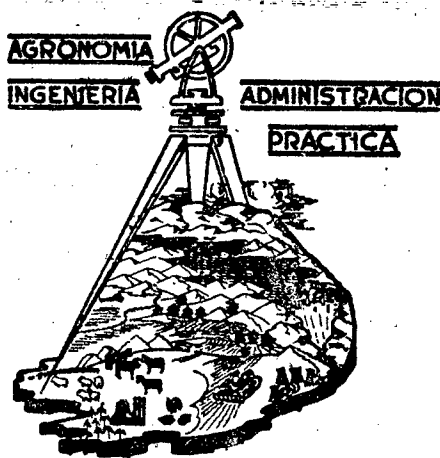


SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
SUBSECRETARIA DE OPERACION
DIRECCION GENERAL DE DISTRITOS DE RIEGO
DIRECCION DE ESTADISTICA Y ESTUDIOS ECONOMICOS

ELEMENTOS DE
ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL

ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
LABORATORIO DE INTERSUELO Y SUPERFICIE



MEMORANDUM TECNICO Núm. 330

MEXICO, D. F., JUNIO DE 1974

Handwritten text at the top of the page, possibly a header or title, consisting of several lines of cursive script.

Handwritten text in the middle section of the page, appearing as a single line or a short paragraph.

Handwritten text in the lower-middle section of the page, possibly a signature or a specific note.

Handwritten text near the bottom of the page, likely a date or a concluding remark.

Handwritten text at the very bottom of the page, possibly a footer or a final signature.

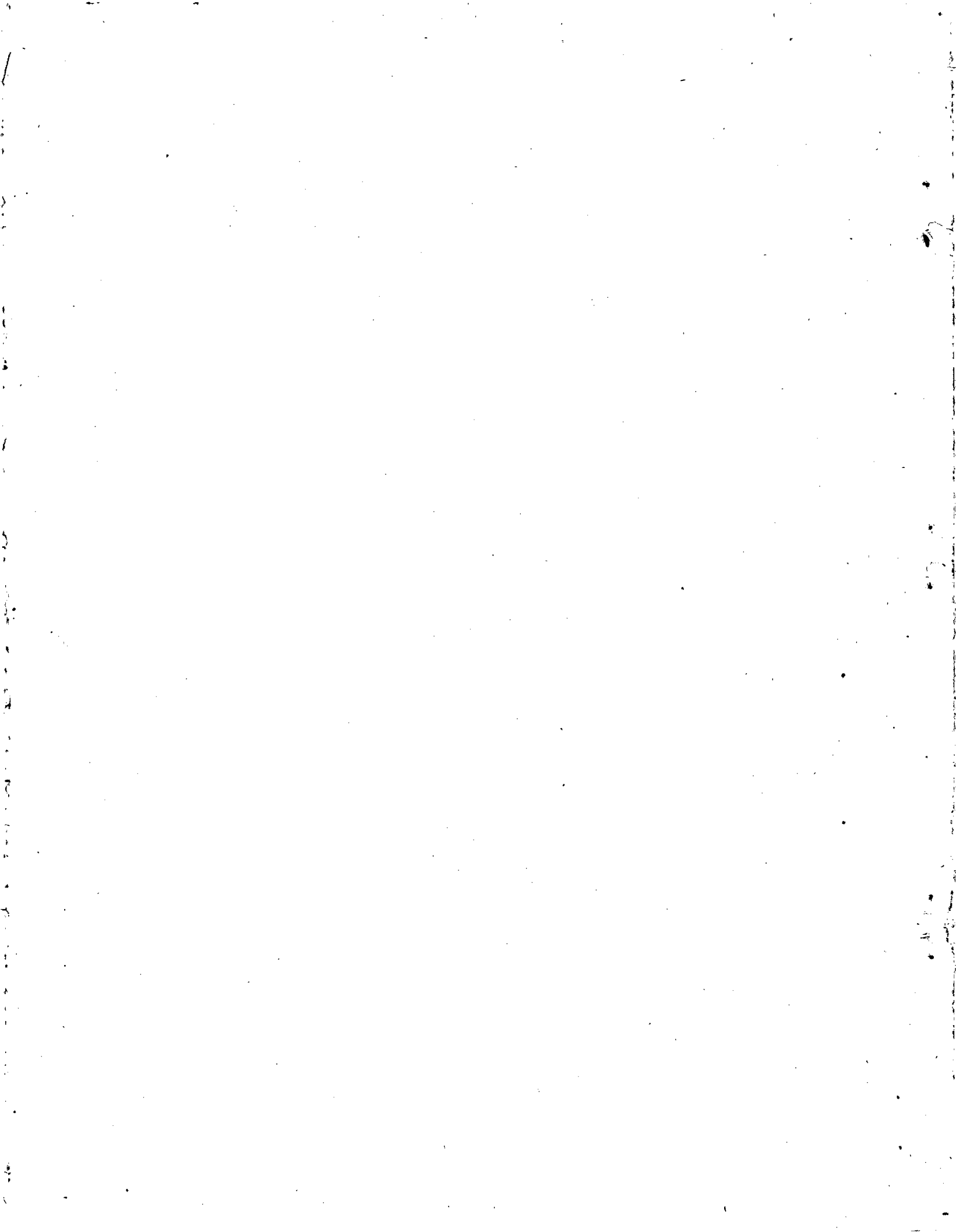
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
SUBSECRETARIA DE OPERACION
DIRECCION GENERAL DE DISTRITOS DE RIEGO
DIRECCION DE ESTADISTICA Y ESTUDIOS ECONOMICOS

MEMORANDUM TECNICO NUM. 330

ELEMENTOS DE ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL

ING. FELIX RODRIGUEZ TORIZ
Jefe del Distrito de Riego
No. 26, Bajo Río San Juan, Tamps.

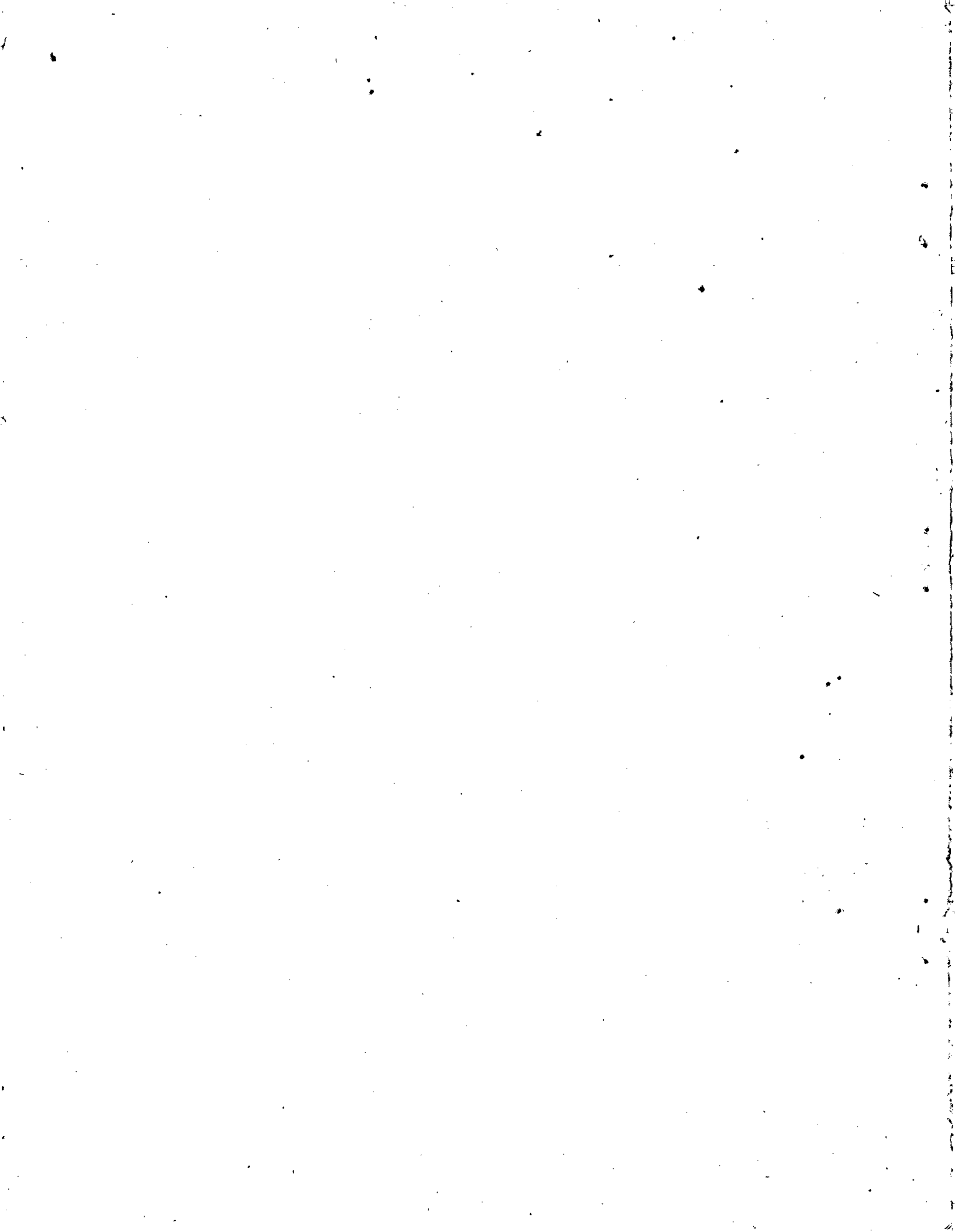
México, D. F., Junio de 1974



P R E S E N T A C I O N

El estudio del escurrimiento superficial de las corrientes, tanto en lo que se refiere a su cuantía como a su distribución a lo largo del año, es fundamental para el proyecto de las obras de captación o de derivación, así como para la operación de las áreas beneficiadas con dichas obras y de las obras mismas.

Por tal razón, se ha considerado muy conveniente dar a conocer el trabajo que se publica en este Memorandum, "Elementos de Escurrimiento Superficial", original del Ing. Félix Rodríguez Toriz, y presentado como tesis para su examen profesional en la Escuela Nacional de Agricultura, de Chapingo, Méx. Dicho trabajo, que se ha considerado muy completo, mereció mención honorífica del Jurado del examen profesional citado, el cual recomendó además, la publicación del estudio para consulta de los alumnos de la mencionada Escuela, - que cursan la materia de Hidrología. Sin embargo, la edición que se hizo como consecuencia de la recomendación anterior fue muy limitada, y por ello, la Dirección General de Distritos de Riego decidió, como se ha dicho, destinar un Memorandum Técnico al trabajo en cuestión, para que pueda tener una difusión más amplia, y proporcionar elementos de juicio para el trabajo de los diferentes técnicos que atienden cuestiones relacionadas con la hidrología.



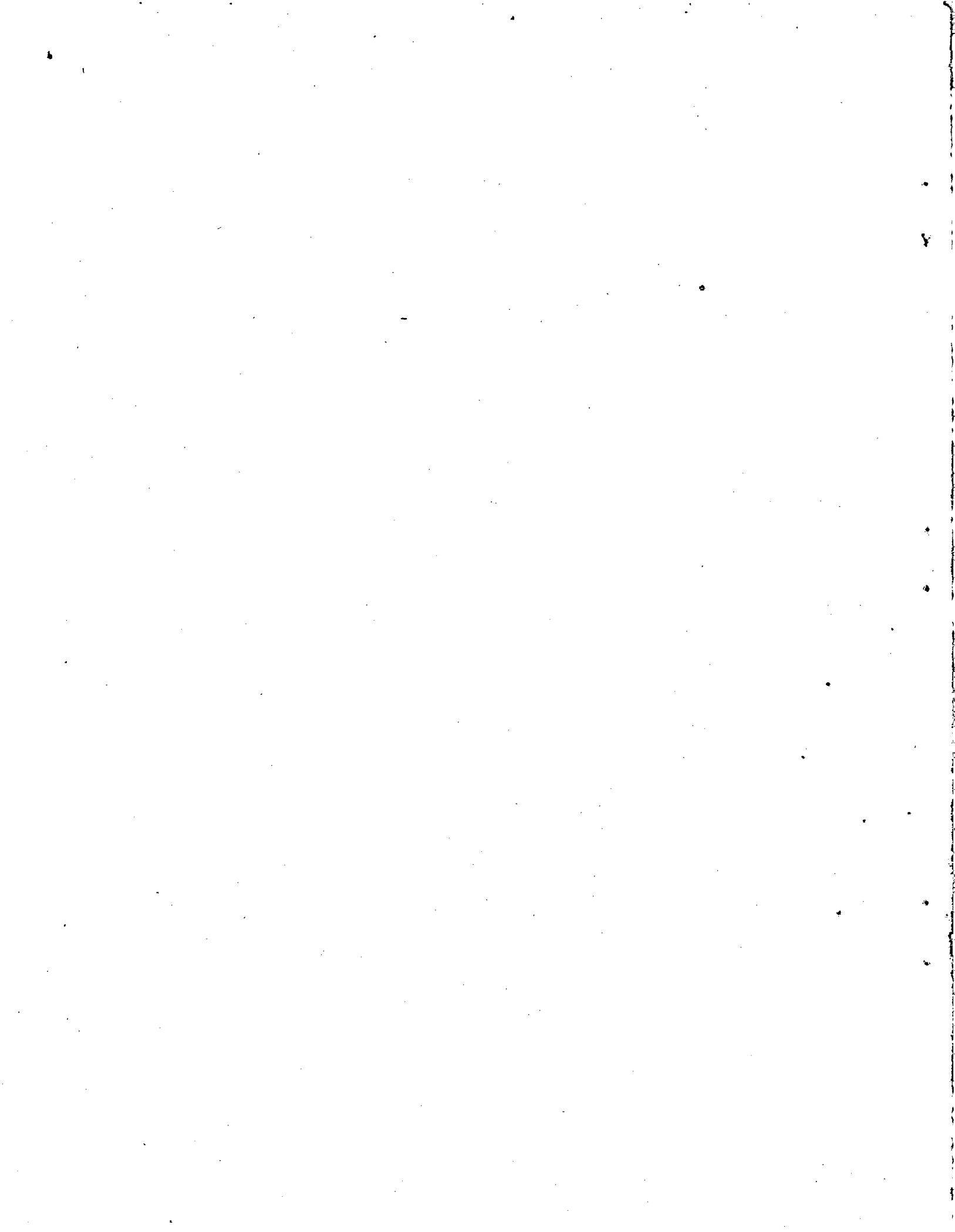
II

En el estudio que se presenta, se dedican inicialmente tres capítulos a los factores que determinan las características del escurrimiento de una corriente, el ciclo hidrológico, la cuenca y la precipitación.

Posteriormente, se dedica un capítulo al estudio del escurrimiento en sí mismo, como fenómeno físico. Después, se estudia con gran detenimiento el aforo de las corrientes, describiendo los métodos y estructuras más adecuados para llevarlo a cabo.

Por último, se dedica un interesante capítulo al estudio de fenómeno tan relacionado con el escurrimiento, como son las avenidas. El estudio de este fenómeno y su previsión, son factores fundamentales para el proyecto de las obras, y la planeación de su operación, ya que el control de las avenidas es básico para evitar daños de consideración y a veces pérdida de vidas.

Se espera que el estudio de los diferentes aspectos del trabajo del Ing. Rodríguez Toriz, sea de manifiesta utilidad para el personal técnico que labora en la Dirección General de Distritos de Riego y en otras dependencias de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.



CONTENIDO

Página

INTRODUCCION.

CAPITULO I.- LA HIDROLOGIA Y SU DESARROLLO

1

1.1.-	Generalidades.	1
1.2.-	Antecedentes Históricos.	2
1.3.-	Definición y Finalidad.	6
1.4.-	Ciclo Hidrológico.	8
1.5.-	Características Hidrológicas.	10
1.6.-	Características Climatológicas.	15

CAPITULO II.- LA CUENCA.

20

2.1.-	Antecedentes y Definición.	20
2.2.-	Area de la Cuenca.	22
2.3.-	Pendiente de la Cuenca.	23
2.4.-	Elevación de la Cuenca.	24
2.5.-	Red de Drenaje.	32
2.5.1.-	Clase de Corrientes.	32
2.5.2.-	Orden de las Corrientes	33
2.5.3.-	Longitud de Tributarios.	34
2.5.4.-	Densidad de Corrientes.	34
2.5.5.-	Densidad de Drenaje.	35
2.6.-	Pendiente del Cauce.	35

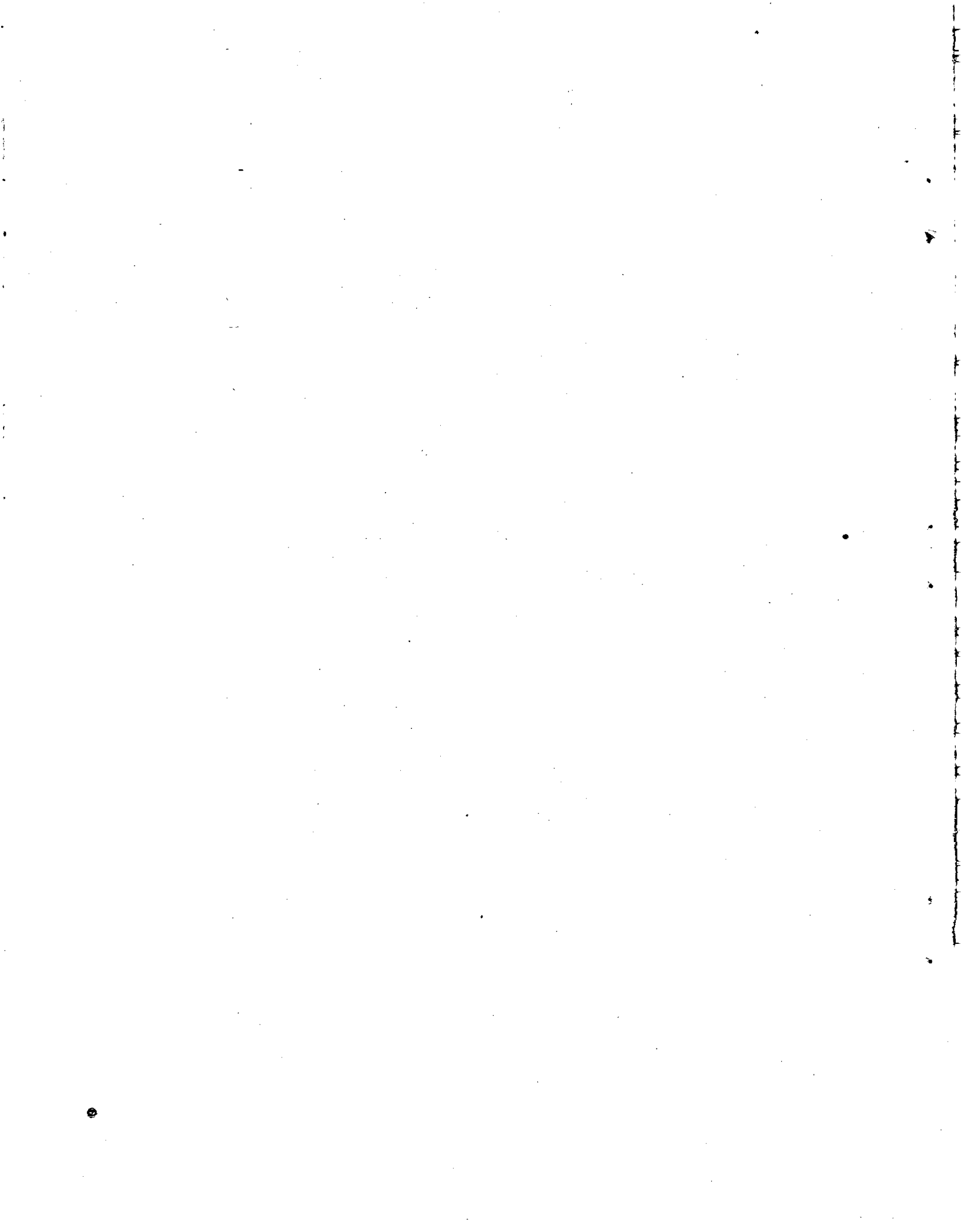
CAPITULO III.- PRECIPITACION.

39

3.1.-	Definición.	39
3.2.-	Formación de la Precipitación.	39
3.3.-	Formas de Precipitación.	42
3.4.-	Tipos de Precipitación.	43
3.5.-	Distribución de la Precipitación.	44
3.6.-	Medida de la Precipitación.	45
3.7.-	Métodos de Análisis.	49
3.7.1.-	Deducción de Datos Faltantes.	49
3.7.2.-	Ajuste de Registros.	50
3.7.3.-	Cálculo de la Precipitación Promedio de una Area.	55
3.7.4.-	Análisis Cantidad-Area-Duración.	57
3.7.5.-	Exceso de Precipitación.	67
3.8.-	Variación de la Precipitación.	70

	Página
CAPITULO IV.- ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL.	72
4.1.- Antecedentes y Definición.	72
4.2.- Origen del Escurrimiento.	73
4.3.- Escurrimiento Directo y Escurrimiento Base.	75
4.4.- Ciclo del Escurrimiento.	77
4.5.- Factores que afectan el Escurrimiento.	83
4.5.1.- Factores Climáticos.	83
4.5.2.- Factores Fisiográficos.	84
4.6.- Relación entre la Precipitación Pluvial y el Escurrimiento.	85
4.6.1.- Correlación entre la Cantidad de Lluvia y - la Escorrentía.	85
4.6.2.- La Fórmula Racional.	87
4.7.- Coeficiente de Escurrimiento.	90
4.8.- Determinación del Coeficiente de Escurrimiento.	92
4.9.- Representación Gráfica del Escurrimiento - Hidrógrafo.	95
4.10.- Características del Hidrógrafo.	96
4.11.- Análisis de la Rama de Abatimiento del Hidrograma.	98
4.12.- Análisis del Hidrógrafo.	105
4.13.- Análisis de Hidrogramas Complejos.	108
4.13.1.- Procedimientos Gráfico.	108
4.13.2.- Procedimiento Analítico.	109
CAPITULO V.- AFORO DE CORRIENTES.	112
5.1.- Generalidades.	112
5.2.- Estaciones Hidrométricas o de Aforo.	113
5.3.- Selección del Sitio.	114
5.4.- Métodos de Aforo.	117
5.4.1.- Métodos de Volumen y Tiempo.	119
5.4.2.- Método de Secciones Hidráulicas.	120
5.4.3.- Medidor Parshall.	126
5.4.4.- Métodos de Sección y Velocidad.	130
5.4.4.1.- Dispositivos Mecánicos para Medir la Velocidad.	134
5.4.4.2.- Métodos Químicos y Eléctricos para Medir la Velocidad.	136
5.5.- Estructuras para Practicar Aforos.	140
5.6.- Sección de Control.	144
5.7.- Obtención de Niveles.	147
5.8.- Operación de las Estaciones Hidrométricas.	151

	Página
5.8.1.-	Prolongación de Curvas de Gastos sobre Papel Logarítmico. 152
5.8.2.-	Prolongación de Curvas de Gastos por el Método d- Q'. 152
5.8.3.-	Prolongación de Curvas de Gastos por el Método de Stevens. 154
CAPITULO VI.- AVENIDAS.	157
6.1.-	Generalidades sobre Avenidas. 157
6.2.-	Clasificación de las Avenidas. 158-A
6.3.-	Determinación del Gasto Máximo en Avenidas. 159
6.3.1.-	Fómulas Empíricas. 160
6.3.2.-	Método de Sección y Pendiente. 166
6.3.3.-	Método de las Curvas Envolventes de Gastos Máximos. 169
6.3.4.-	Método Racional. 178
6.3.5.-	Método del Hidrógrafo Unitario. 180
6.3.5.1.-	Antecedentes. 180
6.3.5.2.-	Definición y Teoría del Hidrógrafo Unitario. 185
6.3.5.3.-	Deducción del Hidrógrafo Unitario. 188
6.3.5.4.-	Deducción del Hidrógrafo Unitario de una Tormenta Compleja. 190
6.3.5.5.-	Hidrogramas Unitarios para Duraciones Diversas. 192
6.3.5.6.-	Ejemplo Práctico del Análisis del Hidrógrafo Unidad. 194
6.3.5.7.-	Hidrogramas Unitarios Sintéticos. 199
6.3.6.-	Métodos Estadísticos. 201
6.4.-	Análisis del Tránsito de una Avenida por Vasos de Almacenamiento con Capacidad Reguladora. 201
6.5-	Control de Avenidas. 211
CAPITULO VII.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	217
RESUMEN.	219
BIBLIOGRAFIA	222



INDICE DE FIGURAS

CONTENIDO

No.	Página
1.1.- Representación del ciclo hidrológico.	9-A
1.2.- Circulación térmica, considerando la tierra fija.	13
1.3.- Circulación térmica en el hemisferio norte.	14
2.1.- Cuenca de drenaje.	22
2.2.- Cálculo de la pendiente de la cuenca según Horton.	26
2.3.- Cálculo de la pendiente de la cuenca según Nash.	27
2.4.- Distribución de frecuencias de las pendientes analizadas en la cuenca.	28
2.5.- Distribución área-elevaciones de la cuenca.	31
2.6.- Clasificación de las corrientes de una cuenca.	33
2.7.- Obtención de la pendiente de un tramo de cauce.	38
3.1.- Tipos de precipitación.	44-A
3.2.- Distribución de la lluvia en función del tiempo.	45
3.3.- Diferentes tipos de pluviómetros.	48
3.4.- Curva doble masa de datos de precipitación.	54
3.5.- Uso de los polígonos de Thiessen para determinar la lluvia promedio.	58
3.6.- Curvas isoyetas para calcular la lluvia promedio.	58
3.7.- Curvas de máxima duración-cantidad-área.	61
3.8.- Curva de exceso de precipitación.	70
4.1.- Distribución de la lluvia en función del tiempo y cantidad.	74
4.2.- Distribución de la precipitación.	77
4.3.- Representación gráfica del gasto base y gasto directo.	79
4.4.- Ciclo de escurrimiento.	82
4.5.- Relación entre la precipitación y la esorrentia.	86
4.6.- Curva de coeficiente de escurrimiento variable.	93
4.7.- Hidrograma típico y sus partes constitutivas.	97
4.8.- Clasificación de la rama de abatimiento.	100
4.9.- Gráfica semilogarítmica que ilustra el método de analizar el retroceso.	103
4.10.- Trazado de una curva de abatimiento compuesta.	104
4.11.- Curva de descenso para q_0 en función de q_t .	105
4.12.- Hidrograma típico donde se muestra los diferentes métodos de separación del gasto base.	108
4.13.- Análisis de hidrogramas complejos empleando curvas de descenso.	111
4.14.- Análisis de hidrogramas complejos usando curvas de q_0 en función de q_t	111
5.1.- Tipos de orificios y vertedores.	125
5.2.- Medidor Parshall.	127
5.3.- Determinación del área de la sección transversal de una corriente.	133

	Página
5.4.- Tipos de molinete.	134
5.5.- Secciones de control.	146
5.6.- Curva-Escala-gasto del k 92 + 400 del Canal Rode.	153
6.1.- Nomograma para gastos de avenida aplicando la fórmula de Burkli-Ziegler.	165-A
6.2.- Método de sección y pendiente para determinar el gasto de una avenida pasada.	168-A
6.3.- Regiones hidrológicas de la República Mexicana.	169
6.4.- Método de Gregory y Arnold.	179
6.5.- Desarrollo del hidrografo unitario.	188-A
6.6.- Construcción de un hidrograma unitario medio.	190
6.7.- Derivación de un hidrografo unitario por el método del hidrografo S.	193
6.8.- Derivación de la curva ó hidrografo S.	197
6.9.- Método gráfica para determinar la constante de tiempo.	206
6.10.- Procedimiento de Goodridge.	210

CAPITULO I.- LA HIDROLOGIA Y SU DESARROLLO.

1.1.- GENERALIDADES.

El constante aumento de la población, lleva aparejado un continuo aumento en la demanda de alimentos, de ahí, que las fuentes productoras de estos tengan que incrementarse en número y en sus rendimientos y siendo el agua, elemento indispensable en la producción de ellos, ya sea en forma directa o indirecta, es preocupación universal, disponer de agua en cantidad y calidad suficiente para satisfacer las necesidades, sean estas de tipo agrícola, ganadero, industrial o el abastecimiento de agua potable tanto a las pequeñas comunidades como a las grandes ciudades.

Es sabido que el agua es un elemento abundante en el globo terrestre, - ya que aproximadamente el 70% de la superficie está cubierta de agua, solo que está mal distribuída, tanto regional como estacionalmente; lo que hace necesario la construcción de grandes obras hidráulicas para el aprovechamiento de los escurrimientos, - que servirán para proporcionar riego a los terrenos agrícolas, para el abastecimiento de agua potable y la generación de energía eléctrica, además de los diferentes usos -

industriales.

En referencia específica a la República Mexicana, se observa que el 52% del territorio nacional se encuentra entre los 19° y 31° de latitud norte, faja que corresponde a la zona de los desiertos; es decir es zona árida; un 31% de la superficie es semi-árida, un 10% comprende zonas semi-húmedas y solo un 7% comprende zonas húmedas.

De acuerdo con lo anterior, la mayor parte del territorio mexicano tiene humedad donde se hace necesario el riego de los terrenos agrícolas.

El porcentaje de tierras disponibles para riego es de más o menos el 12% que equivale a 23 millones de hectáreas, de las cuales en la actualidad solo se explotan poco más de 4 millones de hectáreas con tendencia a aumentar en 3 millones de hectáreas más bajo riego con aguas subterráneas y recuperadas con drenaje.

Lo anterior se debe a la mala distribución geográfica de las disponibilidades hidráulicas y si se considera que las lluvias se presentan en épocas del año diferentes a las de las necesidades de los cultivos, se infiere la necesidad de seguir construyendo obras hidráulicas para su mejor aprovechamiento del agua disponible.

Para lograr lo anterior, es necesario seguir desarrollando métodos y sistemas que nos permitan aprovechar íntegramente las disponibilidades hidráulicas del país.

1.2.- ANTECEDENTES HISTORICOS.

El estudio del agua se ha efectuado desde tiempos remotos; se han estudiado sus propiedades físicas y químicas, así como su comportamiento tanto en la atmósfera, como sobre la tierra.

Fueron los griegos (1400 A.C.) quienes iniciaron el estudio de los escurrimientos superficiales, tratando de conocer el origen de los ríos, sus conclusiones fueron satisfactorias, de las cuales nos legaron en forma casi exacta el ciclo hidrológico. Los romanos, en la persona de Marco Vitruvius (15 A.C.,) nos dieron también una versión del ciclo hidrológico incluyendo la infiltración del agua al subsuelo. Durante el Renacimiento fué perceptible un cambio gradual de los conceptos puramente filosóficos de la hidrología a las observaciones científicas, ya que estas se incrementaron notablemente, como ejemplo podemos mencionar a Bernardo Palissy (1509-1589), filósofo francés y a Leonardo da Vinci (1452-1519), quienes perfeccionaron el conocimiento del ciclo hidrológico, especialmente sobre la infiltración del agua de lluvia y su retorno a la superficie a través de manantiales.

Sin embargo su comprensión sobre la circulación del agua desde el mar hacia la atmósfera, hacia la tierra y su regreso al mar, parece ser más bien una manifestación del genio y no el producto del análisis sobre bases cuantitativas, ya que estas eran muy pocas si acaso las había.

Se puede considerar que la hidrología nació en el siglo XVII, cuando dos científicos franceses determinaron la fuente de abastecimiento de los ríos. Pierre Perrault (1608-1680) y Edmé Mariotte (1620-1682). Perrault midió la precipitación en un punto arriba de Borgoña y estimó el escurrimiento del Río Sena en los años 1688, 1669 y 1670 y encontró que el promedio anual era de 520 mm., posteriormente determinó el escurrimiento de la cuenca y concluyó que el escurrimiento ascendía a una sexta parte del agua llovida, deduciendo que "La lluvia era la fuente de abastecimiento de las corrientes superficiales"; también estudio Perrault la evaporación y el ascen

so capilar, determinando que éste no formaba un cuerpo independiente con respecto a la napa freática, así mismo afirmó que el ascenso capilar en arenas era menor de un metro estableciendo los límites aproximados de la capilaridad en las arenas. Mariotte, midió la cantidad de agua de lluvia que se infiltra, concluyendo que el agua infiltrada abastecía a los manantiales; usando el método del flotador, estimó el gasto del río Sena en París en 200,000 pies cúbicos por minuto ó sea 1.05×10^{11} pies cúbicos por año, cantidad que era menor que la sexta parte de la precipitación promedio anual de la cuenca que abastecía la corriente, comprobando así las conclusiones de Perrault. Varios años después Edmund Halley (1656-1742) famoso astrónomo británico miembro de la Real Sociedad de Londres, publicó estudios de evaporación del mar mediterráneo, afirmando que estaban en función de los volúmenes que llegaban al mar por las diferentes corrientes.

Durante El Siglo XVIII florecieron estudios experimentales de hidráulica, como el piezómetro de Bernoulli, el tubo de Pitot, el medidor de corriente de Woltman, el teorema de Bernoulli y la fórmula de Chezy. Todos estos adelantos contribuyeron al desarrollo de los estudios hidrológicos sobre bases cuantitativas. En este período hubo contribuciones como la teoría del sifón por J.T. Desaguliers; la publicación de un libro sobre Ríos y Corrientes por Paul Frisí titulado "Treatise on Rivers And Torrents" que incluyó datos cuantitativos sobre escurrimiento pluvial y corrigió algunos conceptos hidrológicos erróneos, pero aportando también algunos conceptos erróneos, pero aportando también algunos conceptos erróneos y una ampliación al trabajo de Mariotte sobre la infiltración por la Meherie. El siglo XIX fué la época grande de la hidrología experimental, en esa época se pueden ver muchas contribuciones sig-

nificativas, muchas de ellas a la hidrología de las aguas del subsuelo. Los conocimientos geológicos fueron por primera vez aplicados a los problemas hidrológicos por William Surith; en el campo de las aguas superficiales, la hidrometría sufrió grandes avances incluyendo el desarrollo de muchas fórmulas e instrumentos de medición.

La ciencia hidrológica fué grandemente empírica, ya que las bases físicas para las determinaciones cuantitativas no eran bien conocidas.

Durante la última parte del siglo XIX y los siguientes 30 años ó más, el empirismo se hizo más evidente, ya que cientos de fórmulas empíricas fueron propuestas y la selección de sus coeficientes y parámetros se basó principalmente sobre conceptos y experiencias, lo que fué poco satisfactorio, motivando el incremento en la investigación hidrológica, para lo cual se crearon numerosas sociedades. De 1930 a 1950 se aplicaron análisis racionales a las bases empíricas para resolver problemas hidrológicos. En este período se incrementó notablemente el establecimiento de numerosos laboratorios de hidráulica e hidrología en todo el mundo. Después del año 1950 los adelantos técnicos se han usado extensivamente en problemas de hidrología, además muchos principios hidrológicos racionales han sido propuestos pudiéndose someter a análisis matemáticos.

Instrumentos sofisticados y computadoras de alta velocidad se han desarrollado para medir entre otros, los delicados fenómenos de la hidrología y para resolver complicadas ecuaciones matemáticas de la teoría hidrológica.

1.3.- DEFINICION y FINALIDAD.

Desde el punto de vista etimológico la Hidrología es el estudio del agua; lo que marca un amplio panorama, por lo tanto es necesario considerar el terreno en que interviene, para enfocar su estudio, es decir, que de acuerdo con las características con que interviene el agua, es necesario hacer estudio por separado y designarlo con un nombre específico, así se tiene como ejemplo: La Hidráulica y la Hidrometría.

Para definir la Hidrología se han propuesto numerosos enunciados de los cuales, a continuación se mencionan los que a juicio personal son los más importantes de conocer.

En el año de 1961 Merriam and Webster's describen a la Hidrología como "La ciencia que estudia las propiedades, distribución y circulación del agua, sobre la superficie de la tierra, en el suelo, bajo las rocas y en la atmósfera, en lo que se refiere a la evaporación y precipitación". En 1959 El Federal Council for Science and Technology for Scientific Hydrology recomendó la siguiente definición. "Hidrología es la ciencia que trata del agua en la tierra, su ocurrencia, su circulación y distribución, sus propiedades físicas y químicas y su relación con el medio ambiente incluyen los seres vivos". Entre las definiciones que destacan la importancia práctica de la Hidrología esta de Wisler y Brater que dice: "La Hidrología es la ciencia que trata con los procesos que gobiernan el vaciado y aprovisionamiento de los depósitos de agua en áreas sobre la tierra". En esta última definición se incluye el transporte del agua a través del aire, sobre la superficie de la tierra y a través de los estratos terrestres o sea, es la ciencia que estudia las "diferentes fases del ciclo hidrológico". -
Todavía se puede dar una última definición, describiendo a la Hidrología como "La

ciencia que estudia las aguas que pueden ser aprovechables en forma superficial, así como en forma subterránea, siempre que sea una profundidad económicamente aprovechable".

Si se considera que ciencia pura es aquella que establece relación entre la causa y el efecto de un fenómeno determinado; se observa que la Hidrología trata de establecer leyes entre la causa y el fenómeno, es decir conociendo el fenómeno — (precipitación, evaporación, escurrimiento, etc.) trata de establecer las causas que lo originan, con la finalidad de determinar las medidas necesarias para su control, — además, trata de establecer leyes entre causa y efectos lo que es sumamente difícil, — ya que un fenómeno meteorológico para presentarse necesita de la ocurrencia de varias causas; por ejemplo se pueden precedir escurrimientos o lluvias futuras, pero no se puede precedir cuando ocurrirán esos fenómenos, si acaso solo se pueden dar ciertas probabilidades estadísticas de frecuencia.

Por lo anteriormente mencionado, se infiere que la Hidrología no es una ciencia completamente pura, que tiene una relación muy estrecha con otras ciencias — que sus aplicaciones son numerosas y para enfatizar la importancia que tiene en este aspecto, se usa el término "Hidrología aplicada".

Habiendo descrito anteriormente a grandes rasgos el desarrollo de la hidrología, se observa que la finalidad integral de la misma, es poder contar con los datos necesarios para la construcción de obras hidráulicas que garanticen el mejor aprovechamiento de las aguas, en cantidad suficiente para el desarrollo de los cultivos; cuando las precipitaciones sean insuficientes ó tengan una mala distribución durante el año.

1.4.- CICLO HIDROLOGICO.

Por lo expuesto se puede considerar a la Hidrología como un examen ó evaluación científica del continuo ciclo del agua, llamado también Ciclo Hidrológico, - ampliando este concepto a manera de definición, se puede decir que, "es la interminable circulación que siguen las partículas de agua en cualquiera de sus tres estados físicos. La circulación se efectúa en forma natural y durante la misma, el agua sufre transformaciones físicas, que en nada alteran su cantidad".

El Ciclo Hidrológico se lleva a cabo en tres estratos del sistema terrestre: La atmósfera, o sea la capa gaseosa que envuelve al globo terraqueo, la litosfera que corresponde a la porción sólida de la superficie del globo y la hidrosfera, formada - por los cuerpos de agua que cubren parte de la superficie de la tierra.

A ciencia cierta no se sabe donde se inicia el Ciclo Hidrológico, pero se considera que por ocupar los mares y océanos el 70% de la superficie terrestre, es -- ahí donde se inicia el ciclo, ya que la evaporación proveniente de ellos mucho más alta que la proviene de la tierra y de algunas partes de la atmósfera.

El vapor de agua producto de la evaporación, se condensa en la atmósfera formando nubes, las que al reunir ciertas condiciones se precipitan llegando a la tierra al suelo o a los océanos. Parte del agua que precipita puede ser interceptada por las plantas, escurrir sobre la superficie de los suelos ó infiltrarse al subsuelo; gran parte del agua interceptada, de la transpirada por las plantas y de la que escurre superficialmente, vuelve al aire al evaporarse. El agua infiltrada puede percolar a zonas - profundas, almacenándose en acuíferos subterráneos, los cuales pueden aflorar como -

manantiales, agregándose a corrientes superficiales y llegar a los mares y océanos para ser evaporada cerrando así el ciclo del agua o ciclo hidrológico.

Analizando lo anterior se puede observar que en el ciclo hidrológico intervienen procesos complicados de evaporación, precipitación, transpiración, infiltración, percolación, afloramiento, almacenamiento y escurrimiento.

Para representar el ciclo hidrológico, se han hecho diferentes diagramas, algunos meramente descriptivos, otros cualitativos y otros cuantitativos. Figura 1.1 - (1a, 1b, 1c).

Las cantidades de agua que intervienen en cada uno de los procesos del ciclo hidrológico, pueden evaluarse usando la llamada siguiente ecuación hidrológica de la cual su representación más simple es la siguiente:

$$S = I - O \dots\dots\dots 1.1$$

Siendo "I" el gasto que entra en determinado tiempo a un área problema; por ejemplo el gasto de un canal ó corriente, el gasto hidráulico que encurre superficialmente y el agua que se infiltra todos ellos producto de la precipitación en un período determinado y en un área perfectamente limitada en sus fronteras. "O" es el gasto hidráulico, que sale en un tiempo determinado de un área; Por ejemplo la evaporación total, la transpiración y el agua superficial que sale por un cauce o canal y sobre la superficie del suelo. Y "S" es el cambio del almacenamiento en varias formas de retención.

La ecuación hidrológica a es en esencia una de las formas más simples de la ecuación de continuidad.

1.5.- CARACTERISTICAS HIDROLOGICAS

Las características hidrológicas de una región son determinadas por su estructura geológica y por el clima dominante.

Las características atmosféricas que pueden señalarse para definir el clima de un lugar son numerosas; si consideramos que clima "es el conjunto de características que definen el estado más frecuente de la atmósfera y la distribución de los fenómenos meteorológicos a través del año en dicho lugar"; pero a continuación solo se indican las principales como son: La temperatura, la humedad del aire, el régimen de los vientos, la cantidad y distribución de la lluvia y la evaporación; naturalmente dependerá del estudio a efectuar, la selección de los elementos climatológicos necesarios.

Las características geológicas, están dadas por el constante modelado que

por millones de años ha sufrido la corteza terrestre, este modelo conduce a la formación de rocas, a la definición de elevaciones y del relieve en general, así como a la presencia de fallas tectónicas.

Las características de los suelos que forman la corteza terrestre o litosfera dependen del origen de estos; él que puede ser, metamórfico, sedimentario o magmático.

Consecuentemente, el diseño y ejecución de los proyectos hidráulicos implica consideraciones geológicas y meteorológicas; ejemplificando se puede decir que, la meteorología interviene en la determinación de la precipitación máxima probable - y la geología en las condiciones óptimas de escurrimiento, que son datos necesarios - para el proyecto de almacenamientos de agua.

Las características climatológicas, como la temperatura, la humedad, etc., dependen del movimiento general de los vientos, los cuales son determinados por el movimiento general de la atmósfera. C.G. Rossby, explica el movimiento general de la atmósfera, tomando como base la "circulación térmica" de la siguiente manera: - Si la tierra fuese una esfera fija, la circulación térmica sería como se muestra en la fig. 1.2 en la que se observa que el calentamiento de la superficie terrestre por la radiación solar no es uniforme con relación a la latitud, sino: que la zona ecuatorial recibiría más radiación solar que las altas latitudes, lo que ocasionaría un intercambio de aire entre el ecuador y las latitudes superiores por medio de dos corrientes; una superior que va del ecuador a los polos y otra inferior de las altas latitudes hacia el ecuador; caliente una y fría la otra. La verdadera circulación difiere de lo dicho, debido entre otros a la rotación de la tierra, la fricción, el cambio en el balance de

radiación calorífica de toda masa aérea que se desplaza considerablemente en la latitud y la diferencia del calentamiento entre los continentes y los mares.

La influencia de todos estos factores, complican la circulación general de la atmósfera, pero se conserva el rasgo fundamental de intercambio de aire entre las bajas y las altas latitudes.

La tierra gira de oeste a este y un punto en el ecuador se mueve a una velocidad de 450 m/seg., mientras que a una latitud de 60 se mueve a la mitad de esta velocidad.

Siguiendo a una porción de aire que permanece sobre la superficie de la tierra y por el principio de conservación del momento angular, en un desplazamiento hacia los 60 de Latitud Norte, adquiriría una velocidad teórica hacia el oeste de 675 m/seg. (relativa a la superficie de la tierra). Inversamente si una porción de aire fuese movida del Polo Norte hacia los 60 Latitud Norte, podría adquirir una velocidad teórica hacia el oeste de 225 m/seg. Sin embargo vientos de estas velocidades nunca son observados, debido a la fricción natural. La fuerza que se requeriría para producir estos cambios en velocidad es conocida como "Fuerza de Coriolis". Esta fuerza aparente actúa siempre hacia la derecha en el hemisferio norte y hacia la izquierda en el hemisferio sur.

La forma en que se efectúa la circulación térmica en el hemisferio nortese muestra en la fig. 1.3

La idealizada circulación de la fig. 1.3. muestra cinturones de baja presión en el ecuador y a los 60 de latitud, por lo cual el aire caliente se eleva para dirigirse hacia el polo norte, similamente, se presentan zonas de alta presión a los

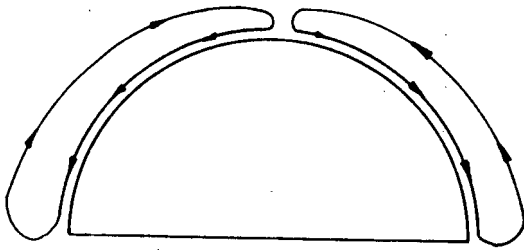


FIG. 1.2.- CIRCULACION TERMICA SIMPLE CONSIDERANDO LA TIERRA SIN MOVIMIENTO DE ROTACION (ROSSBY)

30 de latitud y en los polos. Los elementos termodinámicos determinan que en vez de una circulación simple se forman en realidad tres circuitos, más o menos continuos, uno entre el ecuador y aproximadamente, la latitud de 50, como puestos de los alisios, los contralisios, corrientes ascendentes en la zona ecuatorial y descendentes hacia la latitud mencionada; el segundo circuito entre los 30 y 60 de latitud, formado por corrientes descendentes en los 30 de latitud que sigue una corriente inferior hacia la latitud de 60 y otra hacia el ecuador proveniente esta de los 60 de latitud; el tercer circuito es un circuito polar entre el polo y la latitud de 60; cuyas características principales son una corriente inferior, del polo hacia dicha latitud con componente oriental y otra superior que ascendiendo sobre la primera, hacia la latitud de los 60, se dirige al polo en componente occidental.

Estas zonas son enormemente distorcionadas por los efectos de las masas de agua y tierra. Estos efectos son los resultados de la diferencia en el calor específico, reflexión y propiedades combinadas del agua y la tierra.

Las grandes masas de agua, ganan o pierden calor en mayor cantidad por su movilidad, mientras que los continentes son afectados solo cerca de la superficie, consecuentemente, la temperatura en la superficie terrestre es menos uniforme que en la superficie de grandes cuerpos de agua. Esta condición es más acentuada por el -

bajo calor específico del suelo y su alto índice de reflexión, especialmente en invierno cuando la cubierta de nieve refleja más la radiación solar, devolviéndola al espacio. En invierno, esto es una tendencia por la acumulación de aire frío más denso sobre masas de tierra y aire caliente sobre los océanos; en verano ésta situación es a la inversa.

Las características semipermanentes de la circulación media o general son estadísticas y en cualquier época pueden desplazarse por causas o sistemas transitorios o migratorios. Estos sistemas transitorios son clasificados como ciclones y anticiclones. Siendo los ciclones áreas más o menos circulares de baja presión atmosférica, en la cual los vientos circulan al contrario de las manecillas del reloj. En el hemisferio norte se forman en las bajas latitudes y son llamados ciclones tropicales y pueden convertirse en violentos huracanes o tifones, que son sistemas con velocidades del viento mayores de 120 Km. por hora. También se forman los ciclones a lo largo de los frentes entre masas de aire caliente y frío, son llamados en este caso ciclones extratropicales, los que usualmente son mayores que los tropicales y pueden producir lluvias sobre extensas áreas.

Un anticiclón es un área de alta presión, en la cual los vientos tienden a girar en espiral; en sentido de las manecillas del reloj en el hemisferio norte.

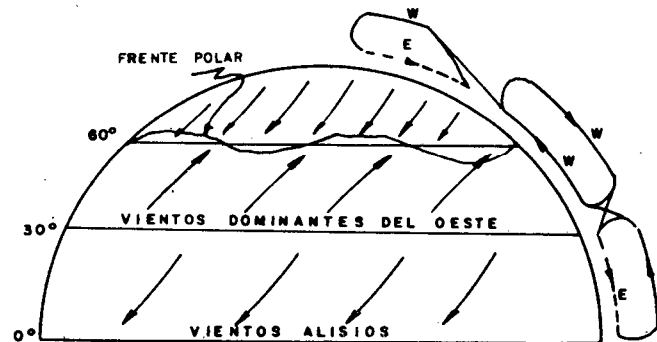


FIG. 1.3.- CIRCULACION TERMICA DEL HEMISFERO NORTE

1.6.- CARACTERISTICAS CLIMATOLOGICAS.

Anteriormente se ha mencionado que los elementos que determinan el clima de una región son principalmente; la temperatura, la humedad, los vientos, la evaporación y la lluvia o precipitación. Sin tratar de abarcar el campo de la meteorología, haremos breves exposiciones de cada uno de estos elementos principales, exceptuando la precipitación, ya que esta es un elemento básico en la hidrología, en lo que se refiere a la determinación de los escurrimientos en una cuenca, además de otras intervenciones, por lo que se analiza en capítulo por separado.

1.6.1 TEMPERATURA:- Una de las cualidades físicas de la materia, consiste en la propiedad que tiene de almacenar calor en mayor o menor grado. Para obtener el concepto de temperatura, se compara la cantidad de calor almacenada en un cuerpo, con la cantidad almacenada en otro. Pudiéndose hacer dicha comparación por medio del tacto o bién con el auxilio de aparatos específicos, llamados termómetros. Existen varias clases de termómetros, entre los que se pueden anotar los siguientes:

Termómetro Six, o de máxima y mínima.

Termómetro de ambiente.

Termómetro de máxima.

Termómetro de mínima.

Como la temperatura, es de gran importancia para la climatología, es necesario que su medición se efectuó en condiciones que evitan alteraciones, es decir - los termómetros deben estar en abrigo o casetas que permitan la circulación del aire - y que simultáneamente eviten la exposición directa del termómetro a los rayos solares, además de cumplir con ciertos requisitos para su instalación.

A saber la temperatura de un lugar depende de varios factores que se pueden agrupar en factores geográficos y meteorológicos. Entre los primeros se pueden mencionar:

1.6.1.1 LATITUD:- La temperatura desciende del ecuador a los polos, siendo más baja en las altas latitudes y viceversa. Este descenso no es regular, ya que las isotermas no siguen la dirección de los paralelos, si no que se apartan de ellos, principalmente sobre las masas continentales. Pero en términos generales la temperatura baja 0.06 por grado de latitud.

1.6.1.2 PROXIMIDAD AL MAR:- La influencia de este factor se observa desde varios puntos: Las isotermas son más irregulares sobre las masas continentales que sobre los mares. Además, las corrientes marítimas ejercen gran influencia en las porciones occidentales de las masas continentales entre las latitudes de 35 y 80 , aumentando su temperatura. Las corrientes más importantes son la del Golfo y la de Kuro-Sivo.

1.6.1.3 ALTITUD:- Tienen una gran influencia, ya que al variar la temperatura debido a la altitud, modifica la influencia de otros factores como la latitud. La temperatura baja a razón de aproximadamente 0.6 por cada 100 m.

De los factores meteorológicos se pueden mencionar la humedad del aire y los vientos.

1.6.2 HUMEDAD DEL AIRE:- El vapor de agua contenido en la atmósfera es un gran absorbente de las ondas caloríficas, emitidas por la tierra, lo que aumenta la temperatura del lugar.

El vapor del agua se encuentra en la atmósfera en porciones muy variables,

tanto por lo que respecta a las distintas regiones de la tierra y a distintas alturas sobre el suelo, como por lo que se refiere al transcurso del tiempo. En mayor o menor cantidad, siempre existe en las capas inferiores. Considerando un máximo contenido de vapor de agua cuando corresponde a un 4% en volumen. Aún en la capa de aire que se encuentra en contacto con los Desiertos, hay vapor de agua.

A la determinación de la cantidad de vapor de agua que contiene el aire se llama Higrometría y cuando se habla del "estado higrométrico del aire" se hace referencia generalmente al dato "humedad relativa", que se refiere a la relación que hay, entre la cantidad de vapor de agua que en el momento considerado contiene el aire y la máxima cantidad de vapor de agua que a esa temperatura, puede el aire contener, la humedad se expresa en tanto por ciento.

Para medir la humedad en las capas superficiales de la atmósfera, se utiliza el psicrometro que consiste de dos termómetros, uno con su ampolla cubierta con muselina o de alguna otra tela de tejido abierto, empapada en agua, a este termómetro obviamente se le llama mojado y al otro, que es un termómetro ordinario se le denomina termómetro seco. Al evaporarse el agua que humedece la muselina, se produce un enfriamiento debido al efecto refrigerante de la evaporación, por lo que el termómetro mojado marca más bajo que el seco, llamándose "depresión de ampolla húmeda" a la diferencia de temperatura entre ambos termómetros. Se usan también para la determinación de la humedad atmosférica los higrómetros de cabello.

La humedad atmosférica está influenciada enormemente por la temperatura.

1.6.3. VIENTO:- El viento que es el aire en movimiento, es un factor muy influyen

te en varios procesos hidrometeorológicos, ya que transmite la humedad y el calor, - asimismo determina las condiciones de evaporación, ya que al moverse el aire sobre - una masa de agua, adopta la presión de vapor de la superficie de esta, de tal manera que no hay evaporación, similamente el aire en contacto con una superficie de nieve o hielo adopta la temperatura y presión de vapor de estos de forma tal, que cesa la fu sión por convención y la condensación.

Consecuentemente el viento ejerce considerable influencia en los procesos de evaporación y fusión de las nieves.

El viento tiene su origen en las diferencias térmicas de las masas de aire - y la tierra, de acuerdo con la latitud, según se explicó anteriormente en la circula- - ción atmosférica. Sin embargo, los vientos son generalmente variables, debido a -- los sistemas de presión migratorio y en forma similar varía con el tiempo.

Para medir la velocidad el aire, se utilizan instrumentos específicos llama dos Anemómetros, de los cuales hay dos tipos: Los de Rotación y los de Presión.

De los primeros, el modelo Robinson, que es el más usado está formado por un molinete de cuatro o de tres brazos que terminan en sendos casquetes esféricos y - que gira sobre un eje vertical y de un mecanismo para contar el número de vueltas - que dá aquel, impulsando por el viento. Fig. 1.4

De los de Presión el más usado es el de tipo Dines basado en la aplicación del tubo de Pitot, aparato este, que mide la velocidad de la corriente de un fluido de densidad conocida en función de la altura de una columna líquida, aplicando el teore de Bernoulli.

El Anemómetro Dines es en realidad un Anemógrafo que consta de tres partes esenciales. Una veletilla que orienta según la dirección del viento y un tubo, - por la boca del cual sopla el viento aumentando la presión en su interior forman, la - parte captadora.

La parte inscriptora se compone de un tanque cilíndrico que contiene agua hasta cierto nivel, dentro del cual permanece un flotador, en el que terminan los tubos de la parte captadora, además en su parte superior un cilindro con papel enrollado para el diagrama que traza la pluma que va fija a un vástago vertical que lleva el -- flotador en su parte superior, la forma y dimensiones del flotador están calculados de tal manera que sus ascensos sean proporcionales a la velocidad del viento, al aumentar este la presión en el espacio abajo del flotador y la disminuye en el espacio arriba del flotador dentro del tanque.

Los experimentos de W.M. Dines lo condujeron a la construcción del anemógrafo basado en la siguiente relación:

$$P = 0.93V^2$$

que sirvió para la calibración del aparato.

CAPITULO II.

LA CUENCA

2.1.- ANTECEDENTES Y DEFINICION:

Las dimensiones y características de las obras hidráulicas para fines de almacenamiento, para la generación de energía eléctrica o para regularización de avenidas, tienen como base la magnitud de los escurrimientos de la corriente, los cuales son generados por precipitaciones ocurridas en el área de influencia de la corriente; a esa área de influencia se le conoce como área de captación ó área de drenaje; por lo tanto y a manera de definición se puede concluir que cuenca de drenaje es toda el área drenada por una corriente ó por un sistema de corriente, cuyas aguas concurren a un punto de salida; en otras palabras se puede decir que cuenca de drenaje, es el área que contribuye al escurrimiento y que proporciona todo o parte del flujo de la corriente principal y sus corrientes tributarias.

Toda cuenca está limitada por una línea formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que cruza la o las corrientes en los puntos de salida, esa línea re-

cibe el nombre de parteaguas y constituye la división de cuencas adyacentes.

Por supuesto que se encontrarán casos, en los que existan zonas aisladas de nivel topográfico alto dentro de la cuenca y casos en los que el parteaguas limite áreas, en las cuales, el escurrimiento superficial es colectado en lagos ó lagunas no conectadas con algún cauce para dar salida a esas aguas.

El área limitada por el parteaguas es en sí, el área de aportación de las corrientes, esa área puede ser diferente a la cuenca de aguas subterráneas, la cual no necesariamente tiene la misma proyección vertical.

Frecuentemente es necesario dividir el área de las grandes cuencas, con objeto de tener unidades de tamaño práctico. Y así se tendrá que las áreas tributarias resultantes o subáreas estarán a su vez limitadas por parteaguas interiores.

El criterio base para subdividir el área de la cuenca, debe ser el grado de importancia de los escurrimientos de la corriente tributaria, dados por la información obtenida mediante alguna estación hidrométrica o por algún método deductivo.

La diferenciación de una cuenta grande de una cuenca pequeña, desde el punto de vista hidrológico, no se hace considerando el tamaño como una función de extensión territorial, sino según el efecto de ciertas características climatológicas y fisiográficas que tienen influencia en los escurrimientos y así se tiene que una cuenca pequeña es aquella que en presencia de lluvias de alta intensidad y corta duración, produce escurrimientos significativos, como resultado de la predominancia de las características físicas del suelo con respecto a las del cauce.

Independientemente de las características de la precipitación y de la eva

potranspiración, el escurrimiento en una cuenca depende de las características fisiográficas de la misma, sean características geométricas, como el área de drenaje, la pendiente, la elevación, las características del cauce principal, de la red de corrientes, etc., etc., o bien sean características físicas como la cubierta del suelo, el uso del mismo, el tipo, las condiciones de permeabilidad y la capacidad de almacenamiento superficial, etc.

Con el fin de conocer los valores de algunas características del escurrimiento, a continuación se describen las metodologías o procedimientos de cálculo.

2.2.- AREA DE LA CUENCA.

Como se mencionó anteriormente, el área de drenaje de una cuenca es el área limitada por el parteaguas y al medirla, realmente se mide su proyección sobre un plano horizontal, utilizándose para ello el planímetro y expresando los resultados en kilómetros cuadrados, aunque también se acostumbra expresarla en hectáreas, sobre todo tratándose de cuencas pequeñas. Fig. 2.1

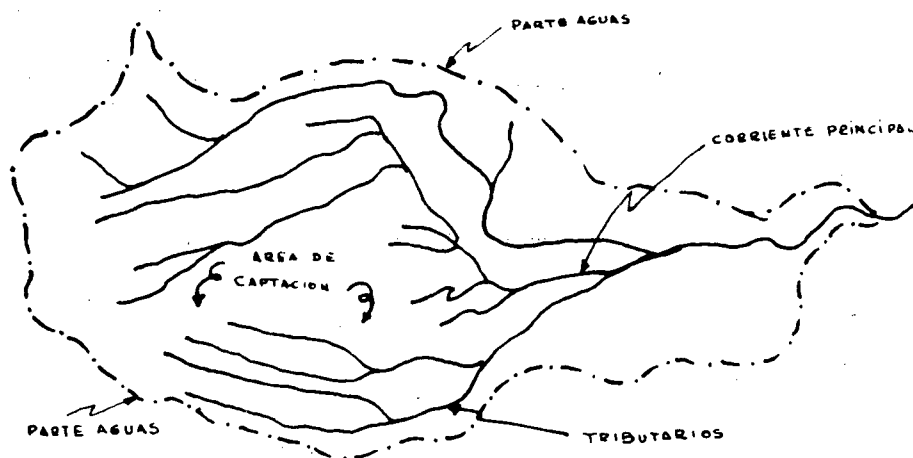


FIGURA 2.1.- CUENCA DE DRENAJE.

2.3.- PENDIENTE DE LA CUENCA.-

Característica de la cuenca, que tiene gran influencia en los escurrimientos de la corriente. Existen varios métodos de cálculo, dependiendo la selección de ellos del uso que se le vaya a dar al resultado.

2.3.1.- METODO DE ALVORD.- Es el más simple de los procedimientos y se basa en la pendiente existente entre las líneas intermedias entre las curvas de nivel, que es equivalente al desnivel entre dichas curvas, obteniendo la pendiente de la cuenca al sacar el promedio pesado de la pendiente de cada faja en relación con su área de influencia; analíticamente tendríamos:

partiendo de:
$$S_1 = \frac{d}{b_1}$$

y de
$$b_1 = \frac{a_1}{l_1}$$

tendríamos
$$S_1 = \frac{dl_1}{a_1}$$

de donde

$$S = \frac{dl_1}{a_1} \frac{a_1}{A} + \frac{dl_2}{a_2} \frac{a_2}{A} + \dots + \frac{dl_n}{a_n} \frac{a_n}{A}$$

simplificando

$$S = \frac{d}{A} (l_1 + l_2 + \dots + l_n)$$

por lo tanto

$$S_c = \frac{dL}{A}$$

teniendo las literales los siguientes significados.

S_1 pendiente media entre líneas intermedias.

- d desnivel entre líneas medias equivalente al desnivel entre curvas de nivel, - debe ser constante y expresarse en Km^2
- b₁ ancho de la faja.
- a₁ área de la faja.
- l₁ longitud de la curva de nivel.
- A Área de la cuenca en kilómetros cuadrados.
- L Longitud total de las curvas de nivel dentro de la cuenca, se expresa en kilómetros.
- S_c pendiente de la cuenca.

2.3.2. - METODO DE HORTON. - Este método consiste esencialmente en determinar la pendiente de la cuenca en dos direcciones, para posteriormente determinar la pendiente general de la cuenca, tomando en consideración la inclinación de las curvas de nivel; el procedimiento es el siguiente:

1o. Trazar una cuadrícula sobre el plano del área de la cuenca en estudio, habiendo orientado previamente a ésta. Fig. 2.2. - El número de cuadros dependerá del tamaño de la cuenca y del criterio del que analiza.

2o. - Se enumeran las líneas de la cuadrícula, ubicando el cero en la parte inferior izquierda, para después medir la longitud de cada línea de la cuadrícula que queda comprendida dentro de la cuenca; igualmente se cuentan las intersecciones y tangencias de cada línea con las curvas de nivel.

Una tabla de cálculo de las intersecciones y longitudes de las líneas com-

prendidas dentro de la cuenca, puede tener el siguiente encabezado.

NUMERO DE LA LINEA	INTERSECCIONES		LONGITUDES EN KM.	
	Nx	Ny	Lx	Ly

3o. Se calcula la pendiente en dos direcciones (x y y) de la siguiente

forma :

$$S_x = \frac{N_x D}{L_x} \quad S_y = \frac{N_y D}{L_y}$$

siendo

S_x la pendiente de la cuenca en la dirección x.

S_y la pendiente de la cuenca en la dirección y.

D desnivel constante entre curvas de nivel.

N_x número total de intersecciones y tangencias de las curvas de nivel, con las líneas de la cuadrícula en la dirección.

L_x longitud total de las líneas de la cuadrícula, comprendidas dentro de la cuenca, en la dirección x.

L_y longitud total de las líneas de la cuadrícula comprendidas dentro de la cuenca, en la dirección y.

4o. Conociendo los diferentes valores mencionados en el punto anterior,

Horton considera que la pendiente media de la cuenca puede calcularse como :

$$S_c = \frac{ND \sec \theta}{L}$$

donde :

$$L = L_x + L_y$$

$$N = N_x \cdot N_y$$

Θ ángulo entre las líneas de la cuadrícula y las curvas de nivel.

5o. Horton considera que resulta demasiado laborioso calcular la $\text{Sec. } \Theta$ de cada intersección, por lo que recomienda usar como valor promedio 1.57.

Prácticamente se puede ignorar al término $\text{Sec. } \Theta$ y también resulta eficaz utilizar el promedio aritmético o geométrico de las pendientes S_x y S_y , como valor de la pendiente de la cuenca.

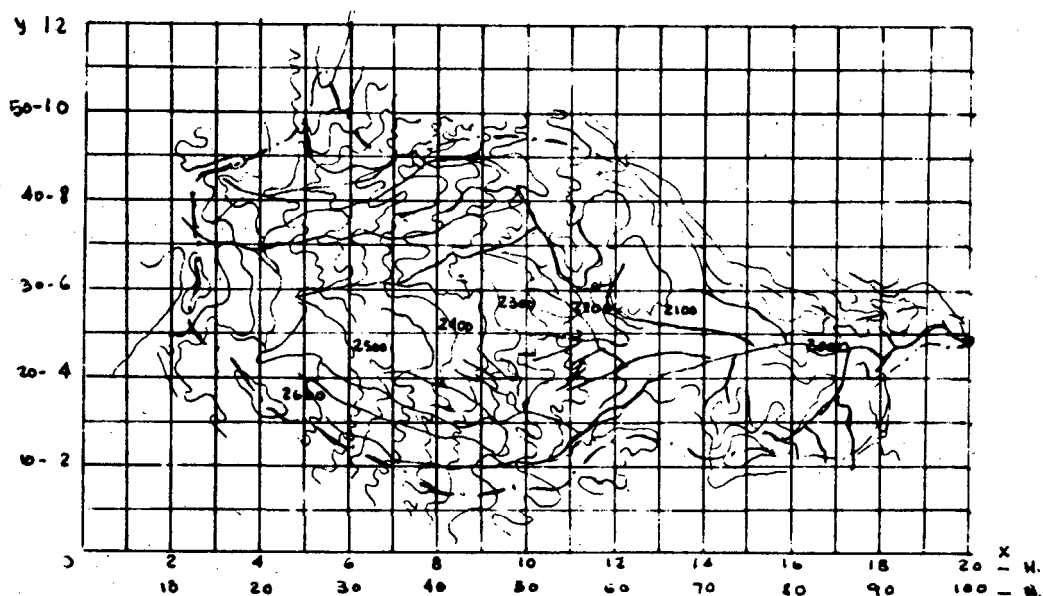


FIGURA 2.2. MALLA PARA OBTENER LA PENDIENTE DE LA CUENCA

2.3.3.- METODO DE NASH.- Este procedimiento de cálculo de la pendiente de una cuenca es análogo al empleado por Horton, ya que también se requiere trazar una cuadrícula sobre el plano topográfico de la cuenca, de manera tal que se obtengan aproximadamente 100 intersecciones fig. 2.3, en cada una de las cuales se mide la distancia mínima entre las curvas de nivel y la pendiente en ese punto se considera co

mo la relación entre la diferencia de nivel entre curvas y la mínima distancia medida, la pendiente así obtenida es la correspondiente a cada intersección y la media aritmética de ellas se considera como la pendiente de la cuenca.

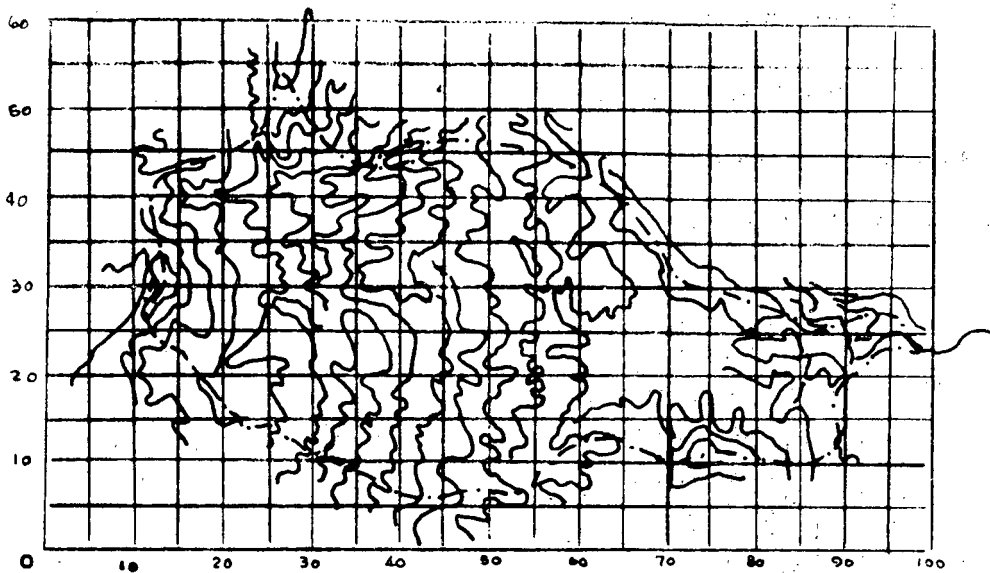


FIGURA 2.3- CALCULO DE LA PENDIENTE SEGUN NASH.

Con objeto de facilitar el cálculo se puede utilizar una tabla que tenga los siguientes encabezados:

INTERSECCION.	COORDENADAS.		DIST. mín. Km.	PENDIENTE S	ELEVACION. msnm.
	x	Y			

Este procedimiento de cálculo de la pendiente, permite construir una gráfica de distribución de frecuencias de las pendientes medidas en cada punto fig. 2.4 y así conocer la distribución total de la pendiente en la cuenca.

La gráfica conviene trazarla en papel logarítmico, una vez que las pen-

dientes calculadas son analizadas estadísticamente, escogiendo un intervalo de clase conveniente y determinando la frecuencia de cada caso; para simplicidad podría utilizarse la siguiente tabla de cálculo.

S (intervalo de clasificación)	n	$\frac{n}{\sum n}$	$\frac{n}{\sum n} \times 100$	$\frac{n}{\sum n} \times 100$ acumulado.
SUMA				

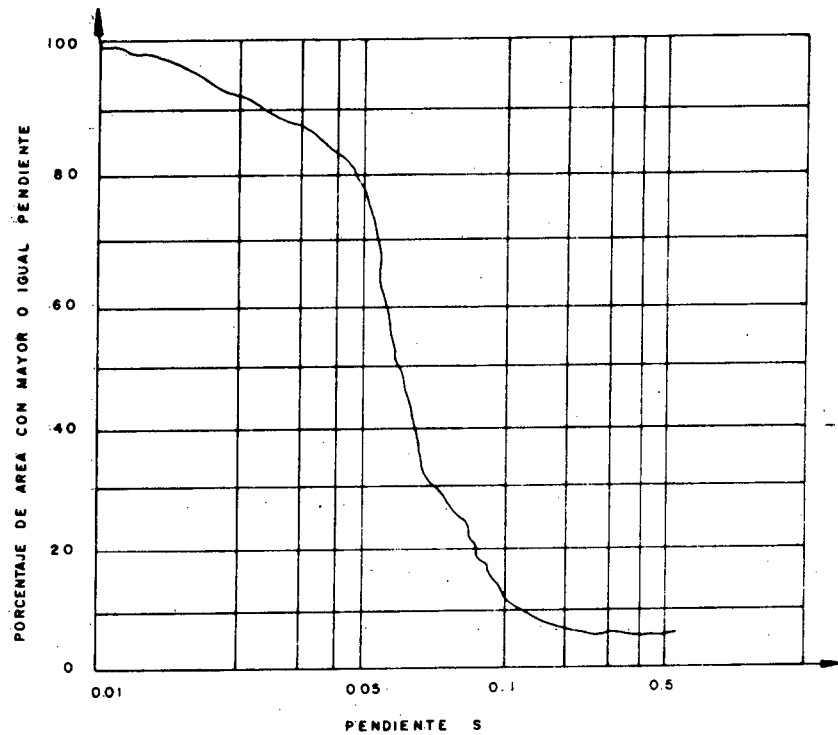


FIG. 2.4 - DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS DE LAS PENDIENTES ANALIZADAS EN LA CUENCA.

2.4. - ELEVACIÓN DE LA CUENCA. -

En ocasiones es necesario conocer la elevación media o la variación en elevación de una cuenca, para ello se puede seguir el siguiente procedimiento de cálculo, que se basa en la construcción de una cuadrícula sobre el plano topográfico del área de la cuenca, que tenga por lo menos 100 intersecciones dentro de la misma, a continuación se determina la elevación de cada intersección, teniendo así los elementos para calcular la elevación media, que en este caso corresponde a la media aritmética de las elevaciones conocidas, si se denomina convencionalmente h_m a la elevación se tendrá que:

$$h_m = \frac{\sum h_i}{n}$$

h_m la elevación media de la cuenca.

n el número de elevaciones conocidas.

Más frecuentemente se requiere conocer la variación en elevación de una cuenca ó el porcentaje del área dominado por x elevación, ya que la elevación media tiene uso y valor cuando la variación en elevación del área de drenaje es mínima, de ahí la necesidad de conocer los otros valores mencionados, para ello se requiere calcular la gráfica de distribución área-elevaciones; que se obtiene dibujando los porcentajes de área arriba ó abajo de las diferentes elevaciones.

La curva área-elevación resultante se puede considerar como el perfil de la cuenca y tiene utilidad al comparar cuencas de diferentes tamaños fig. 2.5.

Para obtener los datos área-elevación, puede utilizarse el planímetro so-

bre el plano topográfico de la cuenca y determinando el área encerrada entre curvas de nivel. También se puede emplear el método de las intersecciones, determinado el número de intersecciones correspondiente al intervalo de elevación escogido, considerando que la elevación en cada intersección es representativa de un área igual a un cuadro de la cuadrícula.

La distribución del área-elevaciones se puede ver en la figura 2.5, con su tabla de cálculo.

La elevación media de la cuenca puede calcularse también de la curva área-elevación, correspondiendo a la elevación del 50 por ciento del área.

ELEVACION mm	n	$\frac{n}{\sum n}$	$\frac{n}{\sum n} \times 100$	$\frac{n}{\sum n} \times 100$ acumulado.
SUMA.				

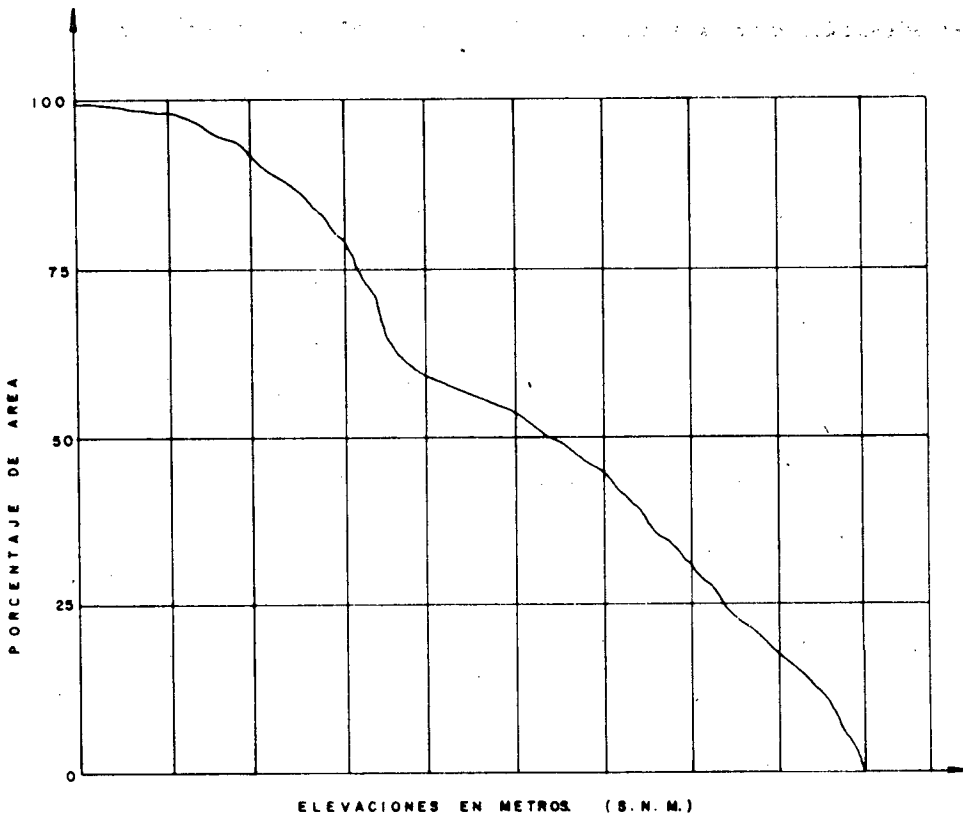


FIG. 2.5 DISTRIBUCION AREA-ELEVACIONES DE LA CUENCA

2.5.- RED DE DRENAJE.

Una característica importante de cualquier cuenca y que interviene enormemente en la magnitud de los escurrimientos es la red de drenaje, consistente en el número y trayectoria de los escurrimientos y su importancia radica en la eficiencia del drenaje de la cuenca, además la forma de drenaje es un indicador de las condiciones del suelo y de la superficie de la cuenca.

Las características de una red de drenaje se describen de acuerdo con:

La clase de corrientes.

La longitud de los tributarios.

La densidad de corrientes.

La densidad de drenaje.

A fin de tener una idea de los factores anteriores, a continuación se hará una breve descripción de cada uno.

2.5.1.- CLASES DE CORRIENTES.- Todas las corrientes se clasifican en tres clases - dependiendo del tipo de escurrimiento, el cual involucra las características físicas y - condiciones climáticas de la cuenca; así las corrientes pueden ser:

Efímera.

Intermitente.

Perenne.

Una corriente es efímera porque solo conduce agua cuando llueve e inmediatamente después, es decir solo capta escurrimiento superficial.

Una corriente se le clasifica como intermitente debido a que lleva agua la mayor parte del tiempo, pero principalmente en época de lluvias, su aportación cesa cuando el nivel freático desciende por debajo del fondo del cauce.

Son corrientes perennes aquellas que contienen agua todo el tiempo, ya que en épocas de estiaje es abastecida por las aguas freáticas, ya que el nivel de estas permanece por arriba del fondo del cauce.

2.5.2.- ORDEN DE LAS CORRIENTES.- La red de drenaje se compone de una corriente o cauce principal y una serie de afluentes y para ordenar las corrientes, se efectúa una clasificación, la cual considera como corriente de primer orden, aquellas que no tienen tributarios; de segundo orden a los que tienen tributarios de primer orden; de tercer orden aquellas corrientes que tienen dos o más tributarios de segundo orden, -- etc. (fig. 2.6) Por lo tanto el orden de la corriente principal indicará la extensión de la red de corrientes dentro de la cuenca. La clasificación deberá efectuarse considerando tanto corrientes perennes como intermitentes.

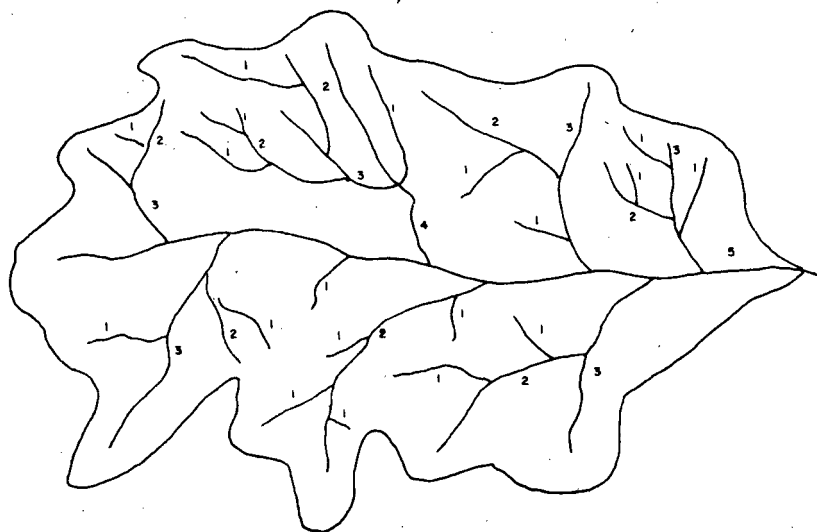


FIG. 2.6 CLASIFICACION DE LAS CORRIENTES DE UNA CUENCA

2.5.3. - LONGITUD DE TRIBUTARIOS. - La topografía de una cuenca define en sí la longitud de los tributarios, ya que estos son indicadores de la pendiente. Generalmente las áreas escarpadas y con buen drenaje tienen numerosas corrientes pequeñas y efímeras, por el contrario las áreas planas con suelos profundos y permeables tienen corrientes largas generalmente perennes.

La longitud de las corrientes se mide a lo largo del eje de la cuenca, sin considerar los meandros, además, la longitud se compone de una serie de segmentos lineales, trazados lo más próximo posible a la trayectoria del cauce de la corriente.

2.5.4. - DENSIDAD DE CORRIENTES. - Esta característica es un indicador de la eficiencia de drenaje de una cuenca, pero debe manejarse con criterio, debido a que puede ocurrir que se tengan dos cuencas diferentes con la misma densidad de corrientes y estar drenadas en diferente forma, dependiendo de la longitud y disposición de sus corrientes.

La densidad de corrientes se representa como la relación existente entre el número de corrientes y el área drenada, es decir:

$$D_c = \frac{N_c}{A}$$

donde D_c es la densidad de corrientes.

N_c es el número de corrientes.

A área total de la cuenca en Km^2 .

El área de la cuenca, tal y como se menciona anteriormente se mide con

un planímetro; el número de corrientes se determina mediante "cuánteo"; considerando las corrientes perennes e intermitentes; tomando en cuenta cada corriente desde su nacimiento hasta su desembocadura en el caso de las corrientes principales y desde su nacimiento hasta la unión con la corriente de orden superior para los tributarios.

2.5.5.- DENSIDAD DE DRENAJE.- Esta característica es más real confiable que la densidad de corrientes; ya que expresa la longitud de las corrientes por unidad de área, o sea:

$$Dd = \frac{Lc}{A}$$

donde

Dd densidad de drenaje.

Lc longitud total de las corrientes en kilómetros.

A área de la cuenca en Km².

2.6.- PENDIENTE DEL CAUCE.-

La pendiente del cauce de una corriente, es la relación existente entre la diferencia de elevaciones de los extremos de la corriente, es decir el desnivel existente entre esos dos puntos y la longitud horizontal de dicho tramo, así tenemos:

$$S = \frac{\Delta H}{L}$$

donde

S pendiente del tramo de cauce.

ΔH desnivel entre los extremos del cauce en metros.

L Longitud horizontal del tramo de cauce en metros.

A pesar de ser válida la definición anterior, ordinariamente representa la pendiente de una línea (\overline{AB}) que une los puntos extremos del tramo de cauce fig. 2.7. Para tener una pendiente más real, se busca una línea que compense por la propiedad de contener la misma área abajo de ella como arriba de ella, con respecto al perfil del cauce (Línea \overline{AC} de la fig. 2.7.).

A.B. Taylor y H.E. Schwarz proponen otra forma de evaluar la pendiente, para lo cual se basan en una ecuación que considera que el río está formado por una serie de canales con pendiente uniforme, cuyo tiempo de recorrido es igual al del río.

Si se subdivide el río en estudio en "m" tramos de igual longitud Δx , se tiene que el tiempo de recorrido por el tramo 1 es:

$$t = \frac{\Delta x}{V} \quad \text{donde.}$$

V es la velocidad media del tramo, la cual y de acuerdo con Chezy se puede expresar como

$$V = C \sqrt{RS} = K \sqrt{S} \quad \text{en la que}$$

K es una constante y S la pendiente del tramo.

De acuerdo con lo anterior, el tiempo de recorrido será:

$$t = \frac{\Delta x}{K \sqrt{S}}$$

Por otra parte el tiempo total de recorrido T será la suma de los tiempos parciales t:

$$T = \sum t = \frac{\Delta x}{\sum K \sqrt{S}} = \frac{L}{K \sqrt{S_m}}$$

$$T = \frac{L}{K \sqrt{S_m}}$$

donde

T tiempo total de recorrido.

L longitud total del tramo de cauce.

S_m pendiente media del tramo de cauce.

K constante.

De las ecuaciones para cálculo del tiempo se tiene que

$$\frac{L}{K \sqrt{S_m}} = \sum_{i=1}^n \frac{\Delta x}{K \sqrt{S}} \quad \text{y como}$$

$$L = n \Delta x \quad \text{sustituyendo}$$

y ordenando tendremos que:

$$S_m = \left[\frac{n}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_n}}} \right]^2$$

n número de segmentos iguales, en los que se subdivide el tramo de cauce en estudio.

S_m pendiente media del tramo.

S_1, S_2, S_n , pendiente de cada segmento.

Los valores de la pendiente media son más aproximados cuando más grande sea el número de segmentos en que se subdivide el tramo de cauce en estudio.

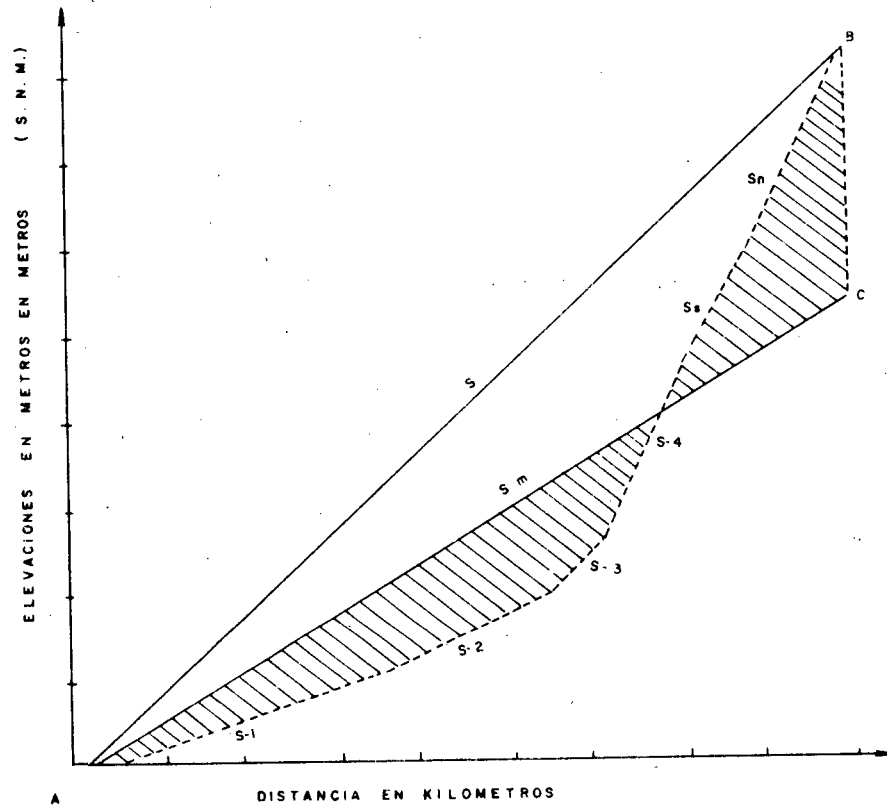
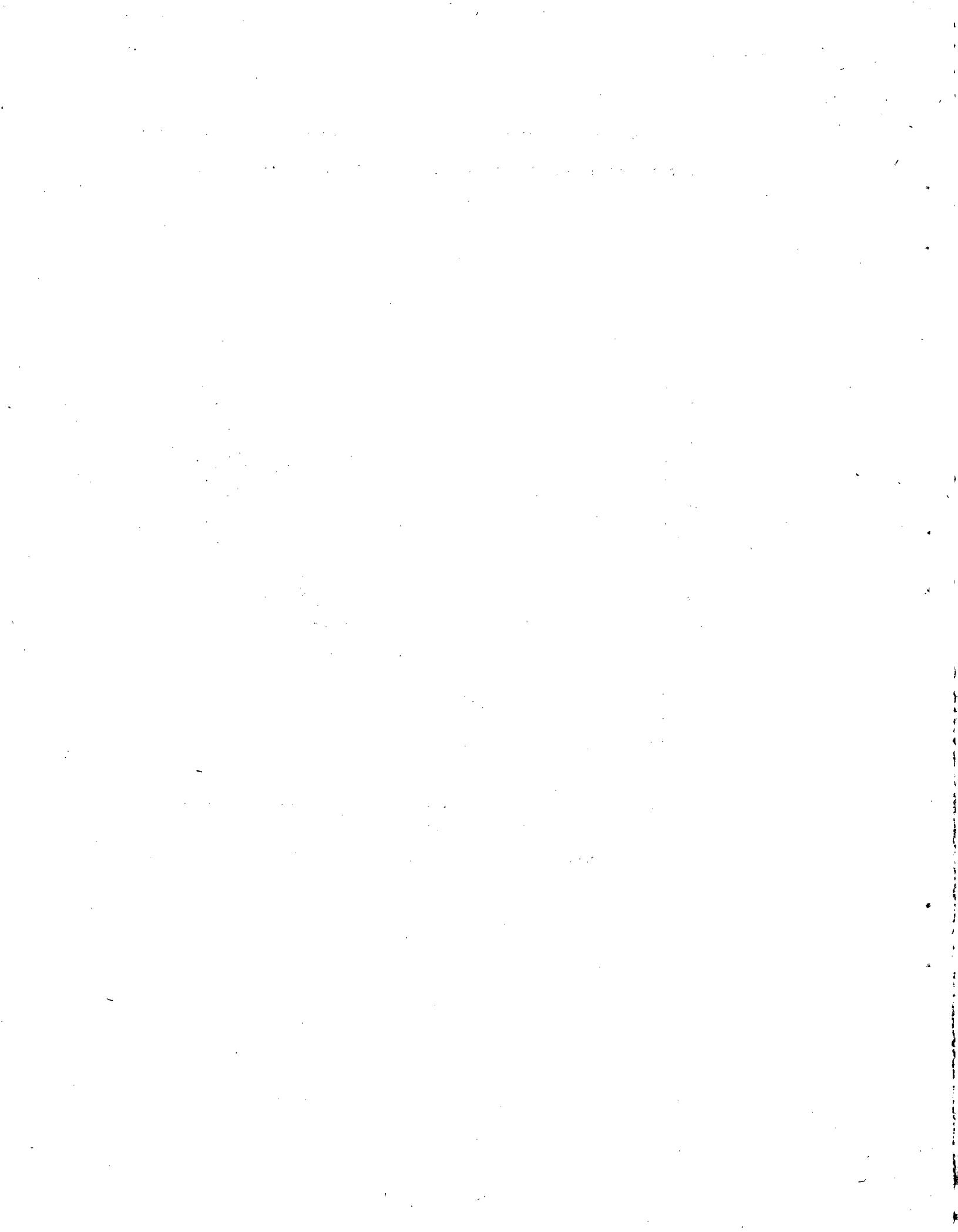


FIG. 2.7 OBTENCION DE LA PENDIENTE DE UN TRAMO DE CAUCE



CAPITULO III.

PRECIPITACION.

3.1.- DEFINICION.

En Hidrología, precipitación es el término general para toda el agua que proviene de las nubes y cae a la tierra en cualquiera de sus estados físicos.

Durante el tiempo de su formación en la atmósfera, hasta que viene a enriquecer el suelo ó los mares, la precipitación tiene más interés para la Meteorología que para la Hidrología, sin embargo una vez que cae al suelo se convierte en un elemento básico para la Hidrología.

3.2.- FORMACION DE LA PRECIPITACION.

Existen varios elementos que son esenciales para que se verifique la precipitación, tales como la humedad atmosférica y el movimiento general de la atmósfera.

De acuerdo con el Ciclo Hidrológico, el proceso de formación de la pre

precipitación es el siguiente: El vapor de agua producto de la evaporación de los mares al ascender proporciona la humedad necesaria; para que el vapor de agua se condense, es necesario que su temperatura llegue a ser menor que su punto de rocío y que además existan núcleos de condensación para que sobre su superficie se deposite el agua o hielo. Si los núcleos de condensación son pequeños polvos de sales u óxido de nitrógeno se forman gotas de agua, si son polvos de CO_2 se forma nieve, en caso de no existir núcleos de condensación, el aire puede ser enfriado a una temperatura muy por abajo del punto de rocío, sin que haya condensación del vapor de agua (sobresaturación).

La condensación del vapor de agua puede ocurrir a gran altura o en el mismo suelo y una vez condensado puede o no ocurrir precipitación.

Mientras no se presente la precipitación, las pequeñas gotitas o cristallitos de hielo que constituyen las nubes, se encuentran en un estado llamado de estabilidad coloidal, la cual es determinada por la carga eléctrica de las partículas, tamaño temperatura y un movimiento relativo de las gotas de agua, así como la coexistencia de cristales de hielo y gotas de agua para mayor claridad; a continuación se analiza brevemente cada factor:

CARGA ELÉCTRICA DE LAS PARTICULAS: Los elementos constitutivos de toda nube normalmente poseen una pequeña carga eléctrica; cuando existe estabilidad coloidal la carga eléctrica de las gotitas próximas es del mismo signo, que lejos de facilitar la unión de las partículas para formar gotas mayores y ocurra la precipitación, tiende a alejarlas y posiblemente sea necesario una acción turbulenta -

dentro de la nube para que gotas con carga eléctrica diferente lleguen a quedar próximas y se favorezca la unión de ellas.

TAMAÑO DE LAS PARTICULAS. La presión de vapor de agua en la superficie de las gotas de agua, tiene pequeñas diferencias debidas al tamaño de ellas, dichas diferencias favorecen a que las gotas pequeñas se evaporen y se condensen en las gotas mayores, sin embargo, se ha determinado que este efecto es insignificante.

TEMPERATURA DE LAS PARTICULAS. Con la temperatura sucede algo análogo que con el tamaño de las partículas, el agua de las gotas con mayor temperatura tiende a evaporarse para condensarse sobre las gotas más frías, aumentando el volumen de éstas y favoreciendo la precipitación.

Como la nube se encuentra en estabilidad coloidal, ordinariamente las gotas del mismo nivel tienen sensiblemente el mismo tamaño y temperatura, además de estar relativamente alejadas unas de otras, por lo tanto, es necesario el siguiente factor para que se produzca la precipitación.

MOVIMIENTO DE LAS GOTAS DE AGUA. - Puesto que muchas nubes turbulentas no producen precipitación, se puede presumir que no es el movimiento dentro de una nube lo que ocasiona se rompa la estabilidad coloidal, sino que solo favorece la mezcla de diferentes porciones de la nube juntando partículas con diferente carga eléctrica; tamaño y temperatura dando lugar al siguiente factor:

COEXISTENCIA DE CRISTALES DE HIELO Y GOTAS DE AGUA. Esta coexistencia ocasiona que las partículas con mayor temperatura y presión de agua se eva-

poren para condensarse sobre las de hielo, provocándose la precipitación.

3.3.- FORMAS DE PRECIPITACION.

En las latitudes medias la precipitación ocurre en muchas formas dependiendo de las condiciones meteorológicas existentes, pudiéndose distinguir las siguientes:

3.3.1.- LLOVIZNA. Consiste en gotas de agua con diámetro menor a 0.5 mm. y su intensidad es generalmente de 1.0 mm/hr. por lo cual semejan estar flotando en el aire y por ello siguen con facilidad el curso del viento.

3.3.2.- LLUVIA. Son gotas de agua que caen de las nubes con un diámetro superior a 0.5 mm. y a velocidades que varían de acuerdo con su intensidad y puede dividirse en lluvia ligera (2.5 mm.), mediana o moderada (2.5 a 7.5 mm.) ó intensa o fuerte (las de diámetro de 7.5 mm.).

Si la llovizna y la lluvia; se presentan cuando la temperatura ambiente es inferior a 0° entonces se forma sobre la superficie en que caen, una capa de hielo.

3.3.3.- GRANIZO. Está constituido por bolas o pedrizcos de hielo de 5 a 50 mm. - que son producto de la condensación de gotas de lluvia formando granos de hielo duro, poco transparentes y de forma globular, que caen separadas o en grupos irregulares.

3.3.4.- NIEVE. La constituyen cristales de hielo de color blanco, translúcido ramificado, generalmente en forma de estrellas exagonales (vistos al microscopio). Atendiendo a su intensidad, ésta puede ser ligera, moderada y fuerte y la nieve puede observarse sola o acompañada de algún otro fenómeno que disminuya la visibilidad.

3.3.5.- ROCIO. Es el vapor de agua que se condensa sobre la superficie a causa - de que el aire ambiente sufre un descenso de temperatura, este descenso nunca es inferior a 0°C .

3.3.6.- ESCARCHA. La escarcha es debida a un fenómeno llamado Sublimación, - por el cual los cristales de hielo son formados directamente sobre las superficies, en - virtud de que el aire se ha enfriado a menos de 0°C .

3.4.- TIPOS DE PRECIPITACION.

Es general las nubes están formadas por enfriamiento del aire por debajo - del punto de saturación. Este enfriamiento puede ser el resultado de uno o más procesos, pero el enfriamiento adiabático por disminución de presión debido a un ascenso - de nivel, es el único proceso por el cual las masas de aire pueden enfriarse rápidamente por abajo de su punto de rocío.

El tipo y cantidad de precipitación depende enormemente del tipo y cantidad de enfriamiento y de la humedad existente en el aire. De éste modo la única causa de cualquier cantidad considerable de precipitación, puede ser clasificada de acuerdo con la causa del movimiento ascendente. No obstante, en forma natural se combinan varios efectos causantes de la precipitación, motivando que no se puedan clasificar esas precipitaciones en ninguna de los tipos que a continuación se mencionan:

3.4.1.- PRECIPITACION CICLONICA. Es la debida al conjunto de fenómenos meteorológicos llamados ciclones, los cuales son centros de baja presión que hacen que los - vientos calientes y muy húmedos asciendan rápidamente al llegar al turbellino ciclónico, con lo cual se expanden y bajan de temperatura. Fig. 3.1.

3.4.2.- PRECIPITACION CONVENCIONIVA. Son lluvias que se originan 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 menos presión. 3.1.

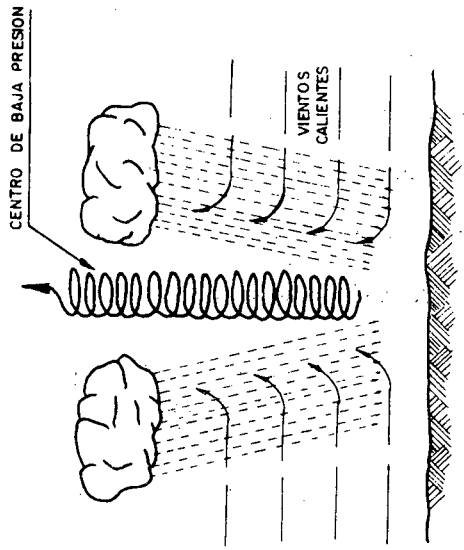
3.4.3.- PRECIPITACION OROGRAFICA.. Es la resultante de la elevación mecánica de las masas de aire húmedo al encontrar accidentes en el terreno o barreras de montañas, aunado a la presión del viento; debido a dicha elevación, hay expansión y disminución de la temperatura al encontrarse con capas de menor presión, lo cual provoca la precipitación. Fig. 3.1.

3.4.4.- PRECIPITACION POR CHOQUES DE MASAS DE AIRE. Este tipo de precipita se produce al encontrarse dos masas de aire, una de ellas fría y la otra caliente y húmeda; la fría circula abajo por su mayor densidad, subiendo encima de ésta la caliente, como si se tratara de una montaña enfriándose como en el caso de los orográficos. Fig.3.1.

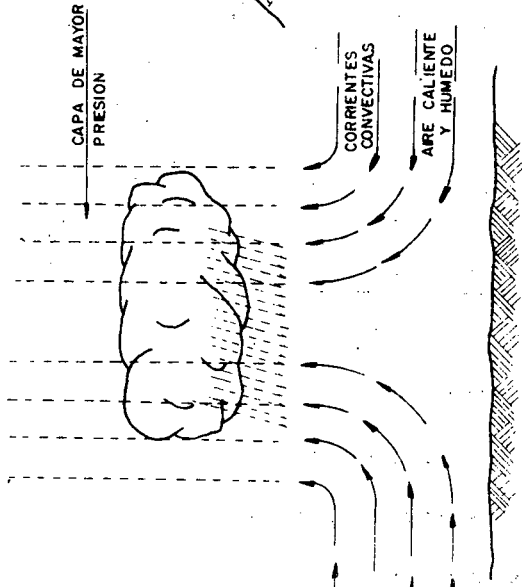
3.4.5.- PRECIPITACION POR RADIACION. La radiación de calor emitida por el aire muy húmedo cercano a la superficie de la tierra es débil y únicamente origina precipitaciones muy ligeras tales como brumas, las nieblas matutinas y rocío. Fig. 3.1.

3.5.- DISTRIBUCION DE LA PRECIPITACION.

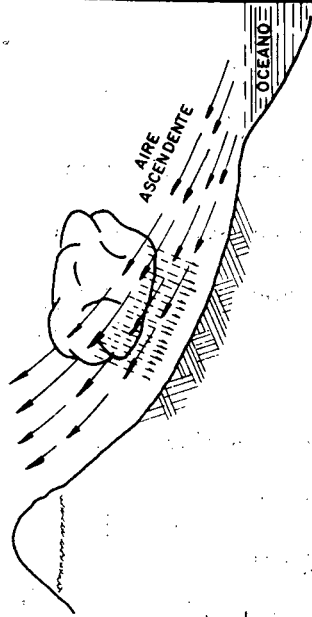
Independiente de la forma y tipo de precipitación, una vez que el agua de lluvia llega al suelo, la altura de precipitación "h", ocurrida en un tiempo "t", se distribuye, dependiendo la forma de distribución de las condiciones imperantes en el momento y en el sitio en que ocurre la precipitación.



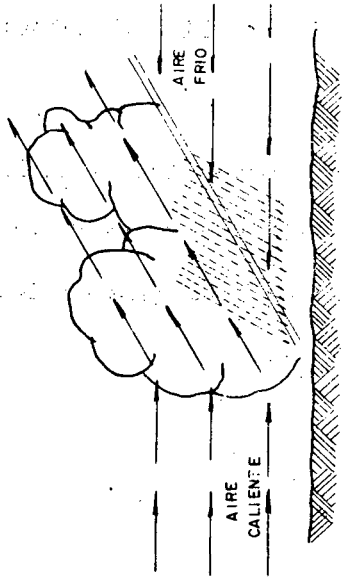
PRECIPITACION CICLONICA



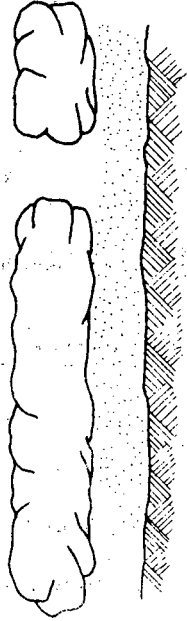
PRECIPITACION CONVECTIVA



PRECIPITACION OROGRAFICA



PRECIPITACION POR CHOQUE DE MASAS DE AIRE



PRECIPITACION POR RADIACION

FIG. 3.1 - TIPOS DE PRECIPITACION

Una parte es interceptada por las plantas, otra se deposita en almacenamiento superficiales, una más se infiltra incrementando las corrientes subterráneas, saturando primero el suelo y la restante escurre superficialmente hacia los cauces naturales de drenaje, formando así las corrientes.

Una representación gráfica de lo anterior se muestra en la figura 3.2.

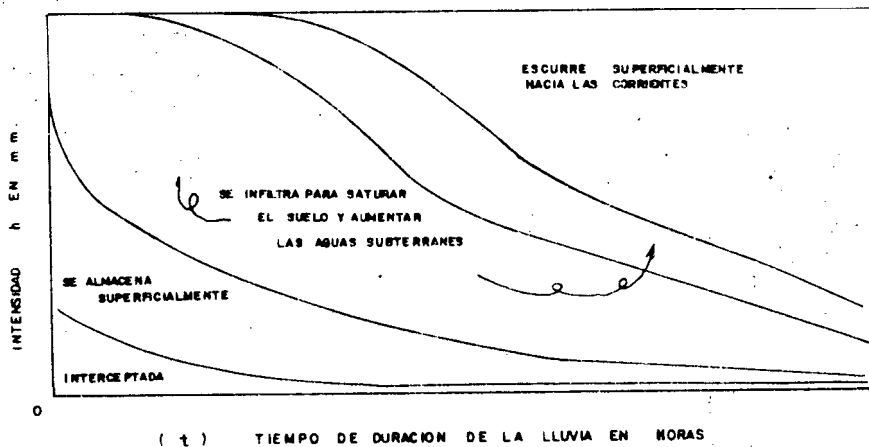


FIG. 3.2.-DISTRIBUCION DE LA LLUVIA EN FUNCION DEL TIEMPO.

Los diferentes caminos que sigue el agua al llegar al suelo, amplían el campo de la hidrología ya que para estudiar el comportamiento del agua al escurrir por diferentes medios, se hará más necesario la intervención de otras ciencias.

3.6.- MEDIDA DE LA PRECIPITACION.

La precipitación es probablemente el primer elemento meteorológico medido por el hombre. Existe la evidencia que los registros de precipitación fueron utilizados en la India en el Siglo IV A.C. y que en Corea se utilizaron registros de lluvias por el año 1442. Los registros más modernos se comenzaron a usar en Europa, después del Siglo XV.

Todas las formas de precipitación son medidas sobre la base de la altura vertical del agua producto de la precipitación, la cual se acumula sobre determinada superficie. Se han desarrollado una variedad de instrumentos y técnicas para el registro y recopilación de datos informativos de la precipitación. Los instrumentos más importantes son los que miden la cantidad y la intensidad de la precipitación.

Para la medida de la cantidad de precipitación, se utilizan los Pluviómetros, que en forma general son vasijas de forma cilíndricas, que se instalan a la intemprie para que recojan el agua que proviene de este fenómeno. De tiempo en tiempo (intervalos de 6 hr., 12 hr. o de 24 hr.) se mide el agua recogida de esta manera, para formar con dichas lecturas la estadística pluviométrica del lugar. Fig. 3.3. -- Cuando la precipitación tiene lugar en forma de granizo o de nieve, la medida corresponde a la altura de la capa de agua equivalente que resulta de fundir el uno o la otra. Los grandes pluviómetros de almacenamiento se utilizan en áreas lejanas para coleccionar y almacenar la precipitación correspondiente a períodos de 30 días o más.

Cuando se requiere el estudio más detallado de la precipitación, se hace uso de los pluviógrafos gravimétricos que son aparatos registradores de los cuales hay varios modelos, pero que generalmente constan de una vasija receptora y un cilindro sobre el cual se registra la intensidad y cantidad de precipitación, además claro, de un sistema de transmisión conectado entre la vasija y el cilindro. Los datos obtenidos por medio de estos aparatos son especialmente útiles cuando se estudia la intensidad de la precipitación, como por ejemplo para proyectar el drenaje de una ciudad. Figura 3.3.

El pluviómetro de cubeta basculante, consiste en un par de depósitos unidos a un embudo de modo de que cuando uno de ellos reciba determinada cantidad de precipitación, se voltee descargando su contenido a uno de los depósitos y haciendo que el otro quede abajo del embudo. Un mecanismo de registro indica el tiempo en que sucede cada volteo, este tipo de medidor se adapta a la medida de la intensidad de la lluvia en períodos cortos de tiempo, pero la construcción más sólida del pluviógrafo gravimétrico y su capacidad para registrar también las nevadas, lo hacen preferible para muchos propósitos.

Se emplean también para la determinación de la presencia e intensidad de la precipitación, varios tipos de radar; dependiendo del tamaño de las gotas de lluvia y la distancia al transmisor, la cantidad de energía que se registra, ó sea la intensidad del eco registrado. El tamaño de las gotas se correlaciona toscamente con la intensidad de la lluvia, y la imagen en la pantalla del radar (Mapa del isoecos) puede interpretarse como una indicación aproximada de la lluvia. También puede hacerse una calibración comparando las medidas hechas en pluviómetros con los ecos del radar. El radar ofrece un medio para obtener información sobre la distribución de la lluvia en una zona y que sería toscamente definida por el uso de pluviómetros.

Existen varias fuentes de error en la medida de la precipitación, muchos de los errores son en sí, insignificantes, exceptuando las equivocaciones en las lecturas de escala, los errores comunes en la lectura de las escalas se traducen en pequeñas diferencias con la precipitación real.

Algunos observadores tienen poco cuidado al medir las cantidades de pre-

cipitación, otros permiten que la regla permanezca en el lugar demasiado tiempo, saturándose lo que provoca que las lecturas sean un poco más altas, este tipo de error — aunque pequeño es acumulativo, por lo que es conveniente corregirlo. Errores en las lecturas hechas por diferentes personas son significativos pero se compensan, ya que — pueden ser en más o menos.

Los errores por desajuste de los instrumentos son de bastante consideración y acumulativo. Al medir con regla, se desplaza un pequeño volumen al introducirse ésta, en el tubo incrementando la lectura aproximadamente en el uno por ciento; se — podría seguir enumerando causas de error hasta completar una larga lista, pero con — los ejemplos dados es palpable la necesidad de emplear personas capacitadas y respon-
sables.

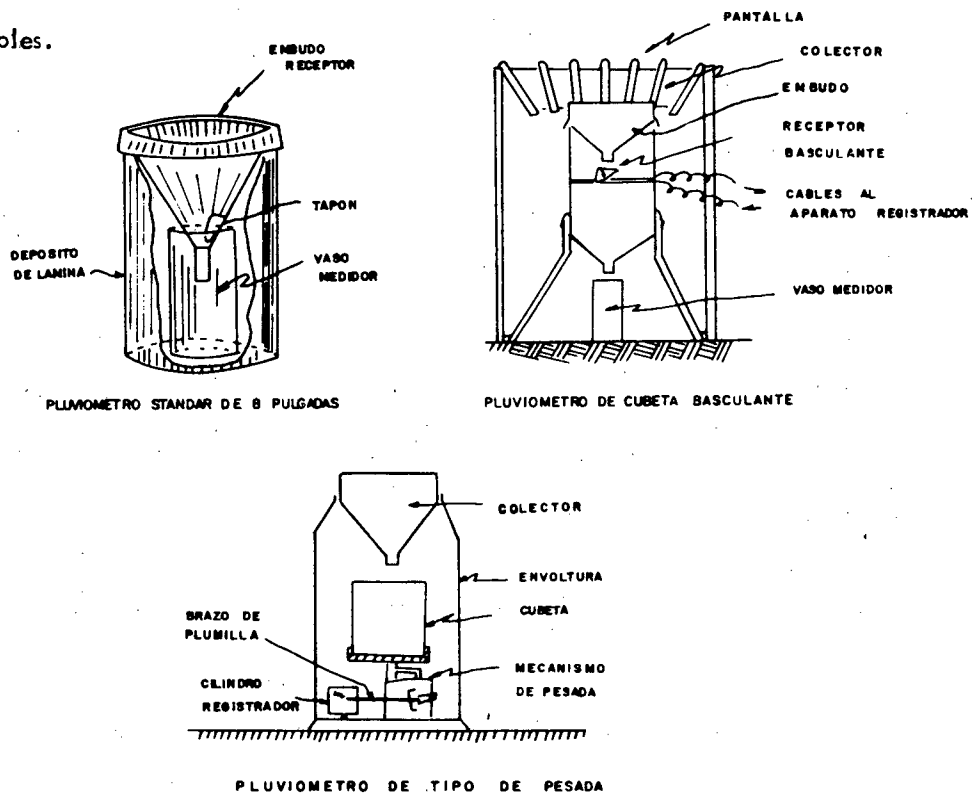


FIG. 3.3 DIFERENTES TIPOS DE PLUVIOMETROS

Una fuente de error no debida al factor humano, es el efecto del viento y la nieve, ya que los vientos forman corrientes de aire alrededor de los pluviómetros y usualmente originan que los depósitos recojan menos precipitación que la que deben registrar. La baja velocidad de los copos de nieve hace este efecto aún más marcado en el caso de las nevadas. La deficiencia varía de 0 al 50% dependiendo del tipo de pluviómetro de la velocidad del viento y del terreno local. Para disminuir estos efectos se utiliza la llamada Cubierta Alter, que consiste en una serie de hojas metálicas unidas alrededor de un anillo circular cerca de la parte superior del depósito y atadas por una cadena en el fondo. La construcción flexible tiene como objeto permitir que el viento mueva las hojas y reduzca la acumulación de nieve sobre la cubierta.

3.7.- METODOS DE ANALISIS.-

La importancia de los datos recabados amerita darles una interpretación adecuada para evitar conclusiones erróneas al trabajar con datos equívocos ó con valores aparentes. Los errores pueden ocasionarse por causas debidas a los instrumentos de medición, al sitio en que se encuentra la estación, a los métodos empleados para registrarlos y al factor humano que puede ser apreciable, etc.; en ocasiones los registros están incompletos por diferentes causas, todo esto ha llevado a desarrollar diferentes técnicas para analizar y complementar los registros.

3.7.1.- DEDUCCION DE DATOS FALTANTES. Al interpretar los registros se encuentra que muchas estaciones pluviométricas tienen pequeños quiebres en sus registros, debidos ya sea a la ausencia de observaciones ó a datos erróneos por fallas instrumentales, por lo que a menudo se hace necesario estimar estos datos con un limitado margen

de confianza; se puede utilizar para ello dos métodos, ambos basados en los record simultáneos para tres estaciones cercanas a la estación problema y que sirven de estaciones índices.

El primer método se usa cuando la precipitación normal anual de las estaciones índices no varíe más del 10% y para estimar el dato faltante únicamente se calcula la "media aritmética" de las estaciones índices obteniéndose así el dato buscado. Cuando la precipitación normal anual de cualesquiera de las tres estaciones índices difiere más del 10% de la estación problema, se utiliza el método de la "relación normal ó razón de valores normales", para calcular los datos faltantes. Este método consiste en considerar los valores de la precipitación de las estaciones índices multiplicados por la relación de precipitaciones normal anual.

$$P_x = \frac{1}{3} \left[\frac{N_x}{N_A} P_A + \frac{N_x}{N_B} P_B + \frac{N_x}{N_C} P_C \right]$$

donde P es la precipitación en la estación indicada (sea x, A, B, C, etc.) y N es la precipitación normal anual.

Este segundo método, es adaptable a regiones con grandes variaciones en la precipitación debidas a la ortografía.

3.7.2.- AJUSTE DE REGISTROS.- Los datos hidrológicos generalmente consisten de una secuencia de observaciones de alguna fase del ciclo hidrológico, efectuadas en un sitio particular.

Los datos pueden ser un registro de la descarga de una corriente en determinado sitio, ó puede ser el registro de la cantidad de lluvia registrada en un pluviómetro.

Cambios en la localización del medidor o en la exposición de los instrumentos así como cambios en los procedimientos de observación, provocan diferencias en los datos de precipitación, frecuentemente estas diferencias no se distinguen fácilmente y tampoco se sabe si se deben a cambios en las condiciones físicas de la estación ó en los métodos de recolección de datos.

La curva doble masa se usa para checar la consistencia de muchas clases de datos hidrológicos, incluyendo los de precipitación, comparando los datos de una estación con los de un patrón, compuesto de los datos de otras estaciones del área en cuestión. Por lo anterior, la doble curva masa puede ser usada para ajustar datos inconsistentes de precipitación. La teoría de la doble curva masa, se basa en el hecho de que una gráfica de los datos acumulados de una variable, contra los datos acumulados de otra variable relativa durante el mismo período, es una línea recta tan larga como dure la proporción entre los datos; la pendiente de la línea recta representa la constante de proporcionalidad entre las cantidades. Un quiebre en la línea ó sea un cambio en la pendiente de la curva, significa que ha ocurrido un cambio en la constante de proporcionalidad de las dos variables ó tal vez que la proporcionalidad entre las dos variables, no es constante en todos los valores acumulados. Si la posibilidad de una relación variable entre las cantidades puede ser ignorada, un cambio en la pendiente indica la fecha en que ocurre un cambio en la relación entre las dos cantidades. Los cambios en la pendiente pueden distinguirse más exactamente, si las escalas para las ordenadas y las abscisas se escogen de tal manera que la dirección general de la curva sea un ángulo de 45° más ó menos con relación a los ejes.

El uso de la curva doble masa para checar la consistencia de los registros

de precipitación, es explicado por medio del siguiente ejemplo, en el que se emplean registros anuales de cinco estaciones pluviométricas, designadas para el caso como, - A, B, C, D y E, y que se encuentran en ó cerca de una cuenca de drenaje. Primero, los datos anuales de precipitación son tabulados y acumulados cronológicamente como se muestra en la tabla 3.1. Las medias de la precipitación acumulada contenidas en la última columna de la tabla, son los patrones para probar en forma individual los registros de cada estación. En una gráfica se transportan los datos acumulados de cada estación, contra la precipitación acumulada del patrón como se muestra en la figura 3.4. Para simplificar en la figura 3.4 sólo se anotan las curvas doble masa para las estaciones A y E.

El patrón usado en la figura 3.4 puede ser afinado, probando cada estación contra el patrón y eliminar de los promedios esa estación, como en la estación E, donde la curva doble masa muestra cambios significativos en su pendiente. Sin embargo si ocurren cambios similares en varias estaciones, se podría estudiar la localización geográfica de las estaciones en un mapa; si el grupo revela una anomalía regional en el clima, los cambios en la pendiente podrían deberse a ésta anomalía y eso necesariamente indica inconsistencia de los datos y puede indicar cuales estaciones deben ser agrupadas en un patrón.

La curva masa doble para la estación "E", muestra un cambio en la pendiente en el año 1930; la curva no indica cual es la razón del cambio, pero un examen a la historia de la estación revela que en ese año se contrató un nuevo observador y hubo que cambiar el medidor al patio del nuevo observador.

La curva doble masa para la estación "A", es una línea recta continua -- con una pendiente de 1.05, lo que indica que el registro de esa estación es consistente, aunque los puntos estén dispersos ligeramente a ambos lados de la línea.

Cuando la curva doble masa de datos de precipitación de una estación -- particular indica un cambio en la pendiente y se determina la razón del cambio, el -- registro para unas condiciones puede ser ajustado para determinar los resultados que -- se deberían haber colectado bajo las condiciones del otro sitio. El período del registro a ajustarse depende del uso que se vaya hacer de él. Los investigadores pueden -- ser conservadores cuando ajusten los registros, ya que es preferible que falte ajuste a -- un sobreajuste. La teoría de la curva doble masa sugiere el método de ajuste de los -- registros inconsistentes. Por ejemplo, en la figura 3.4, la curva doble masa de la estación "E" podría trazarse como una línea recta, si las condiciones de observación para los períodos de 1926-1930 y 1931 - 1942 fueran las mismas; en otras palabras la pendiente de la curva puede ser la misma para los dos períodos. Los datos observados de 1926-1930 son ajustados al multiplicarlos por la relación de la pendiente, de la curva doble masa para 1931-1942 entre la pendiente de la curva correspondiente a 1926-1930 ó sea:

$$P_a = \frac{b_a}{b_o} P_o$$

siendo

- P_a Dato de precipitación ajustado.
- P_o Precipitación observada.
- b_a Pendiente de la curva por ajustarse.
- b_o Pendiente correspondiente a P_o.

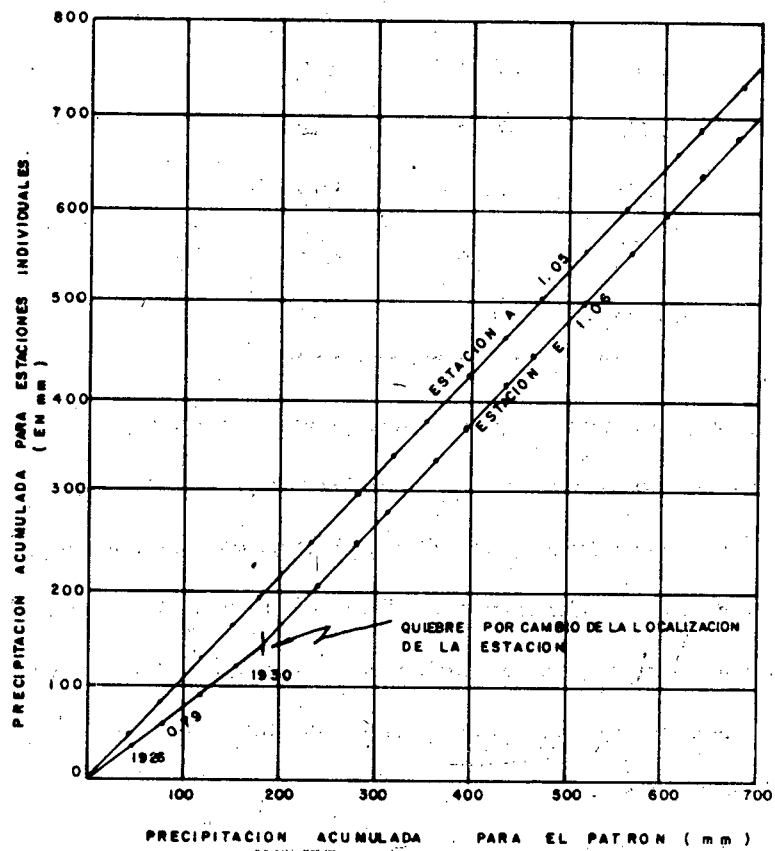


FIG. 3.4. CURVA DOBLE MASA DE DATOS DE PRECIPITACION

Ajuste de los datos de precipitación de la estación "E". (1926-1930)

ba: bo; : 1.06 : 0.79

Año.	Po.	Pa
1926	32.85	44.08
1927	28.08	37.68
1928	33.51	44.96
1929	29.58	39.69
1930	23.76	31.88

En aquellos casos en que se tengan registros faltantes, se usa el método de interpolación o el de la relación normal, pero también puede usarse la curva doble — masa para estimar datos faltantes, pero el método es generalmente más laborioso y no es más preciso que los métodos anteriores. Para estimar los datos faltantes en la estación "A", usando el registro de la estación "B". Estimaciones independientes son hechas para varias estaciones adyacentes y las estimaciones son promediadas para obtener una estimación de A.

La técnica de la curva doble masa no se recomienda para tormentas o precipitaciones diarias.

3.7.3.- CALCULO DE LA PRECIPITACION PROMEDIO DE UNA AREA. Se ha observado que en distancias cortas la precipitación tiene grandes diferencias sobre todo en terrenos montañosos, igualmente cuando la precipitación cae en forma de chuvas--cos en un terreno plano, en consecuencia es necesario considerar métodos que pemi--

tan calcular la precipitación promedio, sobre una área determinada.

El método más simple para estimar la precipitación promedio, es calcular el promedio aritmético de los valores de la precipitación registrados dentro o cerca del área en estudio. Este método proporciona resultados más aceptables cuando se usa en superficies más o menos planas, siempre y cuando la distribución de las estaciones pluviométricas sea más o menos uniforme dentro del área figura 3.5 Si la precipitación no es uniforme y las estaciones no están bien distribuidas dentro del área, el promedio aritmético puede ser muy incorrecto. Para corregir este error, la precipitación en cada estación puede ponderarse en proporción al área que se considera que la estación representa. Este método tiene la ventaja de ser muy sencillo, pero requiere de un gran número de estaciones, con abundancia de datos.

Un método común para determinar los factores de ponderación, es mediante el empleo de la "red de Thiessen" o método de las "Áreas de Influencia". La red de Thiessen se construye sobre un plano uniendo las estaciones adyacentes con líneas rectas y trazando luego bisectores perpendiculares a cada línea de conexión. El polígono formado por los bisectores perpendiculares alrededor de una estación, incluye un área que es siempre la más cercana a la estación que cualquiera otra de ellos. Se considera que la precipitación en ésta área quede representada por la precipitación de la estación correspondiente a la que incluye o rodea. Como las perpendiculares bisectan los lados de los triángulos con estaciones en cada vértice, tres bisectores deben encontrarse en un punto. Con frecuencia, ésta es una consideración razonable, pero no siempre es correcta. Para calcular la lluvia promedio, el área representada por cada estación se expresa como un porcentaje del área total. La lluvia promedio-

es la suma de los productos obtenidos al multiplicar los valores individuales de lluvia en las estaciones, por sus porcentajes del área total figura 3.5 Si las estaciones pluviométricas están distribuidas uniformemente dentro del área en estudio, las áreas de influencia de Thiessen serán iguales, y la lluvia promedio calculada, será igual entonces al promedio aritmético de los valores de todas las estaciones que se consideren en la zona estudiada. La única base de éste método, es la consideración que una estación es la mejor representativa del área más cercana o alrededor de ella. Si la precipitación es regulada por la topografía o se produce por una convección intensa, quizás ésta consideración pueda no ser válida.

Otro de los métodos para calcular la precipitación promedio, es el "mapa de isoyetas" o sea en un plano unir mediante curvas los puntos de igual precipitación, presentando una imagen o idea más precisa de la distribución de la lluvia. Como la precipitación pluvial generalmente aumenta con la elevación o altura del terreno, las isoyetas pueden trazarse de manera que sigan aproximadamente las curvas de nivel.

Para calcular la precipitación media con un mapa de isoyetas, se miden las áreas comprendidas entre dos isoyetas sucesivas y se multiplican por la precipitación media entre las isoyetas. La suma de estos productos dividida entre el área total, es la precipitación promedio. Si las isoyetas se interpolan linealmente entre las estaciones, la precipitación promedio calculada, no diferirá notablemente de la calculada con el Método de Thiessen. Figura 3.6.

3.7.4.- ANALISIS CANTIDAD-AREA-DURACION.- Ya se ha mencionado el importante papel que tiene la precipitación en el proyecto de obras de almacenamiento y -

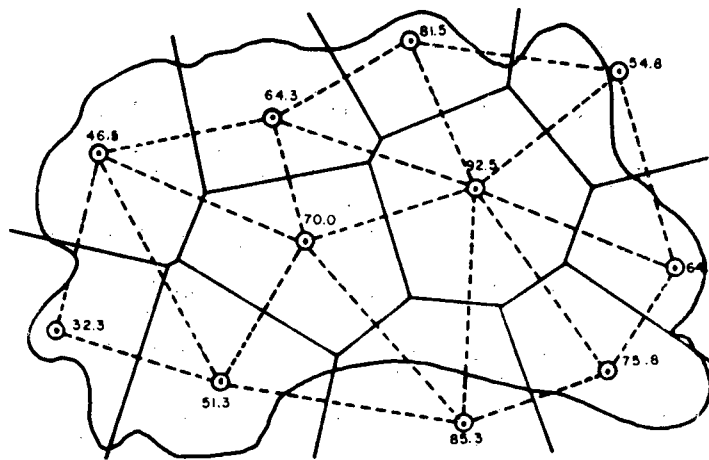


FIG. 3.5 USO DE LOS POLIGONOS DE THIESSEN PARA DETERMINAR LLUVIA PROMEDIO

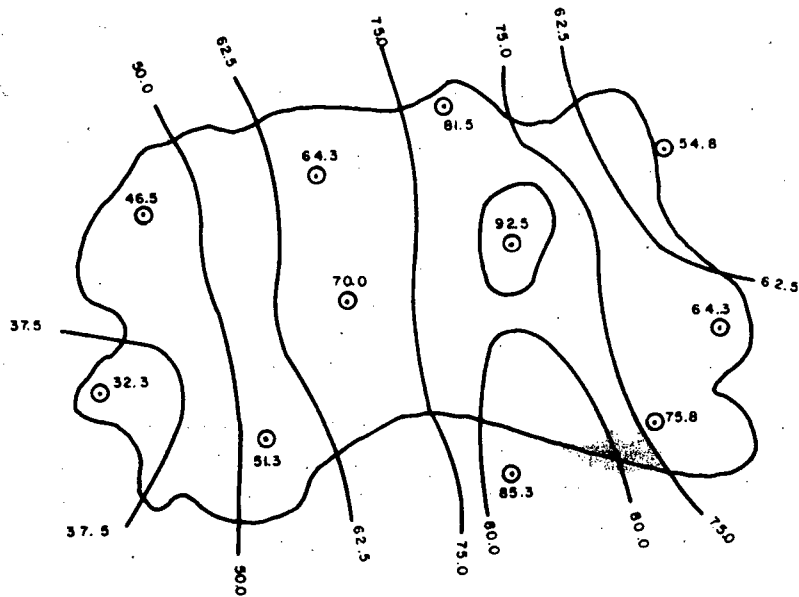


FIG. 3.6 CURVAS ISOYETAS PARA CALCULAR LA LLUVIA PROMEDIO

de drenaje; para los que es necesario conocer las cantidades máximas de lluvia, así como su intensidad, con el fin de determinar los gastos de aportación a un almacenamiento ó los gastos por drenar en una cuenca, además es necesario conocer el régimen de un río, mediante el conocimiento de la variación de los niveles del agua, en función del tiempo y volumen llovido y de los efectos sobre los escurrimientos subterráneos; — por lo anterior se concluye que el conocimiento de las cantidades máximas de lluvia — que ocurren en área de diferentes dimensiones y de lluvias de diferentes duraciones, — es importante para la planeación y proyecto de las obras mencionadas.

Para la obtención de los datos necesarios, se requiere analizar los registros de lluvias y generalmente es conveniente tipificar el estudio de precipitación sobre áreas variables de una cuenca determinada, para lo cual se puntualizará el procedimiento y dada la importancia que tiene el conocimiento de los volúmenes llovidos — con determinada intensidad; dada la importancia del análisis se incluye a continuación un ejemplo ilustrativo del procedimiento.

Con el objeto de tener información de toda la cuenca en estudio, se deben distribuir pluviógrafos o pluviómetros en forma racional por toda ella, con los cuales se podrá conocer la precipitación ocurrida y su intensidad. Una vez que se conoce la cantidad de precipitación y como paso inicial del análisis, se deberá calcular la precipitación promedio del área, empleando para ello, cualesquiera de los métodos que se conocen; en el ejemplo se ha empleado el de las curvas isoyetas o sea que una vez conocida la cantidad de precipitación en cada estación, se procede a trazar las curvas isoyetas correspondientes, dividiendo el área en zonas limitadas por las isoyetas; a continuación se calcula la precipitación media dentro de cada área individual,

lo que permite determinar la cantidad máxima de promedio de lluvia para diferentes duraciones y para las diferentes áreas en que se subdividió la cuenca.

Los resultados numéricos se trasladan a un rayado semilogarítmico, en el que se anotarán para cada duración la cantidad máxima promedio en las abscisas y el logaritmo de las áreas en las ordenadas. De los puntos obtenidos se deduce una curva para cada duración. Figura 3.7

Se puede determinar una fórmula para cada duración, que relacione la cantidad de precipitación y el área respectiva, Horton propuso la siguiente fórmula:

$$\bar{P} = P_0 e^{-ka^n}$$

en la cual: " \bar{P} ", es el promedio de lluvia en pulgadas para cierta duración sobre una área " A ", que se expresa en millas cuadradas; " P_0 " es la precipitación máxima en el centro de la lluvia o tormenta. " K " y " n " son constantes, cuyos valores se deducen con la misma fórmula. Partiendo de que se conocen \bar{P} y A para dos lluvias y también un valor de P_0 ; por lo tanto se establece un sistema de dos ecuaciones simultáneas con dos incógnitas, que serán precisamente " K " y " n ".

Con el fin de que sea más explícita la descripción del procedimiento, a continuación se analiza un ejemplo con valores supuestos:

El área en estudio se representa en la figura 3.5 y en ella se encuentran ubicadas siete estaciones pluviométricas, dos de ellas fuera del área, pero cerca de los límites y precisamente por esa cercanía se aprovechan sus datos.

De acuerdo con la precipitación máxima registrada en cada estación, se trazan las curvas de igual precipitación o curvas isoyetas, pero con una determinada variación que pudiera ser de media pulgada o diez milímetros en su caso, en el ejemplo se tiene una variación de medio pulgada, con lo que se divide la cuenca en cinco zonas (I a V) con una superficie variable.

En la tabla número 3.2 se indican las diferentes zonas con superficie en

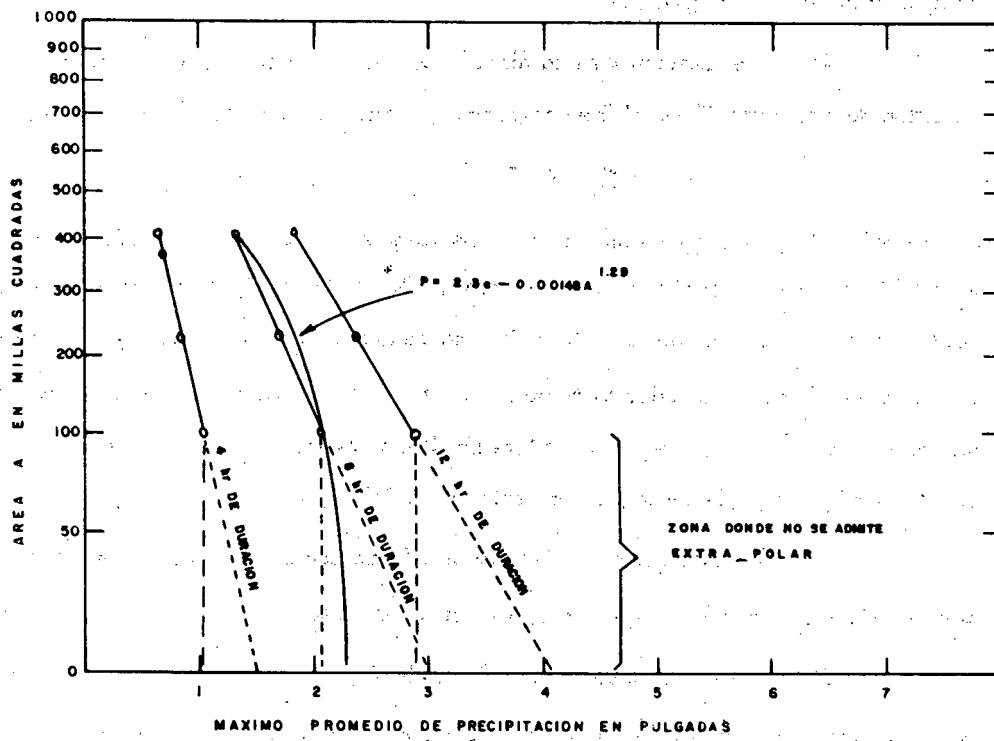


FIG. 3.7 CURVAS DE MAXIMA DURACION-AREA-CANTIDAD DE LLUVIA

las columnas 1 y 2 respectivamente; en la 3a. columna se anotan los valores de la pre cipitación promedio correspondientes, la columna cuatro corresponde a los volúmenes llovidos y que se calculan al multiplicar el área (2a.) y la precipitación promedio - (3a.), en las columnas 5a. y 6a. se acumulan las áreas y los volúmenes llovidos, a - fin de tener los elementos necesarios para clacular la cantidad de lluvia promedio en cada una de las zonas.

En el análisis solo se trabaja con las zonas de la 1a. a la 4a., en virtud - de que la V es muy pequeña y además no cuenta con estación pluviométrica dentro de ella.

Aplicando el método de las isoyetas se tienen los siguientes resultados.

ZONA.	AREA EN MILLAS	PRECIPITACION PROMEDIO PULGADAS	VOLUMEN LLOVIDO	AREA ACUMULADA	VOLUMEN LLOVIDO ACUMULADO.	CANTIDAD DE LLUVIA PROMEDIO
(1)	(2)	(3)	4 = 2x3	5	6	7
I	1000	2.85	285	100.0	285	2.85
II	125.0	2.25	281	225.0	566	2.52
III	112.5	1.75	197	337.5	763	2.26
IV	65.0	1.25 0.80	81	402.5	844	2.10
V	17.5		14	420.0	858	2.04

Tabla Número 3.2., Método de las isoyetas.

Los datos de precipitación registrados en los pluviógrafos correspondientes a las estaciones A, B, D, E y F, ubicadas dentro de la cuenca y de las estaciones C -

y G que se encuentran afuera de ella, se anotan en el cuadro número 3.3.

Analizando el cuadro anterior, obtenemos las precipitaciones máximas en las diferentes estaciones para 3 duraciones escogidas con intervalos de cuatro horas ó sea 4 hr., 8 hr. y 12 hr.; por ejemplo, la precipitación máxima en "A" para 8 hr. es de 1.2 pulgadas, (entre las 4 a.m.) Análogamente para las otras estaciones,

CUADRO NUM. 3.3 PRECIPITACION TOTAL ACUMULADA EN PULGADAS:

HORA/EST.	A	B	C	D	E	F	G
4 a.m.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
6 a.m.	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
8 a.m.	0.6	0.5	0.0	0.0	0.0	0.2	0.0
10 a.m.	0.9	0.8	0.0	0.0	0.3	0.5	0.2
mediodía.	1.2	1.2	0.6	0.8	0.8	0.8	0.3
2 p.m.	1.4	1.5	1.1	0.6	1.2	1.1	0.5
4 p.m.	1.7	1.7	1.7	1.2	1.4	1.2	0.6
6 p.m.	1.7	2.1	2.2	1.7	2.0	1.3	0.6
8 p.m.	1.7	2.4	2.9	2.2	2.2	1.4	0.6
10 p.m.	1.7	2.4	3.2	2.7	2.2	1.4	0.6
medianoche.	1.7	2.4	3.2	2.7	2.2	1.4	0.6

con lo que podemos formar el siguiente cuadro número 3.4.

CUADRO NUM. 3.4 PRECIPITACIONES MAXIMAS PARA DURACIONES DADAS EN LAS ESTACIONES.

DURACION.	A	B	C	D	E	F	G
4 hr.	0.6	0.8	1.2	1.1	0.9	0.6	0.3
8 hr.	1.2	1.5	2.3	2.1	1.7	1.1	0.6
12 hr.	1.7	2.1	3.2	2.7	2.2	1.3	0.6

Como paso siguiente del análisis tenemos la determinación de la precipitación media acumulada en cada zona, ocurrida en la tormenta. Estos datos los obtenemos del Cuadro Núm. 3.3, expresando las cantidades de precipitación para cada zona, como una función de las precipitaciones registradas en las estaciones pluviométricas cercanas a la zona. Una manera de estimar la precipitación media acumulada para las diferentes zonas, es utilizando las siguientes ecuaciones:

$$I = \frac{C + 2D}{3}$$

$$II = \frac{E + 1.58}{2.5}$$

$$III = \frac{A + F + E}{3}$$

$$IV = \frac{A + G + 7F}{9}$$

Aplicando estas fórmulas, obtenemos los resultados contenidos en el Cuadro Núm. 3.5.

Observando el Cuadro Núm. 3.5, en el último renglón, vemos que la pre

precipitación media acumulada zonal supuesta, tiene mucha semejanza con los resultados obtenidos y éstos no difieren mucho del promedio aritmético de la precipitación para las zonas, dado en la tercera columna del Cuadro Núm. 3.2.

La altura máxima de precipitación promedio, para duraciones de 4, 8 y - 12 hr. para las áreas acumuladas como sigue: I, I+II, I+II+III, I+II+III+IV, es de terminada, utilizando el Cuadro Núm. 3.6 para registrar resultados.

CUADRO NUM. 3.5 PRECIPITACION ACUMULADA ZONAL EN PULGADAS.

TIEMPO.	ZONA I	ZONA II	ZONA III	ZONA IV
4 a.m.	0.0	0.0	0.0	0.0
6 a.m.	0.0	0.0	0.13	0.04
8 a.m.	0.0	0.3	0.26	0.22
10 a.m.	0.0	0.6	0.56	0.51
mediodía.	0.3	1.04	0.93	0.80
2 p.m.	0.8	1.38	1.23	1.07
4 p.m.	1.4	1.58	1.43	1.20
6 p.m.	1.9	2.06	1.66	1.27
8 p.m.	2.4	2.32	1.77	1.35
10 p.m.	2.9	2.32	1.77	1.35
medianoche	2.9	2.32	1.77	1.35

CUADRO NUM. 3.6 PRECIPITACION TOTAL ACUMULADA.

TIEMPO.	I	I+II	I+II+III	I+II+III+IV
4 a.m.	0.0	0.0	0.0	0.0
6 a.m.	0.0	0.0	0.04	0.04
8 a.m.	0.0	0.17	0.17	0.16
10 a.m.	0.0	0.33	0.41	0.40
mediodía.	0.3	0.71	0.78	0.75
2 p.m.	0.8	1.12	1.16	1.10
4 p.m.	1.4	1.50	1.47	1.36
6 p.m.	1.9	2.00	1.88	1.71
8 p.m.	2.4	2.35	2.16	1.94
10 p.m.	2.9	2.58	2.30	2.06
medianoche	2.9	2.58	2.30	2.06

El Cuadro Núm., 3.6 puede ser reconstruído fácilmente siguiendo el procedimiento que damos a continuación:

$$I+II = \frac{I \times 100 + II \times 125}{225}$$

$$I+II+III = \frac{I \times 100 + II \times 125 + III \times 112.5}{337.5}$$

$$I+II+III+IV = \frac{I \times 100 + II \times 125 + III \times 112.5 + IV \times 65}{402.5}$$

Evidentemente que el renglón de medianoche (12 p.m.) del Cuadro Núm. 3.6 puede ser comparado con la última columna del Cuadro Núm. 3.2 Examinando -

con detenimiento el Cuadro Núm. 3.6 determinaremos el promedio máximo de precipitación, pudiendo enmarcarlo en el Cuadro. Número 3.7.

CUADRO NUM. 3.7 PROMEDIO MAXIMO DE LLUVIA EN PULGADAS.
AREA.

DURACION	I (100 mill. 2)	I+II (225 mill. 2)	I+II+III (337.5 mill. 2)	I+II+III+IV (402.5 mill. 2)
4	1.1	0.88	0.75	0.70
8	2.1	1.67	1.47	1.31
12	2.9	2.25	1.99	1.78

Los datos contenidos en este cuadro se transportan a un papel semilogarítmico y uniéndolos se obtiene una línea recta fig. 3.7 no siendo conveniente extrapolar la curva linealmente para áreas pequeñas, ya que daríamos valores mayores que los máximos lo cual no es aceptable.

3.7.5.- EXCESO DE PRECIPITACION.- Se llama exceso de precipitación al volumen de escurrimiento medido en un punto, expresado en centímetros de espesor sobre el área de la cuenca. Al comparar este valor con el promedio de precipitación se origina una diferencia que es considerada como pérdida por retención.

La importancia de determinar el exceso de precipitación y comparar con el volumen llovido está en función del tipo de estudio, pero de hecho se persiguen -- dos fines principales:

1o. La determinación de la rapidez de retención; es decir al comparar los valores resultantes de varios análisis; se requiere adoptar un valor para la rapidez --

de retención que servirá para el cálculo de la Avenida de Proyecto.

2o. La determinación de la duración del exceso de precipitación; que se requiere conocer para el análisis de los hidrogramas en los que intervienen valores deducidos del hidrograma unidad y los tiempos de retraso.

Si se parte del supuesto de que al iniciarse una lluvia el suelo está seco, éste tendrá una capacidad de retención alta, la cual irá disminuyendo progresivamente con la duración de la tormenta, hasta llegar a un mínimo constante, siempre y cuando la lluvia dure lo suficiente para alcanzar este punto.

Por lo tanto para determinar el exceso de precipitación y por el hecho de que los conocimientos sobre las curvas de infiltración están limitados específicamente a tipos de suelo dados, lo más frecuente es utilizar un promedio de retención constante, durante toda la duración de la lluvia.

En ocasiones el valor promedio de retención es llamado "índice de infiltración".

La determinación del valor promedio de retención, se hace a partir de las cantidades de precipitación, dadas según la variación que se acostumbre (en México el período es de 24 horas) y de los valores conocidos de escurrimiento, medidos en sitios donde concurren todos los escurrimientos de la cuenca, calculando a base de tanteos el valor promedio de retención, obteniendo simultáneamente la duración del exceso de precipitación, ya que es el tiempo durante el cual, los incrementos de precipitación, exceden al de la retención Cuadro Núm. 3.8

Si después de dos tanteos no se ha supuesto el volumen de la retención, -

una curva del exceso de precipitación facilita la solución. Figura Núm. 3.8.

CUADRO NUM. 3.8 CALCULO DEL EXCESO DE PRECIPITACION.

TIEMPO EN HORAS.	INCREMENTO DE PRECIPITACION.	PRIMER TANTEO.		SEGUNDO TANTEO.		TERCER TANTEO.	
		LAMINA EXCESO RETENIDA PRECIP.		LAMINA EXCESO RETENIDA PRECIP.		LAMINA EXCESO RETENIDA PRECIP.	
0	-	-	-	-	-	-	-
1	0.05	0.25	-	0.15	-	0.17	-
2	0.06	0.25	-	0.15	-	0.17	-
3	0.16	0.25	-	0.15	0.01	0.17	-
4	0.19	0.25	-	0.15	0.04	0.17	0.02
5	0.30	0.25	0.05	0.15	0.15	0.17	0.13
6	0.29	0.25	0.04	0.15	0.14	0.17	0.12
7	0.15	0.25	0	0.15	0.	0.17	0
8	0.76	0.25	0.51	0.15	0.61	0.17	0.59
9	0.56	0.25	0.31	0.15	0.41	0.17	0.39
10	0.40	0.25	0.15	0.15	0.25	0.17	0.23
11	0.56	0.25	0.31	0.15	0.41	0.17	0.39
12	0.24	0.25	0	0.15	0.09	0.17	0.07
13	0.13	0.25	-	0.15	0	0.17	0
14	0	0.25	-	0.15	0	0.17	0
15	0.19	0.25	-	0.15	0.04	0.17	0.02
16	0.08	0.25	-	0.15	-	0.17	-
17	0.02	0.25	-	0.15	-	0.17	-
TOTAL:	4.14	-	1.37	-	2.15	-	1.96

Como un ejemplo de cálculo de exceso de precipitación, en el Cuadro - Núm. 3.8 se anotan tres tanteos para obtener un valor semejante al del escurrimiento observado en un sitio de aforo reducido a la lámina, al dividirlo entre la superficie de la cuenca y así tenemos un escurrimiento observado de 2 pulgadas. La precipitación total observada fué de 4.14 pulgadas, en un tiempo de ocurrencia de 17 horas; por lo tanto la retención total en 17 horas fué de 2.1 pulgadas, con un promedio de reten-

ción de 0.17 pulgadas/hora deducido en el tercer tanteo, que produce un valor de 1.96 pulgadas muy semejante al de 2.1 pulgadas.

La curva de exceso de precipitación se construiría con los valores de los primeros tanteos; haciéndola pasar por los puntos dados por las coordenadas 0.25 y 1.37; 0.15 y 2.15.

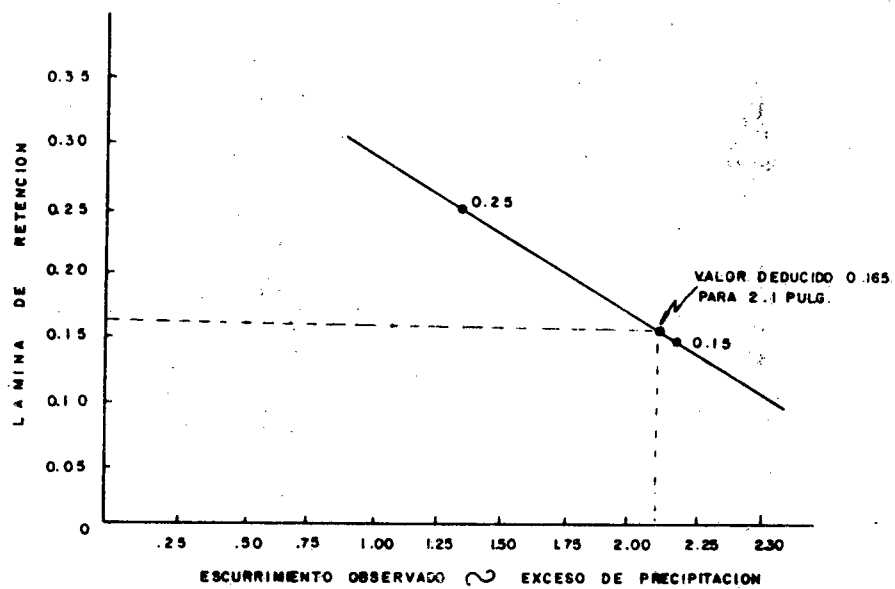


FIG. 3.8 CURVA DE EXCESO DE PRECIPITACION.

3.8.- VARIACION DE LA PRECIPITACION.- La precipitación para presentarse, requiere de ciertas condiciones atmosféricas, pero además, de la intensidad de esas condiciones depende su frecuencia y su intensidad, así tenemos que la precipitación varía en función de la posición geográfica del sitio, ya que en términos generales la precipitación pluvial es mayor en el ecuador y decrece al aumentar la latitud, sin embargo lo anterior no es un factor definitivo, ya que las precipitaciones máximas se han ob-

servado hacia los 30° N.

La principal fuente de humedad para la precipitación, es el agua que se evapora de las grandes masas de agua. Por consiguiente la precipitación tiende a ser más fuerte en las zonas próximas a la costa.

Puesto que la elevación de masas de aire explican casi todas las precipitaciones, sus cantidades y frecuencia son generalmente mayores en las vertientes de barlovento de las barreras montañosas. Inversamente como el descenso del aire es causa de la decreciente humedad relativa, las barreras de sotavento experimentan generalmente, escasa precipitación.

C A P I T U L O I V

ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL.

4.1.- ANTECEDENTES Y DEFINICION.

Al tratar sobre el Ciclo Hidrológico se dijo que la precipitación es una etapa de él, durante la cual, el agua que en forma de vapor se encuentra en las nubes cae a la superficie de la tierra; claro está que al llegar a la superficie, una parte cae directamente al mar y otra parte en tierra firme para posteriormente agregarse a los mares y océanos a través de corrientes superficiales o subterráneas, esto último ocurre durante la fase del ciclo hidrológico conocida como ciclo de escurrimiento.

Durante el ciclo del escurrimiento, las aguas que enriquecen las corrientes superficiales, son conocidas como "escorrentia" y pueden alimentar las corrientes en forma perenne o temporal y lo pueden hacer superficialmente o en forma subterránea, en otras palabras las aguas que llegan a los cauces de drenaje a partir del parte aguas de una cuenca constituyen los volúmenes escurridos provenientes de la lluvia, pudiendo escurrir por vía subterránea o superficial. Cabe mencionar que los escurrimientos también pueden manifestarse fuera de la cuenca, dependiendo de las caracte

rísticas geológicas de la zona.

4.2. - ORIGEN DEL ESCURRIMIENTO.

Una vez que el agua de lluvia llega al suelo, la altura de precipitación "h", ocurrida en un tiempo "t", se distribuye, dependiendo la forma de distribución de las condiciones imperantes en el momento y sitio en que ocurre la lluvia.

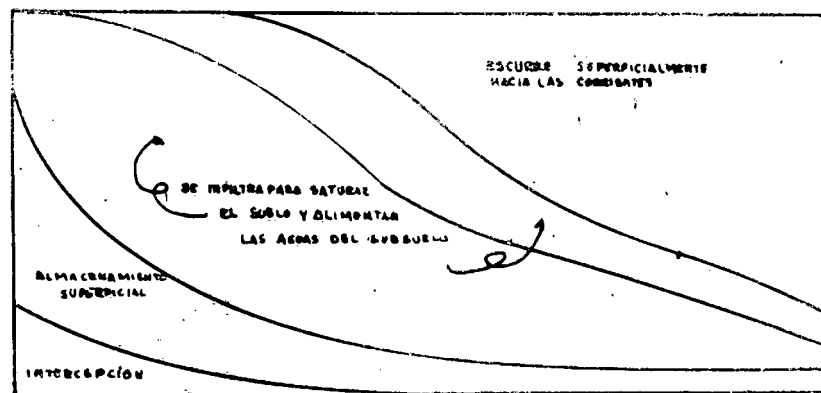
Una parte de la lluvia es interceptada por las plantas, otra se deposita en almacenamientos superficiales; una más se infiltra incrementando las corrientes subterráneas saturando primero el suelo y la parte restante escurre superficialmente hacia los cauces naturales de drenaje, formando así las corrientes.

Una representación gráfica de lo anterior se muestra en la figura Núm. -

4.1. idem. figura 3.2.

Tomando en cuenta el camino que sigue el agua para agregarse a las corrientes, el escurrimiento puede ser: Superficial, subsuperficial o subterráneo.

El escurrimiento superficial es el que viaja por la superficie del terreno hacia los cauces entendiéndose por cauce cualquier depresión del terreno por la que pueda fluir el agua (pudiendo tener una longitud y una capacidad variable) durante y después de ocurrida la precipitación. Si se toma en cuenta que las depresiones existentes en una cuenca son numerosas, se puede observar que la distancia que tiene que recorrer el agua sobre la superficie es relativamente corta.



TIEMPO DE DURACION DE LA LLUVIA EN HORAS

FIG. 4.1.-DISTRIBUCION DE LA LLUVIA EN FUNCION DEL TIEMPO E INTENSIDAD.

Analizando la figura Núm. 4.1, se observa que cuando la lluvia empieza el agua que cae es interceptada, posteriormente se infiltra, saturando primero el terreno y el excedente del agua infiltrada se agrega a las corrientes subterráneas; - cuando se satisface la capacidad de infiltración del suelo, el agua excedente escurre superficialmente, de ahí que, se puede puntualizar que el escurrimiento superficial marca el exceso a la capacidad de infiltración del suelo en el cual se presenta.

En las lluvias de poca intensidad, el escurrimiento superficial se presenta únicamente en las áreas impermeables y exceptuando las zonas urbanas donde toda la superficie es impermeable, el porcentaje de áreas impermeables en una cuenca es muy pequeño.

El escurrimiento subsuperficial es la parte de la lluvia que se infiltra y que se mueve lateralmente por los estratos más elevados hasta llegar al cauce, su mo

movimiento es más lento que el superficial por lo que tarda más en llegar al cauce.

La cantidad de escurrimiento subsuperficial depende de las condiciones geológicas de la zona, las que pueden obligar al flujo a que aflore antes de llegar al cauce y seguir por la superficie del terreno ó bien a que se agruegue al escurrimiento subterráneo.

El escurrimiento subterráneo es el producto de la lluvia que se infiltra hasta llegar a los niveles freáticos y viaja por este camino hasta enriquecer las corrientes superficiales, su movimiento es más lento que el superficial y que el subsuperficial.

Las aguas que se infiltran hasta convertirse en escurrimientos subterráneos por sus características de movilidad y su fuente de abastecimiento al descargar al cauce, se conocen como "caudal de estiaje" ó "gasto base"

La separación de estas tres partes provenientes del producto de la lluvia es arbitraria y en gran parte artificial, ya que el agua podría iniciar su escurrimiento superficialmente luego infiltrarse y terminar su movimiento hacia el cauce como escurrimiento del subsuelo. O el escurrimiento del subsuelo podrá aflorar a la superficie debido a una barrera impermeable y continuar su camino hacia el cauce por la superficie del terreno.

4.3.- ESCURRIMIENTO DIRECTO Y ESCURRIMIENTO BASE.

Para propósitos prácticos de análisis, el escurrimiento total de una corriente se considera formado por un escurrimiento directo y un escurrimiento base llamado también caudal de estiaje.

El escurrimiento directo es el que se agrega a la corriente después de ocurrida la lluvia o tormenta y está formado por la suma del escurrimiento superficial y el escurrimiento subsuperficial inmediato más la precipitación en el cauce o canal; por ser ésta una pequeña cantidad se le considera como parte integrante del escurrimiento superficial.

La inclusión o no del escurrimiento subsuperficial al efectuar análisis del hidrógrafo depende del criterio y finalidad con que se haga dicho análisis.

El escurrimiento base ó caudal de estiaje también conocido como gasto-base se define. " Como el escurrimiento lento y temporal que se compone del escurrimiento subterráneo y del escurrimiento superficial retrasado ". Sin embargo y como se mencionó anteriormente, en ciertos procedimientos de análisis del hidrograma el gasto base se supone, ya sea incluyendo o excluyendo el total del escurrimiento subsuperficial pero no una parte de él.

Durante una tormenta productora del escurrimiento, se considera que la precipitación total consta de una parte abstracta y de una parte llamada "exceso de precipitación", siendo esta parte la que contribuye directamente al escurrimiento superficial. Cuando la precipitación es en forma de lluvia de menor intensidad, pero que produzca escurrimiento, se le conoce como "exceso de lluvia".

La parte que se considera abstracta, está compuesta de las partes remanentes de la precipitación que eventualmente escurren por la superficie, tales como la intercepción, la evaporación, la transpiración, el almacenamiento en depresiones y la infiltración. En determinados momentos estas partes se pueden considerar como pérdidas, no siendo apropiado, ya que según hemos visto en el ciclo hidrológico, el

agua no se pierde.

En la figura Núm. 4.2, se muestra la distribución de la precipitación, - señalando los caminos que toma el agua de lluvia para llegar al cauce.

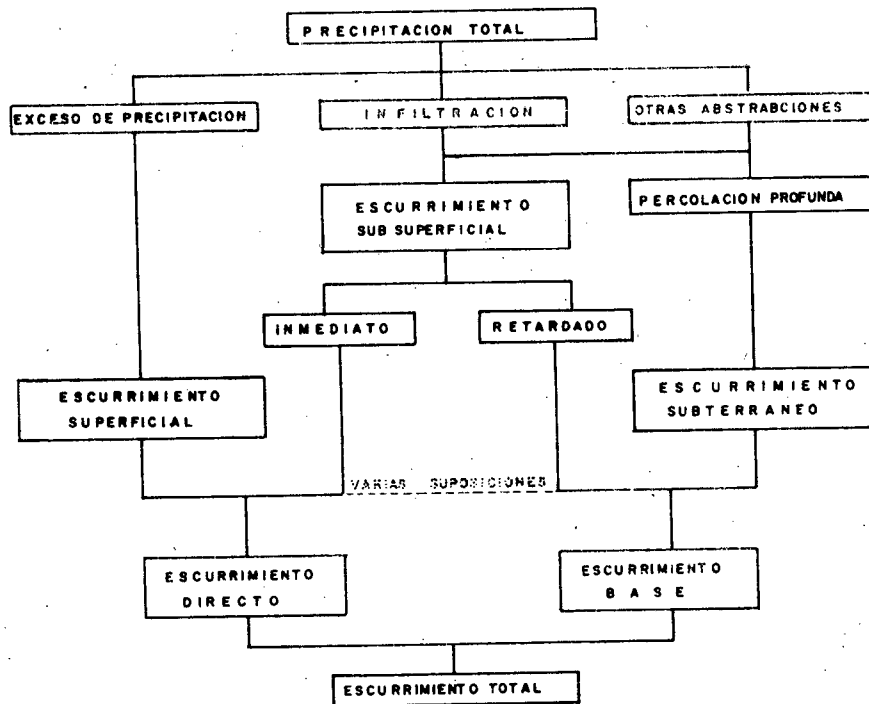


FIG. 4.2 DISTRIBUCION DE LA PRECIPITACION

4.4. - CICLO DEL ESCURRIMIENTO.

El fenómeno del escurrimiento, se puede considerar como un ciclo que depende de la naturaleza de su fuente de abastecimiento. Hoyt la ha descrito como un ciclo, que se compone de cinco fases, las cuales se describen a continuación.

La primera fase se refiere a un período sin lluvia, que comprende la épo

ca de estiaje, que finaliza poco antes de que se inicien las lluvias. Durante esta fase, el nivel de las aguas freáticas es bajo y continuamente está descendiendo. En zonas montañosas o con topografía quebrada, donde no existe una napa de agua continua que abastece las corrientes superficiales y el escurrimiento superficial es mantenido por el drenaje de esas zonas altas y por el agua almacenada en los intersticios de las rocas. En las regiones áridas donde no existen almacenamientos, ni mantos freáticos que puedan abastecer a las corrientes; los canales ó cauces están secos y el agua disponible para las corrientes superficiales se pierde por evaporación de los terrenos y de la superficie del agua, y por transpiración de las plantas.

La segunda fase se refiere al período inicial de la lluvia; cuando esta empieza, se divide en precipitación directa en el canal o cauce, intercepción por la vegetación, infiltración en el suelo y una retención temporal en depresiones superficiales. El agua que se infiltra, después de que satisface la capacidad de infiltración, ocasiona un aumento gradual en el contenido de agua en la zona de aereación; durante ésta fase el escurrimiento sobre los terrenos es casi nulo excepto en zonas impermeables, y la evaporación y la transpiración son bajas. El escurrimiento subterráneo al cauce puede o no ser continuo, dependiendo que si la primera fase continuó hasta que cesó el escurrimiento superficial.

La tercera fase se refiere a la presencia de una lluvia de intensidad variable y más o menos prolongada, la que al continuar, satisface la capacidad de retención de las especies vegetales existentes, así como la de los almacenamientos en depresiones superficiales, convirtiéndose el exceso de lluvia en una fuente del escurrimiento, abasteciendo la capacidad de retención de los suelos superficiales y de los

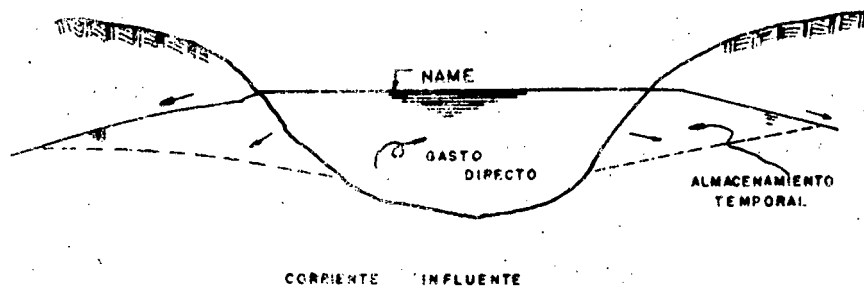
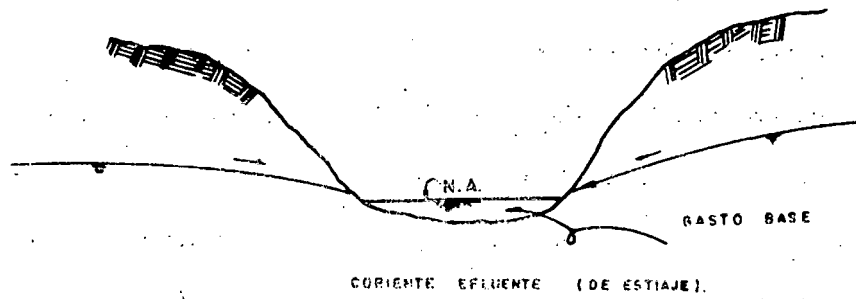


FIG. 4.3 REPRESENTACION GRAFICA DEL GASTO BASE Y DEL GASTO DIRECTO

canales. El escurrimiento sobre la tierra ocurre cuando el coeficiente neto de lluvia excede al coeficiente de infiltración de los suelos, pero puede o no alcanzar a llegar a los cauces dependiendo de la capacidad de retención de los suelos existentes, - por donde viaja.

El agua que se infiltra saturará la parte superior de la zona de aereación, (la cual ha sido vaciada en las fases anteriores), tendiendo hacia la capa freática y de continuar lloviendo, ésta se elevará y el escurrimiento subterráneo se incrementará hasta contribuir al escurrimiento superficial. Como la zona de aereación estará saturada, también contribuye al escurrimiento subsuperficial en el cauce.

Si el nivel de agua en el cauce se eleva rápidamente y se vuelve mayor que el nivel de las aguas subterráneas, la corriente cambiará de ser "afluente" a una corriente "influyente", contribuyendo a las corrientes subterráneas, desarrollando bancos de almacenamiento de agua.

Cuando la corriente ha aumentado su nivel hasta superar el de la corriente subterránea (gasto base) invirtiendo el sentido de abastecimiento, se tiene el "gasto directo" ó sea el producto de las lluvias sin pasar por escurrimiento subterráneo. -
Figura Núm. 4.3.

Durante ésta fase, los valores de la evaporación y la transpiración son bajas.

La cuarta fase comprende el tiempo de ocurrencia de la lluvia hasta el momento en que el almacenamiento natural se satisface. El agua que se infiltra aprovecha el poder de transmisión del suelo, debido a la presencia de poros y viaja como agua del subsuelo ó como corriente subterránea, dependiendo las cantidades del número y tamaño y distribución de los poros del material a través del cual es transmitido. Como la lluvia continúa, el nivel freático se eleva constantemente hasta que el escurrimiento subterráneo se equilibra con la capacidad máxima de recarga posible y toda la lluvia se convierte en incremento directo del escurrimiento superficial. Aunque ésta última condición raramente se alcanza, sucediendo en zonas bajas y pantanosas después de períodos prolongados de fuertes lluvias.

La quinta fase se refiere al período entre la terminación de la lluvia y el momento en que el nivel de aguas máximo es alcanzado; normalmente requiere un período de tiempo largo, ya que es necesario que se saturen los terrenos para que se establezca el escurrimiento que en su primera fase es escurrimiento "directo" y posteriormente será escurrimiento ó gasto "base". La evaporación y la transpiración son activas y la infiltración continúa. El agua que se encuentra en la zona de aereación es alcanzada por los niveles freáticos. El escurrimiento superficial es mantenido por los escurrimientos subsuperficiales y subterráneos que afloran, así como por los pequeños almacenamientos superficiales.

Como se puede observar la descripción del ciclo del escurrimiento se ha hecho lo más simple posible, ya que éste fenómeno es más complicado y afectado por numerosos factores, como: La textura de los suelos, estructura, la porosidad, la cantidad de materia orgánica existente, los sistemas radiculares existentes, el perfil del

suelo, la actividad biológica, el tipo de vegetación existente, etc., etc., que lo hacen un fenómeno complejo. En la figura Núm. 4.4. se muestra un esquema del ciclo del escurrimiento. A continuación se tratará de explicar someramente los factores -- que lo afectan.

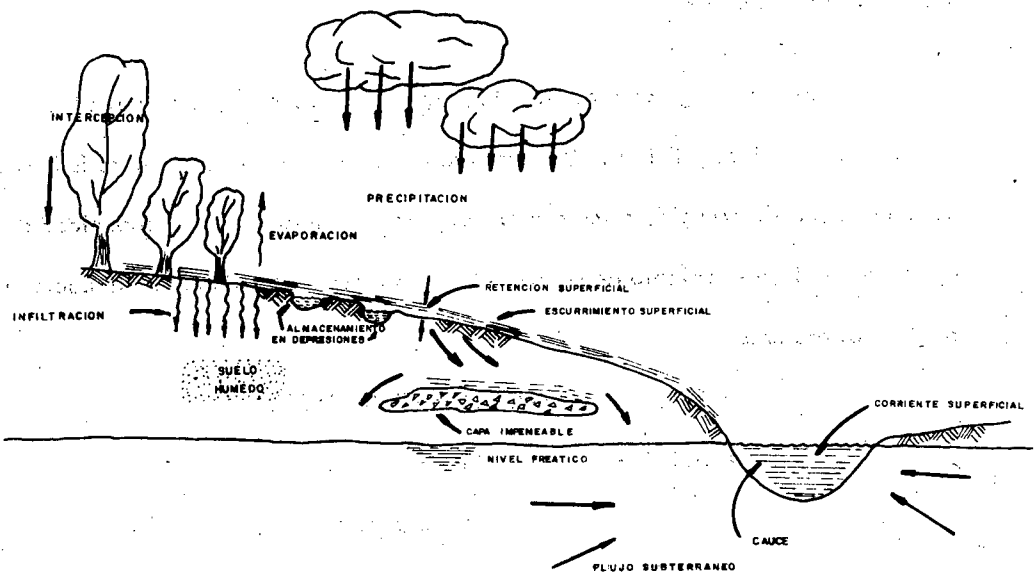


FIG. 4. 4 . . . CICLO DE ESCURRIMIENTO . . .

4.5. - FACTORES QUE AFECTAN EL ESCURRIMIENTO.

Se puede considerar que el escurrimiento de acuerdo con su ciclo, es influenciado por una serie de factores de diferente índole, de los cuales algunos se han mencionado anteriormente, sin embargo, para mayor claridad se pueden agrupar en dos grupos: En el primero se agrupan los factores climáticos, incluyendo el efecto de la lluvia, de la nieve y de la evapotranspiración, los que tienen enorme importancia, debido a que son afectados por los cambios estacionales, ocasionados por el clima dominante. En el segundo grupo se incluyen los factores fisiográficos, los que podemos diferenciar en dos clases:

En una se agrupan las características de la cuenca que comprenden características geométricas y físicas. Y en la otra clase se incluyen las características del cauce principal de drenaje, como son las propiedades hidráulicas, su capacidad de regulación ó almacenamiento de cauce, etc. Para mayor claridad a continuación se enlistan los factores.

4.5.1. FACTORES CLIMATICOS.

- 4.5.1.1.- Lluvia.
 - Intensidad.
 - Duración.
 - Tiempo de Distribución.
 - Area de Distribución.
 - Frecuencia.
 - Situación geográfica.
- 4.5.1.2.- Nieve.
- 4.5.1.3.- Evapotranspiración.

4.5.2.- FACTORES FISIOGRAFICOS.

4.5.2.1.- Características de la cuenca.

4.5.2.1.1.- Factores geométricos.

Area de Drenaje.

Topografía.

Pendiente.

Red de drenaje.

Pendiente del Cauce.

4.5.2.1.2.- Factores Físicos.

Cubierta del Suelo.

Uso del Suelo.

Condiciones de Infiltración Superficial.

Tipo de Suelo.

Condiciones Geológicas: Permeabilidad y capacidad de almacenamiento superficial.

Condiciones Topográficas favorables para almacenamientos como lagos y lagunas.

Los factores señalados, ocasionan comportamiento diferente del escurrimiento en la mayoría de las cuencas grandes, perceptibles solo al compararlos con los escurrimientos de una cuenca pequeña desde el punto de vista hidrológico, es de tal importancia el efecto de estos factores, que por él se pueden diferenciar cuencas grandes de cuencas pequeñas, pero considerando el tamaño no como una función de

la extensión territorial, sino en el efecto de ciertos factores climáticos ó fisiográficos dominantes.

4.6.- RELACION ENTRE LA PRECIPITACION PLUVIAL Y EL ESCURRIMIENTO.

Ya se ha visto que el escurrimiento es un producto de la precipitación, - de ahí que exista una estrecha relación entre ellos.

Las variaciones de la lluvia repercuten en los escurrimientos, por lo que es necesario desarrollar diferentes relaciones, tomando en cuenta dichas variaciones, mediante las cuales sea posible determinar lo más exacto posible, la cantidad de escurrimiento en determinado sitio y en determinado momento, utilizándose también para extrapolación y/o interpolación de registros de escurrimientos partiendo de registro de lluvias; por supuesto que las relaciones varían en sus características dependiendo de las características de la lluvia.

Se han desarrollado relaciones coaxiales de escurrimiento o de recarga. Pero solo trataremos de la correlación entre la lluvia y el escurrimiento brevemente y del método basado en fórmulas racionales para el cálculo del escurrimiento.

4.6.1.- CORRELACION ENTRE LA CANTIDAD DE LLUVIA Y LA ESCORRENTIA.

Las variaciones que dentro de una misma cuenca presenta el escurrimiento son debidas a la multitud de factores que pueden afectarlo, por lo anterior al - comparar en forma gráfica la lluvia y la escorrentia de una lluvia aislada, no se observa una correlación satisfactoria sino se nota una gran dispersión de los puntos marcados ver figura Núm. 4.5. Para corregir en gran parte lo anterior, se pueden consi

derar como parámetros algunos de los factores que tengan gran influencia, como la frecuencia de lluvias, la cantidad de humedad existente en los suelos al ocurrir la lluvia, la duración de la misma y la época del año; en ocasiones se ha tomado como parámetro la temperatura media anual.

De los factores mencionados algunos son difíciles de determinar directamente en toda la cuenca, sin embargo se representan por índices aproximados que son fácilmente medibles.

Se han considerado como índices, el caudal de aguas subterráneas al inicio de la lluvia ó tormenta, la evaporación de la cuenca así como los antecedentes de la precipitación existente.

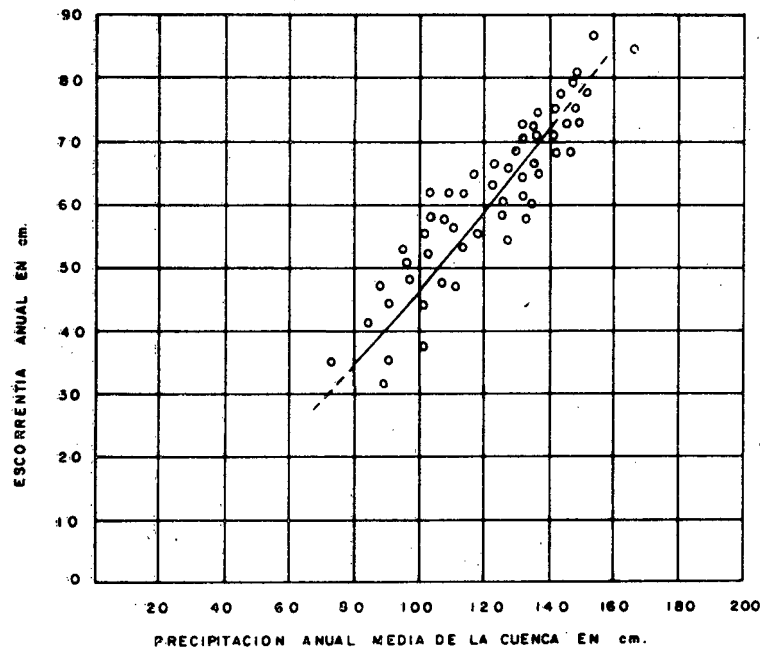


FIG. 4.5 RELACION ENTRE LA PRECIPITACION Y LA ESCORRENTIA

4.6.2 .- LA FORMULA RACIONAL.- La determinación de la descarga máxima en un punto dado de un cauce después de ocurrida una lluvia torrencial, ha sido preocupación de primer orden, para lo cual se han desarrollado un gran número de fórmulas y métodos, pero se ha considerado como representativa de todas ellas a la llamada -- "FORMULA RACIONAL", la que aún cuando se basa en ciertas suposiciones que no pueden comprobarse fácilmente; por su simplicidad tiene un gran uso en ingeniería.

Su origen es un tanto oscuro, remontándose los antecedentes de ella al año de 1889, que fué utilizada por Kuichling para determinar gastos máximos para diseño de alcantarillas en Rochester, New York. Algunos autores sostienen que la fórmula racional fué desarrollada por Mulvaney en Irlanda el año de 1851. Sin embargo, en Inglaterra el método en el que interviene la fórmula racional es conocido como método de Lloyd-Davis desarrollado en 1906.

La fórmula racional se expresa comunmente en los siguientes términos:

$$Q = CIA$$

- donde
- Q es el gasto máximo probable de escurrimiento se expresa en $m^3/seg.$
 - C es el llamado coeficiente de escurrimiento que depende de las características de la cuenca, es adimensional.
 - I es la intensidad de la lluvia se expresa en $cm/hora.$
 - A representa el área de la cuenca expresada en kilómetros cuadrados (Km^2).

La fórmula es llamada racional, porque las unidades de las variables que intervienen aunque aproximadas, tienen consistencia numérica.

Cuando se usa la fórmula racional, se supone que la máxima variación - del gasto correspondiente a una lluvia de cierta intensidad sobre el área, es producida por la lluvia que se mantiene por un tiempo igual al que tarda el gasto máximo en llegar al punto de observación considerado. Teóricamente este período es el "tiempo de concentración", que se define como "el tiempo requerido por el escurrimiento superficial para llegar desde la parte más alejada de la cuenca hasta el punto que se considere":

Tratándose de una lluvia de intensidad uniforme podría ser el tiempo de equilibrio, durante el cual la cantidad de escurrimiento es igual a la cantidad de lluvia en toda la cuenca. Sin embargo lo anterior, no es estrictamente cierto, ya que el tiempo de concentración es ligeramente mayor que el necesario para alcanzar el - gasto máximo escurrido en cuencas con patrones de drenaje complejos. En cambio - en cuencas pequeñas de patrón simple, el tiempo de concentración es semejante al - tiempo de recesión. Ramser ha determinado para cuencas pequeñas de uso agrícola, el tiempo de concentración, considerándolo como el tiempo necesario para que el nivel del agua en un sitio específico, se eleve desde el mínimo registrado antes del escurrimiento hasta que se produzca la máxima elevación registrada en ese sitio.

Una fórmula empírica para calcular el tiempo de concentración fue desarrollada por Kirpich y se representa de la siguiente forma:

$$t_c = 0.00013 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

siendo

t_c el tiempo de concentración expresando en horas.

L longitud de la cuenca, medida por el cauce en millas.

S la pendiente media de la cuenca, Adimensional.

Krimgold ha resumido las suposiciones que se hacen en la fórmula racional en los siguientes puntos:

a.- El valor del escurrimiento resultante de cualquier intensidad de lluvia, es máximo, cuando el período de duración de la lluvia es mayor que el tiempo de concentración.

b.- Cuando el tiempo que dura la lluvia es igual o mayor que el tiempo de concentración, el caudal máximo escurrido es sólo una fracción de la cantidad llvida, siempre y cuando se suponga una relación lineal entre el gasto y la intensidad de lluvia y el gasto es nulo cuando I es cero.

c.- La frecuencia del pico de descarga, es la misma de la lluvia con esa intensidad para un tiempo dado de concentración.

d.- La relación existente entre el caudal máximo descargado y el tamaño de la cuenca, es la misma que hay entre la intensidad de la lluvia y el tiempo en que ocurre.

e.- El coeficiente de escurrimiento, es el mismo para tormentas de varias frecuencias.

f.- El coeficiente de escurrimiento es el mismo, para todas las lluvias que se presenten en la misma cuenca.

Analizando las anteriores suposiciones en que se fundamenta la fórmula -

racional, se concluye que es un método inadecuado e inexacto, pero sin embargo se utiliza para el cálculo de avenidas y para el proyecto de diferentes obras de ingeniería, considerando los resultados que se obtienen como índices para el diseño.

La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles, proporciona los siguientes valores del coeficiente de escurrimiento "c".

Tipo de área de drenaje.		Coeficiente de escurrimiento "c".
Campo abierto:		
Suelos arenosos:		
Plano con pendiente.	2-7 %	0.05 - 0.10
Regular con pendiente	7 %	0.15 - 0.20
Suelos pesados con:		
Plano con pendiente.	4 %	0.13 - 0.17
Regular con pendiente.	2-7 %	0.18 - 0.22
Inclinado con pendiente	7 %	0.25 - 0.35
Areas Residenciales.		0.30 - 0.75
Areas Industriales.		0.50 - 0.90
Parques y Cementerios.		0.10 - 0.25
Calles.		0.70 - 0.95
Areas Comerciales.		0.50 - 0.95

4.7.- COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.

En la fórmula racional interviene un coeficiente que se ha llamado de escurrimiento, el cual tiene una importancia enorme, a grado tal, que aun cuando no -

se cuenta con abundantes datos de precipitación para obtener la correspondiente a la cuenca y aun cuando la determinación del área de la misma tenga algún error, estos errores tienen poca repercusión en la deducción de los escurrimientos, no ocurriendo así con el valor del coeficiente de escurrimiento, cuya determinación cuando no se cuenta con datos de aforo, está sujeta a mayor error.

Se ilustra lo anteriormente expuesto en el ejemplo siguiente :

F A C T O R .	VALOR REAL.	VALOR CONSIDERADO	ERROR.
Area de la Cuenca.	200 Km ²	185 Km ²	- 8 %
Precipitación Media.	500 mm.	525 mm.	+ 5 %
Coeficiente de escurrimiento medio anual.	10 %	12 %	+ 20 %

Con los valores reales se tiene un escurrimiento medio anual de 10,000 - miles m³, en cambio con los valores calculados se obtiene 11,655 miles de m³, o sea una diferencia de 1,655 miles de m³ que corresponden al 11.7 % de error.

Cuando los escurrimientos tienen que determinarse en forma indirecta, - hay que obtener previamente el coeficiente de escurrimiento medio anual, para el período considerado, ya que no hay una manera exacta de establecerlo en forma variable como en la realidad ocurre. Naturalmente que los escurrimientos así obtenidos - discreparán con la realidad, especialmente cuando ocurran precipitaciones extremas.

Se considera que el coeficiente de escurrimiento es la relación que exis

te entre el volumen escurrido y el volumen llovido.

$$c = \frac{\text{Volumen escurrido.}}{\text{Volumen llovido.}}$$

4.8.- DETERMINACION DEL COEFICIENTE.

Debido a que el coeficiente de escurrimiento no es un factor constante, sino variable mensual y anualmente, de acuerdo con la intensidad de la lluvia y las condiciones de la cuenca, su determinación es aproximada.

Cuando no existen datos de aforo a la salida de la cuenca la deducción está basada en la comparación de la cuenca con otra u otras de características climatológicas, de extensión, pendiente, vegetación, geología, forma de concentración, etc., semejantes y en las cuales se cuente con datos de aforo que hayan permitido deducir previamente el coeficiente de escurrimiento.

Considerando que el coeficiente de escurrimiento depende de otros factores, además de la intensidad de la lluvia, su variación en el transcurso del año no es lineal, de ahí que inicialmente se calcule el coeficiente medio anual y la precipitación media anual.

Si en un sistema de coordenadas se considera que en las abscisas se representan la variación de los coeficientes de escurrimiento y las ordenadas los de las precipitaciones anuales, se puede determinar la curva aproximada que represente la ley de variación que ligará la precipitación con el coeficiente de escurrimiento. De tal manera que conociendo las lluvias anuales, se pueden deducir los coeficientes de escurrimiento, utilizando la curva de variación obtenida. Figura Núm. 4.6.

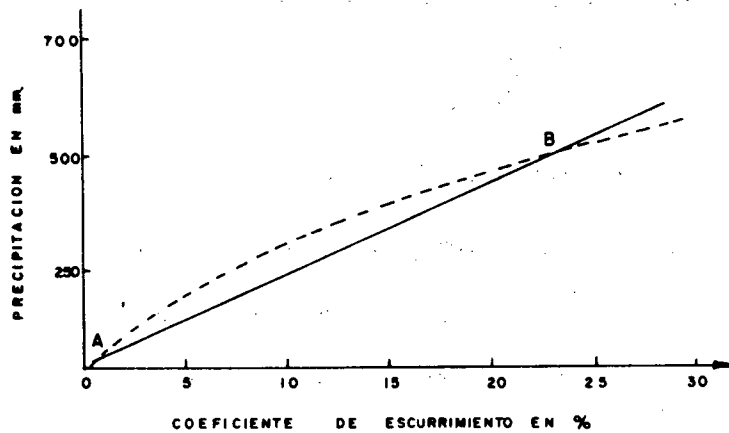


FIG. 4.6 COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO VARIABLE.

La determinación de la curva de variación, se efectúa trazando una recta que pase por los puntos A y B, cuyas coordenadas son cero para A y para B serán los valores medios anuales de C y de la precipitación; la recta indefinida resultante representará en forma aproximada la ley de variación que ligará a la precipitación con el coeficiente de escurrimiento. Conocidos los valores de la precipitación de cada año por analizar, se podrá determinar su coeficiente de escurrimiento utilizando la gráfica obtenida, posteriormente se tomará un coeficiente constante para cada año.

En aquellos lugares donde no se cuente con estaciones hidrométricas que proporcionen datos de los volúmenes escurridos, cuyo porcentaje con respecto a los volúmenes llovidos dan los valores de los coeficientes de escurrimiento respectivo. Se podrán usar los valores límites del coeficiente de escurrimiento en función de la superficie de la cuenca, la precipitación y la vegetación que pueden ser útiles para determinar en forma aproximada el coeficiente de escurrimiento.

Tomando en cuenta la superficie de la cuenca:

Extensión de la cuenca.	Coefficiente de escurrimiento.
Hasta 10 Km ²	20
de 10 a 100 Km ²	15
de 100 a 500 Km ²	10
Mayores de 500 Km ²	5

Tomando en cuenta la precipitación:

Precipitación en mm.	Coefficiente de escurrimiento %
Hasta 800	0 a 5
de 800 a 1200	5 a 15
de 1200 a 1500	15 a 35
Mayores de 1500	35 a 50

Tomando en cuenta la vegetación:

Clase de terreno.	Coefficiente de escurrimiento %
Terrenos cultivados, pastos.	1 a 30
Areas Boscosas.	5 a 20
Terrenos sin cultivo.	25 a 50

Para determinar el coeficiente de escurrimiento correspondiente, se califica a la cuenca en cada uno de los aspectos, posteriormente se suman las dos columnas de valores y se promedia resultando dos coeficientes de escurrimiento límites: si se toman en cuenta las características físicas del lugar como la pendiente, tipo de suelo, permeabilidad; se podrá adaptar un valor intermedio entre los límites determinados inicialmente, que será más aproximado a las condiciones del área de la cuenca.

4.9.- REPRESENTACION GRAFICA DEL ESCURRIMIENTO. HIDROGRAFO.

Con mucha frecuencia se presenta la necesidad de correlacionar determinadas características del escurrimiento de un cauce y el tiempo necesario para que se presenten. Una forma simple de relacionarlas es la comparación gráfica; con las que se pueden comparar los gastos de descarga, los tirantes o elevaciones del agua, la velocidad, etc., contra el tiempo necesario ó utilizado para presentarse.

La gráfica que se obtiene es conocida como hidrógrafo ó hidrograma y — pueden tenerse hidrogramas de elevaciones, de velocidades, de descarga, etc.; siendo cada uno de ellos la gráfica comparativa del factor que se trate contra tiempo o — sea que al tener el hidrógrafo de descarga se está comparando el gasto de descarga — de un cauce o canal contra los tiempos de ocurrencia.

Comunmente al hablar del hidrógrafo o hidrograma se hace referencia al hidrógrafo de descarga y en atención a ello, en lo sucesivo al mencionar el hidrógrafo se hará bajo esta base, en caso de referencia a otro tipo se hará la aclaración respectiva.

Se puede considerar al hidrógrafo como una expresión integral de las características climáticas y fisiográficas que gobiernan la relación entre la lluvia y el escurrimiento superficial de una cuenca específica.

A manera de definición se puede interpretar que "el Hidrógrafo es la representación de la distribución en tiempo del escurrimiento en el punto de medición, que traduce la complejidad de las características de la cuenca mediante una curva-empírica".

4.10.- CARACTERISTICAS DEL HIDROGRAFO.

Después de que ocurre una lluvia de cierta intensidad, el escurrimiento superficial y el subsuperficial también llamado intermedio, se agrupan para llegar a un cauce como escurrimiento directo; además, a niveles bajos del cauce una parte importante de la descarga proviene de escurrimientos subterráneos o sea, el escurrimiento base.

Considerando la importancia de tratar separadamente el escurrimiento directo, del agua subterránea y tomando en cuenta que no hay métodos prácticos para diferenciarlos después de que se han juntado en una corriente; se ha optado por representar el escurrimiento por el hidrógrafo, por lo tanto las características del escurrimiento se determinan por las características del hidrógrafo o hidrograma, pero cabe aclarar que aun en ésta representación las técnicas para el análisis del hidrógrafo son más bien arbitrarias.

Un hidrograma típico producto de un período aislado de precipitaciones- figura Núm. 4.7, está formado por una rama de ascenso o de incrementos, una cresta o zona máxima y de una rama decreciente, de descenso o zona de abatimiento. La zona de abatimiento, representa la extracción del agua almacenada en el cauce de la corriente durante el período de ascenso (capacidad reguladora del cauce).

La forma o tendencia de la rama creciente depende principalmente del tiempo e intensidad de la lluvia, que provoca el aumento súbito del escurrimiento en el cauce. A éste aumento súbito se le llama "AVENIDA O CRECIENTE".

Dentro de una avenida, no solo interesa el gasto instantáneo, también interesa el volumen total escurrido, el cual se obtiene integrando el área bajo el hidrograma.

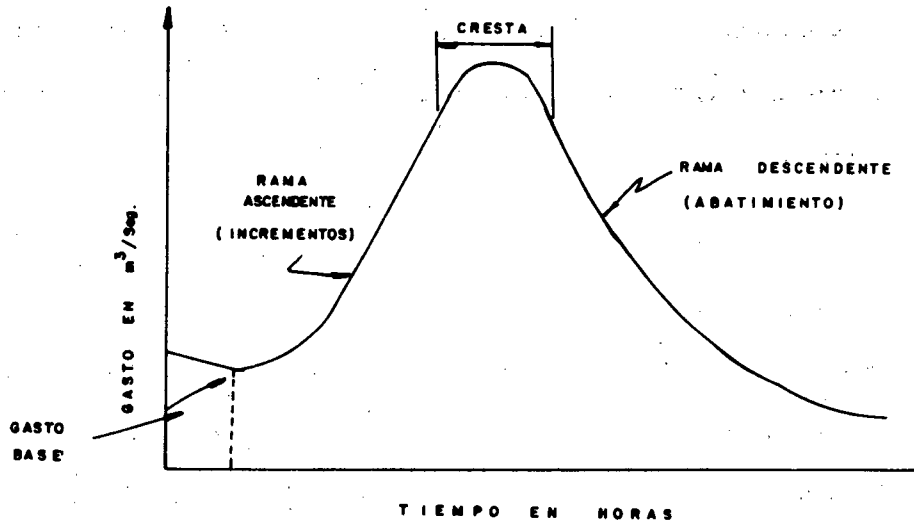


FIG. 4.7. HIDROGRAFO TÍPICO Y SUS PARTES CONSTITUTIVAS.

Se ha visto que para un mismo volumen escurrido, se pueden obtener características del hidrograma muy diferentes entre sí, dependiendo las diferencias, de las características de la cuenca, de la intensidad de la lluvia, del contenido inicial de humedad, etc.

El punto de inflexión en la rama de abatimiento del hidrograma, se ha supuesto que es el momento en el cual cesó el escurrimiento superficial al sistema del cauce. Después de este punto la rama de abatimiento representa el gasto que sale de lo almacenado en el cauce.

La forma o tendencia de la rama de abatimiento, es generalmente inde-

pendiente de las características de la lluvia que causó la avenida, sin embargo, para muchos, es la rama que más interesa, pues del conocimiento de su tendencia se podrá planear por ejemplo, un Plan de Defensa de Poblaciones como parte integrante de un Plan Control de Avenidas.

Con la finalidad de tener el conocimiento más completo de la rama decreciente, en el punto siguiente se analizará con mayor detenimiento.

4.11.- ANALISIS DE LA RAMA DE ABATIMIENTO DEL HIDROGRAMA.

Horton ha clasificado en cuatro grupos las varias formas de la rama de abatimiento, también conocidas como curvas de " vaciado ", ya que representan el vaciado de las aguas almacenadas en el cauce.

La variación de la rama de abatimiento se debe a la naturaleza de la lluvia y a las características de la cuenca, así como las condiciones en que se encuentre esta.

La descripción de los grupos en que se clasificó a la rama de abatimiento, se interpreta de acuerdo con el contenido de la figura Núm.4.8.

TIPO O: La intensidad de la lluvia es menor que la capacidad de infiltración "F", por lo tanto no hay escurrimiento superficial. Además la infiltración total F es menor que la deficiencia de la humedad de campo del terreno y consecuentemente no hay aportación a las aguas subterráneas, pero si aumenta la humedad en el suelo.

TIPO I: Cuando la intensidad de la lluvia es menor que la capacidad de infiltración "f", no hay escurrimiento superficial; pero en este caso la infiltración " " es mayor -

que la deficiencia de humedad del suelo y se presentan aportaciones a las aguas subterráneas. Por lo tanto cualquier aumento en el nivel del cauce, es debido a la lluvia que cae directamente en él.

El aumento a la superficie freática ocurre en el intervalo "mn". El vaciado normal del agua subterránea continúa en el punto "n".

TIPO 2: En este tipo, la intensidad de la lluvia excede a la capacidad de infiltración, por lo tanto sí hay escurrimiento superficial, pero la infiltración total "F" es menor que la deficiencia de humedad en el suelo, por lo que no hay incremento en las aguas subterráneas.

El vaciado normal continúa durante la creciente y el régimen del escurrimiento base se continúa en el punto "n".

TIPO 3: Igualmente que en el tipo 2, la intensidad de la lluvia excede la capacidad de infiltración y se presenta escurrimiento superficial. En este tipo de avenida el volumen total infiltrando "F" excede a la deficiencia de humedad del suelo, aportando a las aguas freáticas. El punto "n", en el cual termina la avenida, es el punto donde la rama de abatimiento "c-n" coincide con la curva normal de vaciado.

En la práctica, las partes del hidrógrafo se gradúan unas a otras y raramente se suceden cambios bruscos, excepto cuando hay cambios en la intensidad de la lluvia.

Se ha observado que la curva de abatimiento sigue la siguiente ley.

$$q_1 = K r q_0$$

siendo:

q_0 el gasto en un momento dado.

EXPLICACION	0	1	2	3
f = CAPACIDAD DE INFILTRACION. dhc = DEFICIENCIA EN LA HUMEDAD DE CAMPO. P = PRECIPITACION TOTAL. F = INFILTRACION TOTAL. P _e = EXCESO DE PRECIPITACION. E _s = ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL.				
TIPO	0	1	2	3
INTENSIDAD DE LLUVIA	$< f$	$< f$	$> f$	$> f$
DEFICIENCIA DE LA HUMEDAD DE CAMPO	$dhc > P = F$	$dhc < P = F$	$dhc > F$	$dhc < F$
ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL	NINGUNO	NINGUNO	$E_s = P_e$	$E_s = P_a$
AUMENTO A LAS AGUAS SUBTERRANEAS	NINGUNO	$P - dhc$	NINGUNO	$F - dhc$
AUMENTO AL ESCURRIMIENTO	NINGUNO	UNICAMENTE AGUA SUBTERRANEA	UNICAMENTE DE LA SUPERFICIE	ESCURRIMIENTO DE AMBAS AGUAS SUPERFICIALES Y SUBTERRANEAS

FIG. 4.8 CLASIFICACION DE LA RAMA DE ABATIMIENTO

q_1 el gasto una unidad de tiempo después de q_0

Kr es un coeficiente (variable) que depende del tipo de escurrimiento de que se trate; siempre es menor que la unidad.

La ecuación para obtener el valor de q_1 puede escribirse en forma más general como sigue:

$$q_t = q_0 Kr^t$$

en la cual q_t es el caudal ó gasto, t unidades de tiempo después de q_0 .

La unidad de tiempo suele ser de 24 horas, aunque en cuencas pequeñas puede ser menor.

El valor numérico de Kr depende de la unidad de tiempo elegida.

Si se integra la ecuación que dá el valor de q_t y se considera que el volumen del agua descargada durante el intervalo de tiempo dt es qdt , correspondiendo este valor a la disminución de almacenamiento - dS durante el mismo intervalo de tiempo; se obtiene el almacenamiento remanente (S_t) en la cuenca en el momento.

"t"

$$S = - \int q_0 Kr^t dt = - \frac{q_0 Kr^t}{\log_e Kr} + c$$

Porque:

$S = 0$ (condición de frontera) cuando

$t = \infty$ y $C = 0$

Igualmente .

$S = S_0$ cuando $t = 0$, por lo que la ecuación anterior se reduce a

$$S_0 = - \frac{q_0}{\log_e Kr}$$

Pero como q_0 se puede escoger arbitrariamente, una forma la más general es:

$$S_t = - \frac{qt}{\log_e Kr}$$

Donde S_t es el almacenamiento de agua subterránea que queda en la cuenca en el tiempo "t".

Si se traza en papel semilogarítmico la ecuación de q_t con "q" en la escala logarítmica se obtendrá una línea recta.

Pero si se traza el hidrograma de una avenida en papel semilogarítmico, colocando en la escala logarítmica los gastos "q", el resultado generalmente no es una línea recta, sino una curva con pendiente gradual decreciente; (se refiere exclusivamente a la rama de abatimiento), es decir los valores del coeficiente K_r son crecientes: Lo anterior se debe a que el agua proviene de tres diversos tipos de almacenamiento que son de cauces superficiales, de corrientes superficial o de agua subterránea, cada uno con sus características de retardo (tiempo que toma una partícula de agua para viajar a través de la cuenca, hasta el sitio de medición).

Barnes sugiere que la rama de abatimiento se aproxime con tres líneas rectas, una para cada tipo de aportación al cauce, todas ellas en el trazo semilogarítmico; aunque frecuentemente, la transición de una línea a la otra es tan gradual que resulta difícil elegir puntos de cambio de pendiente.

La pendiente de la última parte de la curva de abatimiento, ha de representar el coeficiente K_r característico del agua subterránea, suponiendo que las otras aportaciones ya han cesado. Si proyectamos en sentido opuesto al tiempo y se traza -

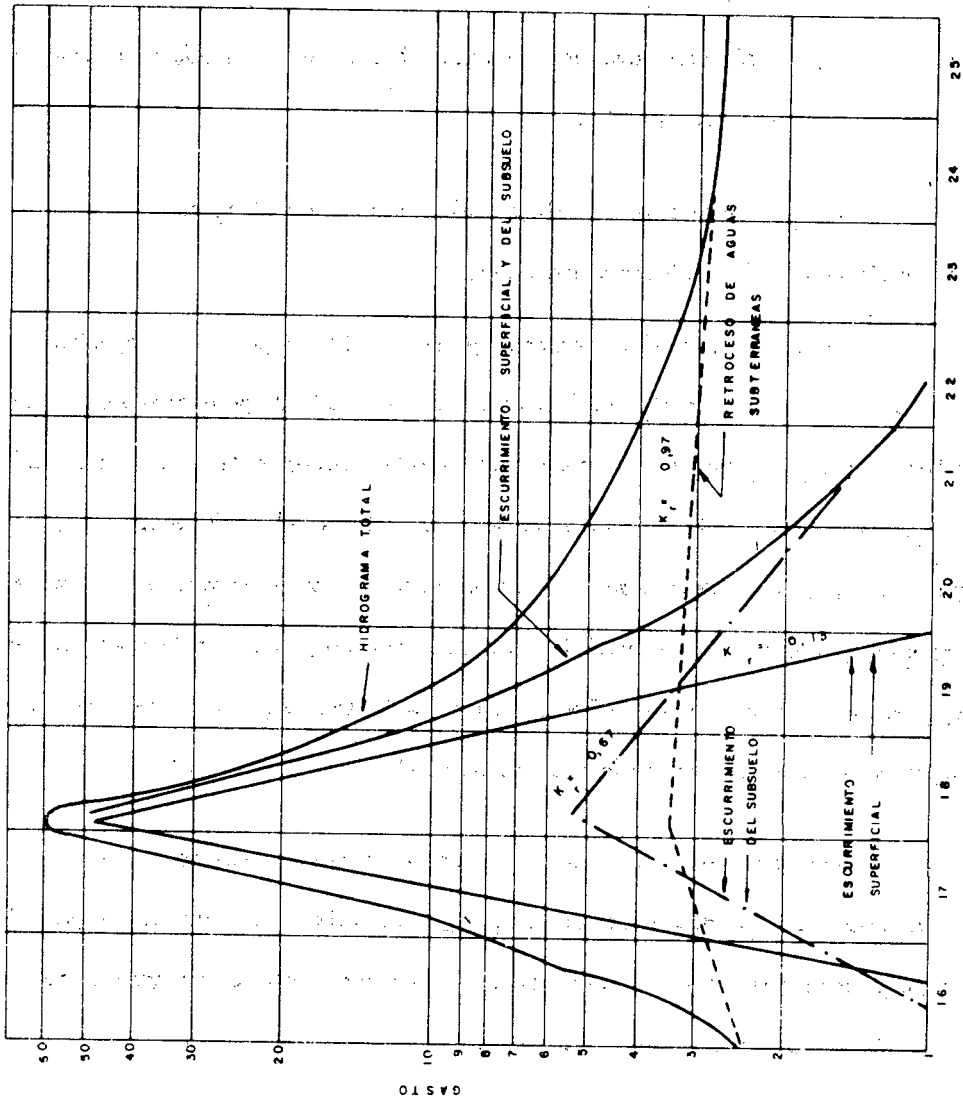


FIG. 4.9 GRAFICA SEMILOGARITMICA QUE ILUSTRAS EL METODO DE ANALIZAR EL RETROCESO.

la diferencia entre esta línea y el hidrograma, se obtendrá una línea de abatimiento - que indicará en su mayor parte corriente subsuperficial, habiendo así determinado la pendiente de la línea del escurrimiento del subsuelo; el procedimiento puede repetirse para establecer las características del abatimiento del escurrimiento superficial. Este procedimiento se ilustra en la figura Núm. 4.9.

La técnica descrita anteriormente, representa un grado de precisión casi nunca necesario en Ingeniería, es decir son métodos teóricos sin uso práctico en la actualidad.

La curva de abatimiento del caudal base es empleada más frecuentemente y el método para desarrollar tal curva está basado en la observación de la cuenca, se obtiene una serie de curvas de abatimiento que van guiándose por una curva de -- abatimiento general. Para encontrarla se van empalmando las curvas de abatimiento obtenidas y gráficamente se buscan los puntos coincidentes en la curva, como se muestra en la figura Núm. 4.10.

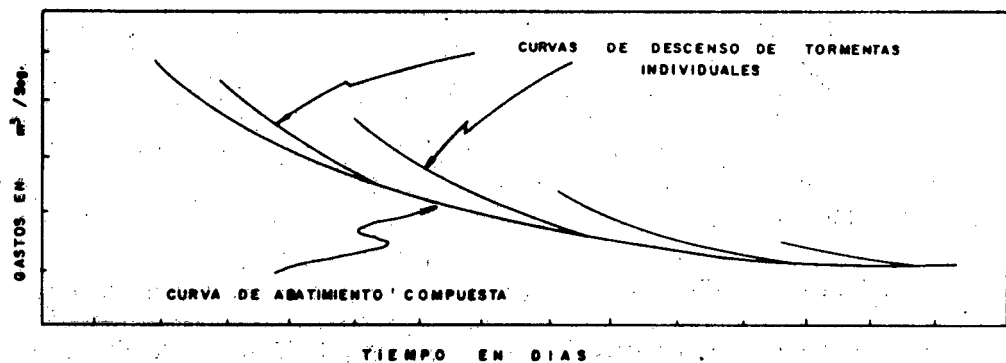


FIG. 4.10 TRAZADO DE UNA CURVA DE ABATIMIENTO COMPUESTA.

Otro procedimiento para calcular cuevas de abatimiento, es calculando valores de q_0 en función de q_1 , en un tiempo posterior fijado previamente si la ecu-

ción que da el valor de q_t en forma general fuese estrictamente correcta, los datos -- calculados representarían una recta, sin embargo, normalmente resulta una curva con cambio gradual en el valor de K_r . Dicha curva es asintótica a la línea de 45° al tender "q" a cero.

Se acostumbra trazar también la curva de escurrimiento base, este procedimiento se ilustra en la figura Núm. 4.11.

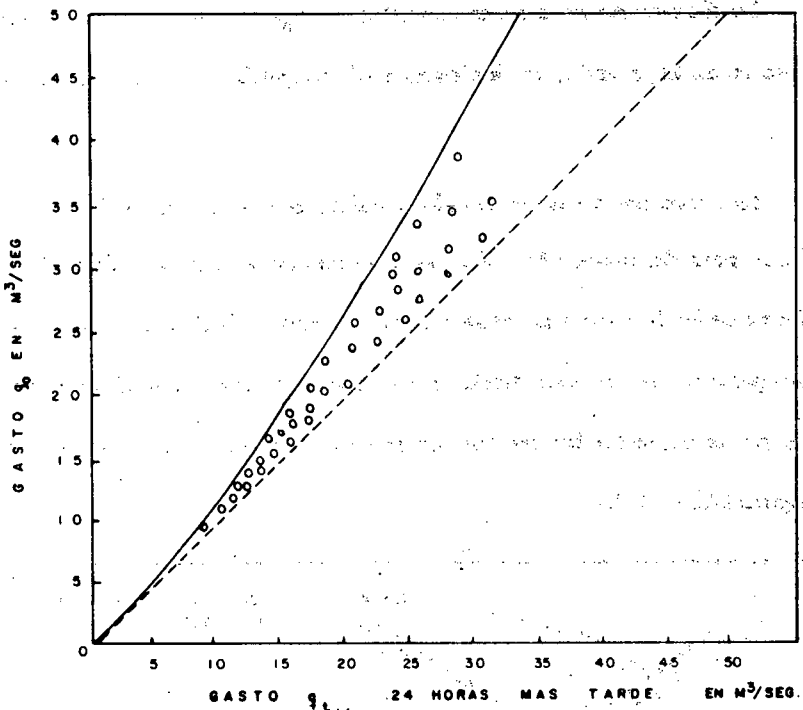


FIG. NUM. 4.11 CURVA DE DESCENSO PARA q_0 EN FUNCION DE q_t .

4.12.- ANALISIS DEL HIDROGRAFO.

Debido a las diferentes características de los escurrimientos directo y base se y como no existe un fundamento real para distinguirlos, la separación de ellos es un tanto arbitraria, sin embargo se acostumbra hacerlo de acuerdo con el análisis llamado "separación del hidrograma".

La base del método de análisis, es que el tiempo durante el cual hay escurrimiento directo éste permanezca relativamente constante de una lluvia a otra. Esto se logra determinando el escurrimiento directo en un tiempo fijo después de ocurrido el máximo del hidrograma.

Algunos autores sugieren que el tiempo N en días puede obtenerse aproximadamente por la siguiente ecuación:

$$N = A^{0.2} \quad (3.8)$$

siendo A el área de la cuenca en millas cuadradas.

o bien $N = 0.827 A^{0.2}$

donde A es el área de la cuenca en kilómetros cuadrados.

y en ambas N es el número de días después del gasto máximo de la avenida, hasta que termina el escurrimiento directo.

Sin embargo, una forma de determinar probablemente mejor a N , es observando un cierto número de hidrogramas, considerando que el tiempo base total no debe ser excesivamente amplio y el aumento del agua subterránea no demasiado grande.

En la figura Núm. 4.12 se ilustran algunos supuestos, razonables e irrazonables respecto a N .

Una vez conocido N , se fija el punto "B" sobre la curva siendo necesario conocer a continuación el punto A, el cual corresponde al momento en que se incrementa el gasto, es decir donde empieza la rama ascendente o de incrementos, así como se localiza el punto máximo sobre la cresta del hidrograma.

Teniendo localizados los puntos anteriores, se puede proceder a efectuar la separación del gasto directo del gasto base, para lo cual hay tres procedimientos -- todos válidos dada su arbitrariedad y que se detallan a continuación:

1 - Es el más simple y consiste en unir con una línea recta el punto A -- con el punto b, figura Núm. 4.12

2 - En este procedimiento, se baja una vertical desde el punto máximo del hidrógrafo y se prolonga la curva inicial a partir del punto "A", hasta que corte la vertical y desde el punto de corte, se traza una línea mas o menos artística que -- una con el punto B. Figura Núm. 4.12.

Estos procedimientos arrojan resultados sensiblemente parecidos y se basan en que al aumentar la corriente hay afluencia de agua desde el cauce a las márgenes figura Núm. 4.3, de aquí que el gasto base suele disminuir hasta que los niveles comienzan a bajar y el almacenamiento de las márgenes retorna al cauce.

3 - Este procedimiento se inicia a partir del punto "B" de la rama de abatimiento, se prolonga la curva hacia atrás hasta cortar la vertical que pasa por el punto de gasto máximo del hidrógrafo y ese punto de intercepción se une con el punto "A" en forma artística figura Núm. 4.12. La justificación del procedimiento, es que al ir disminuyendo la avenida va aumentando el gasto base al regresar al cauce -- los almacenamientos de las márgenes y permitiendo la salida de las aguas subterráneas al bajar los niveles de agua en el cauce. (Figura Núm. 4.3).

Este tipo de análisis puede tener ventajas cuando el escurrimiento subterrá

neo sea relativamente grande en cantidad y llega rápidamente a la corriente, como sucede en los terrenos calizos.

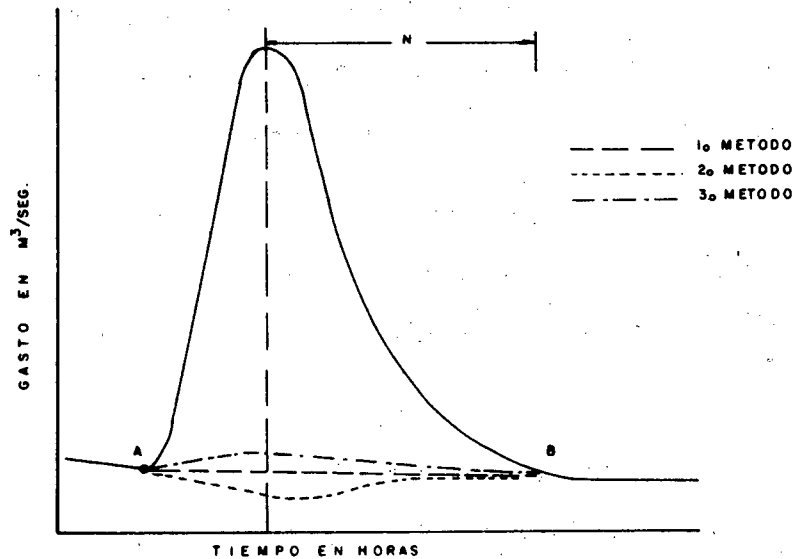


FIG. 4.12 HIDROGRAMA TIPICO DONDE SE MUESTRA LOS DIFERENTES METODOS DE SEPARACION DEL GASTO BASE

4.13.- ANALISIS DE HIDROGRAMAS COMPLEJOS.

En la sección anterior la discusión del análisis del hidrograma suponía una corriente aislada sin lluvias, durante el período en que se desaloja la cuenca, pero también se presenta el caso de hidrograma complejos, originados por lluvias durante una avenida; por lo tanto, en este caso es necesario separar el escurrimiento en lluvias individuales, además de separar el gasto base y el gasto directo.

Para el análisis de hidrogramas complejos, se puede proceder gráfica o analíticamente.

4.13.1. PROCEDIMIENTO GRAFICO.- Para describir este procedimiento, se utilizará con el hidrograma complejo que se muestra en la figura Núm. 4.13 en el cual:

1o. Se localizó el punto "A", que corresponde al punto que marca el inicio del incremento de los caudales.

2o. Partiendo de cada pico del hidrograma, que corresponden a los gastos máximos escurridos, se marca el período N, en todos los casos que sean necesarios, localizando así el punto "B" en la rama de descenso.

3o. Se prolonga el pequeño segmento de descenso entre los gastos máximos, empleando una curva de descenso del caudal total de la cuenca hasta cortar N en el punto "C", de esta manera se separan las lluvias individuales que se marcan como I y II.

4o. Para separar el gasto directo del gasto base en la lluvia I se emplea cualquiera de los procedimientos analizados anteriormente y que mejor se adapta al hidrograma, para el caso II se emplea el tercer procedimiento.

4.13.2.- PROCEDIMIENTO ANALITICO. Para analizar analíticamente el hidrograma de una lluvia compleja, se auxilió de la figura Núm. 4.14, en la que observamos que:

$$\Delta q = \Delta q_d + \Delta q_b$$

siendo Δq_d la variación del gasto directo en la unidad de tiempo; Δq_b la variación del gasto base en la misma unidad de tiempo; y Δq el cambio en el gasto total durante el período.

Si se aplica al gasto base y al gasto directo, la ecuación de abatimiento.

$$q_1 = q_0 \cdot K^r \quad \text{tenemos}$$

$$q_1 = K_b q_o + K_d q_{do}$$

donde q_b y k_d son los coeficientes de descenso de los caudales base y directo, y q_1 es el gasto total al final del período.

Si se toma en cuenta que:

$$q_o = q_{do} + q_{bo} \text{ se puede despejar.}$$

$$q_{do} = q_o + q_{bo}$$

si se sustituye en q_1

$$\text{tendremos } q_o = K_d (q_1 - q_{bo}) + K_b q_{bo}$$

$$q_o - K_d q_1 = q_{bo} (K_b - K_d)$$

$$\therefore q_{bo} = \frac{K_d q_o - q_1}{K_d - K_b}$$

Aun cuando no puedan obtenerse los coeficientes de descenso, por medio de tanteos se calcula una relación gráfica entre q_{o1} , q_1 y q_{bo} empleando las curvas de descenso. Para lo anterior se estima un valor de q_{bo} y se determina por el descenso el valor de Δq_b , con estos valores podemos calcular el valor de Δq_{d1} el que debe ajustarse al indicado por la curva de descenso de escurrimiento directo para un valor de $q_{do} = q_o - q_{bo}$

Una vez que queda establecida la posición de la rama de abatimiento - se ajusta el hidrógrafo y se separan el escurrimiento directo de las dos lluvias.

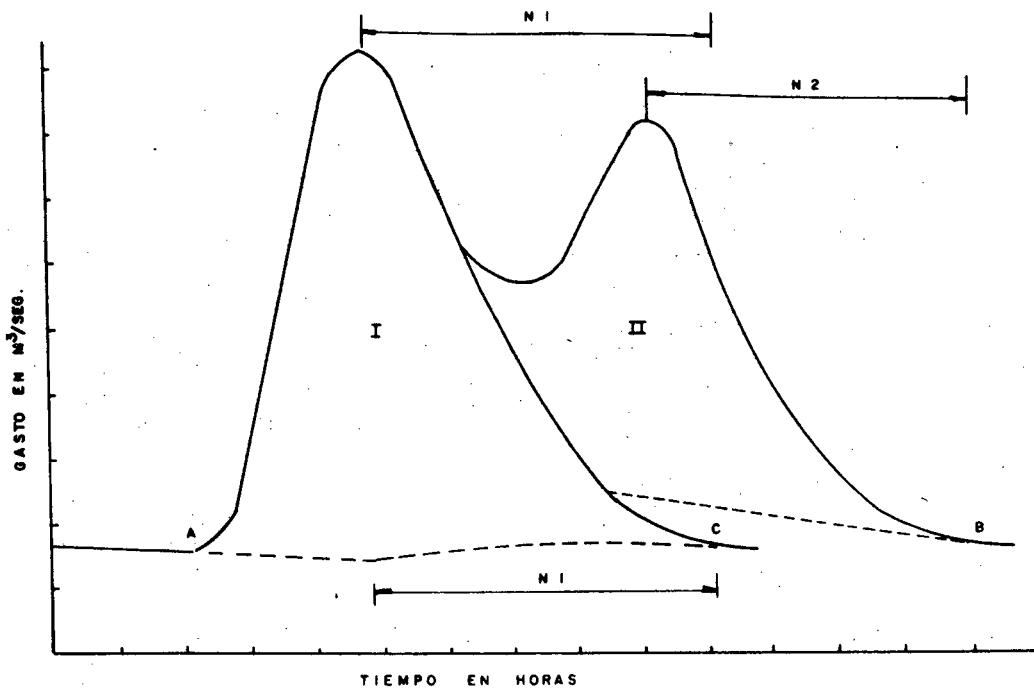


FIG. 4.13— ANALISIS DE HIDROGRAMAS COMPLEJOS EMPLEANDO CURVAS DE DESCENSO

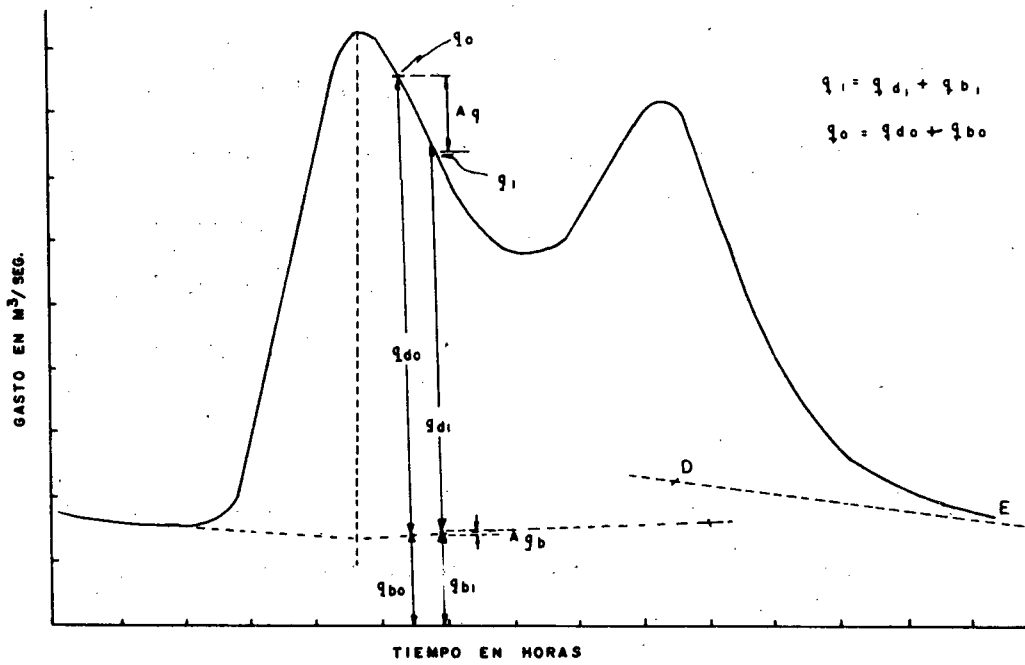


FIG. 4.14. ANALISIS DE HIDROGRAMAS COMPLEJOS USANDO CURVAS DE q_0 EN FUNCION DE q_1

C A P I T U L O V.

AFORO DE CORRIENTES.

5.1.- GENERALIDADES.

De acuerdo con la secuencia del ciclo hidrológico, se ha concluido que la fuente de abastecimiento de las corrientes superficiales son las lluvias y que los diferentes caminos que sigue el agua para agregarse a las cauces o corrientes principales constituyen sistemas complejos de escurrimiento; ahora bien, en cualquier estudio hidrológico es importante conocer la magnitud de los escurrimientos, ya que el conocimiento de los gastos que escurren, es factor determinante para definir el tipo de aprovechamiento recomendable para la corriente en estudio; para ello, es necesario estudiar en forma completa la corriente principal, ya que del conocimiento que de ella se tenga, dependerá el funcionamiento y operación del aprovechamiento a establecer.

Para determinar la magnitud de los gastos o caudales que escurren por un cauce o canal, se necesita conocer previamente ciertas características del mismo, co

mo son: la sección hidráulica, la pendiente, el tipo de materiales existentes en el lecho del cauce, etc., con el objeto de establecer correlaciones que los conjuguen con el gasto hidráulico y que permitan construir gráficas y/o determinar constantes para simplificar el cálculo de los volúmenes que escurren, de ahí la necesidad de instalar una estación de aforos en el sitio más conveniente de la corriente, a fin de hacer las observaciones que se requieran.

Al instalar una estación de aforos o estación hidrométrica, es sumamente importante considerar las características del sitio para definir cuales serán los métodos estructuras e instrumentos que se utilizarán en dicha estación para llevar a cabo la medición y cómputo de los volúmenes que escurren por ese sitio.

5.2.- ESTACIONES HIDROMÉTRICAS O DE AFOROS.

Se llaman Estaciones Hidrométricas o de Aforo a los lugares donde se practican observaciones para conocer el régimen de una corriente, utilizando para ello un conjunto de estructuras y aparatos.

El gasto o volumen que pasa por una sección transversal de la corriente, se determina mediante una serie de maniobras y cálculos que constituyen un aforo.

El gasto depende directamente del área "A", de la sección transversal de la corriente (pero el área está en función del tirante en ese sitio) y de la velocidad "v" del agua; obteniéndose el valor del gasto hidráulico al multiplicar estas dos variables, constituyendo de ésta forma, la ecuación de continuidad, o sea:

$$Q = A v$$

La operación de una estación de aforos contempla cuatro procesos u operaciones fundamentales las cuales se detallan a continuación:

1.- Obtención sistemática de los niveles del agua en el sitio de la estación, pudiendo utilizar para ello, los diferentes sistemas que se usan para este fin y que se describen más adelante.

2.- Práctica de los aforos necesarios para formar la curva de gastos de la estación, corelacionando el resultado obtenido en el aforo con las lecturas de elevación o nivel del agua, registrados en el momento de efectuar el aforo.

3.- El mantenimiento de la estructura de aforo y de las diferentes partes de la estación, así como de los aparatos que son utilizados para la obtención de niveles y gastos.

4.- La inspección periódica de la estación, a fin de vigilar la correcta obtención de los datos; así como para instruir en sus deberes y obligaciones al aforador y al lector de escalas, con el fin de tener un buen funcionamiento de la estación.

5.3.- SELECCION DEL SITIO.

La selección del sitio en que se va a instalar la estación hidrométrica, debe hacerse buscando que cumpla con una serie de condiciones-sea en forma natural o artificial- a fin de asegurar un buen funcionamiento, pues de ello depende que los datos obtenidos sean correctos y reflejen verazmente el comportamiento del cauce.

Los requisitos fundamentales se describen a continuación:

1.- ACCESO.- La estación de aforo debe estar cercana a una población y tener fácil acceso, para que el personal encargado cuente con medios de vida, sin verse obligado a ausentarse por mucho tiempo de la estación con el siguiente abandono de --

la misma.

2.- UBICACION.- El sitio de aforo, debe estar ubicado en el tramo del cauce, en el que se necesita conocer el régimen de la corriente que se aprovechará. En caso de presentar dificultades para medición, se puede trasladar la estación de aforos hacia aguas arriba o hacia aguas abajo, tomando en cuenta que no hay arroyos que aumente el caudal y que no se vayan a medir; en caso de que exista algún arroyo deberán establecerse dos estaciones y por deducción se conoce el gasto de la corriente en estudio, así como el del afluente.

3.- CONFORMACION Y PERMEABILIDAD.- La estación de aforo debe quedar en un tramo recto de la corriente, procurando que tenga una sección lo más regular posible, tratando de evitar los lechos permeables, por los que parte importante del escurrimiento puede correr por el subsuelo.

4.- TRAMO DE AFORO.- Se requiere que la forma del cauce sea uniforme en todos los tirantes, permitiendo medir pequeños gastos y gastos máximos, sin que se produzcan desbordamientos con el paso de avenidas máximas normales; debiendo ser estables el lecho y las márgenes y estar libres de vegetación que pueda provocar remanso.

5.- SECCION DE CONTROL.- Es necesario que en la sección de aforo, el cauce tenga una plantilla invariable que le sirva de control, para que la relación entre cada lectura de escala y el gasto correspondiente permanezca prácticamente constante. Las condiciones serán más satisfactorias si la sección de aforo se localiza aguas arriba de una rápida del cauce.

6.- ESCURRIMIENTO.- Generalmente para medir las velocidades se utilizan unos -

aparatos denominados Molinetes, en virtud a su gran precisión, pero estos para funcionar eficientemente tienen un rango de velocidades, siendo el límite inferior velocidades de 0.10 m/segundo, ya que a velocidades menores no funcionan, en cambio cuando las velocidades son mayores de 2.50 m/segundo, el agua trae acarrees, los cuales golpean al molinete, perturbando las operaciones de medición, alterando las lecturas y dañando los aparatos.

En términos generales, una recomendación de carácter práctico, es aforar a velocidades comprendidas entre 0.10 y 2.5 metros por segundo; por lo anterior el escurrimiento no debe ser impetuoso.

7.- ESTRUCTURA.- Es conveniente que existe alguna estructura, desde la cual se puedan hacer los aforos, debiendo determinar previamente cualquier perturbación en el régimen, producida por la estructura.

Cuando no se puede utilizar ninguna estructura existente, es necesario instalar una especial, eligiendo el tramo del cauce mas angosto posible, a fin de que la estructura resulte económica.

En resumen la selección de un sitio adecuado para el establecimiento de una estación de aforo, implica la localización de un lugar inmediato al punto donde se necesita conocer el régimen de la corriente, que sea accesible y que permita instalar una estructura segura y económica donde el tramo de aforo sea; recto, regular, prácticamente invariable y con un lecho impemeable que permita obtener datos suficientemente precisos.

5.4.- METODOS DE AFORO.-

La finalidad fundamental de una estación hidrométrica, es simplificar la - determinación del gasto o caudal en un momento dado y para ello se requiere construir gráficas y tablas en las que se relacionan los niveles del agua, conocidos mediante es calas colocadas exprefeso con los gastos correspondientes y para conocer éstos se em- plean diferentes métodos, técnicas e instrumentos.

Fundamentalmente, la determinación del gasto consiste en conocer el - área de la sección transversal de la corriente, medir la velocidad media del agua y - de la multiplicación de esos elementos se obtiene el valor del gasto de la corriente.

Se ha observado que tanto el área de la sección transversal de la corrien- te, como la velocidad de ésta, varían en función de las variaciones del tirante; por - lo tanto la variación del gasto es directamente proporcional al tirante como se anota - en la relación siguiente:

como $A = f_1 (t)$

y $V = f_2 (t)$

tenemos que $Q = f (t)$

siendo Q gasto hidráulico en m³/segundo.

A área de la sección transversal de la corriente en m².

V velocidad de la corriente en m/segundo.

t tirante de la corriente en el sitio.

Por lo anterior, lo importante es conocer la relación que existe entre el

gasto y el tirante, ya que una vez conocida la relación entre ellos se podrán elaborar gráficas o tablas que permitan deducir o conocer el gasto, teniendo únicamente como dato conocido la lectura de escala o sea la elevación del nivel del agua y sin necesidad de medir físicamente el gasto en la corriente.

Con el fin de tener un conocimiento mas completo de los métodos e instrumentos que se utilizan para conocer el gasto en las corrientes, a continuación se describen someramente los utilizados para medir corriente muy pequeñas como canales de riego, de uso experimental y para corrientes naturales.

Para mayor facilidad se han clasificado los diferentes métodos de aforo, agrupándose de acuerdo con determinadas características:

MÉTODOS DE AFORO.

- 1.- Volumen y Tiempo.
- 2.- Secciones Hidráulicas.
 - 1.- Orificios.
 - 2.- Vertedores.
- 3.- Medidor Parshall.
- 4.- Sección y Velocidad, determinando la velocidad con:
 - 1.- Dispositivos Mecánicos.
 - a) Molinete.
 - b) Dinamómetro.
 - c) Flotador.
 - d) Tubo de Pitot.

2.- Métodos Químicos y Eléctricos.

- a) Concentración de Sales.
- b) Velocidad de Sales.
- c) Trazadores Radioactivos.
- d) Gráfica de Oxígeno Polar.
- e) Anenómetro Hot-Wire.
- f) Medidor Electromagnético de Gastos.
- g) Medidor Ultrasónico.

La selección del método de aforo a utilizar, dependerá básicamente del tipo de estudio que se haga y de la corriente que se pretenda medir, ya que cada uno tiene diferentes limitaciones, de las que depende la exactitud de los datos obtenidos.

A continuación se hace una breve explicación de cada método:

5.4.1.- METODO DE VOLUMEN Y TIEMPO.- También es conocido como método volumétrico y de hecho su mecanismo es simple, ya que consiste en hacer descargar - la corriente a un depósito impermeable, de volumen conocido y de capacidad suficien - te para medir lo captado en un tiempo determinado; el gasto unitario de la corriente - se conocerá al dividir el volumen captado en el recipiente entre el tiempo empleado en la captación, o sea:

$$\frac{\text{Volumen Captado}}{\text{Tiempo Empleado}} = \text{Gasto.}$$

Este método se emplea en trabajos experimentales y para medir corrientes muy pequeñas, ya que resulta inadecuado para medir canales de riego y corrientes na

turales.

5.4.2.- METODOS DE SECCIONES HIDRAULICAS.- El fundamento de estos métodos, consiste en obligar a la corriente a pasar a través de una escotadura ó un orificio practicados en una cortina o pantalla que se interpone en el cauce, ocasionando con ello un represamiento.

El uso de estos procedimientos es de preferencia para aforar caudales pequeños en canales de riesgo aunque se pueden utilizar en grandes corrientes, solo que en este caso el costo de construcción los hace incosteables, sin embargo el uso de vertedores se emplea para medir las descargas de una obra de almacenamiento por su obra de excedencias, dándosele a éstas las características específicas correspondientes.

En ambos casos, el gasto depende fundamentalmente de las dimensiones de la escotadura llamada vertedor o del orificio, además de la altura del agua sobre la cresta del vertedor o del centro del orificio.

5.4.2.1.- ORIFICIOS.- Un orificio es una abertura limitada por una curva cerrada de forma regular, que da paso a una corriente de agua.

Para que un orificio funcione hidráulicamente como tal, el agua debe fluir, a través de toda su sección, pues de lo contrario se transforma en un vertedor.

Para calcular el gasto en un orificio, sin considerar si la pared es gruesa o delgada, se aplica el teorema de Bernoulli de acuerdo con las Leyes de la Hidrodinámica y se determina que la velocidad y el gasto son:

$$V = \sqrt{2gh} \quad \text{y} \quad Q = A\sqrt{2gh}$$

Sin embargo las expresiones anteriores deben ser corregidas, porque la vena líquida es afectada según se trate de paredes delgadas o gruesas, por la fricción y por la contracción del ahorro después del orificio; además de la condición de descarga, ya que esta puede efectuarse libre o ahogada.

Una fórmula general para el cálculo del gasto es orificios, es la siguiente:

$$Q = CA\sqrt{2gh}$$

en donde; Q gasto en m³/segundo.

C coeficiente de descarga.

A Area del orificio en metros cuadrados.

g Aceleración de la gravedad en m/segundo.

h Carga medida desde la superficie del agua hasta el centro del orificio en metros.

Los orificios hechos en paredes delgadas, de bordes afilados con contracción completa dan mejores resultados, sin embargo se pueden emplear orificios en paredes gruesas, dando al coeficiente C el valor adecuado. Figura Núm. 5.1.

5.4.2.2.- VERTEDORES.- Son escotaduras practicadas en la pared de un recipiente o en una pantalla colocada, obstruyendo la corriente de un cauce, obligando a que el agua eleve su nivel y una vez que sobrepasa el del vertedor, pase encima de este.

Los vertedores pueden tener formas muy diversas, pero se han estudiado varias con formas geométricas, en las que su funcionamiento ha sido determinado con precisión.

Las formas mas usadas son la rectangular, la triangular, la trapezoidal y la parabólica.

El uso de las diferentes formas geométricas está definido por la magnitud de la corriente en estudio y por las fluctuaciones del gasto, pero en cada caso ya están definidas fórmulas específicas para el cálculo del gasto.

Naturalmente que se pueden construir un gran número de vertedores, todos ellos diferentes, pero las formas mas utilizadas son la rectangular, la trapezoidal y la triangular y para determinar el gasto se mide el ancho "L" de la cresta y la carga "H" del vertedor, medida a una distancia mínima "d" de la cresta para evitar que la lectura esté afectada por el abatimiento de la vena líquida sobre la cresta. Figura Núm. 5.1.

VERTEDOR RECTANGULAR. - Como su nombre lo indica, en este tipo de vertedor la escotadura por la que fluye el agua es de forma rectangular y se obtienen resultados de muy buena precisión.

Las fórmulas básicas para estos vertedores se dan a continuación, pero cabe aclarar que cuando la velocidad de llegada es notable, tiene influencia sobre el gasto que pasa por el vertedor, aumentándolo un poco, por lo que hay que tomarla en cuenta, sobre todo, en aquellos vertedores instalados en los canales y/o ríos. También hay que considerar la longitud efectiva de la cresta, ya que puede estar influenciada por contracciones laterales; cuando hay contracciones la longitud efectiva se obtiene con la siguiente fórmula:

$$L = L' - 0.1 N H$$

- siendo
- L Longitud efectiva de la cresta (Longitud-real-contracción).
 - L' Longitud Real.
 - N Número de Contracciones Laterales.
 - H Carga hidráulica sobre la cresta.

La fórmulas para determinar el gasto en vertedores rectangulares mas usadas son:

Fórmula de Francis :

$$Q = 1.84 L H^{3/2} \text{ sin velocidad de llegada.}$$

$$Q = 1.84 L (H + h)^{3/2} \text{ con velocidad de llegada.}$$

Fórmula de Bazin:

$$Q = 2.953 L H^{3/2} \left(0.6075 + \frac{0.0045}{H} \right) \text{ sin velocidad de llegada.}$$

$$Q = 2.953 L H^{3/2} \left(0.6075 + \frac{0.0045}{H} \right) \left(1 + 0.55 \frac{H^2}{d^2} \right)$$

con velocidad de llegada.

Fórmula de King:

$$Q = 1.78 L H^{1.47} \text{ sin velocidad de llegada.}$$

$$Q = 1.78 L H^{1.47} \left(1 + 0.56 \frac{H^2}{d^2} \right) \text{ con velocidad de llegada.}$$

VERTEDORES TRIANGULARES. - Un vertedor apropiado y muy usado para la medición de caudales pequeños son los llamados triangulares por la forma de la escotadura, en estos medidores en lugar de medir la longitud de la cresta se toma en cuenta el valor del ángulo por el que fluye el agua y que por razones prácticas se acostumbra tener

ga o un valor de 60° o que el ángulo mida 90° .

En los vertedores triangulares no se toma en cuenta la corrección por velocidad de llegada del agua. Las fórmulas que se utilizan para calcular el gasto son:

$$\text{Para ángulo de } 60^\circ \quad Q = 0.809 H^{5/2}$$

$$\text{Para ángulo de } 90^\circ \quad Q = 1.402 H^{5/2}$$

VERTEDORES TRAPEZOIDALES. - Estos vertedores se pueden considerar como una combinación de los vertedores rectangulares y triangulares y la fórmula para cálculo del gasto sería una combinación de las de los vertedores mencionados, pero la resultante es poco práctica. Cipolletti desarrolló el tipo de vertedores trapezoidales, en los que trató de compensar las contracciones con una ampliación progresiva del manto líquido hacia arriba obteniendo el vertedor trapezoidal conocido como vertedor Cipolletti, el que tiene como característica que las aristas verticales tienen un talud 1:4. Estos vertedores son menos precisos que los rectangulares.

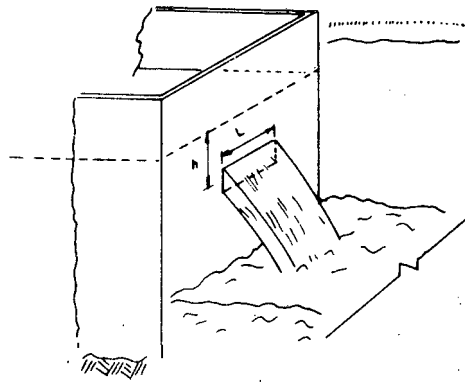
Las fórmulas para calcular el gasto son las siguientes:

$$Q = 1.86 L H^{3/2} \quad \text{sin velocidad de llegada.}$$

$$Q = 1.86 L H^{3/2} \left(1 + 0.56 \frac{H^2}{d^2} \right) \text{ con velocidad de llegada.}$$

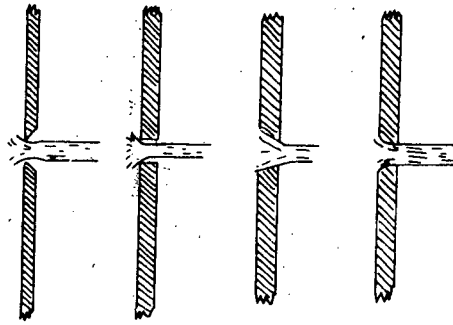
En las diferentes fórmulas para cálculo del gasto en vertedores las literales que intervienen tienen el siguiente significado:

ORIFICIOS



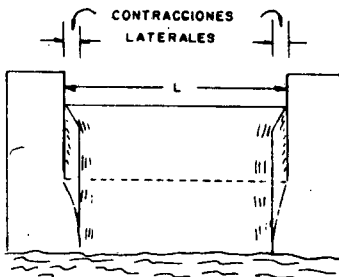
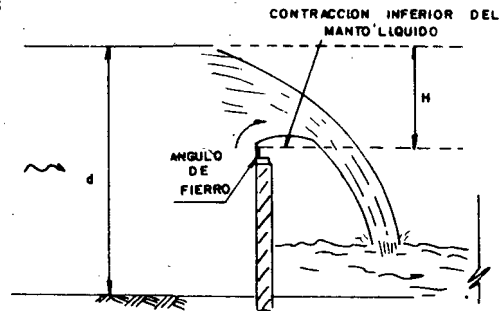
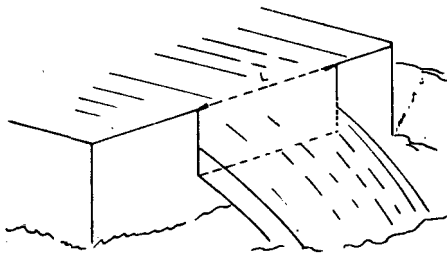
L = ANCHO DEL ORIFICIO
H = CARGA MEDIA

TIPOS DE ORIFICIOS

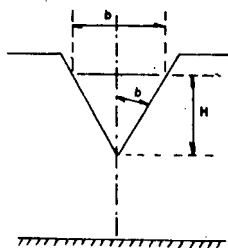


STANDARD SIMPLE OPUESTO DEL STANDARD ARISTA INTERIOR

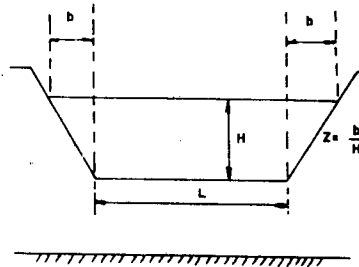
VERTEDORES



VERTEDOR RECTANGULAR



VERTEDOR TRIANGULAR



VERTEDOR TRAPEZIAL

FIG. 5.1 — TIPOS DE ORIFICIOS Y VERTEDORES

- Q gasto en el vertedor.
- H carga hidráulica sobre el nivel de la cresta.
- $h = v^2 / 2g$ = carga por velocidad de llegada.
- v velocidad de llegada.
- g aceleración de la gravedad = 9.81 m/segundo.
- d altura del tirante, aguas arriba del vertedor.

5.4.3.- MEDIDOR PARSHALL. - La medida del agua en los canales para riego constituye un problema molesto y costoso, escogiendo el procedimiento según las circunstancias en que debe medirse el agua, así como la precisión que se requiera.

El uso de vertedores como procedimiento de aforo tiene limitantes, tanto en la instalación como en el manejo, además de los requerimientos de conservación de la estructura, para evitar alteraciones en el escurrimiento, como remanso y desbordamientos por disminución de la capacidad aguas arriba del vertedor, motivadas por la acumulación de los sedimentos que azolvan el canal. Naturalmente que los vertedores son estructuras sencillas y económicas y con una buena eficiencia, pero buscando eliminar los problemas mencionados, el Ingeniero Ralph L. Parshall en 1920 continuó los estudios de V.M. Cone en su medidor Venturi, introduciendo modificaciones a este medidor que le condujeron a una estructura completamente diferente a la ideada por Cone y a la que llamó "Medidor de Venturi Mejorado", a la que más tarde se le cambió el nombre por el de "Conducto Medidor Parshall".

El medidor Parshall tiene las siguientes características ventajas para su uso en el aforo de canales de riego.

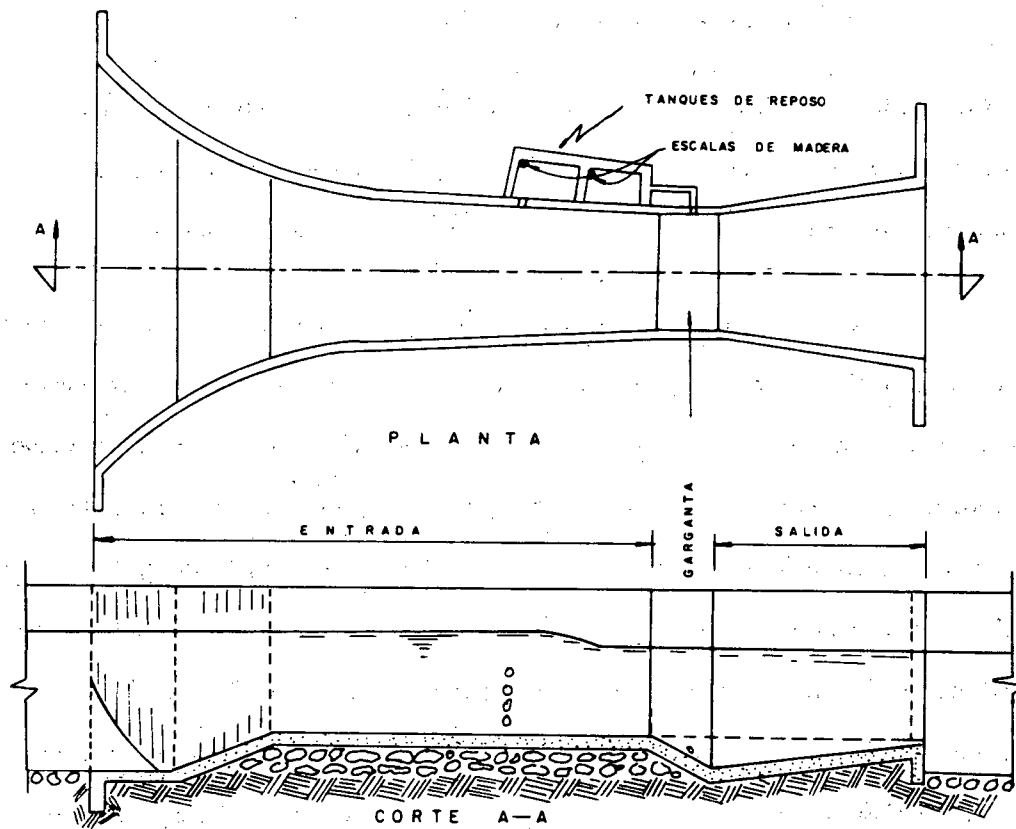


FIG. 5.2 MEDIDOR PARSHAL

1.- El diseño de la estructura es simple y por lo tanto su construcción resulta barata.

2.- La estructura tiene una buena eficiencia, aun teniendo gran variación en el gasto, pues es bastante exacta tanto para grandes gastos para pequeños.

3.- Los sedimentos que trae el agua se transportan eliminándose los azules en la estructura.

4.- La velocidad de llegada no tiene influencia en la determinación del gasto.

5.- La pérdida de carga es mucho menor que en otros medidores.

Los medidores Parshall están constituidos por tres partes fundamentales que son: la entrada, la garganta y la salida. La primera se forma con dos paredes verticales convergentes y de un fondo o plantilla que es horizontal; la garganta también la forman dos paredes verticales pero paralelas, el fondo o plantilla tiene una inclinación hacia abajo con una pendiente de 2.67:1. La salida se forma igualmente con dos paredes verticales pero divergentes y el fondo tiene una inclinación suave hacia arriba, además tiene dos tanques de reposo en los que se miden las cargas en la figura Núm. 5.2, se muestra un medidor con las dimensiones acotadas.

Esta estructura funciona provocando una reducción brusca de la sección para producir el tirante crítico, el cual se relaciona con el gasto con una función del tipo:

$$Q = C d_c^m$$

Cuando la carga "Hb" es considerablemente menor que la carga "Ha" -

se dice que el medidor trabaja con "Descarga libre y en estas condiciones el gasto es función únicamente de la carga H_a ; pero cuando la carga H_b difiere poco de la carga H_a se dice que el medidor trabaja con sumersión y en esta condición el gasto es -- función de las dos cargas H_a y H_b . Para deteminar esta condición se utiliza el llamado Grado de Sumersión o de Sumergencia dado por la expresión siguiente.

$$S = \frac{H_b}{H_a}$$

Los valores de S varían con el tamaño del medidor y así tenemos.

TAMAÑO DEL MEDIDOR	DESCARGA LIBRE.	CON SUMERSION
W menor de 0.30 m	S menor que 0.60	S de 0.60 a 0.95
W entre 0.30 y 2.50 m.	S menor que 0.70	S de 0.70 a 0.95
W entre 2.50 y 15.00 m.	S menor que 0.80	S de 0.80 a 0.95

Cuando S es mayor de 0.95 la determinación de Q es incierta.

Las fómulas generales para determinación del gasto Q se anotan a continuación, una para descarga libre y que prácticamente depende del tamaño del medidor dado por W y otra para descarga con sumersión, en la que "C" depende del grado de sumersión.

$$Q = m H_a^n \quad \text{descarga libre}$$

$$Q = m H_a^n - C \quad \text{descarga con sumersión.}$$

Como m y n varían con el tamaño del medidor tenemos que para:

$$W = 0.15 \text{ m} \quad Q = 0.3812 H_a^{1.58}$$

$$W \text{ entre } 0.30 \text{ y } 2.50 \quad Q = 0.372 W (3.281 \text{ Ha})^{1.57} W^{0.026}$$

$$W \text{ entre } 2.50 \text{ y } 15.00 \quad Q = (2.293 + 0.474) \text{ Ha}^{1.6}$$

Las expresiones anteriores son para descarga libre, para descarga sumergida las fórmulas son complejas y aun mas laboriosas, por lo que se han elaborado una serie de gráficas para el cálculo sencillo del gasto Q , en función de H_a y S las cuales se encuentran en cualquier libro de hidráulica.

5.4.4.- METODOS DE SECCION Y VELOCIDAD.- Otros procedimientos para medir las corrientes lo constituyen los métodos de sección y velocidad, cuyo fundamento consiste en la estimación aceptable de la sección transversal del cauce y de la medición de la velocidad de la corriente.

Existen muchos métodos para la medición de la velocidad de la corriente y se han agrupado en:

- 1.- Dispositivos Mecánicos.
- 2.- Dispositivos Químicos y Eléctricos.

La necesidad de que se hayan desarrollando numerosos métodos, se ha debido a la gran variedad de condiciones de la corriente, ya que pueden presentarse bajas velocidades o llegar a condiciones de velocidades de turbulencia, además pueden variar ampliamente las condiciones de rugosidad, por lo tanto no se puede emplear un método universal, sino uno que se adapte a las condiciones del cauce de que se trate.

En términos generales se hará la descripción de como conocer la sección transversal de la corriente y posteriormente se detallarán los métodos para medir la ve

locidad.

El área hidráulica es relativamente fácil de obtener, ya que depende de las distancias y profundidades que se midan.

La sección transversal de una corriente queda limitada en la parte superior, por la superficie del agua que es prácticamente recta y horizontal y por las paredes del cauce que forman los lados y el fondo y generalmente en cauces naturales, es una línea caprichosa con cierta tendencia a la forma de la letra "U".

Para conocer en una corriente la forma de dicha sección transversal, es menester medir de tramo en tramo la profundidad del agua mediante sondeos, siendo los resultados mas precisos entre mas próximos entre sí se ejecuten los sondeos; el sitio exacto de sondeo deberá marcarse en la estructura de aforo siempre que sea posible.

La separación entre los sondeos depende de la anchura de la corriente, como guía se recomiendan los espacimientos siguientes que están en función de la anchura de la corriente:

Anchura.	Espacimiento
Hasta 1.20 m	0.10 m
de 1.20 m a 3.00 m	0.20 m
de 3.00 m a 5.00 m	0.30 m
de 5.00 m a 8.00 m	0.40 m
de 8.00 m a 12.00 m	0.50 m
de 12.00 m a 18.00 m	0.80 m
de 18.00 m a 25.00 m	1.00 m

de 25.00 m a 35.00 m	1.50 m
de 35.00 m a 50.00 m	2.00 m
de 50.00 m a 70.00 m	3.00 m
de 70.00 m a 100.00 m	4.00 m
de 100.00 m en adelante	5.00 m

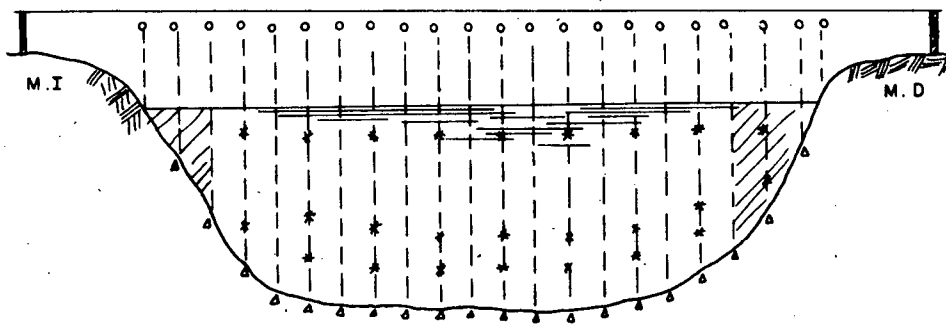
Naturalmente que las recomendaciones para espaciamiento de los sondeos, puede alterarse según el criterio de la persona que efectúe los sondeos, sin detrimento, claro está, de la exactitud de la determinación de la sección.

Para los sondeos se puede emplear una sonda rígida o una flexible; la sonda rígida consiste en una varilla metálica o de madera, con la que se alcanza a tocar el fondo de la corriente y por lo tanto se puede medir con ella la profundidad deseada. Este tipo de sonda se emplea cuando la corriente lleva gastos pequeños o en canales de riego y experimentales.

La sonda flexible, es la más usada y está constituida esencialmente por un cuerpo pesado, generalmente de plomo y que tiene forma de torpedo, al que se denomina "escandallo", sujeto al extremo de una cuerda, cable o cadena, a la que se le llama sondaleza. El peso del escandallo debe ser tal que no sea arrastrado por la corriente, pero que a la vez por su forma oponga menor resistencia a la misma.

El mecanismo de sondeo es simple y consiste en dejar que el escandallo llegue al fondo del cauce y si el aforador está cerca de la superficie simplemente marcará la sondaleza tomándola con los dedos, en caso contrario deberá tomar la cuerda referida a un punto fijo una vez que el escandallo esté en el fondo, e irá midiendo la longitud de cuerda que vaya sacando hasta que el escandallo esté tangente a la superficie libre del agua.

Resumiendo, con los datos de distancias y sondeos ya se tienen los elementos suficientes para calcular el área, habiendo quedado la sección de la corriente dividida en figuras simples como trapecios en el centro y cuando la profundidad es nula en los extremos, triángulos en las orillas. Figura Núm. 5.3.



SECCION TRANSVERSAL DE UNA CORRIENTE

○. FICHA DE DISTANCIAS

△. SITIOS DE SONDEO PARA CONOCER LA PROFUNDIDAD

* SITIO DE MEDICION DE VELOCIDAD CON MOLINETE ($\frac{2}{10}, \frac{6}{10}, \frac{8}{10}$ DE PROF.)

FIG. 5.3 DETERMINACION DEL AREA DE LA SECCION TRANSVERSAL DE UNA CORRIENTE

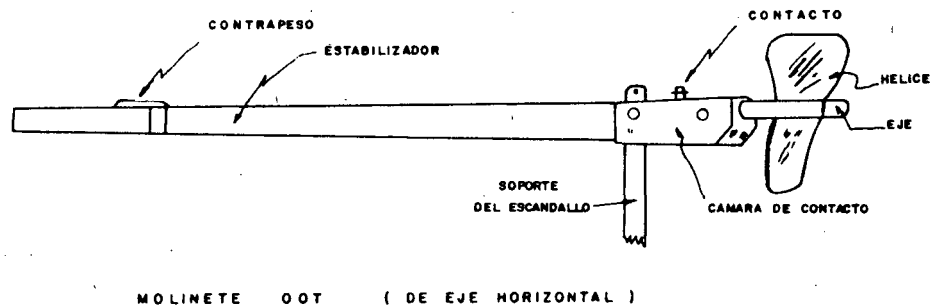
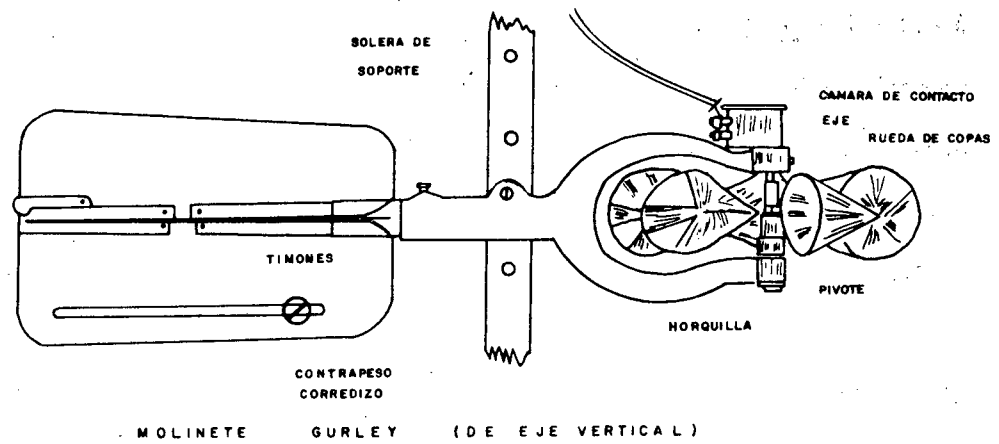


FIG. 5.4. TIPOS DE MOLINETE (dibujos fuera de escala)

Una vez descrito como se determina la seccion, se tratará cada uno de los procedimientos existentes para medir la velocidad.

5.4.4.1.- DISPOSITIVOS MECANICOS PARA MEDIR LA VELOCIDAD.- Los tres principales dispositivos mecánicos son el molinete que convierte el momento de la corriente en momento angular; el dinamómetro que convierte el momento en fuerza y el flotador que viaja como una parte de la corriente; otro dispositivo pero de uso generalmente experimental es el tubo de Pitot.

5.4.4.1.1.- MOLINETE.- Se pueden reconocer dos tipos de molinete, los de eje vertical (Gurley, Price) y los de eje horizontal (Aoot, Faisa) Figura Núm. 5.4, de acuerdo con la orientación del eje giratorio que contiene unas copas en los verticales o una hélice en los de eje horizontal; siempre referidos a la dirección del escurrimiento; el mecanismo que gira con el impulso de la corriente traslada su movimiento a un contador mecánico o a un sistema eléctrico, que emite llamadas al cerrarse un circuito cada cierto número de vueltas de la rueda o molinete, cuanto mayor sea la velocidad de la corriente, tanto mas gira la rueda con aspas o copas.

Conociendo el número de vueltas que da la rueda y el tiempo que tarda en darlas, se puede conocer la velocidad del agua con ayuda de una tabla calculada al efecto para cada rueda o molinete. Tabla Núm. 5.1

La determinación de la relación entre las revoluciones por segundo N , de las cazoletas y la velocidad v en metros por segundo, se expresa por una ecuación de la forma:

$$v = a + b N$$

y sus parámetros se conocen experimentalmente en un laboratorio adaptado para el tarado de los molinetes, midiendo el tiempo en segundos que necesita el molinete para dar un número determinado de vueltas para diferentes velocidades, determinando la ecuación con la cual se forma la tabla específica para cada molinete.

5.4.4.1.2.- DINAMOMETRO.- El dinamómetro aprovecha la fuerza de la corriente transformándola en esfuerzo para deflexionar una parte de él. Este dispositivo es calibrado al medir la deflexión contra ciertas velocidades o descargas.

5.4.4.1.3. - FLOTADOR. - Una determinación aproximada de la velocidad se puede lograr en el flotador, el que se usa cuando no se requiere de un método más preciso o cuando se requiera una medición inmediata y se carezca de los elementos de medición necesarios. Un flotador consiste de un trozo de madero o de otro material que flote en la superficie del agua y que pueda ser arrastrado por la corriente.

Para medir la velocidad de una corriente con flotador, se selecciona un tramo con una longitud conocida y se lanza el flotador al centro de la corriente, midiendo el tiempo que emplea en recorrer el tramo conocido, deduciendo la velocidad de la ecuación.

$$e = v t$$

La velocidad calculada debe multiplicarse por 0.8 o 0.9 para tener un valor más real de la velocidad media de la corriente.

5.4.4.1.4. - TUBO DE PITOT. - La operación del tubo de Pitot, está basada en el principio de que si a un cuerpo redondo se sumerge en un fluido, la carga de velocidad $\frac{v^2}{2g}$ se convierte en carga estática y si se inserta un tubo de diámetro pequeño el agua se elevará por él una distancia $\frac{v^2}{2g}$ por encima de la superficie del agua.

El tubo de Pitot, no tiene uso para la medición de corrientes, sino que se emplea para medir flujos en conductos a presión.

5.4.4.2. - MÉTODOS QUÍMICOS Y ELÉCTRICOS. - Varios métodos químicos y eléctricos se han desarrollado básicamente por la necesidad de tener más precisión -

en las mediciones de la velocidad, particularmente en regímenes turbulentos y a bajas velocidades; a continuación se hará una simple descripción de cada método:

5.4.4.2.1.- Concentración de Sales.- Este método conocido en algunos lugares como aforo químico, consiste en hallar los gastos introduciendo en porción conocida una sustancia química en el agua de las corrientes y determinando la cantidad de dicha sustancia que contiene ésta en un punto situado aguas abajo suficientemente lejos para asegurar una mezcla perfecta. La sal común (NaCl) es la sustancia empleada generalmente y por conveniencia se disuelve en agua antes de introducirla en la corriente.

Si se representa por Q el gasto en metros cúbicos por segundo y se introducen W kilogramos por segundo de sal y después de tener una mezcla perfecta se toma una muestra de la corriente y ésta indica que un kilogramo de agua contiene " n " kilogramos de sal, además de la que contiene el agua natural.

Es decir :

$$\frac{w}{1\ 000\ Q} = \frac{n}{1} \quad \text{o} \quad Q = \frac{w}{1\ 000n}$$

Naturalmente que el método se ha descrito en forma simple pero como todos, su ejecución amerita ciertos cuidados y precauciones que de no tomarse en cuenta harán dudosa la información que se obtenga; entre los cuidados y labores especiales está el análisis de la solución de la sal; el análisis del agua de la corriente dosificada; igualmente la solución de sal a introducir debe estar perfectamente hecha para aumentar por lo mínimo 0.05 Kg. por metro cúbico de agua.

5.4.4.2.2.- Velocidad de la Sal.- Este método es una modificación del llamado mé

todo del color, pero sus bases lo hacen mas estable y exacto. Su principio es de que al introducir sales en la corriente se incrementa su conductividad eléctrica.

Su autor Slichter lo empleó en 1901 para medir la velocidad en tuberías, posteriormente Allen y Taylor en 1918 lo emplearon para medir el gasto en tuberías - forzadas al hacer pruebas de turbinas.

5.4.4.2.3.- Trazadores Radioactivos.- Este procedimiento para medir la velocidad de una corriente, es una variación del método de la velocidad de sales, solo que las substancias empleadas y los aparatos utilizados son diferentes y por su naturaleza hacen más costoso el uso de este procedimiento, además de la necesidad de protegerse contra el peligro de las radiaciones que hacen este método desventajoso, aunque - es más exacto.

5.4.4.2.4.- Gráfica Polar de Oxígeno.- Si un catodo debidamente aislado es introducido en un electrolito que contenga oxígeno disuelto se establecerá gradiente debido a la concentración entre el sólido y el líquido. La magnitud del gradiente es - una función de la concentración de oxígeno y el voltaje existente en la interfase. - Lo anterior será acompañado por un flujo de corriente a través del sistema.

Si el electrolito está en reposo y el voltaje que atraviesa la interfase se incrementa paulatinamente, el gasto de la corriente se incrementará lentamente durante cierto periodo a pesar del mayor incremento del voltaje. En caso de que el -- electrolito se encuentre en movimiento, la corriente se incrementará rápidamente en un cierto punto de acuerdo con los aumentos del voltaje, por lo tanto el voltaje se - incrementará rápidamente con pequeños cambios en el gasto de la corriente se incre__

mentará lentamente durante cierto período a pesar del mayor incremento del voltaje. En caso de que el electrolito se encuentre en movimiento la corriente se incrementará rápidamente en un cierto punto de acuerdo con los aumentos del voltaje, por lo tanto el voltaje se incrementará rápidamente con pequeños cambios en el gasto de la corriente. Este procedimiento de aforo es conocido como gráfica polar de oxígeno, -descrita por Kolthoff y Lingane en su obra Polarografía editada en 1952, en Nueva York.

Si el electrolito se mueve a diferentes velocidades se producirán una serie de curvas, las que varían con el valor de las rotaciones.

Este método es eficaz a velocidades menores de 0.03 m/seg, rango de - velocidades que no pueden ser medidos con medidores mecánicos.

5.4.4.2.5. - Anemometro de alambre térmico. - Este dispositivo o su simil moderno, - el anemometro de película termica, consisten de una sonda a la cual se le aumenta su temperatura superficial en relación con la del fluido que se mide. Al paso del - fluido por la superficie caliente, ésta es enfriada lo que cambia la resistencia. Esto se refleja por cambios en la corriente o en el voltaje de la sonda, la cual puede -calibrarse contra la velocidad del fluido.

Los instrumentos para ésta prueba son complicados y no tienen uso en el campo, en el Instituto de Hidraulica de la Universidad de Iowa ha desarrollado el de la película para uso de laboratorio.

5.4.4.2.6. - Medidor electromagnetico de gastos. - Este dispositivo funciona con el

principio de que un conductor eléctrico (en este caso el agua) que pasa por un -- campo magnético, genera una corriente dentro de él. La corriente generada es medida por dos electrodos que se colocan con sus ejes en ángulo recto a la dirección -- del flujo y del campo magnético. El Geological Survey ha encontrado un uso efi-- ciente de este dispositivo en la medición de la velocidad de las mareas.

5.4.4.2.7. - Medidor ultrasónico de gastos. - La base de este dispositivo es el efecto del paso de una onda ultrasónica por el agua. El principio es simple, solo se requiere un emisor de ondas electromagnéticas y un receptor colocado a cierta distancia; al viajar la onda va sufriendo una compresión llegando al receptor atenuada. La magni tud de este efecto puede ser registrado y relacionado con la velocidad del agua.

Se debe tener cuidado en considerar la influencia de muchas variables - como : los efectos por temperatura, interferencias en la superficie del agua, falta de reflexión, etc.

5.5.- ESTRUCTURAS PARA PRACTICAR AFOROS.

Anteriormente se mencionó la conveniencia de que exista alguna estruc tura que se pueda aprovechar para hacer la determinación de los gastos que pasan -- por el sitio de aforo, sin embargo en ocasiones las condiciones del cauce no pemi-- ten la instalación de una estructura o hacen antieconómica su instalación; por lo que se han buscado otros procedimientos para efectuar los aforos.

Además de las condiciones del cauce como factor para elegir la estructu-- ra, se debe tomar en cuenta el tiempo que van a durar las observaciones, ya que si --

éstas se van a prolongar indefinidamente, se justifica la construcción de una estructura costosa pero durable, en cambio, para hacer observaciones por un período corto, - puede aprovecharse alguna existente o hacer una instalación económica de tipo provisional.

El tipo de estructura que sea mas convenientes emplear para practicar los aforos, dependerá de la anchura y de otras condiciones del cauce, así como de los materiales de que se disponga en la región.

A continuación se mencionan las diferentes estructuras usadas actualmente para practicar aforos: Dependiendo su uso de determinadas condiciones.

5.5.1.- VADOS.- En aquellas corrientes donde el tirante del agua sea menor de 70 centímetros y la velocidad del agua inferior a 1 metro por segundo en toda la sección. Se puede omitir la estructura y el observador podrá hacer sus mediciones "vadeando", es decir a pie recorre el ancho del cauce, buscando previamente las mejores condiciones para el vadeo.

Generalmente en este tipo de estaciones se utiliza el molinete para determinar las velocidades, el cual está montado en una varilla, misma que se utiliza - para medir las profundidades o tirantes.

Con el fin de llevar un control de las observaciones, se tendrá un alambre o cuerda delgada de un margen a otra, la que contendrá una serie de señales o - marcas, que definirán las distancias a que se practican las observaciones referidas éstas a un punto situado en una de las márgenes.

5.5.2.- PUENTES. - Siempre que en el tramo de aforo, exista un puente o pasarela, conviene utilizarlo como estructura para aforar, con el fin de economizar en el costo de la estación, ya que en caso de no existir, habría de construirse una, encareciendo la obra.

En aquellos casos que existan puentes, es necesario analizar su forma, -- pues en ocasiones el puente tiene un gran número de pilas o machones de forma tal, -- que dan lugar a la formación de remolinos que alteran el escurrimiento. En este caso se debe desechar su empleo, debiendo instalar una estructura especial en otro sitio, -- fuera de la influencia del puente establecido.

En términos generales, es conveniente establecer un puente para aforar, cuando el claro de la sección es inferior a 20 metros, ya que para claros mayores -- existen otras estructuras más económicas.

5.5.2.- BOTE O CANOA. - El aforo mediante bote o canoa se efectúa en aquellas corrientes naturales, cuyo claro es superior a 250 metros, en donde la instalación de una estructura especial, resultaría incosteable. También se recomienda este procedimiento, cuando el tráfico de navegación es grande y constante, pues otra estructura impediría el paso de las embarcaciones.

La barca que se utilice debe ser pequeña, tanto para facilitar las maniobras, como para que las alteraciones que se originan en el escurrimiento se reduzcan al mínimo.

Para evitar que la corriente arrastre la barca durante las maniobras debe

asegurarse ésta, a un cable tendido de una a otra orilla del cauce, empleando carretillas para hacer la sujeción; en el caso de emplearse un bote con motor fuera de borda, la pericia del operador influye enormemente para obtener datos correctos.

Con el objeto de que las observaciones con molinete sean afectadas lo menos posible por las turbulencias que ocasiona la barca, es conveniente colocar el aparato lo mas retirado que sea posible; acondicionando un brazo de madera con una carretilla en el extremo para pasar por ella el cable de suspensión.

Los aforos que se practican desde una barca, están sujetos a numerosos errores, tanto al medir las áreas, como al medir las velocidades; errores ocasionados en parte por el movimiento de la barca.

Considerando la imprecisión con que se obtienen los datos al usar el bote, se debe evitar este procedimiento siempre que sea posible y usarse solo en casos de emergencia, por ejemplo al presentarse avenidas durante las cuales es necesario conocer los gastos en sitios diferentes a los establecidos, con el fin de tener una mayor información para el control de las mismas.

5.5.3.- CABLE Y CANASTILLA.- Es ésta, la estructura que por su sencillez ofrece las mayores ventajas para practicar los aforos con molinete en cauces anchos, generalmente con claros mayores de 20 metros. Esencialmente, consiste de un cable de acero tendido a una altura determinada previamente como las mas convenientes, en posición transversal a la corriente, en la cual se desliza una canastilla desde donde el aforador y su ayudante practican los aforos. Figura Núm. 5.5.

La exactitud de los datos que se obtienen es mayor que los que se obtienen con otros procedimientos, ya que es posible sondear con mas precisión para determinar las áreas y se obtienen velocidades mas precisas, en virtud a la poca variación en la altura de la canastilla y a la precisión de las distancias entre observación y observación, esto último se debe a que en el cable se marcan dichas distancias, pudiendo ubicarse la canastilla con mayor exactitud y sin variaciones durante las lecturas.

Sea cual fuere el tipo de estructura, se deben marcar las distancias donde se hacen las observaciones dependiendo el espaciamiento, del ancho del cauce; además la forma de anotar las distancias depende del tipo de estructura usada.

Cuando se vadea se emplea un alambre galvanizado número 8 o 12, en el que se colocan fichas o recortes de lámina a las distancias a que vayan a efectuarse las mediciones en los puentes o pasarelas, se graban o pintan en la misma estructura y en las de cable y canastilla se puede pintar en el mismo cable las marcas convencionales o se puede instalar un cable adicional que tenga fichas de lámina. Sin embargo, pueden existir muchas variantes dependiendo de las condiciones del cauce, de los materiales disponibles y en muchos casos del ingenio del operador.

5.6.- SECCION DE CONTROL.-

Como se ha dicho una de las finalidades de las estaciones hidrométricas, es encontrar la relación entre la elevación del nivel del agua y el gasto correspondiente y para asegurar una relación lo mas constante posible entre esas variables, existe el llamado "CONTROL" de la estación.

El control de una estación consiste simplemente de una sección indeformable, que asegure una condición de área mas o menos constante.

El control puede ser natural o artificial, es decir si existe originalmente en el cauce o es acondicionado expresamente.

El control natural se consigue en aquellos tramos del cauce, en que éste es practicamente regular e invariable y por lo tanto el escurrimiento no es afectado - por remansos que se originan por represamientos, causados por obstáculos en la corriente; por derivaciones cercanas a la estación o por influencia de otra corriente. Cuando aguas abajo de la estación una sección fija e indeformable, en la que se produce una rápida, se considera que existe un control natural.

Por el ahorro que significa, se procurará siempre un control natural, sobre todo en las grandes corrientes, ya que la construcción de una sección de control en este tipo de corrientes, prácticamente es inconstable. Figura Núm. 5.5.

En aquellos casos en que no es factible encontrar un sitio acondicionado en forma natural, para que sirva de control en la obtención de la relación entre la escala y el gasto, lo mas precisa posible, se requiere probar un dispositivo artificial - para asegurar la invariabilidad de la sección; dicho dispositivo consistirá en términos generales, de un umbral o reborde colocado transversal al cauce, siguiendo la sección y sobresaliendo de él.

Las condiciones que debe reunir el control de una estación para que sea confiable son: Debe ser resistente e indeformable; con altura suficiente para que sirva en todos los niveles; debe tener una forma apropiada para que en los tirantes bajos

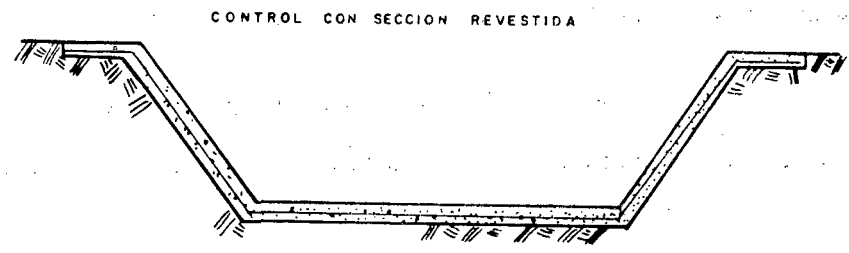
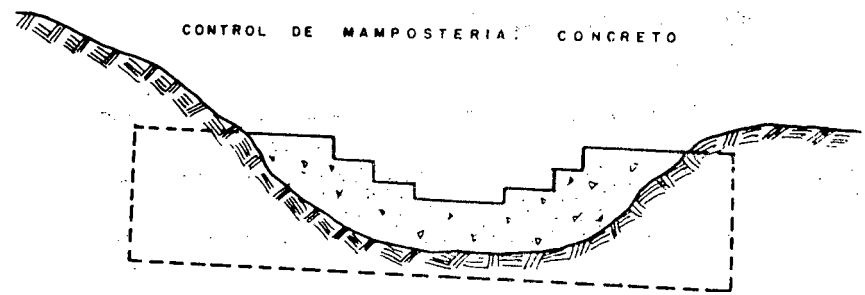
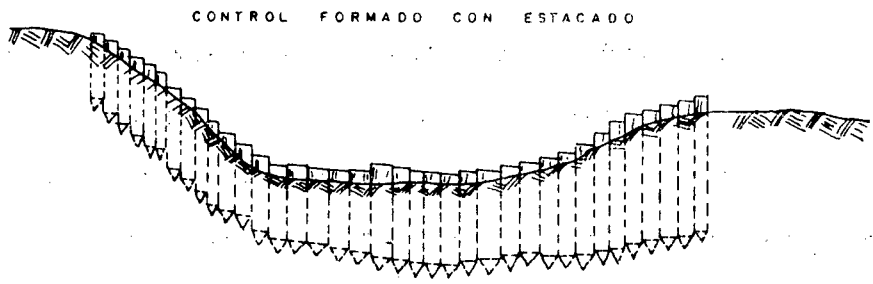
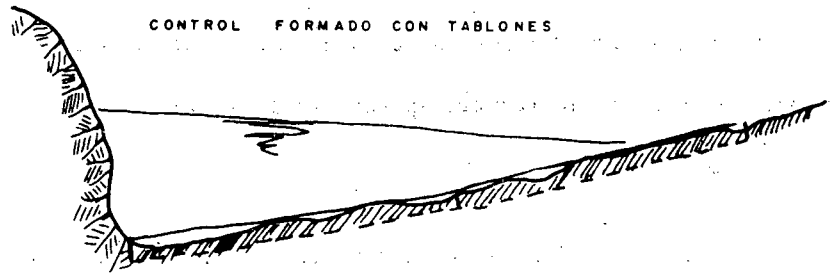


FIG. 5.5 SECCIONES DE CONTROL

con gastos pequeños, puedan acusarse las variaciones en la escala; debe estar situado próximo a la escala; todo el escurrimiento normal debe pasar por él, sin que haya escurrideros en su estructura, ni brazos que deriven por otro lado, ni filtraciones que escapen por el subsuelo.

El control artificial puede construirse de madera, de mampostería de concreto o de tierra, eligiéndose el material de acuerdo con el carácter e importancia de la corriente, Figura Núm. 5.6

La selección del sitio mas conveniente para establecer el control debe efectuarse durante la época de estiaje, por ser la mas conveniente para observar las condiciones del cauce, asegurando que el sitio elegido también preste buen servicio durante las crecientes, siempre que estas queden encauzadas y no se produzcan desbordamientos.

5.7.- OBTENCION DE NIVELES.-

Ya se ha manifestado que uno de los objetivos fundamentales en la operación de una estación de aforo, es la obtención sistemática de los niveles del agua en el cauce; esta operación puede hacerse en forma directa o indirecta.

La obtención o lectura directa del nivel del agua se hace observando en una escala (también llamada limímetro) colocada exprofeso, la altura que alcanza el agua en el cauce, las lecturas se registran en formatos especiales.

La observación indirecta del nivel del agua, se hace empleando dispositivos especiales para trasladar el nivel del agua en el cauce a una escala colocada -

fuera de él, pudiendo ser además un aparato registrador de las lecturas llamado limnógrafo.

Cualquiera que sea el sistema empleando para obtener los niveles del agua, es conveniente establecer un banco de nivel, al cual se relacionarán las graduaciones de la escala o del dispositivo registrador empleando; el objeto del banco de nivel es poder rectificar cualquier cambio que ocurra en la posición de la escala o dispositivo medidor, empleando para ello el plano invariable de comparación; esta condición es sumamente importante, ya que de ella dependerá la interpretación que se haga de los datos obtenidos, por lo tanto hay que evitar el cambio de los planos de referencia y alturas del cero de las escalas; en el caso de que sea indispensable efectuar alguna modificación, deberán hacerse las anotaciones correspondientes, hasta donde sea posible, en toda la documentación de la Estación, para mayor claridad a continuación se especifica sobre cada tipo de escalas.

5.7.1.- ESCALAS DIRECTAS.- Son reglas graduadas que se instalan en las corrientes y en las que se leen las alturas de la superficie libre del agua. Estas escalas deben tener una longitud suficiente para poder registrar todas las fluctuaciones del nivel, desde un gasto nulo hasta los niveles máximos; pueden ser de un solo tramo o de varias secciones y se pueden construir de diferentes materiales.

Siempre que las escalas directas llenen las siguientes condiciones, darán resultados satisfactorios.

- 1) Posición invariable.
- 2) Instalación en un lugar accesible o sitio visible.

- 3) Longitud suficiente.
- 4) Graduaciones claras e inalterables por los agentes atmosféricos.
- 5) Larga duración.

Por cuanto a su posición, las escalas pueden ser colocadas verticales o inclinadas.

Las escalas verticales pueden graduarse antes de ser colocadas en su lugar, en cambio, las inclinadas deben marcarse después de quedar establecidas, empleando para este objeto un nivel fijo y un estadal.

Las escalas verticales tienen la ventaja de ser más fáciles de leer y de instalar, pero tienen el inconveniente de quedar expuestas al empuje del agua y al choque de los cuerpos que ésta transporta.

5.7.2.- ESCALAS INDIRECTAS. - Son instalaciones donde la escala graduada necesaria para apreciar las alturas del nivel del agua en la corriente, se encuentra fuera de ésta, conectada esencialmente a un dispositivo de transmisión.

Existen tres clases principales de escalas indirectas que son:

- 1.- De gancho.
- 2.- De pesa.
- 3.- De flotador.

En todas ellas se requiere para su buen funcionamiento, invariabilidad de posición de las graduaciones e invariabilidad de longitud del aditamento que transporta los niveles del agua al índice que los marca en la escala.

La mas comunmente usada es la del flotador que consiste en un cable o cadena que lleva en uno de sus extremos un flotador y en el otro un contrapeso; colocado el dispositivo sobre la corriente de manera que el flotador asiente en el agua, el sistema seguirá los movimientos de nivel de ésta, acusando sus variaciones por medio de un índice fijo en el cable o cadena, al desalojarlo frente a la escala.

Si a la escala indirecta de tipo flotador descrita, se le agrega un sistema registrador automático y un reloj que sirva para regularizar la marcha del aparato y medir el tiempo tendremos el llamado "Limnógrafo".

La instalación de este tipo de aparatos se hace necesaria no solo porque registra todas las variaciones del régimen de la corriente o canal, sino porque además ahorra personal cuya erogación al pasar el tiempo paga la inversión en la adquisición del aparato y en la construcción que lo protege.

Existen dos tipos de limnógrafos, los de registro continuo y los impresos de registro periódico. El mas comunmente usado es el primero, que registra las variaciones de nivel del agua sobre una hoja de papel por medio de una línea continua, de tal manera que los desalojamientos en un sentido son proporcionales a los tiempos transcurridos y los que se verifican en sentido normal al anterior, lo son a las variaciones de nivel.

La instalación de un limnógrafo comprende los siguientes elementos auxiliares, pudiéndose omitir algunos de ellos al variar el tipo de estructura que aloje el aparato.

- 1).- Un pozo para alojar el flotador y las pesas, en caso de haberlas.

2).- Una comunicación entre el pozo y el cauce, que consistirá de uno o varios conductos.

3).- Un dispositivo para mantener expedito el conducto de comunicación del pozo al cauce.

4).- Una escala directa o indirecta instalada dentro del pozo.

5).- Una caseta colocada generalmente sobre el pozo.

5.8.- OPERACION DE LAS ESTACIONES HIDROMETRICAS.

Después de haber hecho una descripción somera de los métodos de aforo, de las estructuras y los aparatos que se utilizan para ejecutar las mediciones de los caudales en una corriente, se tienen elementos para cumplir con los objetivos principales de una estación hidrométrica, es decir se tienen los elementos para una obtención sistemática de registro de niveles de agua en la estación y la práctica de los aforos necesarios para formar la curva de gastos de la corriente. La conservación de todos los elementos constituyentes de la estación de aforo, no tiene problema en si, ya que en cada caso se seguirán lineamientos específicos y aquellos problemas que requieran medidas o reparaciones extraordinarias, deberán detectarse y corregirse en las inspecciones periódicas que se deben realizar para vigilar como se lleva a cabo la obtención de datos, así como para instruir al aforador y al lector de escala en como deben ejecutar sus labores.

La obtención de gráficas "Escala-Gastos" de una corriente, es una consecuencia inmediata de la ejecución de los aforos para obtener los gastos y de la lectura del nivel de agua correspondiente; de la correlación de ambos se puede construir

una curva que constituirá la "curva de gastos de la corriente" en la estación de aforos de que se trate; en la figura Núm. 5.6 se presenta la curva escala-gastos de la Estación 92 + 400 del Canal Principal Rode, del Distrito de Riego Núm. 26 Bajo Río San Juan en Tamaulipas, con la cual se pueden estimar con mucha precisión los gastos que son entregados en esa estación de aforo y que se utilizarán para el riego en la Tercera Unidad del Distrito mencionado.

Cuando se trata de estimar el gasto máximo escurrido en una corriente, durante una avenida y la curva escala-gasto no tiene esos registros, se hace una prolongación de la curva de gastos siempre y cuando se considere que la relación entre variaciones en gasto y las variaciones en altura del agua, permanezca prácticamente constante; es conveniente al hacer una prolongación, comprobarla por otro método para mas seguridad de los datos.

A continuación se citan varios métodos para prolongación de curvas de gastos:

5.8.1.- PROLONGACION SOBRE PAPEL LOGARITMICO.- Este método se basa en la tendencia que presentan los puntos de una curva de gastos, a alinearse en una recta cuando se usa papel logarítmico y se reduce al dibujar sobre este papel los puntos correspondientes a los gastos aforados y sus lecturas de escala, trazando una línea media entre ellos se puede prolongar hasta el nivel del agua del que se desee conocer el gasto.

5.8.2.-PROLONGACION POR EL METODO d-Q'.- Este método consiste en dibujar sobre papel logarítmico, los puntos correspondientes a los valores de la profundidad media

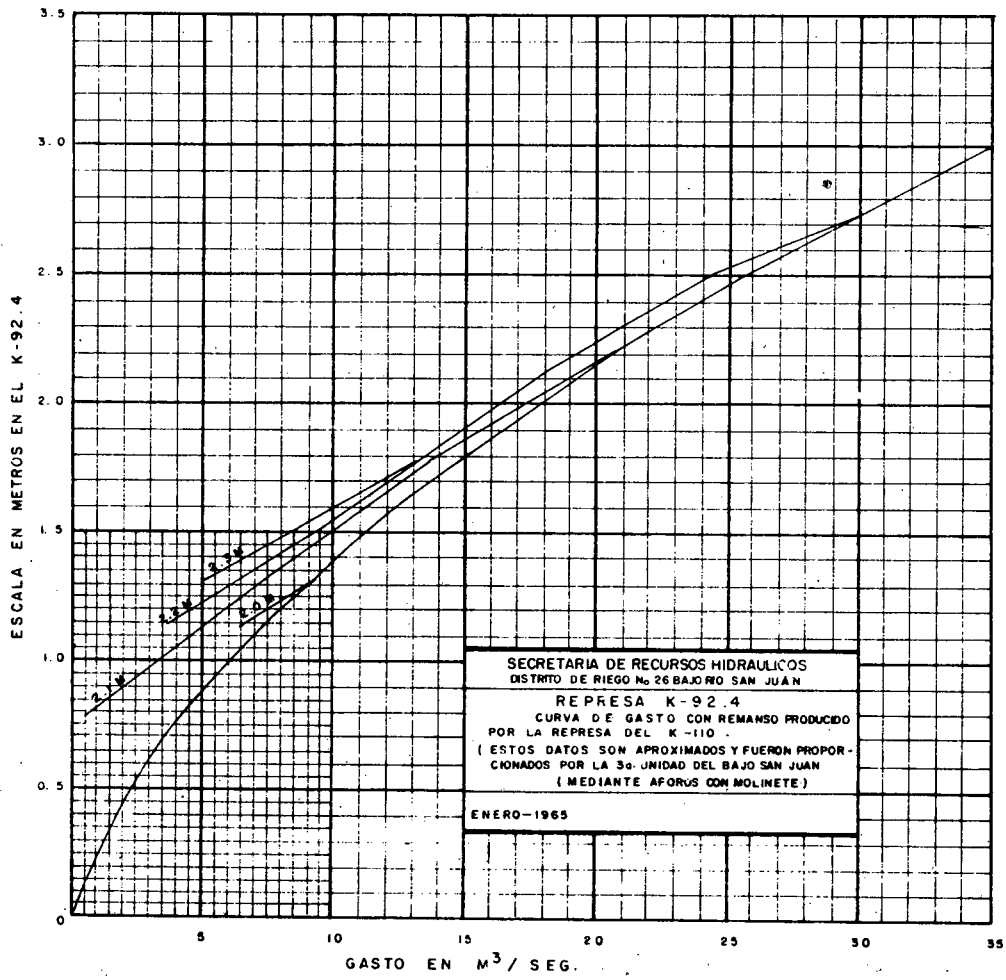


FIGURA S-6

d y al promedio de gastos por metro de anchura Q' . La línea resultante es una recta y se puede prolongar hasta el valor de "d" correspondiente al nivel máximo de aguas. El gasto es el producto de Q' por la anchura de la superficie del agua correspondiente al gasto máximo.

Este método es de confianza solo cuando las condiciones son favorables; en otras condiciones requiere comprobarse por otro método.

5.8.3.- PROLONGACION POR EL METODO DE STEVENS (o de $A \sqrt{d}$).- Este método parte de la hipótesis mas o menos cierta, de que hay una función de la sección transversal de la corriente que es proporcional al gasto, resolviendo lo anterior, se puede dibujar dicha función sobre unos ejes coordenados y obtener representativamente una línea recta que definirá los propios valores de los aforos practicados. Esta línea puede prolongarse más allá del límite de los aforos, para obtener los gastos correspondientes a elevaciones superiores a las observadas.

Para este método se parte de la fórmula de Chezy como sigue:

$$Q = A C \sqrt{rs}$$

en donde

Q gasto en m³/seg.

A área de la Sección Transversal en m².

C coeficiente de Kutter.

r radio hidráulico = $\frac{A}{P}$ en metros.

p perímetro mojado de la sección en metros

s pendiente hidráulica.

la que se puede escribir como sigue:

$$Q = (A \sqrt{r}) (C \sqrt{s})$$

si se designa por $K = (C \sqrt{s})$ tendremos:

$$Q = K (A \sqrt{r})$$

la expresión anterior es la ecuación de una línea recta que pasa por el origen del sistema de ejes coordenados, en uno de los cuales se representan los valores de Q y en el otro los valores de $A \sqrt{r}$.

El procedimiento práctico es como sigue:

a) Formar una tabla con los siguientes encabezados:

Lecturas de Escalas	Areas. (A)	Anchura de la corriente.	Tirantes (d)	\sqrt{d}	$A \sqrt{d}$
(1)	(2)	(3)	(4)	$5 = \sqrt{(4)}$	$6 = (2)(5)$

Con la tabla mencionada se obtienen para diferentes alturas los valores de $A \sqrt{d}$

b) Con los valores de escala y de $A \sqrt{d}$ se traza en la gráfica la curva que los liga figura Núm. 5.7 (recta \overline{AB}).

c) Con ayuda de la escala horizontal de gastos y la curva trazada, se procede a marcar los aforos siguiendo la secuela indicada con flechas en la figura -- Núm. 5.7 o sea de la escala horizontal de lecturas de escala, se levanta una vertical hasta encontrar la curva AB correspondientes a $A \sqrt{d}$, desde este punto se traza -

una horizontal que define el aforo buscado (M) en su intersección; con la vertical levantada en su punto correspondiente a su gasto; de igual manera se definen otros gastos que permitan construir la recta \overline{CD} o curva $Q = K A \sqrt{d}$ que puede prolongarse más allá de los aforos más altos.

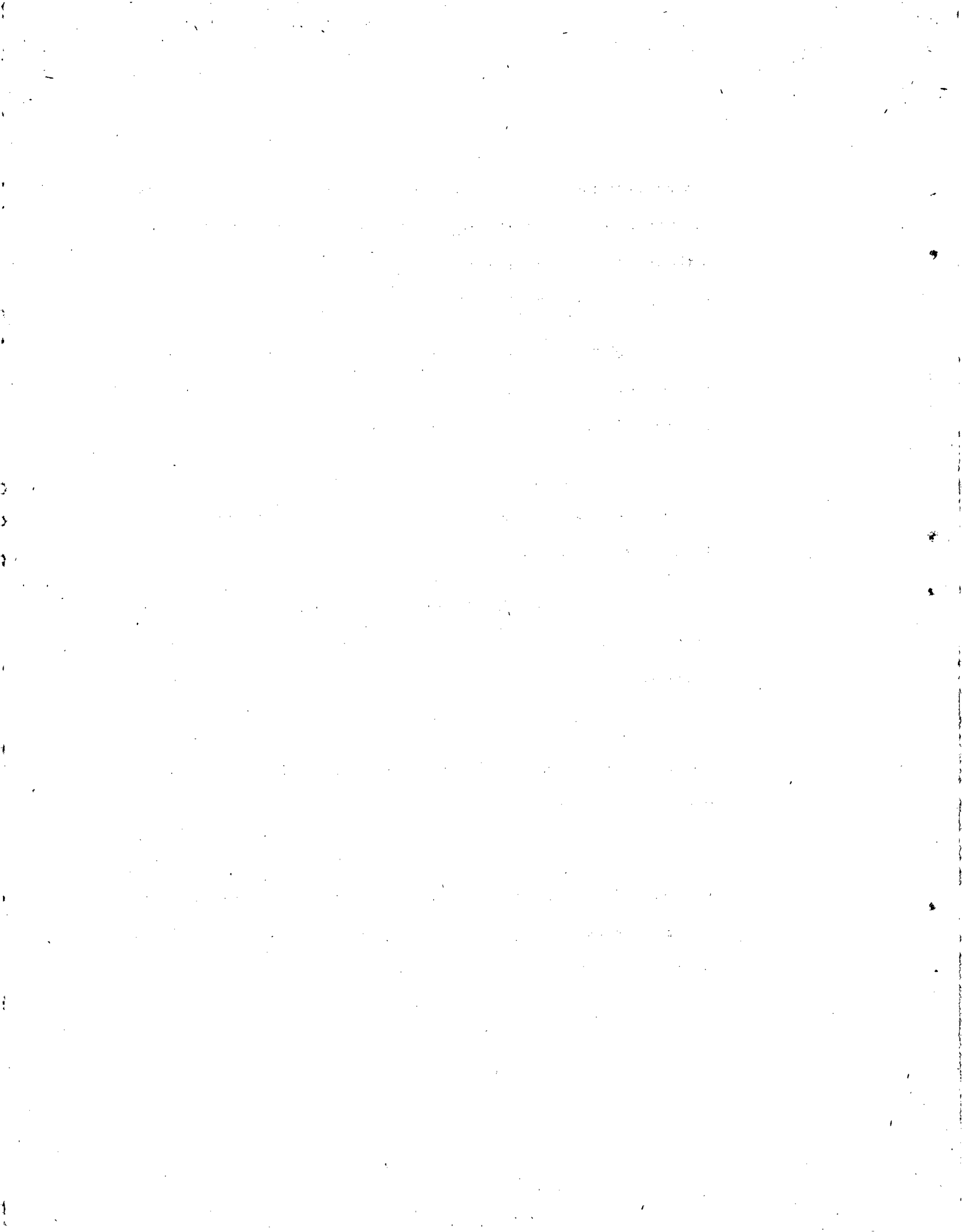
d) Para trazar con ayuda de la recta \overline{CD} , la curva de gastos en su forma habitual, se marca una nueva escala de lecturas de escala, procediendo a fijar puntos como el N que definen la curva normal de gastos.

Conviene hacer notar que este procedimiento debe emplearse hasta alturas que no provoquen desbordamientos, además no es conveniente usarlo en corrientes que presentan cambios bruscos en su sección.

Una vez que se tiene la curva ESCALA-GASTOS, de una corriente es conveniente y necesario checar las lecturas y los gastos aforados con la gráfica, para detectar modificaciones en el régimen de la corriente.

El último paso en la operación de una estación hidrométrica, es la conversión de los registros de niveles del agua en registros de gastos medios diarios, para con ellos determinar los volúmenes que han escurrido.

El cálculo de volúmenes se puede hacer basándose en los registros de hojas de limígrafo o se puede basar directamente de los aforos para calcular los volúmenes. Este último procedimiento debe emplearse con cautela, ya que su exactitud depende directamente de la cantidad de aforos con que se cuente.



CAPITULO VI A VEN I D A S .

6.1.- GENERALIDADES SOBRE AVE N I D A S .-

La presencia de una tomenta o de una sucesión de tomentas en una cuenca de captación, ocasiona escurrimientos que dan lugar a un aumento más o menos rápido del gasto de la corriente, recibiendo este aumento en el caudal el nombre de --
Avenida o Creciente.

La magnitud de la avenida, o sea el gasto máximo y el volumen de la --
misma, depende de muchos factores, siendo los principales los siguientes :

- 1.- La intensidad y duración de las tomentas.
- 2.- Localización y amplitud de las tomentas en la cuenca de captación,
sobre todo en las cuencas de gran magnitud.
- 3.- Trayectoria de las tomentas.
- 4.- Area y formq de la cuenca de captación.

- 5.- La topografía de la cuenca, la pendiente de ella y de las corrientes principales.
- 6.- Las características geológicas del terreno.
- 7.- La permeabilidad de los suelos.
- 8.- La vegetación existente, la cubierta vegetal.
- 9.- El estado de saturación existente al ocurrir la tormenta.

Naturalmente que el origen de las tormentas es determinante, ya que de ello depende su intensidad y duración, generalmente en la mayor parte de la República Mexicana, se presentan avenidas originadas por lluvias de origen ciclónico, además en el noreste, se presenta lluvias invernales originadas por el choque de masas de aire frío continental y masas de aire húmedo.

Con mucha frecuencia se hace necesario estimar la magnitud de las avenidas que puedan presentarse, con objeto de dar seguridad a las obras hidráulicas en proyecto y proteger a las poblaciones ribereñas ubicadas a lo largo de la corriente.

En una sección transversal de un río, podemos definir tres zonas principales:

La ocupada por el lecho de un río, también conocida como cajón y que generalmente tiene agua o está húmeda.

La zona media, generalmente seca, pero esporádicamente afectada por las avenidas.

Y la zona alta, fuera del alcance de las aguas aun en avenidas máximas.

El hecho de que la zona media de un río sea afectada por avenidas de vez en vez, ocasiona que sea ocupada por centros de población, llegando en ocasiones a invadir hasta los límites del lecho del río; ésta invasión va estrechando la sección del río para el paso de una avenida, por lo que al ocurrir una creciente se ve afectada la población ahí existente y las obras y edificaciones hechas. Para evitar lo anterior, es necesario evitar en lo posible la invasión de estos terrenos para evitar desgracias y cuando ya no es posible evitar la invasión, se puede proteger con diques, bordos de defensa y sobre todo con un control de avenidas, sea por medio de presas, cauces de alivio o combinado.

6.2. - CLASIFICACION DE LAS AVENIDAS. -

Es costumbre definir la magnitud de las avenidas por los niveles que alcanza el agua, o por el volumen de agua escurrido en un lapso de tiempo; sin embargo para el estudio de la corriente es conveniente expresarla de acuerdo con la duración del lapso considerado en la siguiente forma:

AVENIDA MAXIMA INSTANTANEA. - Es el máximo gasto que se presenta durante una avenida, por lo tanto pueden presentarse varias en un año.

AVENIDA MAXIMA ANUAL INSTANTANEA. - Considerando como lapso de estudio el año, en ese período se pueden presentar varias avenidas, y al mayor valor del gasto instantaneo que se presente se le considera como máxima anual instantanea.

AVENIDA MAXIMA INSTANTANEA MEDIA ANUAL. - Durante un lapso de va-

rios años se presentan varias avenidas correspondiendo a cada año una avenida máxima anual instantánea, y el promedio de ellas se considera como la avenida máxima instantánea media anual.

AVENIDA MAXIMA DIARIA Y MAXIMA DE 24 HORAS. - La avenida máxima diaria es la máxima avenida en un día cualquiera y difiere de la máxima de 24 horas, en que en esta se selecciona el período para completar las 24 horas y no precisamente de las 0 hr. a las 24 hr. por lo tanto el gasto será siempre mayor que la avenida máxima de un día.

AVENIDA MAXIMA ANUAL DIARIA Y DE 24 HORAS. - Es la mayor avenida máxima diaria y máxima en 24 horas, que se presenta durante un año.

AVENIDA MAXIMA ANUAL MEDIA DE UN DIA. - Es la avenida media de todas las máximas anuales de un día, para el período de años considerado. La magnitud de ésta avenida, es la que se emplea como base para la estimación de otras avenidas y simplemente se le llama Avenida Media.

AVENIDA CON 10% DE PROBABILIDADES. - Es aquella avenida cuya magnitud será sobrepasada una vez en diez años o diez veces en cien años, es decir que probabilidades en el número de años que comprende el período de las avenidas; con cualquier probabilidad no implica que se presente a intervalos regulares, se pueden presentar en grupos o sea presentarse varias de ellas consecutivamente y luego pasar un largo período sin que ocurran.

6.3. - DETERMINACION DEL GASTO MAXIMO EN AVENIDAS.

Es evidente la importancia que tiene el conocimiento amplio y lo más real posible de la potencialidad de las corrientes superficiales para generar energía

con la mira fundamental de poder proyectar con mayor seguridad las obras de almacenamiento, de defensa o de control de avenidas.

Para el cálculo del valor de la avenida de proyecto, o de la máxima instantánea, existen una serie de procedimientos matemáticos que se describen a continuación, incluyendo aquellas fórmulas empíricas cuyos valores son inciertos por no intervenir algunos factores esenciales que afectan la magnitud de la avenida; algunas de esas fórmulas ya no se utilizan porque se cuenta con fórmulas más precisas o métodos más elaborados:

Para mayor claridad se han agrupado los diferentes procedimientos para cálculo del gasto máximo de la siguiente manera:

1.- Fórmulas Empíricas.

a) Función del Area.

b) Función del Tiempo.

2.- Método de Sección y Pendiente para Avenidas Pasadas.

3.- Curvas Envolventes.

a) W. P. Creager.

b) R. C. Lowry.

4.- Método Racional.

5.- Método del Hidrógrafo Unitario.

6.- Métodos Estadísticos.

6.3.1.- FORMULAS EMPIRICAS.- En función del área de la cuenca, se tienen nu

merosas fórmulas de este tipo y entre ellas se pueden citar las siguientes:

Fórmula de Murphy:

$$Q = \frac{46790}{320 + A} \div 15 \quad Q = p^3/\text{seg/milla}^2.$$

A = área en millas cuadradas

$$q = \frac{1324.94}{A + 828.8} \div 0.164 \quad q = \text{gasto en m}^3/\text{seg/Km}^2$$

A = área en Km²

Fórmula de Metcalt y Eddy:

$$Q = \frac{440}{A 0.27} \quad Q = \text{gasto en p}^3/\text{seg/milla}^2$$

A = área de cuenca 1 milla²

$$q = \frac{6.218}{A 0.27} \quad q = \text{gasto en m}^3/\text{seg/Km}^2$$

A = área en Km²

Fórmula de Kuickling:

$$q = \frac{1245.45}{A + 440.3} \div 0.219 \quad \text{literales idem anterior}$$

Fórmula de Talbot.

$$q = 0.183 C^4 A^3$$

C = coeficiente que depen de de la topografía del terreno.

demás literales igual an terior.

Fórmula de Dickens

$$Q = 0.01386 c^4 A^3$$

Q = gasto en m³ aportado - por toda el área

C = coeficiente que depen de de la topografía del terreno.

A = área de la cuenca en Km²

Fórmula Italiana.

$$Q = \frac{32 A}{0.5 + A}$$

idem anterior.

Fórmula de Ryves.

$$Q = 8.5 A^{2/3}$$

igual al anterior

Fórmula de González Quijano.

$$Q = 17 A^{2/3}$$

igual al anterior

Fórmula de Valentini:

$$Q = 27 A$$

literales igual al anterior

Fórmula de Ganguillet.

$$Q = \frac{25 A}{0.5 + A}$$

literales igual al anterior

Fórmula de Pagliari.

$$Q = \frac{2900}{90 + A}$$

literales igual al anterior

$$Q = \frac{2830}{96 + A}$$

Q en m³/seg./Ha.²

A área en Km²

Fórmula de Forti.

$$Q = A \left(0.5 + \frac{1.175}{A+125} \right)$$

Para renglones con precipitaciones record de 200 m en 24 horas.

Q en m³/seg. aportado por toda el área.

A área en Km²

Fórmula de Burkli-Ziegler.

Esta fórmula fué desarrollada por el autor, de nacionalidad suíza, efectuando observaciones en la Ciudad Zurich en el año de 1878, la fórmula fué desarrollada en el sistema métrico, considerando como unidad de superficie a la hectárea, - además consideró un milésimo de pendiente como cifra entera.

Aunque esta fórmula se usa con frecuencia, los valores que se obtienen al aplicarla deben considerarse como aproximados y sujetos a errores que en ocasiones son de trascendencia, debido a que como empírica no se le puede considerar general porque se determinó bajo ciertas condiciones que no se reproducen en todas partes; - la fórmula tiene la expresión siguiente:

$$Q = 0.0278 A^{3/4} C H^{1/4} \quad \text{Sistema Métrico}$$

$$Q = A^{3/4} C H^{1/4} \quad \text{Sistema Inglés}$$

El significado de las literales es el siguiente:

Para el sistema métrico.

Q gasto en m³/seg.

A área de la cuenta en hectáreas

C coeficiente de permeabilidad, que depende del terreno y no es --
igual al coeficiente de escurrimiento y tiene los siguientes valores.

C 0.75 para calles pavimentadas.

C 0.6 para terrenos muy impermeables.

C 0.4 para terrenos permeables.

C 03 para terrenos muy permeables.

H precipitación en cm./hora, durante el período de máxima intensidad de precipitación.

Existen tablas que dan la precipitación máxima de algunos lugares.

S pendiente de la cuenca en tantos por mil(m/Km)

Para el sistema Inglés:

Q gasto en pies cúbicos por segundo.

(1 pie³/seg. = 0.028317 m³/seg.)

A área en acres (1 acre = 4046.87 m²)

H precipitación en pulgadas por hora.

Como complemento se anexa un nomograma, en el que se emplea la --
fórmula de Burkli-Ziegler para determinar el gasto de avenida probable. Figura 6.1.

NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL GASTO EN CUENCAS

FORMULA RESUELTA

Burkli—Ziegler.

$$Q = 0.022 CA^{3/4} HS^{1/4}$$

EJEMPLO

A = 60,000 Ha.
 C = 0.25
 H = 7 cm/hora
 S = 0.5 m/Km.
 Q = 123 m³/seg.

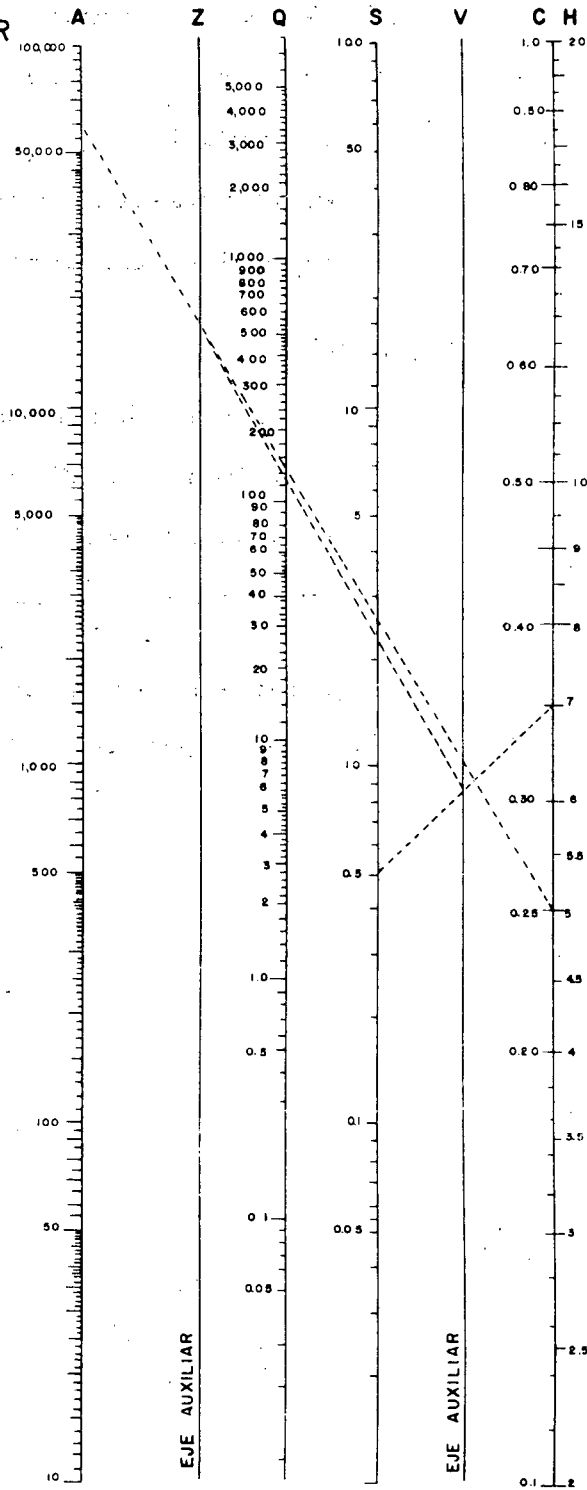
Se une A con C, obteniéndose un punto auxiliar en Z, se une S con H, obteniéndose un punto auxiliar en V. Finalmente se unen los dos puntos auxiliares obteniéndose el resultado en la escala de gastos (Q)

Q gasto en m³/seg.
 H precipitación en cm/hora correspondientes al aguacero mas intenso durante 10 minutos.
 C coeficiente de escurrimiento que depende de la naturaleza del terreno.
 A hectareas tributarias.
 S pendiente del terreno en m/km.

COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO
 NATURALEZA DEL TERRENO COEFICIENTE

CALLES PAVIMENTADAS Y ZONAS COMERCIALES	0.75
CALLES EN ZONAS RESIDENCIALES	0.625
CALLES CON MACADAM Y JARDINES	0.30
TERRENOS DE CULTIVO	0.25
TERRENOS MONTAÑOSOS	0.18

FIGURA NUMERO 6.1



6.3.2.- METODO DE SECCION Y PENDIENTE.- Este procedimiento para calcular el gasto máximo de avenidas, se utiliza en aquellos casos que sin tener información hidrométrica se tiene conocimiento del paso de una avenida de grandes proporciones, ocurrida años atrás y que en algunos lugares del cauce, se pueden percibir las huellas del nivel máximo del agua.

El procedimiento para determinar en forma indirecta el gasto escurrido por un cauce, es aplicar el método de sección y pendiente que requiere trabajos de campo y gabinete.

Trabajos de Campo.- El levantamiento consistirá:

1) Elección de un tramo de cauce que reúna en lo posible los siguientes requisitos: Sea lo más recto posible; que el cauce esté definido, sea profundo; libre de árboles, vegetación y construcciones, sus márgenes sean altas, que sobrepasen el nivel de aguas máximas, además las secciones transversales y la pendiente del tramo deben ser en todo lo posible uniformes.

2) Establecimiento de puntos de Control y apoyo.- Una vez elegido el tramo de cauce, se procederá a fijar los puntos de apoyo, por medio de una poligonal abierta, corrida por una de las márgenes con tránsito y cinta de acero, cuidando quede arriba del nivel de aguas máximas y aproximadamente paralela al eje de la corriente. La poligonal de apoyo se divide en partes iguales, limitando cada sección por monumentos de concreto debidamente nivelados y preferentemente referidos al nivel del mar.

3) Levantamiento de secciones transversales.- Apoyándose en cada momento se levantarán las secciones transversales, abarcando hasta niveles arriba de aguas máximas, indicando claro está, el nivel máximo dejado por la avenida.

4) Levantamiento de huellas de aguas máximas en ambas márgenes. Por ambas márgenes se lleva una poligonal siguiendo las huellas de máximas aguas, previamente marcadas con estacas; la poligonal se ligará con la poligonal de apoyo; todos los puntos estacados se nivelarán y en caso de que las huellas de una margen difieran en elevación con las de la otra, se tomará como cierto el promedio de ambas.

5) Inspección del Cauce, para fijar el Coeficiente de Rugosidad.- Mediante una inspección minuciosa del cauce, se fijarán los diferentes valores del coeficiente de rugosidad necesario para el cálculo del gasto del cauce.

Trabajos de Gabinete.- Una vez que se tiene la información de campo, se procede en el Gabinete a:

1) Cálculo de la Pendiente.- Para determinarla se dibuja el perfil del fondo del cauce y se traza una línea recta, procurando que los puntos del fondo no se separen mucho de ella; una vez trazado lo anterior, se divide el desnivel existente entre el primer punto y el último entre la longitud del tramo, obteniéndose así la pendiente "s".

$$s = \frac{\text{cota a} - \text{cota b}}{L} = \frac{d}{L}$$

2) Selección del Coeficiente "n" de rugosidad. Este coeficiente también llamado de Manning, varía de acuerdo con los diferentes terrenos entre 0.025 y 0.04.

3) Determinación de la velocidad en cada una de las secciones por medio de la fórmula de Manning, aplicando el coeficiente de rugosidad apropiado a las características de la sección.

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

4) Cálculo del Gasto.- Naturalmente que para calcular el valor del gasto máximo, se han determinado previamente los valores correspondientes al área hidráulica, perímetro mojado y radio hidráulico para cada sección transversal; pudiendo así aplicar la fórmula de Manning para el cálculo del gasto:

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

donde Q Gasto o caudal en m³/seg.

A Area hidráulica en m².

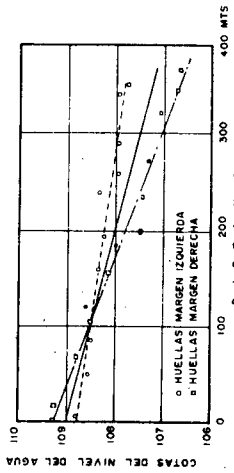
n Coeficiente de rugosidad.

r Radio Hidráulico, es una relación entre el Area Hidráulica y el perímetro mojado $= \frac{A}{p}$ se expresa en m.

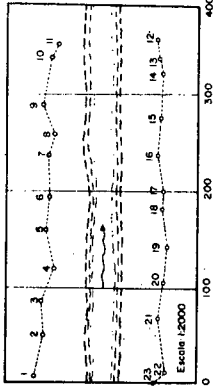
p Perímetro mojado se expresa en m.

s Pendiente Media.

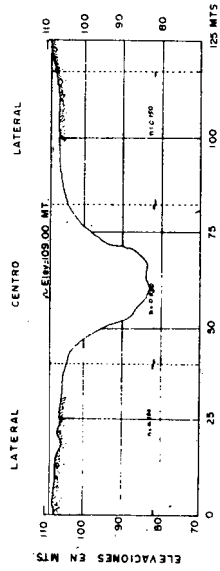
En la Figura 6.2: se anotan los cálculos para determinar Q así como una planta, perfil y las secciones transversales del tramo de cauce en estudio.



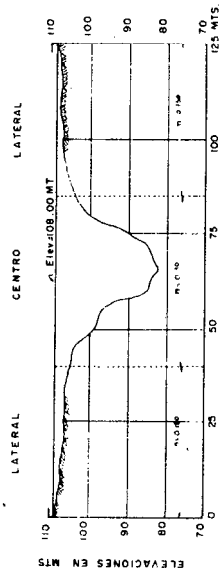
HUELLAS DE AGUAS MAXIMAS



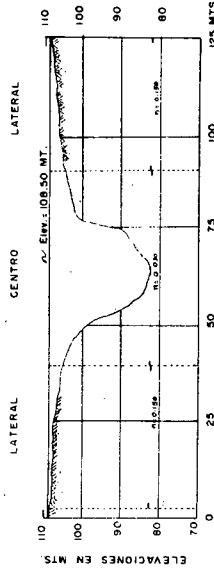
HUELLAS AVENIDA MAXIMA



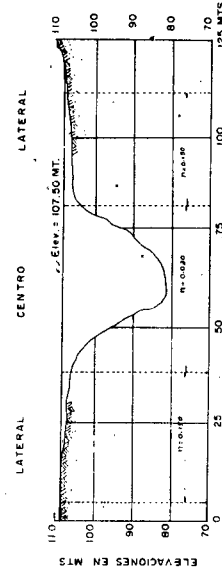
SECCION 0



SECCION 200



SECCION 100



SECCION 300

Fig. 6 2.- CALCULO POR SECCION Y PENDIENTE DEL GASTO DE UNA AVENIDA.

PROPIEDADES HIDRAULICAS	SECCIONES												TRAMOS						PROMEDIO		TOTAL
	0		100		200		300		100-200		200-300		L.A.T.		L.A.T.		TOTAL				
	LAT.	CENT.	LAT.	CENT.	LAT.	CENT.	LAT.	CENT.	LAT.	CENT.	LAT.	CENT.	LAT.	CENT.	LAT.	CENT.					
AREA	450.0	550.0	1175	7075	1300	6235	75.0	692.5	31.3	679.8	228	686.0	102.5	672.5	116.9	675.6	792.5				
PERIMETRO MOJADO M.	75.0	85.5	72.5	71.0	79.5	67.5	61.5	67.5	74.5	66.8	76.0	69.3	70.5	67.5	72.4	67.1	139.5				
RADIO HIDRAULICO M.	1.8075	1.4000	1.6207	1.9648	1.3352	1.6667	2.195	1.2293	1.7672	1.0167	1.6089	1.8124	1.4539	1.9630	1.615	1.6089					
COEF. DE RIGIDIDAD	0.150	0.030	0.150	0.030	0.150	0.030	0.150	0.030	0.150	0.030	0.150	0.030	0.150	0.030	0.150	0.030	0.030				
PENDIENTE HIDRAULICA	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050	0.0050				
VELOCIDAD M/A	0.725	11.231	0.650	10.911	0.656	10.698	0.538	11.130	0.689	11.037	0.652	10.802	0.605	10.911	0.649	10.991					
GASTO M ³ /S	103.3	7300.0	76.38	7719.35	83.28	6980.6	40.35	7071.35	90.47	7505.48	80.72	7345.36	62.01	7327.65	75.87	7423.26	7501.39				
GASTO PROMEDIO = 7503.7 M ³ /S																					
GASTO ACEPTADO = 7500 M ³ /S																					



FIGURA 6.3 REGIONES HIDROLOGICAS DE LA REPUBLICA MEXICANA.

6.3.3.- METODO DE LAS CURVAS ENVOLVENTES DE GASTOS MAXIMOS.- Un método que se usa en la actualidad para la determinación del gasto en avenidas máximas y que proporciona resultados de confianza, es trazar una curva envolvente de todos los gastos máximos registrados en una determinada región, con datos de las diferentes corrientes existentes; en la gráfica se ponen gastos máximos en metros cúbicos por kilómetro cuadrado de cuenca, contra áreas de cuenca; claro está que este método solo es aplicable cuando existen registrados suficientes datos.

En términos generales es el más recomendable, ya que cada dato observado incluye implícitamente el efecto combinado de toda la serie de factores determinantes.

El método se atribuye a William P. Creager, quién al estudiar gran cantidad de datos de gastos máximos registrados en las corrientes de Estados Unidos y de otros países, encontró que con pocas excepciones, al dibujar todos los datos en el papel logarítmico, estos seguían una cierta tendencia, pudiendo trazar una curva envolvente de dichos puntos y cuya ecuación general es del tipo:

$$Q = CA^n$$

o su equivalente dividiendo entre A

$$q = CA^{n-1}$$

en donde

Q gasto en m³/seg.

q gasto en m³/seg/Km²

A superficie de la cuenca en Km²

C coeficiente de avenida, que depende de la cuenca drenada.

n exponente, menor que la unidad.

En ocasiones a n se le han asignado valores entre 0.3 y 0.8 y como valor medio 0.5. Pero con la curva envolvente se observa que no es constante, sino que toma la forma:

$$n = \frac{n^1}{A^k}$$

W.P. Creager dedujo empíricamente la ecuación de dicha envolvente que serían las siguientes, tanto en el Sistema Métrico, como en el Inglés.

Sistema Inglés :

$$Q = 46CA^{(0.894A^{-0.048})}$$

$$q = 46CA^{(0.894A^{-0.048}) - 1}$$

Sistema Métrico :

$$Q = 1.303C \frac{0.894}{(0.386A)^{0.048}}$$

o también

$$\frac{0.894}{(0.386A)^{0.048}}$$

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

Con las fórmulas anteriores, la envolvente de todos los puntos tiene un valor de $C = 100$.

Una utilidad más de estas fórmulas es que ayudan a calcular el gasto de una cuenca diferente, pero de condiciones semejantes, para lo cual se deduce el valor del coeficiente C ., deduciendo de la forma general y con datos conocidos, una vez determinado se aplica a la cuenca con gasto desconocido.

Como las fórmulas son complicadas, cuando se tienen que trazar varias curvas, se pueden seguir dos procedimientos, uno analítico y otro gráfico, que se detallan a continuación y que simplifican el trazo de las curvas envolventes.

1) Procedimiento Analítico.

Haciendo referencia a las ecuaciones del sistema métrico, se puede observar que si de la fórmula del gasto por kilómetro cuadrado se despeja C., se tendría:

$$C = \frac{q}{\frac{0.894}{0.048 (0.386 A)}} \\ 0.503(386A)$$

En la expresión anterior, el denominador varía únicamente al variar el valor de A del área de la cuenca, si a este denominador se le denomina con f (A) se tiene:

$$C = \frac{q}{f(A)} \text{ de donde } q = C f(A)$$

De ésta forma el valor de q está en función de un factor C que es constante para una curva determinada y de un factor f (A) independiente, por lo tanto se pueden calcular los valores de f(A) para varias áreas de cuenca comprendida dentro de los límites en que se van a dibujar las curvas.

Por lo tanto para el cálculo de los puntos de una curva es suficiente con calcular C para la cuenca elegida, para posteriormente multiplicarlos por los valores de f (A), obteniendo así puntos necesarios para el trazo de la curva.

2) Procedimiento Gráfico.

En este procedimiento se dibujan los puntos conocidos para una curva -

envolvente, en papel logarítmico de 5 por 6 ciclos, considerando como ordenadas - los gastos unitarios en $m^3/\text{seg}/\text{Km}^2$ y como abscisas las áreas de cuenca en kilómetros cuadrados, teniéndose amplitud para marcar gastos desde 0.001 hasta $100 m^3/\text{seg}/\text{Km}^2$ y áreas desde 1 hasta 1 000 000 Km^2 .

Teniendo la forma de una de las curvas, las demás se pueden trazar para ellas; generalmente la curva base tiene $C = 100$.

Robert C. Lowry hizo estudios semejantes a los de Creager, para los ríos de Texas, obteniendo la ecuación de la envolvente en el Sistema Inglés, que se expresa a continuación:

$$q = \frac{150\ 000}{(A + 100)^{0.8}}$$

la que traducida al Sistema Métrico, es:

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

por lo tanto

$$C = q (A + 259)^{0.8}$$

A modo de comparación se han trazado las envolventes mundial con $C = 100$ para la ecuación de Creager y la envolvente de Texas con $C = 3512$ en la ecuación de Lowry.

En base a lo anterior, la Dirección de Hidrología de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, ha determinado la envolvente de los gastos máximos correspondientes a la República Mexicana.

En los estudios efectuados por la Dirección de Hidrología, se ha dividido

la república en 25 regiones hidrológicas, para las cuales se han dibujado las envolventes de Creager, de Lowry y las correspondientes a cada una de ellas.

En la figura 6.3: se señala la ubicación de las 25 regiones hidrológicas y a continuación se dan los detalles de cada una, además se indican algunas corrientes que las cruzan y los Estados donde quedan comprendidas.

Para una comparación más clara se verá el siguiente ejemplo:

Región Hidrológica:	Zona del Lerma-Chapala.
Superficie de Creager =	16
Coefficiente de Lowry =	400

Si se busca en la gráfica de la envolvente para esa región, encontramos que:

$$q = 3.0 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{Km}^2$$

$$Q = 200 \times 3 = 600 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

REGIONES HIDROLOGICAS DE LA REPUBLICA MEXICANA.

NUM.	REGION HIDROLOGICA.	VALOR DEL COEFICIENTE C CREAGER.	LOWRY.	CORRIENTES PRINCIPALES.	ESTADOS COMPRENDIDOS.
1	BAJA CALIFORNIA - NORTE.	30	665	TIJUANA, GUADALUPE Y STO. DO MINGO.	BAJA CALIFORNIA - NORTE.
2	BAJA CALIFORNIA - SUR.	72	1 614	RIOS SAN JOSE DE GRACIA, PU RISINA, STO. DOMINGO, CARRI-- ZAL., SAN IGNACIO, ETC.	BAJA CALIFORNIA - SUR.
3	CUENCA DEL RIO COLORADO.	14	530	RIOS COLORADO Y G.I.A.	ARIZONA, E.E.U.U.
4	NOROESTE. A) ZONA NORTE.	35	1 223	RIOS ALTAR, ASUNCION, SONG- RA, BAVISPE, YAQUI, MAYO, CO CORAQUI, ETC.	SONORA Y CHIHUAHUA.
	B) ZONA SUR.	64	1 969	RIOS FUERTE, SINALOA, MOCO- RITO, CULLACAN, SAN LORENZO, EJOTA, PIAXTLA, QUELITE, ACA FONETA, SAN PEDRO, ETC.	SINALOA Y NAYARIT. CHIHUAHUA Y DURANGO.
5	SISTEMA LERMA-CHIAPALA-SAN TIAGO.				
	A) LERMA-CHIAPALA.	16	400	LERMA, TARANDACUARO, TIGRE, - SILAO, DUERO, SAHUAYO, ZULA, ETC.	MEXICO, MICHOACAN, CUANA- JUATO, JALISCO, QUERETARO.
	B) SANTIAGO.	19	720	RIOS VERDE, JUCHIPILA, SAN- TIAGO, ETC.	JALISCO, NAYARIT, ZACATE- CAS, MICHOACAN, GUANAJUA- TO.
6	PACIFICO CENTRO.	100	3 512	RIOS COAHUYANA, SAN BLAS, - AMECA, TOMATLAN, PURIFICA-- CION, CIHUATLAN, ARMERIA - NEXPA, ETC.	NAYARIT, COAHUA, JALISCO, MICHOACAN.
7	CUENCA DEL RIO DALIAS. A) ALTO DALIAS.	13	393	ATOYAC, MIXTECO, AMACUZAC, TEPECOCACUILCO, COAHUA.	PUEBLA, TLAXCALA, GUERRE- RO, MEXICO, MORELOS.

NUM.	REGION HIDROLOGICA.	VALOR DEL COEFICIENTE C CREAGER.	VALOR DEL COEFICIENTE C LORRY.	CORRIENTES PRINCIPALES.	ESTADOS COMPRENDIDOS.
8	D) BAJO BALSAS.	32	1 143	AJUCHITLAN, PUCZANALA, TACAMBARO, ETC.	HICHOACAN, MEXICO, JALISCO, Y GUERRERO.
	PACIFICO SUR.	62	1 679	OMITLAN, IXTAPAN, COYOACAN, PAPAGAYO, RIO VERDE, TEHUANTEPEC, OSTUTA, HUISTLA, CUHUACAN, SUCHIATE, ETC.	GUERRERO, OAXACA Y CHIAPAS.
9	CUENCA DEL RIO BRAVO.	23	613	RIOS BRAVO, CONCHIOS, FLORIDQ SAN PEDRO.	CHIHUAHUA, DURANGO, COAHUILA.
	A) ZONA RIO CONCHIOS.	91	2 733	RIO BRAVO, SALADO, PESQUERIA SAN JUAN, ETC.	NUEVO LEON Y TAMAULIPAS.
	B) ZONA RIOS SALADO Y SAN JUAN.	61	1 352	PURIFICACION, SAN FERNANDO, SOTO LA MARINA, ETC.	TAMAULIPAS, NUEVO LEON.
10	GOLFO NORTE.				
11	CUENCA DEL RIO PANUCO.				
	A) ZONA ALTO PANUCO.	14	313	RIO TULA, SAN JUAN DEL RIO, AGUAS NEGRAS DEL D.F.	MEXICO, HIDALGO, SAN LUIS POTOSI Y QUERETARO.
	B) ZONA BAJO PANUCO.	67	1 504	RIO AXTLA, TAMESI, PANUCO, CARBAJAL, TEMPAL, MOCTEZUMA, TAMPAON, ETC.	GUANAJUATO, SAN LUIS POTOSI, QUERETARO, HIDALGO, VERACRUZ, TAMAULIPAS Y NUEVO LEON.
12	GOLFO CENTRO.	59	1 590-	RIO TUXPAN, CAZONES, TECOLUITLA, NAUTLA, LA ANTIGUA, JAMPAPA, COTAXTLA, ETC.	VERACRUZ Y PUEBLA.
13	CUENCA RIO PAPALOAPAN.	36	933	RIO BLANCO, GRANDE, STO. DOMINGO, PAPALOAPAN, TONTO, CAJONES, USILA, ETC.	VERACRUZ, OAXACA, PUEBLA.
14	GOLFO SUR.	36	933	RIO COATZACOALCOS, JALTEPEC, TOLOSITA, TONALA, ETC.	VERACRUZ, TABASCO, OAXACA.
15	SISTEMA GRIJALVA USUMANCINTA.	50	1 060	RIO SACUPANA, GRIJALVA, SOYATONGO, ROMPIDO-SAMARIA- USUMANCINTA.	OAXACA, TABASCO, CHIAPAS Y CAMPECHE.

NUM.	REGION HIDROLOGICA.	VALOR DEL COEFICIENTE C CREAGER.	VALOR DEL COEFICIENTE C LOWRY.	CORRIENTES PRINCIPALES.	ESTADOS COMPRENDIDOS.
16	PENINSULA DE YUCATAN.	3.7	109	RIO CANDELARIA, CHAMPOTON, SAN PEDRO, ETC.	YUCATAN, CAMECHE Y QUINTANA ROO.
17	CUENCAS CERRADAS DEL NORTE. A) ZONA NORTE.	4	154	RIO CASAS GRANDES, SANTA MARIA, EL CARMEN.	CHIHUAHUA.
18	BOLSON DE MAPIM:	NO SE TIENEN DATOS.			CHIHUAHUA Y COAHUILA.
19	CUENCAS CERRADAS DEL NORTE. B) ZONA SUR.	26	862	RIO MAZAS, ACUANAVAI, LOS RAMOS, DEL ORO, ETC.	CHIHUAHUA, COAHUILA, DURANGO Y ZACATECAS.
20	EL SALADO. B) ZONA SUR.	45	1 123	RIO SAN LUIS POTOSI, SANTIAGO, ALAQUINES, ETC.	ZACATECAS, SAN LUIS POTOSI, COAHUILA Y NUEVO LEON.
21	DURANGO.	8.4	213	RIO SAUCEDA, DEL TUNAL, SANTIAGO, MEZQUITAL, DURANGO, COAPANCO, ETC.	DURANGO SUR Y ZACATECAS.
22	CUENCAS DE CUITZEO Y PAIZCUARO	6.8	146	RIO GRANDE-MORELIA-QUERENDARO Y CHIQUITO.	MICHOACAN.
23	VALLE DE MEXICO.	19	593	TEPOTZOTLAN, CUAUITLAN, LOS REMEDIOS, DESV. COMBINADA, HONDO, CHURUBUSCO, AMECA, SAN LORENZO, ETC.	DISTRITO FEDERAL, MEXICO, PUEBLA.
24	CUENCA RIO MEZTITLAN.	37	876	MEZTITLAN, TULANCINGO, SANTA MARIA.	HIDALGO.
25	VALLE DE ORIENTAL, LIBRES Y EL SECO.	NO SE TIENEN DATOS.			PUEBLA Y VERACRUZ.

6.3.4.- METODO RACIONAL.- Para el Cálculo de Gastos de Avenidas, además de los métodos señalados, existen otros basados en fórmulas llamadas racionales del tipo:

$$Q = C i A$$

donde

C = coeficiente de escurrimiento para avenida.

i = intensidad de la lluvia en cm/hr.

A = área de la cuenca en Km²

y otras del tipo, como la propuesta por Gregory y Arnold, en la que además de intervenir los anteriores factores, se incluyen características de la cuenca, tales como su forma, la forma de concentración del agua, la longitud pendiente, etc., la cual amerita una profusión de datos y no siempre se dispone de ellos y por lo tanto la hacen poco práctica, cabe aclarar que se utiliza cuando se carece de registros hidrométricos y sus resultados son muy aceptables.

La expresión de la fórmula es la siguiente:

$$Q = 0.2086 (CAR_H FB)^{1.1429} H^{0.5714} S^{0.2143} \quad \text{fórmula general}$$

en donde:

Q = gasto en m³/seg.

C = coeficiente de escurrimiento.

A = área de la cuenca en hectáreas.

$R_H = \frac{\sum H}{H}$ = intensidad media de la lluvia en centímetros por hora para un período H.

H = período considerado para el cálculo se expresa en horas.

X = cantidad total de lluvia para el período H. de acuerdo con las costumbres el período se toma 6, 12, 18 o 24 hr.

F = factor que depende del coeficiente de rugosidad "n" de los taludes del cauce principal y de la relación que existe entre el tirante y el ancho del fondo del río, para su cálculo se anexa la tabla Núm.

$$B = \frac{P}{L}$$

L = longitud en metros que el agua recorre desde el punto más lejano de la cuenca, hasta su desembocadura, se determina del levantamiento topográfico de la cuenca o de una carta geográfica.

S = caída por cada 1000 m. del cauce principal, se toma del plano topográfico.

Para el empleo de este método en el cálculo de avenidas interviene la forma de la cuenca; en la figura número 6.4. se indican las formas típicas de cuencas y su modo de concentración, señalando en cada caso el valor de la relación $\frac{L}{W}$ en la que W se calcula con la siguiente expresión:

$$W = \frac{10,000 A}{L}$$

Con el valor de la relación $\frac{L}{W}$ se entra a la gráfica auxiliar para determinar la forma de concentración de las aguas: (ver gráfica Núm. 6.4)

El paso siguiente es determinar el valor de P para lo que se usa la figura

6.4 - en el que interviene como datos conocidos el valor de la relación $\frac{L}{W}$, el valor de $P' = 0.5$ siendo este un factor que depende del núcleo inicial y con el valor de la relación $\frac{A}{A'} = 262144$, siendo A' el área en hectáreas del núcleo principal. - Los valores de P' y A' son difíciles de determinar, por lo que se recomiendan los valores mencionados.

En la Figura 6.4 se dan los valores de F para secciones abiertas con paredes inclinadas, una vez elegido los valores del coeficiente de rugosidad n , los taludes y la relación entre el tirante y el ancho del fondo del cauce. A continuación se debe calcular el valor de B por la relación $\frac{P}{L}$. Una vez calculados los valores de las literales de la fórmula de Gregory y Arnold se calcula el valor del gasto Q .

Con el valor del gasto se calcula el coeficiente "I" por la relación $\frac{Q}{CA}$ en (metros cúbicos por segundo y por hectárea) determinando de ésta forma los valores de las constantes de la fórmula racional $Q=CIA$ que es la base del método expuesto.

El tiempo de concentración en minutos se determina por las siguientes relaciones, según se haya considerado R_H para una, seis o veinticuatro horas.

$$T = \frac{0.0463R^2}{i^2} \cdot 1; \quad T = \frac{0.2778R^2}{i^2} \cdot 6; \quad T = \frac{1.111R^2}{i^2} \cdot 24$$

6.3.5.- METODO DEL HIDROGRAFO UNITARIO.

6.3.5.1 ANTECEDENTES.

El método del hidrógrafo unitario, es una herramienta básica de la hidrología que específicamente se puede usar para determinar la avenida probable; la avenida

nida para proyecto y diseño de obras de captación y de excedencias; para el diseño económico y seguro del control de avenidas; para trabajos de drenaje y para desarrollar las técnicas más convenientes para la operación de las obras antes mencionadas.

La esencia del método consiste en determinar el valor del escurrimiento superficial de una cuenca en particular, por analogía, con las precipitaciones ocurridas y los correspondientes hidrógrafos observados del escurrimiento superficial de la propia cuenca.

La relación entre la lluvia y la distribución del escurrimiento fueron estudiadas en 1929 por Folsé, quien presentó las ideas de la separación del gasto base, la disminución del volumen llovido por la influencia de las pérdidas por infiltración y la derivación de constantes físicas; las ideas de Folsé fueron los preliminares para que tres años más tarde, Leroy K. Sheman presentara el concepto del hidrógrafo unitario, como el primer instrumento para estimar la forma del hidrograma, fundamentando su concepto en que el hidrograma de la efluencia de una cuenca es la suma de los hidrogramas elementales de todas las subáreas de la cuenca, modificada por el tiempo de tránsito a través de la cuenca y el almacenamiento en los cauces.

Las características de la cuenca (forma, tamaño, pendiente, etc.) son constantes, por lo tanto cabe esperar una similitud en la forma de los hidrogramas de lluvias similares; por lo anterior se dice que el hidrograma unitario es un hidrograma típico de la cuenca y se llama unitario por que convencionalmente el volumen del escurrimiento del hidrograma se ajusta a la unidad.

Naturalmente, que aún cuando el hidrógrafo unitario sea el típico de --

una cuenca, puede variar la forma del hidrograma resultante, debido a que no obstante de que las características no se alteren, si pueden variar las características de la lluvia en lo que se refiere a duración, intensidad, distribución, etc., haciendo variar consecuentemente la distribución y cantidad del escurrimiento a través de la superficie.

Inmediatamente después de que la teoría del hidrógrafo unitario es introducida, los hidrólogos adaptaron y ampliaron el concepto básico en varios problemas. Merry M. Bernard en 1934 desarrolló el concepto de la distribución gráfica y la definió como el hidrógrafo unidad del escurrimiento superficial modificado, que muestra la relación proporcional de las ordenadas en porcentaje del total del escurrimiento superficial. Bernard correlacionó esta distribución con el área de drenaje, con las características de la lluvia y de la corriente y desarrolló consecuentemente gráficas y cartas para la solución de sus ecuaciones. W. Homer y F.L. Flynt introdujeron el término retraso que indica la diferencia en tiempo entre la precipitación y el escurrimiento. En 1938 Franklyn F. Snyder presentó un método para la derivación del hidrógrafo unitario basado en coeficientes empíricos obtenidas de gastos observados y de la medición de características topográficas. En el mismo año Gerald T. Mc. CARTY presentó un método gráfico de reducción de hidrogramas compuestos a hidrograma unitarios con duración mucho menor que la de la lluvia y desarrolló también un método deductivo de hidrógrafos unitarios usando modelos de prototipo de áreas. En 1939. Russell Morgan y D.W. HULLINGHORST describieron el método de la curva S, que es una curva general que relaciona todos los hidrógrafos unitarios de cuencas colectoras, este método fué desarrollado para determinar hidrógrafos unitarios de escurrimientos de

varios períodos. La definición de estas curvas fué a partir de la observación de relaciones empíricas basadas en características topográficas. C. O. Clark en el año de 1943 usó factores de almacenamiento derivados de hidrogramas observados y de un histograma (curva tiempo-área) para deducir su hidrógrafo unitario.

Los autores mencionados y sus contribuciones no son todos los que han investigado el hidrógrafo unitario y llevaría mucho espacio mencionarlos a todos, sin embargo, cabe citar por último a Robert E. Horton quien desarrolló varias facetas del análisis del hidrógrafo de avenidas y sus trabajos se citan frecuentemente.

Es conveniente analizar como varían ciertas características de la precipitación y sus efectos en el hidrograma unitario.

DURACION DE LA LLUVIA. - Se acaba de mencionar convencionalmente que el hidrógrafo unitario contiene siempre la unidad de escurrimiento, por lo tanto el aumento de la duración de la lluvia alarga la base de tiempo y reduce la cresta del hidrograma, por lo tanto teóricamente sería necesario un hidrograma unitario para cada duración de tormenta, pero prácticamente, el efecto de pequeñas diferencias en duración es mínimo y según Linsley una tolerancia de mas o menos 25% es aceptable. Además un hidrograma unitario para tormentas de corta duración se puede usar para construir hidrogramas para tormentas de mayor duración, por lo tanto unos cuantos hidrogramas unitarios de corta duración servirán para los requerimientos.

PATRONES TIEMPO-INTENSIDAD. - Si se intentase deducir un hidrograma unitario para cada patrón de tiempo-intensidad se obtendría un número infinito de hidrogramas. Prácticamente los hidrogramas unitarios se basan en el supuesto de intensi-

dad de escurrimientos uniforme, naturalmente que las variaciones de ésta, se reflejan en la forma del hidrograma resultante. Las variaciones de este tipo se reflejan más rápidamente y con mayor sensibilidad en cuencas pequeñas.

DISTRIBUCION DEL ESCURRIMIENTO EN LA CUENCA.- La rapidez de concentración de los escurrimientos hace variar la forma del hidrograma. Si la lluvia se presenta cerca del sitio de observación o sea la salidad de la cuenca, el hidrograma resultante tendría un ascenso rápido, una cresta aguda y una recesión rápida; en caso contrario se produce un ascenso lento, una cresta menos aguda y más baja y un descenso lento.

Por lo anterior es mas conveniente aplicar el método del hidrógrafo unitario a cuencas pequeñas, para que las variaciones producidas por la extensión no sean tan significativas y causen cambios significativos en el hidrograma.

El tamaño de la cuenca se selecciona, basándose en la precisión que se desee y en las características climatológicas regionales.

CANTIDAD DE ESCURRIMIENTO.- La teoría original de Sherman del hidrógrafo unitario supone que las bases de tiempo son constantes en todos los hidrogramas que resulten de tormentas de cierta duración. Actualmente por la índole de las curvas de retroceso, se puede ver que la duración de éstas, está en función del gasto máximo. Prácticamente parece que los supuestos de una base de tiempo fijo y de ordenadas proporcionales al volumen de escurrimiento son convenientes para usos de ingeniería y se ha encontrado que los valores máximos del hidrograma unitario son mayores que los calculados sobre todo en las avenidas extraordinarias, de ahí que normalmente se

amente del 5 al 15 por ciento, dependiendo del criterio usado por el que analiza y de la naturaleza de la avenida.

6.3.5.2.- DEFINICION Y TEORIA DEL HIDROGRAFO UNITARIO.

Fue en el año de 1932, cuando Sherman propuso la teoría del hidrógrafo unitario, llamándole originalmente gráfica unitaria y definiéndolo como "Un Hidrógrafo del escurrimiento directo resultante de una pulgada de lluvia efectiva, generada uniformemente sobre el área de la cuenca con una intensidad determinada durante un período específico de tiempo". Sherman originalmente usó el término unidad, para designar el período de tiempo específico o sea la unidad de tiempo de la lluvia efectiva (considerando esta como el exceso de lluvia que escurre superficial y subsuperficialmente) Sherman clasificó el escurrimiento en superficial y en subterráneo, sin reconocer el escurrimiento subsuperficial, consecuentemente definió el hidrógrafo unitario solo para el escurrimiento superficial.

Actualmente se considera que el término unidad es aplicable al escurrimiento directo que resulta del exceso de la precipitación de una duración dada, por lo tanto su hidrógrafo corresponde al hidrógrafo unitario.

Para una lluvia de igual duración pero diferente cantidad de escurrimiento directo que el hidrograma unitario, el hidrógrafo que le corresponde debe tener la misma base de tiempo que aquel y las ordenadas ser proporcionales.

El hidrógrafo unitario definido anteriormente puede usarse para derivar el hidrógrafo correspondiente a cualquier cantidad de lluvia efectiva.

La definición dada del hidrógrafo y los siguientes principios constituyen la llamada teoría del hidrógrafo unitario.

- 1.- La lluvia efectiva es uniformemente distribuída durante su ocurrencia o período específico de tiempo; para lograr lo anterior se puede elegir una lluvia de corta duración que dará una base de tiempo corto y un pico bien definido, además se asegura una buena distribución del exceso de lluvia en el tiempo de ocurrencia.
- 2.- La lluvia efectiva es uniformemente distribuída en toda el área de la cuenca de drenaje, esta suposición es cierta en pequeñas cuen--cas en las cuales los tiempos de concentración son más o menos uni--fome; en las cuencas alargadas no sucede lo anterior, de donde lo conducente es dividir la cuenca en subcuencas sujetas cada una a análisis particular.
- 3.- La base o tiempo de duración del hidrograma del escurrimiento directo debido a la lluvia efectiva de duración unitaria es constante; claro está que la base del hidrograma es desconocida, ya que depende del método de separación del gasto base que se aplique.
- 4.- Si la base es corta incluye únicamente el escurrimiento superficial, si por el contrario es larga se debe a que también se incluye el escurrimiento subsuperficial.
- 5.- Las ordenadas de hidrogramas de escurrimiento directo con base de -

tiempo común, son directamente proporcionales a la cantidad total de escurrimiento directo representado por cada hidrograma.

6.- Para una cuenca de drenaje dada, el hidrógrafo del escurrimiento correspondiente a un cierto período de lluvias refleja la combinación de las características físicas de la cuenca.

Por supuesto que bajo condiciones naturales los principios anteriores --- pueden no ser llenados satisfactoriamente, sin embargo cuando los datos hidrológicos son cuidadosamente seleccionados para el análisis del hidrógrafo unitario hacen --- que los principios se cumplan muy aproximadamente, obteniéndose resultados prácticamente aceptables.

Todo procedimiento en el hidrograma unitario está basado en dos conceptos constitutivos:

1o. Invariabilidad con el tiempo. El hidrograma resultante del escurrimiento debido a cierto modelo del exceso de lluvia ocurrido en una cuenca, es invariable con el tiempo, es decir los escurrimientos se reflejan en el hidrograma, independientemente de cuando ocurra la lluvia.

2o. El hidrograma resultante de cierto modelo de lluvia puede construirse sobreponiendo hidrogramas unitarios debidos a cada cantidad de escurrimiento directo que ocurre durante cada unidad de tiempo. Lo anterior incluye el principio constitutivo de proporcionalidad por el cual las ordenadas del hidrograma son proporcionales al escurrimiento directo.

6.3.5.3. DEDUCCION DEL HIDROGRAFO UNITARIO.

El hidrógrafo unitario se puede deducir partiendo del hidrograma de una lluvia de intensidad razonablemente uniforme, de duración conveniente y con volumen de escurrimiento superior a la unidad.

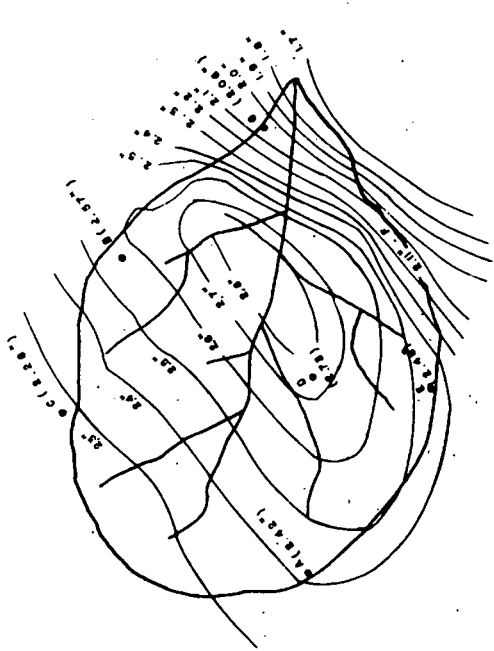
El Análisis consiste de tres partes:

- 1.- Análisis de datos de precipitación.
- 2.- Derivación de hidrógrafo unitario.
- 3.- Derivación de hidrógrafos-unidad para duraciones diferentes a la de la lluvia efectiva original.

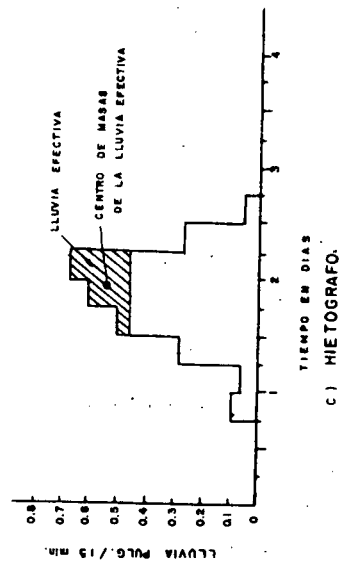
Análisis de datos de precipitación.- Consiste en determinar primeramente la cantidad promedio de lluvia, utilizando para ello cualesquiera de los métodos conocidos y que se han descrito en el punto 2.2.7. del Capítulo correspondiente a Precipitación.

A continuación se trazan las curvas masas de precipitación de los registros, de ellas se construye una curva masa promedio que servirá de base para la formación de hidrógrafo correspondiente, cuya curva limita una área equivalente a la cantidad promedio de lluvia.

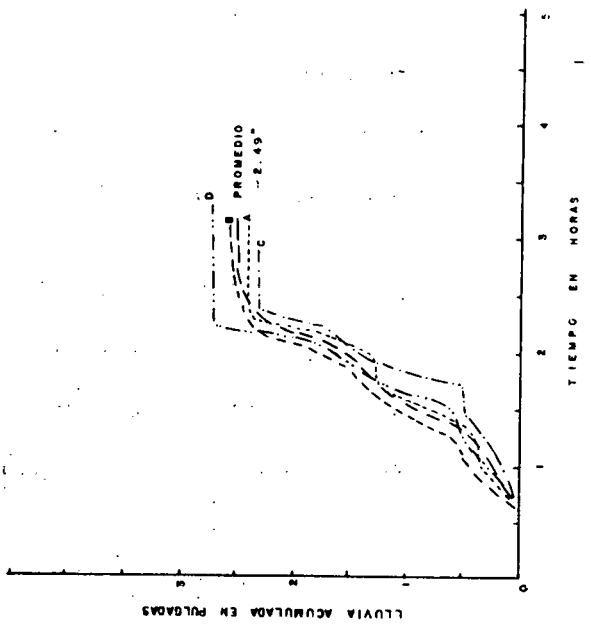
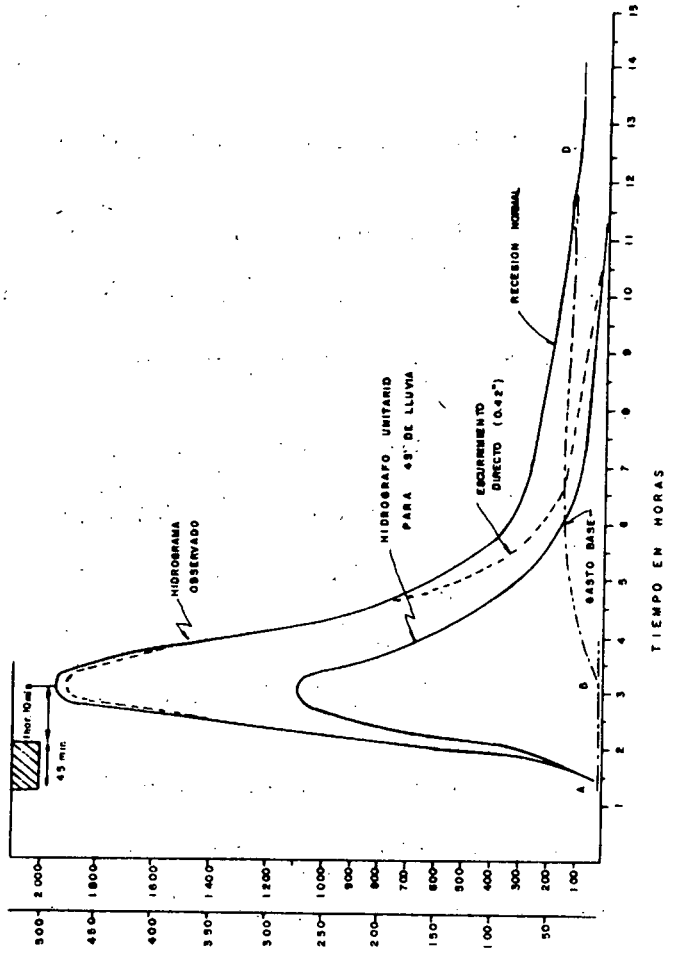
Derivación del hidrógrafo unitario.- En esta parte del análisis se traza en primer lugar el hidrograma de la corriente con los datos obtenidos de las mediciones efectuadas, siguiendo los lineamientos señalados en el Capítulo III. Una vez dibujado el hidrograma se efectúa la separación del gasto base por el método que-



4) CURVAS ISOYETAS DE LA CUENCA



c) HIETOGRÁFO.



b) CURVAS MASA DE LA PRECIPITACION DE CUATRO ESTACIONES . EL PROMEDIO ES DE LAS 7 ESTACIONES EXISTENTES EN (a)

FIG. 6.5.- EJEMPLO DE ANALISIS DE HIDROGRÁFO UNITARIO.

se considere conveniente, ya que como los métodos de separación son arbitrarios de origen y además el gasto base representa una pequeña parte del escurrimiento total, cualquier error sería muy pequeño.

Se debe tomar en cuenta que, la ordenada del hidrógrafo del escurrimiento directo es igual a la ordenada del hidrógrafo observado menos el gasto base.

El paso siguiente es determinar el escurrimiento directo, planimetreando el área limitada por el hidrógrafo del escurrimiento directo, una vez obtenido éste, se divide entre la superficie de la cuenca, obteniendo la cantidad de lluvia efectiva o sea la cantidad llovida y que escurrió por el sitio de observación conocida también como escorrentía directa. La duración de la ocurrencia de la lluvia efectiva - marcada en el hietógrafo nos señala el período del hidrógrafo unitario.

Una vez calculado el volumen de escurrimiento directo o escorrentía, se dividen las ordenadas del hidrograma de la escorrentía directa por la escorrentía observada, obteniendo ordenadas corregidas que forman un hidrograma unitario para una lluvia de duración dada. Figura Número 6.5.

Naturalmente que un hidrograma unitario deducido de una sola lluvia puede ser erróneo, por lo que es aconsejable promediar los hidrogramas unitarios de varias lluvias o tormentas de la misma duración; se debe tener en cuenta no tomar la media aritmética de las ordenadas concurrentes, ya que si los máximos no ocurren al mismo tiempo, el valor máximo medio puede ser inferior a los máximos individuales, por lo tanto se debe calcular el promedio de los caudales máximos y el de sus tiempos.

Con los valores así obtenidos se puede trazar el hidrograma unitario medio, configurándolo a la forma de los demás diagramas que pasen por el máximo medio calculado y que tengan el volumen unitario. Figura Número 6.6.

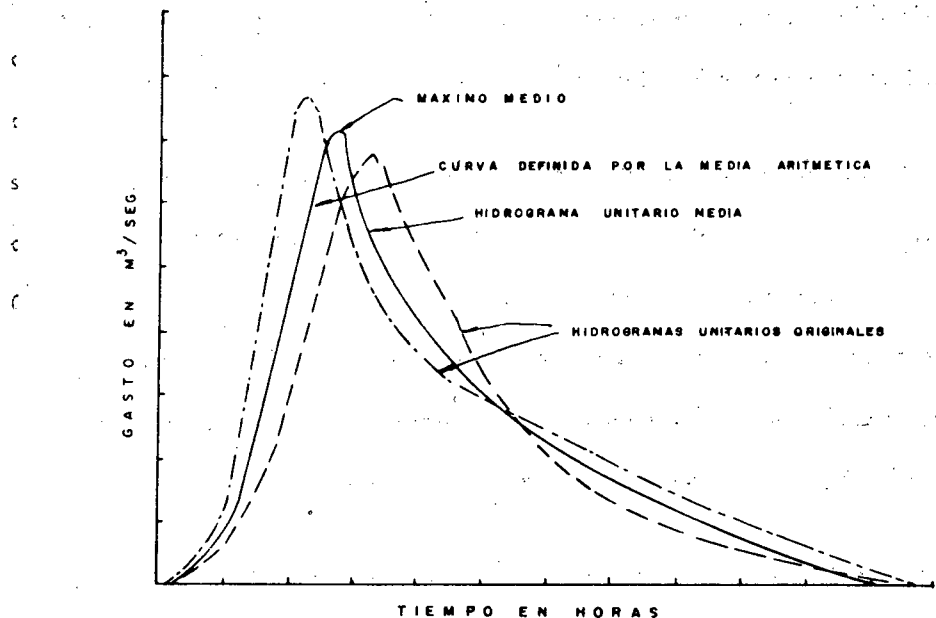


FIG. 6.6 - CONSTRUCCION DE UN HIDROGRAMA UNITARIO MEDIO

6.3.5.4.- DEDUCCION DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE UNA TORMENTA COMPLEJA.

Deducir el hidrógrafo unitario no resulta tan simple, ya que los hidrogramas ideales como el de la figura número 6.5, no son frecuentes, sino que hay que deducirlo de hidrogramas producto de lluvias complejas. Las lluvias individuales producen crestas bien definidas en el hidrograma del escurrimiento, pudiéndose hacer la separación (utilizando curvas de recesión ver sección 4.13) de los hidrogramas individuales, de los cuales si es posible deducir el hidrógrafo unitario correspondiente. Con el fin de disminuir los errores cometidos en la separación, se promedian los hi--

drógrafos-unidad resultantes.

Los resultados obtenidos del estudio de tormentas complejas raramente son satisfactorias, como lo son los de tormentas aisladas, por lo que deben preferirse estos últimos. Sin embargo, se ha insistido en encontrar métodos seguros para analizar hidrogramas complejos, entre los que se puede mencionar el método de aproximaciones sucesivas de Collins, el cual consta de cuatro pasos:

1o. Se supone un hidrógrafo unitario y aplicando la lluvia efectiva del hietógrafo, sin contar la mayor se deduce un hidrograma de escurrimiento.

2o. Se resta el hidrograma resultante del hidrograma complejo y del escurrimiento restante se deduce un hidrógrafo unitario.

3o. Se efectúa un promedio pesado de los hidrógrafos unitarios que se tienen, o sea el supuesto originalmente y el deducido del escurrimiento residual, el resultante se utilizará en el próximo paso.

4o. Se repiten los tres pasos anteriores, hasta que el hidrógrafo unitario residual no difiera gran cosa del hidrógrafo supuesto.

Un método más elegante, pero laborioso, es el empleo de los mínimos cuadrados, técnica estadística para hallar a y b en una ecuación de la forma.

$$q = a + b_1 Q_1 + b_2 Q_2 + \dots + b_n Q_n$$

Teóricamente para el hidrograma unitario a sería cero y b serían equivalentes a las ordenadas U del hidrograma unitario. Este método suele emplear datos-

de una serie de avenidas, para los que se establecen valores de q y Q para deducir un juego de valores medio de U .

6.3.5.5.- HIDROGRAMAS UNITARIOS PARA DURACIONES DIVERSAS.

Cuando se dispone de un hidrógrafo unitario para una duración de t horas y se desea obtener el correspondiente a una duración múltiple de t , por ejemplo $2t$, es posible y partiendo del principio de superposición, obtenerle; o sea que al hidrógrafo unitario para t horas, se le suma el mismo desplazado t horas, el hidrograma resultante representa el de dos unidades de escorrentía en $2t$ horas.

El método general para derivar hidrógrafos unitarios de otras duraciones partiendo del principio de superposición, se conoce como método del hidrógrafo S , que fue sugerido por Morgan y Hulinghous.

El hidrógrafo S es un hidrógrafo teórico, producto de una lluvia efectiva continua, a velocidad constante y por un período indefinido. La curva adopta la forma de una S deformada y sus ordenadas tienden a ser constantes ver figura número 6.7.

El hidrógrafo S también llamado curva S se puede construir gráficamente, sumando una serie de hidrógrafos unitarios idénticos, espaciados a intervalos iguales a la duración de la lluvia efectiva de la cual fueron derivados.

Una vez que se cuenta con la curva S , se puede derivar un hidrógrafo unitario, como sigue:

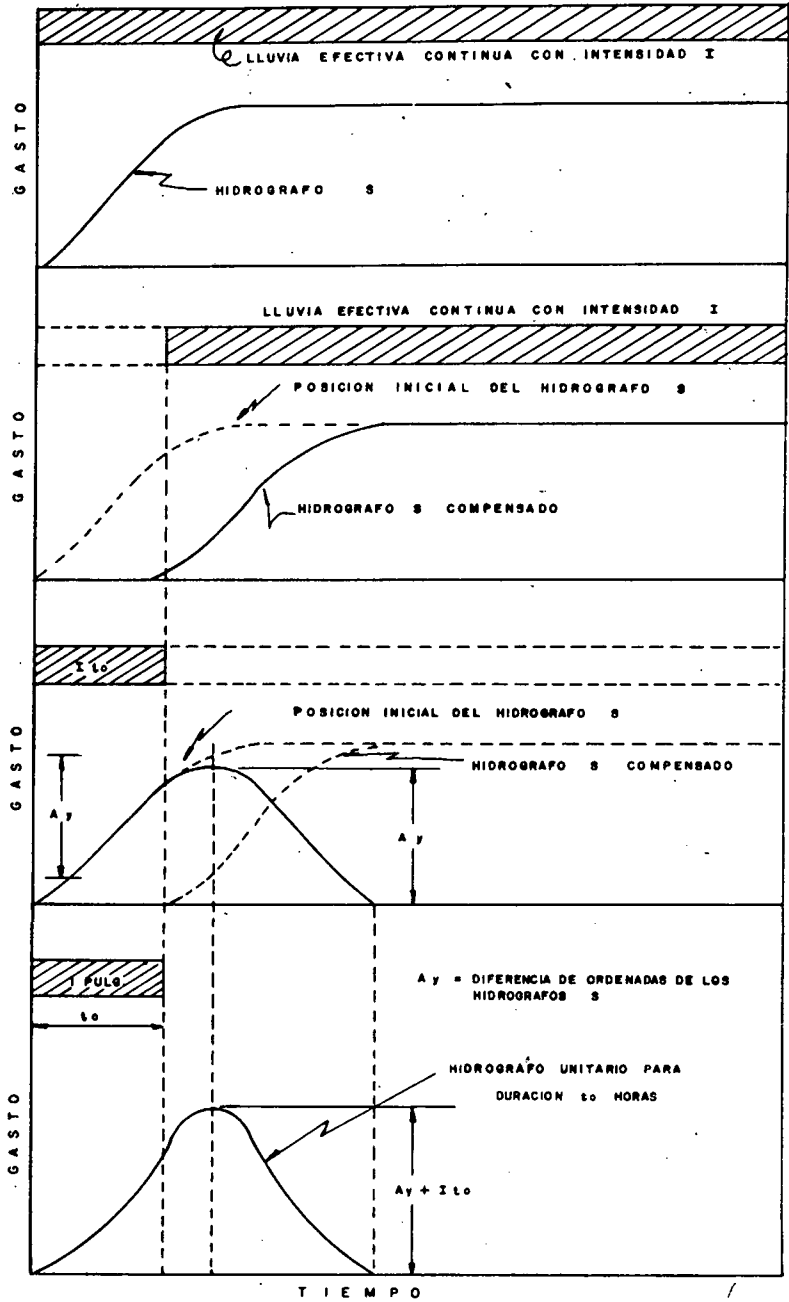


FIG. 6.7. — DERIVACION DEL HIDROGRAFO UNITARIO A PARTIR DEL HIDROGRAFO S

1o. Se supone que la curva S, es producida por una lluvia efectiva - continua y con intensidad I constante.

2o. Si avanzamos o compensamos la posición de las curvas para un período igual a la duración deseada de t_0 horas y llamados a ésta nueva curva hidrógrafo S compensado. La diferencia entre las ordenadas de la curva S original y la compensada, divididas por t_0 podría resultar en el hidrógrafo unitario buscado.

Se puede demostrar que la descarga de la curva S en el tiempo de equilibrio es igual a $1.008 A I$, donde A es el área de drenaje en acres. Si C es un coeficiente de escurrimiento e I es sustituido por CI; la descarga será $1.008CIA$ o aproximadamente $Q = CIA$, fórmula mejor conocida como fórmula racional.

6.3.5.6. - EJEMPLO PRACTICO DEL ANALISIS DEL HIDROGRAFO UNITARIO.

Con el fin de que los conceptos de este análisis queden claros, a continuación se ilustra con un ejemplo práctico; el cual constará de tres partes:

- 1.- Análisis de datos de lluvia.
- 2.- Derivación del hidrógrafo unitario.
- 3.- Derivación de hidrógrafos unitarios para otras duraciones de lluvia efectiva.

1.- Análisis de datos de lluvia.- Esta parte del análisis no siempre es necesaria, solo cuando el estudio lo requiera deberá efectuarse, primeramente se determina la precipitación promedio, por cualquiera de los métodos existentes (ver sección 3.7.3.), en este caso se ha empleado el método de las curvas isoyetas, trazándose las curvas -

correspondientes a la tomenta que se analiza, ver figura número 6.5.a, con planímetro se obtienen las áreas correspondientes a cada isoyeta y se calcula la precipitación promedio que resulta ser 62.5 mm. Como paso siguiente se trazan las curvas-masa de las lluvias registradas esa fecha, en todas las estaciones pluviométricas de la cuenca, figura número 6.5b., de esas curvas se traza la curva masa promedio, dando el peso correspondiente a cada curva masa. De la curva masa promedio de precipitación se construye el hietógrafo correspondiente, figura número 6.5 c., en este ejemplo es conveniente un intervalo de tiempo de 15 minutos. Como chequeo se puede medir el área limitada por el hietógrafo y debe ser igual a la cantidad promedio de lluvia o sea 62.5 mm.

2.- Derivación del hidrógrafo unitario. De los caudales registrados en la estación hidrométrica, se traza el hidrograma correspondiente figura número 6.5.d., siguiendo el método de separación del gasto base (ver sección 4.12) más conveniente, en este caso se usó el segundo método o sea prolongando la curva de recesión anterior a la rama creciente del hidrograma y así tenemos el gasto base definido por la curva ABCD, cabe señalar que la separación es arbitraria, por lo cual se puede incurrir en pequeños errores.

La ordenada del hidrograma del escurrimiento directo es igual a la ordenada del hidrograma observado menos el gasto base; cerca de la recesión el hidrógrafo observado es modificado para seguir la curva normal que es del tipo exponencial.

El área bajo la curva de escurrimiento directo se planimetrea, obteniéndose en este caso 121,197 m³. Como el área de drenaje tiene una superficie de - -

11,533 m², el escurrimiento directo total equivale a 10.5 milímetros que corresponden al 16.9% del total llovido. Si se dividen las ordenadas del hidrógrafo del escurrimiento directo por 10.5, se obtienen las ordenadas del hidrógrafo unitario correspondiente. Con el fin de acomodar los diferentes hidrógrafos en la misma figura, nótese que se usan dos diferentes escalas para la descarga.

La duración de la lluvia efectiva se determina dibujando una línea horizontal en el hidrógrafo, de tal manera que el área sobre ella sea igual al volumen de escurrimiento directo o sea 10.5 milímetros. El área bajo esta línea representa la lluvia que no escurrió, sino que tuvo otra distribución. La duración de la lluvia efectiva es el tiempo comprendido desde que empieza hasta que termina ésta, la cual es representada por la línea horizontal y tiene un valor de 45 minutos. El centroide de la masa de lluvia efectiva se encuentra a 1 hora 10 minutos del pico del escurrimiento observado, o sea que hay un retraso o tiempo de concentración de 1 hora 10 minutos.

3.- Derivación de hidrógrafos unitarios para otras duraciones. Una vez deducido el hidrógrafo unitario para 45 minutos, se pueden derivar hidrógrafos unitarios para otras duraciones, usando el método de la curva S.

Primeramente sumamos sobre el hidrógrafo unitario para 45 minutos, otros idénticos espaciados a intervalos de 45 minutos, se obtendrá el hidrógrafo S que corresponde a un hidrógrafo causado por una lluvia efectiva de intensidad igual 1 1/3-pulgadas por hora.

Para mayor explicación en el Cuadro Número 6.1, se detalla la secuela

de cálculo para obtener las ordenadas de la curva S. y en el Cuadro Número 6.2, - se ilustra con valores, obteniendo los valores para una curva S causada por una precipitación efectiva de 1 pulgada por hora. En la figura número 6.8, se puede ver el desarrollo gráfico de este método.

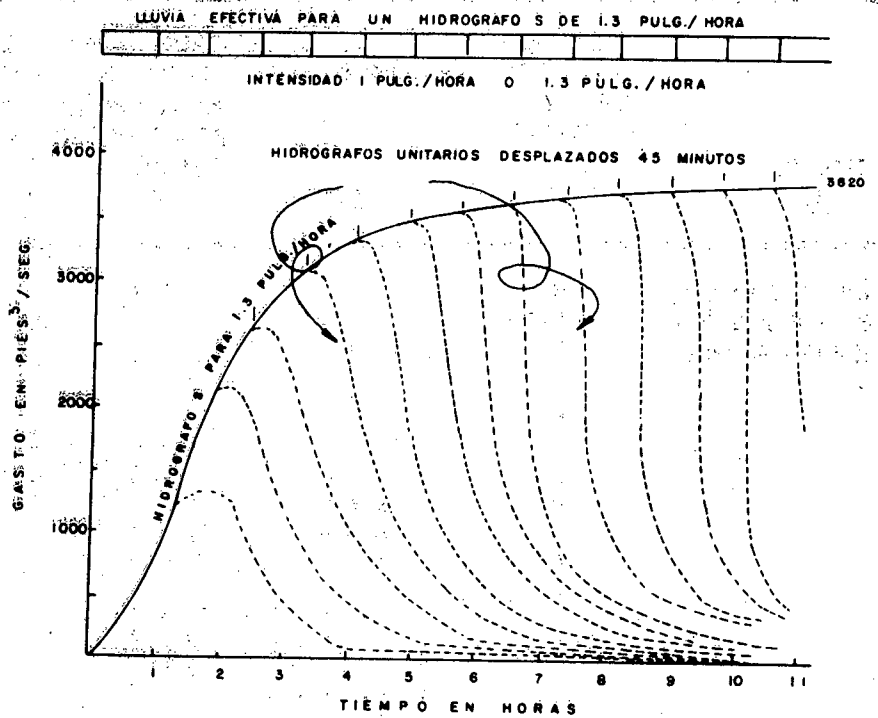


FIG. 6.8 — DERIVACION DEL HIDROGRAFO S.

CUADRO NUMERO 6.1 PROCEDIMIENTO DE CALCULO PARA UNA CURVA S.

TIEMPO (1)	ORDENADAS DEL HIDRO- GRAMA, UNITARIO (2)	CURVA COMPENSADA (3)	ORDENADAS CURVA S PARA 1 PULG. POR UNIDAD TIEMPO (4)	ORDENADAS CURVA S PARA 1 PULG. POR HORA (5)
Intervalo de tiempo que dura la lluvia efectiva.	a	0	2 + 3	4 x d.u.
	b	0	2 + 3	4 x d.u.
	c	0	2 + 3	4 x d.u.
	d	0	2 + 3	4 x d.u.
	e	0	2 + 3	4 x d.u.
	f	a + 0	2 + 3	4 x d.u.
	g	b + 0	2 + 3	4 x d.u.
	h	c + 0	2 + 3	4 x d.u.
	i	d + 0	2 + 3	4 x d.u.
	j	e + 0	2 + 3	4 x d.u.
	k	a + f + 0	2 + 3	4 x d.u.
	l	b + g + 0	2 + 3	4 x d.u.
	m	c + h + 0	2 + 3	4 x d.u.
	n	d + i + 0	2 + 3	4 x d.u.
	o	e + j + 0	2 + 3	4 x d.u.
	etc.	etc.	etc.	etc.

6.3.5.7.- HIDROGRAMAS UNITARIOS SINTETICOS.- El cálculo de los hidrogrmas unitarios, requiere de infomación de la cuenca, pero existen numerosas cuencas de las que no se tienen registros o se tiene escasa infomación, de ahí que para el cálculo de hidrogramas unitarios, se requiere de procedimientos que relacionen los hidrogramas observados con las características físicas de la cuenca.

Los principales métodos han sido: La utilización de hidrogramas unitarios de una cuenca, en otra de características semejantes y el uso de fómulas que correlacionan las características de la cuenca con los hidrogramas observados.

Los métodos utilizados tienen como finalidad determinar el tiempo base del hidrograma, la hora del máximo escurrimiento y el valor de este. Con estos datos y con el hecho de que el volumen debe ser igual a la unidad, se puede trazar el hidrograma completo. Un dato importante en este análisis ha sido el retardo de la cuenca, que se define como el tiempo que transcurre desde el centro de gravedad de la curva de precipitación hasta el momento de ocurrencia del gasto máximo del hidrograma.

En el año de 1938, F.F. Snyder presentó un estudio en el cual observó que el retardo t_p (en horas) de la cuenca podría expresarse por:

$$t_p = C_t (L L_c)^{0.3}$$

siendo L la longitud en kilómetros, de la corriente principal desde el punto inicial de las aguas hasta el sitio de observación.

L_c es la distancia desde el punto de observación hasta el punto de la corriente más próximo al centro de gravedad de la cuenca.

Siendo LL_c una medida de tamaño y forma de la cuenca, C_t es un coeficiente que varía de 1.35 a 1.65, correspondiendo los valores más bajos a cuencas con pendientes fuertes.

Para el cálculo del caudal máximo Snyder adoptó una intensidad de la lluvia de:

$$t_r = \frac{t_p}{5.5}$$

encontrando que el gasto máximo q_p del hidrógrafo unitario para esas condiciones es:

$$q_p = \frac{7000 C_p A}{t_p}$$

siendo A el área de captación expresada en kilómetros cuadrados.

C_p es un coeficiente variable entre 0.56 y 0.69 y 7000 es un factor de conversión para expresar el gasto en litros por segundo.

Snyder adoptó la base tiempo T del hidrograma en días:

$$T = 3 + 3 \frac{t_p}{24}$$

Las últimas ecuaciones definen los factores necesarios para construir el hidrograma unitario de una duración t_r .

Se ha comprobado que los coeficientes C_t y C_p varían considerablemente y el mejor método es deducirlos de hidrogramas de cuencas similares, aplicando dichos coeficientes a las corrientes no aforadas, convirtiéndose el método en una transposición de los hidrogramas de una cuenca a otra.

6.3.6.- METODOS ESTADISTICOS.- La estadística es un instrumento de actualidad, su uso es variado y su utilidad enorme, sin embargo basa sus análisis en las diferentes series de datos obtenidos en un período de varios años, además los resultados reflejan ciertas probabilidades de ocurrencia pero no siguen exactamente una ley, ni tampoco garantizan la ocurrencia del fenómeno analizado.

Del análisis de los datos registrados se puede determinar la frecuencia teórica con que pueden presentarse las avenidas y su intensidad, pero dada la poca seguridad de ocurrencia, la información estadística debe considerarse como una orientación para normar un buen criterio en la determinación de las avenidas por otros métodos.

Dado que para efectuar análisis estadísticos para determinar la magnitud y frecuencia de las avenidas, se requiere de amplios conocimientos, en la materia solo se menciona su importancia. Sin embargo cabe señalar que frecuentemente se utiliza la estadística en Distritos de Riego, para el cálculo de las aportaciones probables a los vasos de almacenamiento, análisis más confiables para lo conservador con que se seleccionan los datos.

6.4.- ANALISIS DEL TRANSITO DE UNA AVENIDA POR VASOS DE ALMACENAMIENTO CON CAPACIDAD REGULADORA.

El aprovechamiento de una corriente mediante la obra hidráulica adecuada, requiere de una serie de estudios de diferente carácter; entre los cuales se cuentan los hidrólogos, de gran importancia, ya que permitirán determinar el régimen del escurrimiento, con el cual se definirá el propósito de la obra (almacenamiento, derivación, toma directa, etc.) y apreciar las condiciones de creciente del río, para --

calcular la avenida máxima, con la que se determinará:

- 1.- La capacidad de la obra de excedencias.
- 2.- La capacidad de regularización del vaso.
- 3.- El nivel máximo de aguas al pasar la avenida.
- 4.- El abatimiento de la avenida por el efecto regulador del vaso, etc.

Para el análisis del paso de la avenida, existen fundamentalmente dos procedimientos: Uno analítico y otro gráfico mejor conocido como método de Good ridge.

6.4.1.- METODO ANALITICO.- Para efectuar el análisis se debe contar previamente con las curvas de elevaciones-capacidades del vaso y de elevaciones gastos - de descarga de la obra de excedencias.

El fundamento del método es que si a un vaso regulador entra un gasto igual al desfogado, evidentemente que el nivel del agua dentro del vaso se mantendrá constante; pero si el gasto de entrada aumenta y el de salida permanece constante o aumenta en menor proporción, ocasionará un aumento en el volumen retenido - en el vaso, el cual se reparte en toda su superficie, es decir:

$$\Delta V_a = s \Delta h \quad \text{siendo.}$$

ΔV_a el incremento en el almacenamiento.

S superficie media de embalse.

Δh el incremento de altura del nivel de agua.

En un pequeño intervalo de tiempo, el volumen que entra al vaso se divide en dos partes: El que sale y el que se almacena en el vaso, o sea:

$$Q \Delta t = q \Delta t + \Delta V_a. \quad \text{de donde}$$

$$(Q - q) \Delta t = \Delta V_a$$

siendo ésta, la fórmula fundamental, en la cual:

Q es el gasto de entrada.

q es el gasto de salida.

Δt es el intervalo de tiempo.

La ecuación que define el incremento de almacenamiento se resuelve - por tanteos, ya que en general el gasto de salida q depende de la carga (cuando no se regulariza a constante por compuertas o válvulas) y por tanto del almacenamiento y a su vez el volumen almacenado depende de q . Los tanteos se efectúan aplicando la ecuación a cada intervalo de tiempo Δt . Para el cálculo es conveniente emplear una tabla como la que se ilustra con el número 6.3.

Se procede suponiendo un gasto de salida q_2 , para diferentes elevaciones y longitudes de vertedor, auxiliándose con las gráficas de elevaciones-capacidades y elevaciones-gastos de desfogue.

Se calcula para una fecha determinada el gasto de entrada q_1 , en un tiempo t_1 con un volumen almacenado V_1 y su elevación h_1 , para un gasto de salida q_1 . Asimismo se calculan las mismas condiciones para otra fecha, transcurrido un tiempo t_2 , habiendo pasado por lo tanto un intervalo de tiempo $(t_2 - t_1)$. El gas

TABLA NUMERO 6.3.- PARA ANALISIS DE PASO DE AVENIDAS POR VASOS.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Fecha.	Hora.	Intervalo de tiempo en segundos.	Gasto de Entrada.	Gasto de Salida.	Diferencia de Gastos.	Gasto Medio Retenido.	Volumen Parcial Retenido.	Volumen Total Retenido.	Cota del nivel del agua.
X1	t ₁		Q1	q1	Q1 - q1			A1	C1
		t ₂ - t ₁				Q _m (1-2)	A(1-2)		
X2	t ₂		Q2	q2	Q2 - q2			A2 = A1 + A(1-2)	C2

to medio retenido será:

$$Q_m(1-2) = \frac{(Q_1 - q_1) + (Q_2 - q_2)}{2}$$

y el volumen retenido será:

$$V_a(1-2) = Q_m(1-2) \cdot (t_2 - t_1)$$

sumando el volumen retenido al volumen inicial V_1 se tiene un volumen retenido total,

$$V_2 = V_1 + V_a(1-2)$$

a este volumen V_2 corresponde una elevación h_2 que a su vez tendrá un gasto de salida q_2 que debe ser igual o aproximado al q_2 supuesto inicialmente; en caso contrario se procederá a nuevos tanteos hasta lograr esta condición de igualdad.

6.4.2.- METODO GRAFICO.- Se han ideado varios métodos para resolver gráficamente la ecuación fundamental y los que más se han usado son el de la curva masa y el de R.S. Goodridge. En el primero se tienen como datos la curva masa de la corriente y la escala de gastos y se obtiene como resultado la curva de volúmenes retenidos. En el segundo método, en general se tienen como datos el hidrograma de entradas, la curva de elevaciones capacidades y la curva de gastos de desfogue, obteniéndose el hidrograma de salidas y la curva de volúmenes retenidos, conociendo además los niveles de agua.

En este punto solo se tratará del método de Goodridge, por ser en realidad la representación gráfica del procedimiento analítico.

En la aplicación de este método interviene como parte fundamental, la -

determinación de una constante gráfica llamada de tiempo y que solo depende de las escalas usadas en el dibujo. El cálculo de esta constante es sencillo y se determina con la ayuda de la figura 6.9 de la siguiente manera:

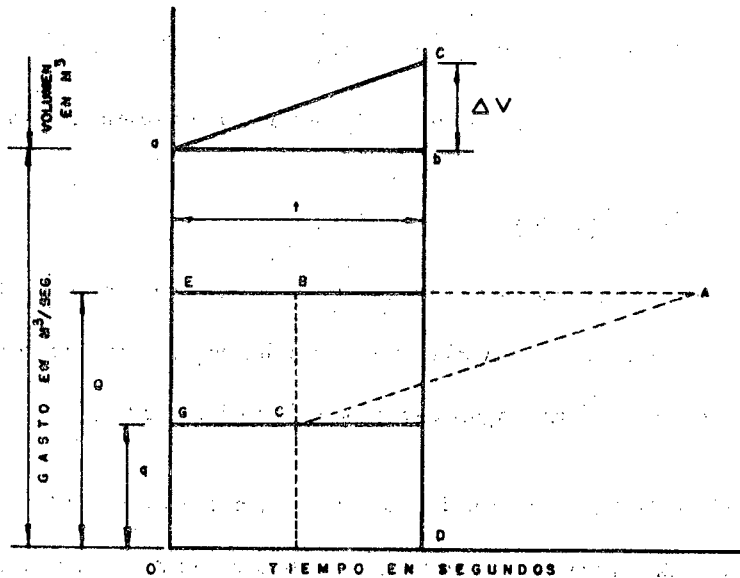


FIG. 6.9.— DETERMINACION DE LA CONSTANTE DE TIEMPO

En un sistema de ejes cartesianos, en el que las abscisas representan tiempo en segundos y las ordenadas gastos y volúmenes, en $m^3/seg.$ y en m^3 . respectivamente. Supóngase que se tiene un vaso, en el que en un intervalo de tiempo \overline{OD} entra un gasto constante Q , representado por \overline{OE} y está saliendo un gasto q , representado por \overline{OG} . El volumen retenido representado por ΔV será igual a $(Q - q) \Delta t$, y como los gastos de entrada y salida se han supuesto constantes, el incremento del almacenamiento es según la línea recta \overline{ac} , resultando que ΔV es igual a \overline{bc} , según se puede observar en la figura número 6.9. Si se localizan los puntos medios B y C y a partir de C , se traza una paralela a \overline{ac} , que corte en el punto A , a la horizontal trazada

a la altura de Q y que pasa por B. Por construcción los triángulos son semejantes, --
 por lo tanto se tiene:

$$\frac{\overline{bc}}{\overline{BC}} = \frac{\overline{ab}}{\overline{AB}}$$

$$\overline{BC} \cdot \overline{ab} = \overline{AB} \cdot \overline{bc}$$

$$\overline{BA} \cdot \overline{bc} = \overline{BC} \cdot \overline{ab}$$

Por definición de escala, que es la relación de la magnitud real a la dibujada, se tiene que si se eligieron las siguientes escalas:

Escala de gastos = $X \text{ m}^3/\text{seg.}$ por cada cm.

Escala de tiempos = $Y \text{ seg.}$ por cada cm.

Según la figura Número 6.9 se tiene:

$$\overline{bc} \cdot Z = \Delta V \quad \therefore \overline{bc} = \frac{\Delta V}{Z}$$

$$\overline{BC} \cdot X = Q - q \quad \therefore \overline{BC} = \frac{Q - q}{X}$$

$$\overline{ab} \cdot Y = \Delta t \quad \therefore \overline{ab} = \frac{\Delta t}{Y}$$

Sustituyendo estos valores en la ecuación de semejanza.

$$\overline{AB} \cdot \frac{\Delta V}{Z} = \frac{(Q - q) \Delta t}{XY}$$

$$\therefore \Delta V = \frac{1}{\overline{AB}} \cdot \frac{Z}{XY} (Q - q) \Delta t$$

Pero la ecuación fundamental dice que:

$$\Delta V = (Q - q) \Delta t$$

Por lo tanto para que se cumpla esta condición; es necesario que:

$$\overline{AB} = \frac{Z}{XY}$$

De donde se deduce que el segmento \overline{AB} , depende de las escalas que se usen y no de los datos del problema y se acostumbra llamarla constante de tiempo, porque representa el tiempo Y necesario para que una aportación Q (X) constante sea igual al volumen (Z). Se recomienda para dibujos con dimensiones en sentido vertical de 40 a 50 cm. una constante entre 10 y 15 cm. porque de otra manera, si las escalas se eligen de modo que se tenga un valor grande la constante, la pendiente de la curva de volúmenes retenidos es muy pequeña, se pierde precisión y se dificulta el análisis; por otro lado si es pequeña hay que hacer más tanteos, pues con una variación pequeña del gasto supuesto, varía fuertemente la pendiente de la curva de volúmenes retenidos.

Este método gráfico también se hace por tanteos, aprovechando la constante de escalas que da la pendiente de la curva mencionada. El estudio debe efectuarse cuando se tiene el estado más crítico del embalse, es decir cuando se tiene ni vel máximo de embalse y por lo tanto el nivel del agua ha alcanzado el nivel de la cresta vertedora. La secuela es la siguiente:

1.- Para el paso de una avenida por un vaso de almacenamiento, se conoce el hidrograma de la avenida, su pico y duración, además se cuenta con la curva de elevaciones-capacidades, con estos datos se eligen las escalas para obtener un valor adecuado de la constante de tiempo. Ver figura Número 6.10.

2.- Se dibuja el hidrograma de la avenida, la curva de elevaciones-capacidades del vaso (en la parte superior del dibujo) a partir de la cota en que empieza a funcionar la obra de excedencias, igualmente se dibuja la curva de gastos de desfogue-elevaciones, calculada previamente de acuerdo con las características hidráulicas de la estructura.

3.- Tómese un pequeño intervalo de tiempo Δt , en el que se considere que el incremento del gasto de entrada y salida son uniformes y se marca a la mitad del tiempo t , se considera un gasto q de salida y se localiza el punto C; se refiere este punto al hidrograma de entradas para marcar en su intercepción (el punto B) un gasto de entrada Q ; se puede representar por una horizontal, por lo que se considera que para el tiempo Δt , ese gasto es el gasto medio de entrada y a partir de ese punto se mide horizontalmente una distancia igual a la constante de tiempo y su extremo se denomina A; la línea que une A con C, determina la pendiente de la curva de volúmenes retenidos, llevándose paralelamente, trazándose la línea a partir del volumen inicial retenido a la elevación en que empieza a funcionar la obra de demasías, hasta cortar la referencia vertical que representa la variación de volúmenes almacenados hasta un intervalo Δt . Se marca el punto medio (volumen medio) de esta recta, refiriéndose por medio de una horizontal a la curva de elevaciones-capacidades, cuya intersección se debe referir a su vez a la curva de elevaciones-gastos de desfogue, por una vertical que nos marca el gasto de salida.

Este valor de q debe ser igual al del q supuesto al iniciarse el análisis en el punto C, debiendo estar ambos en una misma horizontal; de no ser así deben hacerse otros tanteos, hasta igualar los valores de q .

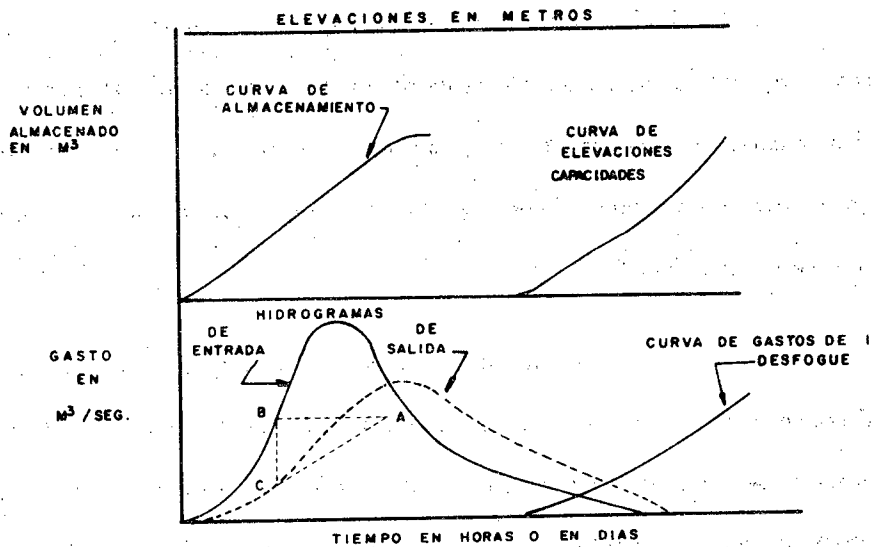


FIG. 6 10 — EJEMPLO DE PROCEDIMIENTO DE GOODRIDGE.

De este procedimiento se obtienen conclusiones inmediatas como las siguientes:

- 1.- El gasto máximo desfogado se presenta cuando el volumen retenido es máximo.
- 2.- El volumen retenido en un tiempo dado, debe ser igual al volumen representado por el área comprendida entre los hidrogramas de entrada y salida, considerando que cuando el de salidas es mayor el área es negativa.

Se han comparado los resultados obtenidos por este método con los resultados obtenidos por este método con los obtenidos por medio del análisis numérico y el procedimiento gráfico de las curvas de masas para el mismo caso y los tres análisis han concordado bastante bien, por lo que se recomienda este método ya que tiene las siguientes ventajas.

Presenta claramente en forma de curvas los principales datos y los resultados del problema.

Puede tomarse un intervalo de tiempo variable según se necesite y de acuerdo con el criterio de la persona que efectúa el análisis.

Con un poco de práctica este método es muy rápido y se tiene la misma aproximación que con otros métodos.

Se pueden hacer varios análisis a la vez, para diferentes alternativas de obras de excedencias, o bien para el análisis de diferentes avenidas.

6.5. - CONTROL DE AVENIDAS.

Se ha hecho evidente la importancia que tiene el conocimiento de la potencialidad de las corrientes, con el fin fundamental de poder proyectar con mayor seguridad las obras de almacenamiento, derivación, de defensa o para el control de las avenidas.

Naturalmente que los estudios tendrán fines combinados, sin embargo, en este punto se hará énfasis en el control de las avenidas.

Para el control de las crecientes deben necesariamente tomarse en cuenta los antecedentes históricos de las avenidas ocurridas, su magnitud, su frecuencia, las condiciones del cauce y de la cuenca.

El control de las avenidas lleva implícito manejar los caudales que escurren por el cauce, con el fin de prevenir los posibles daños por inundaciones, me-

diante las obras, trabajos y medidas necesarias; entre las primeras se pueden mencionar las presas de almacenamiento, de derivación, diques, vasos reguladores, bordos de protección, bordos de encauzamiento, desviaciones, cauces de alivio y estaciones de bombeo y entre los últimos el mejoramiento y rectificación del cauce, el pronóstico de avenidas, la zonificación o señalamiento de las áreas inundables para evitar que sean ocupadas, y prever la reducción de las avenidas mediante el aprovechamiento racional de las cuencas.

Las obras y trabajos señalados tienen como objetivos, entre otros: La reducción del gasto de avenida por regulación; el confinamiento de los caudales por medio de bordos de defensa, o por conductos cerrados; igualmente reducir el gasto de la creciente por derivación a canales y cauces de alivio; también se considera la evacuación de las zonas bajas inundables y de la zona media del cauce. Por supuesto que también se tienen beneficios directos como es la prevención de daños a propiedades y tierras de cultivo o cosechas en pie. Igualmente que evitar la interrupción de servicios, de luz, comunicaciones y transportes son beneficios indirectos de un control de avenidas práctico y funcional, además claro está de evitar la pérdua de vidas humanas.

La secuencia lógica a seguir será la construcción de las obras de almacenamiento, regulación y desvío, así como las de encauzamiento y protección; una vez concluidas las obras para una avenida de proyecto, el control de las avenidas se vuelve una maniobra operacional que requiere de un plan elaborado para su control.

En el plan operacional deben intervenir las autoridades federales, estatales, municipales, además de la población activa en caso de requerirse.

El coordinador general después del Ejecutivo Federal será la Secretaría de la Defensa Nacional, por su carácter y autoridad. Dependiendo de la magnitud de la avenida y de su origen intervendrán según se necesite las diferentes Secretarías de Estado, Dependencias Descentralizadas y Autoridades Estatales y Municipales.

El control hidráulico de la creciente le corresponde a la Secretaría de Recursos Hidráulicos, a través de las Gerencias Generales y de la Dirección de Control de Ríos. Cada cuenca debe contar con su Plan para el Control de las Avenidas, que a grandes rasgos consiste en la siguiente información:

1.- ORGANIGRAMAS.- En el cual deben aparecer los nombres, cargos y las labores que va a desempeñar cada técnico o empleado; se debe acompañar con una relación que contenga la dirección y teléfonos de cada persona.

2.- PLANO DE LA ZONA CON EL SISTEMA DE COMUNICACIONES EXISTENTE. Se localizan en el plano las estaciones fijas y los sitios donde se requiere de una estación móvil; se distinguen si son estaciones de radio de frecuencia-modulada; de banda lateral o de onda corta.

3.- ESTACIONES DE CONTROL HIDROMETRICO.- En un plano de la cuenca se localizan los sitios donde se encuentran instaladas estaciones de aforo y en una relación anexa se indica el tipo de estación es decir, si es de aforo o de escala, igualmente se consignan los nombres de los aforadores y lectores de escala, así como del equipo necesario en cada sitio (molinete, pilas, lámparas, etc.).

4.- ESTACIONES CLIMATOLOGICAS.- Igual que el anterior en un pla

no de la cuenca se localizan las estaciones climatológicas o simplemente pluviométricas, las que reportarán las lluvias registradas.

5.- DISTRIBUCION ESTRATEGICA DE MAQUINARIA PESADA.- Del conocimiento de la región, se deducen los sitios en los que exista la posibilidad de utilizar equipo pesado, sea para reforzar un bordo o para romperlo en caso necesario. Por lo tanto en un plano se localizan los sitios y se indica el tipo de maquinaria que se necesita.

6.- CURVAS DE ELEVACIONES-GASTO.- De ser posible se deberá tener las curvas elevaciones-gasto, en cada sitio de control hidrométrico, con el fin de cerrar la información y no depender únicamente de aforos, ya que existe la posibilidad de que estos no puedan ejecutarse por algún imprevisto.

7.- INFORMACION DEL VASO DE ALMACENAMIENTO O REGULADOR.- Es muy importante tener las curvas cotas-capacidades y la curva de elevaciones gastos de desfogue de la obra de excedencias (cuando no existan vertedores controlados), con las cuales y con los hidrogramas de entrada al vaso se puede calcular la regulación de la avenida.

8.- DISTRIBUCION DEL CAUDAL DE LA CRECIENTE.- En aquellos casos donde se cuente con cauces de alivio, desvíos o pueda derivarse a canales, deben hacerse alternativas de distribución para diferentes valores de la creciente, de ésta manera, no queda a la eventualidad el manejo de la avenida, sino que se tiene un control estricto de ella.

9.- TIEMPOS DE TRASLADO.- En base a la experiencia de avenidas pasadas, se determina el tiempo de traslado de la avenida en los diferentes tramos del cauce; estos tiempos deberán checharse cada vez que se tenga oportunidad.

10.- APLANAMIENTO O REGULARIZACION DE LA AVENIDA.- Esta información se refiere principalmente a la regularización del cauce para diferentes valores de gasto, la cual es sumamente variable, ya que depende de las condiciones existentes en el momento de tránsito de la corriente; es más conveniente ser conservador y no tomar en cuenta este dato.

11.- PLANOS DE LAS PRINCIPALES POBLACIONES.- Estos planos deben ser actualizados, tener curvas de nivel, con el fin de localizar las zonas bajas y definir los trabajos a ejecutar. Debe tener localización del sistema de drenaje. Se debe anotar la fuente de abastecimiento de agua potable para tomar las medidas necesarias.

12.- LOCALIZACION DE BORDOS DE DEFENSA.- Es conveniente contar con planos que ilustren la ubicación de los bordos de protección, pero además viene tener los perfiles de los mismos y sus dimensiones.

Los trabajos para el control de la avenida se distinguen en los de campo; que consistirán en las observaciones hidrométricas correspondientes y su reporte al centro de información; la construcción y reforzamiento de bordos y la revisión y reparación de mecanismos. Y la otra parte de los trabajos consistirán en la interpretación en el gabinete de toda la información hidrométrica recibida.

Interpretación a base de hidrogramas, curvas elevaciones tiempo; tránsito de avenidas, funcionamiento de vasos, cálculo de aplanamiento y tiempos de traslado, etc.

Claro está que la descripción de los trabajos para el control de avenidas se ha hecho sumamente somera, pero la finalidad es señalar la importancia que tiene la organización y planeación de una metodología básica para el control de avenidas.

C A P I T U L O VII

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

7.1.-CONCLUSIONES.

7.1.1.- La información que suministran los estudios hidrológicos es básica para la construcción de obras hidráulicas.

7.1.2.- El aprovechamiento integral de los escurrimientos dependerá de la exactitud de los datos hidrométricos y pluviométricos.

7.1.3.- Las dimensiones y características de las obras hidráulicas, tienen como base la magnitud de los escurrimientos de la corriente, los que son generados por precipitaciones ocurridas en el área de influencia de la corriente, por lo que es importante el conocimiento de las características de la cuenca de captación y de su red de drenaje con la finalidad de hacer un aprovechamiento racional de ella.

7.1.4.- El estudio de la distribución de las lluvias y su medición es básica, para determinar la cantidad promedio de lluvia de un área, pero también es importante de-

terminar su variación, ya que además de su intervención en el proyecto de obras, se debe considerar en la elaboración de un plan de riegos, a fin de hacer la programación más conveniente de los riegos, aprovechando eficientemente las disponibilidades hidráulicas.

7.1.5.- La necesidad de proteger a las poblaciones y a las áreas de cultivo contra las avenidas, hace importante la determinación de las probables magnitudes de esta pero además es necesario contar con un plan operacional y las obras complementarias que se requieran para un buen control de avenidas.

7.2.- RECOMENDACIONES.

7.2.1.- Tomando en cuenta que la lluvia tiene una errática distribución en tiempo y espacio, para aprovechar los volúmenes que escurren en una corriente se ve la necesidad de construir obras hidráulicas que permitan un aprovechamiento eficiente de los escurrimientos. Para el proyecto de dichas obras es necesario dar énfasis a los estudios hidrológicos ya que de ellos se determinará los escurrimientos superficiales que influirán en forma determinante en el tipo de obra a construir; igualmente influirán directamente en definir la superficie a beneficiar, cuando el proyecto sea para riego.

7.2.2.- Es importante contar con una organización y un plan operacional para el control de las avenidas con la finalidad de manejar los caudales que escurren por el cauce y prevenir los posibles daños por inundaciones a las poblaciones y áreas bajo cultivo.

RESUMEN. -

La necesidad de disponer de agua en cantidad y calidad suficientes para satisfacer las necesidades de tipo agrícola, industrial o el abastecimiento de agua potable tanto a las pequeñas comunidades como a las grandes ciudades impone la necesidad de seguir construyendo obras hidráulicas que permitan un mejor aprovechamiento del agua disponible.

Para lograr lo anterior es necesario seguir desarrollando métodos y sistemas que nos permitan aprovechar íntegramente las disponibilidades hidráulicas del país.

A fin de aprovechar el agua disponible se debe enfocar su estudio considerando el terreno en que interviene, de ahí que en el presente trabajo se analicen algunos aspectos del ciclo hidrológico que consiste en la interminable circulación que siguen las partículas de agua en cualquiera de sus tres estados físicos, la circulación se efectúa en forma natural y durante la misma el agua sufre transformaciones físicas, que en nada alteran su cantidad.

Uno de los procesos del ciclo hidrológico es la precipitación o sea toda el agua que proviene de las nubes y cae a la tierra en cualquiera de sus estados físicos y básicamente es la fuente de agua, que determinará de acuerdo con su magni-

tud, distribución y variación, las cantidades de lluvia promedio de cada zona, la cual y dependiendo de las características fisiográficas de la cuenca y del cauce se traducirá en escurrimientos superficiales o subterráneos. Claro está que el tipo y cantidad de precipitación depende del tipo y cantidad de enfriamiento y de la humedad existente en el aire, factores ligados íntimamente con la localización geográfica de la zona en estudio. De ahí que la interpretación adecuada de los datos tiene una importancia fundamental para evitar conclusiones erróneas al trabajar con datos equivocados o con valores aparentes; para lograr lo anterior se han incluido diferentes técnicas para analizar y complementar los registros.

La finalidad del análisis de la precipitación es determinar las cantidades promedio de lluvia, y el exceso de precipitación para calcular la retención superficial y los volúmenes que escurren superficialmente para alimentar las corrientes.

El agua llovida al llegar a la superficie del suelo se distribuye según se indica en el ciclo del escurrimiento y la parte que se analiza en el presente trabajo es la que escorre superficialmente y los factores que lo afectan agrupándolos en climáticos y fisiográficos. Entre los primeros se cuenta a la lluvia, nieve y evapotranspiración y entre los segundos a las características de la cuenca diferenciando las geométricas como área topográfica, pendiente, red de drenaje y pendiente del cauce y en factores físicos: como son la cubierta del suelo, el uso del mismo, el tipo de suelo y las condiciones geológicas y topográficas favorables para almacenamientos.

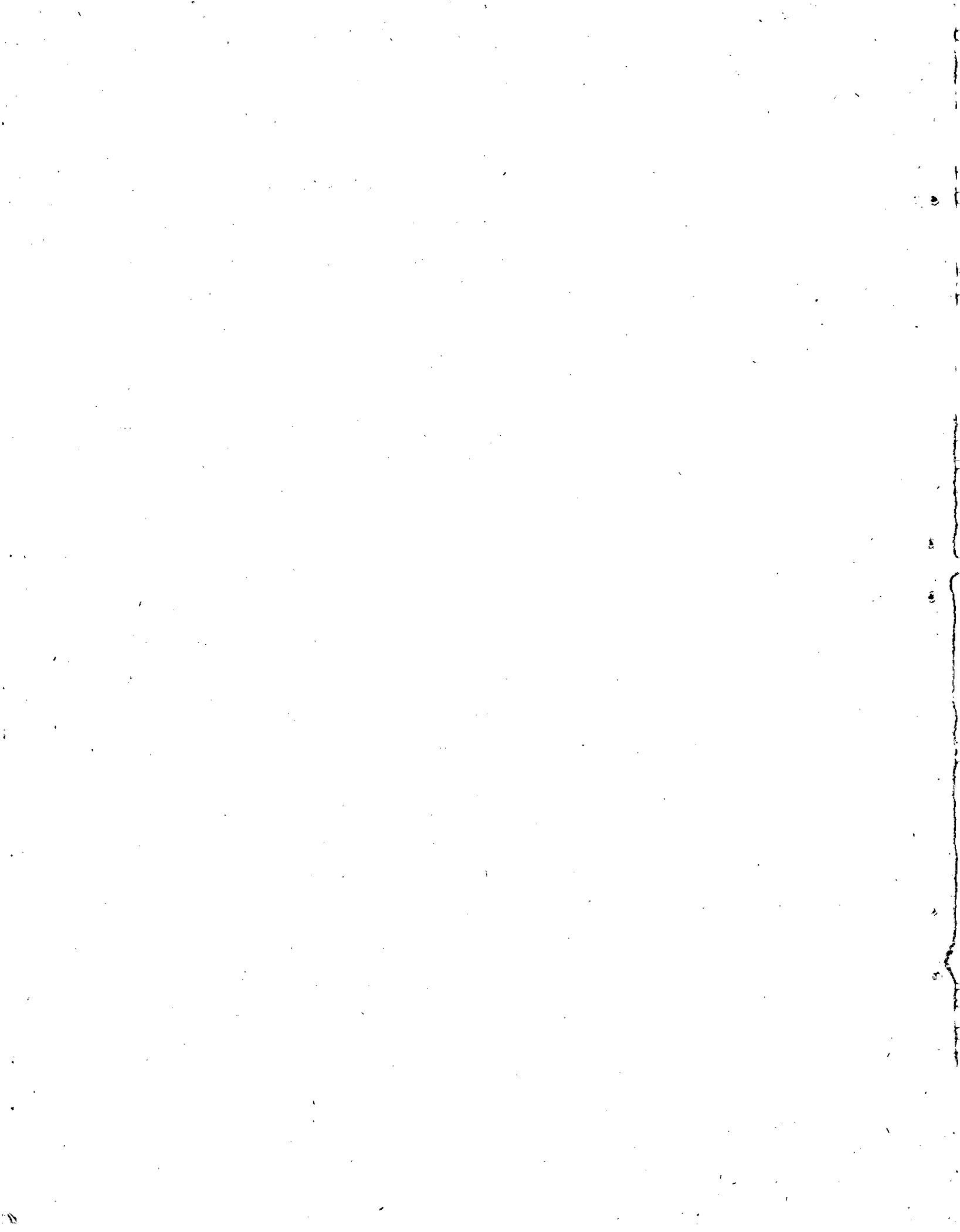
Dada la importancia de los escurrimientos superficiales se correlacionan con la lluvia, para la determinación de los coeficientes de escurrimiento, y se analiza la representación gráfica del escurrimiento mediante el hidrógrafo.

En cualquier estudio hidrológico es importante conocer la magnitud de los escurrientos, para ello se necesita conocer previamente ciertas características del cauce o canal, para posteriormente correlacionarlas con los gastos y que permitan construir gráficas y/o determinar constantes para simplificar el cálculo de los volúmenes que escurren.

Para hacer mediciones consistentes se debe elegir el sitio más conveniente para instalar la estación hidrométrica de acuerdo (con los requisitos que se señalan en el punto correspondiente) además la selección del método de aforo y estructura aforadora está en función de las dimensiones del cauce y magnitud de los escurrimientos.

Al determinar el régimen de la corriente, se debe considerar la probabilidad de la presencia de avenidas o sean aumentos súbitos del caudal, motivados por lluvias de características de intensidad, duración y localización específicos; para prevenir las crecientes se incluyen los métodos para determinar el gasto máximo de avenida; claro está que las diferentes metodologías que se señalan se han usado para calcular la avenida de proyecto de obras hidráulicas.

No solo se utilizan los gastos máximos de avenida en el proyecto de obras, sino que sirven de base para el manejo de crecientes, operación que implica la construcción de obras complementarias, como bordos de protección, cauces de desvío, presas, etc., y además de un plan operacional integral para los casos de crecientes; dentro de dicho plan, el control hidrométrico reviste de una gran importancia, ya que de él dependerá el control y manejo de la avenida.



BIBLIOGRAFIA.

CARTER R. W. and G. GODFREY.

Storage and flood routing. Manual of hidrology. Geological Survey Water Supply paper 1543-B Government Printing Office. Washington, D.C., U.S.A. 1960.

CHAVELAS LUIS.

Cálculo, Archivo y Publicación de datos hidrológicos. Curso Internacional sobre pequeñas obras de riego. Estudios Hidrológicos. Memorandum Técnico Número 140, S.R.H., México 1958.

CHOW VEN TE.

Hand book of applied hidrology.
Mc Graw Hill, Book Co. New York, 1964.

Unit hidrographs.
Civil Works Investigations. U.S. Army -Engineer District.
Baltimore, Maryland, U.S.A.

CONTRERAS ARIAS ALFONSO.

Meteorología. Notas de Clase.
E.N.A., Chapingo, México. 1960.

DAVIS S. NAIND R. DE WIEST.

Hydrogeología.
Ediciones Ariel, Barcelona, España. 1971.

DALRYMPLE TATE.

Flood Frequency Analises. Manuel of hydrology. Geological Survey Water Supply paper 1543-A. Government Printing Office. Washington, D.C. U.S.A. 1960.

DEVESA GUERRERO IGNACIO.

La hidrología como base para el estudio de los aprovechamientos hidráulicos.
Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego. Estudios Hidrológicos. Memorandum Técnico Número 140, S.R.H. México, 1958.

DEVESA GUERRERO IGNACIO.

Instalación y Operación de Estadios Climatológicas, Hidrométricas
y de Azolves.

Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego.

Estudios Hidrológicos. Memorandum Técnico Número 140, S.R.H.
México, 1958.

DE WIEST M. J. ROGER.

Geohydrology.

John Wiley and Sons. New York-London-Sidney. 1967.

DIAZ H. PEDRO.

Estudio sobre Avenidas de los Ríos.

Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego.

Estudios Hidrológicos. Memorandum Técnico Número 140, S.R.H.
México, 1958.

DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS.

Bureau of Reclamation, Denver.

Compañía Editorial Continental, S.A.
México, 1966.

Elsevier's, Hans-Olaf-Pfann Kuch.

Dictionary of hydrology.

Elsevier's Publishing Co. New York, 1969.

Gastos máximos en las corrientes de la República Mexicana.

Irrigación y Control de Ríos.

Dirección de Hidrología, S.R.H. México, 1961.

GEYER C. HOHN, GORDON M. FAIR and DANIEL A. OKUN.

Water and wastewater engineering.

Hohn Wiley and Sons. New York-London. 1966.

**INSTRUCTIVO PARA ESTUDIO, PROYECTO Y CONSTRUCCION DE
PEQUEÑOS ALMACENAMIENTOS.**

Jefatura de Irrigación y Control de Ríos.

Dirección de Pequeña Irrigación. S.R.H. México, 1964.

INSTRUCTIVO PARA AFORO DE CORRIENTES.

Dirección de Hidrología. S.R.H.

México, 1964.

INSTRUCTIVO PARA INSTALAR ESTACIONES CLIMATOLOGICAS.

Dirección General de Hidrología.

Departamento de Hidrometría. S.R.H. México, 1952.

- KAZMANN RAPHAEL G.
Hidrología Moderna.
Compañía Editorial Continental, S.A.
México, 1969.
- LINSLEY E. RAY/ J. B. FRANCINI.
Ingeniería de los Recursos Hidráulicos.
Compañía Editorial Continental, S.A.
México, 1967.
- LINSLEY K. RAY JR/ M.A.KOHLER AND J.L. PAULUS.
Applied hidrology.
Mc. Graw Hill Book Co. New York-1949.
- LINSLEY K. RAY JR/ M.A. KOHLER AND J.L. PAULUS.
Hydrology for Engineers.
Mc Graw Hill Book Co. New York, 1958.
- MARTINES SAINOS FERNANDO.
Administración y Manejo de Distritos de Riego.
Notas de Clase. E.N.A. Chapingo, México, 1963.
- ORLA MARTINEZ HECTOR.
Hidrología.
Notas de Clase. E.N.A., Chapingo, México, 1964.
- ORLA MARTINEZ HECTOR.
Variaciones de Coeficientes de Escurrimiento.
Notas. México, 1967.
- RECONOCIMIENTOS PRELIMINARES SOBRE PEQUEÑAS
OBRAS DE RIEGO.
Memorandum Técnico Número 139. S.R.H. México, 1958.
- RIO FERNANDO DEL.
Proceso General de un Estudio Hidrológico.
Curso Internacional sobre Pequeñas Obras de Riego.
Estudios Hidrológicas.
Memorandum Técnico Número 140, S.R.H. México, 1958.
- SEARCY JAMES K.
Flow-Duration Curves. Manual of Hydrology.
Geological Survey Water Supply. Paper 1542-A Government
Printing Office. Washington, D.C.

SPRINGAL RONALD.

Hidrología..

Instituto de Ingeniería de la UNAM.

México, 1970.

TAKEDA INUMA JESUS.

El problema de las Obras de Excedencias en los
Bordos de Almacenamiento.

Tesis Profesional. E.N.A.

Chapingo, México, 1969.

TRUEBA CORONEL SAMUEL.

Hidráulica.

Norgis Editores. México, 1959.

WARD R.C.

Principles of hidrology.

Mc Graw Hill Publishing Cold.

Maidenhead, Berkshire-England. 1967.