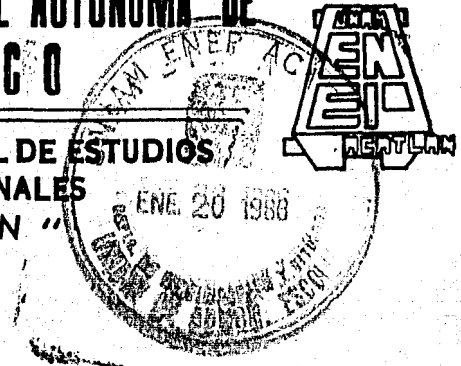


3
2ej



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE
MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS
PROFESIONALES
" ACATLAN "**



**ANALISIS HIDROLOGICO DURANTE 1984
EN LA CUENCA DEL RIO BALSAS**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Francisco Anzures Rosas

MEXICO 1986



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES ACATLAN
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

182/1985.

SR. FRANCISCO ANZURES ROSAS
Alumno de la carrera de Ingeniería
Civil.
P r e s e n t e .


De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 5 de octubre de 1984, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "Análisis Hidrológico durante - 1984 en la Cuenca del Río Balsas", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción y Antecedentes.
- I.- Análisis de la precipitación.
- II.- Análisis de aforos.
- III.- Construcción de hidrogramas.
- IV.- Relación lluvia-escorrentamiento.
- Conclusiones.
- Bibliografía.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor M. I. Ramón Domínguez Mora.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

Atentamente,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Acatlán, Edo. de Méx., a 17 de diciembre de 1985.


ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO
Coordinador del Programa de
Ingeniería.

HAS/rcm.

INDICE

	PAG.
INTRODUCCION	1
ANTECEDENTES	3
CAPITULO I	"ANALISIS DE LA PRECIPITACION".
1.1	Introducción. 13
1.2	Tipos de Precipitación. 13
1.2.1	Precipitación por Convección. 13
1.2.2	Precipitación Ciclónica 14
1.2.3	Precipitación Orográfica 14
1.3	Características de la Precipitación en la Cuenca del Río Balsas. 15
1.4	Aparatos de Medición. 16
1.5	Presentación de la Información 18
1.6	Cálculo de la Precipitación Media. 23
1.6.1	Método de Polígonos de Thiessen 24
1.7	Histograma de una tormenta 25
CAPITULO II	"ANALISIS DE AFOROS".
2.1	Introducción. 34
2.2	Proceso del Escurrimiento 34
2.3	Tipos de Escurrimiento. 35
2.4	Aforo de Corrientes 36
2.4.1	Secciones de Control 36
2.4.2	Relación Sección - Pendiente 37
2.4.3	Relación Sección - Velocidad 38
2.4.3.1	Estaciones de Aforo 39
2.4.3.1.1	Localización de las Estaciones de Aforo 39
2.4.3.1.2	Equipo de las Estaciones de Aforo 40
2.4.3.1.3	Instrumentos para medir la velocidad 40

2.4.3.1.4	Métodos para determinar las velocidades-medias.	42
2.4.3.2	Descripción de las estaciones Hidrométricas.	43
2.4.3.2.1	Caimanera	43
2.4.3.2.2	Pinzones	45
2.4.3.2.3	Pastoria	47
2.4.3.2.4	Panches	49
2.4.3.3	Presentación de la Información	51
2.4.4	Curva Elevaciones - Gastos	51
2.4.4.1	Construcción de Las Curvas Elevaciones - Gastos.	57
2.4.4.2	Ajuste de las Curvas Elevaciones-Gastos	57
2.4.4.2.1	Correlación Lineal Simple	62
CAPITULO III "CONSTRUCCION DE HIDROGRAMAS"		
3.1	Introducción	75
3.2	Construcción del Hidrograma de una avenida	76
3.3	Análisis del Hidrograma de una avenida	62
CAPITULO IV "RELACION LLUVIA - ESCURRIMIENTO".		
4.1	Introducción	88
4.2	Características de una Cuenca	89
4.3	Pérdidas	90
4.3.1	Determinación de las Pérdidas	91
4.3.1.1	Criterio de la capacidad de Infiltración - media.	92
4.3.1.2	Criterio del coeficiente de escurrimiento	96
4.4	Clasificación de Métodos para calcular las relaciones lluvia - escurrimiento.	96

4.5	Modelos de Caja Negra.	99
4.5.1	Método del hidrograma unitario tradicional	101
4.5.1.1	Método que considera lluvias de diferente duración	102
4.5.1.2	Método que toma en cuenta la variación de la intensidad de la lluvia, en el tiempo.	104
CONCLUSIONES.		116
BIBLIOGRAFIA		120

INDICE DE FIGURAS

N°	T I T U L O	P A G I N A
1	Esquema del Ciclo Hidrológico	6
2	Localización de la Cuenca del Medio y Bajo Balsas.	9
3	Perfil del río Balsas	11
1.1	Pluviómetro	17
1.2	Partes de una cuenca	18
1.3	Localización de las Sub-cuencas en estudio	26
1.4	Polígonos de Thiessen	27
1.5	Histogramas expresados en altura de lluvia	32-33
2.1	Método Sección - Velocidad	38
2.2	Molinete Price	41
2.3	Curva media elevaciones - gastos	52
2.4	Curvas Elevaciones - Gastos	58-61
2.5	Ecuación de una recta	63
3.1	Hidrograma de una avenida	76
3.2	Registros de Limnigrafo	78-80
3.3	Hidrograma de la avenida analizada	83-84
3.4	Separación del escurrimiento mediante el criterio A	85
3.5	Separación del escurrimiento mediante el criterio B	86
4.1	La relación lluvia - escurrimiento vista como un sistema	99
4.2	Definición del Hidrograma unitario	101
4.3	Cálculo del Hidrograma unitario	103
4.4	Hidrograma producido por una tormenta con intensidad variable en el tiempo	106
4.5	Sistemas de ecuaciones para encontrar las ordenadas del Hidrograma unitario	107
4.6	Hidrogramas Unitarios	112-115

INDICE DE TABLAS

No.	T I T U L O	PAG.
1.1	Registro diario de precipitaciones en mm. durante septiembre de 1984	19-22
1.2	Cálculo de la precipitación media. Polígonos de Thiessen	28-30
1.3	Datos para construir los hietogramas	31
2.1	Resumen de aforos en Septiembre de 1984	53-56
2.2	Datos para ajustar la curva E - Q a una ecuación	66-67
2.3	Método Correlación Lineal Simple	68-71
2.4	Resumen del ajuste de las curvas E - Q	74
3.1	Datos para construir los hidrogramas	81-82
4.1	Cálculo del escurrimiento directo	93-95
4.2	Cálculo de los coeficientes de infiltración y escurrimiento	97
4.3	Datos para calcular el Hidrograma Unitario	110
4.4	Resultados de las ordenadas del hidrograma Unitario mediante computadora	111

INTRODUCCION.

En el mes de Septiembre de 1984, se generaron varios sistemas meteorológicos en el Océano Pacífico, que ocasionaron fuertes lluvias en el Sur del País, afectando principalmente la vertiente del Pacífico. Una de las Cuencas más afectadas fué la del Río Balsas, lo que trajo como consecuencia varias avenidas importantes en los afluentes principales.

Considerando los fenómenos extraordinarios arriba mencionados y viendo la representatividad de ellos, pueden tomarse para la realización de un análisis hidrológico en el que se detallan las secuencias de cálculo de las componentes del ciclo hidrológico, precipitaciones y escurrimientos, principalmente, así como la relación que existe entre ambos.

El objetivo del presente trabajo es proporcionar la información necesaria para el diseño de las políticas de operación en algunas presas importantes localizadas dentro de la Cuenca con el fin de conseguir un óptimo funcionamiento hidráulico de las mismas.

En los capítulos de este trabajo, se verá el procesamiento de la información hidrométrica y pluviométrica de cuatro estaciones localizadas dentro de la Cuenca en estudio.

En el Capítulo I se exponen los tipos de precipitación, características de la precipitación en la Cuenca de estudio; aparatos de medición, información pluviométrica, misma que se utiliza para determinar la precipitación media diaria en las 4 Subcuencas en que se dividió el estudio; y que corresponden justamente a las cuatro estaciones en que se basa el análisis, éstas son Pinzanes, Panches, Pastoria y Caimanera.

Con la precipitación media diaria se construyen los hietogramas correspondientes, los que a su vez se utilizarán en el -- capítulo IV.

En el Capítulo II se describen el proceso y tipos de escurrimiento, así como el aforo de corrientes mediante tres métodos secciones de control, relación sección - pendiente y relación sección - velocidad, detallando éste último debido a su aplicación en este trabajo. También se menciona de manera general el equipo y funcionamiento de las estaciones de aforo y algunas características particulares de las cuatro estaciones analizadas. Por último, con los registros de aforo y aplicando el método de correlación lineal simple, se obtienen las ecuaciones de las curvas elevaciones - gastos.

En el Capítulo III se da la definición de un hidrograma, para después hacer la construcción de los mismos, a partir de los registros del limnógrafo y de las curvas elevaciones - gastos. Posteriormente, se efectúa el análisis de los hidrogramas, que consiste en la separación del escurrimiento directo y el escurrimiento base.

Finalmente en el Capítulo IV se menciona la importancia del proceso lluvia - escurrimiento y las características de la -- Cuenca que intervienen en dicho proceso. Con base en los -- tres capítulos anteriores se determinan las pérdidas de lluvia, aplicando los métodos: coeficiente de infiltración media y coeficiente de escurrimiento. También se describen los métodos utilizados en el proceso lluvia-escurrimiento, detallando ampliamente, los llamados de Caja Negra, cuya finalidad es obtener el hidrograma unitario, a partir de los resultados obtenidos en los capítulos anteriores.

ANTECEDENTES.

1.- DEFINICION DE LA HIDROLOGIA.-

La Hidrología es la rama de la Hidráulica que se ocupa de establecer la existencia y distribución natural del agua, sobre y bajo la superficie terrestre, es decir estudia la disponibilidad del agua para poder utilizarla en diversos fines y la posibilidad de que se presente en exceso, para prevenir y minimizar daños indeseables. Por lo anterior se considera que su conocimiento es de importancia fundamental para la existencia del hombre sobre el planeta.

2.- PROCESO HISTORICO.-

Los dos campos paralelos que han contribuido al nacimiento y evolución de la Hidrología son:

- a) El campo de investigación dentro de la Hidrología.
- b) El campo de desarrollo de las técnicas de medición y cálculo.

Para explicar de una manera más clara la relación que existe entre ambos campos, se recurre a los ejemplos siguientes:

El hidrólogo utiliza herramientas, por medio de las cuales mide y calcula, y junto con investigadores de otras ciencias sucesivamente ha desarrollado y manufacturado mejores implementos para observar los procesos y probar las teorías de la investigación.

La innovación de nuevos métodos o técnicas de cálculo ha beneficiado el desarrollo de la hidrología; especialmente la implementación de la computación, misma que ha creado un fuerte incremento en la investigación.

3.- IMPORTANCIA DE LA HIDROLOGIA.-

Si se parte de que el hombre no puede existir sin el agua, se concluye que en los tiempos modernos, el conocimiento de la hidrología es de importancia fundamental para un efectivo manejo del agua, trascendental para la sociedad.

Puesto que el uso del agua para actividades domésticas es vital, debe considerarse crítico su aprovechamiento racional en la industria, comercio, agricultura y recreación; para el desarrollo del país.

Como consecuencia de lo anterior, se debe de contar con técnicas adecuadas para la planeación, operación y desarrollo de los aprovechamientos hidráulicos del país; y esto, sólo será posible si se comprenden las leyes físicas naturales que rigen su existencia. Por otra parte, se requieren modelos matemáticos para evaluar y predecir el funcionamiento de los sistemas hidrológicos existentes.

4.- OBJETIVOS DE LA HIDROLOGIA.-

La intención de la Hidrología es la de establecer los procedimientos para el diseño y revisión de estructuras hidráulicas que tengan relación con ella, indicando los aspectos que deben considerarse para el proyecto con una obra de ingeniería.

Otro aspecto importante, es, definir las metodologías a seguir en cada caso, teniendo en cuenta las diferencias existentes en la cantidad y calidad de información disponible.

En virtud de lo antes mencionado, los principales objetivos - que quiere alcanzar la hidrología, al diseñar una estructura-hidráulica, son los siguientes:

- 1.- Obtener la avenida máxima que con una determinada frecuencia puede ocurrir en un cierto lugar, misma que se considera en el diseño de vertedores, puentes, canales- y drenajes en general.
- 2.- Conocimiento de la cantidad, frecuencia y naturaleza de ocurrencia del transporte del agua sobre la superficie-terrestre, este conocimiento sirve para diseñar instalaciones de irrigación, abastecimiento de agua, aprovechamiento hidroeléctrico y navegación de ríos.

5.- CICLO HIDROLOGICO.-

Antes de realizar un análisis hidrológico es necesario comprender el movimiento del agua en la superficie terrestre y en los estratos del suelo, en lo que se define como Ciclo Hidrológico.

Ciclo Hidrológico.- Es un fenómeno natural de forma periódica continua por medio del cual se describe como el agua es transportada de los lugares donde se encuentra en grandes cantidades (Océanos, ríos, lagos, etc.) a la atmósfera y de ésta misma a la superficie terrestre por el fenómeno de la precipitación, finalmente el agua retorna al mar mediante los escurrecimientos superficiales y subterráneo.

El Ciclo se inicia con la evaporación del agua de las grandes superficies de almacenamiento por la acción de los rayos solares y el viento, el vapor de agua resultante es transportado por la fuerza del aire hacia la atmósfera.

Bajo determinadas condiciones de presión y temperatura, el vapor se condensa formando las nubes, las cuales se transforman en precipitación, que cae sobre la tierra y se dispersa de diferentes formas. La mayor parte de la precipitación es retenida temporalmente por el suelo en las cercanías del lugar donde cae, y regresa eventualmente a la atmósfera por evaporación y transpiración de las plantas.

Otra porción de la precipitación, escurre sobre la superficie del suelo formando los cauces naturales. La porción restante penetra más profundamente en el suelo para ser parte del suministro de agua subterránea. Bajo la influencia de la gravedad tanto el escurrimiento superficial como el agua subterránea van corriendo hacia zonas más bajas y con el tiempo el agua regresa a los grandes almacenamientos, en donde se reinicia el ciclo, (Fig. 1).

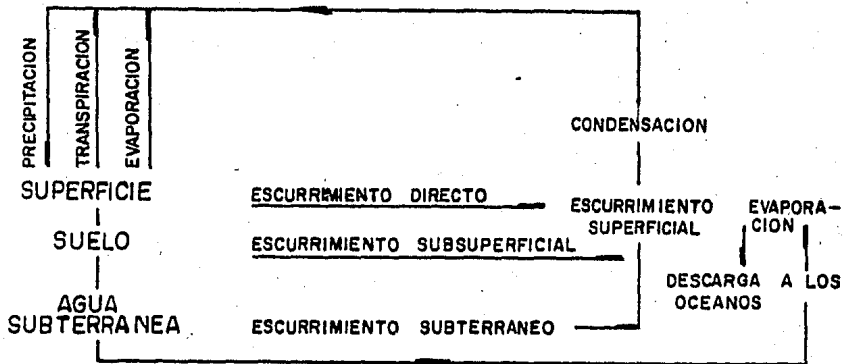


Fig. 1 Esquema del Ciclo Hidrológico

6.- ESTUDIOS HIDROLOGICOS PARA CONTROL.-

Debido a la época de lluvias en cada año, el escurrimiento en los cauces naturales no es uniforme, sino que presenta dos condiciones extremas:

- 1.- Epocas de escurrimiento muy reducido en las que no se dispone de agua suficiente para el uso en la generación de energía, riego, etc.
- 2.- Epocas de avenidas en las que el escurrimiento excesivo puede desbordar las cauces naturales, provocando daños-cuantiosos.

Para resolver estos dos problemas, se construyen obras que permiten almacenar el agua en exceso, a fin de disponer de ella, en forma regular, y obras para la protección contra inundaciones. Los trabajos que se realizan para alterar el régimen del ciclo hidrológico y disponer del recurso regularmente, se llaman de aprovechamiento. Los trabajos cuya finalidad es dar protección contra el efecto de las avenidas, se llaman de control. El análisis hidrológico que se presenta aquí es un estudio de control, por lo que se hablará de él con más detalle.

Los estudios de control están generalmente relacionados con la ocurrencia de fenómenos en los que el gasto que escurre por los cauces se incrementa en unas cuantas horas, o dicho de otra manera, los intervalos de tiempo característicos de los fenómenos que deben estudiarse en este caso van desde unos minutos hasta varios días, dependiendo del tamaño de la cuenca. Mediante un estudio de control se pretende definir las avenidas que deben ser manejadas por las obras de control así como proporcionar información necesaria para el diseño de las políticas de operación de dichas obras.

7.- GENERALIDADES DE LA CUENCA DEL RIO BALSAS.

El Río Balsas, conocido también como Atoyac, Grande o Mezcala, es uno de los más importantes de México, estando su Cuenca ubicada entre los paralelos 17°00' y 20°00' de latitud Norte y los meridianos 97°27' y 103°15' de longitud Oeste de Greenwich.

Debido a la extensión de la Cuenca (117 40516 Km²), se divide en tres zonas principales y son las siguientes:

- a) Cuenca del Río Amacuzac.
- b) Cuenca de los Ríos Atoyac y Mixteco.
- c) Cuenca del medio y bajo Balsas.

El análisis hidrológico que se presenta, principalmente está basado en ésta última Cuenca porque en ella ocurrieron los fenómenos meteorológicos más representativos además de que se cuenta con la información necesaria de esta zona para realizar el trabajo.

CUENCA DEL MEDIO Y BAJO BALSAS.-

Ubicación y Dimensiones.- La Cuenca del medio y bajo Balsas está situada en la región hidrológica No. 18 parcial, comprendiendo parte del Suroeste del Estado de México, el Noroeste de Guerrero, el Sur de Michoacán y el Sureste de Jalisco.

La zona está comprendida entre los paralelos 17°30' y 20°00' de latitud Norte y los meridianos 99°15' y 103°15' de longitud Oeste de Greenwich.

El área total de la región hidrológica No.18 es de 11740516 Km² de los cuales 54827.5 corresponden a la Cuenca del Medio y Bajo Balsas.

Está limitada al Norte por la región hidrológica No.12 al Este por la región Hidrológica No.18 (parcial), al Oeste por las regiones hidrológicas 16 y 17 y al Sur por el Océano Pacífico y las regiones hidrológicas 19 y 20.

En la figura 2 se aprecia la localización de la Cuenca en estudio, dentro de la República Mexicana.

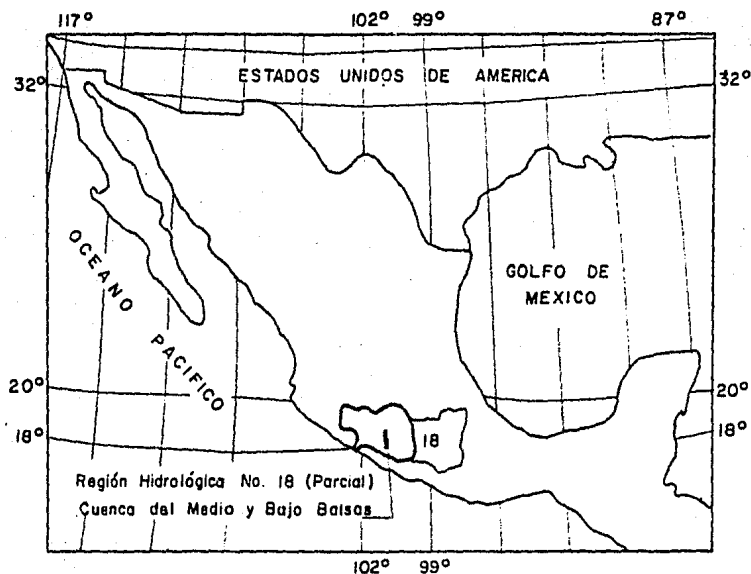


Fig. 2 Localización de la Cuenca del Medio y Bajo Balsas

OROGRAFIA.- La Cuenca del Medio y Bajo Balsas está comprendida hacia el Norte por la Cordillera Neo-volcánica, al Este colindando con la Cuenca del Amacuzac, por la Sierra de Taxco y en la zona donde colinda con la Cuenca del Alto Balsas por la Sierra de Chichihualco; hacia el Sur y hacia el Oeste por la Sierra Madre del Sur.

CLIMATOLOGIA.- Dentro de la Cuenca se distinguen 3 climas principales: cálido, semicálido y templado.

La precipitación media anual varía entre 600 mm y 1400 mm.

La Temperatura media anual varía entre 13° y 30°C.

La evaporación media anual presenta variaciones entre 1300 y 3000 mm.

En la figura 3 se aprecian los principales afluentes que se incorporan al Río Balsas a lo largo de su recorrido, desde la estación San Juan Tetelcingo hasta su desembocadura al Océano Pacífico.

8.- CONDICIONES METEOROLOGICAS EN LA CUENCA DEL BALSAS EN SEPTIEMBRE DE 1984.

En los primeros días de Septiembre, se originó en el Océano Pacífico la tormenta tropical "Mary", que posteriormente evolucionó al grado de formarse un huracán.

Este sistema tropical afectó la región Sur de la vertiente del Pacífico propiciando lluvias y escurrimientos que saturaron la Cuenca del Río Balsas principalmente.

El Huracán "Norbert", que tuvo su origen como centro de fuerte actividad convectiva a mitad del mismo mes, sólo afectó ligeramente la región mencionada.

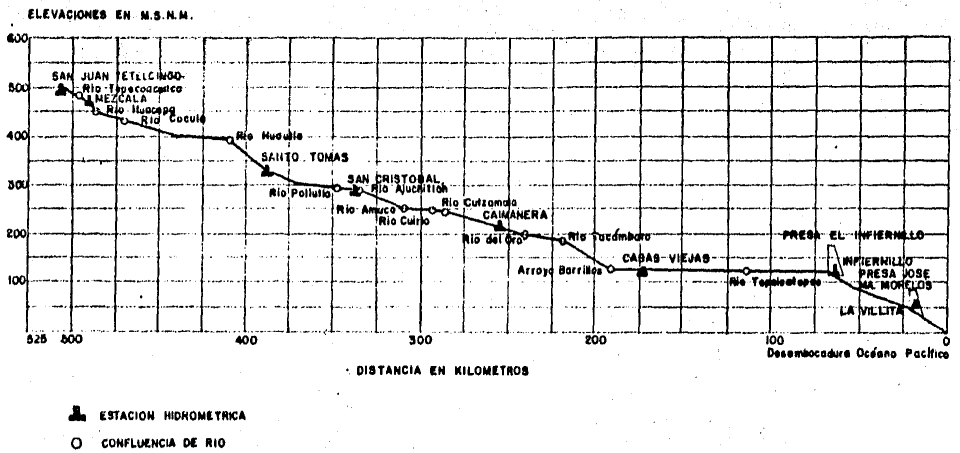


FIG. 3 PERFIL DEL RIO BALSAS

El Huracán "Odile", en su etapa de formación, se presentó como zona de muy fuerte actividad convectiva, en los días 12, 13 y 14 de Septiembre, afectando significativamente la región sur del litoral del Pacífico, dando como consecuencia las precipitaciones y avenidas abundantes que ocurrieron en la Cuenca del Río Balsas. Posteriormente ésta actividad convectiva se desarrolló hasta la etapa de huracán, disipándose en tierra el día 23, cerca del límite de los Estados de Guerrero y Michoacán.

CAPITULO I. ANALISIS DE LA PRECIPITACION

1.1 INTRODUCCION.

Se llama precipitación al agua que llega a la superficie terrestre proveniente de la atmósfera. La precipitación es una componente fundamental del ciclo hidrológico.

En este capítulo se describen los tipos de precipitación y aparatos que proporciona mediciones diarias, mismas que pasan por un procesamiento de análisis para obtener la precipitación media y los histogramas correspondientes, que tendrán su aplicación en los otros capítulos de éste trabajo.

1.2 TIPOS DE PRECIPITACION

La magnitud y ocurrencia de la precipitación depende de factores meteorológicos (viento, temperatura, presión atmosférica, etc.), notándose que la relación entre éstas variables es compleja.

Para que se origine la precipitación es necesario que una parte de la atmósfera se enfríe hasta que el aire se sature con el vapor de agua, propiciándose la condensación de vapor atmosférico, ocurriendo así la precipitación.

El enfriamiento de la atmósfera se consigue por la elevación del aire húmedo.

De acuerdo con el mecanismo que provoca dicho levantamiento del aire, la precipitación se puede clasificar en convectiva, orográfica o ciclónica.

1.2.1 PRECIPITACION POR CONVECCION.

Se origina por el levantamiento de masas de aire más ligero y cálido al encontrarse a su alrededor con masas de aire densas y frías.

Cuando en tiempo tranquilo el aire, saturado o no, en la vecindad del suelo es calentado por la radiación solar, se dilatan y elevan en el centro "células de convección" que se forman poco a poco. En el curso de su ascenso, se enfrían y alcanzan su punto de condensación a una altura denominada nivel de condensación. A partir de este nivel se forman las nubes y si la corriente de convección vertical inicial es intensa, y a su vez puede continuar suficiente tiempo, se concibe que el sistema nuboso así formado puede alcanzar una zona donde reina una temperatura bastante baja a un grado de turbulencia bastante fuerte y puede desatarse la precipitación.

1.2.2 PRECIPITACION CICLONICA.

Está asociada como su nombre lo indica al paso de ciclones - y ligada con los planos de contacto (superficies frontales) entre masas de aire de diferente temperatura y contenido de humedad

Esta precipitación puede ser no frontal y puede ocurrir donde exista una depresión barométrica. El levantamiento del aire se origina por convergencia horizontal de la entrada de la masa de aire en una área de baja presión.

Cuando la precipitación es frontal se origina por el levantamiento del aire caliente sobre el frío. Este levantamiento puede ocurrir cuando el aire se mueve sobre el frío, o cuando el aire frío se mueve sobre el caliente.

1.2.3 PRECIPITACION OROGRAFICA.

Cuando los vientos cargados de humedad encuentran una barrera montañosa o pasan de la zona de influencia de un mar relativamente caliente a la de bastas extensiones de suelo más frío, las masas de aire húmedo tienen tendencia a elevarse y

el estado de calma relativa que de ello resulta, produce un enfriamiento que puede alimentar la formación de nubes y de satar la precipitación.

1.3 CARACTERISTICAS DE LA PRECIPITACION EN LA CUENCA DEL- RIO BALSAS. (1)

Sistemas de tiempo productores de lluvia.

A) Ondas del Este

La llegada de la corriente húmeda de los alisios determina la estación lluviosa en la Cuenca del Balsas, las precipitaciones formales comienzan en junio y generalmente terminan en septiembre.

Las perturbaciones que viajan en el seno de la corriente de los alisios denominadas Ondas del Este, afectan a la cuenca en estudio durante la estación de lluvias, produciendo precipitaciones excepcionales durante varios días.

Estas ondas que pasan por el Golfo de México prosiguen generalmente hacia el Oeste, por lo que la mayoría de ellas cruza después la Cuenca del Balsas.

Al aproximarse la Onda del Este desaparece la inversión térmica característica de los alisios no perturbados y que actúa como una etapa para el desarrollo vertical de las nubes convectivas. Al eliminarse esta inversión, el aire húmedo detrás del eje de la onda tiene oportunidad de elevarse a alturas mucho mayores (cerca de la tropopausa), produciendo nubes convectivas y orográficas de gran desarrollo vertical que dan origen a precipitaciones abundantes en una amplia faja detrás del eje de la onda. Como la perturbación viaja lentamente (10 - 15 km-h) las lluvias pueden durar en forma intermitente varios días.

(1) S.R.H. Revista "Recursos Hidráulicos" No. 1, Tomo 2, México 1974.

B) Ciclones Tropicales

La circulación ciclónica (en sentido contrario a las manecillas del reloj) que en algunos casos se origina en una Onda del Este que ha llegado a su madurez, puede dar lugar a una tormenta tropical o a un ciclón bien desarrollado. Estos vórtices se originan generalmente en la llamada Zona Inter-tropical de Convergencia frente a la Costa Occidental de Centroamérica o aún en el Golfo de Tehuantepec.

Comienzan los vórtices ciclónicos a desplazarse hacia el Oeste-Noroeste en una dirección paralela a la costa mexicana del Pacífico con una velocidad de desplazamiento semejante a la de las Ondas del Este.

El 18 de Septiembre de 1957 entró en la vecindad de la desembocadura del Río Balsas un vórtice ciclónico que ocasionó -- lluvias abundantes.

1.4 APARATOS DE MEDICION.

La precipitación se mide en altura de lámina de agua y se expresa en milímetros. Los aparatos más usuales con que se mide la precipitación son el pluviómetro y el pluviógrafo, estos se basan en exponer a la intemperie un recipiente cilíndrico abierto en su parte superior, en el cual se recolecta el agua producto de la lluvia, midiéndose así la altura de la columna de agua.

Para realizar el presente análisis de la precipitación, principalmente se cuenta con información de pluviómetros en varias estaciones climatológicas; es por eso que a continuación se mencionan algunos detalles del pluviómetro.

El pluviómetro está formado por un área de captación localizada en la parte superior que se comunica a un recipiente cilíndrico de área menor, mediante un embudo, mismo que lleva-

dos mallas de alambre que impiden el paso de basura. La relación entre ambas áreas generalmente es igual a 10, por lo que al introducir una escala graduada en centímetros, en el recipiente menor, la lectura de la precipitación realmente es en milímetros (mm).

En la figura 1.1 se muestra un pluviómetro, en donde se puede distinguir las partes que lo integran.

El pluviómetro únicamente proporciona la altura de precipitación total en intervalos de tiempo de 24 horas, lo común es que las lecturas pluviométricas se tomen diariamente por la mañana.

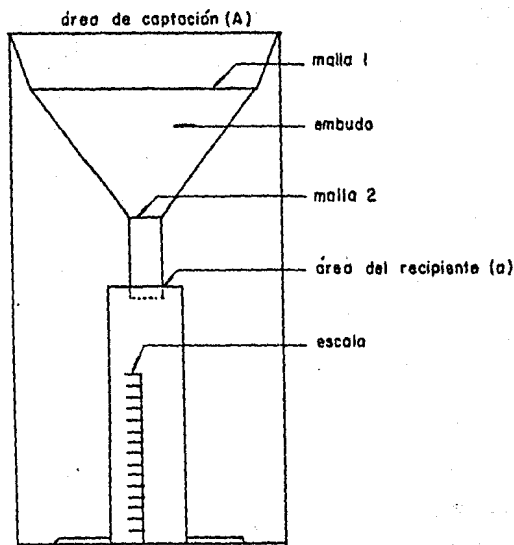


Fig. 1.1 Pluviómetro

1.5 PRESENTACION DE LA INFORMACION.

En las tablas 1.1 se presentan las lecturas pluviométricas - correspondientes al mes de Septiembre de 1984, que se obtuvieron en diferentes estaciones climatológicas, pertenecientes a la cuenca de estudio.

En este capítulo se analizan las precipitaciones ocurridas - los días 13, 14, 15 y 16 de Septiembre, ya que en estos días se presentaron las lluvias más importantes en la Cuenca del-Medio y Bajo Balsas.

La cuenca de drenaje asociada a una sección de aforos de una estación en una corriente, es el área que contribuye al escurrimiento hacia la sección. Está limitada por el parteaguas que es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor-nivel topográfico, tal que la lluvia que cae dentro de él -- puede escurrir superficialmente hasta la sección considerada.

En la figura 1.2 están consideradas las partes de una cuenca de drenaje.

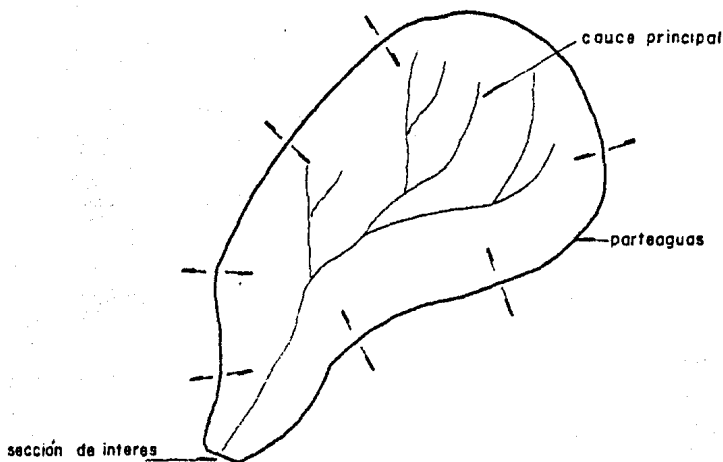


Fig. 1.2 Partes de una Cuenca

Tabla 1.1 Registro diario de Precipitaciones en mm durante Sep. 1984.

d) DIVISION HIDROMETRICA GUERRERO

DIA	ZIRANDARO ¹	ARCELIA ²	VICENTE GUERRERO ³	TLALCHIAPA ⁴	CHILPANCINGO ⁵	TEOLOAPAN ⁶	QUAYAMEO ⁷
1	4.0	2.7	1.0	0.0	14.8	0.0	0.0
2	2.0	5.4	4.6	0.0	14.0	4.0	0.0
3	4.3	22.6	0.3	3.3	28.8	6.0	0.0
4	0.0	0.7	51.3	34.3	14.5	8.5	1.0
5	6.0	16.6	0.0	6.2	7.0	15.0	4.0
6	25.5	42.0	8.3	16.0	7.5	10.5	4.0
7	0.0	16.1	22.5	13.5	20.0	14.0	3.0
8	0.0	9.2	13.5	1.5	0.0	0.0	1.0
9	0.0	6.5	13.4	0.0	0.0	0.0	0.0
10	0.0	53.5	0.8	4.6	9.5	4.5	3.0
11	0.0	2.9	42.5	6.0	24.0	15.5	4.0
12	18.0	3.6	0.6	35.6	17.5	12.5	4.0
13	6.2	14.7	0.0	13.7	90.5	23.0	20.0
14	21.0	12.1	13.9	6.5	37.0	14.0	20.0
15	20.0	5.8	11.9	2.5	10.2	20.5	15.0
16	0.0	8.2	7.3	0.5	0.5	0.0	2.0
17	0.0	10.0	5.2	11.5	20.5	2.5	0.0
18	5.2	28.1	1.4	18.6	0.5	10.5	4.0
19	22.5	25.0	27.1	10.0	3.0	12.8	1.0
20	16.5	38.8	22.6	0.0	5.0	0.0	15.0
21	16.0	3.4	26.6	0.0	16.5	0.0	10.0
22	0.0	0.0	7.2	0.0	0.0	0.0	0.5
23	6.0	0.0	0.0	0.0	2.5	0.0	10.0
24	0.0	3.7	0.8	0.0	0.0	0.0	2.0
25	0.0	14.5	3.0	0.0	0.6	0.0	1.5
26	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.0
27	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
28	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
29	0.0	3.2	0.0	0.0	0.1	2.5	0.0
30	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

Tabla 1.1 Registro diario de Precipitaciones en mm durante Septiembre de 1984.

b) DIVISION HIDROMETRICA GUERRERO

DIA	MEZCALA ⁸⁾	CARACOL ⁹⁾	STO TOMAS ¹⁰⁾	CIUDAD ALTAMIRANO ¹¹⁾	AMUEHUEPAN ¹²⁾	VALERIO TRUJANO ¹³⁾
1	0.5	13.2	13.8	3.3	0.0	6.0
2	10.8	0.0	0.0	0.0	12.8	10.9
3	14.1	18.2	9.0	1.5	13.8	21.2
4	10.7	5.3	0.0	1.3	13.6	22.7
5	12.1	15.6	4.8	10.0	4.6	4.6
6	2.2	1.0	23.0	1.8	5.1	3.4
7	6.4	15.0	16.5	2.6	14.5	18.5
8	0.0	20.5	29.5	9.2	39.5	0.0
9	0.0	0.6	0.0	0.0	0.0	0.0
10	6.7	1.6	1.4	0.0	0.0	0.0
11	30.5	12.5	2.5	0.0	45.0	4.6
12	33.3	7.3	2.0	2.0	14.0	13.2
13	27.0	24.0	17.5	7.8	20.7	18.5
14	27.9	25.0	25.2	20.7	29.2	24.7
15	2.3	31.0	12.5	9.5	2.0	2.7
16	0.0	2.5	4.5	2.2	0.0	0.0
17	21.9	2.6	0.0	0.0	5.5	3.8
18	0.0	18.5	20.5	54.3	15.8	18.3
19	0.0	2.5	11.5	2.6	2.6	0.5
20	0.3	2.2	34.5	19.6	0.4	2.2
21	0.1	1.5	0.0	0.0	0.5	0.0
22	0.0	0.0	0.0	0.3	0.3	9.3
23	0.1	0.0	0.0	0.9	0.0	0.0
24	0.0	4.0	3.0	0.7	0.0	0.0
25	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
26	0.0	0.0	0.0	0.6	0.0	0.0
27	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
28	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
29	0.0	0.0	0.0	0.0	0.5	0.0
30	0.0	0.0	1.5	8.3	0.0	0.0

Tabla 1.1 Registro diario de Precipitaciones en mm durante Septiembre de 1984.

c)
DIVISION INDROMETRICA MICHOACAN.

DIA	CHURUMUCO ¹⁴	PINZANDARÁN ¹⁵	LAS CRUCES ¹⁶	VILLA MADERO ¹⁷	TARETAN ¹⁸	LOS LIMONES ¹⁹	NUEVA ITALIA ²⁰	JICALAN ²¹	ARTEAGA ²²	PINZANES ²³
1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
2	0.0	0.0	0.0	0.0	2.9	13.5	0.0	0.4	17.0	0.0
3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2
4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.3	3.5	0.0	2.0	0.0	0.5
5	32.3	45.0	1.2	19.0	5.7	12.7	27.0	24.0	28.0	2.3
6	8.3	10.1	11.2	29.0	43.4	12.5	8.0	90.0	102.5	7.8
7	0.0	10.8	0.0	14.0	0.5	2.9	0.0	1.0	3.5	0.7
8	2.0	2.8	10.7	31.0	12.0	4.4	0.0	10.0	4.0	4.4
9	5.8	0.0	5.5	15.5	17.8	39.0	27.0	14.2	0.0	4.0
10	0.0	0.0	0.0	0.0	4.1	36.8	0.0	8.3	0.0	6.1
11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	0.0	0.0
12	0.0	0.0	0.0	7.0	1.3	0.0	0.0	16.3	15.5	30.0
13	4.0	2.3	2.2	24.0	0.0	4.2	2.0	19.0	2.5	15.9
14	27.5	55.5	16.0	35.0	14.6	19.4	4.0	11.0	92.5	15.0
15	60.0	192.3	97.9	38.0	23.0	11.1	20.0	24.5	101.5	37.5
16	1.8	12.2	4.5	2.0	6.3	7.5	0.0	3.5	2.5	1.9
17	0.0	0.8	0.0	0.0	3.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
18	5.2	0.8	2.7	0.0	0.0	6.5	0.0	39.5	0.0	4.3
19	0.0	0.0	0.0	4.0	23.4	0.5	0.0	13.5	5.5	16.4
20	21.0	11.8	3.4	0.0	63.0	29.8	8.0	33.6	20.0	13.0
21	6.8	0.6	0.0	8.0	6.1	3.6	0.0	9.5	9.5	8.6
22	4.2	0.3	0.0	4.5	41.2	5.0	0.0	14.5	0.0	0.0
23	35.0	32.9	115.4	19.0	38.0	29.0	77.0	57.5	32.5	9.5
24	0.0	1.9	0.0	1.0	3.1	22.3	0.0	2.0	4.0	0.0
25	0.0	0.4	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	2.4
26		0.2	1.0	2.0	11.4	19.0	0.0	3.0	1.0	0.0
27		10.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	0.2
28		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
29		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30		0.5	0.0	0.0	0.5	0.0	0.0	1.2	0.0	0.0

Tabla 1.1. Registro Diario de Precipitaciones en mm Durante Septiembre 1984

4) DIVISION HIDROMETRICA MICHOACAN

DIA	INFIERNILLO ²⁴	VILLITA ²⁵	URLAPAN ²⁶	GUTUPAN ²⁷	MANUEL M. O. ²⁸	CAIMANERA ²⁹	PANCHES ³⁰	PASTORIA ³¹	CALERA ³²
1	0.0	20.5	7.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	3.3
2	0.0	0.0	0.5	0.7	22.2	0.0	0.1	3.4	0.0
3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	4.0	0.0	0.0	3.5
4	0.5	12.5	2.8	0.7	6.7	3.0	0.5	0.0	1.4
5	18.0	30.5	24.0	2.8	8.8	5.0	3.4	1.0	3.7
6	9.0	92.0	65.0	23.5	15.2	20.0	17.5	12.0	46.5
7	0.0	0.3	7.8	0.8	1.2	2.0	0.2	0.0	0.0
8	0.0	1.2	12.5	7.0	2.2	2.0	10.5	2.7	0.0
9	0.0	0.0	15.0	37.0	18.7	1.0	19.0	6.5	0.0
10	0.0	9.0	18.0	6.2	17.8	6.0	0.1	0.0	2.2
11	0.0	0.7	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
12	0.0	23.0	33.3	0.5	0.0	1.0	0.0	2.6	39.3
13	0.5	5.8	18.2	13.8	14.5	6.0	1.9	6.0	7.5
14	52.0	119.0	11.0	0.0	17.6	16.0	14.5	11.0	23.5
15	245.5	185.0	25.0	10.9	5.3	18.0	93.9	49.0	38.2
16	6.5	9.5	3.0	0.0	6.4	2.0	7.5	6.0	4.0
17	0.0	0.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	0.0	0.0
18	1.0	0.5	4.5	0.0	0.0	4.0	0.5	0.0	2.4
19	3.0	34.5	6.6	0.0	14.4	10.0	0.0	1.0	8.3
20	8.0	30.0	23.0	2.3	14.5	16.0	2.2	0.8	45.7
21	1.0	4.7	14.0	0.0	0.0	3.0	4.5	3.6	8.8
22	2.0	2.3	10.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
23	56.5	76.5	38.5	41.7	60.0	2.0	51.4	111.2	8.4
24	1.5	18.5	2.0	1.1	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
25	0.0	3.0	0.0	3.2	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
26	1.0	0.5	4.0	0.0	0.0	0.0	0.4	0.0	0.0
27	0.5	0.9	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
28	0.0	5.7	0.0	0.0	0.0	0.0	0.6	1.3	0.0
29	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
30	0.0	0.0	0.7	20.3	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

En ocasiones se requiere dividir las grandes cuencas para facilitar su estudio. Las cuencas tributarias estarán a su vez delimitadas por parteaguas interiores. Estas subdivisiones se hacen de acuerdo con las estaciones hidrométricas existentes en la zona.

Para el análisis hidrológico, la cuenca principal se subdividió en cuatro subcuencas que pertenecen a las siguientes estaciones hidrométricas-climatológicas: PINZANES, PANCHES, PASTORIA y CALMANERA.

Las estaciones anteriores fueron seleccionadas de tal manera que se contara con información hidrométrica y climatológica para poder realizar la relación entre precipitación y escurrimiento.

En la figura 1.3 se presentan las subcuencas que se mencionaron con anterioridad.

1.6 CALCULO DE LA PRECIPITACION MEDIA.

Para conocer la precipitación media de una tormenta en una zona determinada se requieren mediciones en varias estaciones localizadas tanto dentro de ella como en su vecindad.

La precipitación media constituye una información de primera necesidad en los estudios hidrológicos, sin embargo ella no se puede medir directamente. Para su determinación se puede aplicar cualquiera de los siguientes criterios :

Nota: En la subcuenca de la estación Panches, el análisis de la precipitación abarca hasta el día 18 de Septiembre, para tener un mejor conocimiento de el fenómeno, porque al separar el escurrimiento directo, éste se prolongó hasta el día 18.

- a) Promedio Aritmético.
- b) Método de Polígonos de Thiessen.
- c) Método de las Isoyetas.

1.6.1 METODO DE POLIGONOS DE THIESSEN.

En este caso el método que se aplica es el de los Polígonos de Thiessen, y es el que se detalla a continuación.

Primeramente se localizan en la cuenca las estaciones de las que se tiene información pluviométrica o pluviográfica, para luego delimitar el área de influencia de cada estación.

El método consisten los siguientes pasos.

- 1.- Se toma una estación base y se trazan líneas que unan a ésta con las estaciones más cercanas que la rodean.
- 2.- Sobre las líneas dibujadas se trazan sus medianas respectivas.
- 3.- Se toma otra estación vecina, como estación base y se prosigue con los pasos 1 y 2.

Ahora se nota que algunas medianas se han intersectado.

El método es iterativo, esto significa que se toma otra estación vecina como estación base, se trazan líneas que la unan con otras estaciones cercanas; se trazan las medianas respectivas, hasta que éstas formen poligonales cerradas.

El área de influencia, es precisamente, el área de cada polígono que pueda calcularse fácilmente con ayuda de un planímetro.

En la figura 1.4 se muestran los resultados de la secuencia que se explicó anteriormente.

Para obtener la precipitación media se utiliza la ecuación :

$$\bar{h}_p = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i a_i)}{A}$$

donde

- \bar{h}_p = precipitación media en mm.
 P_i = precipitación registrada en la estación en mm.
 a_i = área del polígono correspondiente a la estación en Km².
 n = número de estaciones.
 A = área total de la cuenca en Km².

Una aplicación inmediata del cálculo de la precipitación media es la construcción de los hietogramas asociados a las lluvias correspondientes.

En las tablas 1.2 se proporciona el resumen final del método de Thiessen para cada subcuenca en estudio.

1.7 HIETOGRAMA DE UNA TORMENTA.

Un hietograma es una representación mediante barras verticales de la variación en la altura de precipitación con respecto a intervalos de tiempo constantes.

En ocasiones se puede también expresar el hietograma en términos de la intensidad de lluvia en lugar de su altura.

Para construir los hietogramas se toman como base las precipitaciones medias diarias obtenidas para las cuatro subcuencas en estudio, (tablas 1.3) y los intervalos de tiempo son de 24 horas.

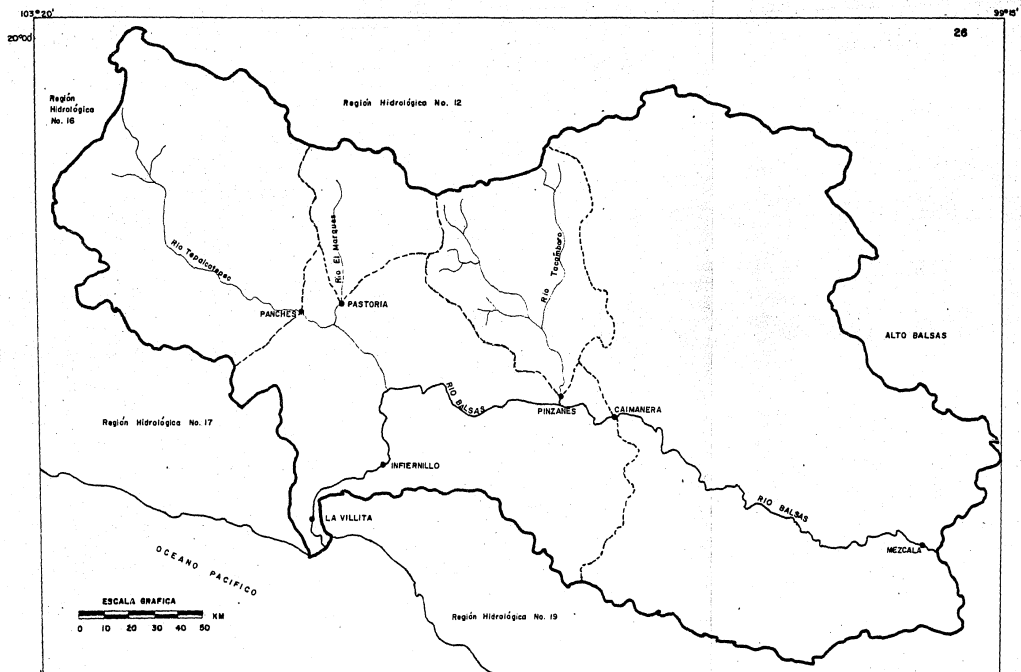


FIG.1.3 LOCALIZACION DE LAS SUBCUENCAS EN ESTUDIO

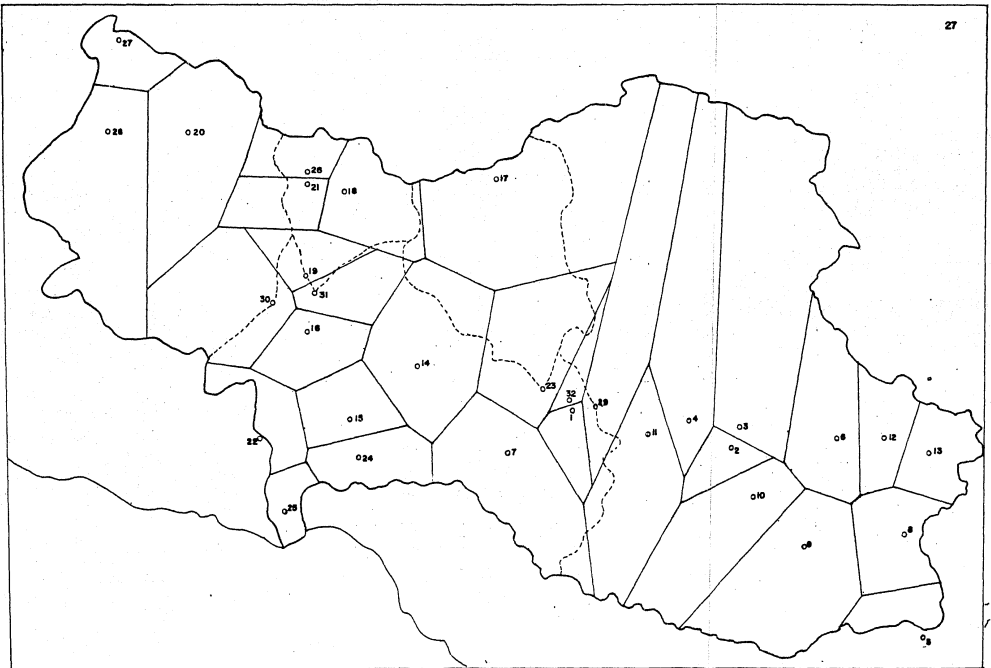


FIG.1.4 POLIGONOS DE THIESSEN

Tabla 1.2 Cálculo de la Precipitación Media Polígonos de Thiessen.

a) CAIMANERA.

ESTACION	AREA DE INFLUENCIA Km ² Al	13		14		15		16	
		mm hpl	Alhpl	mm hpl	Alhpl	mm hpl	Alhpl	mm hpl	Alhpl
CAIMANERA	4040.0	6.0	24240.0	16.0	64640.0	18.0	72720.0	2.0	8080.0
VILLA MADERO	1857.5	24.0	44580.0	35.0	65012.5	38.0	70585.0	2.0	3715.0
PINZANES	267.5	15.9	4253.25	15.0	4012.5	37.5	10031.25	1.9	508.25
CALERA	100.0	7.5	750.0	23.5	2350.0	38.2	3820.0	4.0	400.0
CD. ALTAMIRANO	2210.0	7.8	17238.0	20.7	45747.0	9.5	20995.0	2.2	4862.0
GUAYAMEO	240.0	20.0	4800.0	20.0	4800.0	15.0	3600.0	2.0	480.0
TLALCHAPA	2702.5	13.7	37024.25	6.5	17566.25	2.5	6756.25	0.5	1351.25
ARCELIA	645.0	14.7	948.15	12.1	7804.5	5.8	3741.0	8.2	5289.0
VICENTE GRD.	6735.0	0.0	0.0	13.9	93616.5	11.9	80146.5	7.3	49165.5
STO. TOMAS	3035.0	17.5	53112.5	25.2	76482.0	15.5	47042.5	4.5	13657.5
CARACOL	3430.0	24.0	82320.0	25.0	85750.0	31.0	106330.0	2.5	8575.0
TEOLOAPAN	1950.0	23.0	45080.0	14.0	27440.0	20.5	40180.0	0.0	0.0
AHUEHUEPAN	1045.0	20.7	21631.5	29.2	30514.0	5.0	5225.0	0.0	0.0
VALERIO TRUJANO	1030.0	18.5	19055.0	24.7	25441.0	2.7	2781.0	0.0	0.0
MEZCALA	1457.5	27.0	39352.5	27.9	40664.25	2.7	3352.25	0.0	0.0
CHILPANCINGO	727.5	90.5	65838.75	37.0	26917.5	10.2	7420.5	0.5	363.75
S U M A	31482.5		468757.25		618758.0		484726.25		96447.25
PRECIPITACION MEDIA \bar{h}_p			14.89		19.65		15.39		3.06

Tabla 1.2 Cálculo de la precipitación media Polígonos de Thiessen

b) PASTORIA

ESTACION	AREA	13		14		15		16	
	DE INFLUENCIA Km ² Al	mm hpl	Alhpl	mm hpl	Alhpl	mm hpl	Alhpl	mm hpl	Alhpl
PASTORIA	25.0	6.0	150.0	11.0	275.0	49.0	1225.0	6.0	150.0
URUAPAN	485.0	18.2	8827.0	11.0	5335.0	25.0	12125.0	3.0	1455.0
JICALAN	350.0	15.0	5250.0	11.0	3850.0	24.5	8375.0	3.5	1225.0
TARETAN	1440.0	0.0	0.0	14.6	21024.0	23.0	33120.0	6.3	9072.0
NUEVA ITALIA	357.5	2.0	715.0	4.0	1430.0	20.0	7150.0	0.0	0.0
S U M A	2657.5		14942.0		31914.0		62195.0		11902.0
PRECIPITACION	MEDIA	\bar{h}_p	5.62		12.0		23.4		4.48

c) PINZANES

ESTACION	AREA	13		14		15		16	
	DE INFLUENCIA Km ² Al	mm hpl	Alhpl	mm hpl	Alhpl	mm hpl	Alhpl	mm hpl	Alhpl
PINZANES	1462.5	15.9	23253.75	15.0	21937.5	57.5	54843.75	1.9	2778.75
VILLA MADERO	3185.0	24.0	76440.0	55.0	111475.0	38.0	121030.0	2.0	6370.0
CHURUMUCO	695.0	4.0	2780.0	27.5	19112.5	60.0	41700.0	1.8	1251.0
TARETAN	192.5	0.0	0.0	14.6	2810.5	23.0	4427.5	6.3	1212.75
S U M A	5535.0		102473.75		155335.5		22001.25		11612.5
PRECIPITACION	MEDIA	\bar{h}_p	18.51		28.06		40.10		2.09

Tabla 1.2 Cálculo de la Precipitación Media Polígonos de Thiessen.

Tabla 1.2 Cálculo de la Precipitación Media Polígonos de Thiessen.

d) PANCHES

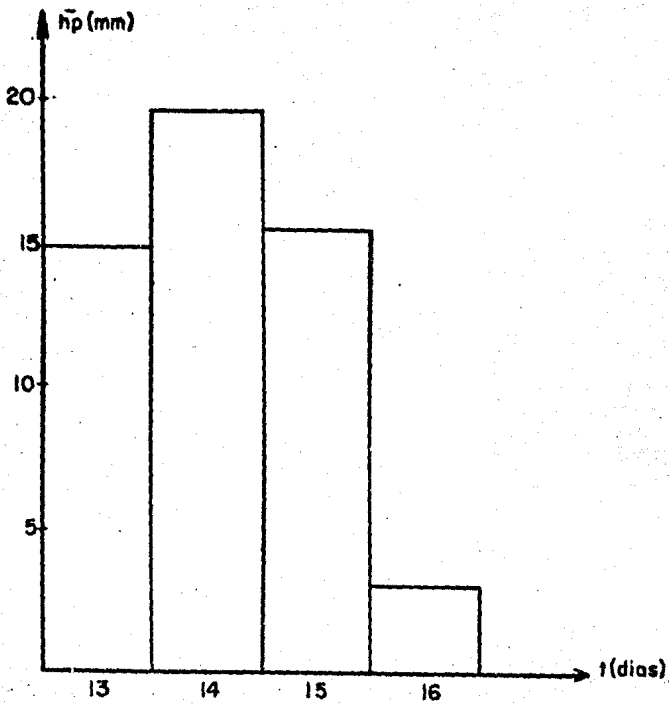
ESTACION	AREA DE INFLUENCIA km ² A _i	13		14		15		16		17		18	
		mm hpl	A _{ihpl}	mm hpl	A _{ihpl}	mm hpl	A _{ihpl}	mm hpl	A _{ihpl}	mm hpl	A _{ihpl}	mm hpl	A _{ihpl}
PANCHES	2255.0	1.9	4284.5	4.5	32697.5	93.9	211744.5	7.5	16912.5	0.1	225.5	0.1	1127.5
QUITUPAN	725.0	3.8	10005.0	0.0	0.0	10.9	7902.5	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
MANUEL M.D.	3807.5	4.5	55208.75	7.6	67012.0	5.3	20179.75	6.4	24368.0	0.0	0.0	0.0	0.0
LOS LIMONES	3200.0	4.2	13440.0	9.4	63080.0	11.1	35520.0	7.5	24000.0	0.0	0.0	6.5	20800.0
URUAPAN	290.0	8.2	5278.0	1.0	3190.0	25.0	7250.0	3.0	870.0	0.0	0.0	45.0	13050.0
JICALAN	570.0	5.0	8550.0	1.0	6270.0	24.5	13965.0	3.5	1995.0	0.0	0.0	39.5	22515.0
NUEVA ITALIA	395.0	2.0	790.0	4.0	1580.0	80.0	7900.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
S U M A	1242.5		97556.25	4.5	72829.5		304461.75		68145.5		225.5		57492.5
PRECIPITACION MEDIA \bar{p}			8.68		15.37		27.08		6.06		0.02		5.11

Tabla 1.3 Datos para construir los hietogramas

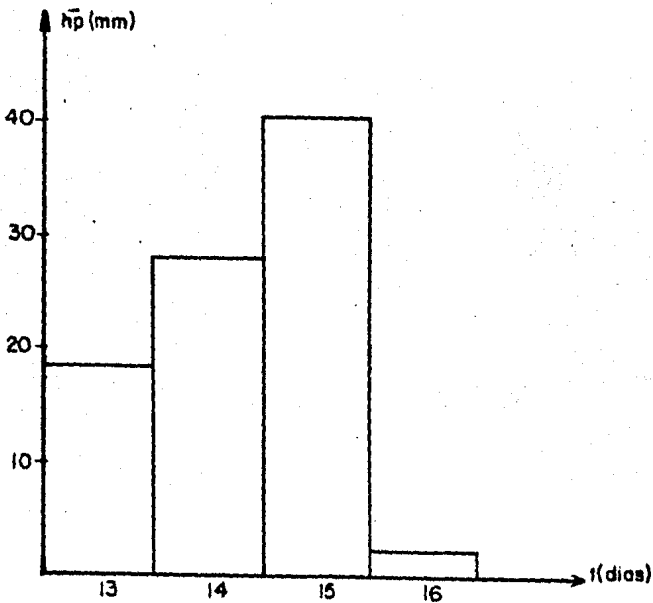
SUBCUENCA	PRECIPITACION MEDIA \bar{h}_p EN (mm)					
	13	14	15	16	17	18
CAIMANERA	14.89	19.65	15.39	3.06		
PINZANES	18.51	28.06	40.10	2.09		
PASTORIA	5.62	12.0	23.40	4.48		
PANCHES	8.68	15.37	27.08	6.06	0.02	5.11

Los datos anteriores se llevan a un sistema de ejes cartesianos donde en el eje de las abcisas van los intervalos de tiempo y - en el eje de las ordenadas se representan las alturas de precipitación media; obteniéndose así la forma del hietograma.

En la figura 1.5 se muestran los hietogramas resultantes, que - a su vez se utilizarán para establecer los métodos de la relación lluvia-escurrimiento, en las mismas subcuencas.

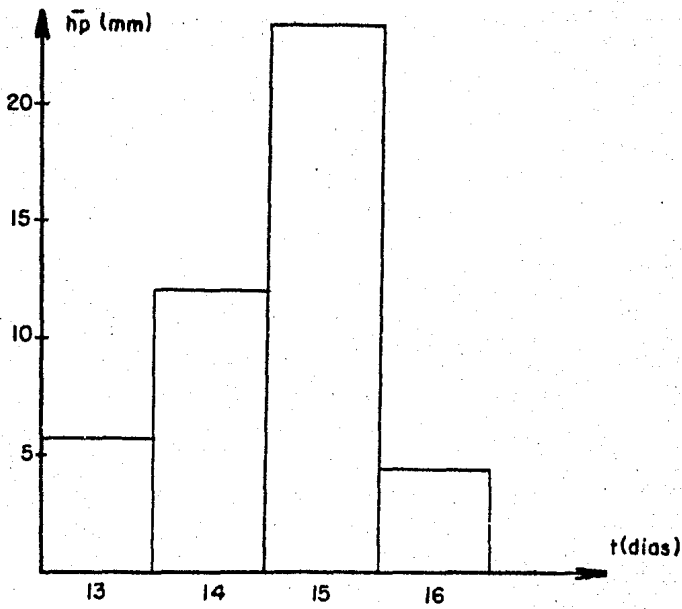


a) CAIMANERA

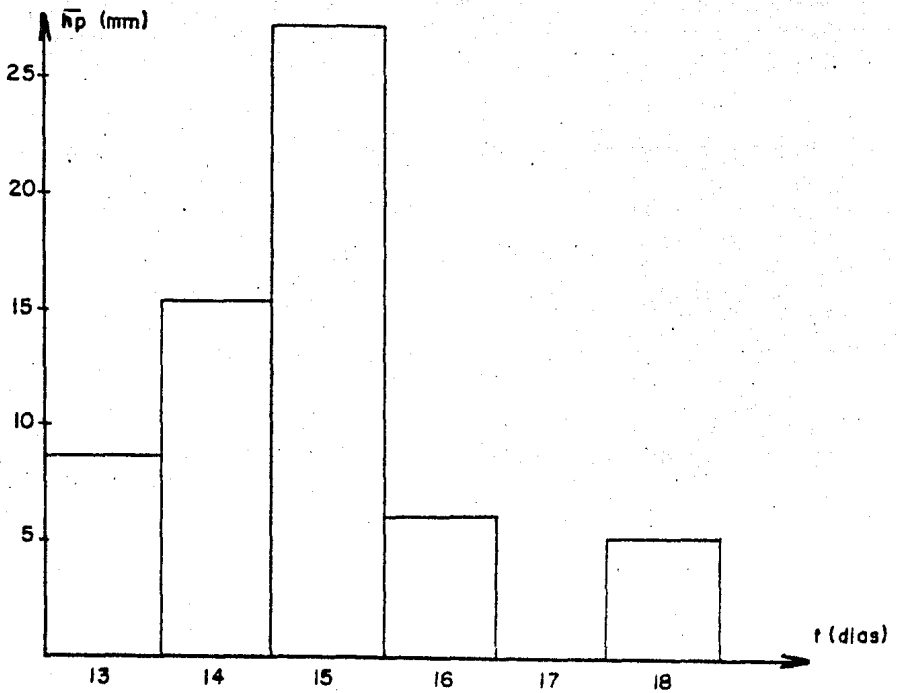


b) PINZANES

FIG. 1.5 HIETOGRAMAS EXPRESADOS EN ALTURA DE LLUVIA



c) PASTORIA



d) PANCHES

FIG. 1.5 HIETOGRAMAS EXPRESADOS EN ALTURA DE LLUVIA

CAPITULO II ANALISIS DE AFOROS.

2.1 INTRODUCCION.

Este capítulo está dirigido al análisis de las crecientes o avenidas que se presentaron durante septiembre de 1984, en la Cuenca del Río Balsas.

Aquí se describen algunos métodos que se utilizan para medir la magnitud del escurrimiento en una sección dada de un río.

Con los registros de aforo de las cuatro estaciones hidrométricas se pretende establecer para cada una, la ecuación de la curva altura-gastos, mediante la aplicación del método de correlación lineal simple.

También se menciona de manera general el equipo y funcionamiento de las estaciones de aforo, y algunas características particulares de las estaciones analizadas.

2.2 PROCESO DEL ESCURRIMIENTO.

Cuando la lluvia excede la capacidad de infiltración o retención del terreno y la vegetación, se inicia el escurrimiento, esto es, se desplaza por efecto de la gravedad hacia las partes bajas de la cuenca, recorriendo los arroyos más cercanos hasta llegar a los ríos, y finalmente a los lagos y mares.

Para entender mejor el proceso del escurrimiento se describe a continuación tal proceso.

El agua producto de la precipitación primero llega a los objetos que se encuentran sobre la superficie del terreno como pueden ser árboles, casas, pasto, etc. Estos objetos captan

un porcentaje de la lluvia y otro tanto llega al suelo, en donde se infiltra; se llenan las depresiones topográficas y se va acumulando el agua en el terreno hasta romper la tensión superficial y escurrir por la superficie de las laderas hacia los cauces, por último, estos cauces desembocan en los océanos para continuar así con el ciclo hidrológico.

2.3 TIPOS DE ESCURRIMIENTO.

Parte del agua que escurre por los ríos se debe al flujo superficial, sin embargo pueden existir otras dos contribuciones: el agua subsuperficial y el agua subterránea.

La primera fluye casi paralela a la superficie a poca profundidad, y la segunda se debe al agua que se encuentra en la zona de saturación del subsuelo.

El escurrimiento superficial se realiza en forma rápida, sobre todo comparado con el subterráneo que fluye más lento, sin embargo, el flujo subsuperficial puede ser solo un poco menos rápido que el superficial o tan lento como el subterráneo, dependiendo la velocidad de la permeabilidad del suelo. Por estas razones, se clasifica al escurrimiento en dos tipos:

A) Escurrimiento Directo.- Está formado por los gastos superficiales y subsuperficial rápido, es el que tiene una respuesta rápida a la lluvia y que se considera como el resultado de la lluvia efectiva o en exceso.

B) Escurrimiento Base.- Está formado por los gastos subsuperficial lento y el subterráneo, es el que no depende esencialmente de la lluvia de la tormenta inmediata anterior. A este escurrimiento se debe la existencia de las corrientes con flujo todo el año, mejor conocidas como corrientes perennes.

Para identificar los dos tipos de escurrimiento mencionados, hay métodos que se describen posteriormente y que son base-fundamental para continuar el análisis hidrológico.

2.4 AFORO DE CORRIENTES.

El aforo o medición de una corriente, particularmente en este caso de ríos, se realiza con el fin de disponer de información cuantitativa que permita caracterizarla desde el punto de vista hidrológico. Con estas mediciones se pueden establecer los modelos mediante los cuales se extrapolan las características del escurrimiento para fines de diseño, predicción u operación.

Resumiendo, aforar una corriente en una sección es determinar el volúmen que pasa por ella, en la unidad de tiempo, es decir el gasto, con objeto de determinar la magnitud y distribución del escurrimiento en el tiempo.

Los procedimientos más comunes para aforar las corrientes son:

- A) Secciones de Control.
- B) Relación sección-pendiente.
- C) Relación sección-velocidad.

2.4.1 SECCIONES DE CONTROL.

Hidráulicamente una sección de control en una corriente es aquella en donde existe una relación única entre el tirante del agua y el gasto.

La ventaja de utilizar este método es que para una sección de control, sólo se requiere conocer el nivel del agua y la forma de la sección para determinar el gasto.

Este método presenta dos desventajas:

- 1) El costo de su construcción es muy alto.
- 2) Al estrechar el cauce para tener una sección de control se restringe el transporte de objetos arrastrados por la corriente y se puede obstruir la sección.

Debido a las desventajas que presenta el método, sólo se utiliza en cuencas experimentales o ríos de sección pequeña.

2.4.2 RELACION SECCION - PENDIENTE

Este procedimiento de aforo consiste en la determinación -- del gasto a partir de la fórmula de Manning.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (1)$$

donde:

- v = velocidad media de la corriente, en m/s
- n = coeficiente de rugosidad de Manning.
- R = radio hidráulico de la sección, en m.
- S = pendiente hidráulica de la corriente.

Para obtener, el gasto se aplica la ecuación de continuidad.

$$Q = V \cdot A \quad (2)$$

donde:

- Q = gasto aforado, en m³/s
- A = área media de la sección, en m²
- V = velocidad media, en m/s

Este procedimiento permite tener una idea aproximada del gasto máximo que condujo una corriente que no pudo ser aforado cuando pasó la avenida, a partir de las huellas dejadas por el agua.

2.4.3 RELACION SECCION - VELOCIDAD.

Este método en la práctica es el más utilizado y es el que precisamente se utiliza para realizar el presente análisis del escurrimiento.

Para aplicar este método se recurre a la información proporcionada por las estaciones hidrométricas, es por eso que se dedica un espacio al equipo y funcionamiento de las mismas.

El método de aforos, Relación Sección-Velocidad se basa en la ecuación de continuidad.(2)

Debido a que la velocidad es diferente en cada punto de la sección transversal, la ecuación (2) se substituye por

$$Q = \sum_{i=1}^n a_i V_{mi} \quad (3)$$

donde:

a_i : área de la subdivisión del área total velocidad media en dicha área, que puede calcularse como ya se menciona.

V_{mi} : Son las velocidades a profundidades de 0.2, 0.8 y 0.6 del tirante por debajo de la superficie del agua.

En la figura 2.1 se aprecian las subdivisiones del área total de una sección transversal, así como la variación de la velocidad respecto al tirante del agua.

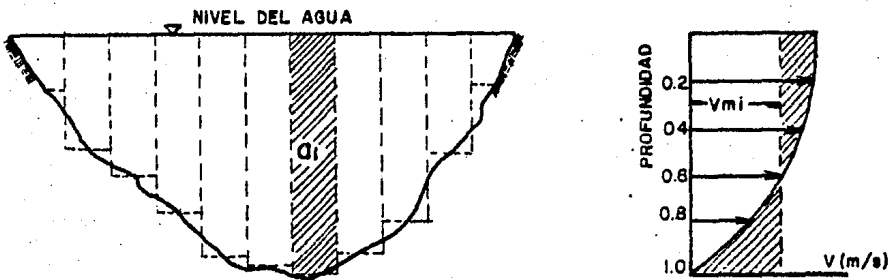


Fig. 2.1 Método Sección Velocidad

La principal limitación del método se debe a que cada medición toma un tiempo relativamente grande, por lo que durante una avenida generalmente sólo es posible hacer hasta cuatro mediciones que difícilmente corresponden al pico de la avenida.

Para superar esta limitante se construyen curvas elevaciones-gasto que permiten, con la ayuda de un registro continuo del nivel del agua en la sección (mediante un limnógrafo), estimar el valor del gasto para cada elevación en cualquier instante.

2.4.3.1 ESTACIONES DE AFORO.²⁾

En las estaciones de aforo las condiciones topográficas de la sección y del flujo permiten establecer una curva de elevaciones-gastos, basada en mediciones de la velocidad con molinetes. Con la curva elevaciones-gastos la magnitud del gasto se determina de la misma y del tirante medio en la sección de la estación.

2.4.3.1.1 LOCALIZACION DE LAS ESTACIONES DE AFOROS.

Las estaciones de aforo se deben localizar en tramos rectos y uniformes del río de naturaleza permanente. Deben ser localizadas suficientemente lejos de derivaciones, tomas u otras instalaciones que causen disturbios en el flujo, de tal manera -- que las relaciones de gasto a tirantes no puedan ser apreciablemente afectadas.

Debido a la naturaleza variable de los lechos de algunos ríos pueden ser necesarios aforos frecuentes de la corriente.

Los cambios en lechos de arena pueden ocurrir diariamente. Para obtener la relación alturas-gastos de las estaciones, los aforos con molinetes deben practicarse diariamente, si la importancia de la distribución equitativa del agua justifica dicha acción.

2) Secretaría de Recursos Hídricos, "Instructivo para Aforos de Corrientes", 5a. Edición, México 1964.

2.4.3.1.2 EQUIPO DE LAS ESTACIONES DE AFORO.

Las características esenciales de una estación de aforos son:

a) Una escala de medida de niveles de agua. El nivel del agua se puede obtener por medio de observaciones sistemáticas de un limnómetro o de un limnógrafo.

b) Un banco de nivel. El banco de nivel debe estar conveniente y permanentemente localizado y la elevación del plano de comparación debe ser cuidadosamente referido al mismo.

c) Puntos de medición fijos en la sección transversal del río. Los puntos de medición se deben localizar en una sección transversal que forme un ángulo recto con la dirección del flujo. Cuando el río sea lo suficientemente bajo para permitir mediciones de vadeo, o donde se hagan mediciones desde un cable transportador, se debe usar un cable guía para establecer los puntos de medición.

d) Un elemento rígido para sostener el molinete en el plano de medición o sección transversal cuando la velocidad es alta y el tirante es profundo.

2.4.3.1.3 INSTRUMENTOS PARA MEDIR LA VELOCIDAD.

Para determinar y conocer la velocidad se recurre al empleo de molinetes convencionales cuyas características esenciales son

a) Una rueda que gira cuando se sumergen en el flujo de la corriente y,

b) Un dispositivo que determina el número de revoluciones de la rueda.

La velocidad del agua se determina de acuerdo con el número de revoluciones de la rueda por unidad de tiempo, experimentalmente se han encontrado ecuaciones para hallar la velocidad en función del número de revoluciones.

MOLINETES TIPO PRICE.

Los molinetes convencionales son de dos tipos generales, el tipo de hélice con eje horizontal, y el tipo de copas con eje vertical.

El medidor Tipo Price (fig. 2.2), es del tipo de copas con eje vertical y tiene las características generales siguientes:

- a) Veleta para mantener a la rueda orientada dentro de la corriente.
- b) Un cable o una varilla para manejar el molinete.
- c) Contrapeso para hundir el molinete cuando se suspende de un cable.
- d) Un dispositivo eléctrico para indicar el número de revoluciones.

Los molinetes deben recibir el mejor cuidado durante la transportación y uso para asegurar mediciones precisas de la velocidad, ya que si las copas o álabes se dañan o se doblan no son de confianza los resultados de la velocidad. Después de completar las mediciones en una estación de aforos, el molinete debe ser cuidadosamente limpiado y lubricado.

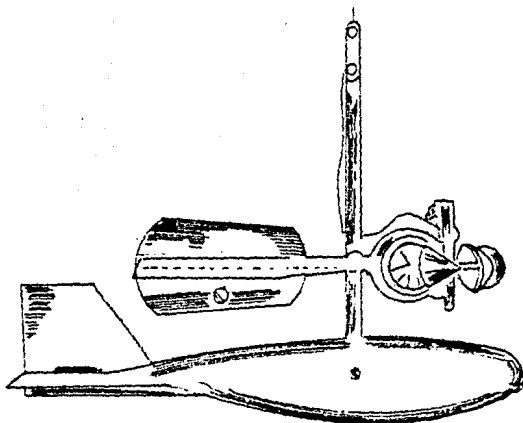


Fig. 2.2 Molinete Price

2.4.3.1.4 METODOS PARA DETERMINAR LAS VELOCIDADES MEDIAS.

Debido a las distribuciones de la velocidad respecto a la profundidad, principalmente se usan los siguientes métodos para determinar las velocidades medias en una línea vertical con un molinete.

- a) El método de los dos puntos.
- b) El método de los seis décimos del tirante.

El método de los dos puntos.- Consiste en medir la velocidad a 0.2 y 0.8 del tirante, desde la superficie del agua, y sacando el promedio de las dos mediciones. La precisión obtenida con éste método es alta y se recomienda su uso. Este método no deberá ser usado cuando el tirante sea menor que 0.61 m.

Entonces la velocidad media vale.
$$V_{mi} = \frac{V_{0.2} + V_{0.8}}{2} \quad (4)$$

Este método es el que se utiliza en las estaciones hidrométricas de interés, porque al observar los tirantes registrados -- estos son del orden de 1.5 a 4.5 m.

El método de los seis décimos del tirante.- Consiste en medir la velocidad a 0.6 del tirante desde la superficie del agua, y se usa generalmente en corrientes poco profundas, donde el método de los dos puntos no es aplicable.

Así, la velocidad media vale
$$V_{mi} = V_{0.6} \quad (5)$$

Este método se aplica cuando se requiere realizar el aforo rápidamente y puede hacerse una sola medición de la velocidad.

En la figura 2.1 se ejemplifica la variación de la velocidad respecto al tirante del agua.

Existen otros métodos como los siguientes: método de la curva de velocidad, sobre una vertical, método de la velocidad sub-superficial y el método de integración, pero sus aplicaciones-

se ven limitadas debido a su poca precisión, su costo alto e inversión de tiempo considerable, por lo que no se recurre a ellos frecuentemente.

2.4.3.2 DESCRIPCIÓN DE LAS ESTACIONES HIDROMÉTRICAS. ⁽³⁾

A continuación se citan algunas características principales de las estaciones de aforo que proporcionaron los registros del escurrimiento, para realizar su correspondiente análisis.

2.4.3.2.1 ESTACION: LA CAIMANERA

1.- Características Geográficas

Colector General: Río Balsas

Corriente: Río Balsas

El río Balsas es una de las corrientes más caudalosas de la República Mexicana, su origen se efectúa en la confluencia de los ríos Atoyac y Mixteco recibiendo abajo de esa confluencia el nombre de río Poblano. Más adelante recibe por la margen izquierda al río Tlapaneco y cambia de dirección recibiendo el nombre de río Grande; después recibe las aportaciones del río Amacuzac y del río Tepecoacuilco por la margen derecha. Aguas abajo ya se conoce como río Balsas y le confluyen por la margen derecha los ríos Cocula o Iguala, Teloloapan, Poliutla Ixtapan, Tacambaro y Tepalcatepec y por la margen izquierda los ríos Coatepec, Tetela, Ajuchitlán, San Miguel, Cuirio, del Oro, Cujirán y San Antonio conservando una dirección Oeste-Noroeste hasta la confluencia del río Tepalcatepec en donde ocurre un cambio de dirección hacia el sur. En este tramo el río Balsas ya se encuentra embalsado por la presa el Infiernillo.

Posteriormente el río vuelve a ser represado en la presa denominada la Villita y finalmente vierte sus aguas abajo del complejo siderúrgico Las Truchas. Aguas abajo de la confluencia

(3) Secretaría de Recursos Hidráulicos, "Boletín Hidrológico no. 49", Tomo 1, México 1970.

del río Huetamo ya en el sitio en que el río Balsas sirve como límite natural entre los estados de Michoacán y Guerrero está instalada la estación de aforos La Caimanera, que forma parte de un conjunto de estaciones situadas estratégicamente a lo largo de su cauce las cuales determinan el régimen de la corriente para futuras obras hidroeléctricas ya en operación.

Area de Cuenca: El área de cuenca hasta el sitio de la estación es de 31482.5 Km².

Coordenadas: Lat. N. 18°28'00", Long. W.G. 100°53'30".

Objeto de su instalación: Determinar el régimen de la corriente en el sitio para proyectos de futuras obras hidroeléctricas

2.- Características del Cauce, Estructuras y Aparatos.

Condiciones del tramo: El tramo en el cual está instalada la estación, es recto en una longitud de 350 m.; los márgenes son de tierra y roca ríolítica, el cauce está formado por material de acarreo y arena.

Sección de aforo: Se localiza en posición perpendicular a la corriente y se encuentra definida por el lecho del río y los márgenes naturales. El material de que están constituidas las márgenes es de roca y arena, el lecho está formado por piedras de boleó y arena.

Escala: Para determinar los niveles del agua se instaló una escala de aluminio de diez metros de capacidad dividida en cinco tramos verticales adosados a pilastras escalonadas de concreto armado situados en la margen izquierda a 20m aguas arriba de la sección de aforos.

Estructura para aforos: Se dispone de una estructura compuesta de cablevía de acero y canastilla de madera, equipada con un sistema de malacate y transportador, estando soportado el

cable por medio de torres de concreto.

Aforos: Los aforos se realizan desde la estructura del cablevía, empleando el método de sección-velocidad.

Registro gráfico de niveles: El registro gráfico y automático de la variación del tirante en el escurrimiento, se determina por medio de un limnógrafo Rossbach tipo Campirano adosado a una columna de concreto, situada a 20m aguas arriba de la sección de aforos, en la margen izquierda.

Estación Climatológica en el sitio: La estación climatológica La Caimanera, se localiza sobre la margen derecha a 50m arriba de la sección de aforos tiene pluviómetro, termómetro, evaporómetro y veleta

2.4.3.2.2 ESTACION: LOS PINZANES

1.- Características Geográficas.

Colector General: Río Balsas

Corriente: Río Tacámbaro o Caracuaro.

La corriente principal formadora del río Tacámbaro, se origina en las estribaciones del eje Neo-Volcánico, a partir de las corrientes perennes que descienden desde una altitud de 300 m.s.n.m. de los cerros Turicato, Taretio y el Perdido, los cuales sesitúan a 40 Km al Suroeste de Morelia, Mich.

Esta corriente en sus orígenes se conoce como arroyo Taretio y su curso inicial es hacia el Este, rumbo que conserva hasta la confluencia con el arroyo del Laurelito, cambiando a partir de esta unión hacia el Sur, donde comienza a describir una serie de inflexiones debido a la topografía del terreno, en este proyecto recibe una serie de corrientes intermitentes por ambos márgenes y como corriente importante recibe el río Tacámbaro a 38.5 Km al Noroeste de Huetamo de Nuñez, Mich. Es

ta corriente formadora tiene su origen en los manantiales "Ojos de Agua", los cuales brotan a 2750 m.s.n.m. en el cerro del Umbicho, descendiendo hacia el Sur. Aguas abajo de la confluencia del Río Tacámbaro, la corriente pasa por Tacámbaro de Collados, Mich., y Turicato, Mich., en donde recibe por la margen derecha al río Turirán, posteriormente por la misma margen derecha confluye el arroyo la Vinata y a partir de aquí modifica su rumbo corriendo hacia el Sureste confluendo en esta zona por la margen izquierda al río Carácuaro, más adelante corre hacia el Sur y finalmente a 7 Km., aguas arriba de su confluencia al río Balsas, está instalada la estación de aforos "Los Pinzanes".

Area de Cuenca: El área de drenaje hasta el sitio de la estación "Los Pinzanes" es de 5535.0 Km².

Coordenadas: Lat. N. 18°32'45", Long. W.G. 101°07'05".

Objeto de su instalación: Conocer el régimen de la corriente para futuros proyectos de obras hidroeléctricas.

2.- Características del Cauce, Estructuras y Aparatos.

Condiciones del tramo: Recto en una longitud de 200m., siendo la margen derecha de pendientes fuerte, pues corresponde a la falda de un cerro, la margen izquierda es más baja, ambas están cubiertas por hizaches. El lecho del río está constituido por piedras de boleco y arena; y el cauce es bastante amplio.

Sección de Aforos: La sección de aforos está colocada en posición perpendicular al sentido del escurrimiento y se encuentra limitada por las margenes naturales del cauce, las cuales son de material tepetatoso y roca en la margen derecha y de tierra en la margen izquierda.

Escala: La variación del tirante en el escurrimiento se determina en una escala de fierro fundido dividida en dos tramos y colocadas en posición vertical adosados a la estructura que soporta el limnógrafo. Cada tramo es de 0.00m a 2.50 m, el primero y de 2.50 m a 5.00 m el segundo, siendo ésta la capacidad total de la escala.

Estructura para aforos: Se utiliza un cable de acero de 1" de diámetro que soporta una canastilla de madera con techo de lámina de dos aguas, equipado con transportador y malacate para corregir el esviajamiento. El cable está sujeto en la margen derecha por medio de un anclaje directo en la roca y en la margen izquierda por una torre de mampostería de sección piramidal.

Aforos: Los aforos se practican desde la canastilla por medio del método de sección-velocidad utilizando para la obtención de éste un molinete hidráulico.

Registro Gráfico de Niveles: En la margen izquierda a 12m -- aguas arriba de la sección de aforos, existe un limnógrafo -- Rossbach tipo campirano el cual está adosado a una pilastra de concreto armado.

Estación Climatológica en el sitio: La estación climatológica Los Pinzones, se localiza a 100 m., aguas arriba de la sección de aforos sobre la margen izquierda, funciona con pluviómetro, termómetro, evaporímetro y veleta.

2.4.3.2.3 ESTACION: LA PASTORIA

1.- Características Geográficas

Colector General: Río Balsas

Corriente: Río el Marquez

El Río el Marquez tiene como principal formador el Río Cupe -

titzio que se origina en el cerro del Pario a una altitud de 2750 m.s.n.m. desciende con rumbo Este, como el río Cería y después de 10Km., cambia su dirección al Sur donde recibe -- los importantes volúmenes que proceden del manantial La Rodilla del Diablo situado en la parte Noroeste de Uruapan, Mich. Prosigue su rumbo hacia el Sur ya con el nombre de río Cupatitzio, conservando ese nombre hasta la confluencia con la barranca de Andanguio, por la margen derecha. A partir de aquí la corriente principal se llama río el Marquez, confluendo más adelante por la margen izquierda el río de la Parota. A 300 aguas abajo del puente La Pastoria se localiza la estación hidrométrica La Pastoria. Finalmente el río el Marquez confluye al río Tepalcatepec por la margen izquierda de éste.

Area de Cuenca: El área de Cuenca hasta el sitio de la estación hidrométrica es de 2657.5 Km².

Coordenadas: Lat. N. 18°55'40"; Long. W.E. 102°03'25".

Objeto de su Instalación: Conocer el volumen escurrido para posibles aprovechamientos hidroeléctricos del río el Marquez.

2.- Características del Cauce, Estructuras y Aparatos.

Condiciones del tramo: Recto en una longitud de 200m., aproximadamente, márgenes altos de fuertes pendientes constituidos por tierra y tepetate, y cubiertas por huizaches, el cauce es ancho y el lecho está formado por piedras de boleó y arena.

Sección de Aforos: La sección de aforos se encuentra en posición perpendicular al sentido del escurrimiento y su forma es trapecial estando limitada por las márgenes naturales y el lecho del río.

ESCALA: Para determinar los niveles del tirante, se utiliza una escala de aluminio adosada a la estructura del limnógrafo sobre la margen derecha a 12m., aguas arriba de la sección de aforos.

Estructura para aforos: Consiste en un sistema de cable de acero y canastilla de aluminio apoyada en una torre de mampostería en la margen derecha y mediante anclaje directo en la margen izquierda.

Aforos: Se practican por el método de sección-velocidad con molinete hidráulico desde el cablevía.

Registro Gráfico de Niveles: A 12 m., aguas arriba de la sección de aforos y sobre la margen derecha se encuentra instalado un limnógrafo Rossbach tipo Campirano adosado a una estructura de concreto armado con pasarela de acceso.

Estación Climatológica en el sitio: La estación climatológica "La Pastoria", se localiza en la margen derecha y cuenta con pluviómetro, termómetro, evaporímetro y veleta.

2.4.3.2.4. ESTACION: LOS PANCHES.

1.- Características Geográficas.

Colector General: Río Balsas

Corriente: Río Tepalcatepec.

El Río Tepalcatepec tiene como principal formador al Río Quitupan que se origina a 2200 m.s.n.m. al Suroeste de Cojuma -- tlan de Regules, Mich., descendiendo con dirección Oeste-Suroeste, para ir cambiando gradualmente su curso hacia el Sur donde sus aguas son almacenadas en la presa Ing. Vicente C. Villaseñor de la cual sale con dirección Sureste, recibe por la margen izquierda al Río Plátanos y al río Itzicuaro y por la margen derecha al río Tepalcatepec recibiendo después de esta confluencia el nombre de río Tepalcatepec la corriente --

principal, la cual escurre hacia el Sur y cruza los límites - entre Jalisco y Michoacán a pocos kilómetros aguas abajo de - la confluencia del Río Corongoros por la margen derecha. A -- aguas abajo recibe por la margen derecha al río Chila y por la margen izquierda al río Cancita, de donde a 12 Km., aguas aba - jo está instalada la estación de aforos Los Panches. Aguas - abajo recibe por la margen derecha las aportaciones del arroyo las Cruces, del Río el Marquez y el río Zicuirán por la mar - gen izquierda. Finalmente toma un rumbo hacia el Sur y con - fluye al río Balsas por la margen derecha de éste efectuándose dicha confluencia dentro del vaso de la presa El Infiernillo.

Area de Cuenca: El área de cuenca hasta el sitio de la estación es de 11242.5 Km².

Coordenadas: Lat.N.18°53'10", Lon.W.G.102°13'36".

Objeto de su Instalación: Conocer el régimen del escurrimiento para su aprovechamiento en futuras obras hidroeléctricas.

2. Características del Cauce, Estructuras y Aparatos.

Condiciones del Tramo: Recto en una longitud de 500m., las - margenes son altas y de pendiente fuerte, estando constitui - dos por arcillas principalmente; el cauce está delimitado --- por árboles a lo largo de él, y el lecho lo forman piedras de boleó y arenas.

Sección de Aforos: Se localiza en forma perpendicular al sen - tido del escurrimiento y está libre de obstáculos, siendo de - sección trapecial limitada por las margenes naturales y el -- lecho del río.

Escala: La diferencia de niveles del escurrimiento se obser - va en una escala de aluminio situada en la margen derecha a - 8 m. aguas arriba de la sección de aforos, adosada a la es -- tructura del limnógrafo, su capacidad es de 6.10m.

Estructura para aforos: Se compone de un cable de acero y una canastilla de aluminio con sistema de malacate y transportador para corregir el esviajamiento. La estructura está apoyada en ambas margenes en torres de concreto armado.

Aforos: Los aforos se practican por el método de sección y velocidad con un molinete hidráulico.

Registro Gráfico de Niveles: Se determina mediante un limnógrafo Rossbach tipo Campirano situado en la margen derecha a 8m., aguas arriba de la sección de aforos.

Estación Climatológica en el Sitio: La situación climatológica "Los Panches", se localiza sobre la margen derecha a 25m., aguas arriba de la estación de aforos se opera un pluviómetro, termómetro, evaporímetro y veleta.

2.4.3.3 PRESENTACION DE LA INFORMACION.

En las tablas 2.1 se presenta el resumen de los registros de aforo al aplicar el método Relación Sección-Velocidad.

2.4.4 CURVA ELEVACIONES - GASTO

Para conocer de una manera aproximada el gasto instantáneo durante una avenida, es necesario construir una curva que relacione al gasto con el nivel del agua en la sección de cada estación hidrométrica. A esta curva se le conoce como curva elevaciones-gasto, y se construye a partir de los aforos completos que se hayan realizado en el mes en que ocurrió la avenida.

En la mayoría de los casos la sección de medición no es una sección de control, por lo que la relación tirantes-gasto no es única, de tal manera que al pasar una avenida ocurre el siguiente fenómeno:

En el ascenso del hidrograma, para una elevación dada la pendiente hidráulica es mayor que la que se tendría con régimen establecido y durante el descenso del hidrograma sucede lo contrario; sin embargo es posible ajustar una curva media -- que represente aproximadamente ambos casos. En la figura -- 2.3 se representa el fenómeno citado.

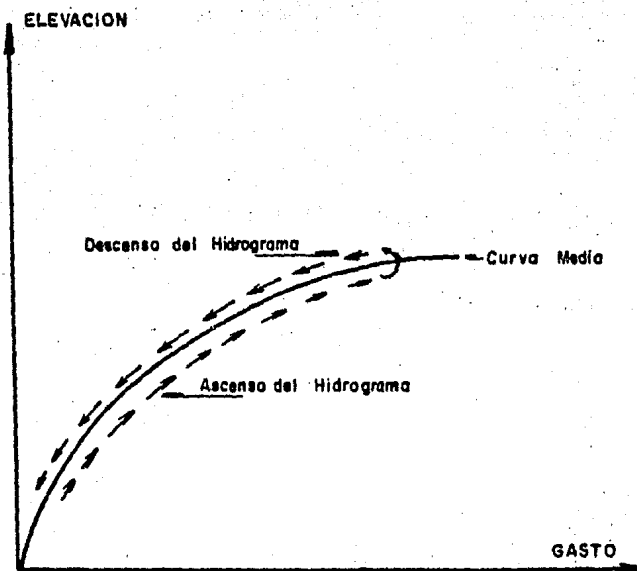


FIG. 2.3 Curva Media Elevaciones-Gastos

Tabla 2.1 Resumen de aforos en Septiembre de 1984.

a) CAIMANERA

DIA	HORAS	ELEVACION EN METROS			AREA SECCION M ²	VELOCIDAD MEDIA M/S	GASTO M ³ /S
		INICIAL	FINAL	MEDIA			
6	9:00	5.20	5.18	5.19	690.23	2.15	1484.47
6	16:00	5.08	5.49	5.49	743.36	2.21	1649.06
7	6:50	5.80	5.78	5.79	784.68	2.25	1768.93
7	9:00	5.72	5.68	5.70	781.30	2.16	1690.32
8	9:00	6.12	6.07	6.10	852.45	2.24	1915.58
9	9:40	6.96	6.96	6.96	997.29	2.37	2371.53
10	9:50	7.30	7.26	7.28	1060.05	2.30	2438.72
11	14:30	6.13	6.07	6.10	850.75	2.27	1936.90
12	9:00	5.22	5.18	5.20	690.01	2.17	1501.38
13	10:30	5.36	5.36	5.36	687.63	2.11	1450.92
16	17:00	7.96	7.89	7.93	1179.23	2.38	2814.27
17	10:00	6.98	6.90	6.94	997.12	2.28	2275.04
18	18:30	6.97	6.93	6.95	997.19	2.36	2353.83
19	14:50	6.44	6.50	6.47	804.76	2.25	1810.43
20	10:00	6.70	6.70	6.70	840.15	2.28	1921.17
21	11:00	6.73	6.72	6.73	831.35	2.31	1921.88
24	15:00	6.08	6.03	6.06	846.83	2.29	1946.48
25	10:30	5.42	5.40	5.41	693.07	2.16	1502.22
26	9:00	5.33	5.30	5.32	674.36	2.23	1505.13
27	12:00	4.57	4.55	4.56	556.38	2.10	1169.01
28	6:55	4.09	4.08	4.09	494.19	2.03	1003.96
29	6:50	3.82	3.81	3.82	455.28	2.04	932.73

Tabla 2.1 Resumen de Aforos en Septiembre de 1984.

54

b) PINZANES

DIA	HORAS	ELEVACION EN METROS			AREA SECCION M ²	VELOCIDAD M/S	GASTO M ³ /S
		INICIAL	FINAL	MEDIA			
1	7:00	1.49	1.48	1.49	62.02	0.67	41.75
3	14:25	1.42	1.50	1.46	57.15	0.73	41.74
3	15:35	1.81	1.86	1.84	94.44	0.89	84.44
4	11:25	1.62	1.69	1.66	77.75	0.78	60.94
5	11:50	1.75	1.76	1.76	85.06	0.81	69.70
6	10:45	2.35	2.35	2.35	136.32	1.39	190.25
6	14:45	2.32	2.30	2.31	139.38	1.55	215.99
7	11:25	2.18	2.24	2.21	129.52	1.38	179.25
8	9:50	2.27	2.26	2.27	134.75	1.46	197.73
10	14:15	1.90	1.89	1.90	101.25	1.48	106.14
11	7:00	2.00	1.98	1.99	104.62	1.28	134.11
12	14:50	1.75	1.75	1.75	82.17	0.89	73.10
13	11:00	2.16	2.21	2.19	119.81	1.51	181.61
14	12:50	3.03	3.09	3.06	233.76	2.26	528.75
14	15:30	3.40	3.38	3.39	306.50	2.45	751.11
15	13:35	3.34	3.27	3.31	273.41	2.32	634.63
17	10:15	1.85	1.85	1.85	100.94	1.12	113.22
18	7:20	1.81	1.85	1.83	96.17	0.97	94.01
19	13:15	2.53	2.49	2.51	168.13	1.92	324.04
20	10:45	2.68	2.68	2.68	190.98	1.92	367.41
20	14:55	2.40	2.36	2.38	162.66	1.63	265.96
21	6:55	2.60	2.62	2.61	187.27	1.91	357.69
22	10:30	1.98	1.98	1.98	116.30	1.39	162.44
24	11:15	2.03	2.02	2.03	124.26	1.27	158.72
25	11:10	1.83	1.82	1.83	95.44	1.15	110.66
26	9:25	1.73	1.73	1.73	86.10	0.99	85.40
27	11:00	1.70	1.71	1.71	81.71	0.94	76.93
28	11:15	1.57	1.57	1.57	69.03	0.86	59.53
29	7:15	1.52	1.52	1.52	70.85	0.78	55.28

Tabla 2.1 Resumen de Aforos en Septiembre de 1984.

c) PASTORIA

DIA	HORAS	ELEVACION EN METROS			AREA SECCION M ²	VELOCIDAD MEDIA M/S	GASTO M ³ /S
		INICIAL	FINAL	MEDIA			
1	7:10	1.70	1.70	1.70	48.04	0.68	31.33
3	6:45	1.71	1.71	1.71	47.35	0.65	31.14
4	7:05	1.70	1.69	1.70	45.46	0.65	29.59
5	8:55	1.84	1.87	1.86	53.86	0.88	47.42
6	9:55	2.07	2.06	2.07	61.98	0.98	61.16
7	6:50	1.89	1.87	1.88	53.78	0.86	46.62
8	7:15	1.91	1.90	1.91	57.02	0.88	50.46
10	6:45	2.24	2.29	2.27	68.42	1.21	82.87
11	7:15	1.94	1.93	1.94	57.51	0.95	54.99
12	8:30	1.94	1.92	1.93	57.03	0.91	51.94
13	7:35	2.12	2.11	2.12	72.11	1.07	77.76
14	8:30	2.09	2.07	2.08	66.29	1.06	70.83
15	11:15	2.65	2.63	2.64	97.31	1.78	173.75
17	7:15	2.04	2.02	2.03	63.12	1.07	67.54
18	8:40	1.96	1.95	1.96	57.79	0.96	55.56
19	9:10	1.98	1.95	1.97	60.03	0.93	56.22
20	6:55	3.88	3.64	3.76	161.30	2.71	437.81
21	6:55	2.38	2.36	2.37	20.99	1.42	115.15
22	7:15	2.22	2.19	2.21	74.49	1.25	93.30
24	7:00	2.39	2.39	2.39	83.55	1.30	108.63
25	7:05	2.10	2.08	2.09	62.93	1.15	72.76
26	7:05	2.17	2.16	2.17	69.02	1.21	83.75
27	7:00	1.98	1.97	1.98	56.54	1.06	60.10
28	6:40	1.92	1.91	1.92	56.62	0.93	53.19
29	6:45	1.90	1.89	1.90	55.48	0.93	51.82

Tabla 2.1 Resumen de Aforos en Septiembre de 1984.

d) PANCHES

DIA	HORAS	ELEVACION EN METROS			AREA SECCION M ²	VELOCIDAD MEDIA M/S	GASTO M ³ /S
		INICIAL	FINAL	MEDIA			
1	7:00	2.46	2.46	2.46	138.91	0.91	127.38
3	6:00	2.64	2.62	2.63	161.67	1.05	170.25
4	10:20	2.20	2.20	2.20	111.11	0.92	102.77
6	15:45	2.90	2.90	2.90	180.63	1.21	218.49
8	6:35	3.20	3.32	3.26	223.85	1.22	275.15
10	15:10	3.56	3.56	3.56	238.43	1.92	459.07
11	10:55	3.28	3.28	3.28	220.05	1.40	309.46
12	8:50	2.93	2.92	2.93	185.59	1.23	229.23
13	16:30	3.08	3.08	3.08	190.99	1.23	235.67
14	7:00	3.62	3.52	3.57	241.53	1.40	339.30
16	16:15	4.62	4.56	4.59	351.23	2.20	774.11
17	9:25	3.80	3.79	3.80	292.28	1.57	460.97
18	11:50	3.28	3.26	3.27	248.59	1.23	307.26
19	10:45	3.01	3.02	3.02	224.95	1.17	264.16
20	10:05	3.66	3.63	3.65	265.99	1.67	446.62
21	9:15	3.15	3.15	3.15	218.63	1.35	295.49
25	6:50	3.23	3.23	3.23	209.64	1.46	307.75
26	16:10	3.63	3.66	3.65	266.11	6.61	429.15
27	13:00	2.98	2.98	2.98	204.17	1.19	244.72
28	6:30	2.76	2.76	2.76	181.68	1.11	202.55

2.4.4.1. CONSTRUCCION DE LAS CURVAS ELEVACIONES-GASTO.

Para elaborar dichas curvas de las cuatro estaciones hidrométricas de interés se procede de la siguiente manera:

Del resumen de aforos diarios, (tabla 2.1), se grafican las parejas de elevaciones medias y gastos. En el eje de las abscisas está la escala de los gastos y en el eje de las ordenadas las elevaciones respectivas.

Se traza la curva de tal manera que ésta pase por la mayor cantidad de puntos graficados.

En la figura 2.4 se presentan las curvas resultantes para las estaciones en estudio:

2.4.4.2 AJUSTE DE LAS CURVAS ELEVACIONES - GASTO.

Para que las curvas sean más representativas, analíticamente se someten al ajuste de una ecuación para poder extrapolar las y que a su vez sean más confiables que las curvas trazadas.

El ajuste de la curva elevaciones-gasto se realiza utilizando el método de correlación líneal simple, mediante una función del tipo

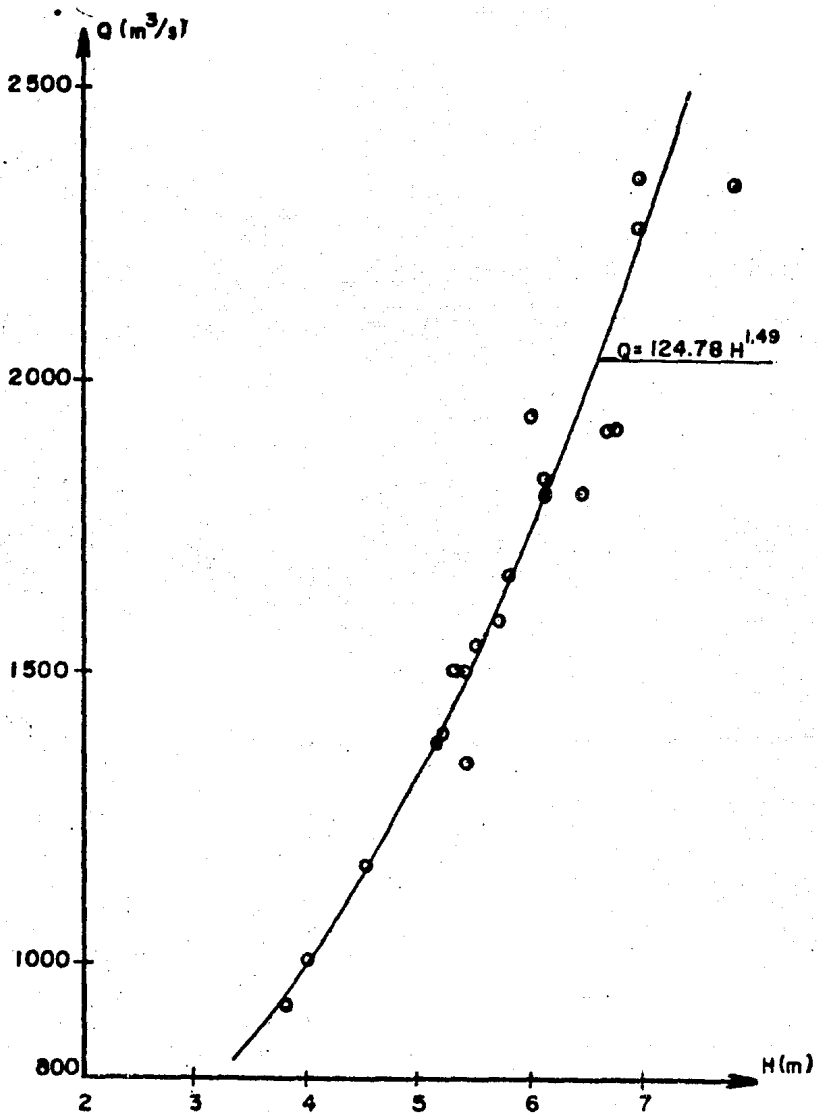
$$Q = a_0 h^b \quad (6)$$

donde:

$Q =$ gasto que pasa por la sección en m^3/s

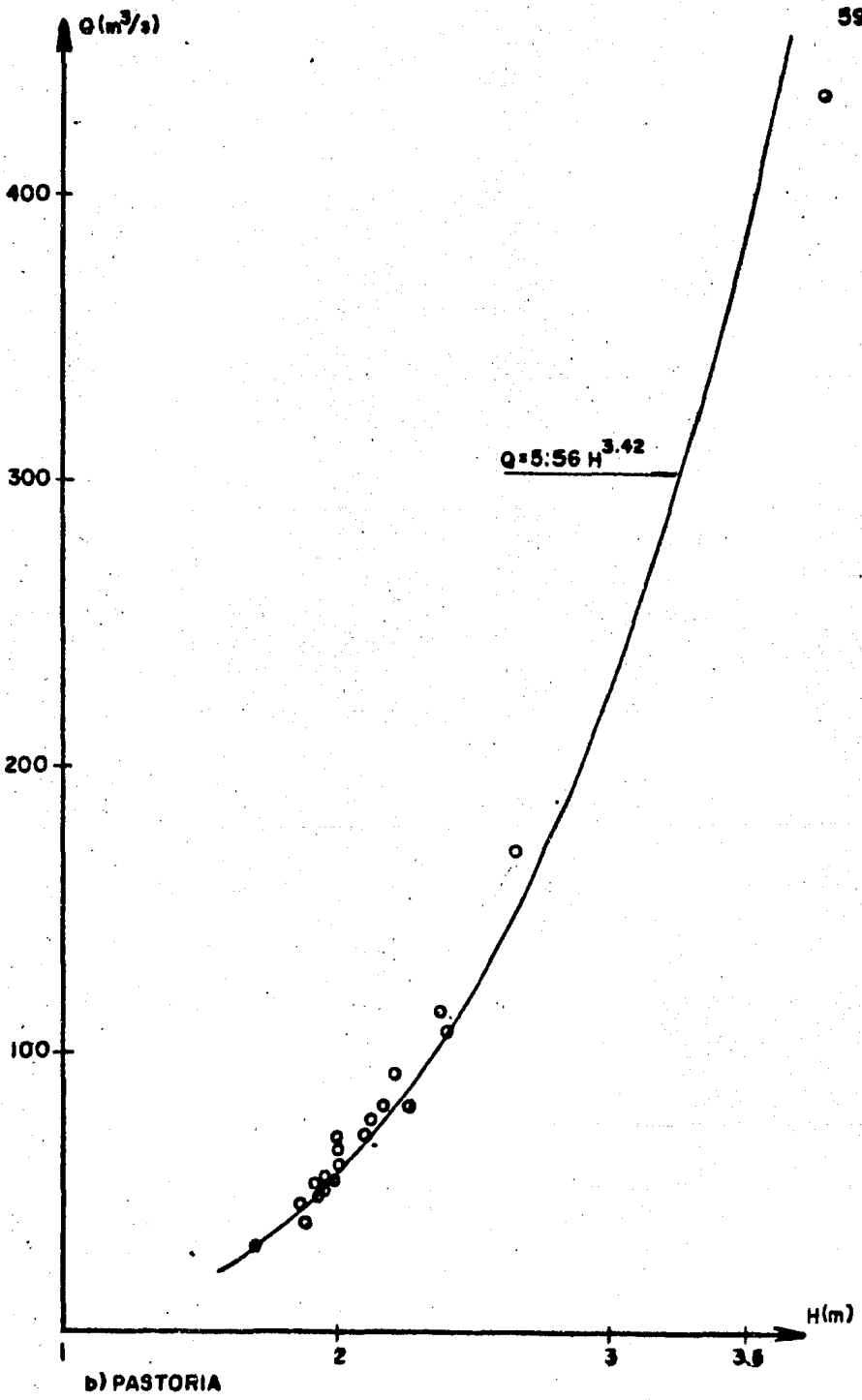
$h =$ elevación de la superficie del agua, en m.

$a_0, b =$ parámetro que deben ajustarse y son función de las características particulares del escurrimiento en cada sitio.



d) CAIMANERA

FIG. 2.4 CURVA ELEVACIONES-GASTOS



b) PASTORIA

FIG. 2.4 CURVA ELEVACIONES - GASTOS

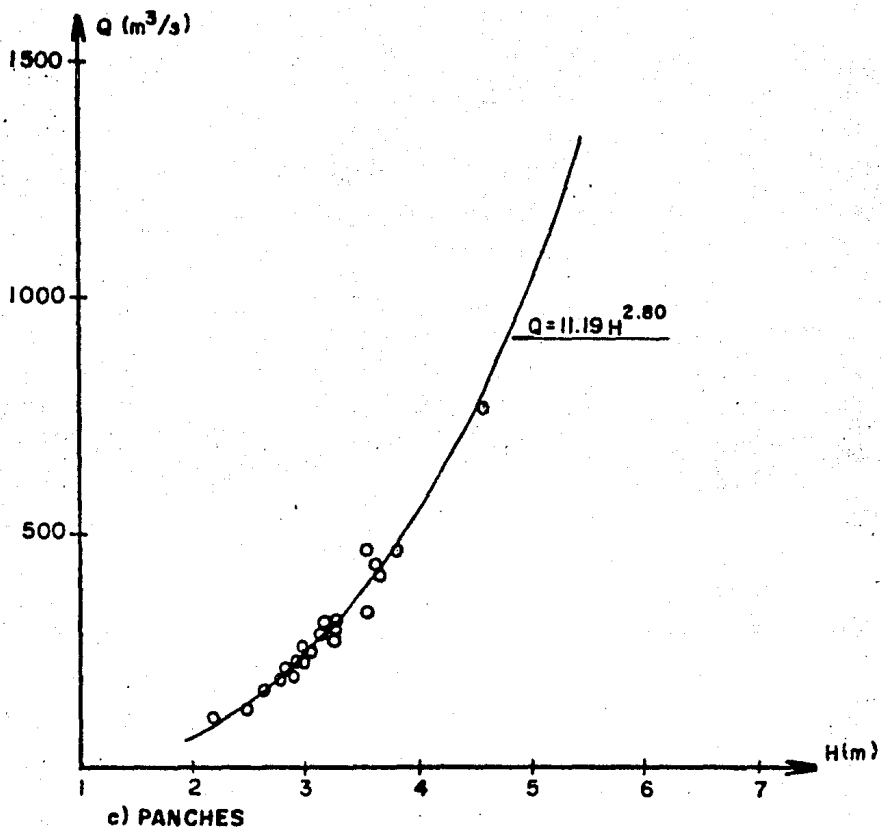


FIG. 2.4 CURVA ELEVACIONES-GASTOS

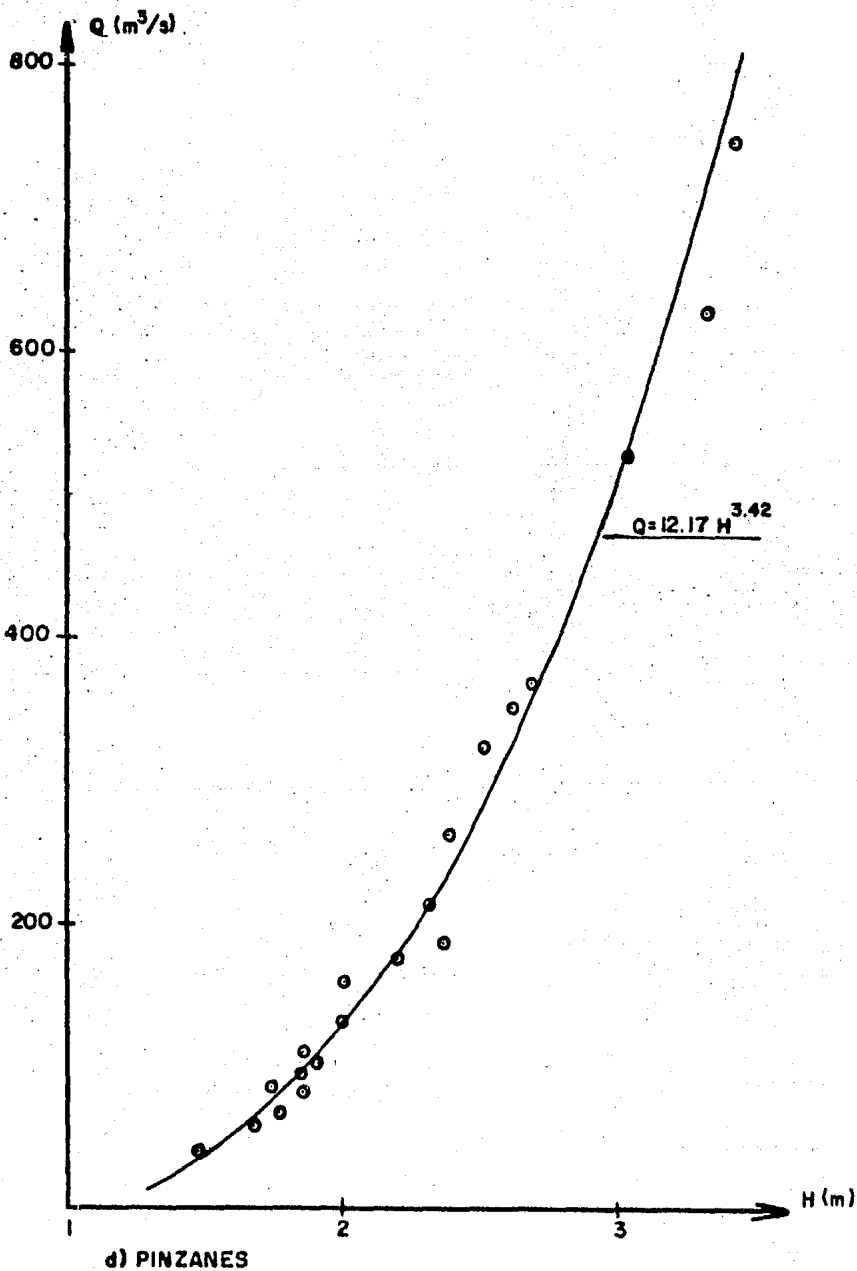


FIG. 2.4 CURVA ELEVACIONES - GASTOS

2.4.4.2.1 CORRELACION LINEAL SIMPLE

El análisis de correlación se utiliza para conocer como una variable independiente (x) afecta a una variable dependiente (y). Si existe solo una variable independiente involucrada, al proceso de análisis se le conoce como de correlación simple, si hay más de una variable independiente, se denomina - correlación múltiple.

Es conveniente antes de proceder a un análisis de correlación simple de una serie de parejas de datos, graficar estos con el fin de conocer la tendencia de la naturaleza en la relación de los datos. Si su forma tiende a una línea recta, la relación se dice lineal, si es curva, la relación se denomina curvilínea. Esta última es factible cambiarla a lineal realizando transformaciones de los ejes coordenados.

Según la figura 2.4 se pudo observar que las parejas de puntos de elevaciones y gastos tienen una relación curvilínea.

Una vez graficadas las parejas de valores de datos y conocida su tendencia, se correlacionan para conocer cual es la relación que mejor se ajusta a dicha tendencia. Por tanto, si la tendencia es una línea recta, a la cual se denomina recta de regresión, para calcular su ecuación, se puede utilizar - el método de mínimos cuadrados.

En la figura 2.5 se muestra una serie de parejas de datos - (x,y) en cuya correlación simple, la ecuación de la recta de regresión se puede escribir como:

$$y_i = a + bx_i \quad (7)$$

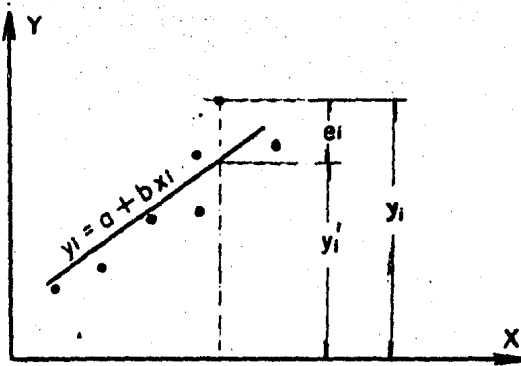


Fig. 2.5 Ecuación de una recta

La cual plantea el problema de calcular los valores de los parámetros a y b , tales que proporcionen el mejor ajuste de los datos. Para esto, como ya se indicó se puede utilizar el método de los mínimos cuadrados, el cual se basa en que la suma de los errores al cuadrado sea mínimo.

El error (e_i) para cada punto se obtiene como

$$e_i = y_i - (a + bx_i) \quad (8)$$

donde:

y_i = es el valor dato.

$(a + bx_i)$: es el valor inferido de la ecuación de la recta de regresión.

Haciendo que las sumas de los errores (e_i) al cuadrado de cada punto dato, ecuación (8) sea mínimo, se obtienen las ecuaciones simultáneas.

$$\sum_{i=1}^n y_i = a_n + b \sum_{i=1}^n X_i$$

$$\sum_{i=1}^n X_i y_i = a \sum_{i=1}^n X_i + b \sum_{i=1}^n X_i^2$$

donde:

64

n = número de parejas de dato.

Se tienen entonces dos ecuaciones con dos incógnitas a y b que son los parámetros buscados, cuyas soluciones son:

$$b = \frac{S_{xy}}{S_{xx}} \quad (9)$$

$$a = \bar{y} - b\bar{x} \quad (10)$$

donde:

$$S_{xx} = n \sum_{i=1}^n x_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right)^2 \quad (11)$$

$$S_{xy} = n \sum_{i=1}^n x_i y_i - \left(\sum_{i=1}^n x_i \right) \left(\sum_{i=1}^n y_i \right) \quad (12)$$

$$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (13)$$

$$\bar{y} = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n} \quad (14)$$

La ecuación de la recta de regresión (7) así obtenida es para cada x_i la media de la variación de la variable dependiente y_i . Conforme la pareja de los valores (x_i, y_i) tienden a agruparse sobre una línea recta la variación del error e_i tenderá a cero. La variación del error se puede escribir como:

$$S_e^2 = \frac{S_y}{n(n-2)} \left[\frac{1 - (S_{xy})}{S} \right]^2 = S_y^2 [1 - r_{xy}^2] \quad (15)$$

$$r_{xy} = \frac{S_{xy}}{(S_{xx} S_{yy})^{1/2}} \quad (16)$$

$$S_{yy} = n \sum_{i=1}^n y_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n y_i \right)^2 \quad (17)$$

S_{yy} = variancia de las y_i

r_{xy} = coeficiente de correlación lineal

El coeficiente de correlación lineal es una índice que proporciona una idea de que tan agrupadas están las parejas de valores (x_i, y_i) a la curva de ajuste, en este caso a una línea recta. Obsérvese que si $r_{xy} = 1$ o -1 , se tiene que la variancia del error es cero y por tanto, todos los puntos (x_i, y_i) están sobre la curva o una recta.

Conforme el valor de r_{xy} tiende a cero, la correlación de los puntos en estudio se aleja de una recta.

Debido a la forma de la ecuación (7), para poder utilizar el análisis de correlación lineal en vez de la curvilínea, es necesario efectuar ciertas transformaciones de manera que pueda relacionarse linealmente, así tomando logaritmos se tiene:

$$\log Q = \log a_0 + b \log h$$

y considerando

$$y' = \log Q$$

$$a = \log a_0$$

queda

$$x = \log h$$

$$y' = a + bx$$

que es la ecuación de una recta con pendiente b y ordenada al origen a y que además cumple con la característica de la recta de regresión (7), pudiendo así emplear el análisis lineal deseado.

Pero de acuerdo con la transformación hecha y la forma de la ecuación de la curva elevaciones-gasto, se tiene que :

$$a = \log a_0$$

$$a_0 = \text{antilog } a$$

así de la ecuación de la curva E-Q que proporciona el mejor ajuste a los datos en escala aritmética resulta:

$$Q = a_0 h^b$$

Para realizar el ajuste de las curvas E-Q, en las tablas 2.2 se proporcionan los gastos medios diarios y su correspondiente lectura de elevación, que fueron obtenidos de los resúmenes de aforo presentados anteriormente.

La secuencia de cálculo del método correlación lineal simple, para llegar a la curva de mejor ajuste, se presenta en las tablas 2.3

Tabla 2.2 Datos para ajustar la Curva E-Q a una ecuación.

a) CAIMANERA

ORDEN	DIA	ELEVACION MEDIA m.	GASTO m ³ /s
1	6	5.19	1484.472
2	6	5.49	1649.062
3	7	5.79	1768.934
4	7	5.70	1690.328
5	8	6.10	1915.584
6	9	6.96	2371.534
7	10	7.28	2438.725
8	11	6.10	1936.905
9	12	5.20	1501.385
10	13	5.36	1450.921
11	16	7.93	2814.276
12	17	6.94	2275.045
13	18	6.95	2353.836
14	19	6.47	1810.436
15	20	6.70	1921.175
16	21	6.73	1921.886
17	24	6.06	1946.487
18	25	5.41	1502.223
19	26	5.32	1505.133
20	27	4.56	1169.011
21	28	4.09	1003.968
22	29	3.82	932.430

b) PASTORIA

ORDEN	DIA	ELEVACION MEDIA m.	GASTO m ³ /s
1	1	1.70	31.332
2	3	1.71	31.148
3	4	1.70	29.591
4	5	1.86	47.427
5	6	2.07	61.162
6	7	1.88	46.628
7	8	1.91	50.461
8	10	2.27	82.873
9	11	1.94	54.996
10	12	1.93	51.941
11	13	2.12	77.765
12	14	2.08	70.836
13	15	2.64	173.758
14	17	2.03	67.547
15	18	1.96	55.566
16	19	1.97	56.229
17	20	3.76	437.819
18	21	2.37	115.156
19	22	2.21	93.303
20	24	2.39	108.639
21	25	2.09	72.763
22	26	2.17	83.754
23	27	1.98	60.106
24	28	1.92	53.190
25	29	1.90	51.824

Tabla 2.2 Datos para ajustar la Curva E-Q a una ecuación.

e) PANCHES

ORDEN	DIA	ELEVACION MEDIA m.	GASTO m ³ /s
1	1	2.46	127.381
2	3	2.63	170.252
3	4	2.20	102.771
4	6	2.90	218.497
5	8	3.26	275.159
6	10	3.56	459.075
7	11	3.28	309.469
8	12	2.93	229.233
9	13	3.08	235.672
10	14	3.57	339.301
11	16	4.59	774.117
12	17	3.80	460.976
13	18	3.27	307.266
14	19	3.02	264.164
15	20	3.65	446.620
16	21	3.15	295.495
17	25	3.23	307.756
18	26	3.65	429.158
19	27	2.98	224.726
20	28	2.76	202.553

d) PINZANES

ORDEN	DIA	ELEVACION MEDIA m.	GASTO m ³ /s
1	1	1.49	41.756
2	3	1.46	41.742
3	3	1.84	84.440
4	4	1.66	60.941
5	5	1.76	69.706
6	6	2.35	190.252
7	6	2.31	215.995
8	7	2.21	179.251
9	8	2.27	197.732
10	10	1.90	106.146
11	11	1.99	134.118
12	12	1.75	73.108
13	13	2.19	181.611
14	14	3.06	528.756
15	14	3.39	751.112
16	15	3.31	634.632
17	17	1.85	113.226
18	18	1.83	94.015
19	19	2.51	324.046
20	20	2.68	367.411
21	20	2.38	265.968
22	21	2.61	357.698
23	22	1.98	162.448
24	24	2.03	158.729
25	25	1.83	110.662
26	26	1.73	85.406
27	27	1.71	76.939
28	28	1.57	59.536
29	29	1.52	55.283

Tabla 2.3 Método Correlación Lineal Simple.

o) CAIMANERA

ORDEN	ELEV. MEDIA m H	GASTO $\frac{m^3}{s}$ Q	LN. H (X)	LN. Q (Y)	$LN^2 H$ (X) ²	$LN^2 Q$ (Y) ²	LN. H LN. Q (X)(Y)
1	5.19	1484.47	1.646	7.302	2.711	53.330	12.025
2	5.49	1649.06	1.702	7.407	2.899	54.877	12.615
3	5.79	1768.93	1.756	7.478	3.084	55.922	13.132
4	5.70	1690.32	1.740	7.432	3.029	55.244	12.936
5	6.10	1915.58	1.808	7.557	3.269	57.119	13.666
6	6.96	2371.53	1.940	7.771	3.764	60.392	15.077
7	7.28	2478.32	1.985	7.799	3.940	60.827	15.482
8	6.10	1936.90	1.808	7.568	3.269	57.287	13.686
9	5.20	1501.38	1.648	7.314	2.718	52.997	12.222
10	5.36	1450.92	1.678	7.279	2.818	53.495	12.058
11	7.93	2814.27	2.070	7.942	4.287	65.082	16.446
12	6.94	2275.04	1.937	7.729	3.753	59.748	14.974
13	6.95	2353.83	1.938	7.763	3.758	60.276	15.051
14	6.47	1810.43	1.867	7.501	3.486	56.269	14.006
15	6.70	1921.88	1.902	7.560	3.618	57.163	14.381
16	6.73	1921.68	1.906	7.561	3.635	57.168	14.415
17	6.06	1946.48	1.801	7.573	3.246	57.261	13.645
18	5.41	1502.22	1.688	7.314	2.850	53.504	12.349
19	5.32	1505.13	1.671	7.316	2.793	53.532	12.229
20	4.56	1163.1	1.517	7.063	2.302	49.898	10.718
21	4.09	1003.96	1.408	6.911	1.983	47.770	9.735
22	3.82	932.73	1.340	6.838	1.796	46.759	9.164
S U M A			38.760	163.99	69.01	1224.03	290.01

Tabla 2.3 Método de Correlación Lineal simple

b) PASTORIA

NUMERO	ELEV. MEDIA H	GASTO m ³ /s Q	LOG H (XI)	LOG Q (YI)	LOG ² H (XI) ²	LOG ² Q (YI) ²	LOGH LOG Q (XI)(YI)
1	1.70	31.33	0.2304	1.4959	0.0531	2.2379	0.3447
2	1.71	31.14	0.2329	1.4934	0.0542	2.2303	0.3480
3	1.70	29.59	0.2304	1.4712	0.0531	2.1645	0.3390
4	1.86	47.42	0.2695	1.6760	0.0726	2.8091	0.4517
5	2.07	61.16	0.3159	1.7865	0.0998	3.1915	0.5645
6	1.88	46.62	0.2742	1.6686	0.0752	2.7844	0.4575
7	1.91	50.46	0.2810	1.7030	0.0789	2.9000	0.4786
8	2.27	82.87	0.3560	1.9184	0.1268	3.6803	0.6830
9	1.94	54.99	0.2878	1.7403	0.0828	3.0288	0.5009
10	1.93	51.94	0.2855	1.7155	0.0815	2.9429	0.4899
11	2.12	77.76	0.3263	1.8908	0.1065	3.5751	0.6170
12	2.08	70.83	0.3181	1.8503	0.1012	3.4234	0.5885
13	2.64	173.75	0.4216	2.2399	0.1777	5.0174	0.9440
14	2.03	67.54	0.3075	1.8296	0.0945	3.3475	0.5626
15	1.96	55.56	0.2922	1.7448	0.0854	3.0444	0.5099
16	1.97	56.22	0.2945	1.7499	0.0867	3.0624	0.5153
17	3.76	437.81	0.5752	2.6413	0.3308	6.9764	1.5192
18	2.37	115.15	0.3747	2.0612	0.1404	4.2489	0.7725
19	2.21	93.30	0.3443	1.9699	0.1186	3.8805	0.6784
20	2.39	108.63	0.3784	2.0360	0.1432	4.1452	0.7704
21	2.09	72.76	0.3201	1.8619	0.1025	3.4667	0.5961
22	2.17	83.75	0.3365	1.9230	0.1132	3.6980	0.6470
23	1.98	60.10	0.2966	1.7789	0.0880	3.1645	0.5277
24	1.92	53.19	0.2833	1.7258	0.0803	2.9785	0.4889
25	1.90	51.82	0.2788	1.7145	0.0777	2.9396	0.4779
S U M A *			7.9122	45.6870	2.6251	84.9393	14.9732

Tabla 2.3 Método Correlación Lineal Simple.

c) PANCHES

ORDEN NÚMERO	ELEV. MEDIA m H	GASTO m ³ /s Q	LOG H (Xi)	LOG Q (Yi)	LOG ² H (Xi) ²	LOG ² Q (Yi) ²	LOG H LOG Q (Xi)(Yi)
1	2.46	127.38	0.3909	2.1051	0.1528	4.4317	0.8229
2	2.63	170.25	0.4199	2.2311	0.1763	4.9778	0.9369
3	2.20	102.77	0.3424	2.0119	0.1172	4.0476	0.6889
4	2.90	218.49	0.4624	2.3394	0.2138	5.4730	1.0818
5	3.26	275.15	0.5132	2.4396	0.2634	5.9516	1.2520
6	3.56	459.07	0.5514	2.6619	0.3041	7.0856	1.4679
7	3.28	309.46	0.5158	2.4906	0.2661	6.2031	1.2848
8	2.93	229.23	0.4668	2.3603	0.2179	5.5709	1.1019
9	3.08	235.67	0.4885	2.3723	0.2387	5.6278	1.1590
10	3.57	339.30	0.5526	2.5306	0.3054	6.4038	1.3985
11	4.59	774.11	0.6618	2.8888	0.4379	8.3452	1.9118
12	3.80	460.97	0.5797	2.6637	0.3361	7.0952	1.5444
13	3.27	307.06	0.5145	2.4872	0.2647	6.1863	1.2797
14	3.02	264.16	0.4800	2.4219	0.2304	5.8659	1.1625
15	3.65	446.62	0.5623	2.6499	0.3161	7.0222	1.4900
16	3.15	295.49	0.4983	2.4705	0.2483	6.1036	1.2311
17	3.23	307.75	0.5092	2.4882	0.2593	6.1911	1.2670
18	3.65	429.15	0.5622	2.6326	0.3161	6.9306	1.4803
19	2.98	244.72	0.4742	2.3887	0.2249	5.7058	1.1328
20	2.76	202.55	0.4409	2.3065	0.1944	5.3201	1.0170
S U M A			9.9877	48.9409	5.0845	120.5386	24.7113

Tabla 2.3 Método Correlación Lineal Simple.

g) PINZANES

ORDEN SERIAL	ELEV. MEDIA m H	GASTO m ³ /s Q	LOG H (xi)	LOG Q (yi)	LOG ² H (xi) ²	LOG ² Q (yi) ²	LOGH LOG Q xi yi
1	1.49	41.75	0.1732	1.6206	0.0299	2.6265	0.2807
2	1.46	41.74	0.1643	1.6205	0.0270	2.6262	0.2663
3	1.84	84.44	0.2648	1.9265	0.0701	3.7116	0.5102
4	1.66	60.94	0.2201	1.7849	0.0484	3.1859	0.3929
5	1.76	69.60	0.2455	1.8432	0.0603	3.3975	0.4525
6	2.35	190.25	0.3711	2.2793	0.1377	5.1953	0.8459
7	2.31	215.99	0.3636	2.3344	0.1322	5.4496	0.8488
8	2.21	179.25	0.3444	2.2535	0.1186	5.0781	0.7761
9	2.27	197.73	0.3560	2.2961	0.1268	5.2719	0.8175
10	1.90	106.14	0.2788	2.0259	0.0777	4.1042	0.5647
11	1.99	134.11	0.2989	2.1275	0.0893	4.5261	0.6358
12	1.75	73.10	0.2430	1.8639	0.0591	3.4742	0.4530
13	2.19	181.61	0.3404	2.2591	0.1159	5.1037	0.7691
14	3.06	528.75	0.4857	2.7233	0.2359	7.4161	1.3227
15	3.39	751.11	0.5302	2.8757	0.2811	8.2696	1.5247
16	3.31	634.63	0.5198	2.8025	0.2702	7.8541	1.4568
17	1.85	113.22	0.2672	2.0539	0.0714	4.2186	0.5488
18	1.85	94.01	0.2625	1.9732	0.0689	3.8934	0.5179
19	2.51	324.04	0.3997	2.5106	0.1597	6.3031	1.0034
20	2.68	367.41	0.4281	2.5652	0.1833	6.5799	1.0982
21	2.38	265.97	0.3766	2.4248	0.1418	5.8798	0.9131
22	2.61	357.69	0.4166	2.5535	0.1736	6.5203	1.0638
23	1.98	162.44	0.2966	2.2107	0.0880	4.8972	0.6558
24		158.72	0.3075	2.2006	0.0946	4.8428	0.6766
25	1.83	110.66	0.2625	2.0439	0.0689	4.1779	0.5364
26	1.73	85.40	0.2380	1.9315	0.0567	3.7305	0.4597
27	1.71	76.93	0.2330	1.8661	0.0543	3.5574	0.4395
28	1.57	59.53	0.1959	1.7747	0.0383	3.1497	0.3477
29	1.52	52.28	0.1818	1.7426	0.0331	3.0365	0.3169
S U M A			9.0660	62.2584	3.1129	138.0680	20.4955

El desarrollo del método de correlación lineal para la estación Pastoria se muestra a continuación:

Sustituyendo los valores de la tabla 2.3b, en la ecuación —

(11) se tiene que: $S_{xx} = 25(2.6251) - (7.9122)^2 = 3.0245$

y de la ecuación (12) $S_{xy} = 25(14.8732) - (7.9122)(45.6870)$
 $= 10.3453$

siendo la media de los datos.

$$\bar{x} = \frac{7.9122}{25} = 0.3165$$

$$\bar{y} = \frac{45.6870}{25} = 1.8275$$

sustituyendo valores en las ecuaciones (9) y (10) se tiene — que:

$$b = \frac{10.3453}{3.0245} = 3.42$$

$$a = 1.8275 - (3.420)(0.3165) = 0.74$$

por tanto, la ecuación de la recta de regresión (en escala do ble logarítmica), por la transformación hecha que proporciona el mejor ajuste entre los valores de los gastos medios día — rios (y) y su correspondiente elevación (x) resulta:

$$y = 0.74 + 3.42x$$

De acuerdo con la transformación hecha se tiene que:

$$a_0 = \text{antilog } a$$

$$a_0 = 5.56$$

por lo que la ecuación de mejor ajuste en escala aritmética — resulta.

$$Q = 5.56h^{3.42}$$

Para verificar que dicha ecuación corresponde al mejor ajuste se tiene que calcular su coeficiente de correlación.

De la ecuación (17) se tiene: $S_{yy} = 25(84.9383) - (45.687)^2$
 $= 36.1555$

sustituyendo valores en la ecuación (16) obtenemos.

$$r_{xy} = \frac{10.3453}{\sqrt{(3.0245)(36.1555)}} = 0.989$$

Como el valor del coeficiente de correlación es muy cercano — a uno se concluye que el ajuste es bueno, de tal manera que — la gran mayoría de los puntos en estudio están cerca de la — curva.

Siguiendo los mismos pasos en las otras estaciones hidrométricas, se obtienen los resultados del ajuste respectivo, que se presentan en la tabla 2.4

Con la ecuación de la curva de elevaciones-gastos se puede obtener el gasto en cada instante, a partir del nivel de la superficie del agua, que haya registrado el limnógrafo.

Una vez conocidos los gastos y en que momento se presentaron durante la avenida, se puede obtener el hidrograma de la misma.

Debido a que el paso de las avenidas en los ríos puede modificar substancialmente la forma de la sección de medición; se recomienda mantener un programa de aforos continuos al aplicar el método de Relación Sección-Velocidad para actualizar el ajuste de las constantes b y c .

La obtención de los gastos con el procedimiento descrito tiene posibles errores, ya sea por el procedimiento mismo de medición o debido a las extrapolaciones que se realizan con la curva elevaciones-gasto a la cual se supone invariante en el tiempo y biunívoca (es decir, a que cada elevación le corresponde un solo gasto y viceversa).

Tabla 2.4 Resumen del Ajuste de las curvas E--Q

ESTACION	Sxx	Sxy	Syy	\bar{y}	\bar{x}	b	a	$y' = a + bx$	a_0	$Q = a_0 h^b$	r _{xy}
PASTORIA	3.024	10.345	36.155	1.027	0.316	3.42	0.74	$y' = 0.74 + 3.42x$	5.56	$Q = 5.56 h^{3.42}$	0.989
PINZANES	8.081	27.668	98.671	2.158	0.312	3.42	1.08	$y' = 1.08 + 3.42x$	12.17	$Q = 12.17 h^{3.42}$	0.989
PANCHES	1.935	5.419	15.560	2.447	0.499	2.80	1.05	$y' = 1.05 + 2.08x$	11.19	$Q = 11.9 h^{2.80}$	0.987
CAIMANERA	18.882	23.987	35.940	7.45	1.76	1.49	4.82	$y' = 4.82 + 1.49x$	124.78	$Q = 124.78 h^{1.49}$	1.000

CAPITULO III CONSTRUCCION DE HIDROGRAMAS.

3.1 INTRODUCCION.

En ésta sección se describe la construcción de los hidrogramas a partir de las ecuaciones para las curvas E-Q y los registros del limnógrafo. También se analizan los hidrogramas obtenidos para utilizar los resultados en el siguiente capítulo.

HIDROGRAMA DE UNA AVENIDA.

Un hidrograma es una gráfica en la que se representa el gasto que pasa por una sección particular de un río, como función del tiempo.

En el hidrograma de la fig. 3.1 se destacan algunos puntos - de los que pueden definirse algunos conceptos útiles para caracterizar a una avenida y, como se verá en el capítulo IV-- relacionarlos con las características de la precipitación y - los de la cuenca en estudio. Los puntos marcados son:

- A. Iniciación del escurrimiento directo.
- B. Punto de inflexión anterior al gasto máximo.
- C. Gasto máximo.
- D. Punto de inflexión posterior al gasto máximo.
- E. Terminación del escurrimiento directo.

Con base en los puntos anteriores se definen los siguientes conceptos.

Tiempo base(t_b) Tiempo que hay entre los puntos A y E

Tiempo de pico(t_p) Tiempo que hay entre los puntos A y C

Tiempo de retraso(t_r) Tiempo entre el centroide del histograma de lluvia en exceso y el punto C.

Curva de concentración. Línea A-B

Curva de recesión del escurrimiento superficial. Línea D-E

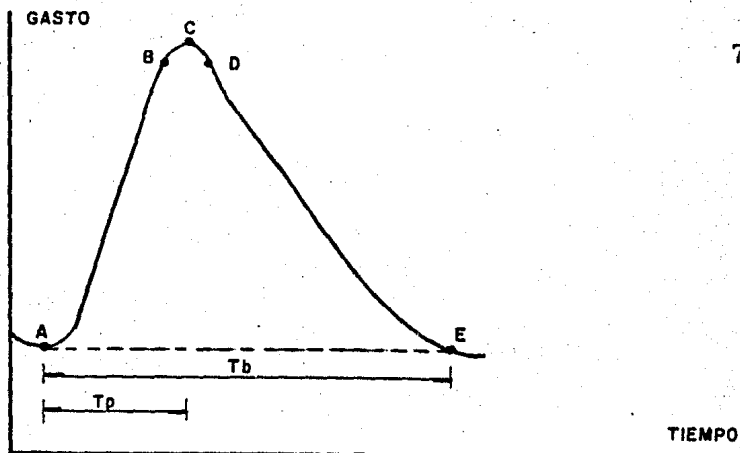


Fig. 3.1 Hidrograma de una Avenida.

3.2 CONSTRUCCION DE HIDROGRAMAS.

Para construir los hidrogramas de las avenidas que forman parte del análisis en cuestión se necesita obtener el gasto; y para ello se requiere conocer la ecuación de la curva elevaciones-gasto, para cada estación hidrométrica; así como los registros continuos de niveles alcanzados por el agua en las mismas. Los registros de elevación son proporcionados por un aparato llamado limnógrafo. En las figuras 3.2 están indicados los registros de los limnógrafos.

En las estaciones, Pastoria y Panches las lecturas de las elevaciones en los registros se toman a intervalos de tiempo de 6 horas, con ayuda de las ecuaciones obtenidas se calcula el gasto correspondiente a cada intervalo de tiempo; conociéndose así la distribución del gasto en el tiempo. En las tablas 3.1 (a) se presentan los resultados del cálculo anterior.

Con los datos de las tablas 3.1 (a) se procede a dibujar los hidrogramas correspondientes de la siguiente manera:

se traza un sistema de ejes cartesianos, el eje de las abscisas se divide en intervalos de tiempo de 6 horas, y en el eje de las ordenadas los valores de los gastos correspondientes a cada instante. Las parejas de valores se van acomodando en el sistema de ejes para finalmente unir los puntos de la gráfica y obtener los hidrogramas, mismos que se muestran en las figuras 3.3 (c) y (d).

Como el análisis de la precipitación y de los escurrimientos se está efectuando en la cuenca del medio y bajo Balsas; para la cuenca de la estación Caimanera se tienen que restar los escurrimientos provenientes del Alto Balsas, esto significa que al Hidrograma de Caimanera se le resta el hidrograma de Mezcala, ya que ésta última estación se localiza en los límites del Medio y Alto Balsas.

La operación se efectúa de la siguiente manera: primeramente se defasan en un intervalo de 6 horas los gastos calculados en Caimanera para obtener el gasto medio diario, a los que a su vez se les resta el correspondiente gasto medio diario de la estación Mezcala que fueron proporcionados por el Departamento de Estudios Hidrometeorológicos, de la Comisión Federal de Electricidad. Este procedimiento se resume en la tabla 3.1 (b).

Como en este caso se cuenta con gastos medios diarios, para construir el hidrograma, el valor del gasto medio se anota a las 12:00 horas de cada día, figura 3.3 (a)

Los registros del limnógrafo en la estación Pinzanes, no fue posible conseguirlos, por lo que hubo necesidad de solicitar al Departamento antes mencionado los gastos medios diarios anotados en la tabla 3.1 (b).

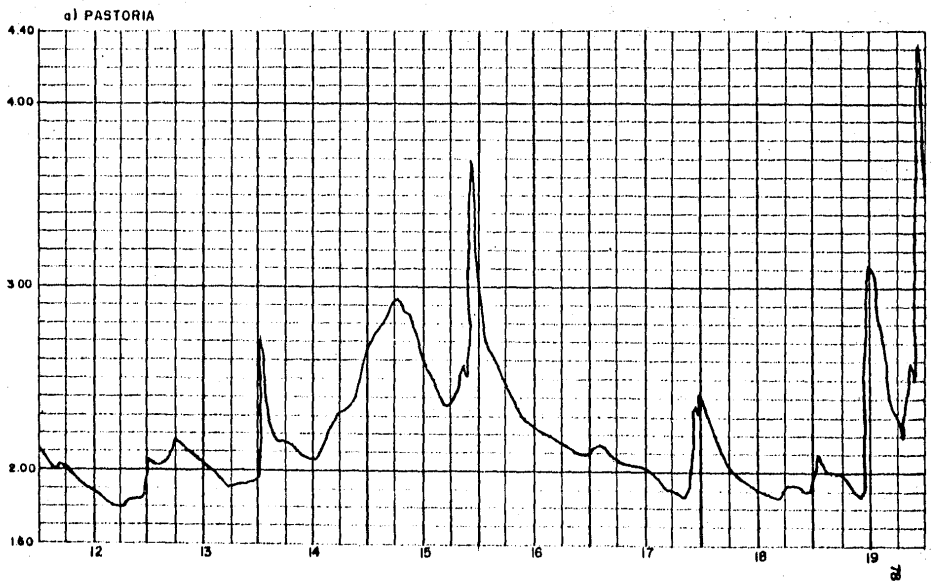


FIG. 3.2 REGISTRO DE LIMNIGRAFO

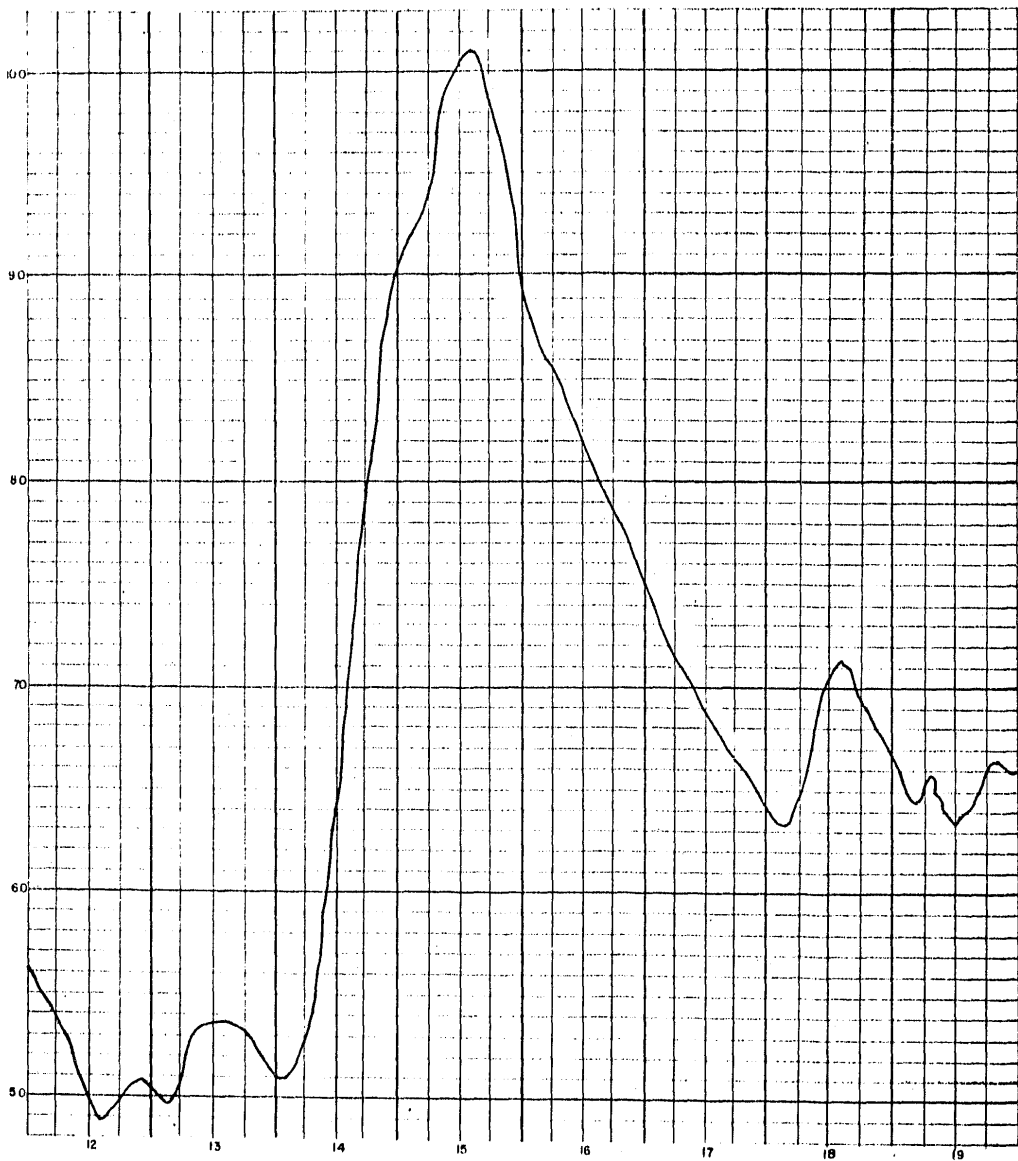


FIG. 3 2 REGISTRO DE LIMNIGRAFO

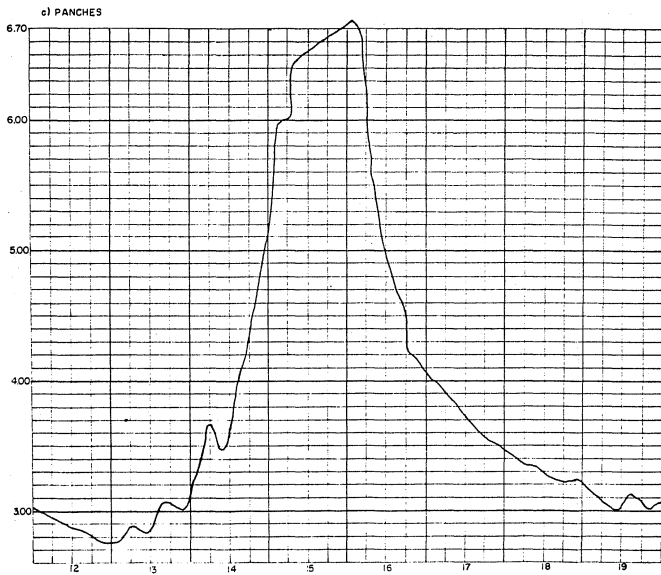


FIG. 3.2 REGISTRO DE LIMNIGRAFO

Tabla 3.1 Datos para construir los Hidrogramas.

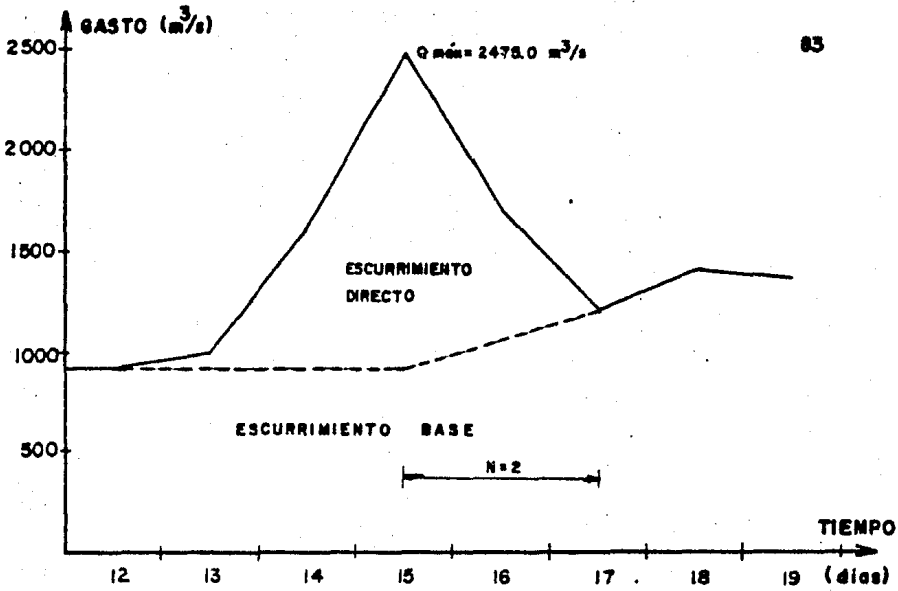
a)

D I A	H O R A	PASTORIA $Q=5.56 H^{3.42}$			PANCHES $Q=11.19 H^{2.80}$		
		ELEV. m.	GASTO CALCULADO m^3/s	GASTO MEDIO DIARIO	ELEV. m.	GASTO CALCULADO m^3/s	GASTO MEDIO DIARIO
12	0	2.32	99.70		3.04	251.62	
	6	1.98	57.89		2.96	233.52	
	12	1.88	48.46	62.0	2.88	216.27	295.0
	18	1.80	41.75		3.82	476.88	
13	0	2.04	64.14		2.76	191.98	
	6	2.16	78.03		2.88	216.27	
	12	2.02	62.00	64.0	2.84	207.97	218.0
	18	1.90	50.26		3.06	256.27	
14	0	1.94	53.98		3.12	270.59	
	6	2.16	78.03		3.68	429.55	
	12	2.06	66.32	74.0	3.60	403.92	446.0
	18	2.30	96.78		4.34	681.66	
15	0	2.60	147.08		5.20	1130.79	
	6	2.90	214.33		6.08	1715.62	
	12	2.60	147.38	154.0	6.52	2130.03	1805.0
	18	2.38	108.82		6.64	2241.60	
16	0	3.20	300.43		6.72	2318.03	
	6	2.50	128.83		6.12	1784.08	
	12	2.22	85.71	148.0	5.0	1013.16	1467.0
	18	2.16	78.03		4.50	754.37	
17	0	2.08	68.53		4.04	557.81	
	6	2.04	64.14		3.90	505.37	
	12	2.00	59.92	61.0	3.76	456.21	478.0
	18	1.90	50.26		3.56	391.48	
18	0	2.40	111.99		3.46	361.47	
	6	2.04	64.14		3.36	332.98	
	12	1.92	52.09	71.0	3.26	305.97	324.0
	18	1.94	53.98		3.22	295.58	
19	0	1.90	50.26		3.20	290.47	
	6	2.00	59.92		3.06	256.28	
	12	3.12	275.44	154.0	3.04	251.62	263.0
	18	2.96	229.94		3.04	251.62	

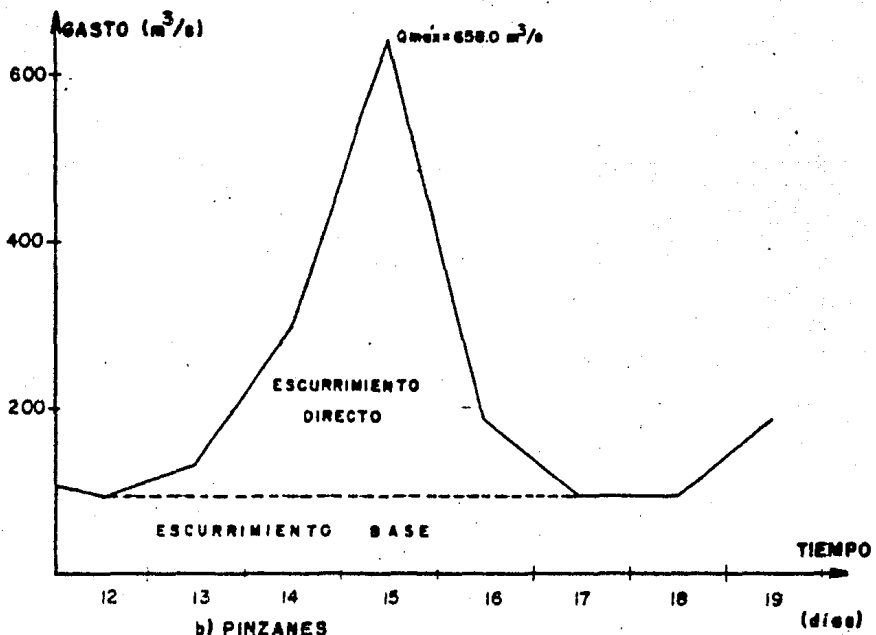
Tabla 3.1 Datos para construir los Hidrogramas

b)

D I A	H O R A	CAIMANERA Q=124.78 m ³ /s			CAIMANERA (DEFASADO 6 HORAS)		MEZCALA	CAIMA- NERA	PIN - ZANES
		ELEV. m.	GASTO CALCULADO m ³ /s	GASTO MEDIO DIARIO	GASTO CALCULADO m ³ /s	GASTO MEDIO DIARIO	GASTO MEDIO DIARIO	GASTO MEDIO DIARIO	GASTO MEDIO DIARIO
12	0	5.64	1646.01		1517.17				
	6	5.34	1517.17		1375.41				
	12	5.00	1375.41	1477.0	1367.21	1415.0	513.0	902.0	902.0
	18	4.98	1367.21		1400.09				
13	0	5.06	1400.09		1416.63				
	6	5.10	1416.63		1525.65				
	12	5.36	1525.65	1465.0	1517.17	1469.0	481.0	988.0	134.0
	18	5.34	1517.17		1416.63				
14	0	5.10	1416.63		1491.82				
	6	5.28	1491.82		2033.94				
	12	6.50	2033.94	1929.0	2772.09	2409.0	794.0	1615.0	297.0
	18	8.00	2772.09		3337.23				
15	0	9.06	3337.23		3525.69				
	6	9.40	3525.69		3878.01				
	12	10.02	3878.01	3638.0	3808.96	3657.0	1182.0	2475.0	658.0
	18	9.90	3808.96		3414.42				
16	0	9.20	3414.42		3066.36				
	6	8.56	3066.36		2876.06				
	12	8.20	2876.06	3019.0	2720.58	2798.0	1107.0	1695.0	181.0
	18	7.90	2720.58		2527.76				
17	0	7.52	2527.76		2339.68				
	6	7.14	2339.68		2204.18				
	12	6.86	2204.18	2295.0	2109.05	2165.0	976.0	1189.0	101.0
	18	6.66	2109.05		2006.01				
18	0	6.44	2006.01		1996.73				
	6	6.42	1996.73		2310.42				
	12	7.08	2310.42	2134.0	2223.38	2153.0	745.0	1498.0	100.0
	18	6.90	2223.38		2080.78				
19	0	6.60	2080.78		2062.00				
	6	6.56	2062.00		1954.74				
	12	6.34	1954.74	2045.0	2080.78	2048.0	683.0	1365.0	183.0



a) CAIMANERA



b) PINZANES

FIG. 3.3 HIDROGRAMA DE LA AVENIDA ANALIZADA

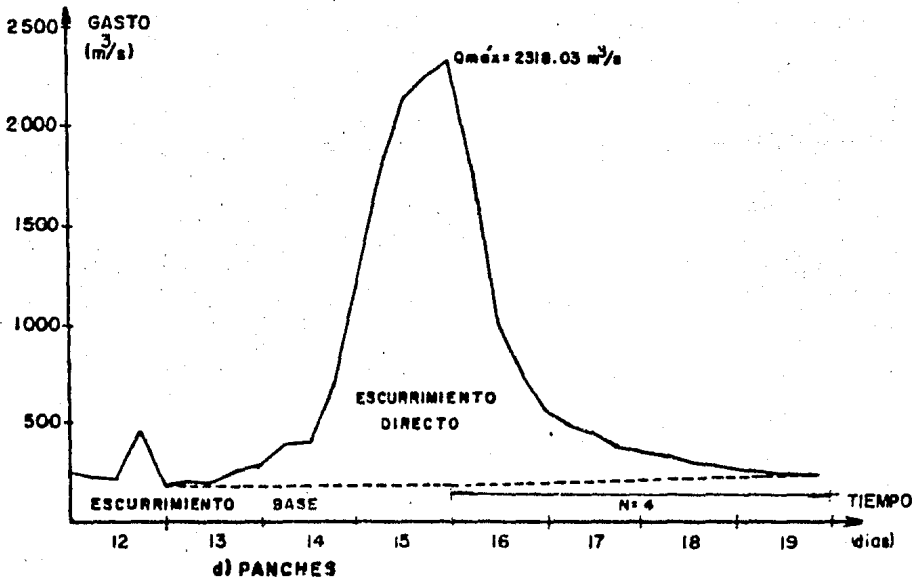
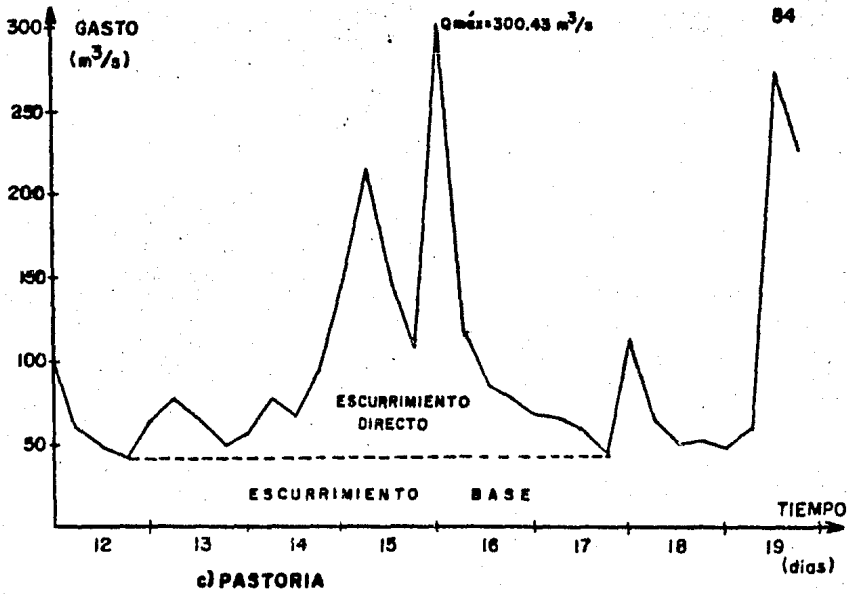


FIG. 3.3 HIDROGRAMA DE LA AVENIDA ANALIZADA

El Hidrograma de Pinzanes se dibuja de igual forma que en la estación Caimanera, figura 3.3 (b).

3.3 ANALISIS DEL HIDROGRAMA DE UNA AVENIDA.

El análisis de un hidrograma se realiza fundamentalmente para encontrar su relación con la tormenta que lo produce. Para lograrlo, se requiere separar el escurrimiento directo (que proviene directamente de la lluvia efectiva) del escurrimiento base (que proviene del agua subterránea).

Esta separación depende del comportamiento del escurrimiento-subterráneo, el cual es prácticamente imposible de conocer. Esto ha dado lugar a que existan diferentes métodos de separación, todos ellos aproximados, aquí únicamente se exponen dos métodos.

Los criterios más utilizados para trazar la frontera entre el escurrimiento directo y el escurrimiento base son:

CRITERIO A.- La frontera se define trazando una recta horizontal que parte del punto de inflexión que muestra el inicio del escurrimiento directo y llega hasta donde corta el hidrograma.

Este criterio se ejemplifica en la figura 3.4

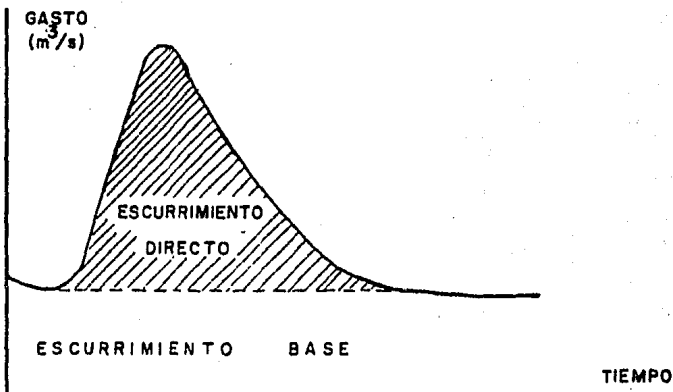


Fig. 3.4 Separación del escurrimiento mediante el criterio A

CRITERIO B.- La frontera entre el escurrimiento directo y el escurrimiento base se traza siguiendo los siguientes pasos :

--- Se traza una horizontal a partir del punto de inflexión A, hasta la proyección del punto C que corresponde al - gasto máximo (punto C' de la figura).

--- Se calcula n con la fórmula

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

donde:

N tiempo de vaciado del escurrimiento

A área de la cuenca en Km².

--- A partir del punto C' se toma una distancia horizontal igual a N para definir el punto E.

--- Se traza una recta entre C' y E.

En la figura 3.5 se aprecia éste método

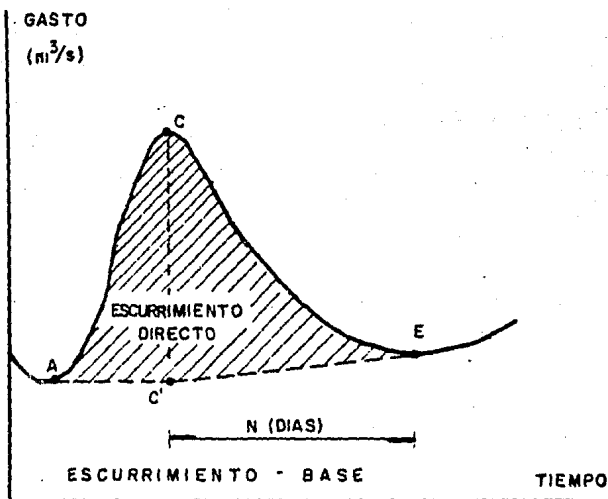


Fig. 3.5 Separación del escurrimiento mediante el criterio B

La selección del método depende de consideraciones subjetivas basadas en la precisión que se requiere. Afortunadamente, en general el escurrimiento base no es muy significativo en las tormentas importantes que son las que rigen el diseño. Consecuentemente los dos métodos son recomendables por su sencillez.

A continuación se menciona que criterio se aplica a cada hidrograma de interés.

Debido a la forma del hidrograma, en las estaciones Pastoria y Pinzanes se aplica el primer método Fig. 3.3 (b) y (c).

Para las estaciones Caimanera y Panches, se aplica el segundo método.

En Caimanera, el valor resultante de N se reduce hasta el punto en que el hidrograma asciende nuevamente, ya que el valor de N obtenido de la fórmula no puede ser posible. Fig. 3.3 (a).

En Panches también se reduce el valor de N ya que no puede ser posible el valor de N calculado. Fig. 3.3 (d).

CAIMANERA

$$N = 0.827 (31482.5)^{0.2}$$

$$N = 6.6$$

$$N = 2$$

PANCHES

$$N = 0.827 (11242.5)^{0.2}$$

$$N = 5.3$$

$$N = 4$$

La selección del método depende de consideraciones subjetivas basadas en la precisión que se requiere. Afortunadamente, en general el escurrimiento base no es muy significativo en las tormentas importantes que son las que rigen el diseño. Consecuentemente los dos métodos son recomendables por su sencillez.

A continuación se menciona que criterio se aplica a cada hidrograma de interés.

Debido a la forma del hidrograma, en las estaciones Pastoria y Pinzanes se aplica el primer método Fig. 3.3 (b) y (c).

Para las estaciones Caimanera y Panches, se aplica el segundo método.

En Caimanera, el valor resultante de N se reduce hasta el punto en que el hidrograma asciende nuevamente, ya que el valor de N obtenido de la fórmula no puede ser posible. Fig. 3.3 (a).

En Panches también se reduce el valor de N ya que no puede ser posible el valor de N calculado. Fig. 3.3 (d).

CAIMANERA

$$N = 0.827 (31482.5)^{0.2}$$

$$N = 6.6$$

$$N = 2$$

PANCHES

$$N = 0.827 (11242.5)^{0.2}$$

$$N = 5.3$$

$$N = 4$$

CAPITULO IV RELACION LLUVIA - ESCURRIMIENTO

4.1 INTRODUCCION

La relación lluvia-escorrimento, se refiere, en como el escurrimiento se puede estimar tomando como base los datos de la lluvia, que lo originó.

La relación entre la precipitación y el escurrimiento es un proceso complejo, ya que depende por un lado de las características del suelo en cada parte de la cuenca, por otro lado de la distribución de la lluvia en la cuenca y en el tiempo.

Debido a la complejidad del proceso, y a que la cantidad y calidad de la información disponible varía de un problema a otro, se han desarrollado un gran número de métodos para calcular los escurrimientos a partir de las lluvias.

En este capítulo se emplean métodos para calcular las pérdidas, que intervienen en el proceso lluvia-escorrimento.

También se presentan criterios para cuantificar las características de la cuenca que más influyen en dicho proceso, y por último la clasificación y descripción de los métodos más prácticos, para definir la relación lluvia-escorrimento.

El objetivo de este capítulo es obtener el hidrograma unitario partiendo de los análisis de la precipitación y de los escurrimientos, que se expusieron anteriormente.

La razón práctica por la que es necesario establecer la relación entre la precipitación y el escurrimiento de los dos capítulos anteriores es la siguiente:

- Dado que la lluvia ocurre antes que el escurrimiento, si se conoce la relación entre la precipitación y el escurrimiento es posible hacer una predicción de las avenidas --

que permitan tomar con tiempo medidas de protección, así como planear las políticas de operación de una obra hidráulica.

A continuación se mencionan otras aplicaciones de los modelos lluvia-escorrimento.

- Debido a que los registros de precipitación son más antiguos que los de escurrimento, o que el régimen del escurrimento ha sido afectado por modificaciones a la cuenca, el análisis estadístico de las tormentas es más confiable que el de las avenidas y, si se conoce la relación lluvia escurrimento, las características estadísticas de las avenidas se pueden estimar indirectamente a partir de las tormentas.
- Como las características de las tormentas dependen en menor grado de las características de la cuenca, es posible utilizar la información obtenida en zonas muy distantes de la cuenca de interés, con ajustes sencillos. La posibilidad de este tipo de extrapolaciones facilita el cálculo de tormentas máximas, las que transformadas a escurrimento de acuerdo con las características específicas de la cuenca de interés, permiten el cálculo de avenidas de diseño.

4.2 CARACTERÍSTICAS DE UNA CUENCA.

Desde el punto de vista de las relaciones lluvia-escorrimento, las características de la cuenca interesan principalmente por dos aspectos:

- 1.- El volumen de escurrimento producido por una determinada tormenta.
- 2.- La forma del hidrograma, la cual depende de la velocidad de respuesta de la cuenca al presentarse una tormenta.

Las características más importantes en relación con los dos aspectos anteriores son:

- a) Area de la cuenca (A). Es el área de la proyección horizontal de la superficie limitada por el parteaguas.
- b) Longitud del cauce (L). Es la longitud del cauce principal en sentido horizontal.
- c) Pendiente del cauce (S). La pendiente del cauce no tiene valor único, sino que varía de tramo en tramo, por lo que se le representa con un valor medio. Se recomienda la fórmula de Taylor y Schwarz, porque tiene una relación más directa con el tiempo de traslado del agua por el cauce.

$$S = \left[\frac{L}{\frac{L_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{L_m}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad (1)$$

donde:

- m número de tramos de pendiente uniforme sobre el cauce principal.
- L longitud del tramo i
- S pendiente del tramo i

4.3 PERDIDAS.

De la lluvia que cae en una cuenca al producirse una tormenta, una parte escurre superficialmente para alimentar los cauces, otra parte es interceptada por la vegetación, retenida en depresiones del terreno en los que se forman charcos, o se infiltra para satisfacer primero la capacidad del terreno para humedecerse y alimentar después a los acuíferos.

A la intercepción, la retención en depresiones y la infiltración, en conjunto se les denomina "pérdidas".

En la practica, los componentes de las pérdidas, es decir, - la intercepción, la retención y la infiltración, son difíciles de separar, por lo que generalmente, se acostumbra calcularlas conjuntamente y considerarlas como infiltración, ya que esta componente es la más importante.

La importancia del cálculo de las pérdidas en el proceso lluvia-escurrimiento es fundamental, ya que interesan para el cálculo del escurrimiento directo.

A continuación se describe la forma de determinar las pérdidas y las distintas formas de expresarlas, a partir de la información simultánea de lluvias y escurrimientos, de las tormentas analizadas anteriormente.

4.3.1 DETERMINACION DE LAS PERDIDAS.

Cuando durante una tormenta se ha medido simultáneamente la lluvia y el escurrimiento, las pérdidas se calculan a partir de su definición, es decir, se determinan como la diferencia entre el volúmen que llovió y el que se convirtió en escurrimiento directo.

$$V_P = V_{LL} - V_{ED} \quad (2)$$

donde:

v_p volúmen de pérdidas

V_{LL} volúmen llovido

V_{ED} volúmen de escurrimiento directo.

El volúmen llovido es igual a la precipitación media en la - cuenca por su área y se acostumbra expresarlo como hietograma.

El volúmen de escurrimiento directo es igual al área del hidrograma de escurrimiento directo, por lo que se recurre al análisis del hidrograma en donde se separó el escurrimiento-directo del base.

Los criterios más comunes para calcular la distribución de las

pérdidas en el tiempo son:

- a) Criterio de la capacidad de infiltración media.
- b) Criterio del coeficiente de escurrimiento.

4.3.1.1 CRITERIO DE LA CAPACIDAD DE INFILTRACION MEDIA.

Este criterio supone que el suelo tiene una capacidad de infiltración constante durante toda la tormenta, de tal manera que, siempre que llueve con una intensidad menor que dicha capacidad, se infiltra todo lo que llueve, y cuando llueve con una intensidad mayor que la capacidad de infiltración, la diferencia escurre.

Para calcular la capacidad de infiltración correspondiente a una determinada tormenta, se siguen los siguientes pasos:

- 1.- Del hidrograma de la avenida se separa el gasto base y se calcula el volumen de escurrimiento directo (tablas 4.1).
- 2.- Se calcula la "altura de la lámina de lluvia en exceso" como el cociente entre el volumen de escurrimiento directo y el área de la cuenca. (Tablas 4.1).
- 3.- Se supone un valor de ϕ (índice de infiltración) constante en el hidrograma de la tormenta y se determina la "altura de la lámina de lluvia en exceso" en ese hidrograma. Si esta altura es igual a la calculada en el paso 2, el valor de ϕ es el correcto, si no, se propone otro y se repite el cálculo hasta obtener el valor correcto.

En las tablas 4.2 se presenta en resumen, el cálculo del índice de infiltración media para cada cuenca en estudio.

Tabla 4.1 Cálculo del Escurrimiento Directo

a) PASTORIA

 $Ac = 2657.5 \times 10^8 \text{ m}^2$ $At = 21600 \text{ s.}$

D I A	Δt hs.	Q_i m^3/s	Q_f m^3/s	Q_b m^3/s	$Q_i - Q_b = A$ m^3/s	$Q_f - Q_b = B$ m^3/s	$\frac{(A+B) At}{2}$ VED. $\text{m}^3 \times 10^6$	VED 86400 Q directo m^3/s	LAMINA ESC. DIRECTO LED mm
13	0-6	64.14	78.03	50.26	13.88	27.77			
	6-12	78.03	62.00	50.26	27.77	11.74			
	12-18	62.00	50.26	50.26	11.74	0.0	1.043	12.00	0.39
	18-0	50.26	53.98	50.26	0.0	3.72			
					53.39	43.23			
14	0-6	53.98	78.03	50.26	3.72	27.77			
	6-12	78.03	66.32	50.26	27.77	16.06			
	12-18	66.32	96.78	50.26	16.06	46.52	3.041	35.00	1.14
	18-0	96.78	147.38	50.26	46.52	97.12			
					94.07	187.47			
15	0-6	147.38	214.33	50.26	97.12	164.01			
	6-12	214.33	147.38	50.26	164.07	97.12			
	12-18	147.38	108.82	50.26	97.12	58.56	10.657	123.00	4.01
	18-0	108.82	300.43	50.26	58.56	250.17			
					416.87	569.92			
16	0-6	300.43	128.83	50.26	58.56	78.57			
	6-12	128.83	85.71	50.26	78.57	35.45			
	12-18	85.71	78.03	50.26	35.45	27.77	3.892	45.00	1.46
	18-0	78.03	68.53	50.26	27.77	1927			
					200.35	160.06			

Tabla 4.1 Cálculo del Escurrimiento Directo.

b) PANCHES $Ac = 11242.5 \times 10^6 \text{ m}^2$ $\Delta t = 21600 \text{ s.}$

D / A	Δt hs	Qf m^3/s	Qf m^3/s	Qb m^3/s	$Qf - Qb = A$ m^3/s	$Qf - Qb = B$ m^3/s	$\frac{(A+B) \Delta t}{2}$ $\frac{\text{VED}}{\text{VED}^3 \times 10^6}$	$\frac{\text{VED}}{86400}$ $Q \text{ directo}$ m^3/s	LAMINA ESC. DIRECTO LED mm
13	0-6	191.98	216.27	191.98	0.0	24.29	3.108	36.00	0.23
	6-12	216.27	207.97	191.98	24.29	15.99			
	12-18	207.97	256.27	191.98	15.99	64.29			
	18-0	256.27	270.59	191.98	64.29 104.57	78.61 183.18			
14	0-6	270.59	429.55	191.98	78.61	237.57	31.274	362.00	2.78
	6-12	429.55	403.92	191.98	237.57	211.94			
	12-18	403.92	681.66	191.98	211.94	489.68			
	18-0	681.66	1130.74	191.98	489.68 1017.80	938.76 1877.95			
15	0-6	1130.74	1715.62	191.98	938.76	1523.64	152.144	1761.00	13.53
	6-12	1715.62	2130.03	191.98	1523.64	1938.05			
	12-18	2130.03	2241.60	191.98	1938.05	2049.62			
	18-0	2241.60	2318.03	191.98	2049.62 6450.07	2126.05 7637.36			
16	0-6	2318.03	1784.08	191.98	2126.05	1592.10	90.704	1050.00	8.07
	6-12	1784.08	1013.16	195.71	1588.37	817.45			
	12-18	1013.16	754.37	199.43	813.73	554.94			
	18-0	754.37	557.81	203.16	551.21 6079.36	354.65 3319.14			
17	0-6	557.81	505.37	206.89	350.92	298.48	20.796	241.00	1.85
	6-12	505.37	456.21	210.61	294.76	245.60			
	12-18	456.21	391.48	214.34	241.87	177.14			
	18-0	391.48	361.47	218.06	173.42 1060.97	143.41 864.63			
18	0-6	361.47	332.98	221.79	139.68	111.19	7.582	88.00	0.67
	6-12	332.98	305.97	225.51	107.47	80.46			
	12-18	305.97	295.58	229.24	76.73	66.34			
	18-0	295.58	290.47	232.96	62.62 386.50	57.51 315.50			

Tabla 4.1 Cálculo del Escurrimiento Directo.

c)

ESTACION	D I A	Qmedio m ³ /s	Qbase m ³ /s	Qdirecto m ³ /s	Vol. Esc. Directo VED m ³ x 10 ⁶	Lamina Esc. Directo LED mm.
PINZANES Ac= 5535 x 10 ⁶ m ² Δt= 86 400 s.	13	134.0	101.0	33.0	2.851	0.52
	14	297.0	101.0	196.0	16.934	3.06
	15	658.0	101.0	557.0	48.125	8.69
	16	181.0	101.0	80.0	6.912	1.25
CAIMANERA Ac= 31 482.5 x 10 ⁶ m ² Δt= 86 400 s.	13	998.0	902.0	86.0	7.430	0.24
	14	1615.0	902.0	713.0	61.603	1.96
	15	2475.0	902.0	1573.0	135.907	4.32
	16	1695.0	1046.0	649.0	56.074	1.78

4.3.1.2 CRITERIO DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

Este criterio supone que las pérdidas son proporcionales a la intensidad de la precipitación, de tal manera que el volumen de escurrimiento directo (VED), es igual al producto del volumen llovido (VLL), por un coeficiente de escurrimiento CE . Por lo tanto, el coeficiente de escurrimiento se calcula con

$$CE = \frac{VED}{VLL} \quad (3)$$

donde:

$$VED = \overline{LED} \cdot A$$

$$VLL = \overline{hp} \cdot A$$

\overline{LED} = lámina de escurrimiento directo, en mm.

\overline{hp} = altura de precipitación-media en la cuenca en mm.

A = área de la cuenca, en Km².

Sustituyendo y eliminando términos en la ecuación (3), resulta que el coeficiente de escurrimiento puede calcularse así:

$$CE = \frac{\overline{LED}}{\overline{hp}} \quad (4)$$

En las tablas 4.2 se presenta el cálculo del coeficiente de escurrimiento para cada cuenca en estudio.

4.4. CLASIFICACION DE METODOS PARA CALCULAR LAS RELACIONES-LLUVIA-ESCURRIMIENTO.

La gran variedad de modelos precipitación-escurrimiento se clasifican de acuerdo con la información que se requiere para su aplicación, es por eso que dichos modelos se dividen en tres grupos:

- 1) Modelos Empíricos.- Estos modelos únicamente requieren información de las principales características físicas promedio de la cuenca en estudio. Se les llama así, por que se basan en fórmulas empíricas, las que han sido ob-

Tabla 4.2 Cálculo de los coeficientes de Infiltración y Esgurrimiento.

ESTACION	D I A	\bar{h}_p mm	LED mm	ϕ ($h_p - \phi$)	C_E ($h_p - C_E$) E
CAIMANERA	13	14.89	0.24	$\phi = 13.88$ 1.02	$C_E = 0.16$ 2.33
	14	19.65	1.96	5.77	3.08
	15	15.39	4.32	1.51	2.41
	16	3.06	1.78	0.00	0.48
		52.99	8.30	8.30	8.30
PINZANES	13	18.51	0.52	$\phi = 27.32$ 0.00	$C_E = 0.15$ 2.79
	14	28.06	3.06	0.74	4.28
	15	40.10	8.69	12.78	6.12
	16	2.09	1.25	0.00	0.33
		88.76	13.52	13.52	13.52
PASTORIA	13	5.62	0.39	$\phi = 16.4$ 0.00	$C_E = 0.15$ 0.86
	14	12.00	1.14	0.00	1.85
	15	23.40	4.01	7.00	3.60
	16	4.48	1.46	0.00	0.69
		45.50	7.00	7.00	7.00
PANCHES	13	3.68	0.28	$\phi = 7.98$ 0.70	$C_E = 0.44$ 5.79
	14	15.37	2.78	7.38	6.70
	15	27.08	13.33	19.10	11.81
	16	6.06	8.07	0.00	2.64
	17	0.02	1.85	0.00	0.01
	18	5.11	0.67	0.00	2.23
		62.32	27.18	27.18	27.18

tenidas relacionando mediciones simultáneas de lluvia y escurrimiento con las características de la cuenca.

- 2) Modelos de Caja Negra.- Este grupo de modelos requieren para su aplicación registros simultáneos de precipitación y escurrimiento. Reciben el nombre de modelos de caja negra porque se calibran a partir de los datos de ingreso y salida de la cuenca sin tomar en cuenta las características físicas de la propia cuenca.
- 3) Modelos que requieren registros simultáneos de precipitación y escurrimiento, además de conocer las características físicas detalladas de la cuenca, como las siguientes: características topográficas y geológicas, uso del suelo, condición de la superficie del suelo, etc. Estos modelos pretenden simular el proceso de escurrimiento en toda la cuenca a partir de las características físicas de la cuenca y de la aplicación de las fórmulas fundamentales de la hidráulica.

Como puede observarse, la selección del método de cálculo para cada problema particular depende de la cantidad y calidad de información disponible, de tal manera que no puede decirse que existan métodos mejores o peores.

Debido a la escasez de información en las cuencas de la República Mexicana, únicamente se pueden aplicar los dos primeros grupos de modelos en México.

En particular, los modelos que se aplican en este capítulo para establecer la relación lluvia-escurrimiento pertenecen a los de caja negra.

4.5 MODELOS DE CAJA NEGRA.

Si se considera un sistema como una estructura o mecanismo que relaciona en el tiempo una entrada o estímulo y una salida o respuesta; en el proceso lluvia-escorrimento, puede considerarse la cuenca como un sistema cuyas entradas son las precipitaciones y las salidas, los registros de escurrimiento.

Si se analiza el sistema (cuenca), para tratar de encontrar — las leyes que rigen la transformación de las entradas (precipitación) en salidas (escorrimento), sin tomar en cuenta explícitamente las características del sistema, se dice que los modelos resultantes son de Caja Negra. Lo anterior se ejemplifica en la figura 4.1

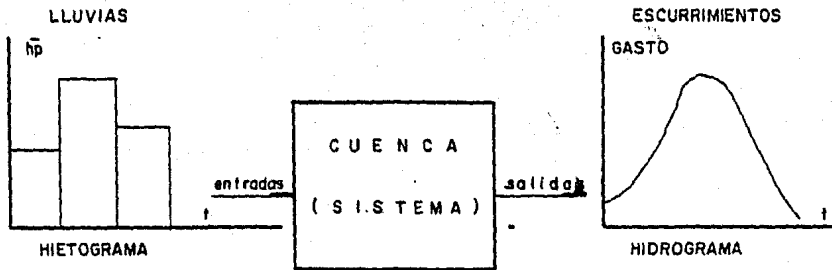


Fig. 4.1 La Relación lluvia-escorrimento vista como un sistema.

Los modelos de caja negra son probablemente los más adecuados a las condiciones de información comunes en las cuencas de México, sobre todo para los sitios donde se construirán presas para generar energía eléctrica, debido a que en esos sitios generalmente existen estaciones hidrométricas en donde se han registrado algunas avenidas importantes.

El objetivo de los modelos de Caja Negra es encontrar una función de transformación de lluvia a escurrimiento, con la cual se puedan reproducir aproximadamente los valores simultáneos de dichas variables.

Al tratar de encontrar la función de transformación entre la lluvia total (lluvia efectiva más pérdidas) y el hidrograma de escurrimiento total (escurrimiento base y escurrimiento directo) se ha observado que la función no es única, ya que depende en gran medida de las condiciones de humedad de la cuenca, y además no es lineal. Por este motivo se ha preferido tratar de relacionar lluvias efectivas con hidrogramas de escurrimiento directo, demostrándose que en ese caso la función de transformación es única y aproximadamente lineal, así en la práctica se considera como una relación lineal del tipo.

$$Q(t) = \int_0^{\infty} h(\tau) P(t - \tau) dt \quad (5)$$

donde:

- Q (t) gasto en el instante t
- P (t) precipitación media en la cuenca en el instante t
- h (τ) función de transformación.

4.5.1 METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO TRADICIONAL.

El hidrograma unitario asociado a una duración, d , se define como el hidrograma de escurrimiento directo que produce una precipitación efectiva unitaria (lmm), distribuida uniformemente en la cuenca y en el tiempo d . La definición anterior se ejemplifica en la figura 4.2

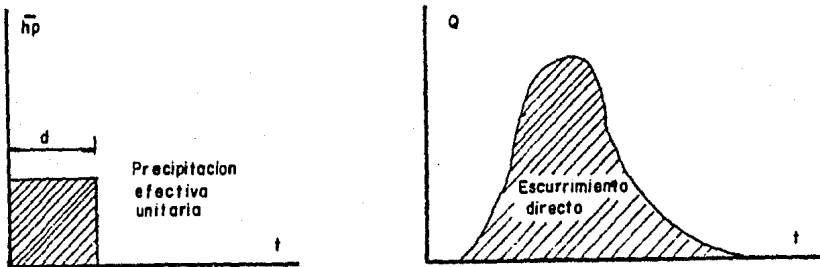


Fig. 4.2 Definición del Hidrograma Unitario

Se considera que al conocerse el hidrograma unitario para una duración (d), el hidrograma que producirá una lluvia de cualquier magnitud, pero de la misma duración, puede calcularse multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por la magnitud de la lluvia efectiva.

Una secuencia de lluvias de la misma duración produce un hidrograma igual a la suma de la secuencia de hidrogramas, que produciría individualmente cada una de las lluvias

El hidrograma unitario se determina a partir de registros simultáneos de lluvia y escurrimiento, por lo que se debe contar con los siguientes datos:

- 1) El hidrograma de precipitación media en la cuenca.
- 2) El hidrograma de escurrimiento directo.
- 3) El volumen de escurrimiento directo (VED).
- 4) La altura de la lámina de escurrimiento directo (LED).

Las ordenadas del hidrograma unitario se calculan dividiendo - cada una de las ordenadas del hidrograma de escurrimiento di - recto entre la lámina de escurrimiento LE.

La duración de precipitación efectiva, de asociada al H.U. se - obtiene del hietograma de precipitación efectiva que a su vez - fue calculado en este capítulo.

En la figura (4.3) se esquematiza el cálculo del hidrograma u - nitario.

El hidrograma unitario tradicional tiene principalmente 2 lími - tes y son las siguientes:

- 1) Únicamente se conoce la función de transformación para llu - vias que tengan la misma duración que la utilizada en la - etapa de calibración.
 - 2) No toma en cuenta las variaciones en la intensidad de la - lluvia, en el tiempo.
- Para atacar estas limitantes, se han desarrollado métodos, que se detallan a continuación:

4.5.1.1 METODO QUE CONSIDERA LLUVIAS DE DIFERENTE DURACION.

La primera limitación del hidrograma unitario tradicional se su - pera utilizando el procedimiento llamado de la curva, S, que - se basa en el principio de superposición de causas y efectos, - es decir, supone que una secuencia de lluvias produce un hidro - grama igual a la suma de los hidrogramas que produciría cada - lluvia en particular.

El método de la curva S, se aplica para calcular el hidrograma unitario correspondiente a una duración cualquiera, d_1 , a par - tir de un hidrograma unitario tradicional asociado a una dura - ción diferente, d_0 .

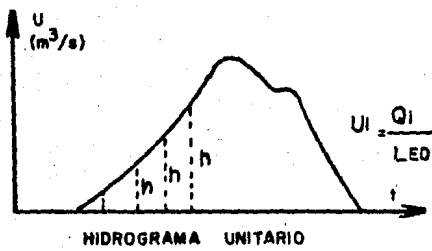
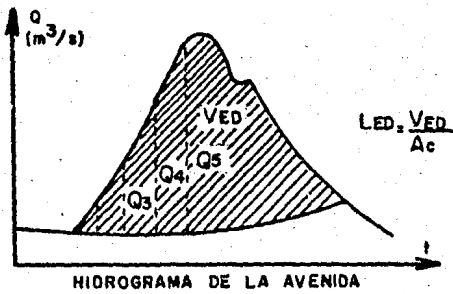
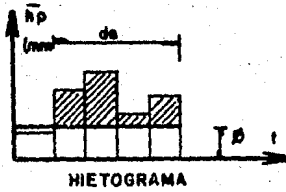


Fig. 4.3 CALCULO DEL HIDROGRAMA UNITARIO

El método consiste en seguir los siguientes pasos:

- 1.- Se desplaza varias veces el hidrograma unitario conocido, haciendo que la separación entre cada hidrograma sea igual a la duración d_0 .
- 2.- Se suman las ordenadas de los hidrogramas formados en el paso 1, con lo que se obtiene un hidrograma al que se llama curva S, que corresponde a una lluvia efectiva con intensidad constante $i = \text{mm}/d_0$, mantenida durante un tiempo muy grande.
- 3.- Se desplaza la curva S una distancia igual a d_0 .
- 4.- Se restan las ordenadas de las curvas S obtenidas en los pasos 2 y 3.
- 5.- Las ordenadas del hidrograma unitario deseado (con duración d_0) se obtienen multiplicando los resultados obtenidos en el paso 4, por la relación d_0/d_0

4.5.1.2 METODOS QUE TOMAN EN CUENTA LA VARIACION EN LA INTENSIDAD DE LA LLUVIA EN EL TIEMPO.

Los métodos del hidrograma unitario tradicional y el de la curva S suponen que la intensidad de la lluvia es constante en toda su duración. Para superar esta limitación se han desarrollado métodos, que apoyándose en los principios del hidrograma unitario, toman en cuenta la variación de la intensidad de la lluvia con el tiempo, si es que se tiene información confiable de dicha variación.

Si se conocen las ordenadas (U_1, U_2, U_{nQ}) del hidrograma unitario correspondiente a una duración de lluvia efectiva, Δt , el escurrimiento que produciría una tormenta con un hidrograma de ordenadas P_1, P_2, P_{nQ} , correspondientes a intervalos de tiempo Δt , se calcula con.

$$Q = \sum_{k=1}^l U_k P_{i-k+1}, \quad i=1, 2, \dots, NQ \quad (6) \quad 105$$

donde:

Q_i gasto de escurrimiento directo en el i ésimo intervalo de tiempo.

NQ número de ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo.

NP número de ordenadas de precipitación.

NU número de ordenadas del hidrograma unitario.

El hidrograma del escurrimiento producido por la ecuación (6) se muestra en la figura 4.4

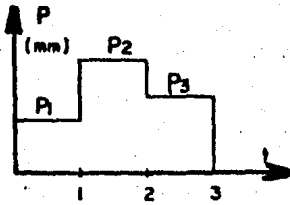
Al desarrollar la ecuación (6) se obtiene el siguiente sistema de ecuaciones.

$$\begin{aligned} Q_1 &= U_1 P_1 \\ Q_2 &= U_1 P_2 + U_2 P_1 \\ Q_3 &= U_1 P_3 + U_2 P_2 + U_3 P_1 \\ &\vdots \\ Q_k &= U_1 P_k + U_2 P_{k-1} + U_k P_1 \end{aligned} \quad (7)$$

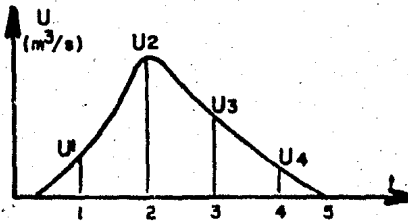
que puede utilizarse para predecir un hidrograma cuando se presenta una tormenta y se conoce el hidrograma unitario, o bien para conocer las ordenadas de éste último cuando se dispone de información simultánea de lluvias P_i , y escurrimientos, Q_i , durante una tormenta.

Para obtener el hidrograma unitario, el sistema de ecuaciones (7) puede resolverse despejando U_1 de la primera ecuación, sustituirlo en la segunda y despejar U_2 , y así sucesivamente.

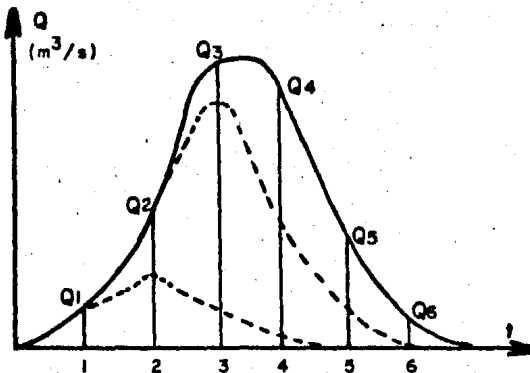
Debido a la inexactitud en los datos de precipitación media en la cuenca para intervalos pequeños y a la no linealidad de la relación lluvia-escurrimiento, las ordenadas del hidrograma unitario obtenido a partir del sistema de ecuaciones (7), pueden ser valores ilógicos o negativos. Este problema se reduce si, admitiendo que pueden existir errores en la determinación de la precipitación media, se utiliza un sistema de ecuaciones lineales ligeramente diferente, figura 4.5



HIETOGAMA DE PRECIPITACION EFECTIVA

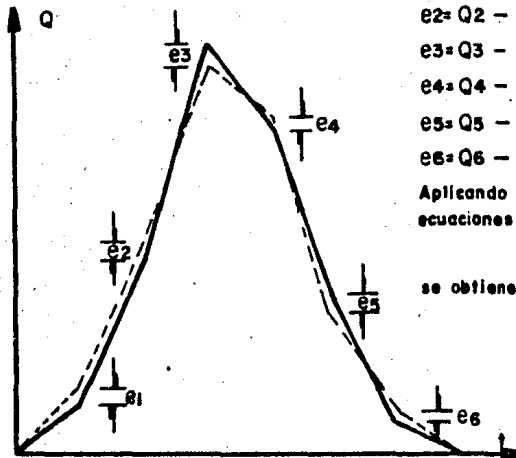
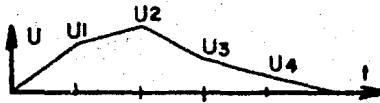
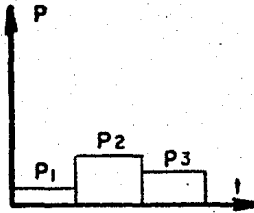


HIETOGAMA UNITARIO



HIETOGRAMAS ORIGINADOS POR EL HIETOGAMA DE LA PRECIPITACION EFECTIVA

FIG. 4.4 Hidrograma producido por una tormenta con intensidad variable en el tiempo



$$e_1 = Q_1 - P_1 U_1$$

$$e_2 = Q_2 - P_2 U_1 - P_1 U_2$$

$$e_3 = Q_3 - P_3 U_1 - P_2 U_2 - P_1 U_3$$

$$e_4 = Q_4 - P_3 U_2 - P_2 U_3 - P_1 U_4$$

$$e_5 = Q_5 - P_3 U_3 - P_2 U_4$$

$$e_6 = Q_6 - P_3 U_4$$

Aplicando mínimos cuadrados al sistema de ecuaciones

$$z = \sum (e_i)^2, \frac{\partial z}{\partial u} = 0$$

se obtiene el sistema de ecuaciones

FIG. 4.5 SISTEMA DE ECUACIONES PARA ENCONTRAR LAS ORDENADAS DEL HIDROGRAMA UNITARIO

$$\sum_{i=1}^{NU} U_i \emptyset_{pp}(i-j) = \emptyset_{pq}(j-1); \quad j=1, 2, \dots, NU \quad (8)$$

$$\emptyset_{pp}(\sigma) = \sum_{i=1}^{NP} P_i P_i + \sigma, \quad \text{para } \sigma = 0, 1, 2, \dots, NP-1$$

$$0, \quad \text{para } \sigma \geq NP$$

$$\emptyset_{pq}(\tau) = \sum_{i=1}^{NQ} P_i Q_i + \tau, \quad \text{para } \tau = 0, 1, 2, \dots, NP-1$$

$$0, \quad \text{para } \tau \geq NU$$

Para determinar los hidrogramas unitarios de las estaciones analizadas se elaboró la tabla 4.3 que contiene la información necesaria y ordenada para efectuar los cálculos correspondientes.

A continuación se describe con detalle el cálculo de las ordenadas del hidrograma unitario, de la estación Pinzanes.

De la tabla 4.3 se anotan las precipitaciones efectivas calculadas con un índice de infiltración ($\emptyset=2732$) junto con los gastos directos correspondientes. Se consideran las precipitaciones efectivas desde el intervalo de tiempo en que hay escurrimiento directo, aunque las precipitaciones efectivas sean nulas.

$P_1 = 0$	$Q_1 = 33.0$
$P_2 = 0.74$	$Q_2 = 196.0$
$P_3 = 12.78$	$Q_3 = 557.0$
$P =$	$Q_4 = 80.0$
$NP = 3$	$NQ = 4$

El número de ordenadas de hidrograma unitario se obtiene mediante la fórmula. $NU = NQ - NP + 1$

Sustituyendo valores obtenemos: $NU = 4 - 3 + 1 = 2$

Desarrollando la ecuación (8) se obtiene:

$$U_1 \emptyset_{pp}(0) + U_2 \emptyset_{pp}(1) = \emptyset_{pq}(0) \quad (a)$$

$$U_1 \emptyset_{pp}(-1) + U_2 \emptyset_{pp}(0) = \emptyset_{pq}(1)$$

$$\emptyset_{pp}(0) = P_1 P_1 + P_2 P_2 + P_3 P_3 + (0)(0) + (0.74)(0.74) + (12.78)(12.78) = 163.876 \quad (b)$$

$$\emptyset_{pp}(-1) = \emptyset_{pp}(1) = P_1 P_2 + P_2 P_3 + (0)(0.74) + (0.74)(12.78) = 9.457$$

$$Q_{PQ}(0) = P_1 Q_1 + P_2 Q_2 + P_3 Q_3 = (0)(33) + (0.74)(196) + (12.78)(557) = 7263.5$$

$$Q_{PQ}(1) = P_1 Q_2 + P_2 Q_3 + P_3 Q_4 = (0)(196) + (0.74)(557) + (12.78)(80) = 1434.58$$

sustituyendo resultados de (b) y (c) en (a) se obtienen el siguiente sistema de ecuaciones:

$$\begin{aligned} 163.876 U_1 + 9.457 U_2 &= 7263.50 \\ 9.457 U_1 + 163.876 U_2 &= 1434.58 \end{aligned}$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones lineales se obtiene:

$$\begin{aligned} U_1 &= 43.95 \\ U_2 &= 6.20 \end{aligned}$$

En virtud de la utilidad del hidrograma unitario, se ha desarrollado un programa para computadora, mediante el cual se llega a la obtención de las ordenadas del hidrograma unitario, - es por eso que se aprovecha tal programa para calcular las ordenadas de los hidrogramas correspondientes a las otras estaciones en estudio.

El programa es alimentado por los datos de precipitación efectiva asociada al coeficiente de infiltración y al coeficiente de escurrimiento, así como sus correspondientes gastos directos. En las tablas 4.4 se presentan los resultados obtenidos con el programa, así como los hidrogramas unitarios correspondientes a Caimanera, Panches y Pastoria, figuras 4.6

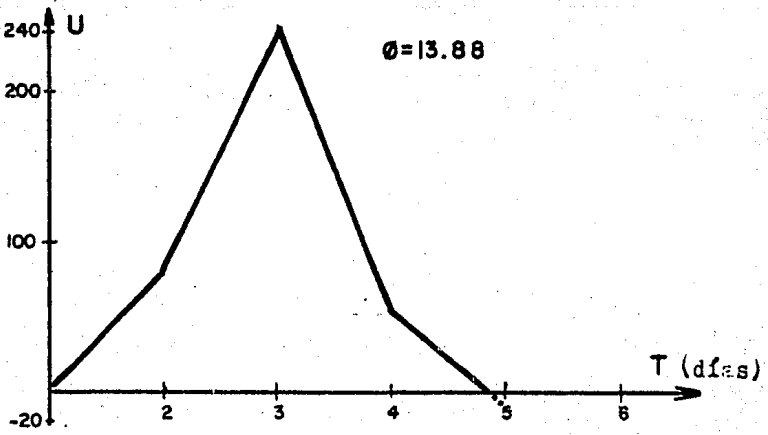
Como puede observarse en la tabla 4.4 algunos valores de U - resultaron negativos, en este caso, el hidrograma se dibujó con línea punteada, ya que realmente interesan los valores positivos en éste análisis.

Tabla 4.3 Datos para calcular el Hidrograma Unitario

ESTACION	D I A	COEF. DE INFILT. f	COEF. DE ESC. CE	GASTO DIRECTO m^3/s
CAIMANERA		$f = 13.88$	$C_e = 0.16$	
	12	0.00	0.00	0.00
	13	1.02	2.33	86.00
	14	5.77	3.08	713.00
	15	1.51	2.41	1513.00
	16	0.00	0.48	649.00
	17	0.00	0.00	0.00
PINZANES		$f = 27.32$	$C_e = 0.15$	
	12	0.00	0.00	0.00
	13	0.00	2.79	33.00
	14	0.74	4.28	196.00
	15	12.78	6.12	557.00
	16	0.00	0.33	80.00
	17	0.00	0.00	0.00
PASTORIA		$f = 16.4$	$C_e = 0.15$	
	12	0.00	0.00	0.00
	13	0.00	0.86	12.00
	14	0.00	1.85	35.00
	15	7.00	3.60	123.00
	16	0.00	0.69	45.00
	17	0.00	0.00	0.00
PANCHES		$f = 7.98$	$C_e = 0.44$	
	12	0.00	0.00	0.00
	13	0.70	3.79	36.00
	14	7.38	6.70	362.00
	15	19.10	11.81	1761.00
	16	0.00	2.64	1050.00
	17	0.00	0.01	241.00
	18	0.00	2.23	88.00
	19	0.00	0.00	0.00
		27.18	27.18	

Tabla 4.4 Resultados de las Ordenadas del Hidrograma Unitario mediante computadora.

ESTACION	ORDENADAS DEL H.U.	ϕ	C_E
CAIMANERA		$\phi = 13.88$	$C_E = 0.16$
	U ₁	0.66	31.93
	U ₂	80.49	301.63
	U ₃	242.61	197.04
	U ₄	50.94	-286.36
	U ₅	-12.44	155.4
	U ₆	0	-30.42
PINZANES		$\phi = 27.32$	$C_E = 0.15$
	U ₁	43.95	56.74
	U ₂	6.20	14.86
	U ₃	0	8.94
	U ₄	0	-8.92
	U ₅	0	2.1
	U ₆	0	1.14
PASTORIA		$\phi = 18.14$	$C_E = 0.15$
	U ₁	17.57	26.31
	U ₂	6.43	8.26
	U ₃	0	0.58
	U ₄	0	0.48
	U ₅	0	0.11
	U ₆	0	0.7
PANCHES		$\phi = 7.98$	$C_E = 0.44$
	U ₁	68.83	78.98
	U ₂	52.02	63.68
	U ₃	10.37	23.97
	U ₄	4.77	-12.34
	U ₅	-0.06	-8.84
	U ₆	0.02	-1.54
	U ₇	-0.01	0.83
	U ₈	0.0	1.41



q) CAIMANERA

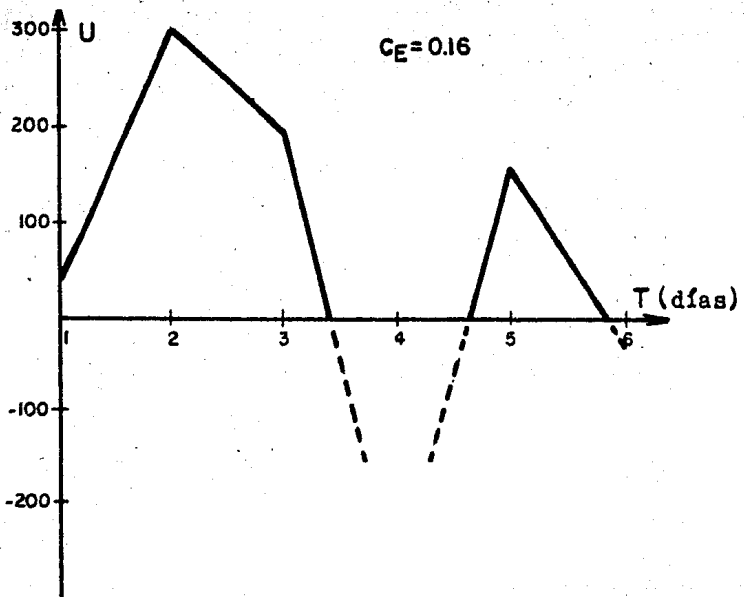
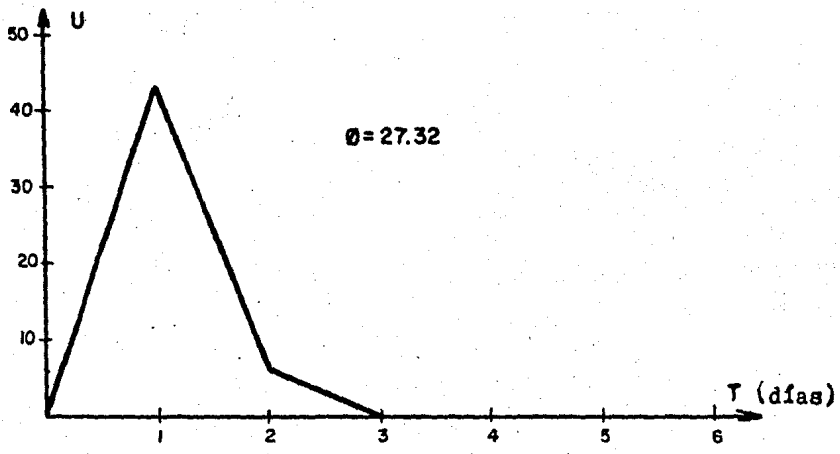


FIG. 4.6 HIDROGRAMAS UNITARIOS



b) PINZANES

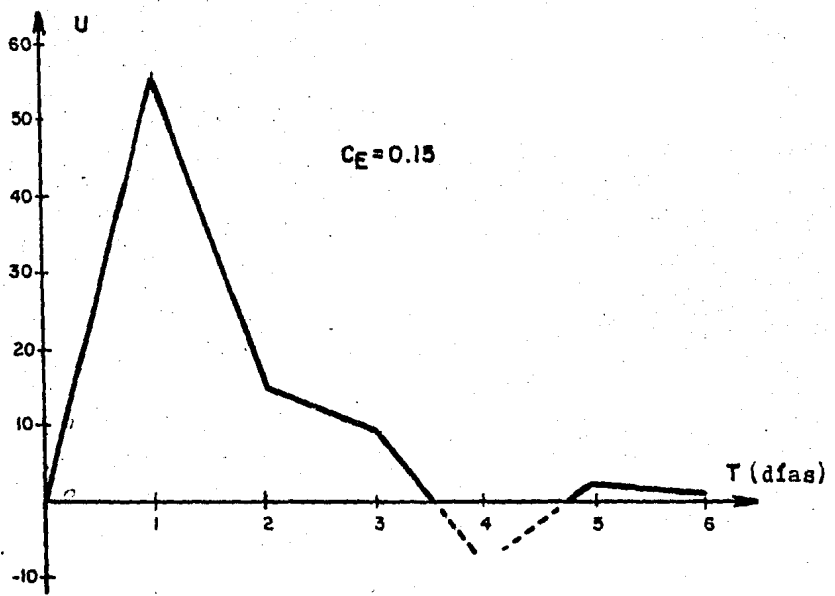
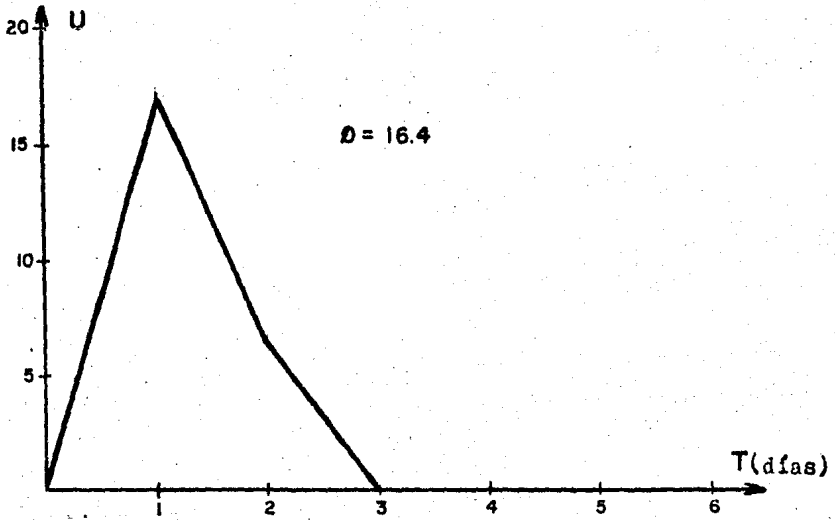


FIG. 4.6 HIDROGRAMAS UNITARIOS



c) PASTORIA

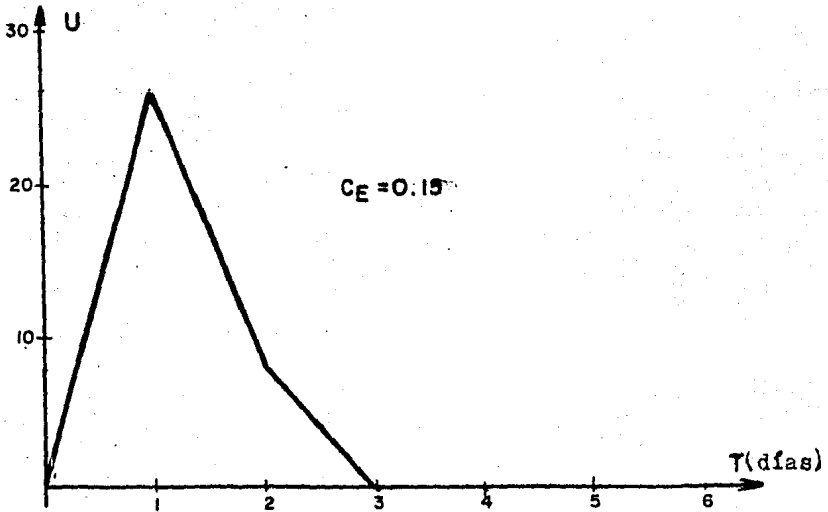
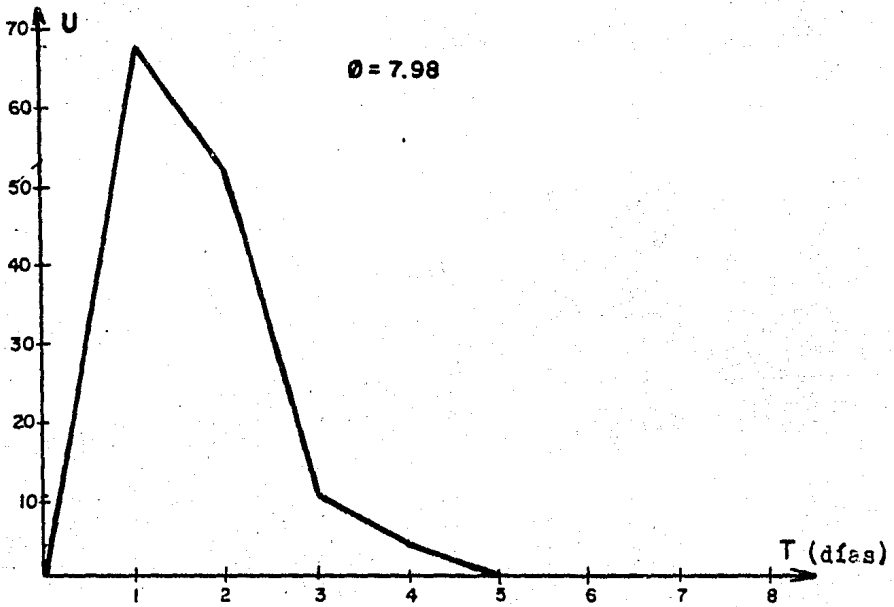


FIG. 4.6 HIDROGRAMAS UNITARIOS



d) PANCHES

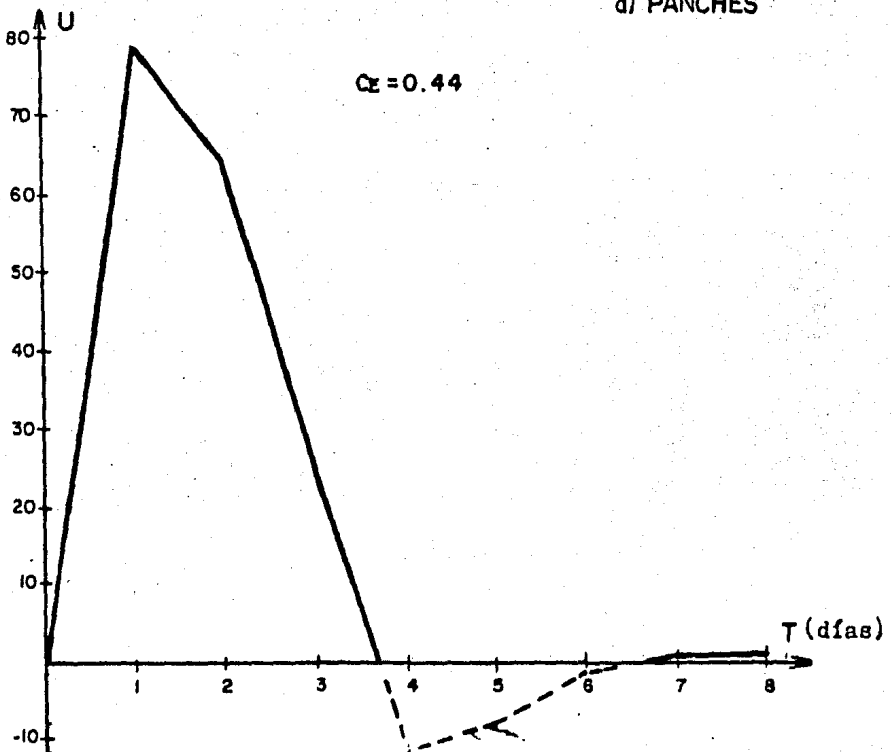


FIG. 4.6 HIDROGRAMAS UNITARIOS

CONCLUSIONES

En esta tesis se presentaron algunos métodos hidrológicos y su aplicación para la tormenta de los días 13, 14, 15 y 16 de Septiembre del año 1984, que se presentó en la cuenca -- del río Balsas.

El estudio hidrológico permitió analizar la secuencia de -- las variables del ciclo hidrológico, de las cuales se observaron las siguientes conclusiones.

Para conocer la precipitación media se aplicó el método de los polígonos de Thiessen, en el que se aprovechó toda la -- información disponible para que la precipitación media fuera la más representativa en la región, ya que éste método -- funciona mejor a medida que se cuenta con más datos, por -- tal motivo los resultados son satisfactorios.

Para construir los histogramas de la tormenta se tomaron -- los resultados del cálculo de la precipitación media y los intervalos de tiempo se consideraron de 24 horas, debido a -- que los registros fueron obtenidos con pluviómetro, por lo anterior los histogramas no son tan representativos como se hubiese deseado, esto se debió fundamentalmente a la falta -- de información que proporcionara un mejor conocimiento en la variación de la altura de precipitación con el tiempo; -- pese a lo anterior los histogramas se construyeron para continuar el análisis.

Para ajustar a una ecuación la curva elevaciones-gasto se -- aplicó el método de correlación lineal simple, comprobándose así la funcionalidad del método. Los coeficientes de correlación, que son los indicadores del ajuste en los cuatro

casos mostraron que la ecuación obtenida, es la que agrupa la mayor cantidad de puntos (registros de aforo). En esta parte se trató de trabajar con la máxima precisión, cuidando que el análisis fuera lo más preciso, ya que las ecuaciones son parte fundamental dentro del análisis.

En base a las ecuaciones anteriores y datos proporcionados por limnógrafo se procedió a calcular los gastos, considerando para ello intervalos de tiempo de 6 horas en las lecturas del limnógrafo. Es importante recalcar que para tener un mejor conocimiento de la distribución del gasto en el tiempo, lo ideal sería considerar intervalos de tiempo más pequeño, lo que haría al análisis más exacto, sin embargo, para fines de la tesis los intervalos de tiempo son adecuados. Un posible error en las lecturas, pudo haber sido debido a que las avenidas fueron extraordinarias, por lo que las gráficas del limnógrafo tuvieron que tomarse en dos hojas diferentes.

Después de calcular los gastos se dibujaron los hidrogramas de la avenida, para que en base a la forma de los mismos se aplicará el método más idóneo, que identificara al escurrimiento directo. Cabe mencionar que en este caso, la precisión de los métodos no es trascendental, dado que estos métodos son empíricos.

Al calcular las pérdidas del agua precipitada por los dos métodos expuestos se observa que es más representativa el coeficiente de escurrimiento directo, ya que éste es proporcional a la intensidad, mientras que el coeficiente de infiltración-media es considerado constante durante la tormenta.

Una vez conocidas las pérdidas, se estableció el modelo llu-

via-escorrimento que es a lo que se deseaba llegar. El modelo lluvia-escorrimento consistió en calcular las ordenadas del hidrograma unitario, utilizando los resultados anteriores. Conforme avanzó el desarrollo del análisis hidrológico se fué perdiendo exactitud en los resultados, ya sea porque se aproximaron los resultados, o porque los mismos métodos generaban pequeños errores; por lo que los valores últimos de los hidrogramas unitarios deben considerarse también aproximados.

Con objeto de tener una idea más clara respecto a la validez y precisión de los resultados es recomendable hacer un análisis semejante cada que se presenten avenidas importantes en la cuenca.

En el análisis realizado, se observó como los resultados de unos métodos hidrológicos alimentan a otros métodos, esto significa, que se noto de una manera clara la utilidad y relación que los liga; demostrándose así la mecánica de las variables del ciclo hidrológico.

Finalmente se indica la utilidad práctica de esta tesis que consiste en tener un mayor entendimiento de los procesos y métodos hidrológicos para su mejor evaluación de éstos últimos, a fin de utilizar los resultados como información necesaria para el diseño y planeación de las políticas de operación, en las presas de "Infiernillo" y "La Villita", bajo condiciones de tormenta. Lo anterior significa que cuando ocurran tormentas en la cuenca que se estudió, primeramente se recurra a los registros de precipitación y aforo, para calcular la precipitación media y la magnitud de la avenida que se presentaría en las presas mencionadas.

El cálculo se puede efectuar dado que se conocen aproximadamente las ecuaciones elevaciones-gasto, que ayudarían a estimar el hidrograma de la avenida, como también se conocen las pérdidas de la lluvia y la relación lluvia-escurrimiento (ordenadas de los hidrogramas unitarios), en cada subcuenca, por lo que el cálculo del hidrograma de la avenida puede estimarse.

Una vez conocida la magnitud de la avenida que se presentaría en "Infiernillo", se tomarían las decisiones pertinentes respecto a que tanto tendrían que abrir o cerrar las estructuras de control, garantizando así el buen funcionamiento hidroeléctrico de la presa.

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

- Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, Hidrotecnia, A.1.1. Consideraciones Generales, México, 1981
- Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, Hidrotecnia, A.1.2 Precipitación, México, 1981
- Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, Hidrotecnia, A.1.3 Esgurrimiento, México, 1981.
- Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, Hidrotecnia, A.1.4 Pérdidas, México, 1981
- Comisión Federal de Electricidad, Manual de Diseño de Obras Civiles, Hidrotecnia, A.1.5 Relación entre Precipitación y Esgurrimiento, México, 1981
- División de Educación Continua, Hidrología aplicada a la Ingeniería, Curso de Actualización, F. I., U.N.A.M., México, 1985.
- Springall Rolando G., Hidrología, Primera y Segunda Parte, Publicación del Instituto de Ingeniería, D7, U.N.A.M., México, 1970
- United States Department of the Interior Bureau of Reclamation, Diseño de Presas Pequeñas, Ed. C.E.C.S.A., 3a. Impresión, México, 1972