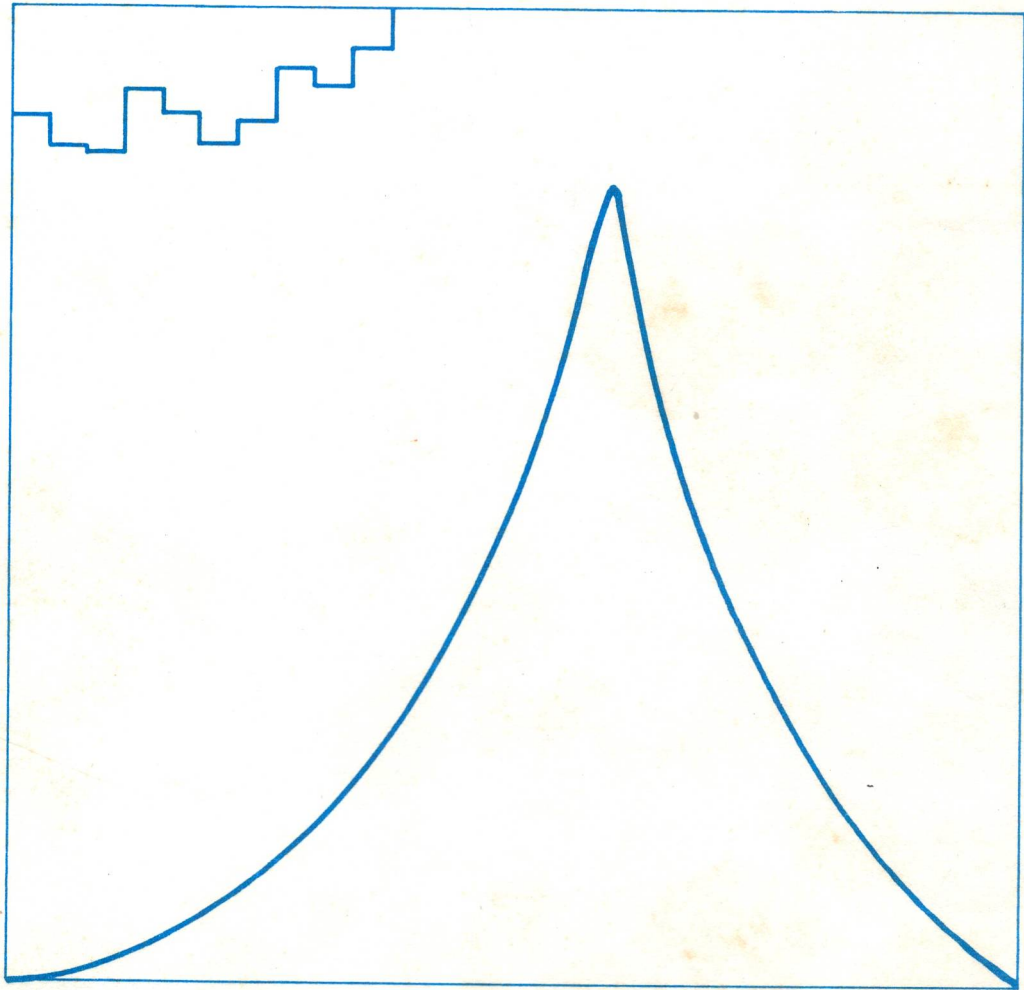
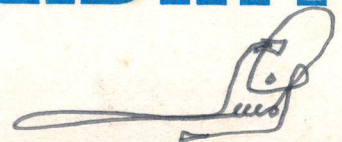


HIDROLOGIA
DE
TIERRAS AGRICOLAS



RAFAEL M. ROJAS

CIDINT



VIEZINOVOS

H I D R O L O G I A
D E
T I E R R A S A G R I C O L A S

Serie: Hidrología
H-19

Rafael M. Rojas

Primera edición: 1979
Segunda edición: 1983
Tercera edición: 1986

INDICE

	Página
I. INTRODUCCION.	1
A. Importancia de la Hidrología en los Proyectos Agrícolas.	1
B. Problemas en la Aplicación de las Tecnologías Actuales a Zonas Agrícolas.	1
II. INFORMACION HIDROLOGICA.	3
A. Clase de Información.	3
1. Escorrentía.	3
2. Precipitación.	3
3. Clima.	3
4. Suelos.	4
5. Vegetación.	4
6. Topografía.	4
B. Análisis de la Información.	9
1. Escorrentía.	9
a) Datos faltantes y extensión de datos.	9
b) Análisis de frecuencia.	10
c) Rendimiento de cuencas.	16
d) Estimación de la escorrentía.	16
2. Precipitación.	17
a) Precipitación Media.	17
b) Análisis de frecuencia.	17
c) Estimación de la lluvia de Diseño.	20
3. Evaporación.	33
4. Otros Factores Climáticos.	34
5. Evapotranspiración.	34
6. Infiltración.	34
a) La Ecuación de Horton.	35
b) Índice ϕ	35
7. Características de la Cuenca.	36
1. Area.	36
2. Forma.	36
3. Pendiente.	36
4. Cobertura.	36

INDICE (Continuación)

	Página
5. Suelos.	36
6. Tiempo de concentración.	39
III. RELACION PRECIPITACION-ESCORRENTIA.	51
Método del Número de Curva	51
IV. HIDROGRAMAS SINTETICOS.	65
Hidrograma Adimensional.	65
Hidrograma Triangular.	66
Modelos de Simulación.	71
V. ESTIMACION DE CAUDALES MAXIMOS.	79
A. Métodos Empíricos.	79
1. El Método Racional.	79
Cálculos Iniciales.	80
2. Método del Soil Conservation Service.	81
3. Ecuación de Holtan y Overton (1963).	83
B. Hidrograma Unitario.	87
C. Análisis Regional.	93
Evaluación de Métodos.	103
BIBLIOGRAFIA.	115

INDICE DE CUADROS

Cuadros	Página
2.1. Registros de Escorrentía (Hidroanal. 1970, MOP 1975).	5,6
2.2. Información de Precipitación (Hidroanal. 1970, MOP, 1975).	7,8
2.3. Información de Evaporación de la Tina A. (Hidroanal. 1970, MOP 1975).	11,12
2.4. Análisis de Frecuencia de Escorrentía Máxima Anual.	14
2.5. Balance Hídrico: Taiguaiguay, 1964.	18
2.6a. Selección de Lluvias Máximas ocurridas para 1, 2, 3, 4, y 5 días de Lluvias consecutivas durante el ciclo de maíz. Estación Agua Blanca.	18
2.6b. Períodos de retorno para las lluvias máximas ocurridas en 1, 2, 3, 4 y 5 días consecutivos.	18
2.7. Valores de profundidad de lluvias para diferentes duraciones y períodos de retorno (milímetros).	26
2.8. Obtención de la curva de masa de la precipitación mediante la Figura 2.12.	26
2.9. Clasificación Hidrológica de los Suelos (Soil Conservation Service).	41
2.10. Clasificación Hidrológica (Potencial de Escorrentía) (Según Sie Ling Chiang, Journ of Hidrol 13 (1971) 54-62.	42
2.11. Análisis de un Hidrograma: Cuenca 1H, Hastings, Neb, USA, 26 de Julio de 1964.	42
2.12. Características de algunos eventos y cálculo del tiempo de concentración por diferentes métodos: Cuencas de EE.UU.	49
3.1. Curvas de Escorrentía para los complejos suelo-cobertura (CN) para ser utilizada en la Figura 3.3. (para condición de humedad II, y Ia. = 0,2 S).	56
3.2. Condición de humedad antecedente	56
3.3. Número de curva para casos de condición de humedad antecedente I y II.	57

INDICE DE CUADROS (Continuación)

Cuadros	Página
3.4. Estimación de CN en base a Datos Reales, Cuencas Experimentales, USA.	58
4.1. Relaciones a utilizar en el Hidrograma Adimensional.	68
4.2. Ejemplo del uso de Hidrograma Adimensional.	68
5.1. Coeficientes de Escorrentía.	86
5.2. Conversión del Coeficiente "C" para otros suelos.	86
5.3. Caudales observados y estimados por diferentes métodos (m ³ /seg).	89
5.4. Ecuaciones empíricas para obtener el caudal máximo q_p	90/91/92
5.5. Diagramas de Barras. Región Hidrográfica IV.	97
5.6. Región Hidrográfica IV Zona Occidental.	98
5.7. Región Hidrográfica IV Zona Occidental Intervalo de Recurrencia-Años.	99
5.8. Escorrentía Máxima para las Estaciones A, B, C y D.	100
5.9. Obtención del Período de Retorno para las Estaciones A, B, C y D.	101
5.10. Cálculos para Prueba de Homogeneidad.	104
5.11. Obtención de la Curva Regional.	104
5.12. Resumen de Evaluación de Metodologías de Estimación de Caudales Máximos. Cuencas Experimentales de Estados Unidos.	110
5.13. Comparación de Métodos de Estimación de Caudales Máximos con Datos Medidos en Cuencas Experimentales de Estados Unidos	112
5.14. Caudales Máximos de 100 años y su Relación con Caudales de otras Frecuencias. Cuencas Venezolanas.	112

INDICE DE FIGURAS

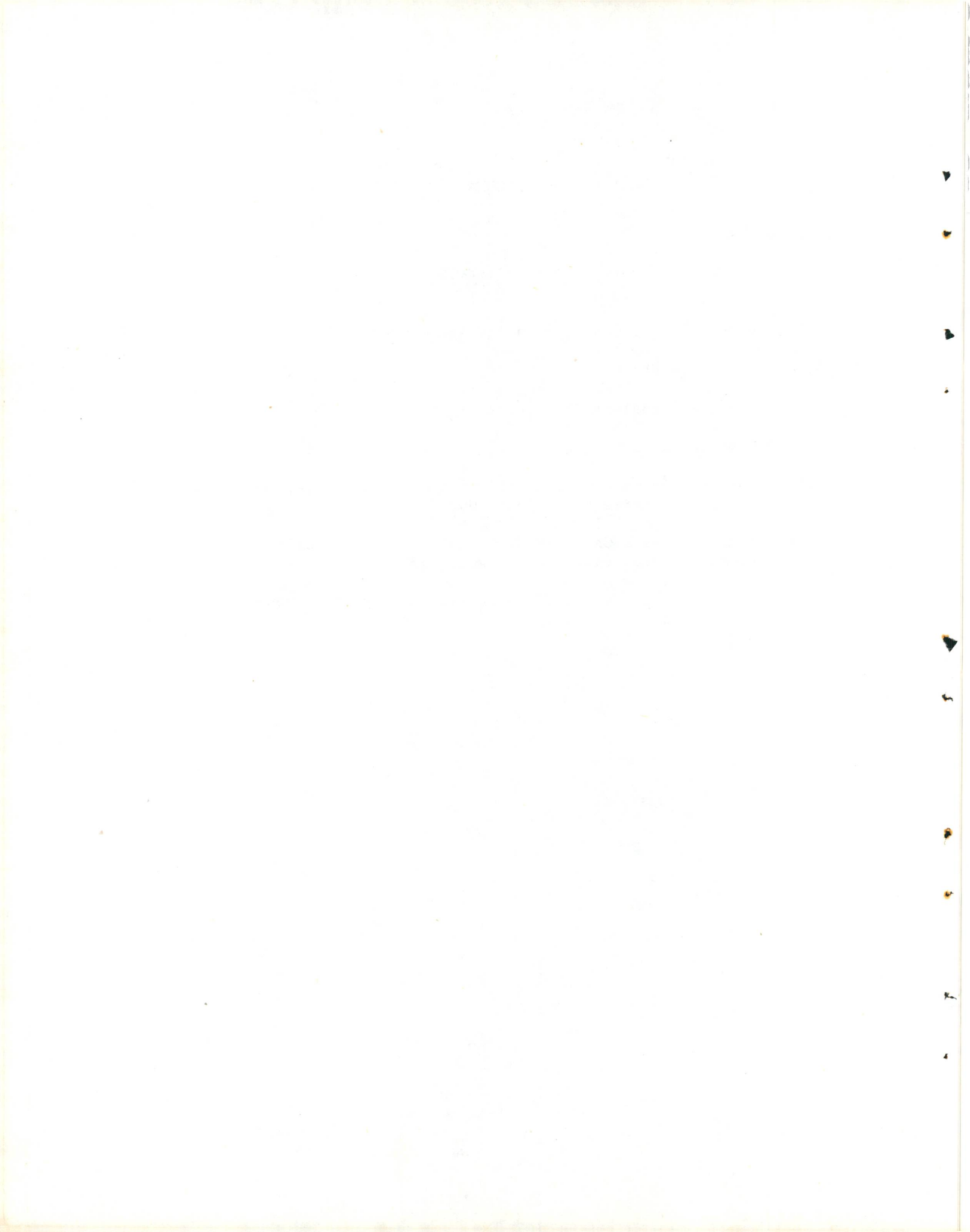
Figuras	Página
2.1. Correlación entre el río Guache y el río Morador. Máximos Anuales.	13
2.2. Correlación entre el río Guache y el río Morador para q_p anual.	13
2.3. Curva de Frecuencia de Crecientes: río Guache en Puente Viejo.	15
2.4. Estimación de la precipitación media (tomado de Guilarte, 1972).	19
2.5. Precipitaciones Máximas para 1, 2, 3, 4 y 5 días.	22
2.6. Estimación de la Lluvia de Diseño.	23
2.7. D/DT vs P/PT (Weisner, 1976).	27
2.8. Relación Area vs Lluvia Puntual. Zona Masparro-Sto. Domingo	28
2.9. Relación Profundidad-Duración para diferentes duraciones. Zona Masparro-Sto. Domingo.	28
2.10. Curvas de profundidad para $TR = 2$ años y $D = 1$ hora. . . .	29
2.11. Curvas de profundidad para $TR = 2$ años y $D = 6$ horas. . . .	30
2.12. Curvas de profundidad para $TR = 100$ años y $D = 1$ hora. . . .	31
2.13. Curvas de profundidad para $TR = 100$ años y $D = 6$ horas. . . .	32
2.14. Características de la cuenca.	37
2.15. Análisis de Hidrogramas: 26/07/64; Cuenca 1H, Hastings, Neb U.S.A.	38
2.16. Estimación de t_c en base a t_p de acuerdo a la ecuación 2.9.	47
2.17. Nomograma, tiempo de concentración.	48
2.18. Evaluación de ecuaciones para estimación de tiempo de concentración.	50
3.1. Representación Esquemática de las Variables de la Ecuación 5.9. (Tomado de Mockus en Chow, 1964).	53
3.2. Gráfico para el Cálculo de la Escorrentía. Ecuación 3.6. . . .	59

INDICE DE FIGURAS (Continuación)

Figuras	Página
3.3. Ampliación de la Figura 3.3, para obtener CN a partir de datos medidos. Ejemplo de cuencas 5H, Hastings y SW-17 Waco.	63
4.1. Hidrograma Curvilíneo y Curva de Masa.	69
4.2. El Hidrograma triangular y sus componentes.	69
4.3. Obtención del Coeficiente de Tránsito "m".	74
4.4. Pendiente vs, Coeficiente de Tránsito m_1 para varias longitudes (pies) Rojas (1976).	74
4.5. Longitud de recorrido versus coeficiente de tránsito m_1 para varias pendientes, Rojas (1976).	75
4.6. Infiltración potencial vs. Coeficiente de Tránsito m_1 , Rojas (1976).	75
4.7. m_1 calculado con ecuación (4.16) vs. m_1 medida. Rojas (1976).	76
4.8. Escorrentía Observada y Calculada. Evento 13/5/75, SW-17, Waco, Texas, USA. Rojas (1976).	76
4.9. Escorrentía observada y calculada. Evento 24/4/57. SW-17, Waco, Texas.	77
5.1. Representación gráfica del Método Racional	81
5.2. Obtención de C para Suelos "C" (Shwab, 1966).	85
5.3. Obtención de la Ecuación de Holtan y Overton. (1963).	85
5.4. Pico Unitario vs. Area km^2 . Cuencas Venezolanas.	95
5.5. Hidrograma Unitario Típico, (Avellán y Ayala, 1970).	95
5.6. Región Hidrográfica IV Zona Occidental Prueba de Homogeneidad.	96
5.7. Relación Area vs. $Q_{2.33}$	96
5.8. Curva Regional de Frecuencia de Crecientes Región Hidrográfica IV Zona Occidental.	105

INDICE DE FIGURAS (Continuación)

Figuras	Página
5.9. Correlación entre Figuras A, B, C y D	105
5.10. Curvas de Frecuencia para las Estaciones A, B, C y D. .	106
5.11. Prueba de Homogeneidad.	106
5.12. Curva Regional de Frecuencia.	107
5.13. Relación Area vs. $q_{2.33}$	111
5.14. Comparación de Caudales Estimados contra Caudales Medidos Cuencas Experimentales de EE.UU.	111
5.15. Nomograma para Calcular el Tiempo de Concentración con la Ecuación 2.13. (Ragan y Obiukwu, 1972).	113
5.16. Relación q/q vs. período de retorno para ríos venezola- nos	114



I. INTRODUCCION

A. IMPORTANCIA DE LA HIDROLOGIA EN LOS PROYECTOS AGRICOLAS

Los proyectos agrícolas indiscutiblemente tienen que estar basados en un previo análisis de las condiciones climáticas del área bajo estudio. La producción agrícola a gran escala, hasta el momento, depende en gran parte del equilibrio que exista en las relaciones agua-suelo-planta. El componente agua de esa relación es estudiado por intermedio de la hidrología. El agua es pues, factor indispensable en el desarrollo de las plantas y su acción es beneficiosa cuando ésta es suministrada en las cantidades adecuadas; sin embargo, cuando existen excesos de humedad en el suelo o en la atmósfera, el efecto puede ser negativo. En ese orden de ideas, los estudios hidrológicos son aplicados a la solución de problemas tales como:

1. Riego
2. Drenaje
3. Control de Avenidas
4. Erosión
5. Almacenamientos

B. PROBLEMAS EN LA APLICACION DE LAS TECNOLOGIAS ACTUALES A ZONAS AGRICOLAS

La hidrología en los últimos años ha tenido un desarrollo extraordinario dada la importancia que se le ha dado en todas partes del mundo y principalmente como una consecuencia del advenimiento de las computadoras electrónicas que han facilitado el rápido procesamiento de datos y su posterior análisis. Sin embargo, aún persisten grandes contrastes entre las técnicas disponibles y su aplicación práctica. Esto es debido principalmente a que esas técnicas requieren de mucha información que por lo general no es fácil de obtener y en muchos casos requieren un período de registro bastante largo para poderla utilizar con la debida confiabilidad.

Las áreas agrícolas por lo general no cuentan con información de escorrentía y peor aún si éstas se encuentran en zonas húmedas. Comúnmente la información climatológica se reduce a algunos registros de precipitación y temperatura. Debido a lo anterior, el estudio de la escorrentía en éstas áreas es muy difícil lo que conlleva a la necesidad de realizar el diseño de obras hidráulicas en base a estimaciones bastante groseras. Para evitar incurrir en costosos errores es necesario conocer algunos de los procedimientos empleados en el cálculo de la escorrentía y precipitación para zonas sin datos o con poca información y al mismo tiempo evaluar las limitaciones de esas metodologías. Una de las principales limitaciones con que tienen que enfrentarse los técnicos que trabajan en hidrología, es la poca divulgación que se le da a la información hidrológica. En muchos casos, los profesores de hidrología se ven obligados a utilizar datos de otros países, ante la carencia de datos reales medidos en el país.

Esta situación es más grave aún cuando se trata de análisis de tormentas. Sería conveniente que los organismos encargados de la divulgación de información hidrológica, publicaran datos detallados sobre algunos eventos seleccionados.

Este trabajo trata de presentar algunas metodologías utilizadas en estudios hidrológicos de cuencas sin datos. La información aquí presentada debe aplicarse únicamente a pequeñas cuencas agrícolas, para el diseño de drenaje superficial. Es de notar que los procedimientos que aquí se describen, no han sido evaluados suficientemente en el país y por lo tanto hay que tomarlos con todas las reservas del caso. Se ha tratado de ser lo más objetivo posible y se presentan ejemplos que ayuden a la mejor comprensión y evaluación de las tecnologías discutidas.

II. INFORMACION HIDROLOGICA

A. CLASE DE INFORMACION

Los estudios hidrológicos requieren de gran cantidad de información, la cual puede ser obtenida a diferentes grados de detalle de acuerdo a su utilización e importancia en los procesos hidrológicos. La información que aquí se analizará se refiere únicamente a aquellos factores que tienen influencia en las relaciones precipitación-escorrentía: escorrentía, precipitación, clima, suelos, vegetación y topografía.

1. Escorrentía

La información de escorrentía es la base para el estudio de los factores que intervienen en su estudio. La escorrentía puede ser medida por diferentes métodos y a diferentes grados de detalle dependiendo del uso pretendido. De esta manera los registros pueden variar desde valores de volumen anual hasta valores instantáneos. Es común que el registro más detallado que se publica es el de valores medios diarios (Cuadro 2.1). Para los análisis de hidrogramas se requiere de información más detallada especialmente en pequeñas cuencas.

2. Precipitación

La información de precipitación, al igual que la escorrentía, dependerá del uso a que se destinará, por lo general ésta se presenta como valores diarios con un resumen de los valores máximos mensuales. El Cuadro 2.2. muestra un registro típico de valores diarios. Cuando los datos provienen de aparatos registradores se puede alcanzar el mayor detalle posible.

3. Clima

Los factores climáticos más importantes son: Evaporación, temperatura, vientos, humedad relativa y radiación.

La *Evaporación* se utiliza en la obtención de balances hidrológicos y en el análisis precipitación-escorrentía. Por lo general se presenta en la forma de valores medios diarios (Cuadro 2.3). Es la base principal para estimar la evapotranspiración.

La *Temperatura* se utiliza principalmente como base para estimar la evaporación o evapotranspiración y como factor de consideración en aquellos procesos en que interviene como factor modificador: movimiento de agua en el suelo, viscosidad, permeabilidad, etc.

Los demás factores climáticos son utilizados principalmente en la estimación de la evapotranspiración a excepción de los vientos que también son utilizados en el estudio del movimiento de la humedad atmosférica.

4. Suelos

La importancia de la información de suelos radica en la gran influencia que éstos tienen en el proceso de precipitación-escorrentía. Entre los datos más necesarios se tiene: textura, estructura, capacidad de almacenamiento, infiltración y conductividad hidráulica. El detalle de esta información dependerá del grado de precisión del estudio.

5. Vegetación

La combinación suelo-cobertura es uno de los factores más importantes a considerar en el análisis hidrológico de una cuenca. La información de vegetación debe contener: tipo de vegetación, estado de crecimiento y densidad de cobertura.

6. Topografía

Los mapas topográficos y las fotografías aéreas son requeridos para obtener las características físicas de la cuenca; es indispensable que éstos contengan

CUADRO 2.1. REGISTROS DE ESCORRENTIA (HIDRANAL 1970, MOP 1975)

RIO BOCONO

ESTADO TRUJILLO

TIPO DE REGISTRO DE NIVELES: FLUVIOGRAFO

PERIODO DE VALIDEZ DE LAS CURVAS 01-04-67 AL 31-03-68

CLAVE: 99-1970

AREA : 446 Km²m² DE CURVAS: 1

DIAS	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	DIAS
1	8.95	7.45	7.45	6.17	18.25	11.75	23.32	16.31	21.26	17.09	13.62	13.77	1
2	8.92	7.45	7.12	6.17	15.00	13.92	20.90	15.17	19.53	17.05	14.98	12.43	2
3	8.95	7.77	6.80	6.17	13.70	14.78	23.88	14.67	18.55	17.01	13.08	13.37	3
4	8.95	7.77	7.45	6.17	12.40	14.83	21.62	14.17	17.57	16.97	12.65	13.82	4
5	9.80	7.45	7.45	6.17	11.26	15.44	18.80	13.67	21.76	15.55	12.21	20.30	5
6	9.80	7.45	7.45	8.95	11.26	31.65	18.14	25.65	17.10	19.18	12.26	17.45	6
7	9.37	7.45	6.80	21.29	10.77	27.35	30.35	18.53	16.22	17.50	11.83	22.50	7
8	11.33	7.12	6.80	29.92	9.80	38.59	36.30	16.73	15.99	16.16	14.30	16.47	8
9	15.00	7.77	7.77	15.90	12.40	64.28	21.10	19.48	18.66	15.47	11.94	21.02	9
10	10.28	64.14	9.95	11.26	10.77	45.11	19.84	15.09	21.34	22.76	11.99	12.87	10
11	10.77	24.65	10.77	9.80	10.28	34.30	20.82	15.24	18.53	15.39	11.55	11.14	11
12	13.05	12.40	7.77	8.10	16.76	32.27	18.81	54.17	15.94	14.70	11.60	10.82	12
13	9.80	11.26	7.12	7.77	15.00	26.60	18.30	23.80	16.14	14.66	11.64	9.79	13
14	10.28	10.28	6.80	7.45	13.70	33.52	17.79	23.71	21.10	16.57	11.69	9.85	14
15	9.37	9.37	6.80	13.18	13.05	31.81	17.68	27.56	24.20	17.18	11.73	10.39	15
16	8.95	8.95	6.80	10.28	11.26	26.04	17.58	24.13	36.67	13.89	11.34	10.94	16
17	8.52	8.52	6.48	8.52	10.28	24.77	17.47	27.44	26.61	13.40	11.82	11.97	17
18	8.52	8.10	6.48	8.10	10.28	19.60	24.19	28.35	24.51	13.56	12.83	19.28	18
19	8.10	8.10	6.48	10.77	9.80	17.19	20.51	20.95	23.87	13.07	11.06	14.04	19
20	8.52	8.10	6.48	10.28	10.28	15.59	15.86	18.76	39.60	14.53	11.01	11.65	20
21	8.10	8.10	6.48	9.37	9.80	60.29	20.30	18.62	30.80	14.69	10.96	16.10	21
22	8.10	7.77	6.48	8.52	9.37	39.80	18.90	20.53	28.92	13.55	10.48	17.46	22
23	7.77	7.77	6.17	7.77	8.95	31.54	16.84	18.33	27.67	13.49	10.43	12.96	23
24	7.77	7.77	11.68	7.45	9.80	24.27	16.59	17.54	27.17	12.92	10.38	11.39	24
25	7.77	7.77	8.52	7.12	8.95	21.71	15.70	17.43	25.23	13.34	10.77	10.96	25
26	7.77	7.45	7.12	9.37	8.52	22.16	14.15	16.60	23.23	15.87	10.29	10.54	26
27	7.77	7.45	6.80	56.08	8.95	26.97	15.20	16.46	21.23	17.10	10.24	10.59	27
28	7.45	7.12	6.80	26.68	9.80	26.66	16.90	15.57	20.08	18.41	10.62	10.65	28
29	7.45		6.80	73.34	10.28	24.93	12.76	31.42	18.93	25.30	10.99	11.19	29
30	7.45		6.80	25.54	8.52	24.69	12.51	24.13	17.13	21.52	10.94	16.31	30
31	7.45		6.48		11.75		18.86	22.64		14.57		15.37	31
GAS MED	9.08	10.81	7.32	14.75	11.32	28.08	19.41	21.22	22.51	16.24	11.69	13.83	m ³ /seg
VOLUMEN	24.337	26.157	19.625	38.245	30.325	72.784	51.992	56.844	58.368	43.521	30.320	37.047	m ³ x 10 ⁶
GAS MAX	24.12	190.35	19.00	212.80	27.67	111.25	110.00	160.19	72.05	52.72	20.28	60.55	m ³ /seg
GAS MIN	7.12	7.12	6.17	5.86	8.10	8.95	11.75	13.02	15.94	12.36	10.24	9.79	m ³ /seg
RESUMEN ANUAL	GASTO MEDIO		15.52		VALORES CARACTERISTICOS PARA EL PERIODO DE 9 AÑOS				GASTO MEDIO		4.34		
	VOLUMEN		489.563						VOLUMEN		452.453		
	GASTO MAXIMO		212.80						GASTO MAXIMO		292.00		
	GASTO MINIMO		5.86						GASTO MINIMO		3.41		

CUADRO 2.1. REGISTROS DE ESCORRENTIA (HIDRANAL, 1970. MOP 1975) (CONTINUACION)

RIO BUCARES EN LOS CANOS

CLAVE: 31 - 1970

ESTADO LARA

AREA : 588 Km²

TIPO DE REGISTRO EN NIVELES FLUVIOGRAFO

Nº DE CURVAS 1

PERIODO DE VALIDEZ DE LAS CURVAS 01-01-70 AL 31-12-70

DIAS	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	DIAS
1	3.40	1.83	0.85	0.58	0.82	0.79	0.43	0.53	0.55	1.71	2.38	7.30	1
2	3.31	1.71	0.85	0.58	0.85	0.77	0.43	0.56	0.58	8.11	1.83	10.40	2
3	3.17	1.59	0.85	0.60	0.79	0.71	0.41	0.49	0.58	2.97	1.71	12.50	3
4	3.03	1.55	0.88	0.58	0.68	0.68	0.41	0.43	0.56	3.25	1.33	11.00	4
5	2.99	1.91	0.85	0.56	0.68	0.71	0.39	0.41	0.56	2.25	1.25	9.76	5
6	2.59	1.67	0.85	0.58	0.66	0.73	0.39	0.39	0.58	3.50	1.79	8.23	6
7	2.25	1.55	0.82	0.56	1.14	0.71	0.39	0.39	1.16	4.76	1.88	7.21	7
8	2.00	1.47	0.85	0.58	1.36	0.71	0.39	0.41	3.14	2.21	1.67	6.54	8
9	1.88	1.44	0.85	0.60	0.91	0.68	0.47	0.39	1.04	1.59	1.37	20.10	9
10	1.83	1.85	0.82	0.60	0.82	0.73	0.41	0.39	0.71	3.35	1.14	12.50	10
11	1.79	4.53	0.82	0.60	1.14	0.79	0.49	0.37	0.63	1.51	1.14	9.36	11
12	1.71	2.21	0.79	0.66	0.94	0.73	0.60	0.51	0.60	1.37	1.37	8.75	12
13	3.14	1.88	0.79	0.63	0.77	0.91	0.56	0.53	0.58	6.79	2.43	9.23	13
14	5.81	1.55	0.77	0.73	0.66	1.37	0.49	0.68	0.56	1.33	1.75	7.29	14
15	9.67	1.44	0.77	0.79	0.60	1.47	0.45	0.68	0.53	1.47	1.25	6.15	15
16	4.28	1.44	0.77	0.85	0.66	1.14	0.51	0.66	0.56	1.32	1.29	5.40	16
17	3.26	1.37	0.71	0.79	1.47	1.11	0.51	0.66	1.04	1.92	5.57	4.77	17
18	3.12	1.29	0.71	0.77	0.91	1.04	0.43	0.77	0.68	1.25	3.71	4.39	18
19	3.03	1.22	0.71	0.79	1.83	1.08	0.41	0.77	0.88	1.69	8.69	4.16	19
20	2.81	1.22	0.66	0.94	2.48	0.88	0.39	0.71	0.71	1.18	4.76	3.75	20
21	2.63	1.14	0.66	1.01	1.47	0.79	0.39	0.68	0.78	1.11	3.17	3.90	21
22	2.50	1.14	0.63	0.88	1.11	0.79	0.37	0.77	1.41	0.94	1.67	3.36	22
23	2.34	1.14	0.66	0.91	1.47	0.73	0.35	0.77	0.91	0.88	2.46	3.26	23
24	2.21	1.11	0.63	0.88	1.14	0.71	0.35	0.71	0.77	0.94	2.13	3.17	24
25	2.17	1.04	0.60	0.82	0.94	0.51	0.37	0.63	0.56	1.87	12.80	3.07	25
26	2.08	0.94	0.63	0.77	0.88	0.45	0.41	0.66	0.63	1.38	5.43	3.07	26
27	2.00	0.85	0.63	0.77	2.32	0.45	0.39	0.63	0.51	3.73	6.78	3.03	27
28	1.91	0.85	0.63	0.73	1.51	0.45	0.45	0.60	6.94	3.08	8.22	3.03	28
29	1.83		0.63	1.04	1.01	0.45	0.56	0.60	3.70	2.92	8.64	2.99	29
30	1.75		0.63	0.94	0.91	0.43	0.49	0.66	1.04	2.41	14.10	2.99	30
31	1.71		0.60		0.82		0.45	0.60		4.91		2.89	31
GAS MED	2.84	1.53	0.73	0.73	1.08	0.78	0.43	0.58	1.11	2.52	3.82	6.52	m ³ /seg
VOLUMEN	7.620	3.709	1.978	1.911	2.915	2.030	1.169	1.569	2.895	6.773	9.927	17.464	m ³ x 10 ⁶
GAS MAX.	16.90	7.14	0.88	1.63	3.28	2.29	0.66	0.85	13.40	17.50	22.70	29.10	m ³ /seg.
GAS MIN.	1.71	0.82	0.60	0.53	0.58	0.43	0.35	0.37	0.49	0.77	1.08	2.89	m ³ /seg.
		GASTO MEDIO		1.90				GASTO MEDIO				2.68	
		VOLUMEN		59.965		VALORES CARACTERISTICOS		VOLUMEN				84.697	
		GASTO MAXIMO		29.10		PARA EL PERIODO		GASTO MAXIMO				46.50	
		GASTO MINIMO		0.35		DE 2 AÑOS		GASTO MINIMO				0.22	

CUADRO 2.2. INFORMACION DE PRECIPITACION (HIDRANAL 1970, MOP, 1975).

BOCONO MOP

TRUJILLO

2176

DIA	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	DIA
1					.4		4.4	6.0	2.1			1.7	1
2	.2					4.3			3.6			.9	2
3		.2					1.5	4.1	2.0	.4		.1	3
4	.1	1.4	5.8					1.2	5.3				4
5	.1	.8	.5	.4			.1	3.6	13.0	.9		.9	5
6	.2			.5		5.1		.3	.2	1.4		1.3	6
7				5.3	1.0	.7		.7	.5	2.3		.5	7
8				.5		2.1	17.8		1.4	.5	.3	10.5	8
9	5.2	.3		17.2		19.6		5.5		.7			9
10		6.2	6.4	.5	.4	30.1		1.6	2.5	5.2			10
11		27.8	3.5			1.8	2.5	1.0	8.8	.3			11
12	.3				6.6	.8		25.7		2.1	.2		12
13					1.4		3.5	.6					13
14		.7			.5	0			5.7	2.6	1.8		14
15	.6			8.6		0		6.9	5.2	2.7		1.2	15
16				.7	.6	0	7.8	3.5	7.9			1.9	16
17				1.1	.7	20.0	.3	5.3	.3		.8	1.3	17
18					.3		8.6	19.0	6.0			6.3	18
19				.3	2.7	.6		1.6				.6	19
20	2.2			4.0	2.8		2.3	.1	8.6				20
21	.2				.3	14.8	.6		1.8	7.6		2.5	21
22	.1					9.9	2.6	.5				5.8	22
23				1.5	4.8	3.6			1.2	.3			23
24			5.6		16.2		.6						24
25			2.0				3.2	1.4	3.2				25
26	.1			6.1	3.9	4.4				2.6	.7		26
27	.1			35.9	1.4	14.7	.6	.5	.4	.8	.3		27
28			2.3	39.8	2.8	10.7	15.5	2.1					28
29			1.4	48.7	12.0			2.5	1.8	0	12.6		29
30				.3		1.9		7.3	.3	0	6.8	.2	30
31					.2		8.0	7.4		14.7		5.9	31
TOTAL	9.4	37.4	27.5	171.4	59.0	145.3	82.3	108.4	81.8	45.1	22.8	47.2	TOTAL

TOTAL ANUAL 837.5

DURACION	L L U V I A S E X T R E M A S 1-3-6-9-12- Y - 24 HORAS											DURACION	
1	1.9	8.8	4.2	16.9	8.4	11.5	10.3	12.1	7.5	--	7.4	8.1	1
3	2.9	17.4	5.8	40.2	14.3	16.4	16.6	19.6	17.4	--	12.6	10.5	3
6	3.9	27.7	7.1	53.3	16.2	18.6	16.9	19.6	12.9	--	12.6	10.9	6
9	3.9	28.9	7.2	64.1	16.2	22.2	16.9	19.6	13.0	--	12.6	11.0	9
12	3.9	29.2	7.2	64.3	16.2	24.7	17.8	20.3	13.0	--	12.6	11.0	12
24	5.2	32.0	8.2	64.5	16.2	38.2	18.3	25.7	13.0	--	12.7	11.0	24

CUADRO 2.2. INFORMACION DE PRECIPITACION (HIDRANAL 1970, MOP, 1975) (CONTINUACION)

CAMPAMENTO VIVIAN N° 1. EL CENIZO

TRUJILLO

2141

DIA	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	DIA
1		8.3			.8			4.8	15.2			14.5	1
2			.1		1.0				3.8		1.1	.0	2
3	.2	.4	.8		.4			14.8	2.2	9.6	3.2	0	3
4			2.4					12.5	3.8	16.9		0	4
5		10.8			28.2			.6	1.0			0	5
6		3.9							36.3			0	6
7									33.9	1.5		0	7
8					10.6		16.9				4.4	0	8
9								21.0		9.6		0	9
10				6.4	.2			.1		11.1		36.9	10
11		1.7			2.6	1.1	.1			.2			11
12						2.2		1.0		.6	3.3	13.6	12
13						.7		28.2		2.3	26.2		13
14	1.7			0		17.3		.5			.1		14
15	16.4			0		15.2							15
16	.6			0	1.8	20.5	3.3		.1		.2		16
17				0	3.5		.8		.6				17
18				0		.5		.5	1.0				18
19				0	2.0	1.6					4.7	.1	19
20	.7			0	35.9		18.2				3.3		20
21	.2	30.0		0		1.8		1.4	.3	1.1		24.7	21
22				0			.2	.9	65.3	1.0			22
23		3.3		13.5			.6	4.1	5.7	3.2			23
24		.5		.5				15.6			.2		24
25					2.3		.3			41.2	19.5		25
26				1.5	4.7	.4	1.0	1.7		.5			26
27							5.9		.2	1.0	11.3		27
28			1.0						.1	.1		6.7	28
29	.3			.1	1.2			.7	22.1	14.4	1.4		29
30			.4					4.4	7.3	.2			30
31	1.9						.7			9.7			31
TOTAL	22.0	58.9	4.7	22.3	95.2	61.3	63.6	96.5	204.9	124.2	78.9	96.5	TOTAL

TOTAL ANUAL 929.2

DURACION	L L U V I A S E X T R E M A S 1-3-6-9-12-Y-24 HORAS												DURACION
1	7.2	21.8	1.9	--	27.9	20.4	18.0	24.1	--	29.8	26.2	--	1
3	7.6	27.0	1.9	--	35.9	20.5	18.2	28.2	68.3	30.3	26.2	--	3
6	9.1	27.0	1.9	--	35.9	20.5	18.2	28.2	68.7	30.4	26.2	--	6
9	9.1	30.0	2.2	--	35.9	20.5	18.2	28.2	68.7	41.1	26.2	--	9
12	9.3	30.0	2.4	--	35.9	20.5	18.2	28.2	72.6	41.2	26.2	--	12
24	16.4	30.0	2.7	--	35.9	20.5	18.2	29.0	77.0	41.3	29.5	--	24

gan: planimetría, altimetría e hidrografía. Los perfiles de los cauces principales son necesarios para estudios de inundaciones y drenaje.

B. ANALISIS DE LA INFORMACION

En la mayoría de los casos la información disponible no se adapta a las necesidades de diseño para un determinado proyecto en tal caso habrá que analizar la información para adecuarla a las necesidades de cada caso en particular. Los casos más comunes son:

- a) Información dispersa
- b) Falta de detalle
- c) Información incompleta
- d) Información indirecta
- e) Carencia de información
- f) Información inconsistente

Para cada uno de los casos anteriores existen metodologías para el análisis y estimación de la información requerida. A continuación se presentarán algunos de esos procedimientos.

1. Escorrentía

- a) *Datos faltantes y extensión de datos:* por lo general se utilizan métodos de correlación con estaciones vecinas. El tipo de correlación dependerá en gran parte del ajuste de los datos y del grado de precisión que se requiera.

Una vez encontrada una correlación que puede ser del tipo:

$$Y = A + BX$$

2.1

correlación lineal en la cual Y es el valor faltante, X, es el valor pa

ra el mismo período en la estación patrón; A y B son coeficientes de correlación (Fig. 2.1). En otros casos la correlación puede ser exponencial (Fig. 2.2) y entonces:

$$Y = AX^m \quad (2.2)$$

en la cual A es el valor de Y para $X = 1$ y m es la pendiente de la línea de correlación. En algunos casos ninguno de los métodos anteriores es aplicable y deberá utilizarse otra metodología. En la actualidad existen programas de computación que ajustan los datos a diferentes métodos de correlación (CIDIAT, 1977) obteniéndose como resultado el más aplicable a cada caso en particular.

En cualquier caso, hay que recordar que una de las pruebas más importantes en el análisis de los datos, es la de la consistencia de los mismos, es decir, la comprobación de que el registro de la estación en consideración representa estadísticamente a una misma "población".

- b) *Análisis de frecuencia:* Para el diseño de obras es necesario conocer la magnitud de un evento para una dada frecuencia o probabilidad. En estos casos se realiza un análisis de frecuencia en base a la información disponible, sin embargo, para obtener una mayor seguridad, el período de registro debe ser mayor de 20 años para obras de cierta magnitud y no menor de 10 años en cualquier caso. Cuando no puedan obtenerse registros tan largos, es necesario la extensión de éstos y para ello se aplicará los métodos mencionados en el punto anterior.

El Cuadro 2.4 y la Figura 2.3 muestran un ejemplo de análisis de frecuencia de datos de escorrentía. El detalle de estos procedimientos puede ser obtenido de publicaciones más especializadas (Amisial, 1976, Uzcátegui, 1976) y en los textos de hidrología. Para el caso de Venezuela, Gabaldón (1968) preparó curvas de frecuencia de crecidas para los principales ríos del país.

CUADRO 2.3. INFORMACION DE EVAPORACION DE LA TINA A. (HIDRANAL 1970, MOP 1975).

AGUA VIVA		E V A P O R A C I O N (MM)												AÑO	
DIA	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.			
1	6.0	5.4	6.1	7.2	5.3	5.9	5.6	3.8	5.5	4.9	3.4	3.7			
2	5.2	6.1	5.7	5.6	5.5	5.7	6.4	5.9	3.5	4.7	5.0	4.0			
3	5.0	5.7	6.9	7.2	5.4	6.4	6.8	5.3	4.1	4.8	4.1	3.1			
4	5.8	4.9	2.9	7.1	5.3	7.2	8.1	3.6	4.3	7.9	4.6	2.2			
5	6.3	3.1	3.8	7.2	4.7	5.4	6.0	5.1	4.3	5.1	5.1	3.9			
6	6.1	3.8	4.9	6.7	7.4	4.8	8.1	5.3	7.1	5.4	4.2	2.9			
7	5.6	4.4	6.2	6.6	7.2	6.8	7.8	5.7	5.2	4.3	4.6	3.2			
8	6.6	6.1	7.3	7.2	4.8	7.8	5.9	7.6	5.3	4.2	5.9	4.0			
9	5.2	4.6	5.9	6.7	7.8	7.1	3.7	3.6	5.2	3.9	4.0	4.4			
10	6.0	5.4	6.8	6.8	4.6	3.4	5.3	4.0	6.2	6.4	4.4	3.5			
11	3.9	5.4	8.3	6.7	5.6	5.4	6.3	6.7	6.5	5.8	6.2	5.4			
12	3.4	3.3	7.2	7.7	7.7	6.0	5.1	5.6	6.6	4.8	4.5	4.7			
13	5.2	5.8	5.8	7.6	7.0	6.3	5.1	4.7	7.4	7.2	5.4	5.6			
14	5.1	5.5	6.2	7.3	5.4	5.6	5.2	4.1	6.5	4.6	4.8	6.1			
15	4.8	6.9	6.5	6.1	6.6	3.5	5.5	6.1	4.5	5.5	5.9	7.1			
16	6.5	7.8	6.9	6.4	7.1	6.8	4.7	6.2	5.5	4.5	4.5	6.3			
17	6.1	6.4	7.3	5.6	7.3	5.9	6.9	6.3	5.9	5.1	6.9	4.4			
18	6.0	8.2	7.0	6.3	6.2	7.2	6.2	5.2	5.3	6.6	7.4	4.7			
19	5.9	6.9	7.2	6.6	4.7	6.4	6.4	5.5	7.5	5.1	6.2	6.7			
20	6.0	4.3	7.1	5.1	7.1	7.0	4.5	5.7	7.9	5.4	4.4	4.0			
21	5.8	3.8	6.5	5.3	4.4	6.2	5.8	4.1	6.9	1.0	4.9	5.0			
22	5.9	5.7	8.4	7.3	6.6	5.5	6.5	5.7	5.0	3.0	5.5	4.2			
23	5.8	6.6	7.7	6.9	5.3	6.5	6.6	6.8	5.0	5.0	5.8	5.1			
24	6.2	5.8	7.6	7.5	6.7	7.4	3.3	7.4	3.6	3.6	6.1	2.6			
25	6.2	6.8	6.5	8.1	5.1	7.2	5.6	6.1	5.8	6.0	8.2	5.3			
26	7.0	7.2	7.2	8.1	6.7	7.7	5.4	6.4	5.9	3.5	4.4	5.3			
27	6.7	6.8	7.2	8.2	6.3	5.9	5.6	5.6	5.5	3.2	3.6	6.7			
28	6.8	5.6	7.2	7.4	5.6	5.7	4.9	2.7	7.2	8.0	2.7	6.2			
29	4.9	7.1	6.0	6.0	3.8	6.3	6.6	5.5	5.0	2.1	3.4	6.0			
30	7.0	7.6	7.6	4.1	6.3	6.6	5.7	5.5	3.0	2.6	5.7	6.4			
31	5.2	7.4	7.4	6.2	6.2	6.3	6.3	6.4	2.6	2.6	6.8	6.8			
TOTAL MENSUAL	178.2	158.3	208.4	202.6	185.7	185.6	181.9	168.2	169.3	148.8	151.8	146.2	2085.0		
MEDIA MENSUAL	5.7	5.7	6.7	6.8	6.0	6.2	5.9	5.4	5.6	4.8	5.1	4.7	5.7		
MAX. EN UN DIA	7.0	8.2	8.4	8.2	7.8	7.8	8.1	7.6	7.9	8.0	8.2	7.1	8.4		
MIN. EN UN DIA	3.4	3.1	2.9	4.1	3.8	3.4	3.3	2.7	3.0	1.0	2.7	1.1	1.0		

CUADRO 2.3. INFORMACION DE EVAPORACION DE LA TINA A. (HIDRALNAL 1970, MOP 1975) (CONTINUACION)

AFANQUES LOS		E V A P O R A C I O N (MM)												ANO	
1199		DIA	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANO
	1	5.0	9.2	11.9	4.1	6.1	8.4	5.5	4.0	7.0	4.0	2.4			
	2	5.4	3.7	10.6	5.4	6.2	7.6	7.6	3.9	7.3	4.6	3.3			
	3	7.1	6.1	9.6	5.2	9.0	7.6	6.0	10.3	3.7	5.9	3.4			
	4	6.1	8.2	11.1	6.9	9.7	11.0	4.7	7.6	7.0	8.0	6.1			
	5	7.6	7.0	8.4	9.2	9.1	9.6	5.8	4.8	5.1	5.3	1.5			
	6	8.4	6.8	10.3	8.6	6.9	12.6	6.8	5.5	6.7	4.2	2.1			
	7	8.4	7.1	8.3	5.5	9.9	11.1	8.6	5.5	3.5	3.9	3.0			
	8	5.7	6.7	7.5	7.4	12.1	5.5	6.8	5.9	2.8	5.8	4.1			
	9	6.5	6.4	2.9	6.8	9.6	5.3	6.0	3.1	4.2	6.2	3.6			
	10	6.7	4.5	7.9	6.7	9.2	8.7	7.1	8.5	4.3	6.1	1.7			
	11	3.3	2.8	3.8	6.1	4.2	6.2	11.0	10.4	5.6	5.3	3.7			
	12	3.0	9.4	4.8	6.3	3.5	5.8	9.3	9.7	5.0	8.8	3.3			
	13	8.7	10.3	7.6	7.9	6.6	3.8	8.4	7.3	6.3	4.4	4.3			
	14	4.3	9.9	7.5	8.9	5.3	8.8	5.9	6.9	5.3	6.8	4.0			
	15	4.6	9.0	7.0	7.0	2.9	9.9	10.6	5.5	5.3	3.5	4.8			
	16	4.9	7.5	7.8	4.8	7.2	6.9	9.4	8.4	4.3	5.1	5.7			
	17	5.7	8.2	5.4	5.6	8.0	7.8	6.1	5.9	4.9	4.8	5.6			
	18	3.0	8.2	5.6	6.2	7.0	12.4	6.2	4.3	5.3	5.7	4.6			
	19	4.8	9.3	5.6	4.6	7.9	12.1	5.9	6.6	5.9	3.9	6.3			
	20	6.3	7.3	5.7	6.5	8.2	9.7	10.0	9.1	4.6	6.3	5.9			
	21	6.3	7.0	8.6	2.9	12.1	6.6	6.4	11.3	2.9	6.3	4.1			
	22	5.3	9.0	8.7	7.2	9.9	7.0	6.0	6.2	5.2	4.6	2.2			
	23	6.4	6.2	9.6	5.4	10.8	10.4	5.8	3.7	2.4	6.4	4.9			
	24	7.3	7.2	11.1	7.5	9.6	7.8	7.5	7.1	3.6	5.1	5.0			
	25	9.0	8.8	10.9	6.9	12.0	6.2	7.0	2.9	8.4	7.8	3.6			
	26	7.8	9.4	8.9	9.1	9.1	6.8	5.9	6.4	7.2	2.0	3.5			
	27	7.5	8.2	5.0	7.7	6.1	3.8	6.7	8.1	2.2	2.4	2.8			
	28	6.8	9.3	10.0	5.5	5.7	9.2	3.9	9.7	4.9	3.0	3.9			
	29	6.3	10.4	8.3	6.3	9.1	5.6	7.1	4.1	6.2	3.6	6.7			
	30	7.9	9.7	4.1	7.3	9.3	7.6	6.0	3.2	4.8	3.9	6.3			
	31	7.4	9.0	7.0	7.0	7.6	7.6	6.5	6.5	2.5	2.5	6.8			
TOTAL MENSUAL		193.5	199.5	230.0	203.5	243.3	249.4	216.5	195.9	154.4	153.7	129.2	2422.9		
MEDIA MENSUAL		6.2	7.1	7.7	6.6	8.1	8.0	7.0	6.5	5.0	5.1	8.2	6.6		
MAX. EN UN DIA		9.0	10.1	11.9	9.2	12.1	12.6	11.0	11.3	8.4	8.8	6.8	12.6		
MIN. EN UN DIA		3.0	2.6	2.9	2.9	2.9	3.8	3.9	2.9	2.2	2.0	1.5	1.5		

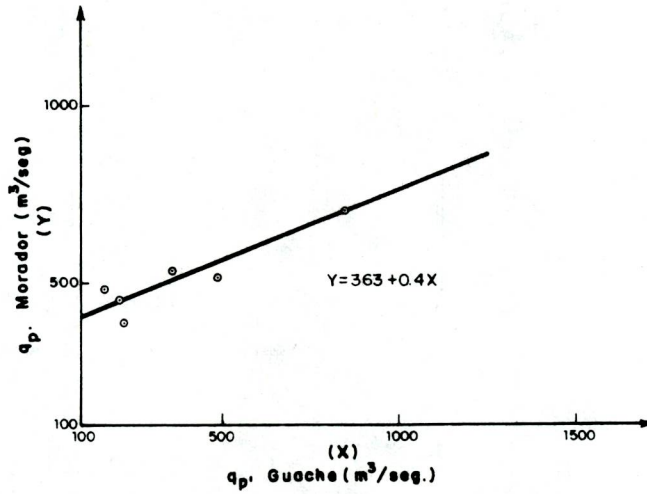


Figura 2.1.-Correlación entre el río Guache y el río Morador. Maximos anuales.

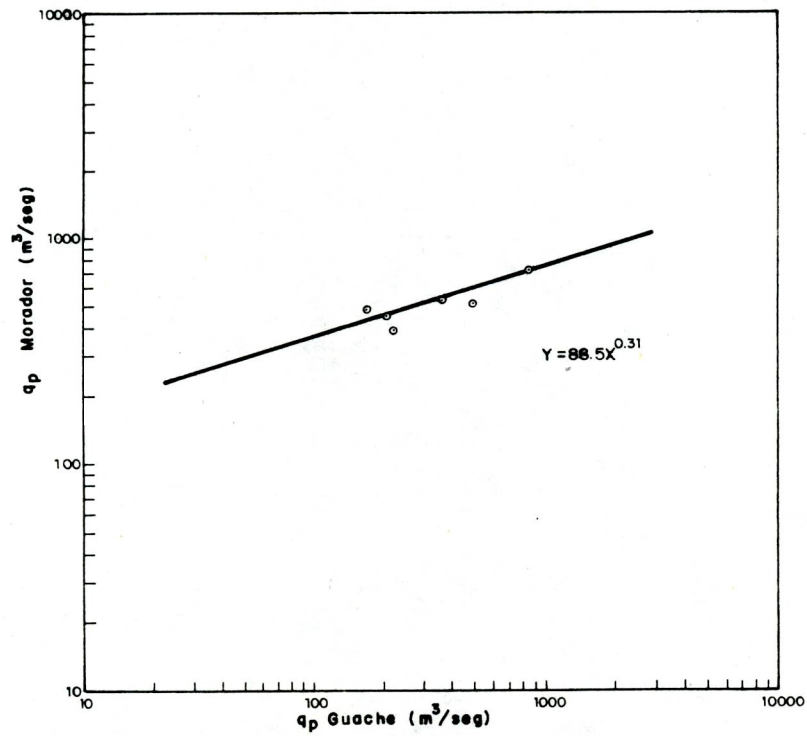


Figura 2.2.- Correlación entre el río Guache y el río Morador para q_p anual

CUADRO 2.4. ANALISIS DE FRECUENCIA DE ESCORRENTIA MAXIMA ANUAL

Río: Guache
En: Puente Viejo
Región Hidrográfica IV
Hoya: 300 km²
Período: 1950/51 - 65/66

AÑO HIDRO- LOGICO	CRE- CIENTE MAXIMA	ORDEN m	$n = 16$ $T_R = \frac{n+1}{m}$
50/51	175	15	1.13
51/52	604	4	4.25
52/53	525	6	2.83
53/54	540	5	3.40
54/55	443	8	2.12
55/56	265	11	1.54
56/57	340	10	1.70
57/58	205	14	1.21
58/59	490	7	2.42
59/60	170	16	1.06
60/61	945	1	17
61/62	230	12	1.41
62/63	850	2	8.50
63/64	358	9	1.88
64/65	221	13	1.30
65/66	675	3	5.66

CUADRO 2.4. ANALISIS DE FRECUENCIA DE ESCORRENTIA MAXIMA ANUAL.

Río: Morador
En: Puente Morador
Región Hidrográfica IV
Hoya: 615 km²
Período: 1957/58 - 59/60, 1962/63 - 65/66

AÑO HIDRO- LOGICO	CRE- CIENTE MAXIMA	ORDEN m	$n = 16$ $T_R = \frac{n+1}{m}$	OBSER VACIO NES
50/51	(440)	15	---	*
51/52	(604)	4	---	*
52/53	(575)	6	---	*
53/54	(580)	5	---	*
54/55	(545)	7	---	*
55/56	(475)	12	---	*
56/57	(505)	10	---	*
57/58	450	14	---	*
58/59	515	9	1.88	
59/60	480	11	1.54	
60/61	(740)	1	---	*
61/62	(460)	13	---	*
62/63	740	2	8.50	
63/64	535	8	2.12	
64/65	389	16	1.06	
65/66	(635)	3	---	*

* Estimado en base al río Guache en Puente Viejo.

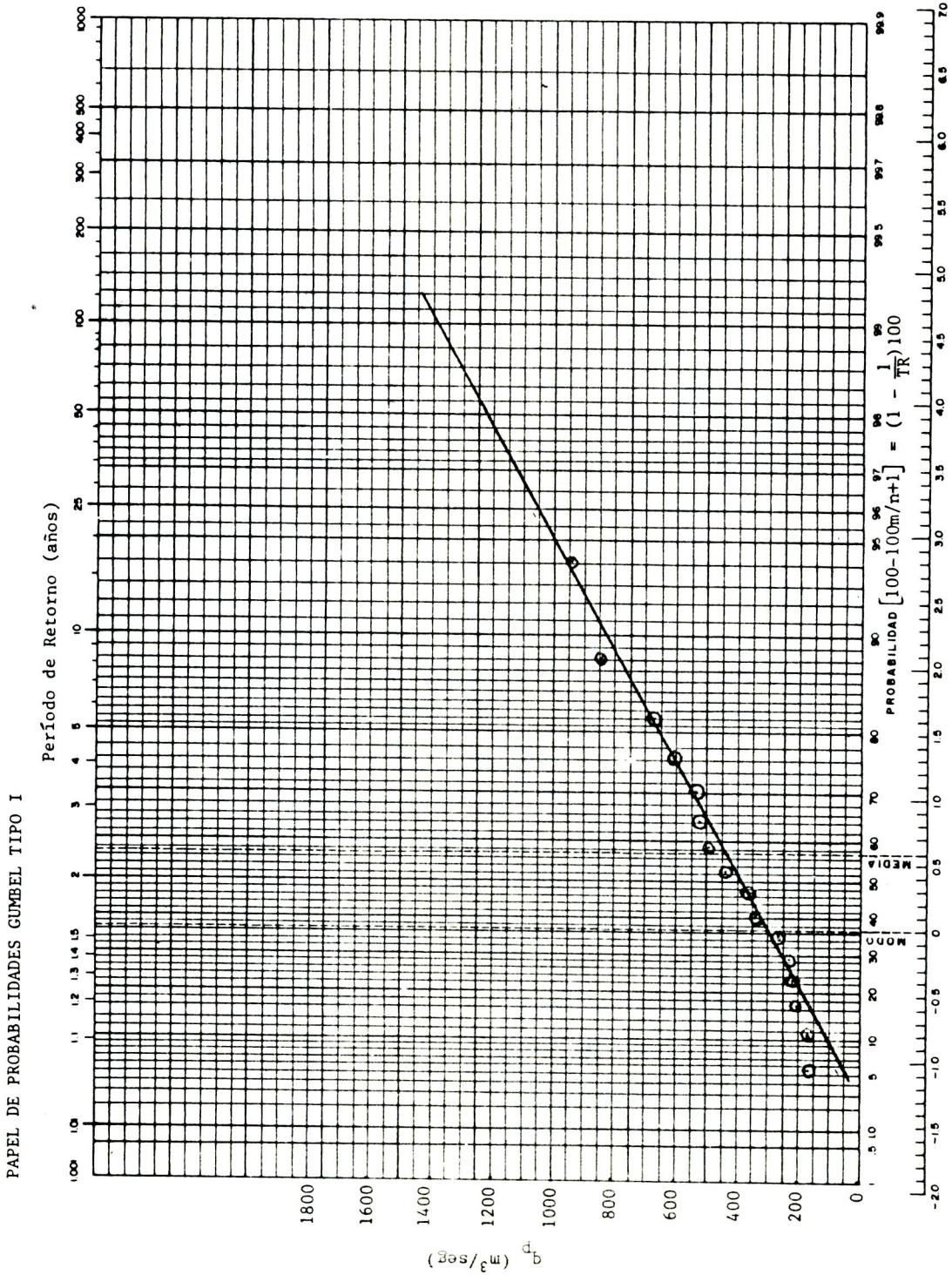


Figura 2.3. Curva de Frecuencia de crecientes: Río Guache en Punte Viejo.

- c) *Rendimiento de cuencas:* En muchas ocasiones se requiere conocer el volumen de escorrentía producido por una cuenca y para ello hay necesidad de poseer datos de escorrentía. En el caso de carencia de éstos, se puede hacer una estimación en base a estudios de regionalización. Posewitz (1968) preparó tablas de rendimiento anual de cuencas para Venezuela. Este tipo de estudio sólo se recomienda para estimaciones preliminares; además, por lo general, estas estimaciones sólo se refieren al total anual o mensual de escorrentía, siendo su aplicación limitada al cálculo de almacenamientos.
- d) *Estimación de la escorrentía:* A semejanza del punto anterior, la escorrentía puede ser estimada en base a la precipitación. Existen varios métodos cuya precisión depende del tipo de información y del grado de detalle que se desee obtener. Para obtener la escorrentía media mensual, por ejemplo, puede utilizarse un método similar al conocido balance hidrológico, el cual consiste en hacer una contabilidad de las entradas (precipitación) salidas (evapotranspiración) y depósitos (almacenamientos). El Cuadro 2.5 muestra un ejemplo de un balance hídrico simple. Otro método conocido, son los que utilizan los llamados coeficientes de escorrentía y los cuales pueden ser aplicados a datos mensuales o de tormentas.

Para estudios más detallados como el análisis de tormentas, es necesario contar con métodos más precisos. La mayoría de los modelos de simulación de tormentas por lo general son los más detallados, pero requieren de tanta información que son prácticamente inoperantes para el caso de áreas agrícolas.

Las estimaciones de la escorrentía en áreas agrícolas pueden realizarse de una manera más sencilla utilizando procedimientos empíricos como los métodos coaxiales que tienen una validez regional y el método del número de curva del Soil Conservation Service (1969). Estos dos métodos serán tratados en detalle en el Capítulo III.

Para mayores detalles sobre el tema se puede consultar a Duque et al (1983) y Duque y Bandes (1983).

2. Precipitación

Al igual que la escorrentía, los datos de precipitación puede que no estén completos, sean insuficientes, no sean confiables o no existan. El análisis de la precipitación consiste entonces en realizar un estudio que produzca la información deseada para el proyecto en consideración. Las mismas técnicas señaladas anteriormente pueden ser aplicadas en este caso.

- a) *Precipitación media:* Por lo general se refiere al total anual y el detalle mayor obtenido es a nivel mensual, sin embargo, para el análisis de tormentas se requiere un detalle mucho mayor que puede llegar hasta una duración de minutos. En cualquiera de los casos hay necesidad de convertir la precipitación puntual en valores medios sobre el área en consideración. Los procedimientos más conocidos para la obtención de la precipitación media son: promedios aritméticos, polígonos de Thiesen e isoyetas.

Estos métodos aparecen reseñados en la mayoría de los textos de hidrología. Como recordatorio, la Figura 2.4. muestra una comparación de los tres métodos. Es necesario apuntar que el método más preciso es el de las isoyetas, seguido por los polígonos de Thiesen y finalmente la media aritmética es el menos preciso.

En áreas de topografía plana, el método de Thiesen dá muy buenos resultados y debido a que el área de influencia de cada estación permanece constante, este método es muy utilizado para los análisis con computadoras.

- b) *Análisis de frecuencia:* Los mismos procedimientos señalados para la escorrentía, pueden ser utilizados con la precipitación. Por lo general las curvas de frecuencia de precipitación máxima de tormentas individuales se grafican bien en papel de probabilidad log-normal con el tiempo en la es-

CUADRO 2.5. BALANCE HIDRICO: TAIGUAIGUAY, 1964.

VARIABLE	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAYO	JUN.	JUL.	AGO.	SEPT.	OCT.	NOV.	DIC.	AÑO
Precipitación	0.0	4.4	0.0	26.0	83.2	80.6	334.6	191.7	149.3	90.0	48.2	2.7	1010.7
Evapotranspiración*	182.4	198.4	246.4	109.6	108.0	132.8	132.0	122.4	124.0	137.6	134.4	152.0	1980.0
Almacenamiento	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	100.0	100.0	100.0	52.4	0.0	0.0	
Deficiencia	182.4	194.0	246.4	183.6	124.8	52.2	0.0	0.0	0.0	0.0	33.8	149.3	1166.5
Exceso	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	102.6	69.3	25.3	0.0	0.0	0.0	197.2
Req. Riego (lps/ha)	0.68	0.80	0.92	0.71	0.47	0.20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.13	0.56	
Req. Drenaje (lps/ha)							0.38	0.26	0.10				

* Evaporación Tina A x 0.8

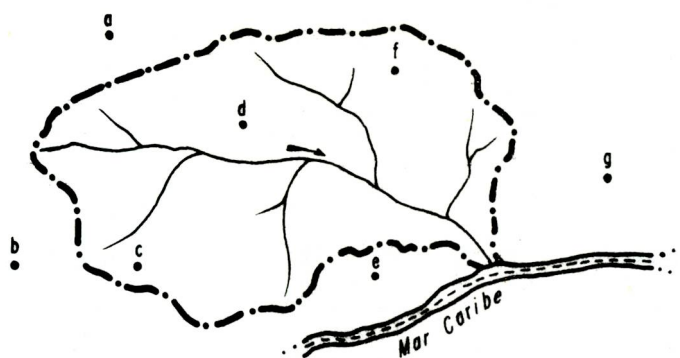
CUADRO 2.6.a SELECCION DE LLUVIAS MAXIMAS OCURRIDAS PARA 1, 2, 3, 4 5

DIAS DE LLUVIAS CONSECUTIVAS DURANTE EL CICLO DEL MAIZ 1 /
ESTACION AGUA BLANCA.

AÑO	PRECIPITACION (mm)				
	1 DIA	2 DIAS	3 DIAS	4 DIAS	5 DIAS
1964	77.0	82.80	104.30	114.30	133.60
1965	60.4	65.70	80.50	93.50	97.50
1966	65.9	65.90	77.20	86.30	124.60
1967	39.1	62.00	81.80	107.80	120.50
1968	70.4	75.70	75.70	77.50	109.70
1969	65.5	75.20	76.90	115.20	118.20
1970	66.9	68.50	96.10	99.20	104.20
1971	59.1	59.80	63.20	78.90	90.40
1972	82.6	97.90	110.30	112.30	123.70
1973(F)	89.0	90.75	90.75	94.32	101.92
1974(F)	75.6	102.20	102.20	117.70	139.60
1975(F)	76.4	100.20	108.70	114.00	130.10

CUADRO 2.6.b. PERIODOS DE RETORNO PARA LAS LLUVIAS (CONT.)
MAXIMAS OCURRIDAS EN 1, 2, 3, 4 y 5 DIAS CONSECUTIVOS

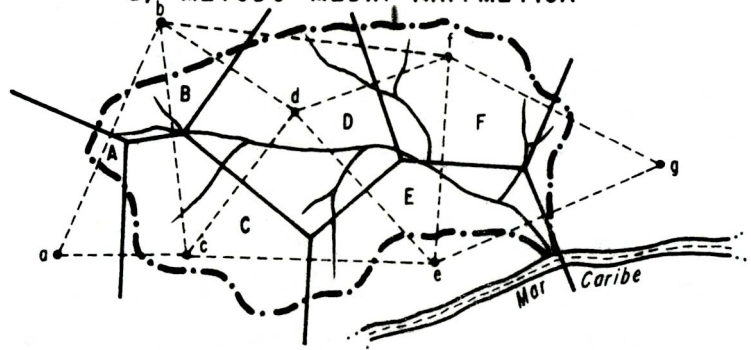
AÑO	1 DIA					2 DIAS					3 DIAS					4 DIAS					5 DIAS					Tr = $\frac{n+1}{m}$
	AÑO	1 DIA	AÑO	2 DIAS	AÑO	3 DIAS	AÑO	4 DIAS	AÑO	5 DIAS	AÑO	3 DIAS	AÑO	4 DIAS	AÑO	5 DIAS	AÑO	4 DIAS	AÑO	5 DIAS	AÑO	4 DIAS	AÑO	5 DIAS		
73	89.0	74	102.20	72	110.30	74	117.70	74	139.60	74	139.60	74	139.60	74	139.60	74	117.70	74	139.60	74	117.70	74	139.60	74	139.60	13.00
72	82.6	75	100.20	75	108.70	69	115.20	69	133.60	69	133.60	69	133.60	69	133.60	69	115.20	69	133.60	69	115.20	69	133.60	69	133.60	6.50
64	77.0	72	97.90	64	104.30	64	114.30	64	130.10	64	130.10	64	130.10	64	130.10	64	114.30	64	130.10	64	114.30	64	130.10	64	130.10	4.33
75	76.4	73	90.75	74	102.20	75	114.00	66	124.60	66	124.60	66	124.60	66	124.60	66	114.00	66	124.60	66	114.00	66	124.60	66	124.60	3.25
74	75.6	64	82.80	70	96.10	72	112.30	72	123.70	72	123.70	72	123.70	72	123.70	72	112.30	72	123.70	72	112.30	72	123.70	72	123.70	2.60
68	70.4	68	75.70	73	90.75	67	107.80	67	120.50	67	120.50	67	120.50	67	120.50	67	107.80	67	120.50	67	107.80	67	120.50	67	120.50	2.17
70	66.9	69	75.20	67	81.80	70	99.20	69	118.20	69	118.20	69	118.20	69	118.20	69	99.20	69	118.20	69	99.20	69	118.20	69	118.20	1.86
66	65.9	70	68.50	65	80.50	73	94.32	68	109.70	68	109.70	68	109.70	68	109.70	68	94.32	68	109.70	68	94.32	68	109.70	68	109.70	1.63
69	65.5	66	65.90	66	77.20	65	93.50	70	104.20	65	93.50	70	104.20	65	93.50	70	93.50	70	104.20	65	93.50	70	104.20	65	93.50	1.44
65	60.4	65	65.70	69	76.90	66	86.30	66	97.50	66	86.30	66	97.50	66	86.30	66	76.90	66	97.50	66	76.90	66	97.50	66	97.50	1.30
71	59.1	67	62.00	68	75.70	71	78.90	68	88.70	71	78.90	65	97.50	71	78.90	65	75.70	71	78.90	65	75.70	71	78.90	65	97.50	1.18
67	39.1	71	59.80	71	63.20	68	77.50	71	88.70	68	77.50	68	88.70	71	77.50	68	63.20	71	77.50	68	63.20	71	77.50	68	88.70	1.08



ESTACION	LLUVIA (mm.)
a	568
b	676
c	624
d	490
e	584
f	456
g	435
número total de estaciones = 7	Σ LL = 3.633

Lluvia media = $\frac{LL = 3.633}{N^{\circ} \text{ de estaciones } 7} = 519 \text{ mm.}$

a) METODO MEDIA ARITMETICA

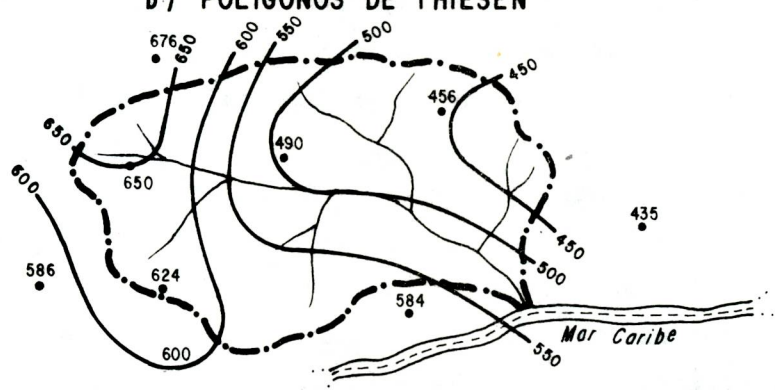


CALCULO DE LA LLUVIA MEDIA

SEGMENTO	AREA (Km ²)	ESTACION Representativa	LLUVIA (mm.)	Area + Influencia + lluvia (Km ² x mm.)
A	70	a	568	39.760
B	237	b	676	160.212
C	766	c	624	477.984
D	1.017	d	490	498.330
E	585	e	584	341.640
F	780	f	456	355.680
G	50	g	435	21.750
Σ Areas = 3.505 Km ²				1.895.356

Lluvia media = $\frac{\Sigma A \cdot LL}{\Sigma A} = \frac{1.895.356}{3.505} = 541 \text{ mm.}$

b) POLIGONOS DE THIESEN



ISOYETA (mm.)	LLUVIA MEDIA (mm.)	AREA PARCIAL (Km ²)	AREA ACUMULADA (Km ²)	Area parcial x lluvia media (Km ² x mm.)
650	665	157	157	104.405
600	625	633	790	395.625
550	575	672	1.462	386.400
500	525	868	2.330	455.700
450	475	868	3.198	412.300
450	440	307	3.505	135.080
Σ Area parcial x lluvia media =				1.889.510

Lluvia media = $\frac{\Sigma A \times LL}{\Sigma A} = \frac{1.889.510}{3.505} = 539 \text{ mm.}$

c) METODO DE ISOYETAS

Figura 2.4. Estimación de la precipitación media (tomado de Guilarte, 1972)

cala logarítmica. El análisis de frecuencia para valores extremos de precipitación requiere la preparación de familias de curvas para diferentes duraciones de tormentas. La Figura 2.5. y el Cuadro 2.6 muestran ese tipo de análisis para diferentes duraciones. Al igual que para la precipitación media, el análisis anterior sólo muestra lo que ocurre en el punto de medición; para hacer las correcciones, hay que relacionar los datos puntuales a valores medios sobre la cuenca. En este caso se requiere utilizar familias de curvas de intensidad-duración-frecuencia con su relación espacial, éstas son obtenidas por procedimientos especiales de análisis de tormentas que pueden ser encontradas en los textos de hidrología. Es común que los organismos encargados de la información hidrometeorológica preparen mapas de intensidad-duración-frecuencia a nivel regional. En el caso de Venezuela existe un mapa para todo el país (MOP, 1962) denominado "Atlas de profundidad-duración-frecuencia". Además del Atlas, existe una publicación titulada: "Lluvias Extremas para 1, 3, 6, 9, 12 y 24 horas para 84 estaciones escogidas" (MOP, 1963) la cual ha sido ampliada por el MARNR (1982) y un Atlas de Tormentas (MOP, 1966).

- c) *Estimación de la Lluvia de Diseño*: Para obtener la lluvia de diseño para una determinada frecuencia y duración, si no se cuenta con datos reales, hay que recurrir a los análisis regionales, tales como los Atlas antes mencionados. Los Atlas de profundidad-duración-frecuencia, contienen un mapa para cada frecuencia y duración, lo que implica la necesidad de tener una gran cantidad de éstos. Se ha encontrado (Wiesner, 1970) que existe una buena relación entre los valores de precipitación máxima para diferentes frecuencias y una misma duración así como también, que existe una relación similar entre los valores de diferentes duraciones con la misma frecuencia. Según Wiesner (1970) y de acuerdo a lo anterior, sólo es necesario poseer cuatro mapas de profundidad-duración-frecuencia, para obtener cualquier combinación de duración-frecuencia; los mapas necesarios serían:

TR =	2 años,	D =	1 hora
TR =	2 años,	D =	24 horas
TR =	100 años,	D =	1 hora
TR =	100 años,	D =	24 horas

Schwab, et.al (1966) propone el mismo procedimiento para los Estado Unidos. Para Venezuela, de acuerdo a los valores presentados en el Atlas de profundidad-duración-frecuencia (MOP, 1963) las tormentas tienen generalmente duraciones inferiores a 6 horas como puede apreciarse en el Cuadro 2.7. Lo anterior nos indica que el procedimiento puede aplicarse, pero utilizando 6 horas como la duración mayor. En todo caso, sería conveniente analizar cada caso en particular con la finalidad de determinar la duración máxima de las tormentas individuales.

Este procedimiento sirve además para interpolar los datos de las curvas de frecuencia para obtener la lluvia de una determinada duración. Esto es muy útil ya que sólo se necesita confeccionar dos curvas de frecuencia: una para 1 hora y otra para 6 horas.

El procedimiento a utilizar es como sigue:

- a) Se determinan los valores de profundidad en los mapas antes mencionados o de las curvas de frecuencia.
- b) Utilizando papel semi-logarítmico y con el tiempo en la escala logarítmica, se grafican los valores para duración de una hora y períodos de retorno de 2 y 100 años uniendo estos dos puntos con una recta (Figura 2.6a).
- c) Se grafican igualmente los valores para la duración de 24 horas (6 horas para Venezuela) y períodos de retorno de 2 y 100 años (Figura 2.6a) uniendo estos dos nuevos puntos con una recta.

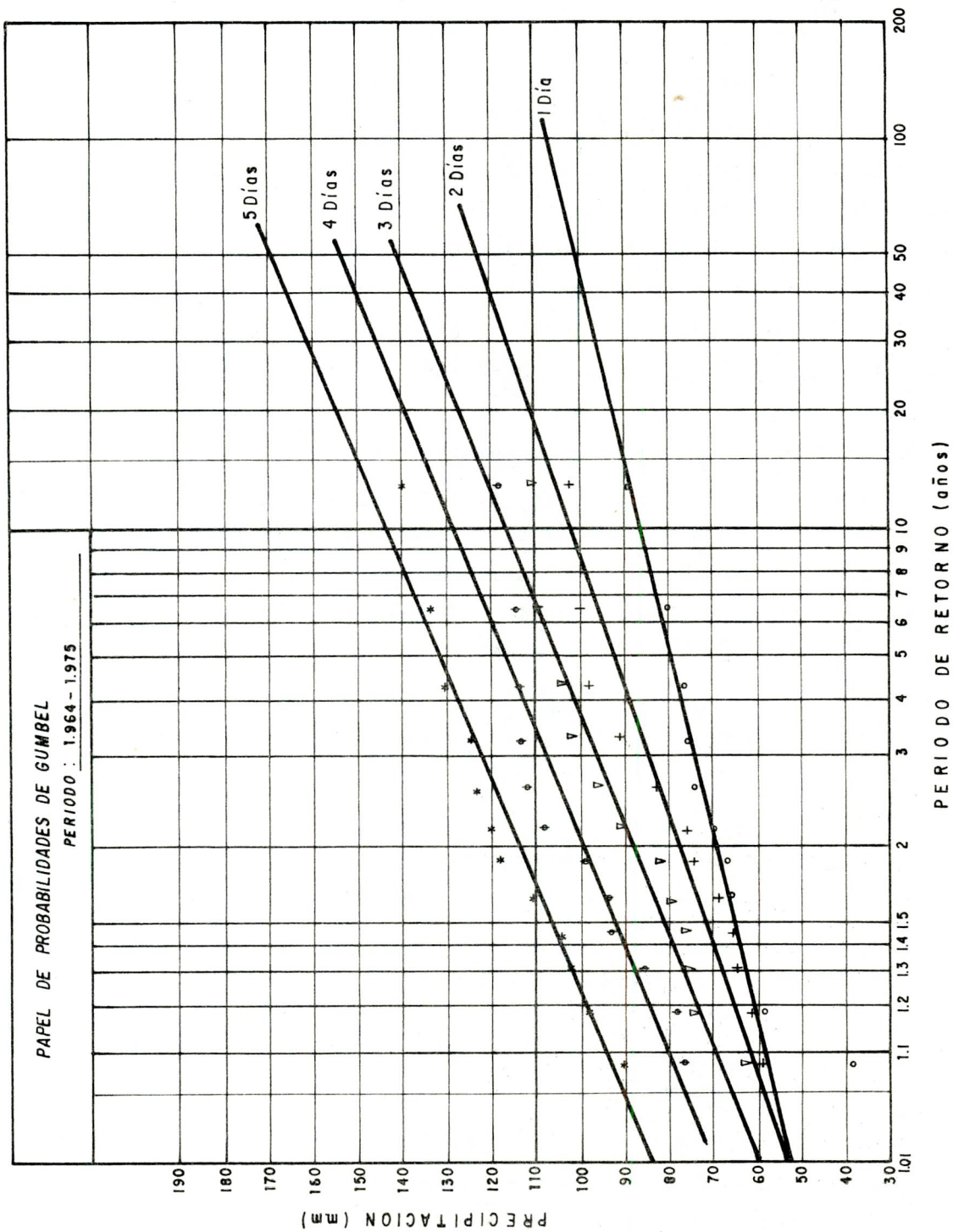


Figura. 2.5.— Precipitaciones máximas para 1,2,3,4 y 5 días.

Semi-Logarítmico
5 x 70 Divisiones

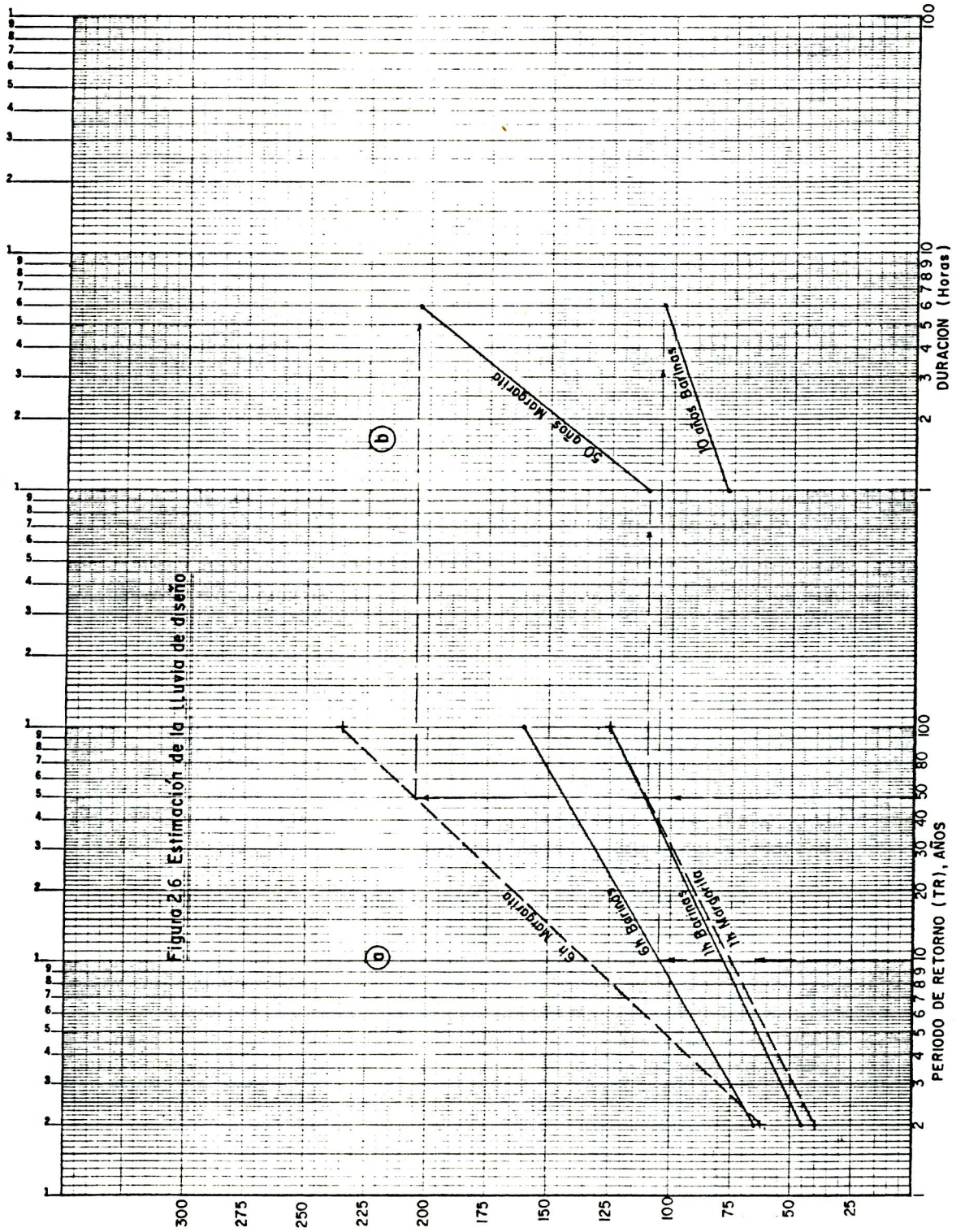


Figura 2.16 Estimación de la lluvia de diseño

- d) Se obtienen los valores de profundidad para la frecuencia o período de retorno deseado y para las dos duraciones (2 y 6 horas) recomendadas.
- e) Esos dos valores así obtenidos se trasladan a otro gráfico similar al anterior pero de duración versus profundidad (Fig. 2.6b) y se unen los puntos con una recta.
- f) Con este último gráfico se puede obtener la lluvia puntual para la frecuencia y duración deseadas.

Para duraciones menores de una hora se pueden utilizar relaciones promedio para obtener la lluvia a partir del valor de la precipitación de una hora. La ecuación siguiente puede ser utilizada en tal caso:

$$P = P_{60} (D_m/60)^{0.55} \quad (2.3)$$

En donde P es la lluvia deseada, P_{60} es igual a la lluvia de una hora y D_m es la duración en minutos.

Las Figuras 2.6a y 2.6b presentan un ejemplo para las localidades de Ba rinas y Margarita de acuerdo a la información del Cuadro 2.7.

Puede notarse que los valores obtenidos del gráfico, difieren en un máximo de 13% para el caso de Margarita lo cual se puede considerar como satisfactorio.

Como se mencionó anteriormente, los valores obtenidos por cualquier procedimiento, se refieren a la lluvia puntual. Para áreas mayores de 20 km² es necesario hacer una corrección por área. En este caso hay que realizar un estudio de variación de la precipitación con el área. La Figura 2.8 presenta un ejemplo de esta variación para las cuencas de los ríos Guanare, Santo Domingo y Masparro.

El procedimiento anterior proporciona el valor de la lluvia de diseño para una cierta duración, pero no indica cómo se distribuye esta lluvia con el tiempo. Se podría pensar que utilizando la Figura 2.6b se podría "Sintetizar" la tormenta obteniendo los valores para duraciones menores y así confeccionar un gráfico de distribución de la lluvia. Esto no sería lo correcto porque esos valores no necesariamente pertenecen a una misma tormenta. Wiesner (1970) sugiere que para este caso se puede utilizar una relación promedio del comportamiento de las tormentas más comunes para una determinada región.

Las Figuras 2.7 y 2.9 muestran gráficos adimensionales de P/PT vs D/DT para tormentas de duraciones menores de 1 hora y para otras duraciones y en donde PT es la lluvia total, DT es la duración total, D es una duración intermedia y P es la precipitación correspondiente a D . Como PT y DT son conocidos ya sea por estimaciones o por medidas directas, P puede ser calculado entrando al gráfico con el valor de D/DT para el D requerido y obteniendo P/PT ; al multiplicar esta relación por PT se obtiene P .

Ejemplo: Suponiendo que la Figura 2.7, representa el patrón de distribución de lluvia para el área de diseño. Si se conoce que para una duración $DT = 12$ horas la lluvia total $PT = 70$ mm, cuál sería la distribución de la lluvia para intervalos de 2 horas? Con el valor de DT conocido, obtenemos las relaciones: $2/12$, $4/12$, $6/12$, $8/12$ y $10/12$; entrando al gráfico, obtenemos los valores correspondientes de P/PT y al multiplicarlos por PT obtenemos los respectivos valores de P (Cuadro 2.8)

La Figura 2.9 presenta una relación similar a la Figura 2.7 para la zona de las cuencas de los ríos Guanare, Sto. Domingo y Masparro.

Las Figuras 2.10 al 2.13 muestran los mapas de profundidad, duración-frecuencia requeridos para la estimación de la precipitación.

CUADRO 2.7. VALORES DE PROFUNDIDAD DE LLUVIAS PARA DIFERENTES DURACIONES Y PERIODOS DE RETORNO (milímetros)*

PERIODO DE RETORNO (T_R) (AÑOS)	D U R A C I O N									
	5 min	10 min	15 min	30 min	60 min	90 min	2 horas	3 horas	6 horas	12 horas
N O R E S T E D E M A R G A R I T A										
2	10	15	20	25	40	35	45	55	60	60
5	15	25	30	40	65	70	85	100	110	110
10	20	30	40	50	80	95	110	120	140	140
15	25	35	45	60	90	110	120	145	160	160
25	30	40	50	65	100	130	150	165	180	180
50	--	--	--	--	110	150	170	190	210	210
100	--	--	--	--	125	175	200	210	235	235
B A R I N A S										
2	10	17.5	20	35	45	55	55	60	65	65
5	15	25	30	50	70	75	80	80	90	90
10	17.5	27.5	35	52.5	85	85	90	100	105	105
15	22.5	30	40	65	90	100	100	110	115	115
25	25	35	45	70	100	105	110	115	120	125
50					110	120	125	135	145	145
100					125	130	140	150	160	165

* En base al Atlas de Profundidad-Duración-Frecuencia de lluvias en Venezuela (MOP, 1963)

CUADRO 2.8. OBTENCION DE LA CURVA DE MASA DE LA PRECIPITACION MEDIANTE LA FIGURA 2.7

D	D/DT	D/DT %	P/PT *	P **
2	2/12	17	12	8.4
4	4/12	33	23	16.1
6	6/12	50	47	32.9
8	8/12	67	84	58.7
10	10/12	83	95	66.5
12	12/12	100	100	70.0

* De la Figura 2.12

** $(P/PT \times PT)/100$

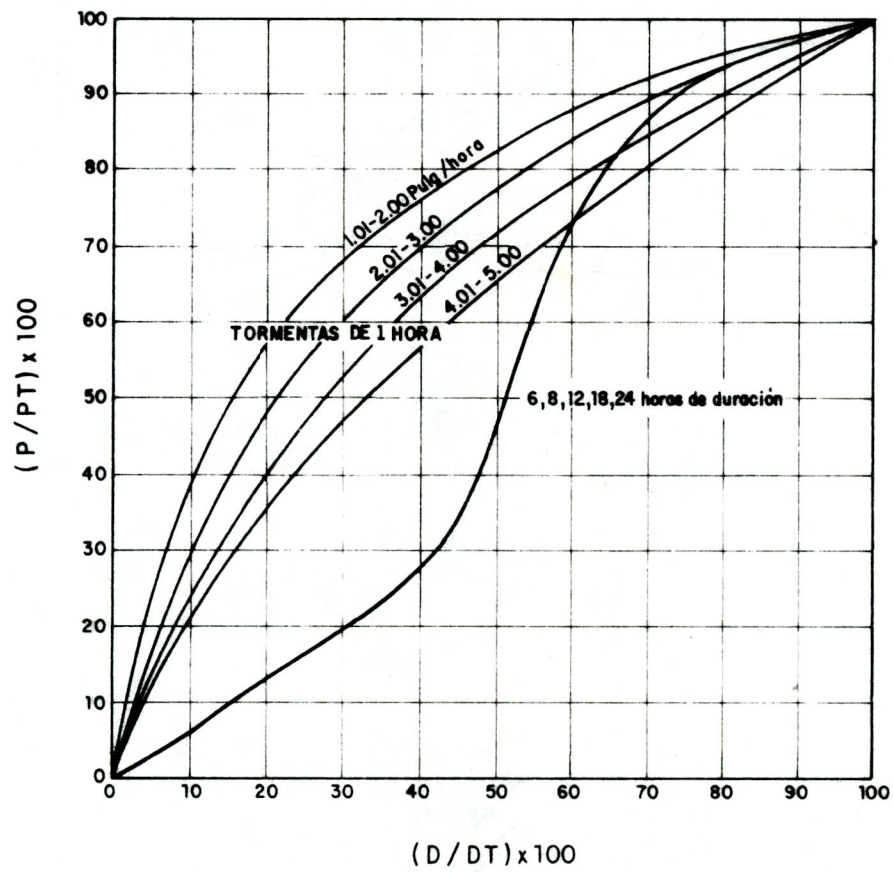


Figura 2.7 D/DT vs P/PT (Weisner, 1976)

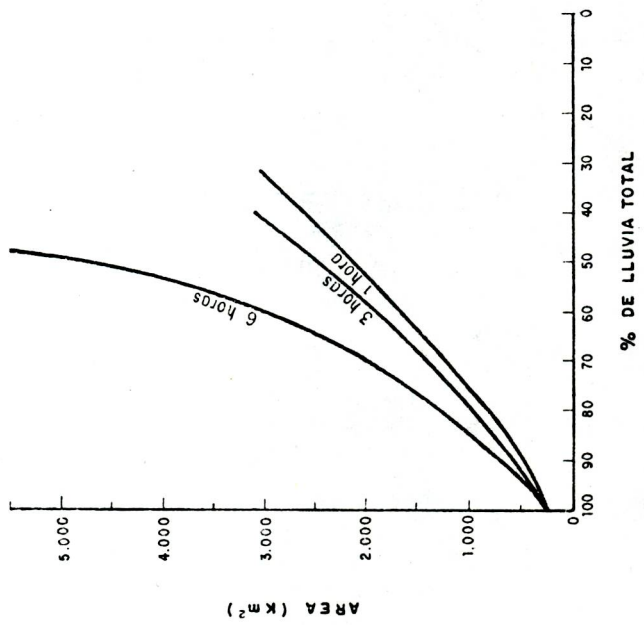


Figura 2.8. Relación Area vs Lluvia puntual. Zona Masparro-Sto. Domingo.

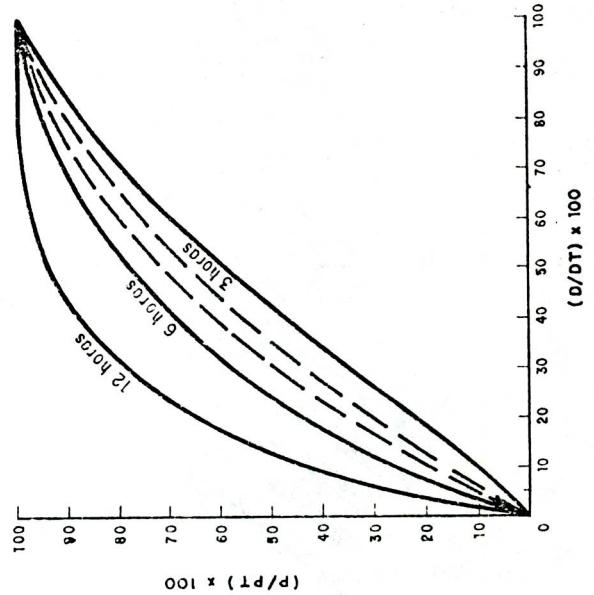


Figura 2.9. Relación Profundidad-Duración para diferentes duraciones. Zona Masparro-Sto. Domingo.

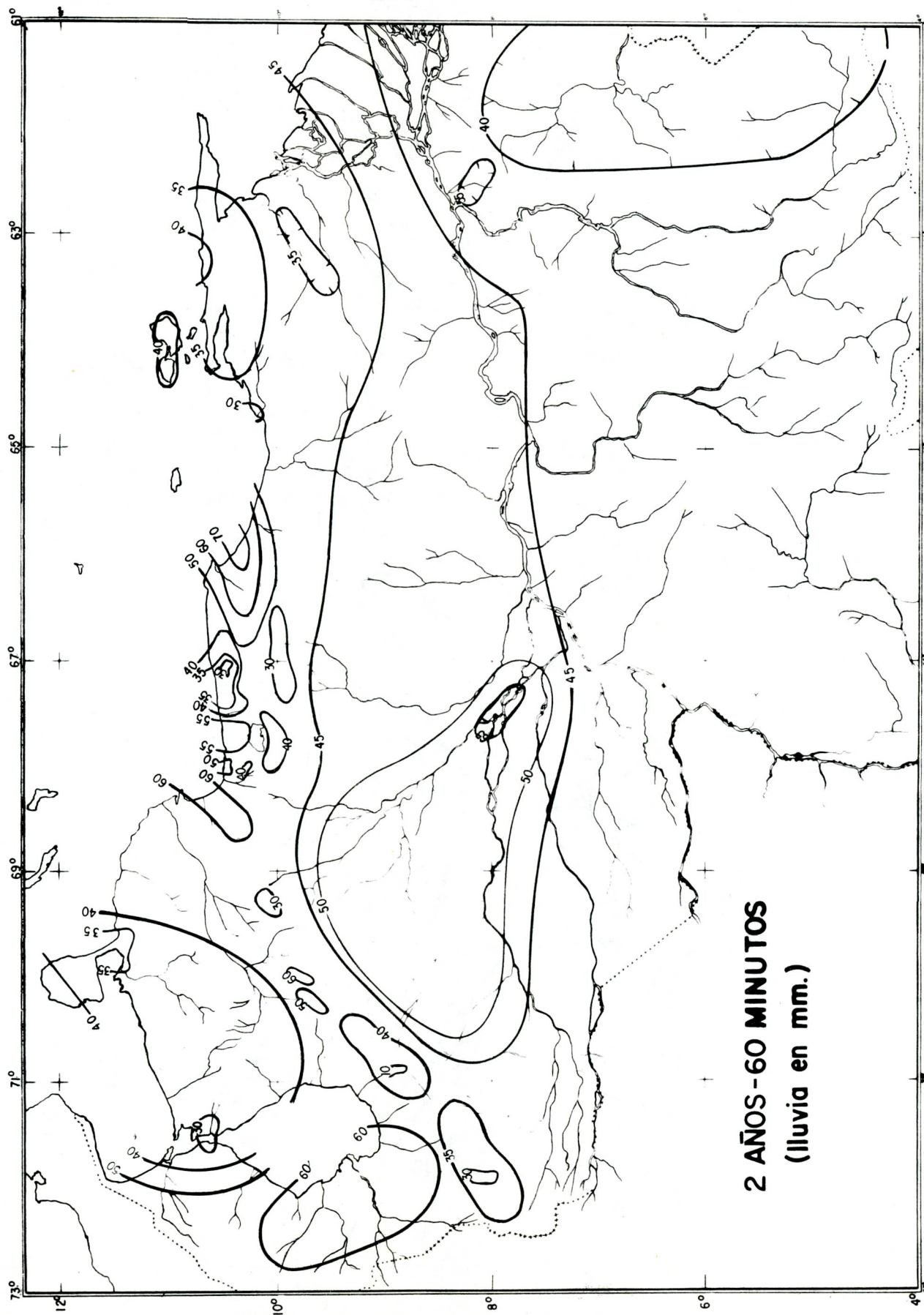


Figura 2.10. Curvas de profundidad para TR = 2 años y D = 1 hora.

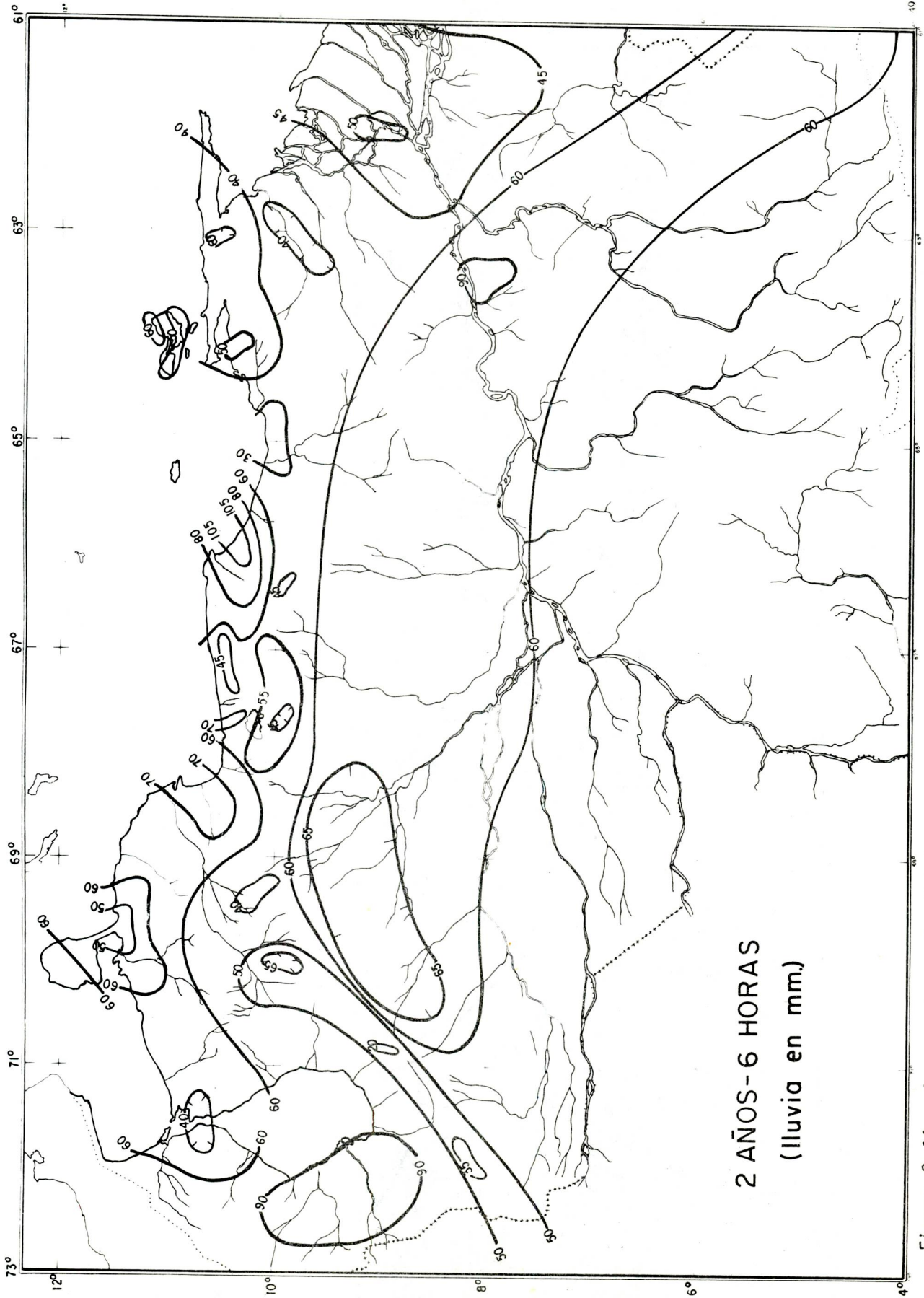


Figura 2.11. Curvas de profundidad para TR = 2 años y D = 6 horas.

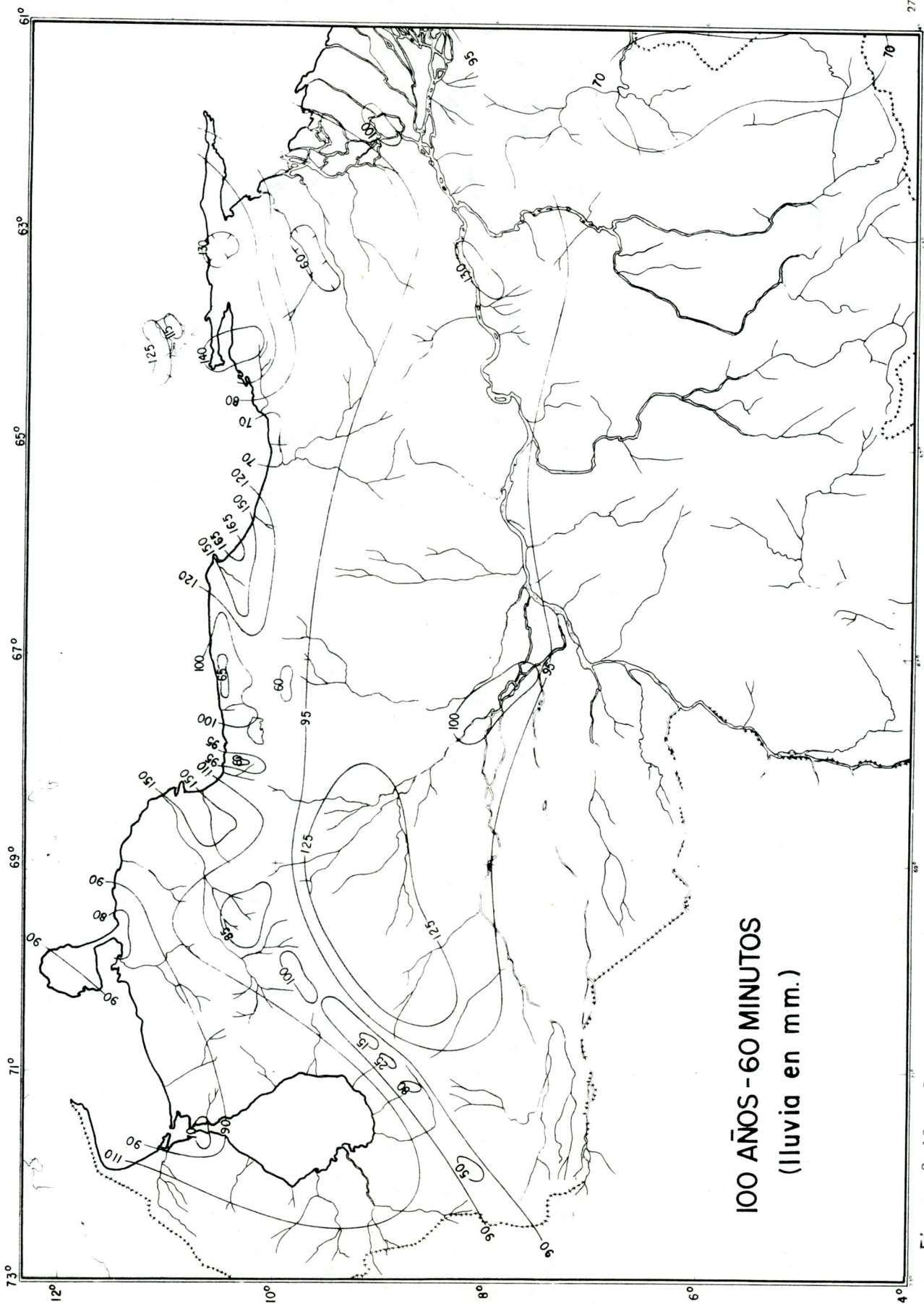


Figura 2.12. Curvas de profundidad para TR = 100 años y D = 1 hora.

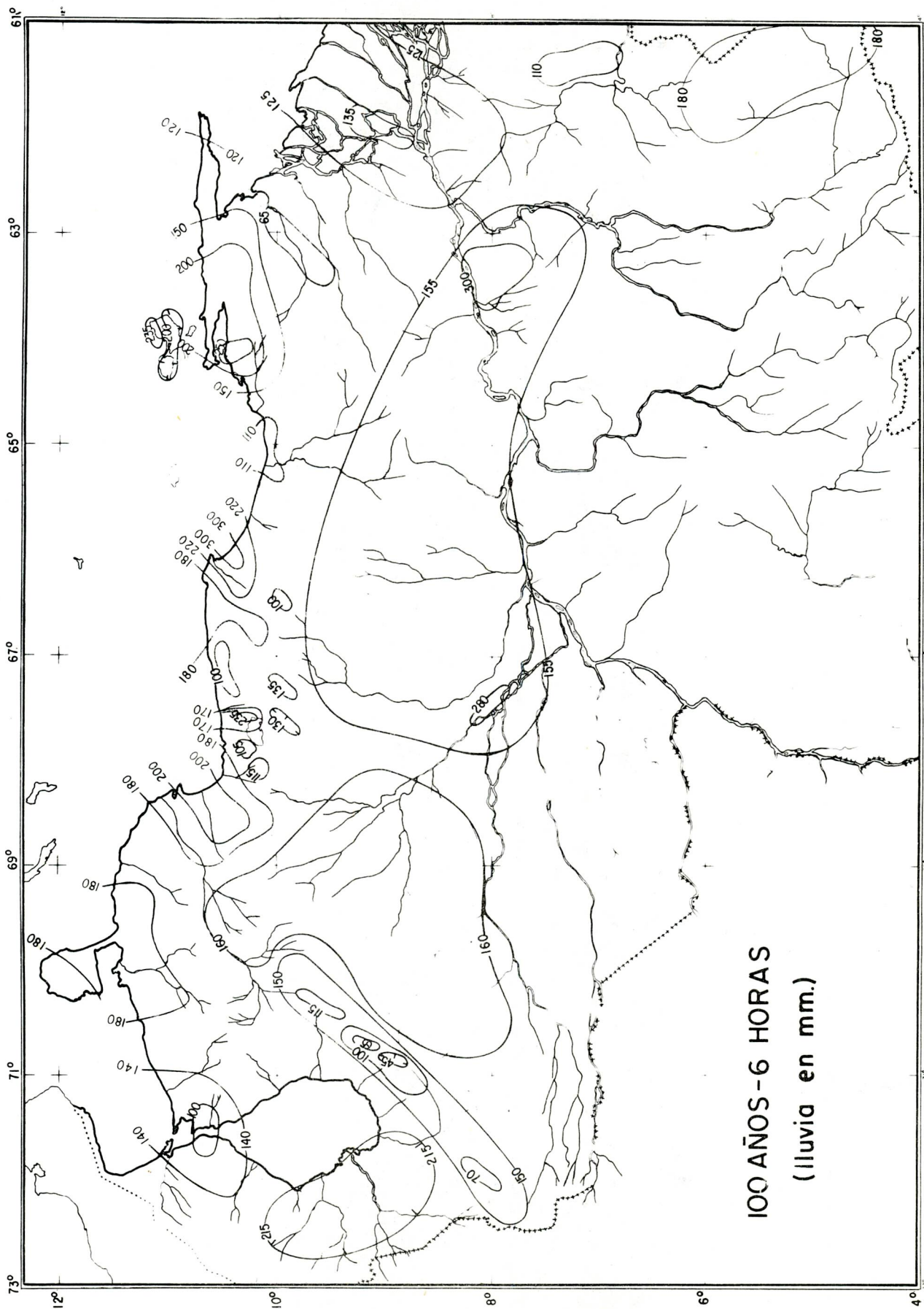


Figura 2.13. Curvas de profundidad para TR = 100 años y D = 6 horas.

3. Evaporación

La información de evaporación como se mencionó previamente, se presenta como valores medios diarios o mensuales. El análisis de los datos por lo general no se realiza en la forma como se hace con la precipitación o la esorrentía, sino que sencillamente se presentan los valores medios. En el caso de que la información sea incompleta se pueden realizar correlaciones al igual que con la precipitación. Como las variaciones de la evaporación son menores, las correlaciones son generalmente mejores.

En el caso de no disponer de registros en la zona de estudio, pueden adoptarse promedios de áreas vecinas, o puede estimarse en base a la temperatura, precipitación y altitud. Las ecuaciones utilizadas para la estimación de la evapotranspiración son útiles, pero por lo general los datos requeridos son tantos que las hacen imprácticas. Christiansen (1971) estudiando un gran número de estaciones de evaporación de tina tipo A en Venezuela, obtuvo una ecuación para estimar la evaporación en base a la elevación y la precipitación media anual.

$$EVPA = CPMA (EVPL) \quad (2.4)$$

en donde:

$$EVPA = \text{Evaporación de la Tina A calculada (mm/año)}$$

$$CPMA = 1.22 - 0.22 (PMA/1200) \quad (2.5)$$

$$EVPL = 2340 - 650 (EL/1000) + 60(EL/1000)^2 \quad (2.6)$$

$$EL = \text{Elevación en metros s.n.m.}$$

$$PMA = \text{Precipitación media anual}$$

esta ecuación se puede utilizar en zonas con altitud superior a 400 metros; para zonas más bajas es más recomendable el uso de información de áreas vecinas. Christiansen y Hargreaves (1969) han obtenido otras ecuaciones para estimar la evaporación en base a factores climáticos.

Como la evaporación obtenida con la ecuación 2.4 es el promedio anual habría que desglosarla en promedios mensuales; para ello pueden utilizarse porcentajes de evaporación mensual de estaciones vecinas.

4. Otros factores climáticos

Los estudios hidrológicos requieren en algunas ocasiones de mayor información climática que ayude a comprender mejor algunos fenómenos o para estimar algunas variables no medidas tales como la evapotranspiración y la humedad antecedente. El análisis de esta información sólo requiere de su ordenamiento en el tiempo y el espacio. La información más frecuente es: temperatura, vientos, humedad relativa, radiación, rocío, etc.

5. Evapotranspiración

Conjuntamente con la infiltración, la evapotranspiración es el factor que más incide en la producción de escorrentía de una cuenca. Como la evaporación de la tina sólo se refiere a la pérdida de agua hacia la atmósfera desde una superficie de agua libre, es necesario estimar el consumo de agua de las diferentes formas de cobertura que existen sobre una cuenca. Como la medición de la evapotranspiración requiere del uso de lisímetros, es lógico pensar que la mejor manera de obtener su valor para una cuenca y un evento determinado es la estimación basada en datos climáticos. Existe una tendencia hacia el uso de ecuaciones basadas en el análisis del balance energético o en datos climáticos, sin embargo, cuando se poseen datos de evaporación, la mejor manera de obtener la evapotranspiración es en base a esas mediciones. Grassi (1966) presenta en gran detalle varios de los procedimientos más comunes para estimar la evapotranspiración.

6. Infiltración

Uno de los factores más importantes en la relación precipitación-escorrentía, es la infiltración. En el análisis hidrológico, la infiltración es estimada por diferentes procedimientos. Gupta (1976) ha preparado una descripción de la mayoría de estos procedimientos. Tradicionalmente los métodos más utilizados son:

a) La ecuación de Horton

$$f = f_c + (f_o - f_c) e^{-kt} \quad (2.7)$$

en la cual:

- f = infiltración instantánea (cm/hora)
- f_o = infiltración instantánea inicial (cm/hora)
- f_c = tasa constante de infiltración (cm/hora)
- k = constante
- t = tiempo desde el comienzo de la lluvia (horas)
- e = base de logaritmo natural

La ecuación puede ser desarrollada en base a información de simuladores de lluvia o análisis de hidrogramas. Rojas (1976) presenta una forma de análisis de simuladores de lluvia. Horton (1939) fue el primero en utilizar los simuladores de lluvia para el análisis de la infiltración; Sharp y Holtan (1942) extendieron el uso de éste a pequeñas cuencas.

b) Índice ϕ

Se utiliza para calcular la precipitación efectiva o la escorrentía, considerando una tasa de infiltración promedio. El índice ϕ se obtiene de hidrogramas medidos. Este índice está muy divulgado en los textos de hidrología y por tanto no consideramos necesario incluir detalles.

Además de los procedimientos anteriores, existen muchos otros como el índice W, la ecuación de Kostiaikov y el método de Phillip. El método del Soil Conservation Service que se presenta en el capítulo III, está basado en la infiltración básica promedio de los suelos y es muy práctico debido a que utiliza la lluvia total del evento que es por lo general el dato más detallado de precipitación que se publica.

7. Características de la Cuenca

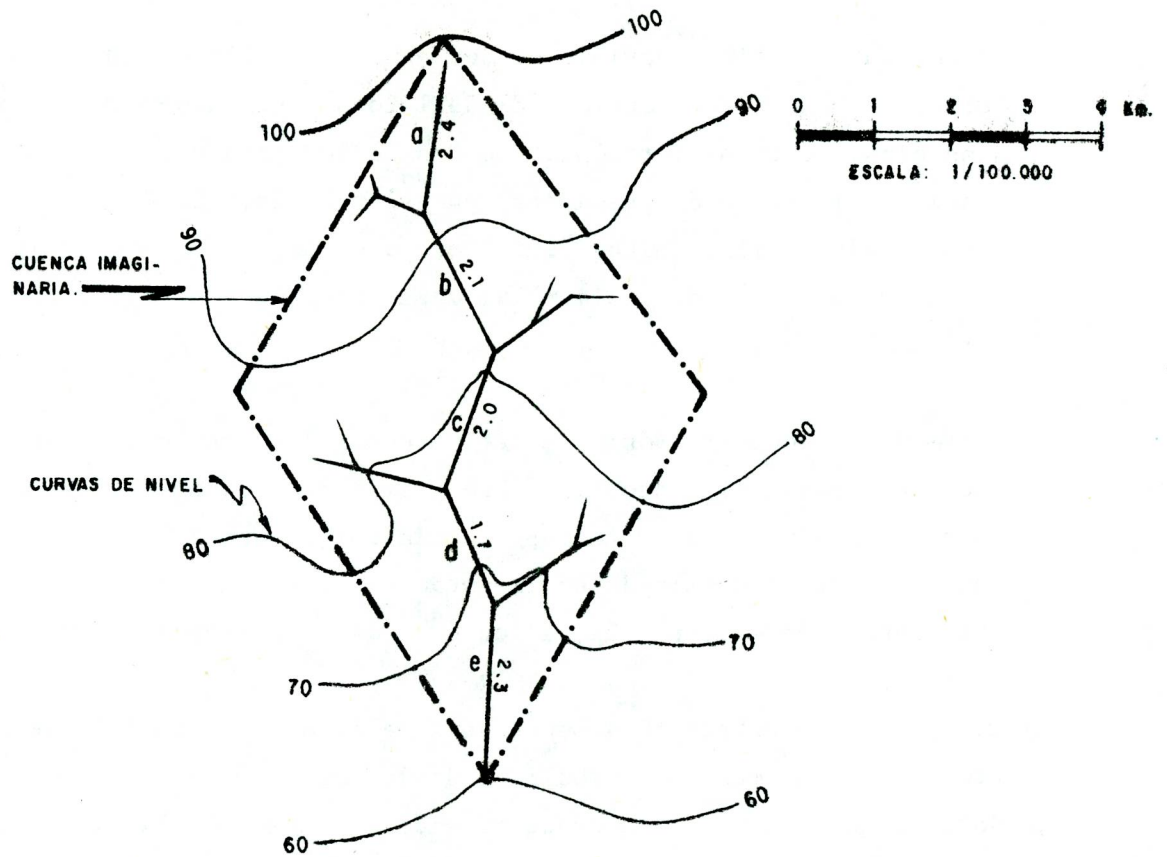
En el análisis hidrológico de una cuenca, las características fisiográficas de la misma, juegan un papel muy importante en la síntesis de los hidrogramas de escorrentía. El área de la cuenca, la pendiente, la longitud del curso principal, la densidad de la red de drenaje, los suelos y la cobertura vegetal son algunos de los parámetros fijos más importantes. Como la consideración individual de cada uno de ellos haría más difícil el estudio de una cuenca, se ha considerado necesario agruparlos en parámetros que caracterizan el comportamiento hidrológico de una cuenca.

1. Area: Mediante el uso de mapas topográficos o fotografías aéreas puede de terminarse el contorno de la cuenca y por ende calcularse el área de la misma.
2. Forma: En algunas ocasiones es necesario correlacionar la escorrentía con la forma de la cuenca, el "*índice de forma*" puede utilizarse en esos casos:

$$I_f = \frac{L}{W} = \frac{L^2}{A} \quad (2.8)$$

en donde L = longitud del cauce principal hasta el punto más distante (Fig. 2.14) W = ancho promedio y A = área de la cuenca.

3. Pendiente: Se obtiene utilizando la relación entre el desnivel de la cuenca y la longitud promedio de la misma. El desnivel se puede obtener por intermedio de las curvas de nivel (Fig. 2.14).
4. Cobertura: Por lo general se considera el tipo de vegetación y el porcentaje de cobertura del terreno. En el capítulo III se considera la vegetación con mayor detalle.
5. Suelos: Las características de los suelos revisten gran importancia en los estudios hidrológicos ya que éstos controlan los procesos de: intercep-



$$L = a + b + c + d + e = 10.5 \text{ Km}$$

$$A = 60.76 \text{ Km}^2$$

$$\Delta H = 40 \text{ m}$$

$$W_{\max} = 6.2 \text{ Km}$$

$$If = \frac{L}{A} = \frac{(10.5)^2}{60.76} = 1.815$$

$$\text{Pendiente} = \frac{\Delta H}{L} = \frac{40}{10500} = 0.00381 \approx 0.38\%$$

$$t_c = 0.0195(10500)^{1.155}(40)^{-0.385} 207,8 \text{ min} = 3,46 \text{ hr}$$

(2.12)

Figura 2.14
Características de la cuenca

ción, infiltración, movimiento del agua en el suelo y en la superficie y otros de menor importancia. El Soil Conservation Service ha propuesto una clasificación hidrológica de los suelos para ser utilizada en el análisis de la relación precipitación escorrentía. El Cuadro 2.9 muestra esa clasificación; Chiang (1971) propuso una modificación del procedimiento anterior a fin de ampliar las categorías de cuatro a siete clases (Cuadro 2.10).

6. Tiempo de concentración: Se define como el tiempo que demora el agua en su viaje desde el punto hidráulico más distante de una cuenca hasta el sitio en consideración. La importancia del tiempo de concentración, radica en que éste es utilizado en la estimación del tiempo al pico o punta del hidrograma de escorrentía, el cual es más difícil de calcular.

El tiempo de concentración depende de: velocidad del caudal, vegetación, pendiente y otros elementos hidráulicos de la cuenca. Un hecho que hay que recordar, es que el tiempo de concentración se refiere a la lluvia efectiva; cuando la tormenta no cubre toda la cuenca, éste se estima desde el punto donde comienza la lluvia efectiva. El tiempo de concentración puede calcularse por diferentes métodos dependiendo de la información existente. El Soil Conservation Service (1972) describe los siguientes procedimientos:

- a) Análisis de hidrogramas
- b) Observaciones sobre crecidas
- c) Hidráulica fluvial
- d) Ecuaciones empíricas

Análisis de hidrogramas: El tiempo de concentración, t_c , se considera como el tiempo transcurrido entre el final de la lluvia efectiva y el comienzo de la recesión (punto de inflexión). El procedimiento consiste en construir el hidrograma y su correspondiente hietograma; se determina el punto de inflexión y el tiempo de su ocurrencia. La diferencia entre este tiempo y el tiempo fi

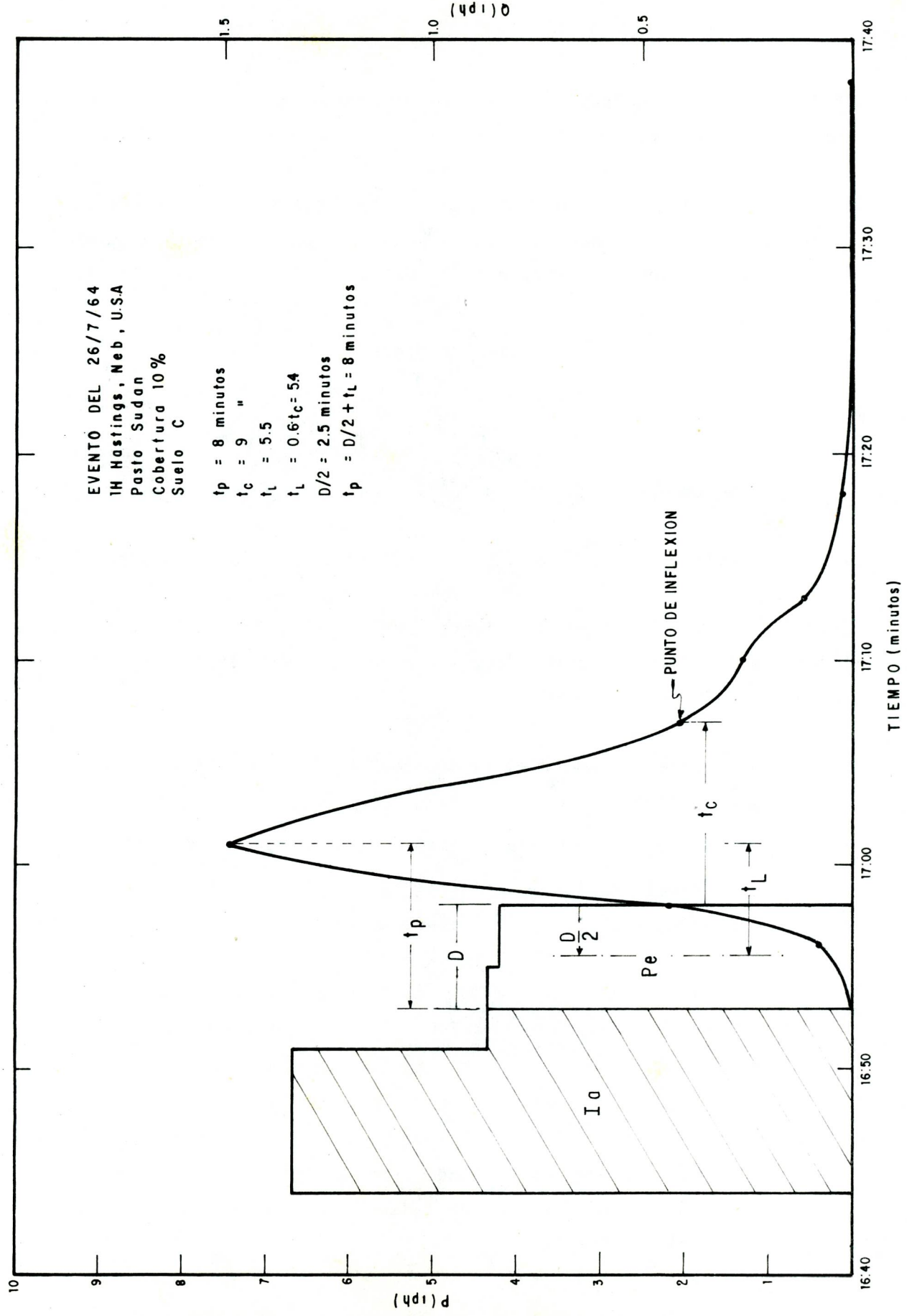


Fig. 2.15.- Analisis de Hidrogramas : 26/07/64, Cuenco IH, Hastings, Neb, U.S.A.

nal de la lluvia efectiva, será el tiempo de concentración. La figura 2.15 ilustra lo anterior.

Observaciones sobre crecidas: Es una variante del análisis del hidrograma y consiste en estimar t_p como el tiempo desde el comienzo del hidrograma hasta el pico y obteniendo t_c a partir de la ecuación:

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6 t_c \quad (2.9)$$

donde:

t_p = tiempo al pico (horas)

t_c = tiempo de concentración (horas)

la Figura 2.16 puede utilizarse para estimar t_c cuando t_p es conocido.

Hidráulica fluvial: El procedimiento consiste en calcular la velocidad del caudal cuando el cauce está lleno. Se recomienda cuando no hay hidrogramas disponibles.

- a) Se estima el caudal de la crecida de 2 años o la correspondiente al cauce lleno.
- b) Se calcula la velocidad promedio para el caudal adoptado
- c) Con la velocidad promedio y la longitud del valle, se calcula el tiempo de recorrido de la crecida. Este valor se adopta como t_c .

Estimaciones en base a la pendiente y longitud del cauce: El procedimiento más conocido es la ecuación de Kirpich (1940), la cual en unidades métricas es:

$$t_c = 0.0195L^{1.155} H^{-0.385} \quad (2.10)$$

en la cual

t_c = tiempo de concentración (minutos)

L = longitud del cauce principal hasta el punto más distante de la cuenca (m)

CUADRO 2.9. CLASIFICACION HIDROLOGICA DE LOS SUELOS
(Soil Conservation Service)

Los grupos hidrológicos en que se pueden dividir los suelos son utilizados en planeamiento de cuencas para la estimación de la escorrentía a partir de la precipitación. Las propiedades de los suelos que son considerados para estimar la tasa mínima de infiltración para suelos "desnudos" *Luego de un humedecimiento prolongado* son: profundidad del nivel freático de invierno, infiltración y permeabilidad del suelo luego de humedecimiento prolongado y profundidad hasta un estrato de permeabilidad muy lenta. La influencia de la cobertura vegetal es tratada independientemente.

Los suelos han sido clasificados en cuatro grupos A, B, C y D de acuerdo al potencial de escorrentía.

A. (Bajo potencial de escorrentía). Suelos que tienen alta rata de infiltración aún cuando muy húmedos. Consisten de arenas o gravas profundas bien o excesivamente drenados. Estos suelos tienen una alta rata de tratamiento de agua. (Incluyen: Psamments ^{1/} excepto por aquellas en los subgrupos, Aquícos o Aquodicos; suelos que no estén en los grupos C o D y que pertenezcan a las familias: fragmentarias, esqueleto-arenosas o arenosas; suelos grosarénicos de Udults y Udalfs; y suelos en Sub-grupos Arénicos de Udults y Udalfs excepto por aquellas en familias arcillosas o finas.

B. (Moderadamente bajo potencial de escorrentía). Suelos con ratas de infiltración moderadas cuando muy húmedas. Suelos moderadamente profundos a profundos, moderadamente bien drenados a bien drenados. Suelos con texturas moderadamente finas a moderadamente gruesas y permeabilidad moderadamente lenta a moderadamente rápida. Son suelos con ratas de transmisión de agua moderadas (suelos que no estén en los grupos A, C o D.).

C. (Moderadamente alto potencial de escorrentía). Suelos con infiltración lenta cuando muy húmedos. Consiste de suelos con un estrato que impide el movimiento del agua hacia abajo: Suelos de textura moderadamente finas a finas; suelos con infiltración lenta debido a sales o alkali o suelos con mesas moderadas. Esos suelos pueden ser pobremente drenados o bien moderadamente bien drenados con estratos de permeabilidad lenta a muy lenta (fragipan, hardpan, sobre roca dura) a poca profundidad (50-100 cm) (comprende suelos en sub-grupos albicos o aquicos; suelos en sub-grupos arénicos de aquents, aqupts, aquellas, aqualfs y aquults en familias francas; suelos que no estén en el grupo D y que pertenecen a las familias finas, muy finas o arcillosas excepto aquellas con mineralogía caolinítica, oxídica o halosítica; humods y orthods, suelos con fragipanes de horizontes petrocálicicos; suelos de familias "poco profundas" que tienen subestratos permeables; suelos en subgrupos líticos con roca permeable o fracturada que permita la penetración del agua).

D. (Alto potencial de escorrentía). Suelos con infiltración muy lenta cuando muy húmedos. Consiste de suelos arcillosos con alto potencial de expansión; suelos con nivel freático alto permanente; suelos con "Claypan" o estrato arcilloso superficial; suelos con infiltración muy lenta debido a sales o alkali y suelos poco profundos sobre material caso impermeable. Estos suelos tienen una rata de transmisión de agua muy lenta (incluye: todos los Vertisoles y Aquods; suelos en Aquents, Aquepts, Auols, Aqualfs y Aquults, excepto los subprogramas Arénicos en familias francas, suelos con horizontes mátricos, suelos en subgrupos Líticos con substratos impermeables; y suelos en familias poco profundas que tienen un substrato impermeable).

^{1/} Algunas traducciones del término en inglés han sido tomadas de: Fausto Maldonado P., "La Adaptación al Castellano de los nombres usados en la 7a. aproximación". IICA, Costa Rica, 1971.

CUADRO 2.10. CLASIFICACION HIDROLOGICA (Potencial de Escorrentía)

Según: SIE LING CHIANG, Journ of Hidrol 13 (1971) 54-62

TEXTURA	I	II	III	IV	V	VI	VII
	SUELOS BIEN DREANDOS			Mod.	Imperfec-	Pobremente Drenados	Muy Pobremente Drenados
	PROFUNDIDAD A LA ROCA MADRE			Bien	tamente		
	Poco Profundo (< 0.45 m)	Mod. Prof. (0.45 0.90 m)	Profundo (> 0.90 m)	Drenados	Drenados		
1. Texturas Medias: o mezcla de texturas gruesas a finas.	C - (+D)***	+ C	B-(+B)** (C)*	+C	C	+D	D
2. Textura gruesa	+ C-(+D)***	B	+B-(A)**	B	+C	+D	D
3. Textura fina	C-(D)***	C	+C-(B)**	C	C	D	D
4. Textura Media Sobre roca fracturada verticalmente	+ C	B	+B	+C	C	+ D	D
5. Textura gruesa Sobre roca fracturada verticalmente	B	+ B	A	B	+C	+D	D

Cambios en clasificación para Suelos bien drenados

- * Existencia de fragipan o "clay pan" es suelos profundos
 ** Suelo de profundidad mayor de 3 m y excesivamente bien drenado
 *** Profundidad menor de 22 CM.

Cuadro 2.11 Análisis de un Hidrograma: Cuenca LH, Hastings, Neb, USA, 26 de Julio 1964.

Hora	Tiempo Acumul (min)	Precipitación		Escorrentía		Observaciones
		i (pulg/h)	Acum (pulg)	q (pulg/h)	Q (pulg)	
16:44	0	.00	.00			
45	1					
46	2					
47	3					
48	4					
49	5					
50	6					
51	7	6.69	.78			
52	8					
53	9		(.925)	0.00	0.00	Ia = 0.925 (inicio de escorrentía)
54	10					
55	11	4.35	1.07			(D = 5 min i = 4.26 pulg/hora)
56	12		(1.103)	0.081	T	
57	13					
58	14	4.20	1.28	0.441	0.01	
59	15					
17:00	16					
01	17			1.490	0.06	Pico = 1.49; Tp = 8 minutos
04	20			0.934	0.12	
07	23			0.208	0.15	
10	26			0.261	0.17	
13	29			0.116	0.18	
18	34			0.023	0.18	
38	54			0.000	0.19	Fin de la escorrentía

Condiciones de la Cuenca	Estimaciones
Area = 3.62 Acres	Tc = 0.0195 (390.14) ^{1.155} (0.74) ^{-0.185} = 21.5 min
Long = 1280' (390.14 m)	Tc = 0.93 (1280x0.03) ^{.6} / (4.26 ^{-1.4} x 0.0019 ⁻¹) = 30.5 min
Pend = 0.19% (ΔH=0.74m)	S = 2.47 CN = 80(real)
Suelo = C	CN = 79.4 Tp = 8 min
Cobertura = Pasto (mala)	Tc = 9 min
	t _L = 5.5 min

H = diferencia de nivel entre el punto en consideración y el más distante (m).

La ecuación 2.10 tiene la desventaja de no considerar el suelo o material del cauce y por lo tanto puede conducir a grandes errores. La Figura 2.17 puede utilizarse para resolver la ecuación 2.10.

Kerby (1959) propuso una ecuación un poco mejorada para calcular el tiempo de concentración para el escurrimiento superficial introduciendo un "factor de retardo", "n", el cual resume en una tabla. La ecuación es:

$$t_c = 0.827 (Ln)^{0.467} S^{-0.234}$$

en la cual:

- L = longitud del flujo (pies)
- n = coeficiente de retardo
- S = pendiente (pies/pies)

Los valores de "n" son los siguientes:

<u>Tipo de superficie</u>	<u>"n"</u>
- Superficie impermeable lisa	0.02
- Suelo desnudo compactado y liso	0.10
- Pasto pobre, cultivos en hileras o suelo desnudo muy rugoso.	0.20
- Pastos o grama	0.40
- Bosque decíduo	0.60
- Bosque de coníferas, pasto muy denso o bosque decíduo con mucho depósi to de restos de vegetación.	0.80

Estimaciones en base al tiempo de retardo. El tiempo de retardo, se considera como el tiempo transcurrido entre la ocurrencia del 50% de la lluvia efectiva y el 50% de la escorrentía. En cuencas menores de 800 hectáreas, puede considerarse como el tiempo transcurrido entre la mitad de la lluvia efectiva y el tiempo al pico. El tiempo de concentración será:

$$t_c = \frac{t_L}{0.6} = 1.67 t_L \quad (2.11)$$

donde:

$$t_L = \text{tiempo de retardo}$$

Para cuencas sin datos, el Soil Conservation Service (1972) recomienda la siguiente ecuación:

$$t_L = \frac{L^{0.8} (S+1)^{0.7}}{735 Y^{0.5}} \quad (2.12)$$

en donde t_L es el tiempo de retardo en horas; L es la longitud del cauce principal en metros, Y es la pendiente en porcentaje y S es la infiltración potencial obtenida de la ecuación 3.8 (pulgadas).

Estimaciones en Base a la Onda Cinemática

La aplicación de la teoría de la onda cinemática a la solución de problemas hidrológicos ha llevado a varios investigadores a utilizar ésta en el cálculo del tiempo de concentración. Ragan y Obiukwu (1972) presentan una ecuación de la forma:

$$t_c = 0.93 \frac{L^{0.6} n^{0.6}}{i^{0.4} S^{0.3}} \quad (2.13)$$

en la cual:

$$t_c = \text{tiempo de concentración (min)}$$

$$L = \text{longitud del cauce (pies)}$$

- n = coeficiente "n" de Manning
 i = intensidad de la lluvia efectiva (pulg/hora)
 S = pendiente del cauce (pie/pie)

La Figura 5.15 presenta un nomograma para resolver gráficamente la ecuación 2.13.

Gupta y Sinclair (1976) estudiando el tiempo de concentración y utilizando también la Teoría de la Onda Cinemática, obtuvieron una ecuación de la forma:

$$t_c = \frac{L^{3/5}}{97.20 \left(\frac{1}{n}\right)^{3/2} S^{3/10} P^{2/5}} \quad (2.14)$$

en donde:

- T = tiempo de concentración (horas)
 L = longitud del cauce (m)
 n = coeficiente de Manning
 S = Pendiente (m/m)
 P = intensidad de lluvia (m/hora)

La ecuación 2.14 es básicamente igual a la ecuación 2.13, excepto por el coeficiente; por lo tanto dan resultados diferentes.

En la Figura 2.15 y en el Cuadro 2.11 se muestra la obtención del tiempo de concentración y otros parámetros para cuencas con datos.

Evaluación de métodos

Con la finalidad de poder apreciar la bondad de cada uno de los métodos descritos, se procedió a realizar una evaluación en base a datos de cuencas experimentales y otros datos de experimentos con surcos. El Cuadro 2.12 y la Figura 2.18 presentan los resultados obtenidos. El tiempo de concentración y otros parámetros fueron obtenidos de los datos medidos. El tiempo de concentración fue calculado como el tiempo entre el final de la lluvia efectiva y

el tiempo al punto de inflexión de la curva de recesión.

Como puede apreciarse en el Cuadro 2.12 y la Figura 2.18, todos los métodos fallan en la estimación del tiempo de concentración, especialmente los más sofisticados. El mejor método es el de Kirpich, aunque a veces con errores de más del 50%. La mayoría de los métodos sobre-estiman el tiempo de concentración a excepción de Kirpich que generalmente sub-estima esos valores. Esto último puede ser la razón por la cual ese método es el más utilizado para estimar crecidas máximas pues como se sabe a menor tiempo de concentración, mayor es la intensidad de lluvia. Podría pensarse que el método de determinación de t_c no es el más adecuado, sin embargo, en el caso de los surcos mostrados en el Cuadro 2.12, todos los elementos hidráulicos fueron medidos y sin embargo hubo grandes errores de estimación.

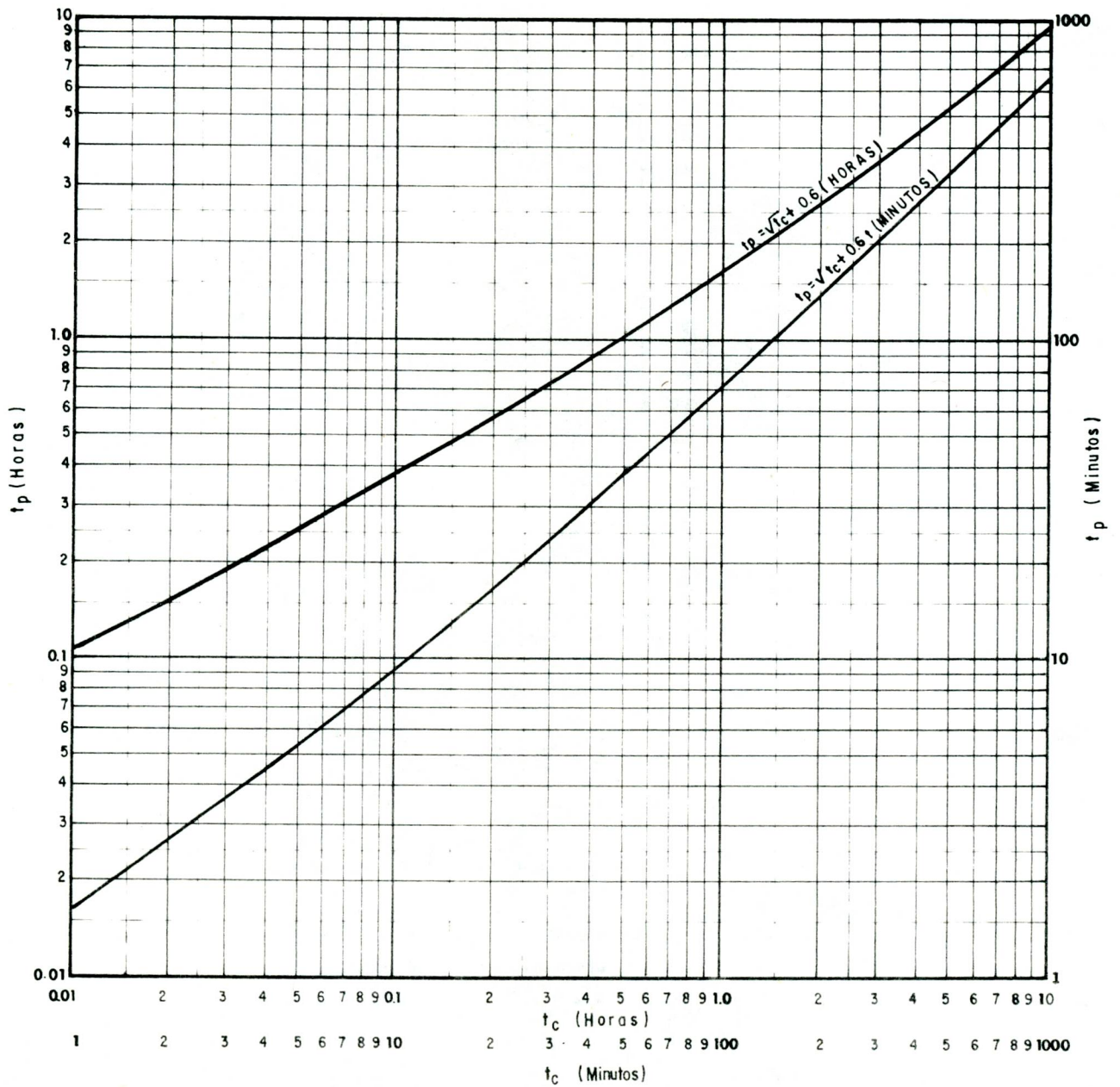
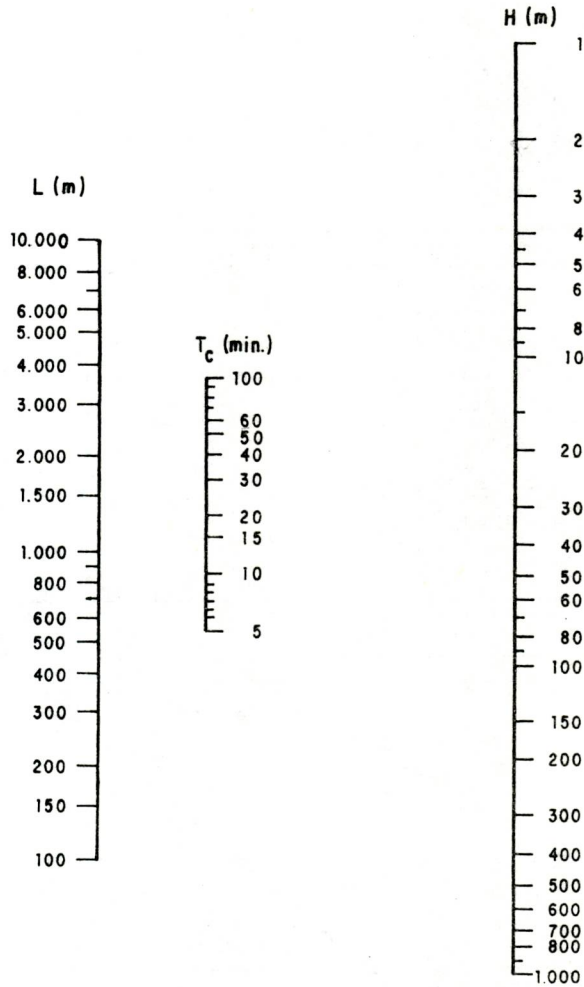


Fig. 2.16. - Estimación de t_c en base a t_p de acuerdo a la ecuación 2.9



$$T_c = \left(\frac{3,6 \times 10^{-5} L^3}{H} \right)^{0,385}$$

$$T_c = 0,0195 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0,385} \quad (\text{Para California, USA})$$

- Tiempo concentración (min.) = T_c
- Longitud del cauce principal (m) = L
- Diferencia de elevación (m) = M

Figura 2.17 Nomograma, tiempo de concentración

Tabla 2.12. Características de algunos eventos y cálculo del tiempo de concentración por diferentes métodos: Cuencas de E.E.U.U.

Cuenca	Características físicas			Datos del Evento				t _c calculado (min)**															
	Area (acres)	Long. (pies)	Pend %	Rugosidad n ₁	n ₂	Fecha DMA	t _c (min)	t _L (min)	De (min)	Pe (pulg)	Im (p/h)	tp (min)	S (pulg)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
IH, Hastings, Nb	3.62	430	8.6	.03	.20	26/7/64	9.0	5.5	5.0	0.36	4.26	8.0	2.35	2.1	11.7	5.0	7.1	8.6	9.2	9.2	9.2	3.2	5.4
5H, Hastings, Nb	4.02	676	4.9	.03	.20	26/7/64	8.0	5.0	9.0	0.72	4.80	9.0	0.58	3.8	16.6	7.5	8.6	10.8	7.5	8.3	3.6	4.8	
W-13, Waco, Tx	11.3	1521	0.66	.03	.20	6/3/70	80	73	194	0.93	0.29	170	2.00	15.2	38.8	68.5	96.7	95.0	122	122	29.5	48	
Y - 8, Waco, Tx	20.8	1530	1.96	.03	.20	6/3/70	150	129	210	0.94	0.27	220	0.26	10.1	30.1	50.7	71.6	164	192	215	9.36	90	
Y -10, Waco, Tx	18.6	1000	2.00	.03	.20	25/5/61	28	13	8.0	0.56	4.20	17	1.65	7.2	24.5	13.0	18.4	21.0	22	21.7	11.1	16.8	
"	"	"	"	.03	.20	19/7/68	59	26	27	1.35	3.00	39	1.76	7.2	24.5	14.9	21.1	39.0	43	43.3	11.4	35.4	
W-30, Oxford, Miss	113	3960	2.27	.03	.33	30/6/57	27	15	20	0.34	1.02	25	0.32	19.8	57.3	50.5	71.3	23.0	25	25.0	19.2	16.2	
"	"	"	"	.03	.33	3/4/58	30	30	40	0.53	0.80	50	0.88	19.8	57.3	55.8	78.9	65.0	50	50.0	24.6	18.0	
"	"	"	"	.03	.33	9/9/59	24	-	75	2.78	2.22	31	4.92	19.8	57.3	37.0	52.3	15.0	-	-	55.0	14.4	
Y-6, Waco Tox	16.3	1528	1.96	.03	.20	19/7/68	35	25	45	1.87	2.49	49	2.82	10.0	30.1	20.8	29.5	38.0	44	41.7	20.3	21.0	
W-19, Oxford Miss	243	5638	2.27	.03	.26	16/10/62	35	33	50	0.77	0.92	58	2.43	26	60.2	64.9	91.8	49.0	55	55	49.8	21.0	
W-35, Oxford Mixx	7550	31240	0.36	.03	.33	4/3/64	170	173	270	1.52	0.34	273	.101	197	230	470	665	194	230	288	222	102	
Surcos 3, Suetnam	"	1000	0.69	.03	.20	3/8/60	8	-	90	-	1.61	-	-	10.8	13.0	26.3	37.2	-	-	-	-	-	
"	"	800	0.69	.03	.20	"	6	-	60	-	2.62	-	-	9.1	12.3	20.3	28.7	-	-	-	-	-	
"	"	600	0.69	.03	.20	"	6	-	60	-	0.95	-	-	7.3	10.9	26.0	36.8	-	-	-	-	-	
Surco S, Swethnam	"	1000	0.69	.03	.20	3/8/60	8	-	90	-	2.26	-	-	10.8	13.6	24.3	38.6	-	-	-	-	-	
"	"	800	0.69	.03	.20	"	7	-	60	-	2.07	-	-	9.1	13.4	24.7	35.0	-	-	-	-	-	
"	"	600	0.69	.03	.20	"	5	-	18	-	1.80	-	-	7.3	12.6	24.3	34.2	-	-	-	-	-	

** Métodos t_c
 1 Kirpich
 2 Kerby
 3 Ragan
 4 Gupta
 5 t_c = 1.7 tp - De
 6 t_c = De/2 + 0.6 t_c
 7 t_c = t_L/0.6

Métodos t_L
 8. SCS
 9. t_L = 0.6 t_c

✓ n₁ = Manning n₂ = Kerby
 2/ Fin de lluvia
 3/ t_L = tp-De/2
 4/ Im = Fe/De = intensidad media

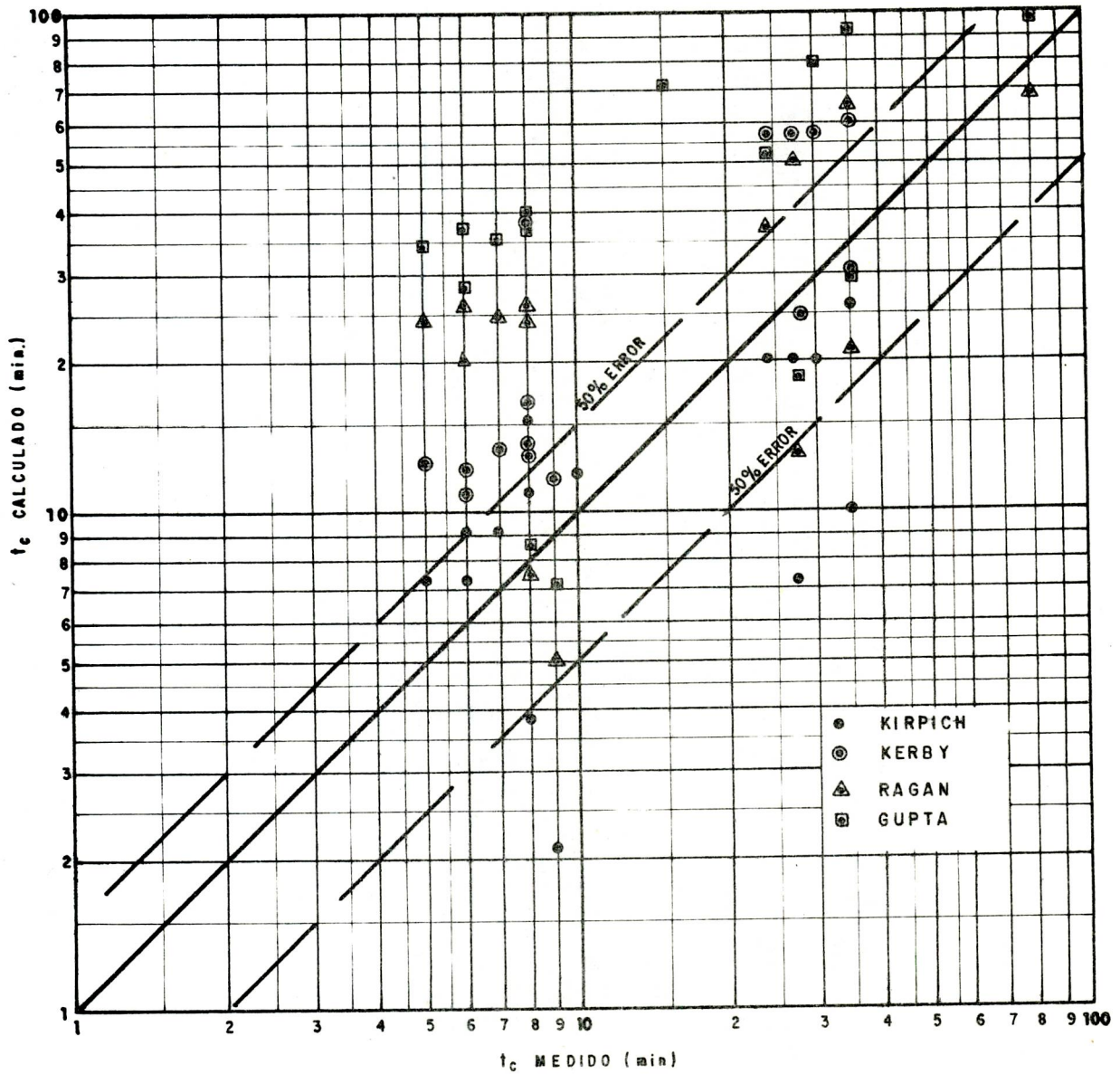


Fig. 2.18.- Evaluación de ecuaciones para estimación de tiempo de concentración.

III. RELACION PRECIPITACION-ESCORRENTIA

El análisis hidrológico requiere del conocimiento de la capacidad de una cuenca para producir escorrentía. La finalidad perseguida puede variar de acuerdo a la aplicación que se quiera dar a la información; por ejemplo, en riego es necesario conocer la cantidad de la lluvia que se transforma en escorrentía a fin de estimar el agua que permanece en la cuenca, o área de riego; en drenaje, hay que conocer la escorrentía para dimensionar los drenes colectores. En la síntesis de hidrogramas y estimación de crecidas máximas, es indispensable conocer la escorrentía que produce una determinada tormenta.

Las estimaciones de la escorrentía a partir de la precipitación pueden realizarse de varias formas, pero básicamente todos los métodos tratan de descontar de la lluvia caída sobre una cuenca, todas aquellas "pérdidas" que son debidas a factores tales como: la infiltración, la evapotranspiración, la intercepción y el almacenamiento superficial. Algunos procedimientos como los métodos coaxiales, los índices ϕ y W y los balances hídricos son utilizados con bastante frecuencia, pero para las cuencas sin datos, el procedimiento más generalizado y quizá el más flexible y fácil de adaptar a cualquier región, es el método del número de curva (CN) del Soil Conservation Service (1972).

Método del Número de Curva. El Soil Conservation Service de U.S.A. (1972) luego del análisis de gran número de datos de cuencas experimentales en los Estados Unidos, ha desarrollado un método de estimación de la escorrentía basado en complejos de suelo-cobertura y la humedad antecedente (CHA) de las cuencas. El método se basa en la relación que existe entre la infiltración y escorrentía potenciales y los valores reales de ambos. La relación fundamental es:

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{Pe} \quad (3.1)$$

en donde:

F = infiltración real (L)

S = infiltración potencial (L)

Q = escorrentía real (L)

Pe = escorrentía potencial o exceso de precipitación (L)

la relación presentada en la ecuación 3.1, se considera válida a partir del inicio de la escorrentía. Toda la precipitación ocurrida antes del inicio de ésta es considerada como pérdida y no contribuye al flujo superficial. Estas pérdidas son denominadas las abstracciones iniciales (Ia) y constan de varios componentes tales como: intercepción, almacenamiento en depresiones e infiltración inicial. En cuencas grandes parte del agua infiltrada retorna como flujo sub-superficial o subterráneo, pero no son consideradas en el análisis de tormentas puesto que tiene un tiempo de retardo suficientemente largo como para no influenciar el hidrograma de escorrentía directa. De acuerdo a lo anterior:

$$Pe = P - IA \quad (3.2)$$

y

$$F = Pe - Q \quad (3.3)$$

La figura 3.1 muestra gráficamente las asunciones mencionadas. Combinando las ecuaciones 3.1, 3.2 y 3.3 se obtiene:

$$Q = \frac{(Pe)^2}{Pe+S} \quad (3.4)$$

Un estudio de gran cantidad de tormentas permitió la obtención de una relación empírica entre Ia y S.

$$Ia = 0.2 S \quad (3.5)$$

sustituyendo la ecuación 3.5 por Ia en 3.4 se obtiene:

$$Q = \frac{(P-0.2 S)^2}{P+0.8 S} \quad (3.6)$$

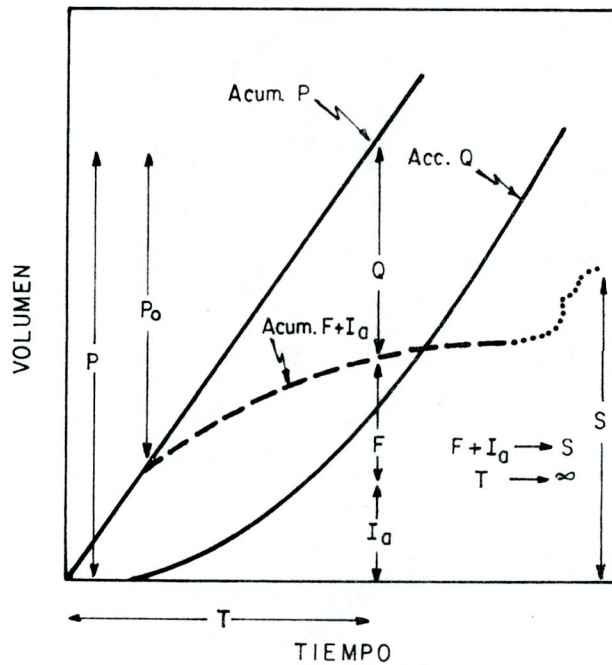


Fig. 3.1. Representación esquemática de las variables de la ecuación 5.9 (Tomado de Mockus en Chow, 1964).

la principal limitación de la ecuación lo constituye la estimación de S y consecuentemente I_a ; además, la relación mostrada por la ecuación 3.5 también conduce a errores de cierta consideración, pero en general la ecuación 3.6 permite una buena aproximación de Q para cuencas sin datos.

La infiltración potencial S , depende de factores edáficos, condiciones de la superficie y la humedad antecedente; por otra parte la intensidad de la lluvia puede modificar la capacidad de infiltración de los suelos (Plá, 1976). Numéricamente el valor máximo de S es igual a la capacidad útil de almacenamiento del suelo. En la práctica S puede ser estimado mediante el análisis de hidrogramas con información detallada y utilizando la ecuación 3.6 modificada:

$$S = 5 (P + 2Q - \sqrt{4Q^2 + 5PQ}) \quad (3.7)$$

todas las variables a la derecha de la ecuación 3.7 pueden ser obtenidas del análisis de hidrogramas e hietogramas. El Cuadro 2.11 muestra la forma de obtener S . Los simuladores de lluvia, constituyen una de las mejores herra-

mientas para estas estimaciones. El SCS luego de analizar gran cantidad de hidrogramas de cuencas experimentales ha confeccionado un procedimiento para estimar S en base a un valor llamado CN (Curve Number) que se relaciona con S por la ecuación:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad (3.8)$$

en la cual S se expresa en *pulgadas*. Para obtener S en centímetros se utiliza:

$$S = \frac{2540}{CN} - 25.4 \quad (3.9)$$

El número de curva, CN, se obtiene modificando la ecuación 3.9 en:

$$CN = \frac{2540}{S + 25.4} \quad (3.10)$$

y en la cual S se expresa en centímetros.

Para obtener CN, el Soil Conservation Service (1972) ha desarrollado cuadros similares al Cuadro 3.1 en el cual CN se obtiene a partir de información sobre las características de suelo-cobertura de la cuenca. En el caso específico del Cuadro 3.1, los valores de CN obtenidos corresponden a una condición de humedad antecedente II, CHAII, y que son representativos de las condiciones promedio que se pueden presentar en una cuenca. Para condiciones diferentes, el método utiliza dos condiciones adicionales, I y III, que corresponde a condiciones de poca humedad y mucha humedad respectivamente. El Cuadro 3.2 define las clases de humedad antecedente en función de la lluvia acumulada de los 5 días previos al evento en consideración, Pa5.

Para utilizar el método se procede de la siguiente manera:

1. Se determina el uso de la tierra
2. Se determina la práctica o tratamiento conservacionista

3. Se determina la condición hidrológica así:

Buena = cobertura >75%
 Regular = " entre 50 y 75%
 Mala = " menor del 50%

4. Se obtiene la clasificación hidrológica del suelo (Cuadro 2.9).

5. Con la información anterior se obtiene el valor de CN para la condi
 ción de humedad antecedente II, CHA_{II} , con el Cuadro 3.1.

6. Se estima la condición de humedad antecedente a utilizar (Cuadro
 3.2).

Condición I (CHA_I) = cuenca seca
 " II (CHA_{II}) = promedio
 " III (CHA_{III}) = cuenca húmeda

7. Si la condición de humedad antecedente es diferente a II (CHA_{II}), se
 corrige el valor de CN mediante el Cuadro 3.3.

8. Para obtener el valor de S, se utiliza la ecuación 3.9.

Ejemplo: Para una lluvia de 8 cms (80 mm) suelo D, con maíz en hileras en
 curvas de nivel, condición hidrológica buena y CHA_{III} obtenemos:

- a) CN_{II} (Cuadro 3.1) = 86
- b) Para CHA_{III} , $CN = CN_{III} = 94$ (Cuadro 3.3.)
- c) $S = 1.62$ cm (ecuación 3.9)
- d) $Q = 6.34$ cm (ecuación 3.6)

En el caso de cuencas heterogéneas, para obtener el CN se procede de la misma
 manera, sin embargo, hay que subdividir las en sub-áreas homogéneas y para ca-
 da una de ellas se obtiene el valor de CN; luego se obtiene un CN ponderado.

CUADRO 3.1. CURVAS DE ESCORRENTIA PARA LOS COMPLEJOS SUELO-COBERTURA (CN) PARA SER UTILIZADA EN LA FIGURA 3.3. (Para condición de humedad II, y Ia. = 0,2 S)

C O B E R T U R A			GRUPO DE SUELOS			
Uso de la Tierra	Tratamiento o práctica	Condición Hidrológica	A	B	C	D
			Número de Curva			
Rastrojo Cultivos en hileras	Hileras rectas	----	77	86	91	94
	" "	Mala	71	81	88	91
	" "	Buena	67	78	85	89
	c/curvas de nivel	Mala	70	79	84	88
	" "	Buena	65	75	82	86
	c/curvas de nivel y terrazas	Mala	66	74	80	82
	" " "	Buena	62	71	78	81
Cultivo en hileras estrechas	Hileras rectas	Mala	65	76	84	88
	" "	Buena	63	75	83	87
	Curvas de nivel	Mala	63	74	82	85
	" "	Buena	61	73	81	84
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	61	72	79	82
" "	Buena	59	70	78	81	
Leguminosas en 1/ hileras estrechas o forraje en rotación.	Hileras rectas	Mala	66	77	85	89
	" "	Buena	58	72	81	85
	Curvas de nivel	Mala	64	75	83	85
	" "	Buena	55	69	78	83
	Curvas de nivel y terrazas	Mala	63	73	80	83
	Curvas de nivel y terrazas	Buena	51	67	76	83
Pastos de pastoreo.	" "	Mala	68	79	86	89
	" "	Regular	49	69	79	84
	" "	Buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel	Mala	47	67	81	88
	" " "	Regular	25	59	75	89
	" " "	Buena	6	35	70	79
Pasto de corte	" "	Buena	30	58	71	78
Bosque	" "	Mala	45	66	77	83
	" "	Regular	36	60	73	79
	" "	Buena	25	55	70	77
Patios	" "	---	59	74	82	86
Caminos tierra 2/	" "	---	72	82	87	89
Pavimentos 2/	" "	---	74	84	90	92
1/ Siembra tupida o al voleo						
2/ Incluyendo derecho de vía						

CUADRO 3.2.

CONDICION DE HUMEDAD ANTECEDENTE (CHA)	PRECIPITACION ACUMULADA DE LOS 5 DIAS PREVIOS AL EVENTO EN CONSIDERACION (Pa5)
I (Seca)	0 - 3.60 cm
II (Promedio)	3.60 - 5.30 cm
III (Húmeda)	más de 5.30 cm

CUADRO 3.3. NUMERO DE CURVA PARA CASOS DE CONDICION DE HUMEDAD
ANTECEDENTE I y II

CN para condición	CN para condiciones		Valores	La Curva**	CN para condi - ción.	CN para Condicio nes		Valores	La Curva*
	II	I	III	S*		cuando P =	I	III	S
			(Pulgadas)	(Pulgadas)				(Pulgadas)	(Pulgadas)
100	100	100	0	0	60	40	78	6.67	1.33
99	97	100	.101	.02	59	39	77	6.95	1.39
98	94	99	.204	.04	58	38	76	7.24	1.45
97	91	99	.309	.06	57	37	75	7.54	1.51
96	89	99	.417	.08	56	36	75	7.86	1.57
95	87	98	.526	.11	55	35	74	8.18	1.64
94	85	98	.638	.13	54	34	73	8.52	1.70
93	83	98	.753	.15	53	33	72	8.87	1.77
92	81	97	.870	.17	52	32	71	9.23	1.85
91	80	97	.989	.20	51	31	70	9.61	1.92
90	78	96	1.11	.22	50	31	70	10.0	2.00
89	76	96	1.24	.25	49	30	69	10.4	2.08
88	75	95	1.36	.27	48	29	68	10.8	2.16
87	73	95	1.49	.30	47	28	67	11.3	2.26
86	72	94	1.63	.33	46	27	66	11.7	2.34
85	70	94	1.76	.35	45	26	65	12.2	2.44
84	68	93	1.90	.38	44	25	64	12.7	2.54
83	67	93	2.05	.41	43	25	63	13.2	2.64
82	66	92	2.20	.44	42	24	62	13.8	2.76
81	64	92	2.34	.47	41	23	61	14.4	2.88
80	63	91	2.50	.50	40	22	60	15.0	3.00
79	62	91	2.66	.53	39	21	59	15.6	3.12
78	60	90	2.82	.56	38	21	58	16.3	3.26
77	59	89	2.99	.60	37	20	57	17.0	3.40
76	58	89	3.16	.63	36	19	56	17.8	3.56
75	57	88	3.33	.67	35	18	55	18.6	3.72
74	55	88	3.51	.70	34	18	54	19.4	3.88
73	54	87	3.70	.74	33	17	53	20.3	4.06
72	53	86	3.89	.78	32	16	52	21.2	4.24
71	52	86	4.08	.82	31	16	51	22.2	4.44
70	51	85	4.28	.86	30	15	50	23.3	4.66
69	50	84	4.49	.90					
68	48	84	4.70	.94	25	12	43	30.0	6.00
67	47	83	4.92	.98	20	0	37	40.0	8.00
66	46	82	5.15	1.03	15	6	30	56.7	11.34
65	45	82	5.38	1.08	10	4	22	90.0	18.00
64	44	81	5.62	1.12	5	2	13	190.0	38.00
63	43	80	5.87	1.17	0	0	0	infinito	infinito
62	42	79	6.13	1.23					
61	41	78	6.39	1.28					

* Para CN en la columna 1

** Se refiere al valor de P en que comienza la respectiva curva de la Figura 3.3 y considerando los valores de la primera columna.

Cuadro 3.4. Estimación de CN en base a Datos Reales: Cuencas Experimentales, USA.

Cuenca	S U E L O	DATOS DEL EVENTO							ESTIMACIONES			
		Fecha DMA	P (pulg)	Q (pulg)	¹ CN	Cultivo	Práctica	Cond Hfd	Cuadro 3.1	CN _{II} ² (Medio)	Error de ³ Estimación	Observaciones
5-H, Hastings, Nebraska, U.S.A.		21/5/65	3.36	2.33	90	Trigo	Ninguna	Buena	83			
		12/6/65	0.80	0.38	95	"	"	"	83			
	C	12/6/65	1.93	0.90	88	"	"	"	83	85.0	CN _{III} =5%	
		12/6/65	1.13	0.52	92	"	"	"	83		CN _I = 6.7%	
		10/9/63	1.03	0.51	94	Sorgo	"	"	83			
		23/8/62	1.86	0.30	75	Trigo	"	"	83			
SW-17, Waco, Texas, U.S.A.		25/6/61	1.38	0.35	84	Pasto	"	"	80			
		16/7/61	1.08	0.28	87	"	"	"	80			
		19/7/68	1.54	0.4911	85	"	"	"	80		CN _{III} =6.6%	
	D	9/6/62	2.08	1.67	96	"	"	"	80	80.5		
		26/4/64	1.66	0.0292	62	"	"	"	80		CN _I = 1.6%	
		12/3/53	0.83	0.6953	99	"	"	"	80			
132, Cochocton, Ohio U.S.A.		25/2/56	1.62	0.49	84	Bosque	Manejo	"	73			
		21/8/60	2.27	0.00	47	"	"	"	73		CN _I = 19.9%	
	C	4/25/61	1.66	1.57	99	"	"	"	73	73		
		25/1/52	3.11	0.48	63	"	"	"	73		CN _{III} =12.1%	
		13/5/64	1.34	0.57	90	"	"	"	73			
1, Treynor, Iowa I.S.A.		7/6/67	1.65	1.2325	96	95% maíz	Curvas	Mala	81	80.5	CN _{III} =5.7%	
		22/6/64	1.12	0.571	93	5% Imp.	"	Mala	81	80.5	CN _I = 3.1%	
		22/9/64	1.54	0.404	83	"	"	Buena	78	76.5		
		14/6/67	0.77	0.486	97	"	"	Mala	81	80.5		
		20/6/67	6.09	4.223	83	"	"	Mala	81	80.5		
		16/9/68	1.46	0.01182	63	"	"	Buena	78	76.5	CN _{III} =1.1%	Eventos diarios externos
		30/7/68	1.58	0.0444	65	"	"	Mala	81	80.5		"
		30/8/68	0.29	0.00415	90	"	"	Buena	78	76.5	CN _I = 7.1%	"

¹ CN calculado con la ecuación 3.7

² (Valor máximo + Valor mínimo)/2

³ Error al utilizar el Cuadro 3.3 con el CN_{II} medio y compararlo con valores medidos.

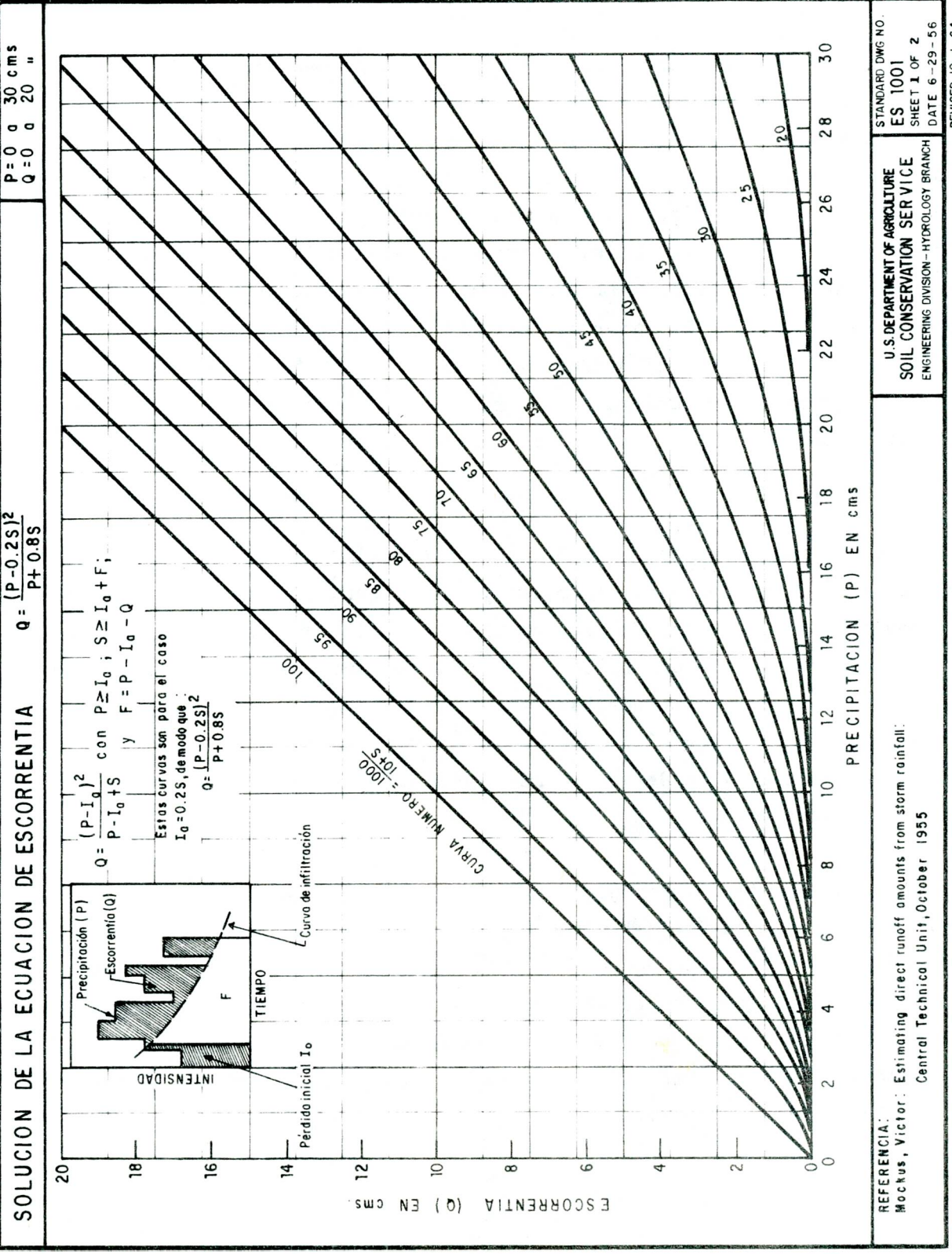


Figura 3.2.- Gráfico para el cálculo de la escorrentía - Ecuación 3.6

Obtención del CN con Datos Reales

El Soil Conservation Service (1972), como ha sido mencionado, ha confeccionado cuadros similares al Cuadro 3.1. para la obtención del CN. Esos cuadros no son completos y por consiguiente no presentan cada uno de los casos que se puedan presentar en la vida real. Por otra parte, cuando se cuenta con datos reales, es más conveniente obtener un CN Real para una determinada cuenca. En estas circunstancias, cuando exista información de precipitación y escorrentía, se pueden utilizar las ecuaciones 3.7 y 3.10 o la Figura 3.2 para obtener el CN Real. El valor así obtenido representa el CN para la condición de humedad antecedente al momento del evento. Para poder utilizar el CN para otros eventos, es necesario transformarlo en valores de CN_{II} ; esto implica la determinación de la condición de humedad antecedente para el momento del evento.

La experiencia ha indicado que en estos casos, la clasificación presentada en el Cuadro 3.2 es demasiado estricta y no presenta alternativas para casos intermedios. Por ejemplo, de acuerdo al Cuadro 3.2 una $Pa_5 = 0$ produciría la misma escorrentía que una $Pa_5 = 3.0$ cm, lo cual no es cierto. De la misma manera, de acuerdo al método, una lluvia caída 5 días antes del evento produciría una condición igual a una lluvia caída 24 horas antes. Lo anterior indica que hay necesidad de mejorar el procedimiento actual para determinar la condición antecedente.

Sie Ling Chiang (1975) tomando en cuenta el problema antes mencionado, ha propuesto una modificación del método original del SCS, introduciendo un valor llamado Número de Curva de Humedad (NWC) que reemplazaría el CN original; el rango de valores de S entre la condición I y III fue sub-dividido en 129 porciones o NWC; el valor de $NWC = 129$ corresponde a la condición I y el $NWC = 1$ a la condición III. Este método lo que realmente hace, es una interpolación entre la condición I y III. Una de las ecuaciones propuestas es:

$$\text{NWC} = -201.39 - 22.88 \log(q_b) + 30.00 \log(A) + 122.75 \log(\text{Temp}_5) + 44.72 \log(P) + 8.25 \log(W) \quad (3.11)$$

en donde:

q_b = es el caudal base (pies cúbicos/seg)

A = área de la cuenca (millas²)

Temp_5 = temperatura máxima media de los 5 días antecedentes (°F)

P = precipitación (pulgadas)

W = porcentaje de bosque (%)

La ecuación 3.11 fue obtenida utilizando un análisis de regresión múltiple con un cierto número de variables; la metodología utilizada eliminaba aquellas variables menos significativas, sin embargo, si se analiza cuidadosamente dicha ecuación, se observará que en ella no está incluida la precipitación antecedente lo que significa que fue eliminada por no ser significativa pero quizá lo que sucedía era que por ser común para la época de análisis (verano) y la región (Ohio y Pensilvania) el modelo no la tomaba en consideración, pero sin embargo, sí considera la precipitación. Desde el punto de vista analítico, este tipo de ecuaciones no puede ser utilizado en regiones diferentes a las originales.

Varios investigadores (Hawkins (1978,80), Springer et.al (1979), Aron (1977) Rallison and Cronshey (1979) y Golding (1979)) han tratado el problema y propuesto soluciones para una mejor estimación del CN, especialmente cuando se cuenta con datos reales. Rallison y Cronshey (1979) sugieren utilizar datos diarios de precipitación y escorrentía; estos pueden ser escogidos al azar o pueden seleccionarse de eventos extremos. Con los pares de valores de precipitación y escorrentía se obtiene el valor de CN para cada evento y con la precipitación antecedente se pueden encontrar los valores de CN para las condiciones de humedad antecedente I, II y III.

De acuerdo a la experiencia en la utilización del método se sugiere seleccionar eventos con condiciones de humedad extremas: cuenca muy seca o cuenca muy

húmeda. En estos casos se está seguro de que el valor de CN obtenido corresponde a una CHA_I ó CHA_{III} respectivamente.

El Cuadro 3.4 y la Figura 3.3. presentan un ejemplo de obtención del CN para cuencas con datos de precipitación y escorrentía. Como puede apreciarse en el Cuadro 3.4 los valores obtenidos con datos Reales son bastante cercanos a los valores obtenidos utilizando el Cuadro 3.1.

Utilización del método del número de curva como ecuación de infiltración

Los modelos hidrológicos necesariamente tienen que incluir sub-rutinas para la estimación de la infiltración. Por otra parte la infiltración es la parte más importante para la generación de la lluvia efectiva que eventualmente se convertiría en escorrentía. La mayoría de los modelos hidrológicos confrontan el problema de la escogencia de una metodología adecuada para simular la infiltración que resultaría con un evento en el cual la precipitación no es constante y las condiciones de humedad antecedente son variadas.

Las ecuaciones tradicionales presentan la infiltración como una función del tiempo y suponen una condición de saturación o exceso de humedad en la superficie. Esto no siempre se presenta con eventos reales y por lo tanto es necesario presentar la infiltración no como función del tiempo sino como función del déficit de humedad del suelo o como una relación entre la infiltración potencial y la precipitación real. Aron et al. (1977) y Hawkins(1980) presentan soluciones al problema mediante la utilización del método del número de curva. A título informativo se presenta la ecuación propuesta por Hawkins (1980):

$$f = i \left(\frac{P}{S} + 0.8 \right)^{-2} \quad (3.12)$$

en la cual:

- f = infiltración instantánea para $P/S > 0.2$
- i = intensidad de lluvia (dp/dt) para un intervalo dt
- P = precipitación acumulada al tiempo en consideración
- S = Valor de S al comienzo del evento

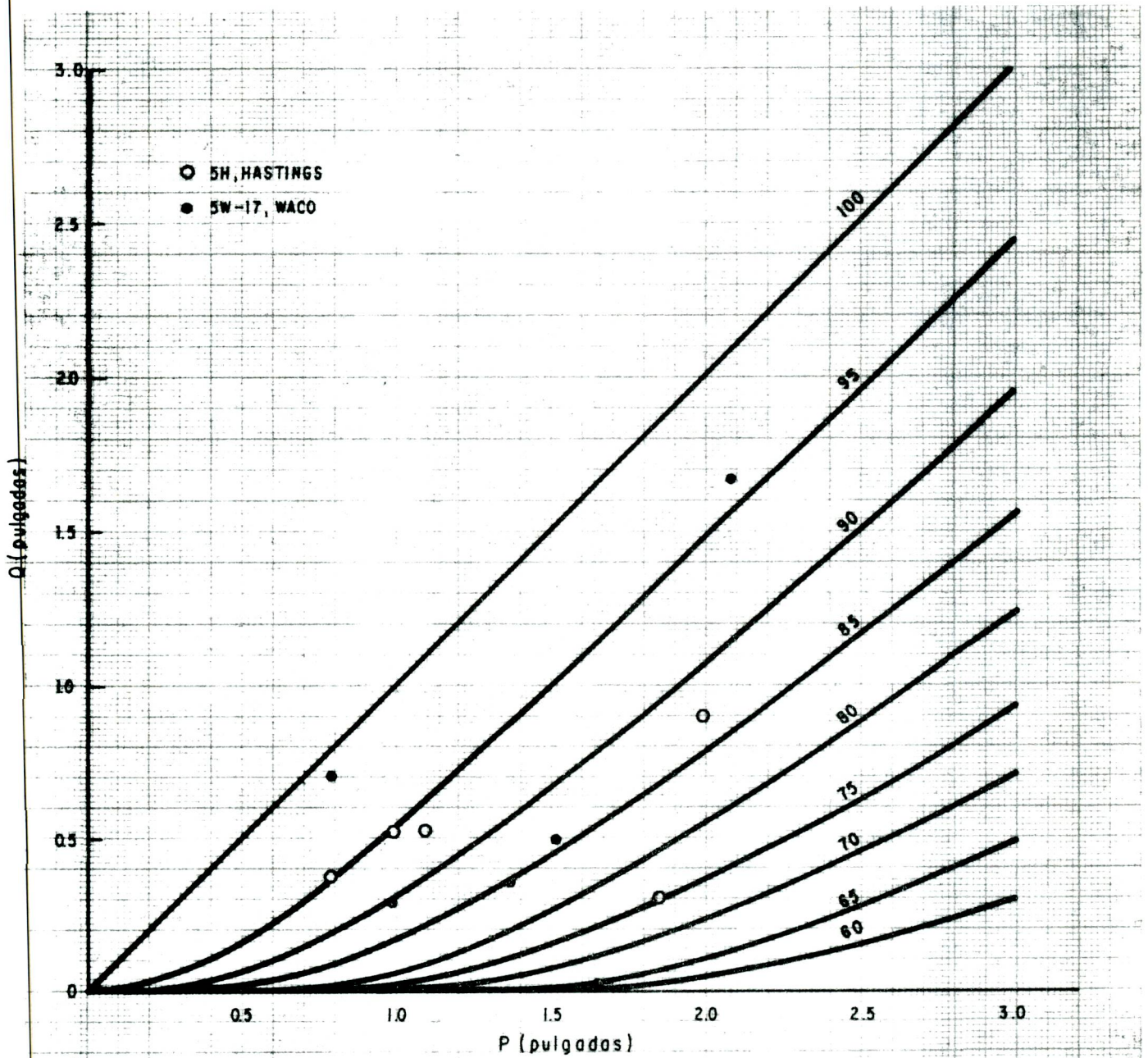
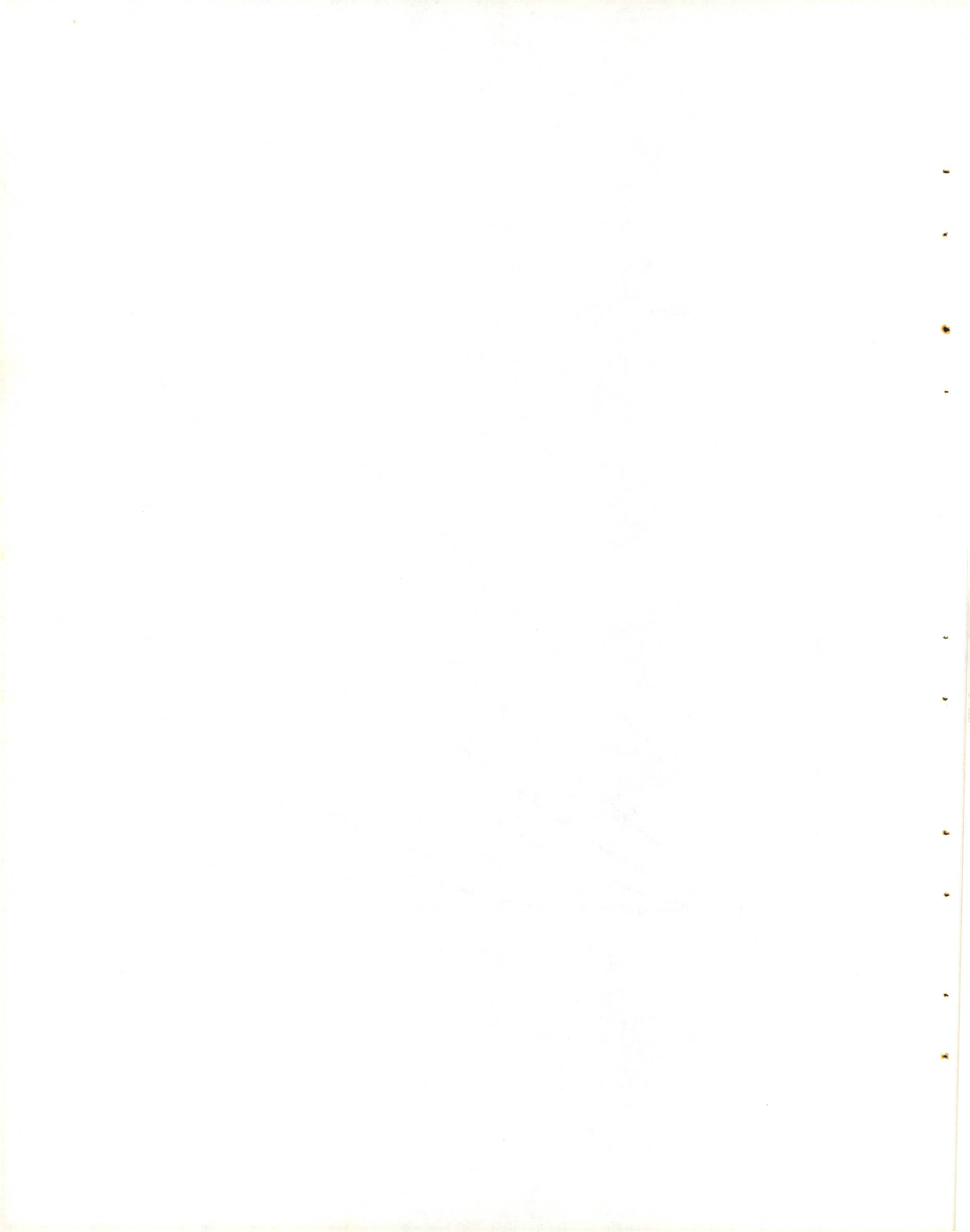


Figura 3.3. Ampliación de la Figura 3.3, para obtener CN a partir de datos medidos. Ejemplo de Cuencas 5H, Hastings y SW-17 Waco.



IV. HIDROGRAMAS SINTETICOS

Cuando en una cuenca no se dispone de información hidrométrica, como es el caso de cuencas agrícolas, es necesario disponer de algún procedimiento que nos permita estimar el hidrograma de la escorrentía resultante de una tormenta de diseño. Uno de los procedimientos más comúnmente utilizados consiste en la obtención de un *hidrograma sintético*, especialmente en pequeñas áreas en donde el uso de los hidrogramas unitarios está limitado por los valores pequeños de los tiempos de concentración.

Los hidrogramas sintéticos son obtenidos mediante el análisis de información de cuencas con registros hidrométricos. Estos hidrogramas pueden luego ser utilizados en áreas sin registros. Dos tipos de hidrogramas sintéticos son los más utilizados: el hidrograma triangular y el hidrograma adimensional. Una variante de los hidrogramas sintéticos los constituyen algunos modelos de simulación que se utilizan en cuencas sin registro. Estos últimos deben ser calibrados y por lo tanto no pueden ser aplicados en la generalidad de los casos.

Hidrograma Adimensional

Este hidrograma se construye en base a los hidrogramas unitarios de un grupo de cuencas con mediciones de caudal; para ello se toman el tiempo al pico (t_p) y el caudal máximo (q_p) como la unidad y luego se grafican las relaciones t/t_p versus q/q_p , siendo que t es un tiempo cualquiera y q es el valor correspondiente de escorrentía. La Figura 4.1 y el Cuadro 4.1 muestran una de las formas de representar las relaciones antes mencionadas. Para obtener el hidrograma completo para una cierta tormenta, hay que estimar q_p y t_p por los métodos que se mencionan más adelante y luego utilizando la Figura 4.1 o el Cuadro 4.1 se puede reconstruir el hidrograma. El Cuadro 4.2 presenta un ejemplo del uso de este tipo de hidrograma.

Hidrograma Triangular

La Figura 4.2.a presenta un hidrograma curvilíneo semejante a los hidrogramas naturales. Ese hidrograma puede ser convertido a otro equivalente de forma triangular tal como aparece en la Figura 4.2.b; de esa manera el análisis de los componentes se torna mucho más fácil. De acuerdo a la Figura 4.2.b. se obtiene que:

$$Q = \frac{q_i t_p}{2} + \frac{q_i t_r}{2} \quad (4.1)$$

en donde:

- Q = volumen de escorrentía (lámina, L)
- q_i = caudal máximo (L/T) unitario
- t_p = tiempo al pico
- t_r = tiempo de recesión

si despejamos el caudal máximo obtenemos:

$$q_i = \frac{2 Q}{t_p + t_r} \quad (4.2)$$

el análisis de numerosos hidrogramas ha demostrado que hay una relación entre t_p y t_r. Empíricamente se ha encontrado que:

$$t_r = 1.67 t_p \quad (4.3)$$

combinando la ecuación 4.2 con la 4.3 se obtiene:

$$q_i = \frac{0.75 Q}{t_p} \quad (4.4)$$

la cual proporciona el caudal como una intensidad (L/T); para convertir q_i en caudal, hay que relacionar Q con el área de la cuenca. La ecuación general resulta:

$$q_p = \frac{KAQ}{t_p} \quad (4.5)$$

en donde K depende de las unidades de t_p , A y Q. Para el caso de t_p en horas, A en hectáreas y Q en milímetros $K = 2.1$. Como t_p no es fácil de obtener, se utiliza la relación:

$$t_p = \frac{D}{2} + t_L \quad (4.6)$$

que aparece en la Figura 4.2.b y en donde:

- t_p = tiempo al pico en horas
- D = duración de la lluvia efectiva (hr)
- t_L = tiempo de retardo en horas

de esa manera la ecuación 4.5 combinada con la ecuación 4.6 y utilizando $K = 2.1$ queda como:

$$q_p = \frac{2.1 QA}{0.5D + t_L} \quad (4.7)$$

y en la cual q_p se expresa en litros por segundo. Utilizando la relación $t_L = 0.6 t_c$ ampliamente conocida, se obtiene:

$$q_p = \frac{2.1 QA}{0.5D + 0.6 t_c} \quad (4.8)$$

esta ecuación se puede utilizar para calcular los caudales máximos. La naturaleza de las relaciones presentadas en la Figura 4.2.b indica que existe un límite en la duración D, la cual no debe exceder al tiempo de concentración.

Para reconstruir el hidrograma de una cierta tormenta, se obtienen los valores correspondientes de Q, A, D y t_c . Con la ecuación 4.8 y utilizando las relaciones antes mencionadas se obtienen los demás puntos del hidrograma:

CUADRO 4.1. RELACIONES A UTILIZAR EN EL HIDROGRAMA ADIMENSIONAL

Relación de Tiempo (T/T _p)	Relación de Descarga (q/q _p)	Relación de la Curva de masa (Q _a /Q)
0	0	0
0.1	0.015	0.001
.2	.075	.006
.3	.16	.018
.4	.28	.037
.5	.43	.068
.6	.60	.110
.7	.77	.163
.8	.89	.223
.9	.97	.300
1.0	1.00	.375
1.1	.98	.450
1.2	.92	.517
1.3	.84	.577
1.4	.75	.634
1.5	.66	.683
1.6	.56	.727
1.8	.42	.796
2.0	.32	.848
2.2	.24	.888
2.4	.18	.916
2.6	.13	.938
2.8	.098	.954
3.0	.075	.967
3.5	.036	.984
4.0	.018	.993
4.5	.009	.997
5.0	.004	.999
infinito	0	1.000

CUADRO 4.2. EJEMPLO DEL USO DEL HIDROGRAMA ADIMENSIONAL

Datos: A = 20.48 Km² = 2048 Has.
 t_c = 3.0 horas
 D = 2.0 horas
 Q = 25.4 mm.

$$t_p = \frac{D}{2} + 0.6 t_c = \frac{2}{2} + 0.6 (3.0) = 2.8 \text{ hr.}$$

$$q_p = \frac{2.1 A Q}{1000 t_p} = \frac{2.1 (2048) 25.4}{1000 (2.8)} = 39.0 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Relación de Tiempo (T/T _p)	Tiempo (horas)	Relación de Descarga (q/q _p)	Descarga (m ³ /seg)
0	0	0	0
0.2	0.56	0.075	2.9
.4	1.12	.28	10.9
.6	1.68	.60	23.4
.8	2.24	.89	34.7
1.0	2.80 (t _p)	1.00	39.0 (q _p)
1.2	3.36	.92	35.9
1.4	3.92	.75	29.3
1.6	4.48	.56	21.8
1.8	5.04	.42	16.4
2.0	5.60	.32	12.5
2.2	6.16	.24	9.4
2.4	6.72	.18	7.0
2.6	7.28	.13	5.1
2.8	7.84	.098	3.8
3.0	8.40	.075	2.9
3.5	9.80	.036	1.4
4.0	11.20	.018	0.7
4.5	12.60	.009	0.4
5.0	14.00	1/	1/

1 / Tomado como cero para terminar el hidrograma

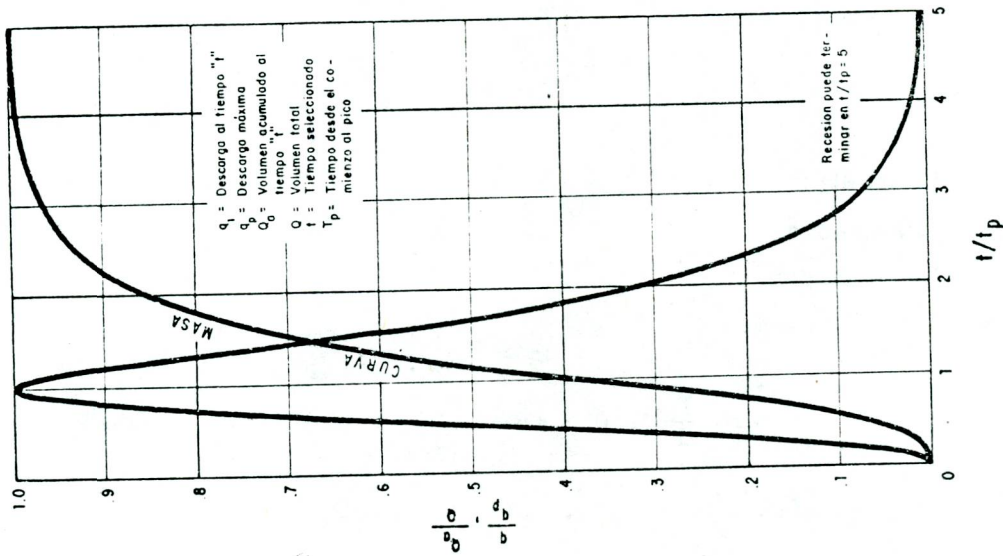
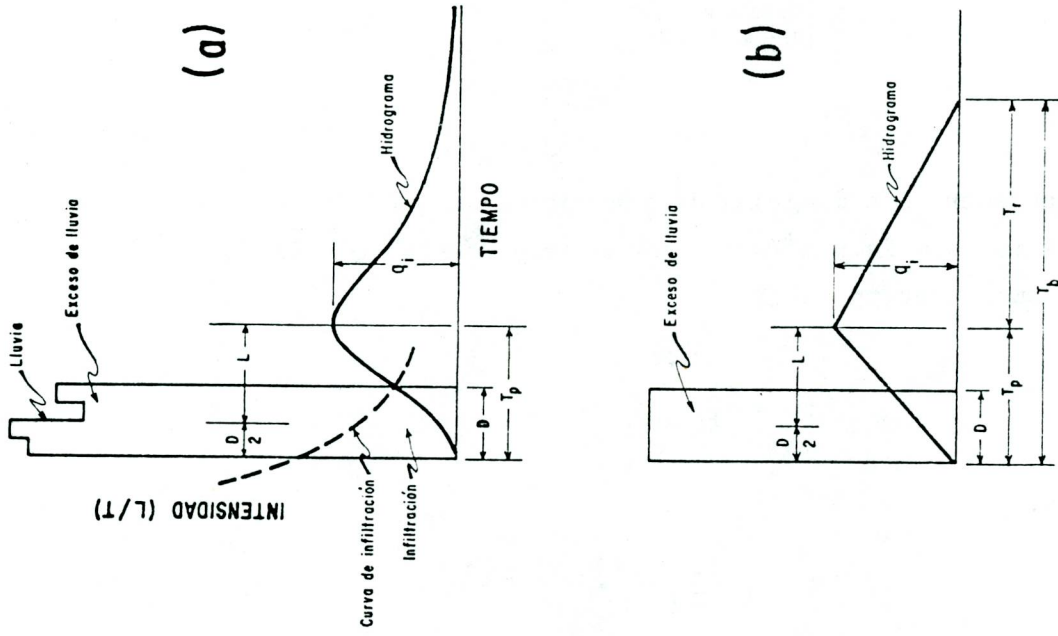


Figura 4.1. Hidrograma curvilíneo y curva de masa.

Figura 4.2. El Hidrograma triangular y sus componentes.

el tiempo de recesión se obtiene con la ecuación 4.3 y el tiempo base será:

$$t_b = 2.67 t_p \quad (4.9)$$

Ejemplo 1:

Se desea obtener el hidrograma de una cuenca de 3000 Has para un evento cuyo caudal máximo $q_p = 24.9 \text{ m}^3/\text{seg}$ con una escorrentía $Q = 63 \text{ mm}$. En este caso podríamos encontrar t_p como:

$$t_p = \frac{2.1 A Q}{1000 q_p} \quad (4.10)$$

y entonces:

$$t_p = \frac{(2.1) (3000) (63)}{(1000) (24.9)} = 1.6 \text{ horas}$$

y

$$t_b = 2.67 t_p = (2.67) 2.11 = 4.3 \text{ horas}$$

al graficar q_p , t_p y t_b unidos por líneas rectas, se obtiene el hidrograma triangular.

Ejemplo 2:

Datos $A = 3000 \text{ Has}$
 $t_c = 6.0 \text{ horas}$
 $D = 3.0 \text{ horas}$
 $q_p = 354 \text{ m}^3/\text{seg}$

$$t_p = \frac{D}{2} + 0.6 t_c = \frac{3.0}{2} + 0.6(6) = 5.1 \text{ horas}$$

$$t_b = 2.67(5.1) = 13.6 \text{ horas}$$

con estos datos se puede construir el hidrograma triangular.

Si se quiere obtener Q, con la ecuación 4.11 se tiene:

$$Q = \frac{t_p (100) q_p}{2.1 A} \quad (4.11)$$

entonces:

$$Q = \frac{5.1 (1000) 249}{300(2.1)} = 202 \text{ mm}$$

Modelos de Simulación

Un método más sofisticado de sintetizar los hidrogramas de escorrentía lo constituyen los modelos de simulación los cuales pueden ser:

- a) Determinísticos
- b) Estocásticos

En las cuencas sin datos, obviamente no pueden utilizarse los modelos estocásticos. Los modelos determinísticos por lo general se basan en el tránsito de crecidas o alguna metodología similar. Recientemente hay una tendencia que utiliza la Teoría de la Onda Cinemática (Overton, 1976) en el desarrollo de esos modelos. Por lo general los modelos requieren de muchos datos, algunos difíciles de obtener y sólo pueden ser implementados con el uso de computadoras electrónicas.

Overton (1966) propuso un modelo basado en el tránsito de crecidas y utilizando un coeficiente de tránsito, ilustrado en la Figura 4.3. Este modelo utiliza dos tránsitos con la mitad del almacenamiento para minimizar el efecto de histéresis, en la relación almacenamiento-escorrentía, que comúnmente se observa. Las ecuaciones fundamentales del modelo son:

$$q_2^1 = (pe_1 + pe_2) \frac{\Delta t}{m + \Delta t} + q_1^1 \frac{m - \Delta t}{m + \Delta t} \quad (4.12)$$

y

$$q_2 = (q_1^1 + q_2^1) \frac{\Delta t}{m + \Delta t} + q_1 \frac{m - \Delta t}{m + \Delta t} \quad (4.13)$$

en donde:

$$m = Da/q \quad (4.14)$$

y se obtiene de la curva de recesión como indica la Figura 4.3.

q_1^1 y q_2^1 es la escorrentía inicial y final para el primer tránsito y para un Δt .

Pe_1 y Pe_2 es la intensidad de lluvia efectiva inicial y final para el intervalo Δt .

Δt intervalo de tiempo

Da almacenamiento superficial

q_1 es la rata de escorrentía total al comienzo de Δt

q_2 es la rata de escorrentía total final buscada

Para cualquier punto se supone que todos los valores, excepto q_1^1 y q_2 son conocidos. Como todos los métodos de tránsito, para lograr ésto se considera que al tiempo cero (0) todos los valores de q son iguales a cero.

Rojas (1976), estudiando un gran número de pruebas con simuladoras de lluvia obtuvo algunas relaciones empíricas para estimar el coeficiente de tránsito (m). Una de esas ecuaciones es:

$$m_1 = 0.24 L^{0.274} S^{-0.131} CV^{0.189} S_1^{-0.0535} \quad (4.15)$$

en donde:

m_1 = coeficiente de tránsito en horas

L = longitud del cauce principal (pies)

S = pendiente del terreno (%)

CV = cobertura vegetal (%)

S_1 = infiltración potencial (método CN) para suelo sin vegetación (pulg).

La ecuación 4.15 sugiere que m es constante, sin embargo para valores muy pequeños de D_a , la relación $q - D_a$ no es lineal; por lo cual, si el modelo no toma en cuenta ese hecho, el hidrograma resultante tendrá un pequeño error en la parte final de la curva de recesión. Las Figuras 4.4 al 4.6 muestran las relaciones de m con ciertos parámetros. La Figura 4.7 muestra la relación entre " m " medido y m_1 estimado. Como la ecuación 4.16 fue obtenida con datos de simuladores de lluvia su aplicación está limitada a superficies relativamente pequeñas y rectangulares. Las Figuras 4.8 y 4.9 muestran ejemplos de utilización de ambos modelos.

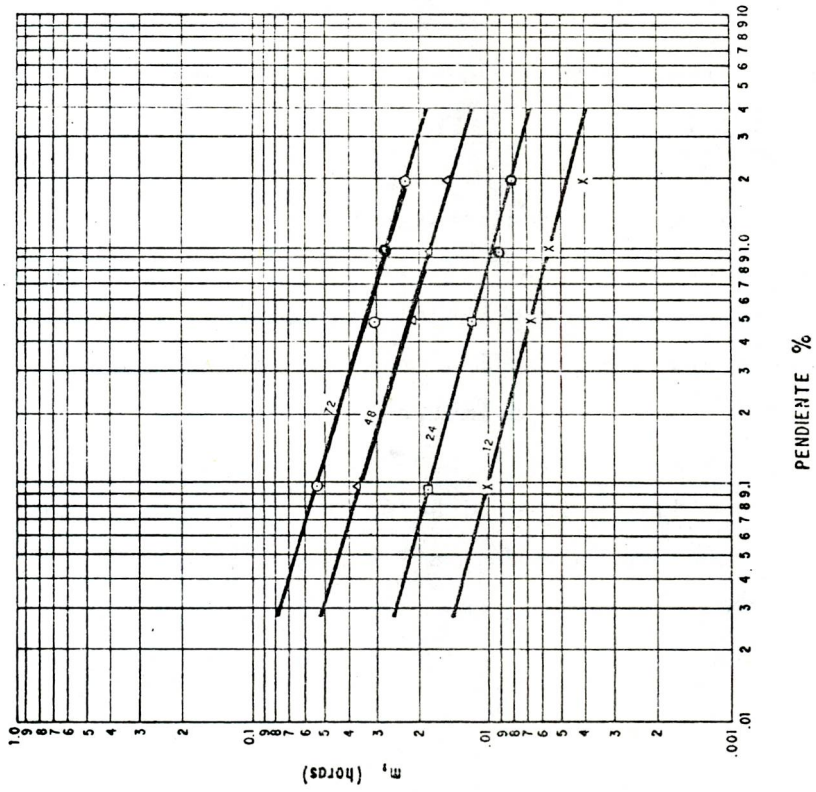


Figura 4.4. Pendiente v.s. coeficiente de tránsito m_1 para varias longitudes (pies) Rojas (1976)

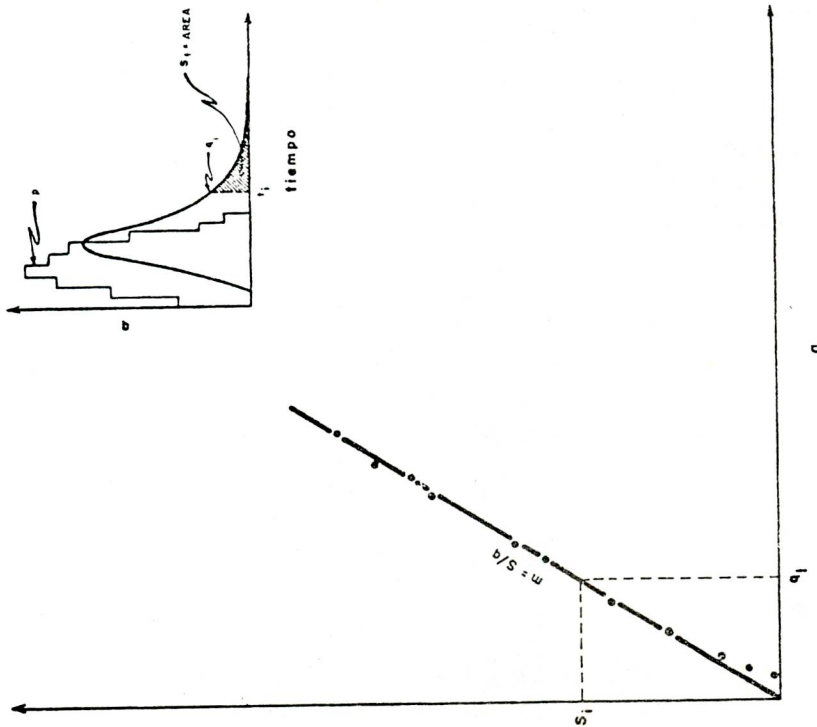


Figura 4.5. Obtención del coeficiente de tránsito "m"

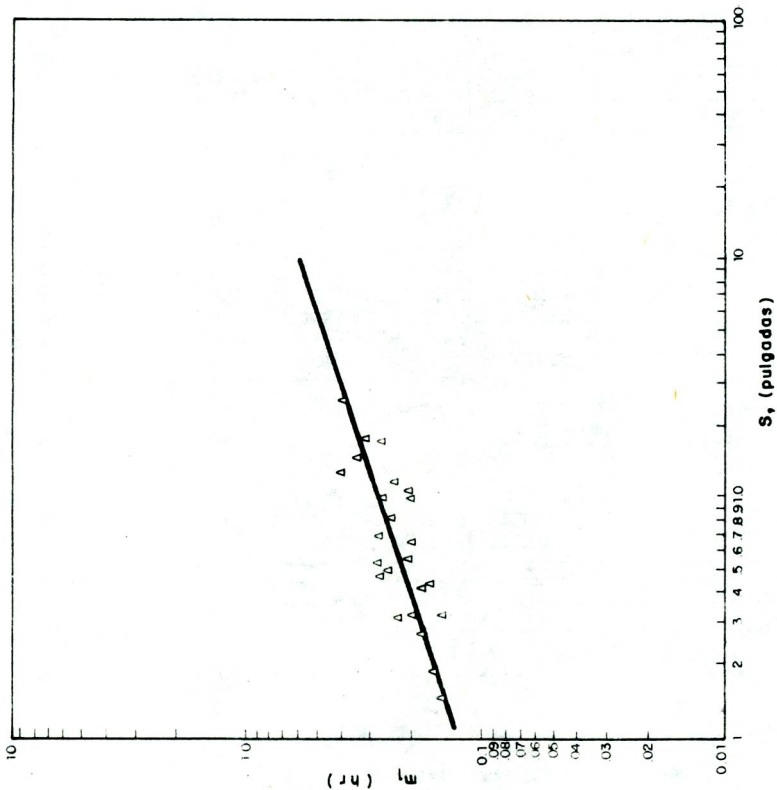


Figura 4.6 - Infiltración potencial vs coeficiente de tránsito m_1
Rojas (1976)

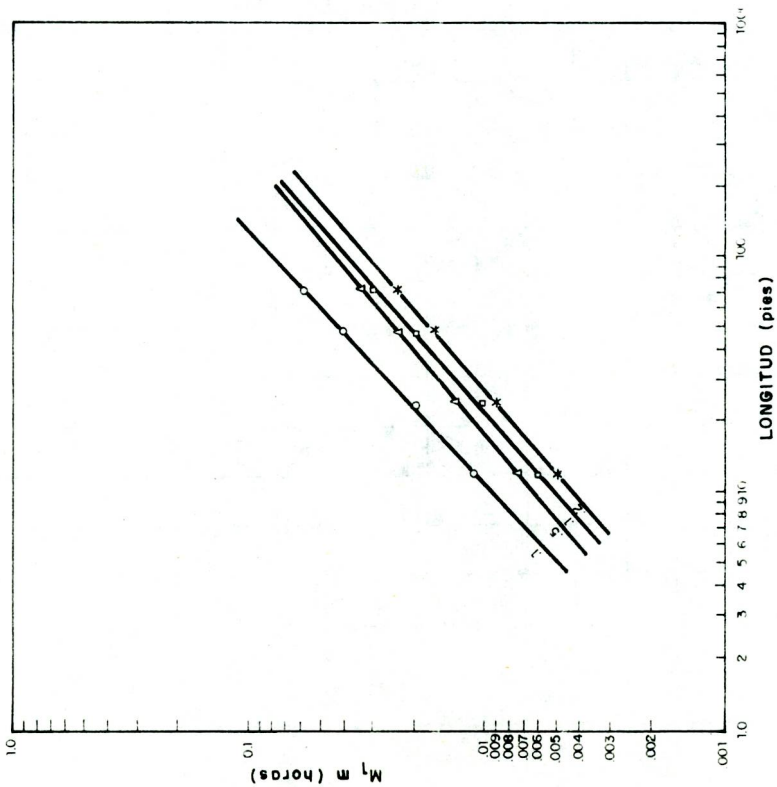


Figura 4.5 - Longitud de recorrido vs. coeficiente de tránsito m_1 ,
para varias pendientes. Rojas (1976)

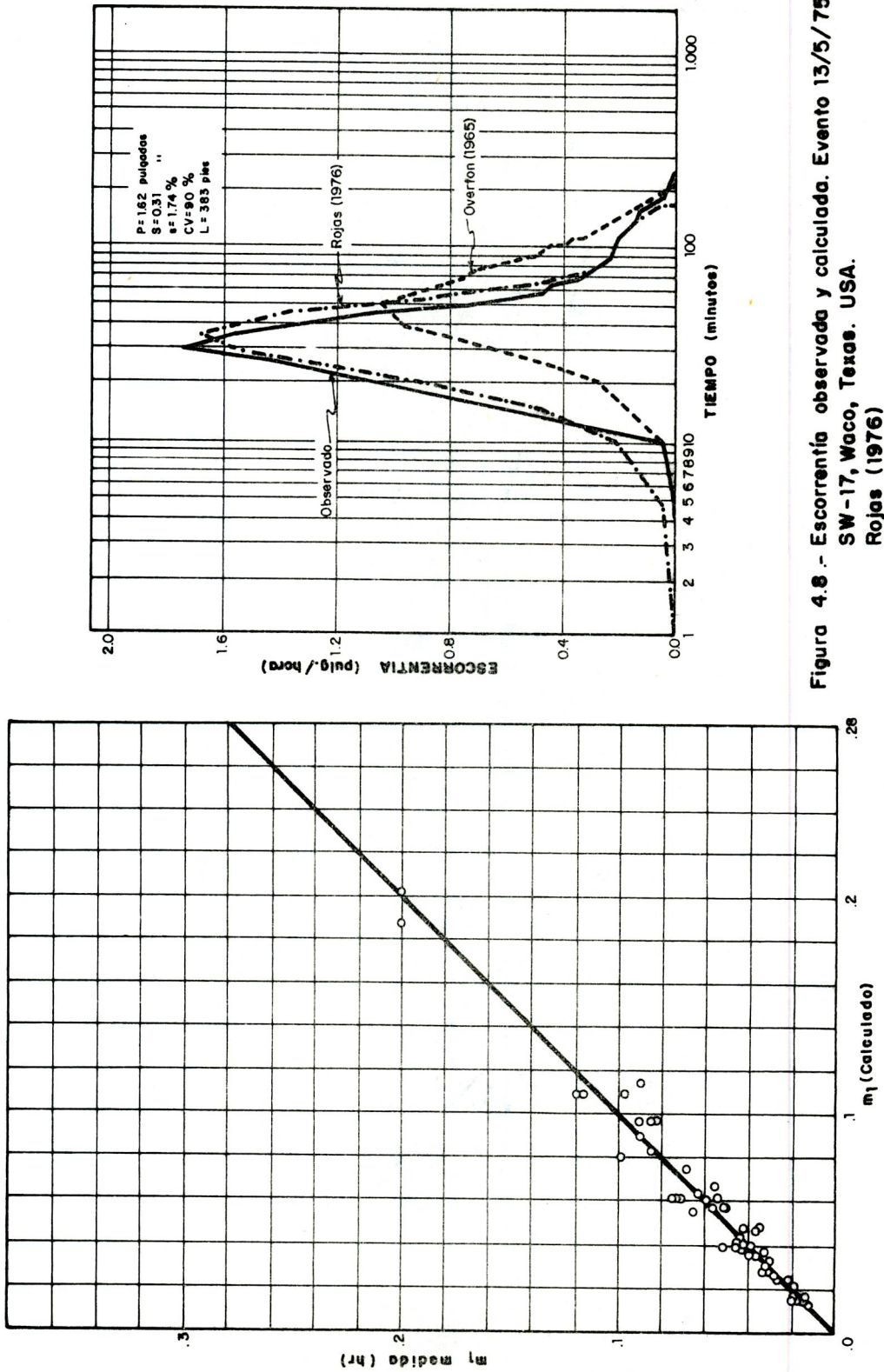


Figura 4.7.- m_1 calculado con ecuación (4.16) versus m_1 medido. Rojas (1976)

Figura 4.8.- Escorrentía observada y calculada. Evento 13/5/75, SW-17, Waco, Texas, USA. Rojas (1976)

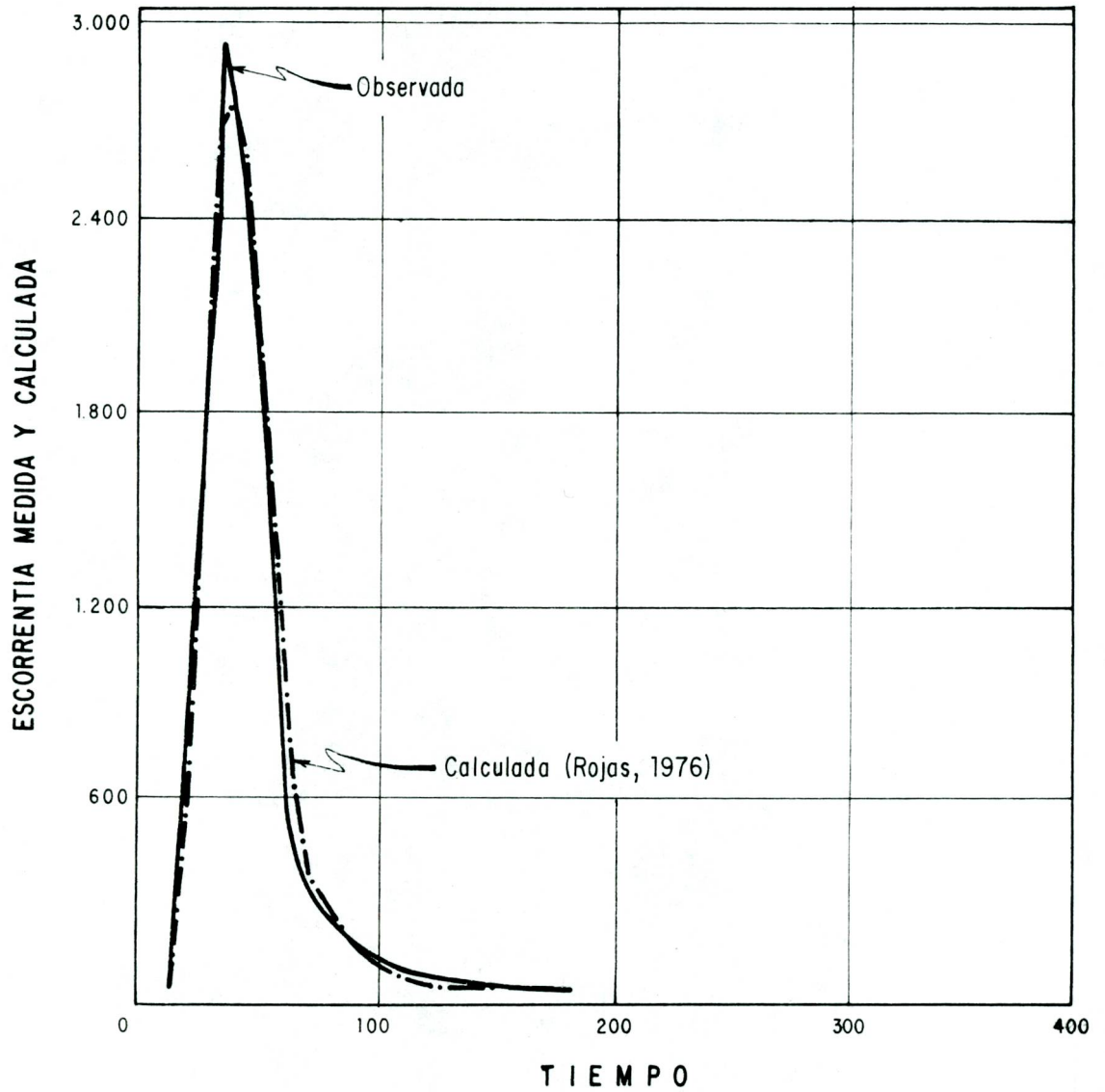
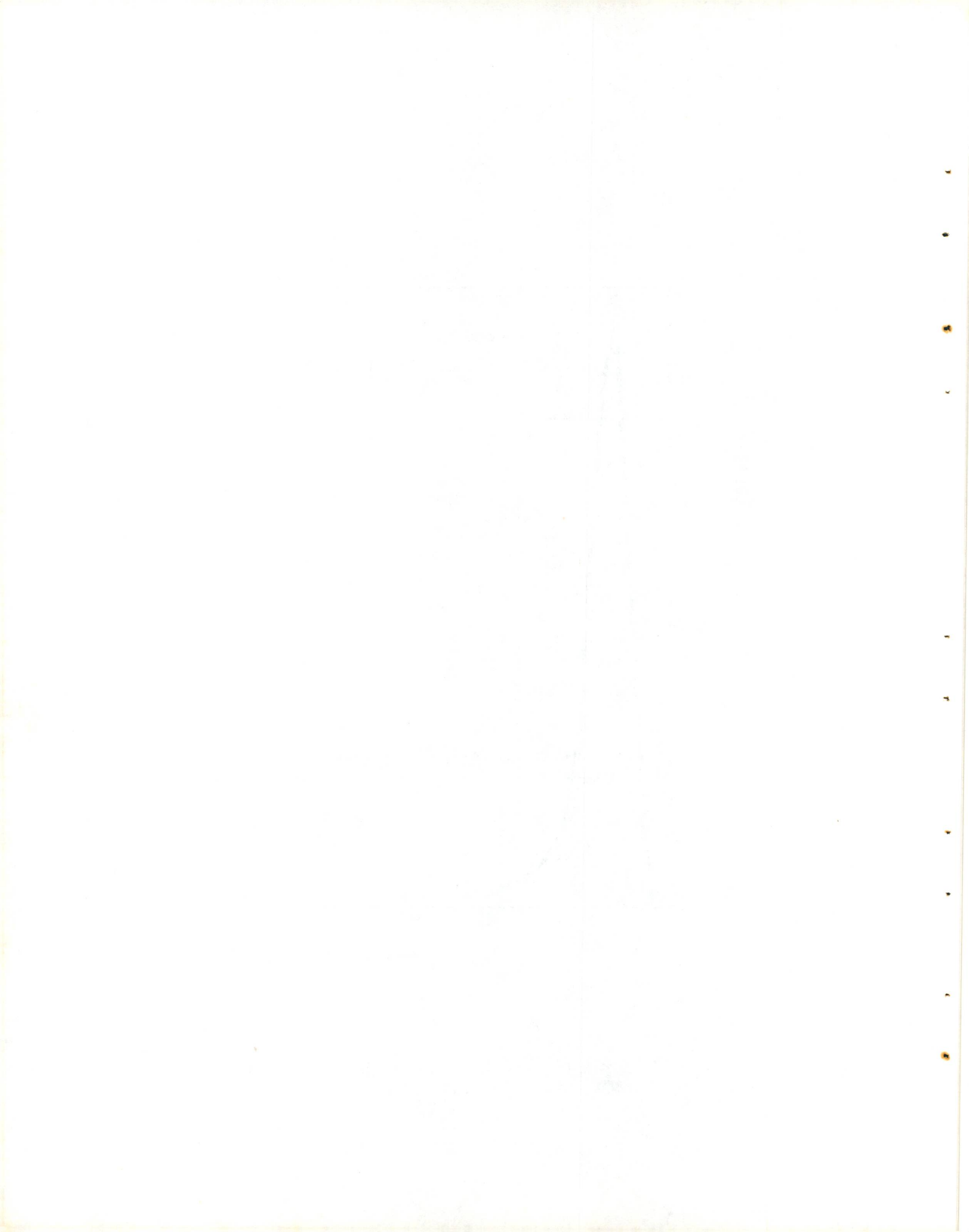


Figura 4.9. Escorrentía observada y calculada. Evento 24/4/57. SW-17, Waco, Texas.



V. ESTIMACION DE CAUDALES MAXIMOS

A. METODOS EMPIRICOS

1. El Método Racional

Este método es muy popular en el mundo entero debido a su simplicidad, sin embargo, su utilización puede conllevar a errores de gran magnitud, si no se toman en cuenta todas las limitaciones del mismo. El método se basa en la ecuación:

$$q_p = C i A \quad (5.1)$$

donde:

- q_p = caudal máximo para una intensidad de lluvia de una frecuencia dada (lps).
- C = constante de rango 0 a 1 que representa las condiciones de la cuenca.
- i = intensidad de lluvia para la frecuencia dada y de duración igual al tiempo de concentración (lps/Ha).
- A = área de la cuenca (Ha)

El coeficiente C se obtiene de tablas similares al Cuadro 5.1; los valores de i se obtienen de estudios hidrológicos. Si se quiere utilizar la intensidad en mm/hora, la ecuación 5.1 se transforma en:

$$q_p = 2.78 C i A \quad (5.2)$$

donde:

- q_p = litros por segundo (lps)
- i = mm/hora
- 2.78 = factor de conversión
- A = Has

Cuando la cuenca es heterogénea, el coeficiente se calcula en base a un promedio ponderado de los coeficientes parciales obtenidos al subdividir la cuenca en sub-parcelas homogéneas.

Ejemplo 5.1: Obtener el caudal máximo esperado para una frecuencia de 10 años en una cuenca con las siguientes características:

área = 30 Has (14% bosque, 50% pasto y 36% cultivos)

longitud del cauce principal = 1020 m

diferencia de nivel = 66 m

suelo = semipermeable

lluvia = Barinas (Cuadro 2.7 y Fig. 2.6)

Cálculos iniciales

$$a) t_c = 0.0195 L^{1.155} H^{-0.385} = 11.6 \text{ min (Ec. 2.11)} \approx 12 \text{ min.}$$

$$b) C = 0.14 \times 0.30 + 0.5 \times 0.40 + 0.36 \times 0.45 = 0.40$$

(Los valores se tomaron para pendiente entre 1-5%) Tabla 5.1.

c) Como no se cuenta con un valor para 12 minutos, se realizó una interpolación en el Cuadro 2.7, resultando $P_{12} = 30.5$ e $i = 152.5$ mm/h.

$$d) q_p = 2.78 \times 0.40 \times 152.5 \times 30 = 5087.4 \text{ lps}$$

La fórmula racional se puede representar gráficamente (Fig. 5.1) por medio de un hidrograma en el cual el tiempo al pico t_p es igual al tiempo de concentración t_c con una lluvia efectiva de intensidad i y duración D .

De acuerdo a la Figura 5.1. y lo dicho anteriormente, el coeficiente C es un factor de proporcionalidad entre la lluvia y su correspondiente escorrentía; para un $C = 1.0$ (área impermeable) $q = i$, lo que quiere decir que C depende de todos aquellos factores responsables de que $q \neq i$. Esos factores son: infiltración, cobertura superficial, topografía e intensidad de lluvia. Schwab, et al (1966) proponen una metodología para estimar C en base a las condicio-

nes de suelo-cobertura. La Figura 5.2 se utiliza para estimar C en base a suelo del grupo hidrológico C y diferentes coberturas; el Cuadro 5.2 se utiliza para convertir los valores de suelo C a suelos A, B y D.

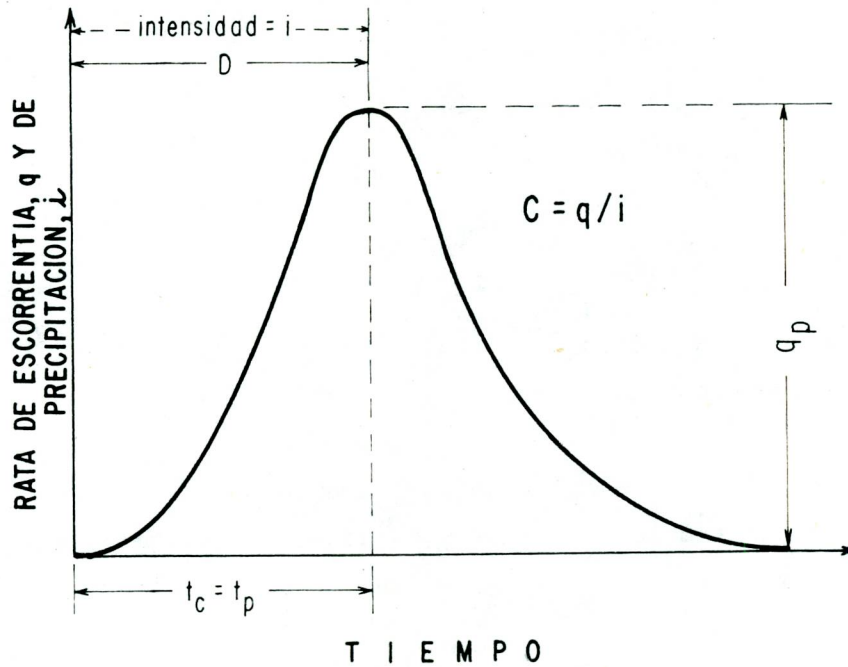


Figura 5.1 Representación gráfica del Método Racional

2. Método del Soil Conservation Service

El cálculo de la escorrentía máxima de este método se basa en el hidrograma triangular desarrollado en el capítulo IV y en el método del número de curva (CN) anteriormente explicado.

Las ecuaciones 4.7 y 4.8 son utilizadas indistintamente dependiendo de la manera de computar el tiempo al pico, T_p .

Como se mencionó anteriormente el uso del hidrograma triangular condiciona la utilización de duraciones iguales o menores que el tiempo de concentración, t_c , Rojas (1978) encontró que los mejores resultados se obtienen utilizando

duraciones iguales al tiempo de concentración. De esta manera la ecuación 4.8 puede transformarse en:

$$q_p = \frac{1.91 Q A}{t_c} \quad (5.3)$$

en la cual:

- q_p = caudal máximo (lps)
- Q = escorrentía (mm)
- A = Area (Has)
- t_c = Tiempo de concentración (horas)

La escorrentía Q se calcula con la ecuación 3.6 o la Figura 3.2. El tiempo de concentración puede calcularse con la ecuación 2.11.

Ejemplo 5.2: Con los datos del problema anterior y suponiendo un suelo C con condición de humedad antecedente III y condición hidrológica mala se procede de la siguiente manera:

a) Cálculo de CN (Cuadro 3.1)

- Bosque CN_{II} = 77 (14%) CN_{II} ponderado = 85.5
- Pasto CN_{II} = 86 (50%) CN_{III} = 94 (Cuadro 3.3)
- Cultivos CN_{II} = 88 (36%)

b) Cálculo de S .

$$S = \frac{1000}{94} - 10 = 0.64 \text{ pulgadas}$$

$$S = 0.64 \times 25.4 = 16.26 \text{ mm.}$$

c) Cálculo de la Duración.

$$D = t_c = 0.0195 L^{1.155} H^{-.385} = 11.6 \text{ min} \approx 12 \text{ min}$$

d) Cálculo de P.

De acuerdo al Cuadro 2.7 para Barinas:

$$TR = 10 \text{ años} \left\{ \begin{array}{l} P_{10 \text{ min}} = 27.5 \text{ mm} \\ P_{15 \text{ min}} = 35.0 \text{ mm} \end{array} \right\} P_{12 \text{ min}} = 30.5 \text{ mm.}$$

e) Cálculo de Q:

$$Q = \frac{[30.5 - (.2 \times 16.26)]^2}{30.5 + (0.8 \times 16.26)} = 17.06 \text{ mm.}$$

f) Cálculo de q_p .

$$q_p = \frac{1.91 Q A}{t_c} = \frac{1.9 \times 17.06 \times 30}{(12/60)} = 4862 \text{ lps}$$

este resultado es inferior al valor obtenido por el método de la fórmula racional lo cual es de esperar ya que este método da menores valores en cuencas pequeñas.

3. Ecuación de Holtan y Overton (1963)

Este método fue obtenido en una forma similar al hidrograma triangular pero en base a un hidrograma normal. La Figura 5.3 muestra la ecuación del método que en el sistema métrico es:

$$q_p = \frac{2.78 Q A}{D/2 + m} \quad (5.4)$$

en la cual:

- q_p = caudal máximo (lps)
- Q = escorrentía (mm)
- A = área (Has)
- m = coeficiente de almacenamiento (horas)

El coeficiente de almacenamiento m es definido como el tiempo transcurrido, durante la recesión, entre un caudal q_0 y otro igual a q_0/e o mejor.

$$m = t_{q_0/e} - t_{q_0} \quad (5.5)$$

en donde:

- m = coeficiente de almacenamiento (horas)
- $t_{q_0/e}$ = tiempo de ocurrencia del caudal q_0/e (horas)
- t_{q_0} = tiempo de ocurrencia del caudal q_0 (horas)
- e = base de logaritmo natural = 2.72

Los autores del método encontraron que m es numéricamente igual al tiempo de retardo, t_L .

$$m = t_L \quad (5.6)$$

de esa manera, si escogemos la duración de la lluvia igual al tiempo de concentración y hacemos $t_c = 0.6 t_c$ entonces la ecuación 5.4 se transforma en:

$$q_p = \frac{2.78 Q A}{1.1 t_c} = \frac{2.53 Q A}{t_c} \quad (5.7)$$

en donde t_c se expresa en horas.

Ejemplo 5.3: Con los datos de los problemas anteriores obtenemos:

- $A = 30$ Has
- $Q = 17.06$ mm (Ejemplo 5.2)
- $t_c = 12$ min = 0.2 horas

entonces con la ecuación 5.7

$$q_p = \frac{2.78 \times 17.06 \times 30}{0.2 \times 1.1} = 6467.3 \text{ lps}$$

este resultado es superior a los anteriores, lo cual concuerda con el comportamiento del método tal como lo indican los Cuadros 5.3 y 5.4.

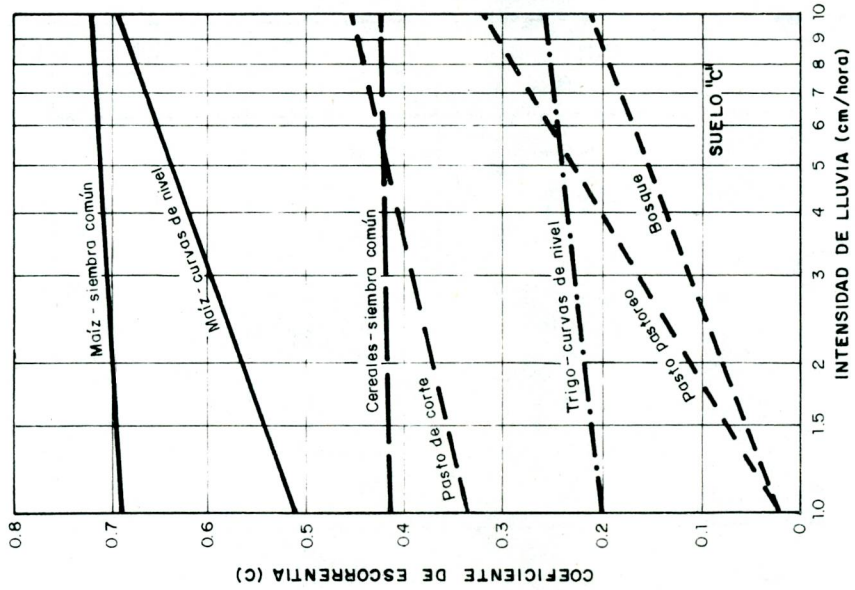


Figura 5.2.- Obtención de C para suelos "C" (Shwab, 1966)

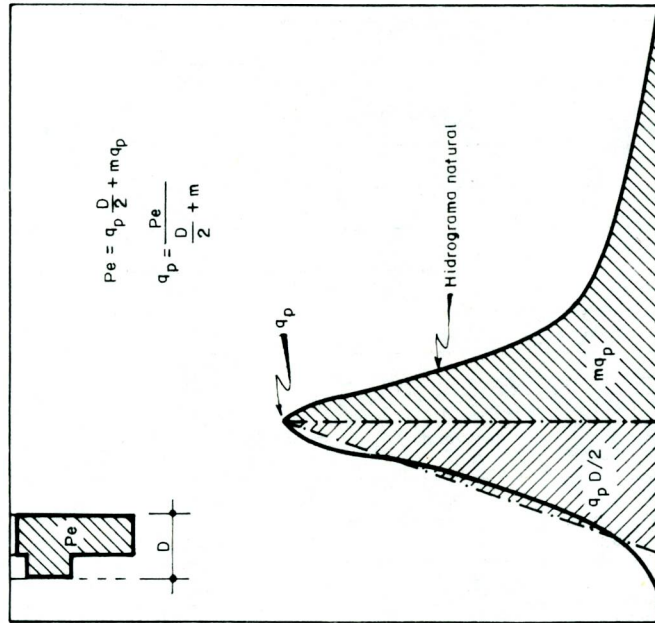


Figura 5.3 Obtención de la Ecuación de Holtan y Overton. (1963)

CUADRO 5.1. COEFICIENTES DE ESCORRENTIA

COEFICIENTE DE ESCORRENTIA C						
COBERTURA VEGETAL	TIPO DE SUELO	PENDIENTE DEL TERRENO				
		PRONUNCIADA	ALTA	MEDIA	SUAVE	DESPRECIABLE
		50%	20%	8%	1%	
SIN VEGETACION	IMPERMEABLE	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	SEMIPERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	PERMEABLE	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
CULTIVOS	IMPERMEABLE	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	SEMIPERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	PERMEABLE	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
PASTOS VEGETACION LIGERA	IMPERMEABLE	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	SEMIPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	PERMEABLE	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
HIERBA, GRAMA	IMPERMEABLE	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	SEMIPERMEABLE	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
	PERMEABLE	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
BOSQUES DENSA VEGETACION	IMPERMEABLE	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	SEMIPERMEABLE	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	PERMEABLE	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

NOTA: Para zonas que se espera puedan ser quemadas se deben aumentar los coeficientes así:
Cultivos: multiplicar por 1,10

Hierba, Pastos y vegetación ligera, Bosques y densa vegetación: multiplicar por 1,30

CUADRO 5.2. CONVERSION DEL COEFICIENTE "C" PARA OTROS SUELOS

COBERTURA Y TIPO DE PROCTICA	CONDICION HIDROLOGICA	FACTOR DE CONVERSION		
		A	B	D
Bosque	buena	0.36	0.79	1.10
Pastos partoreo	buena	0.53	0.83	1.08
Pasto corte	buena	0.72	0.89	1.05
Trigo, práctica mejo- rada.	buena	0.75	0.90	1.04
Cereales, práctica co- mún.	mala	0.77	0.90	1.05
Maíz, cultivo mejorado	buena	0.80	0.91	1.04
Maíz, práctica común	mala	0.82	0.92	1.03

(Tomado de U.S. Soil Conservation Service. 1964)

4. Otros Métodos

Muchos investigadores se han preocupado por obtener ecuaciones para el cálculo de la escorrentía máxima q_p . El Cuadro 5.4 muestra un gran número de esas ecuaciones; la generalidad de ellas fueron desarrolladas como herramientas prácticas para ser utilizadas a nivel regional. Esas ecuaciones, por lo general, son modificaciones de la fórmula racional o del SCS; algunas más sencillas son de la forma:

$$q_p = K A^m \quad (5.8)$$

en la cual K es un coeficiente empírico que contiene las características de la cuenca y de la tormenta de diseño y m es un exponente también obtenido empíricamente.

Recientemente se ha tratado de desarrollar nuevos procedimientos que tomen más en cuenta las características de la cuenca y de la tormenta de diseño (Gupta, 1974).

B. HIDROGRAMA UNITARIO

Otra de las formas de sintetizar los hidrogramas, es utilizando el llamado hidrograma unitario que es obtenido a partir de hidrogramas medidos.

Por definición, el *hidrograma unitario* es el hidrograma de escorrentía directa generado por una lluvia efectiva *unitaria* uniformemente distribuida sobre la cuenca y con una intensidad uniforme durante una cierta duración. En unidades inglesas, es el hidrograma de una pulgada de lluvia efectiva, en el sistema métrico por lo general se adopta un milímetro como la unidad. La construcción del hidrograma unitario envuelve tres etapas fundamentales: a) estimación de la lluvia promedio sobre el área; b) obtención del hidrograma unitario para una duración dada y c) extensión del hidrograma unitario para otras duraciones. Los hidrogramas medidos escogidos para su preparación de-

berán en lo posible satisfacer los requisitos de la definición en cuanto a la uniformidad en el tiempo y el espacio.

Para obtener el hidrograma unitario, sólo se tiene que dividir cada ordenada del hidrograma medido entre el volumen de escorrentía producido. La parte más tediosa del procedimiento lo constituye el análisis del hidrograma y la obtención del volumen de escorrentía.

La teoría y los procedimientos para la obtención del hidrograma unitario son ampliamente explicados en los textos de hidrología tales como Linsley (1958) y Chow (1964).

La utilización del HU para el cálculo de la escorrentía máxima es muy sencilla puesto que basta con multiplicar el volumen de la lluvia efectiva estimada para un cierto evento por el valor de q_p del hidrograma unitario. Avellán y Ayala (1970) prepararon hidrogramas unitarios con duración de una hora para varios ríos de Venezuela y en base a ese análisis proponen un procedimiento para estimar el hidrograma de escorrentía para cuencas sin datos; el método sólo utiliza la lluvia efectiva estimada y el área de la cuenca. La Figura 5.3 se utiliza para obtener el pico unitario a partir del área de la cuenca; ese valor luego se multiplica por la lluvia efectiva y así se obtiene el pico para el evento en consideración. Para duraciones diferentes a una hora, los autores proponen una relación empírica:

$$(q_{pu})_t = \rho(q_{pu})_1 \quad (5.9)$$

en donde:

$(q_{pu})_t$ = caudal máximo unitario para una lluvia efectiva de una duración t .

$(q_{pu})_1$ = caudal máximo unitario para una lluvia efectiva de una hora de duración.

ρ = factor de correlación igual a $(q_{pu})_t / (q_{pu})_1$ y que se obtiene de la ecuación:

CUADRO 5.3. CAUDALES OBSERVADOS Y ESTIMADOS POR DIFERENTES METODOS (m³/seg)

RIO Y SITIO	TR años	Caudal Obs. 1/	M E T O D O S						Curva Regional 8/
			Rcnal. 2/	S C S			Hid. Unit.		
			t _c 2/	t _c 3/	t _c y t _L 4/	t _L 5/	t _c 6/	t _L 7/	
Acequia en Pte. Acequia 478 km ²	5 25 50 100	1550 2270 2570 2860	1504 2036 2392 2658	1581 2417 2988 3423	1399 2139 2644 3029	1301 2000 2487 2839	1187 1814 2243 2569	1173 1803 2242 2559	798 1403 1815 2420
Curbatí Pte. Curbatí 157 km ²	5 25 50 100	680 1070 1230 1380	524 711 829 924	547 841 1032 1186	476 731 897 1031	443 673 846 966	527 809 994 1141	528 803 1010 1153	377 663 858 1131
Masparro en Pte. Masparro 495 km ²	5 25 50 100	2270 3550 4100 4650	1277 1576 2053 2279	1354 2058 2588 2954	1174 1785 2244 2562	1098 1652 2105 2374	1203 1828 2299 2624	1192 1794 2287 2579	834 1466 1898 2501
Paguey en el Pasq 810 km ²	5 25 50 100	1650 2380 2680 2980	1765 2360 2819 3125	1882 2831 3609 4070	1625 2444 3116 3514	1485 2248 2852 3236	1714 2578 3287 3706	1646 2492 3161 3588	1175 2066 2673 3524
La Yuca en Pte. La Yuca 265 km ²	5 25 50 100	780 1200 1375 1530	666 908 1070 1193	705 1083 1347 1550	592 911 1132 1304	549 823 1036 1188	763 1173 1459 1680	759 1138 1433 1642	537 944 1221 1610
Tucupido en Pte. Tucupido 440 km ²	5 25 50 100	975 1575 1800 2000	771 1032 1242 1370	941 1416 1804 2052	771 1160 1479 1682	695 1047 1326 1514	1092 1643 2094 2381	1034 1560 1977 2257	769 1352 1749 2306
Qda. Araure en Araure 7 km ²	5 25 50 100	4.7 7.5 8.6 9.9	7.6 10.7 12.3 14.2	6.8 13.0 16.4 20.9	3.7 7.1 8.9 11.3	4.5 7.9 9.7 11.0	6.6 12.7 16.0 20.3	10.6 18.5 22.8 25.7	15.4 27.1 35.0 46.2

1/ Tomado de la curva de frecuencia

2/ Ecuación de Kirpich

3/ Ecuación de Kirpich para t_c; t_L = 0.6 t_c4/ Duración = t_c; t_L = t_c5/ Duración = t_c/0.6; t_L = t_c6/ Duración = t_c7/ Duración = t_L/0.6

8/ Región IV Occidental

CUADRO 5-4. ECUACIONES EMPIRICAS PARA OBTENER EL CAUDAL MAXIMO q_p

1. McMath

$$Q = CAI \sqrt{\frac{S}{A}}$$

C = 0.2 for rural
= 0.3 for macadamized straeetz
= 0.75 for paved straste
= 0.75 for St. Louis. Missquri

I = 1.9 to 2.75 for maximum intensity of rainfall in inches per hour. 2.75 was used for St. Louis.

S = slope of ground surface in foot por 1000 ft. a value of 15 was recommended for St. Louis.

2. Cralg

$$Q = 440 CW \ln \frac{8L^2}{W}$$

L = Length of drainage
W = mean width of drainage
C = C_1 Cr. C_1 = coeff. of discharge

C = varies between 0.69 and 1.95

V = Velocity of Flow
R = depth of rain

$$3. Q = \frac{A/R}{T + t} q_p = \frac{K_2 AQ}{D(DHL)} \text{ or } q_p = \frac{K_3 AQ}{DL}$$

4. Zabriskiw

$$q_p = \frac{K_3 AQ}{T P}$$

5. Edson

$$q_p = \frac{K_4 AQ}{T P}$$

6. Chow

R_e = rainfall excess for duration t

$$q_p = R_e P$$

P = 24 Peak (cie)

7. Reals

$Q = CA$ C between 1000 for forest to 1600 for unformented.

8. Behadur

$$Q = CD^{0.92} - \frac{1}{14} \log D$$

C between 1000 and 2000

D = drainage length in miles.

9. C, B. and Q Railroad

$$Q = \frac{59.2A}{37.9 + \sqrt{A}} = \frac{3000 D}{3 + 2\sqrt{D}}$$

10. Croley

$$Q = 2.43A^{2/3} = 180 D^{2/3}$$

and
 $Q = 2.70A^{2/3} = 200 D^{2/3}$

11. Oickens

$$Q = CA^{0.75} \text{ and } Q_1 D^{0.75}$$

C between 1.56 and 67.2
 C_1 between 200 and 2,200

C for bare acio nes 11.0 to 15.6 C_1 - 1400 - 2000
for rolling 7.8 to 9.4 C_1 - 1000 - 1200
for Clay hills 6.3 to 7.8 C_1 - 800 - 1000
for flat sandy or cultivated 1.6 - 4.7 C_1 - 200-600

12. El Paso and South weastern Railroad

$$Q = 60A^{0.5}$$

13. Elliot

$$Q = \left(\frac{26.6}{486 + \sqrt{A}} - 0.0177 \right) A = \left(\frac{673}{19.2 + \sqrt{D}} - 11.3 \right) D$$

for flint Alluvial Lands smaller than 200 ml²

$$Q = \left(\frac{24}{\sqrt{D}} + 6 \right) D = \left(\frac{0.948}{\sqrt{A}} + .00937 \right) A$$

for satisfactory drainage areas of N Central Illinots } for drainage investigation

$$Q = \left(\frac{20}{\sqrt{D}} + 3.63 \right) D = \left(\frac{0.792}{\sqrt{A}} + 0.00568 \right) A$$

for swamps and wet lands of NE Arkansas } soils are absorptive and canily drained

for wet lands of Mississippi valley

14. Fenning

$$Q = 0.92A^{5/6} = 200 D^{5/6}$$

CUADRO 5.4. (Continuación)

15. Frizell $Q = 61.3A^{0.5} = 1.550D^{0.5}$

16. Ganguillet-Kutter

$$Q = \frac{56.2A}{78.7\sqrt{A}} = \frac{1421D}{3.11 + \sqrt{D}}$$

17. Gray $Q = .049A^{1.75} = 3770D^{1.75}$

18. $Q = A(10.45 - \frac{1}{n}A) = 640D(4 - \frac{1}{n}D)$

19. Inglis $Q = \frac{7000D}{\sqrt{D} + 4}$

20. Italian Formulas

(1) $Q = \frac{71.8A}{7.87 + \sqrt{A}} = \frac{1819D}{0.311 + \sqrt{D}}$

(2) $Q = \frac{103.0A}{7.87 + \sqrt{A}} = \frac{2600D}{.311 + \sqrt{D}}$

21. $Q = C \frac{71A}{7.84 + \sqrt{A}}$ C varías from 3.07 to 6.0

22. Kuichling

for frequent floods $Q = \left(\frac{44.000}{A + 108.800} + \frac{1}{42} \right) A_1 \frac{44.000}{A + 170} + 20$

Rare floods $Q = \left(\frac{127.000}{A + 23.700} + \frac{1}{86.5} \right) A_1 \frac{127.000}{A + 370} + 7.4$

23. Lauterberg

$$A = \left(\frac{0.96}{6 + 0.0000039A} + .0008275 \right) = D \left(\frac{615}{6 + .0025D} + .53 \right)$$

24. McCroxy et al. for seamps and wet areas

(1) $Q = 0.159A^{5/6}$ for Arkansas

(2) $Q = \left(\frac{90}{A} + \frac{1}{64} \right) A$ for Louisiana

(3) $Q = \left(\frac{3.400}{A + 32.000} + \frac{1}{128} \right) A$ for Florida Everglades

25. Metcalf and Eddy

Areas between 6.400 and 160.000

$$Q = 3.95A^{0.73} = 440D^{0.73}$$

26. Morgan Engineering

(1) $Q = \left(\frac{1.8}{\sqrt{A}} + \frac{1}{80} \right) A = \left(\frac{380}{\sqrt{D}} + 8.0 \right) D$

(2) $Q = \left(\frac{1.1}{\sqrt{A}} + \frac{1}{88.8} \right) A = \left(\frac{2.80}{\sqrt{D}} + 7.2 \right) D$

27. Modified Myers

$$Q = 10.000CA^{0.5}$$

- C = 5% for Colorado River
- 4% for Nile River
- 50% for Amazon River
- 21% for Mississippi River at Cairo, Ohio
- 32% for Ohio River
- 10% for Gila River at Yuma to Florence
- 27% for Salt River at Roosevelt
- 117% for Salado Creek, Texas
- 50% for Miami, Dayton, Ohio
- 40% for Otay, Lower Otay Dam, Calif.

28. Murphy, et al.

$$Q = \left(\frac{46.790}{A + 205.000} + \frac{1}{42.7} \right) A = \left(\frac{46.700}{D + 320} + 15 \right) D$$

CUADRO 5.4. (Continuación)

29. Mangler
 $Q = 2.84A^{2/3} = 210 D^{2/3}$ Developed for 50 yr. flood in Iowa
 $Q = \frac{0.065A(396,000 + A)}{15,380 + A} = \frac{41.6D(620 + D)}{24 + D}$ India
30. New Kuichling
 $Q = \frac{0.065A(396,000 + A)}{15,380 + A} = \frac{41.6D(620 + D)}{24 + D}$ India
31. $Q = CA^{0.5}$ $C = 9.1$ for upper India
 original y area was in Mt^2 so values of C became
 450 within 15 miles of coast
 560 15-100 miles inland
 675 for area near the hills
32. Schnackenberg
 $Q = 20.000A^{0.5}$
33. Williams
 $Q = \frac{C}{D^n}$

C	800 - 4800	Drainage Area	2500	4800
n	0.45 - 75	smaller than 10 ml ²	75	0.47
	NE - USA C	Larger than 10		
			1480	2400
			0.75	0.54
	Mississippi Valley C		2500	4800
			n	0.47
	Rocky Mts. C		1900	3600
			0.75	0.45
	Pacific Coast C		1625	2700
			0.75	0.53
	Uplands of British			
	las C		800	1200
			0.75	0.54
	Western India C		2700	4600
			0.75	0.52
	NE India C		1400	1700
			0.75	0.65
34. Adams
 $Q = CAI^{12} \frac{S}{A^{1/2}}$
 $C = 1.035$
 $I = 1.0$ or maximum intensity
 $S =$ slopes ft/1000 ft
35. Besson
 $Q = CA^n - RTGA^n$
 and for $Q_{max} = \frac{R C_1}{R_1 C_2}$
 $Q_I =$ recorded discharge
 $R_m =$ Max. 24 hr. rain
 $R_I =$ Recorded 24 hr. rain
 $C =$ Precip. x tope factor x T x Q ground auriaco cenditions
 $C_1 =$ is for max. conditions
 $C_2 =$ is for recorded conditions
 $n = 0.5 - .83$
36. Burkii - Ziegler
 $Q = CIA \frac{S^{0.25}}{A}$
 $C = 0.75$ for urban
 $= .70$ for streets
 $= .20$ for Parks etc.
37. Chamier
 $Q = 5CIA^{0.75} = 640 CID^{0.75}$
 $C =$ Coefficient of surface discharge. Fraction of rain running off

$$\rho = 1.037 - 0.037t \quad (5.10)$$

en donde:

t = duración en horas

la ecuación:

la ecuación: $q_{pu} = 0.29 A^{0.72} \quad (5.11)$

en la cual:

q_{pu} = pico del hidrograma unitario de 1 hora ($m^3/seg/mm$)
 A = área de la cuenca en km^2

reemplaza el uso de la Figura 5.4.

La Figura 5.5. muestra un hidrograma unitario de una hora de duración.

C. ANALISIS REGIONAL

El análisis regional, consiste en la elaboración de curvas de frecuencia para diferentes cuencas y luego de un análisis de homogeneidad de las mismas, se confeccionan curvas de frecuencia aplicables a las cuencas comprendidas dentro de cada región homogénea. La utilización de este procedimiento es sumamente sencillo y sólo se necesita conocer el área de la cuenca y el período de retorno deseado. Los detalles del procedimiento pueden ser obtenidos en los textos de hidrología. Gabaldón (1968) elaboró, una regionalización de curvas de frecuencias para Venezuela; los Cuadros 5.5 al 5.7 y las Figuras 5.6 a 5.8 muestran el análisis para la región IV occidental.

A continuación se resume el procedimiento a través de un ejemplo.

1. Se recopilan todos los registros de valores máximos anuales de escorrentía para estaciones con registro igual o mayor de 5 años. No es necesario que

los registros sean continuos, sin embargo los datos deben ser reales (Cuadro 5.8).

2. Se selecciona el período básico para el estudio, que generalmente es el período del registro más largo. Los registros menores son ajustados entonces a el período seleccionado.
3. Para ajustar los registros menores a la estación de mayor registro, se confeccionan gráficos en papel log-log de la estación patrón versus la del registro corto. A partir de ese gráfico se puede extender el registro y rellenar los datos faltantes, para ello, sencillamente se entra al gráfico con el caudal conocido para el año faltante y se lee el correspondiente valor para la estación sin dato. Ese valor así obtenido no se utiliza numéricamente por lo tanto no es necesario una gran precisión; los datos estimados deben presentarse entre paréntesis a fin de indicar que no es un dato medido.

Cuando la correlación log-log no es buena, hay que probar con otro tipo de correlación o cambiar de estación patrón.

4. Los valores, tanto reales como estimados, se colocan en orden decreciente a fin de darles un orden de magnitud al igual como fue explicado para los análisis de frecuencia (Cuadro 5.9).
5. Se determina el período de retorno T_R para cada uno de los valores *reales* utilizando $T = (n+1)/m$ (Cuadro 5.9).
6. Se construye un gráfico para cada estación con los caudales *reales* versus su correspondiente período de retorno en papel de probabilidad de Gumbel o papel log-extremo. Con esos gráficos (Fig. 5.10) se obtiene el caudal máximo promedio anual ($q_{2.33}$) y el valor para 10 años (q_{10}). Se utiliza $q_{2.33}$ porque es una mejor estimación del caudal máximo medio que el promedio aritmético.

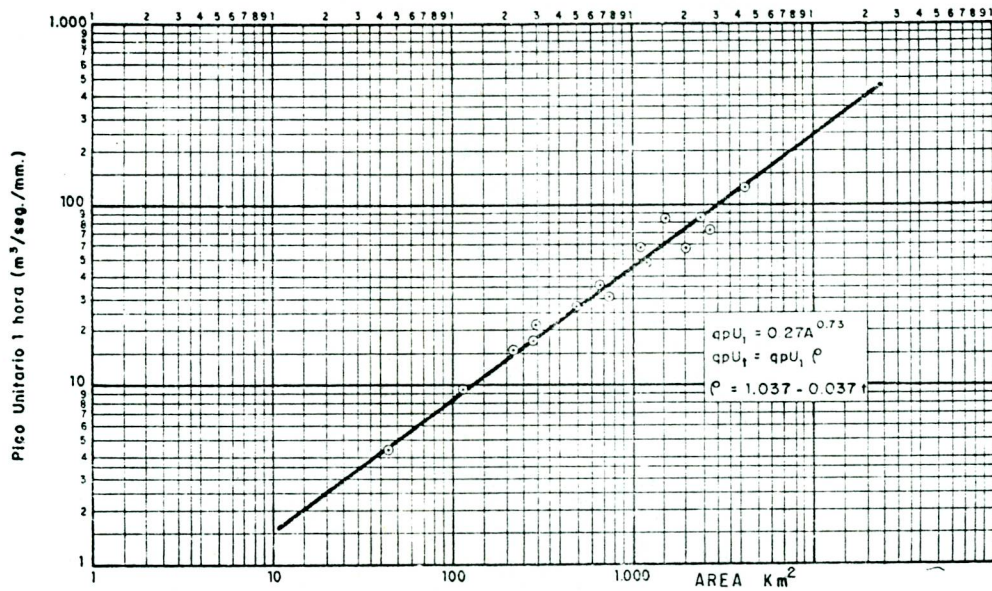


Figura 5.4 Pico Unitario vs. Area km². Cuencas Venezolanas. (Adaptado de Avellán y Hvala, 1970).

HIDROGRAMA UNITARIO ADOPTADO
(DURACION: UNA HORA)

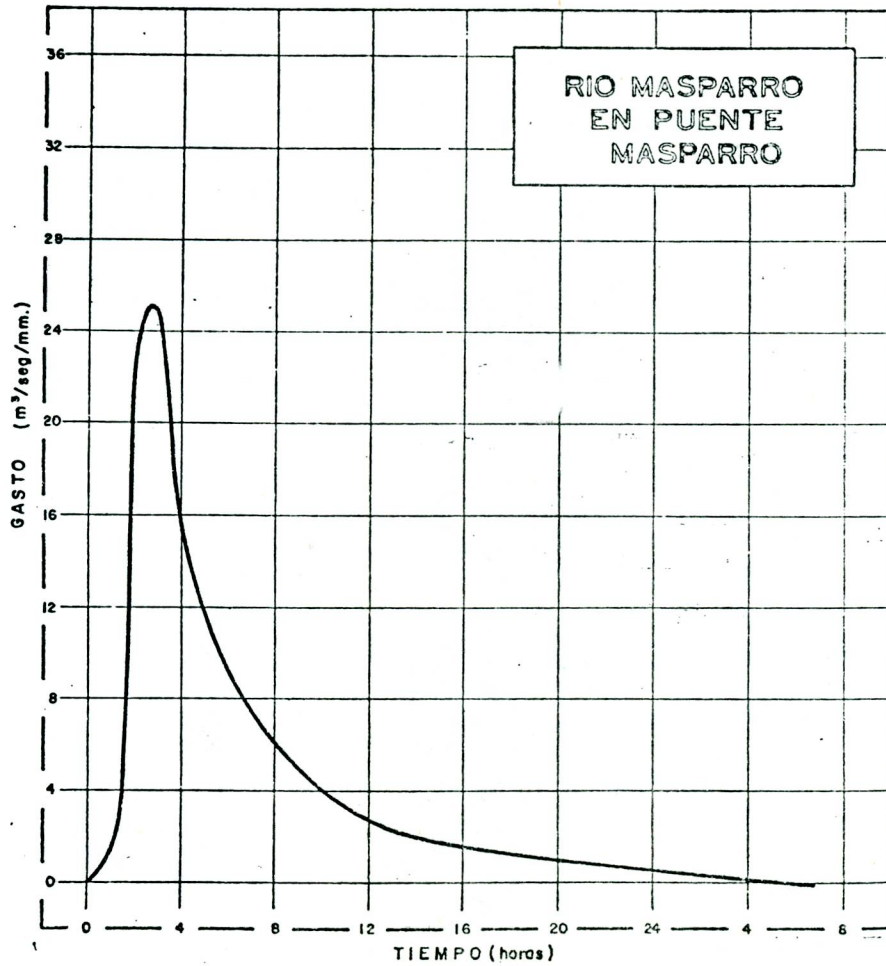


FIGURA 5.5. Hidrograma Unitario Típico, (Avellán y Ayala, 1970)

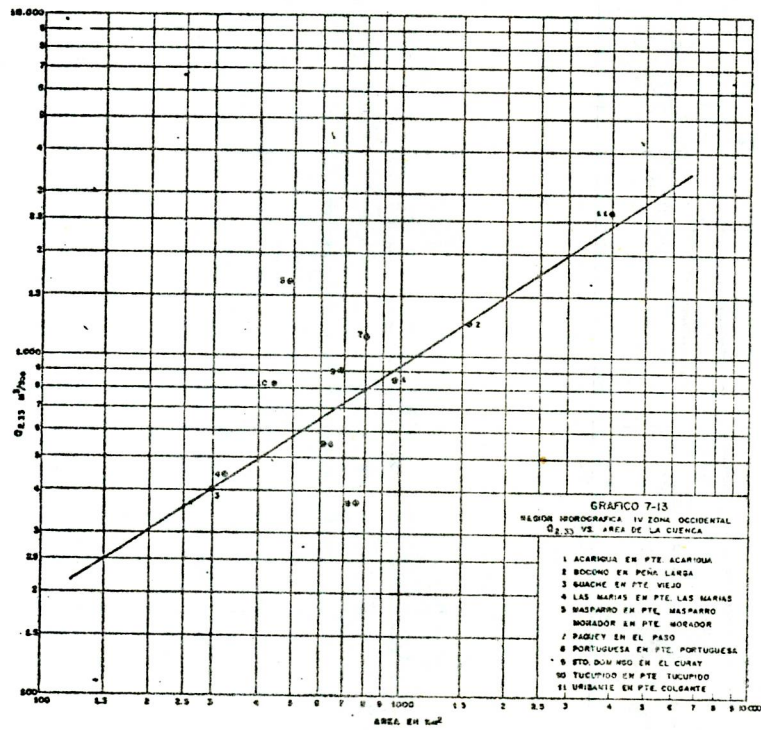
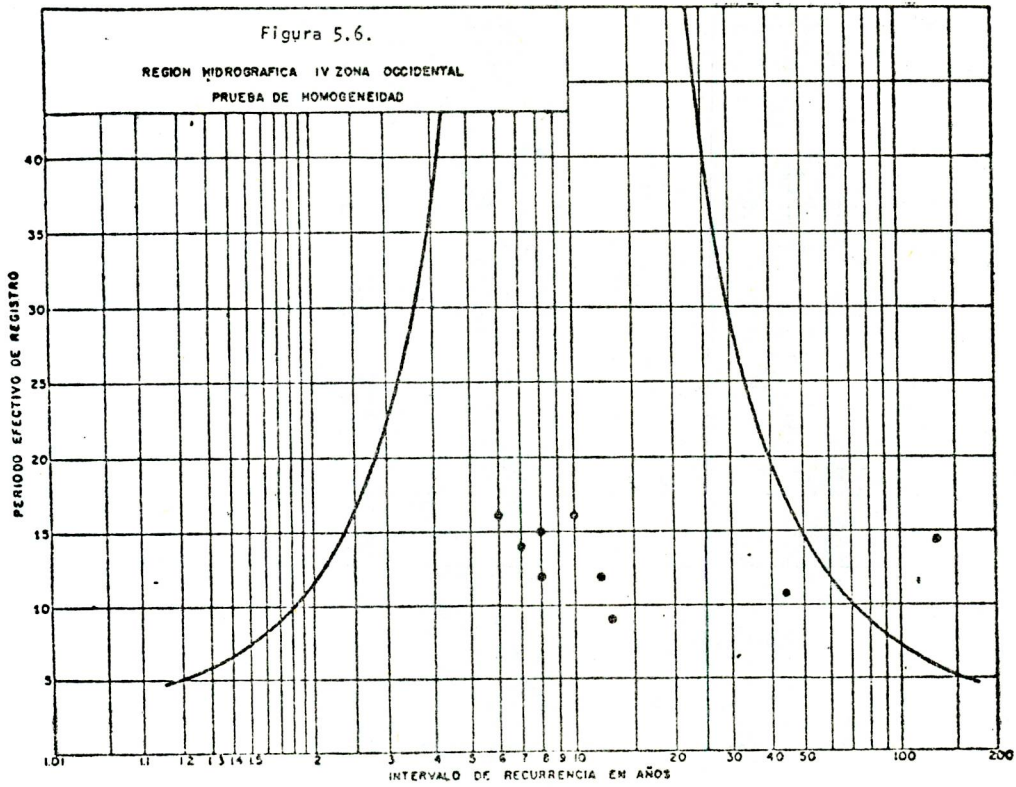


Figura 5.7. Relación Area vs. Q_{2.33}

CUADRO 5.5. DIAGRAMA DE BARRAS REGION HIDROGRAFICA IV

RIOS	OBSERVACIONES																										
	40/41	41/42	42/43	43/44	44/45	45/46	46/47	47/48	48/49	49/50	50/51	51/52	52/53	53/54	54/55	55/56	56/57	57/58	58/59	59/60	60/61	61/62	62/63	63/64	64/65	65/66	
ACARIGUA en Pte. Acarigua																											Est. en base al río Sarare en Agua Blanca
BOCONO en Peña Larga																											
CAMORUCO en Sitio de Presa																											Eliminado por mal funcion.de la estación
COJEDES en San Rafael																											Est. en base al río Tírgua en Paso Vibora
GUACHE en Puente Viejo																											
GUARICO en La Puerta																											
GUARICO en Boca de Cagua																											Est. en base al río Guárico en La Puerta
Las Mariá; en Pte. L. Mariás																											No pudo estimarse los datos faltantes
Masparro en Pte. Masparro																											
Morador en Pte. Morador																											Esta. en base al río Guache en Pte. Viejo
PAGUEY en El Paso																											
PAO en Paso La Balsa																											Est. en base al río Tírgua en Paso Vibora
PORTUGUESA en Pte. Portuguesa																											Est. en base al río Boconó en Peña Larga
SANTO DOMINGO en Curay																											Est. en base al río Sto. Dom. en Pte. S.D.
SARARE en Sarare																											
SARARE en Agua Blanca																											Est. en base al río Tírgua en Paso Vibora
TINACO en Puente Tinaco																											
TINACO en Sito de Presa																											Est. en base al río Tinaco en Pte. Tinaco
TIRGUA en Paso Viboral																											Est. en base al río Sarare en Agua Blanca
TUCUPIDO en Pte. Tucupido																											Est. en base al río Masparro en Pte. Masp.
URIBANTE en Pte. Colgante																											Medido con mira

DATOS REGISTRADOS  DATOS ESTIMADOS 

CUADRO 5.6. REGION HIDROGRAFICA IV ZONA OCCIDENTAL

R I O S	AREA HOYA Km ²	CRECIENTE MEDIA ANUAL. $Q_{2,33}$ m ³ /seg.	CRECIENTE 10 ANOS Q_{10} m ³ /seg.	$Q_{10}/Q_{2,33}$	$Q_{2,33} \times 1.83$ m ³ /seg.	Ti para 0 COLUMNA 6 AÑOS	PERIODO DE REGISTRO AJUSTADO AÑOS	O B S E R V A C I O N E S
	2	3	4	5	6	7	8	9
ACARIGUA en Pte. Acarigua	970	840	1.700	2.02	1.537	8	15	
BOCONO en Peña Larga	1.580	1.240	1.530	1.23	2.269	130	14	
GUACHE en Puente Viejo	300	400	1.000	2.50	732	6	16	
MASPAPRO en Pte. Maspairo	495	1.650	3.750	2.27	3.019	7	14	
MORADOR en Puente Morador	615	545	740	1.35	997	44	11	
PAGUEY en El Paso	810	1.140	2.100	1.34	2.086	10	16	
PORTUGUESA en Pte. Portug.	810	370	600	1.62	677	14	12	
SANTO DOMINGO en El Curay	690	790	1.370	1.73	1.445	13	9	
TUCUPIDO en Pte. Tucupido	440	830	1.630	1.96	1.518	8	12	
LAS MARIAS en Pte. Las Marias	325	440	--	--	--	--	--	No se tomó en cuenta en el cálculo
URIBANTE en Pte. Coligante	3.950	2.650	--	--	--	--	--	No se tomó en cuenta en el cálculo

$$\bar{I} = \frac{Q_{10}}{Q_{2,33}} = 16.52$$

$$\text{RELACION PROMEDIO} = 1.83$$

CUADRO 5.7. REGION HIDROGRAFICA IV ZONA OCCIDENTAL INTERVALO DE RECURRENCIA-AÑOS

R I O S	Q _{2.33}	1.1	1.5	3	5	10	20	50
ACARIGUA en Pte. Acarigua	840	0.53	0.74	1.14	1.48	2.02	2.73	4.16
BOCONO en Peña Larga	1.240	0.67	0.87	0.97	1.15	1.23	1.41	1.57
GUACHE en Puente Viejo	400	0.45	0.70	1.20	1.65	2.50	3.72	6.12
MASPARRO en Puente Masparro	1.650	0.49	0.72	1.16	1.57	2.27	3.27	5.15
MORADOR en Puente Morador	545	0.80	0.87	1.06	1.89	1.35	1.55	1.83
PAGUEY en El Paso	1.140	0.59	0.78	1.12	1.39	1.84	2.34	3.30
PORTUGUESA en Pte. Portug.	370	0.64	0.81	1.10	1.29	1.62	2.02	2.64
SANTO DOMINGO en El Curay	790	0.28	0.66	1.15	1.44	1.73	1.95	2.14
TUCUPIDO en Pte. Tucupido	440	0.56	0.76	1.15	1.45	1.96	2.64	3.84
MEDIANA	---	0.56	0.76	1.15	1.45	1.84	2.34	3.30

NOTA: LA TABLA 7-9 Se encuentra en la página del texto.

CUADRO 5.8. ESCORRENTIA MAXIMA PARA LAS ESTACIONES A, B, C y D

AÑO	Q_p en $m^3/seg.$							
	ESTACION C		ESTACION A		ESTACION B		ESTACION D	
	$m^3/seg.$	m	$m^3/seg.$	m	$m^3/seg.$	m	$m^3/seg.$	m
1907	70.2	1	(60.0)	1	(52.0)		(89.0)	1
1914	40.2	6	(10.0)	6	(20.5)	6	18.9	14
1915	13.3	23	(0.3)	22	(3.6)	22	3.5	23
1916	59.5	2	(36.0)	2	(40.0)	2	28.9	8
1917	33.4	11	(5.4)	11	(15.0)	10	45.9	2
1918	24.8	19	(2.2)	19	(9.9)	18	(10.7)	18
1919	23.9	20	(0.1)	23	(2.2)	23	8.2	22
1920	40.2	5	(10.0)	5	(21.0)	5	24.9	9
1921	44.5	4	(14.0)	4	(24.5)	4	(36.0)	5
1946	29.2	15	(3.8)	14	(12.5)	15	34.8	6
1952	30.0	14	(4.0)	13	(13.0)	13	39.6	3
1960	23.2	21	(1.7)	21	(8.5)	21	9.0	21
1961	37.4	7	(7.6)	9	(18.5)	7	(81.1)	7
1962	32.3	13	2.5	17	(14.8)	11	(18.5)	15
1963	23.0	22	1.7	20	(8.5)	20	(9.4)	20
1964	34.8	9	6.5	10	11.8	16'	(21.8)	11
1965	35.7	8	4.4	12	14.0	12	(22.8)	10
1966	24.8	18	2.2	18	9.4	19	(10.7)	19
1967	32.8	12	8.6	8	17.4	8	(19.0)	13
1968	26.8	16	3.3	15	11.0	17	(12.7)	16
1969	25.1	17	2.9	16	16.5	9	(11.0)	17
1970	34.3	10	8.8	7	12.9	14	(21.5)	12
1971	46.7	3	(16.5)	3	(27.0)	3	(39.5)	4
	n = 23 A = 558.0 Km ²		n = 9 A = 29.7 Km ²		= 7 A = 148.5 Km ²		n = 10 A = 665.6 Km ²	

NOTA: La Estación C fue escogida como patrón por su largo registro lo que permitió utilizar la estación D que había sido eliminada. Como puede notarse sólo se han incluido los años "Comunes" a todas las estaciones. Los valores entre paréntesis fueron estimados en base a la Figura 5.9.

CUADRO 5.9. OBTENCION DEL PERIODO DE RETORNO PARA LAS ESTACIONES A, B, C y D

m ^{1/}	ESTACION A	ESTACION B	ESTACION C	ESTACION D	$TR = \frac{n + 1}{m}$ ^{3/}
1	(60.0) ^{2/}	(52.0)	70.2	(89.9)	24.000
2	(36.0)	(40.0)	59.5	45.9	12.000
3	(16.5)	(27.0)	46.7	39.6	8.000
4	(14.0)	(24.5)	44.5	(39.5)	6.000
5	(10.0)	(21.0)	40.2	(36.0)	4.80
6	(10.0)	(20.5)	40.2	34.8	4.00
7	8.8	(18.5)	37.4	31.1	3.43
8	8.6	17.4	35.7	28.9	3.00
9	(7.6)	16.5	34.8	24.9	2.67
10	6.5	(15.0)	34.3	(22.8)	2.40
11	(5.4)	(14.8)	33.4	(21.8)	2.18
12	4.4	14.0	32.8	(21.5)	2.00
13	(4.0)	(13.0)	32.3	(19.0)	1.85
14	(3.8)	12.9	30.0	18.9	1.71
15	3.3	(12.5)	29.2	(18.5)	1.60
16	2.9	11.8	26.8	(12.7)	1.50
17	2.5	11.0	25.1	(11.0)	1.41
18	2.2	(9.9)	24.8	(10.7)	1.33
19	(2.2)	9.4	24.8	(10.7)	1.26
20	1.7	(8.5)	23.9	(9.4)	1.20
21	(1.7)	(8.5)	23.2	9.0	1.14
22	(0.3)	(3.6)	23.0	8.2	1.09
23	(0.1)	(2.2)	13.3	3.5	1.04

^{1/} m es el orden de magnitud del evento

^{2/} Cifras entre paréntesis son estimadas (Figura 5.9)

^{3/} TR = Tiempo de retorno

NOTIA: En la Figura 5.10, sólo se marcan los puntos de valores reales

7. Se calcula la relación $q_{10}/q_{2.33}$ para cada estación (Cuadro 5.10).
8. Se obtiene una *estimación* del q_{10} multiplicando cada $q_{2.33}$ por el promedio de valores $q_{10}/q_{2.33}$ (Cuadro 5.10).
9. Luego se determina el período de retorno T_R , para cada uno de los valores de q_{10} *estimados* en el punto 8 y utilizando las curvas de frecuencia individuales obtenidas en el punto 6 (Cuadro 5.10).
10. Se obtienen los períodos de registros efectivos (n) de cada estación. Esto se logra sumándole a la longitud *real* de registro la mitad ($1/2$) del registro estimado (Cuadro 5.10).
11. En un papel especial (Fig. 5.11) con límites $2S$, se grafican los valores T_R obtenidos en el punto 8 versus su correspondiente longitud de registro (n) determinado en el punto 10. Para T_R se utiliza la escala logarítmica (Fig. 5.11). Aquellas estaciones que no queden entre las dos líneas límites son consideradas como no-homogéneas y por lo tanto no deben utilizarse para la obtención de la curva de regionalización. En el ejemplo, la estación C escogida como patrón, quedó fuera del análisis; esta situación hay que evitarla, ya que la buena correlación puede ser debida a una similaridad por chance.
12. Se calculan las relaciones $q_{1.1}/q_{2.33}$, $q_{1.5}/q_{2.33}$, $q_5/q_{2.33}$, $q_{10}/q_{2.33}$, $q_{20}/q_{2.33}$, $q_{50}/q_{2.33}$ de cada una de las estaciones homogéneas y luego se obtiene la *mediana* de esos valores para cada uno de los períodos de retorno T_R . La mediana se obtiene *promediando* cada una de las relaciones obtenidas (Cuadro 5.11). Con esos valores se confecciona un gráfico, en papel log-extremo, de los valores de T_R versus las medianas de las relaciones $q/2.33$ del respectivo T_R ; el valor $q/2.33 = 1$ se grafica contra el valor de $T_R = 2,33$. La curva obtenida tiene que pasar por ese punto (Figura 5.12).

13. Se elabora un gráfico Area versus $q_{2.33}$ para cada estación utilizando papel doble-logarítmico (Figura 5.13).

Los gráficos obtenidos en los puntos 12 y 13 son utilizados para obtener la curva de frecuencia para cualquier localidad. Para ello, se obtiene el valor de $q_{2.33}$ de la Figura 5.13; luego se multiplica ese valor por las relaciones $q/q_{2.33}$ para varios valores de T_R obtenidos de la Figura 5.12. Los valores de q son entonces graficados versus su correspondiente T_R en papel de probabilidad-extremo. El gráfico así obtenido representa la curva de frecuencia para la cuenca en consideración.

Ejemplo:

Tomando las Figuras 5.7 y 5.8 Gabaldón (1968) para la región IV occidental, obtenga la crecida de 50 años para la cuenca del río la Yuca en puente la Yuca, cuya área es de 265 km^2 . Con la Figura 5.7 obtenemos un $q_{2.33} = 360 \text{ m}^3/\text{seg}$; de la Figura 5.8 obtenemos un $q/q_{2.33} = 7.3$ para una frecuencia de 50 años. Multiplicando los valores obtenidos en ambas figuras obtenemos el gasto máximo para esa frecuencia.

$$q_{\text{max}_{50}} = 360 \times 7.3 = 2628 \text{ m}^3/\text{seg}$$

El río La Yuca en su corto registro tiene un gasto real igual a $1500 \text{ m}^3/\text{seg}$. para esa frecuencia, lo que indica que hay un error del +79 % en la estimación, sin embargo, la curva de frecuencia del Río La Yuca muestra dos tendencias, si tomamos la segunda curva de frecuencia encontramos un $Q_{50} = 3000 \text{ m}^3/\text{seg}$ valor más cercano al obtenido.

Evaluación de Métodos

Es difícil determinar a ciencia cierta cual de los métodos antes expuestos es el mejor o más conveniente para una región en particular. Hiemstra, et. al (1967), evaluaron varios métodos llegando a la conclusión que el método Racional daba mejores resultados que el del Soil Conservation Service, sin embargo,

CUADRO 5.10. CALCULOS PARA PRUEBA DE HOMOGENEIDAD

ESTACION CALCULO	A	B	C	D
$q_{2.33}$ <u>1/</u>	5.85	15.70	34.2	24.2
q_{10} <u>1/</u>	35.00	33.90	53.50	55.5
$q_{10}/q_{2.33}$	6.07	2.16	1.56	2.29
q_{10} cal = $q_{2.33} (\bar{X})$	17.67	47.41	103.28	73.08
TR para q_{10} cal. (Fig.)	5.5	20.5	95.0	17.0
n efectiva <u>3/</u> estimada	16	15	23	16.5

$\bar{X} = 3.02$ 2/

1/ De la Figura 5.10

2/ $\bar{X} = \Sigma(q_{10}/q_{2.33})/4 =$ promedio de $q_{10}/q_{2.33}$

3/ n efectiva = $n_{real} + \frac{n_{estimada}}{2}$

NOTA: Los valores de Tr y n efectiva se utilizan en la Figura 5.11 con TR en la escala logarítmica. La estación C resulta no homogénea.

CUADRO 5.11. OBTENCION DE LA CURVA REGIONAL

ESTACION	$q_{1.1}/q_{2.33}$ <u>1/</u>	$q_{1.5}/q_{2.33}$	$q_{1.5}/q_{2.33}$	$q_{10}/q_{2.33}$	$q_{20}/q_{2.33}$	$q_{50}/q_{2.33}$
A	.219	.496	2.700	5.983	12.308	34.188
B	.513	.732	1.522	2.153	2.994	4.522
D	.496	.723	1.587	2.293	3.264	5.248
Promedio	.409	.650	1.936	3.476	6.190	14.653

1/ Valores de la Figura 5.10.

NOTA: Con los valores promedios de $q/q_{2.33}$ se confecciona el gráfico de la Figura 5.12.

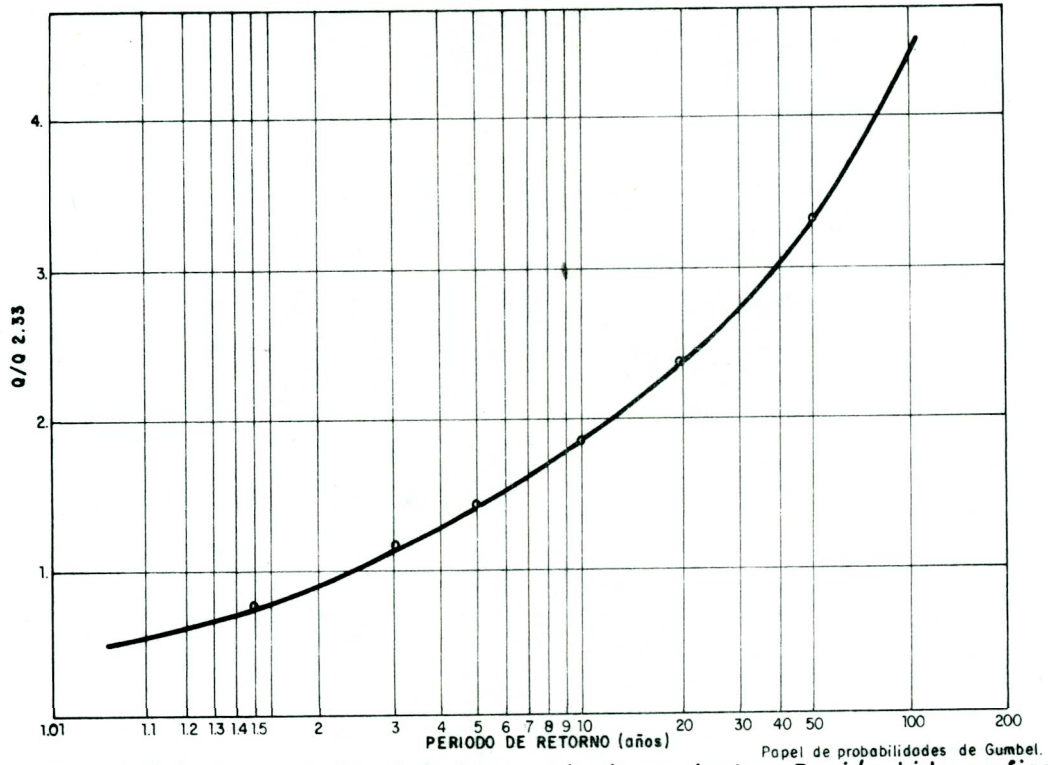


Figura 5.8.-Curva regional de frecuencia de crecientes. Región hidrográfica IV Zona Occidental.

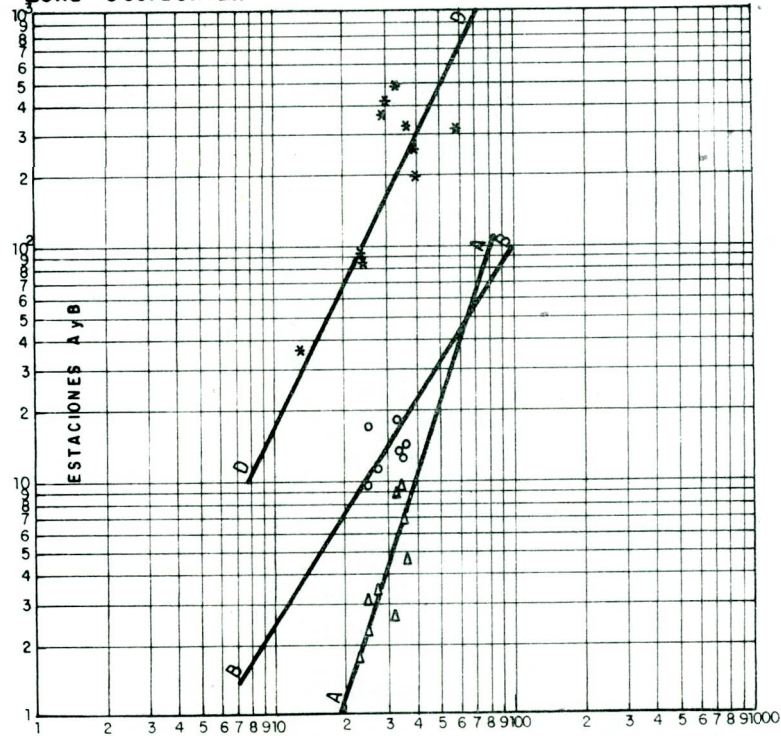


Figura 5.9.-Correlación entre la estación C de registro mas largo y las estaciones A,B y C.

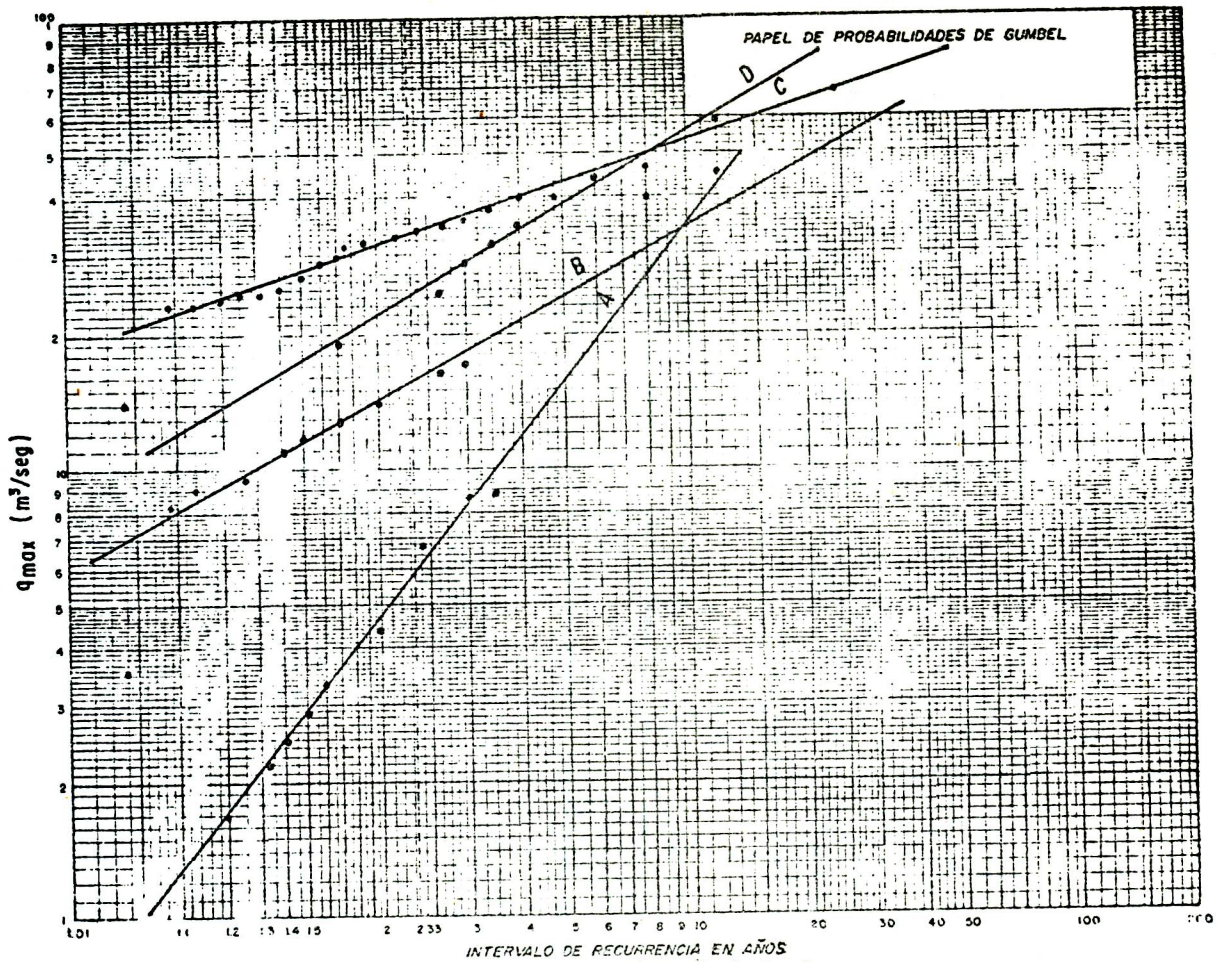


Figura 5.10 Curvas de frecuencia para las estaciones A, B, C y D.

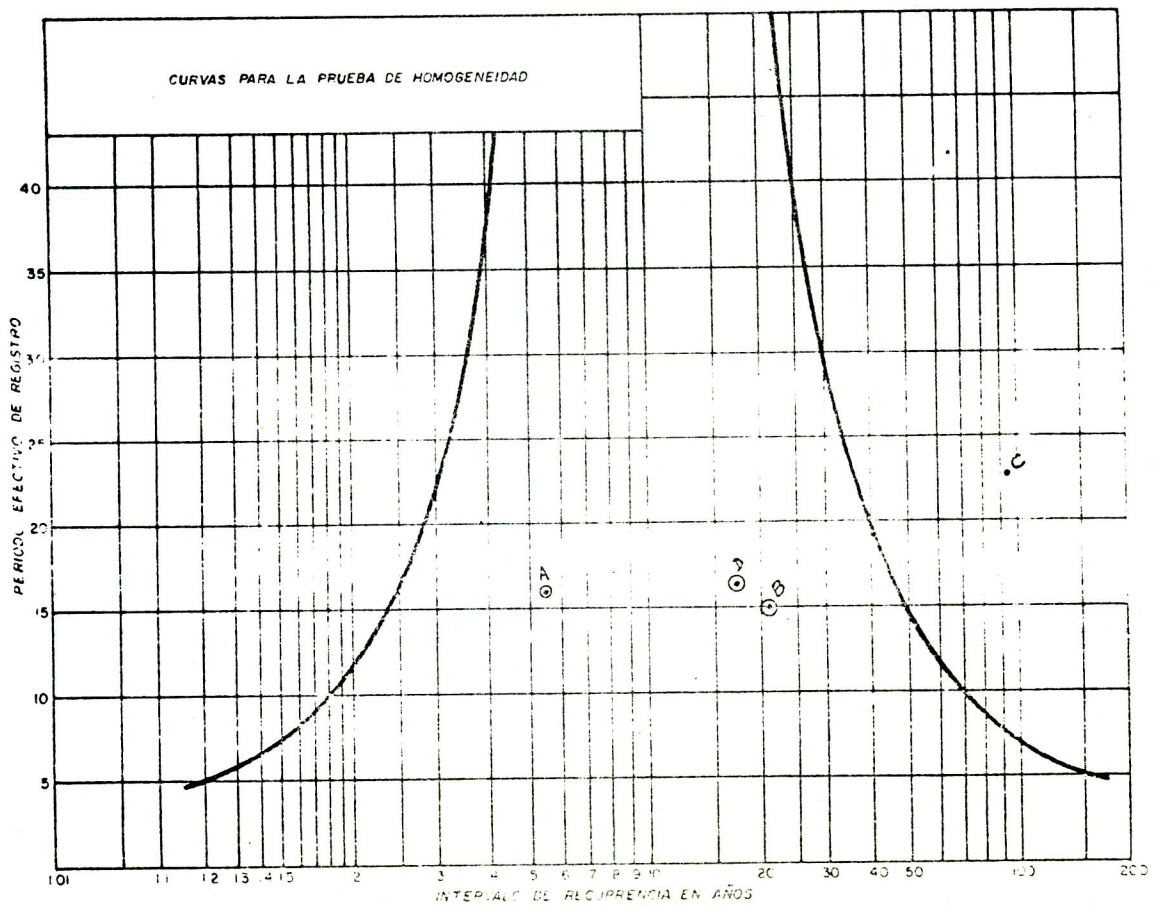


Figura 5.11. Prueba de Homogeneidad.

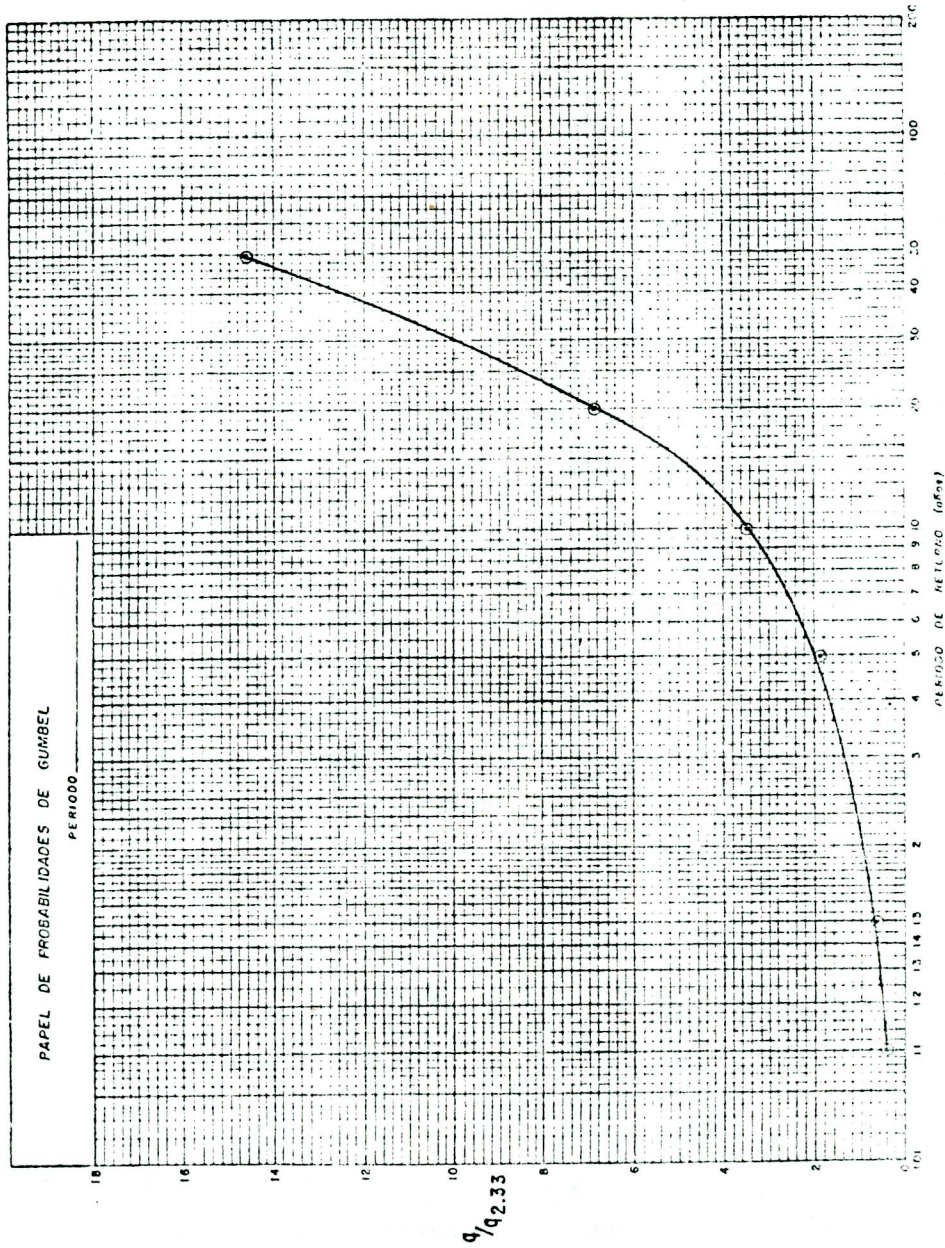


Figura 5.12. Curva Regional de frecuencia

ambos métodos fueron superados por otros. Rojas (1978) evaluó los métodos antes descritos CONCLUYENDO que el Método del SCS era el mejor para la región de Los Llanos Occidentales de Venezuela, tal como se muestra en el Cuadro 5.3. Posteriormente Rojas (1981) realizó una evaluación más detallada con eventos reales de cuencas experimentales de Estados Unidos y con cuencas Venezolanas, concluyendo que el uso de modelos hidrológicos, aún sencillos, y la ecuación de Holtan y Overton dan los mejores resultados. Los Cuadros 5.12 y 5.13 presentan algunos resultados del estudio; la Figura 5.14 muestra gráficamente esos resultados y puede observarse la dispersión de valores obtenidos por el método Racional y el Soil Conservation Service en comparación con el modelo de Rojas (1976).

Como resultado de las grandes discrepancias observadas en los métodos que fueron analizados, Rojas (1981) concluye que:

1. Los métodos fueron desarrollados para estimar la escorrentía directa, por lo tanto no toman en cuenta el caudal base o antecedente. A excepción de la Curva Regional de frecuencia, que es un método estadístico.
2. Que es más lógico deducir un caudal de una frecuencia dada, a partir del caudal de una frecuencia mayor (ej. 100 años) que utilizar la lluvia para esa frecuencia.
3. Que la crecida máxima de 100 años es el resultado de la crecida generada por la lluvia de 100 años más un cierto caudal antecedente.

Tomando en consideración lo anterior, se preparó el Cuadro 5.14 que muestra la relación entre el caudal de 100 años y otras frecuencias y luego se confecionó la Figura 5.15 que representa gráficamente los valores del Cuadro 5.14. Con esa información se analizaron los caudales estimados y se determinó que para fines de planificación de proyectos, el caudal de 100 años puede ser estimado como:

$$q_{100} = 1.34 q_{p100} \quad (5.12)$$

en donde:

q_{100} = caudal de 100 años

q_{p100} = caudal generado por la lluvia de 100 años y calculado con un modelo hidrológico.

el coeficiente 1.34 es una relación empírica obtenida con datos de cuencas venezolanas.

Para determinar el caudal para otras frecuencias, se utiliza la Figura 5.16 para obtener el valor de q/q_{100} y de esa manera:

$$q_{TR} = q_{100} \times q/q_{100} \quad (5.13)$$

en donde:

q_{TR} = caudal máximo para una frecuencia TR

q/q_{100} = valor obtenido del Cuadro 5.15 y la Figura 5.16 para la frecuencia TR.

CUADRO 5.12. Resumen de Evaluación de Metodologías de Estimación de Caudales Máximos. Cuenecas Experimentales de Estados Unidos.

Cuenecas y Fechas de Eventos	Area (acres)	Precip. P (pulg)	Esc. Q (pulg)	q _{max} medido (pulg./h)	q _{max} calculado (pulg/h y Error (%))											
					Hidrolog. Triangul-		Fórmula Racional		Modelo Rojas		Hidrolog. Compuesto		Horton Overton			
					q	%E	q	%E	q	%E	q	%E	q	%E		
Y-8, Waco Texas Jun 4, 1957 Jul 19, 1968 Mar 12, 1953	20.8	2.00 1.96 0.91	1.067 0.576 0.633	2.150 0.997 0.639	1.41 0.62 0.79	-34 -39 +24	1.88 1.19 0.84	-13 +19 +31	2.06 1.29 0.69	-4 +29 +8	1.67 1.05 1.50	-22 +5 +135	2.15 1.20 0.70	0 +20 +9		
Y-6 Waco Texas Jul 19, 1968 May 6, 1955 Jun 4, 1957 Jun 23, 1959	16.3	2.180 1.400 2.010 2.690	0.591 0.143 1.127 0.764	0.776 0.373 0.931 1.030	0.54 0.28 1.37 0.59	-30 -25 +47 -43	1.45 1.94 1.78 0.88	+87 +420 +91 -15	0.74 0.29 0.94 0.53	-5 -22 +1 -10	1.05 0.28 1.22 0.85	+35 -25 +31 -17	0.69 0.35 0.81 0.85	-11 -6 -13 -17		
Y-10, Waco Texas Jul 19, 1968	18.6	2.220	0.948	0.862	1.09	+26	1.35	+57	0.88	+2	1.84	+113	0.97	+13		
SW-12, Waco Texas Jul 19, 1968	2.97	2.050	1.131	2.925	2.12	-28	2.30	-21	2.46	-16	1.97	-33	2.45	-16		
SW-17, Waco Texas Jul 19, 1968	2.99	1.540	0.492	0.777	0.76	-2	1.29	+66	0.80	+3	2.70	+247	0.83	+7		
W-10, Waco Texas Mar 12, 1953 Abr 1/4, 1957 Jun 4, 1957 Jun 23, 1959 May 22, 1961 Jun 25, 1961	19.7	0.750 1.800 1.160 2.780 1.850 1.470	0.384 1.466 0.481 1.210 0.177 0.278	1.070 2.790 0.853 1.960 0.422 0.334	0.51 2.63 0.49 0.91 0.19 0.54	-52 -6 -43 -54 -55 -21	1.15 2.25 0.81 1.11 +170 2.10	+7 -20 -5 -43 +396	1.09 2.37 1.33 1.74 0.31 0.30	+2 -15 +56 -27 -11 -29	0.28 1.48 0.62 1.38 0.23 0.36	-74 -47 -27 -30 -45 -15	0.86 2.59 0.73 1.46 0.31 0.29	-20 -7 -14 -26 -26 -31		
1-H, Hastings, Neb. Jul 26, 1964	3.60	1.280	0.190	1.490	1.07	-28	1.46	-2	1.36	-9	1.24	-17	1.70	-14		
4-H, Hastings, Neb Jun 29, 1965	3.64	0.820	0.600	3.190	3.00	-6	2.52	-21	2.11	-34	2.00	-37	3.61	+13		
5-H, Hastings, Neb Jul 26, 1964	3.93	1.280	0.400	2.30	2.00	-13	2.68	+17	2.22	-3	1.89	-18	2.58	+12		
W-4, Oxford, Miss Abr 3, 1959	2000	0.550	0.305	0.145	0.18	+24	0.17	+17	0.13	-10	0.48	+231	0.18	-24		
W-19, Oxford, Miss Jul 12, 1958 Aug 24, 1959 Oct 16, 1962	243	1.000 1.120 0.810	0.175 0.117 0.185	0.106 0.147 0.279	0.09 0.15 0.14	-15 +2 -50	0.25 0.53 0.37	+136 +260 +33	0.13 0.13 0.27	+23 -12 -3	0.26 0.31 0.28	+145 +111 +0.4	0.13 0.15 0.23	-23 +2 -18		
W-5, Oxford, Miss Abr 3, 1968 Jun 10, 1959	1130	0.690 1.300	0.623 0.747	0.307 0.607	0.56 0.67	+82 +10	0.18 0.49	-41 -19	0.31 0.64	+1 +5	0.95 0.93	+209 +53	0.45 0.73	+46 +20		
W-30, Oxford, Miss Jun 30, 1957 Abr 3, 1958	113	0.870 0.550	0.175 0.200	0.263 0.156	0.32 0.18	+22 +15	0.30 0.27	+14 +73	0.23 0.23	-13 +47	0.22 0.26	-17 -67	0.30 0.19	+14 +22		
W-35, Oxford, Miss Mar 4, 1964	7550	1.520	1.401	0.396	0.22	-44	0.15	-62	0.40	+1	0.58	+46	0.34	-14		

Error Máximo
Causas con error menor de 20%
+82% 8 16
+420% 8 13
+56% 20 25
+247% 7 11
+46% 18 26

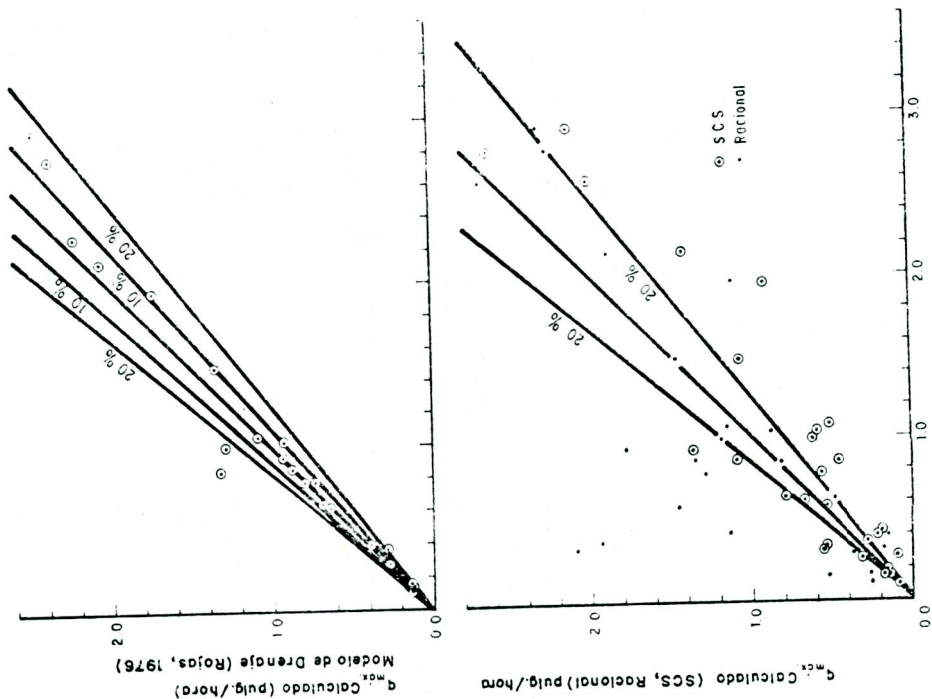


Figura 5.14. Comparación de caudales estimados contra caudales medidos. Curvas Experimentales de E.F.U.II.

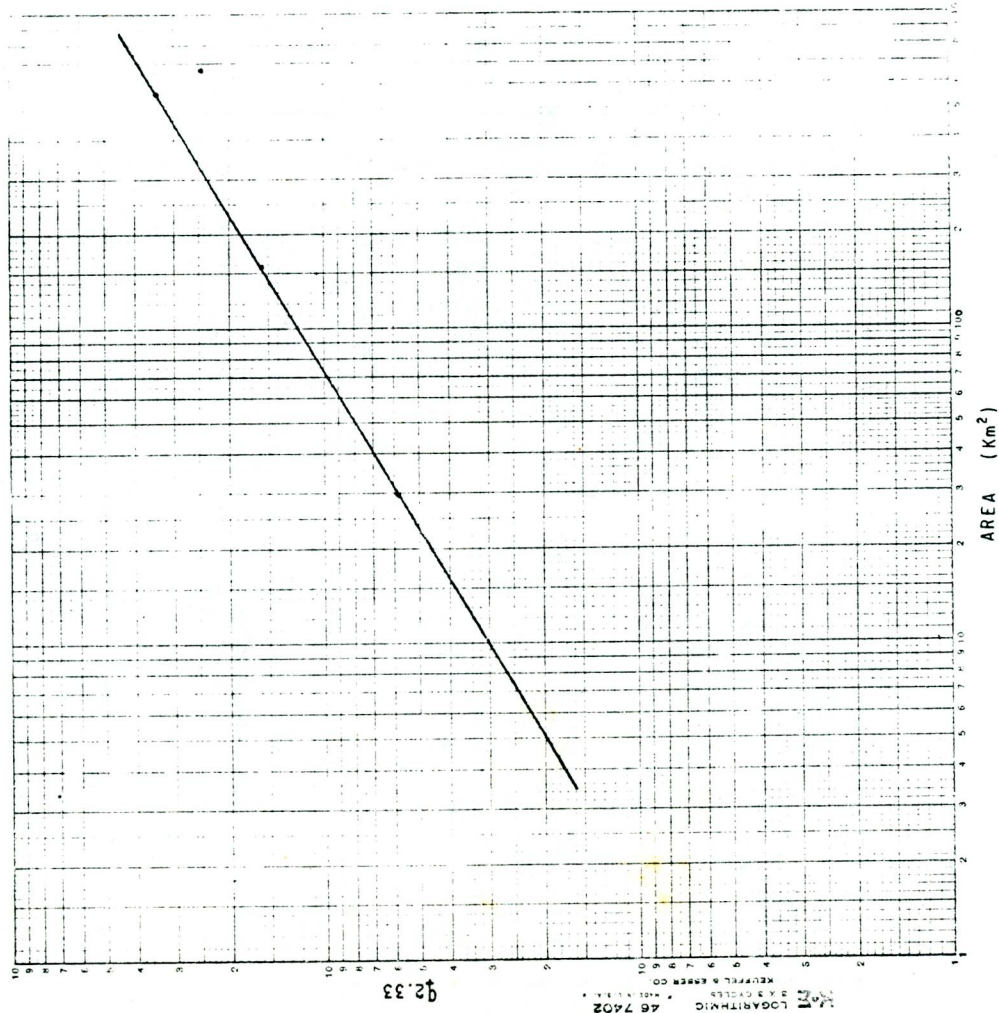


Figura 5.13. Relación Area versus $q_{2.33}$

CUADRO 5.13. Comparación de Métodos de Estimación de caudales máximos con datos medidos en cuencas experimentales de Estados.

Concepto de Evaluación	Hidrograma Triangular	Formula Racional	Modelo Rojas	Hidrograma Compuesto	Holtan y Overton
1) TODOS LOS CASOS (28)					
a) Error Máximo (%)	+ 82%	+ 420 %	+ 56%	+ 247 %	+ 46%
b) " Minimo (%)	(+-) 2%	- 2 %	+ 1%	+ 0.4 %	0%
c) Sobre Estimados(no)	9	17	12	13	11
d) Sub-estimados (no)	19	11	16	15	17
e) error < 10% (no)	5	3	16	2	6
f) error < 20% (no)	8	9	20	7	21
g) error < 30% (no)	17	12	25	11	26
2) CUENCAS <8 HAS (19)					
a)Máximo error	- 55%	+ 420 %	+ 56%	+ 247 %	- 26%
b)error menor 20%	4/19	4/19	13/19	5/19	14/19
3) CUENCAS 45-3020 Has(9)					
a)Máximo error	+ 82%	+ 260 %	+ 47%	+ 231 %	+ 46%
b)error menor 20%	4/9	2/9	7/9	2/9	5/9
4) CUENCAS > 500 Has (4)					
a) Máximo error	+ 82%	- 62%	- 10%	+ 231%	+ 46%
b) error menor 20%	1/4	2/4	4/4	0/4	1/4
c) error < 10%	1/4	0/4	4, 4	0/4	0/4

CUADRO 5.14. Caudales máximos de 100 años y su relación con caudales de otras frecuencias. Cuencas venezolanas.

Rio/ Sitio	A _{rea} (Km ²)	q ₁₀₀ (m ³ /seg)	q ₅ / q ₁₀₀	q ₂₅ / q ₁₀₀	q ₅₀ / q ₁₀₀
Guataparo, Cia. Inglesa	45	37.4	0.65	0.84	0.92
Masparro, Pte Masp.	495	4650	0.49	0.76	0.88
Pav. La Balsa	2730	1060	0.49	0.77	0.89
Tinaco. Pte Tinaco	680	1122	0.43	0.74	0.87
Tocoron Pte. Chavero	114	266	0.42	0.74	0.87
Tigua, Paso Viboral	1563	1313	0.46	0.76	0.88
Tuy, Tazon	1180	452	0.49	0.77	0.88
Sarare, Sarare	220	371	0.41	0.73	0.87
Portuguesa, Pte. Port	762	892	0.58	0.81	0.90
Yaracuy, Pte. Cumarida	290	544	0.45	0.75	0.88
Guarico, Boca Cagua	2040	954	0.45	0.75	0.88
Cojedes. S.R.Onoto	4325	1760	0.38	0.72	0.86
Guache. Pte Viejo	300	1306	0.46	0.75	0.88
Paguey, El Paso	810	2980	0.55	0.80	0.90
La Yuca. Pte La Yuca	265	1550	0.50	0.77	0.89
Tucupido. Pte Tucup.	440	2050	0.49	0.79	0.90
Qda. Araure, Araure	16.8	9.9	0.47	0.76	0.87
	\bar{x}		0.481	0.765	0.884
	σ		0.065	0.030	0.015

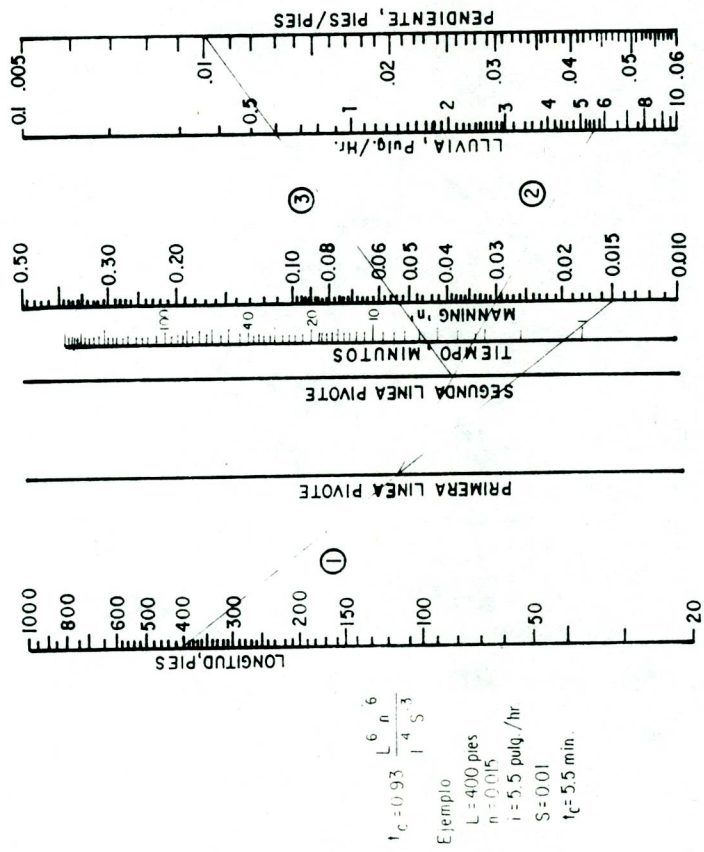


Figura 5.15. Nomograma para calcular el tiempo de concentración con la ecuación 2.13 (Ragan y Obiukwu, 1972).

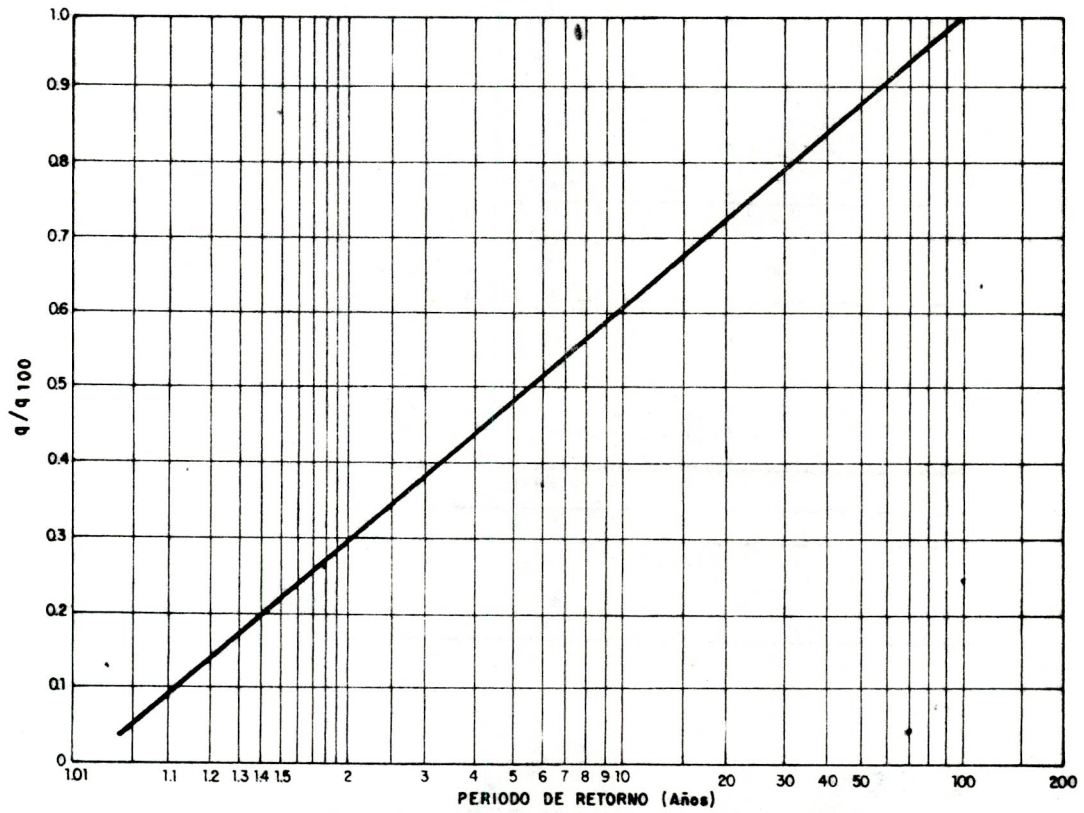


Figura 5.16 :- Correlación entre estaciones A, B, C y D.

BIBLIOGRAFIA

- Amisial, Roger 1976. Problema Ilustrativo sobre Análisis de Frecuencia en la Hidrología. CIDIAT, 1976.
- Amisial, Roger 1977. Distribuciones Probabilísticas Comunes utilizadas en Hidrología. CIDIAT, 1977.
- Aron, Gert, A.C. Miller and D.F. Lakatos 1977. Infiltration baseal on SCS Curve Number. Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE, Vol. 103 N° IRA, pág. 419-427.
- Avellán, V. y F. Ayala 1970. Hidrogramas Unitarios de Ríos de Venezuela. Publicación Informativa N° 6. COPLANARH. Venezuela, 1970.
- Bell, Frederick C. 1968. Estimating Floods from Extreme Rainfall. Colorado State University, Hidrology Paper N° 29.
- Black, P.E. and J.W. Cronn Jr. 1975. Hydrograph Responses to Water shed Model Size and Similitude Relations. Journal of Hydrology, Vol. 26 N°3/4 p. 255-266, Aug. 1975.
- CIDIAT, 1976. Banco de Programas. Informe Anual 1976.
- Comer, G.H. and H.N. Holtan 1976. Plot Derived Parameters for Basin Computations. Hydrology Sciencies Bulletin, Vol. 21, N° 1, pag. 53-59, March 1976.
- Chiang, Sie Ling 1975. Prediction of Flood Volume from Small Humid Region Watershed. Journal of the Hudraulic Division ASCE, Vol. 101, N° H y 7, Proceedings Paper 11466, pág. 817-828, July 1975.
- Chow, Ven Te 1964. Handbook of Applied Hydrology. Mac Graw Hill Book Co. N.Y 1964.
- Christiansen, J.E. y G.H. Hargreaves 1969. Irrigation Requierements from Evaporation. International Commission on Irrigation and Drainage, Seventh Congress, pag. 23.568-23.596.
- Cristiansen, J.E. y G.H. Hargreaves 1971. Irrigation Requirements and Climatic Evaluations for Venezuela. Utah State University Agricultural and Irrigation Department, 1971.
- De León, Alfredo 1976. Evaluación de un Sistema de Drenaje Superficial en Los Llanos Occidentales de Venezuela. Tesis de MS. CIDIAT, 1976.
- Duque, Roberto. 1980. Precipitación: Formación, Medición y Análisis de Datos. CIDIAT.
- Duque, Roberto y T.A. Bandes 1983. Estadística Aplicada a la Hidrología. CIDIAT.

- Gabaldón, Arnoldo J. 1968. Regionalización de Curvas de Frecuencia de Crecientes para Venezuela. Pub. N° 14, Sección de Inventario de Proyectos, División de Planeamiento. D.O.H., MOP, Caracas, Venezuela.
- Golding, Bernard L. 1979. Discussion on "Runoff Curve Dumber With Varying Site Moisture". Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE; Vol. 105 N° IR4, pág. 439-441.
- Grassi, Carlos J. 1966. Estimación de los Usos Consuntivos de Agua y Requerimientos de Riego con Fines de Formulación y Diseño de Proyectos. Criterios y Procedimientos, CIDIAT.
- Guilarte, R.J. 1974. Hidrología Práctica para Ingenieros. Colegio de Ingenieros de Venezuela.
- Guinnes, J.L. and W.A. Edwards. 1975. A Watershed Soil Index of Runoff Potential. Journal of Soil and Water Conservation, Vol. 30, N°4, págs. 184-186. July-August, 1975.
- Gupta, V.L. y P.J. Sinclair 1976. Time of Concentration of Overland Flow. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 102, N° HY4, págs. 549-553. April 1976.
- Gupta, V.L. 1976. El Componente de Infiltración del proceso de Precipitación-Escorrentía. CIDIAT, 1976.
- Hawkins, R.H. 1978. Runoff Curve Number With Varying Site Moisture. Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE, Vol. 104 N° IR4, Proc. Paper 14254, págs. 389-398.
- Hawkins, R.E. 1979. Runoff Curve Numbers from Partial Area Watersheds. Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE, Vol. 105, N° IR4. Pre. Paper 15024, págs. 375-389.
- Hawkins, R.E. 1980. Infiltration and Curve Numbers: Some Prognostic and Theoretical Relationships. Proceedings Symposium on Watershed Management. 80, ASCE, Boise, Id, págs. 925-937.
- Hiemstra, Lourens, A.V. and Brian M. Reich 1967. Engineering Judgement and Small Area Flood Peaks. Hydrology Paper N° 19, Colorado State University USA.
- Huggins, L.F. and E.J. Monke 1970. Mathematical Simulation of Hydrologic Events of Ungaged Watersheds. Purdue University Water Resources Research Center, Lafayette Ind. USA.
- Holtan, H.M. and D.E. Overton 1965. Storage-flow Hysteresis in Hydrograph Synthesis. Journal of Hydrology. 2:309-323.

- Horton, R.E. 1939. Analysis of Runoff-plot Requirements With Varying Infiltration Capacities. Trans. Amer. Geography Union. 20:693-711.
- Kerby, W.S. 1959. Time of Concentration for Overland Flow. Civil Engineering, Vol. 60, pág. 174.
- Kirpich, Z.P. 1940. Time of Concentration of Small Agricultural Watersheds. Civil Engineering, Vol. 10 N° 6. pág. 362, June, 1940.
- Lane, L.J., D.A. Woolhier and V. Yevjevich 1975. Influence of Simplifications in Watershed Geometry in Simulation of Surface Runoff. Hydrology Paper N° 81, Colorado State University, USA.
- Ministerio de Obras Públicas, 1963. Atlas de Profundidad-Duración-Frecuencia de Lluvias de Venezuela. Publicación Técnica N° 2, DOH, MOP. 1963.
- _____ 1963. Lluvias Extremas para 1, 3, 6, 9, 12 y 24 horas de 84 Estaciones Escogidas. Publicación Técnica N° 3, DOH, MOP, 1963.
- _____ 1967. Manual de Drenaje, Dirección de Vialidad, MOP, Venezuela, 1967.
- _____ 1966. Atlas de Tormentas. Informe Técnico N° 2, Div. Hidrom, DOH, MOP, 1966.
- _____ 1975. Hidranal 1970. DGOH, MOP
- Overton, D.E. 1967. Analytical Simulation of Watershed Hydrographs from Rain fall. International Hydrology Symposium. Fort Collins, Colorado September, 1967.
- Overton, D.E. and M.E. Meadows 1976. Stormwater Modeling. Academic Press, 1976.
- Pagan, A.R. 1972. Rational Formula Needs Change and Uniformity in Practical Applications, Water and Sewage Works, Vol. 119 N° 10, págs. 92-94. October 1972.
- Pilgram, D.H. 1976. Travel Time and Nonlinearity of Flood Runoff from Tracer Measurements on a Small Watershed. Water Resources Research, Vol. 12, N° 3, págs. 487-496, July, 1976.
- Posewitz, Guido 1966. Estimación del Rendimiento Medio Anual. Manual de Estudios Preliminares para el Aprovechamiento Integral de Cuencas Hidrográficas. Cap. II, Parte 2, DOH., MOP. Venezuela.
- Ragan R.M. y J. Obiukwa Duru. 1972. Kinematic Wave Nomograph for Times of Concentration Journal of the Hydraulic Division, ASCE, Vol. 98, N° HY10, págs. 1765-1771.

Rallison, Robert E., R.C. Cronshey 1979. Discussion on "Runoff Curve Number With Varying Soil Moisture. Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE, Vol. 105, N° IR4, págs. 439-441.

Rojas, Rafael M. 1976. A Model for Surface Drainage Design on Nearly Level Agricultural Lands. Ph.D. Dissertation, Utah State University. 1976.

Rojas, Rafael M. 1976. Simuladores de Lluvia, CIDIAT, 1976.

_____ 1978. Comparación de Métodos de Estimación de Crecidas Máximas para Cuencas sin datos. II Jornadas Nacionales de Hidráulica, Mérida - Venezuela.

_____ 1981. Estimación de Caudales Máximos para Cuencas sin datos de Escorrentía en base a Precipitación y Parámetros de la Cuenca. CIDIAT Mérida - Venezuela.

Schwab, G.O., R.K. Frevert, J.W. Edminster and K _____ 1966. Soil and Water Conservation Engineering. The Ferguson Foundation Agricultural Engineering Series.

Sharp, A.L. y H.N. Holtan 1942. Extension of Graphic Methods of Analysis of Hydrograph of Control Plots and Small Homogeneous Watersheds. Trans. Geophys. Union 23:578-593.

Springer, E.P. Bruce J. McGurk, R.H. Hawkins and G.B. Coltharpa. 1980. Curve Numbers from Watershed data. Watershed Management Symposium, ASCE, Boise, Id. 1980.

Singh, V.P. 1976. Derivation of Time of Concentration. Journal of Hydrology Vol. 30, N° 1/2, págs. 147-165, May, 1976.

U.S. Soil Conservation Service, 1966, 1969, 1972. National Engineering Handbook. Section 4. Hydrology. USDA, Soil Conservation Service.

U.S.D.A., ARS. 1963, 1968, 1971, 1972. Hydrologic Data For Experimental Agricultural Watersheds in the United States. Miscellaneous Publication N° 945, 1070, 1164 y 1216.

Williams, J.R. and W.V. La Seur, 1976. Water Yield Model Using SCS Curve Numbers. Journal of Hydraulics Division, ASCE, Vol. 102, N° HY9. págs. 1241-1253. September, 1976.

Wisner, C.J. 1970. Hydrometeorology. Chapman and Hall, Ltda. London, 1970.

Zelenhasic, Emir, 1970. Theoretical Probability Distributions for Flood Peaks Hydrology Paper N° 42. Colorado State University.

