

437

F 5 M

UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

**ESTUDIOS HIDROLOGICOS NECESARIOS PARA EL
DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS**

**EXAMEN DE GRADO PRESENTADO POR
JOAQUIN ALFREDO FLORES MORALES
PREVIA OPCION AL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**



**FEBRERO
1970**

D.I. CIV.
1970
FJM
Ej. 1

CJ-1



UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

**ESTUDIOS HIDROLOGICOS NECESARIOS PARA EL
DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS**

**EXAMEN DE GRADO PRESENTADO POR
JOAQUIN ALFREDO FLORES MORALES
PREVIA OPCION AL TITULO DE
INGENIERO CIVIL**



15103210

**FEBRERO
1970**





UNIVERSIDAD DE EL SALVADOR

RECTOR:

Doctor José María Méndez

SECRETARIO:

Doctor José Ricardo Martínez

FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA

DECANO:

Ingeniero Guillermo Imery

SECRETARIO:

Ingeniero Rodolfo Jenkins

COORDINADOR DE LA ESCUELA DE INGENIERIA:

Ingeniero Felix Ulloa

JURADO CALIFICADOR DEL PROYECTO DE INGENIERIA:

Asesor Académico: Ingeniero Mario H. Zavaleta

Consultor: Ingeniero José Enrique Durán

Consultor: Ingeniero René Vidal Palma

EXAMEN DE GRADO:

Presidente: Ingeniero Mario H. Zavaleta

Primer Vocal: Ingeniero José Enrique Durán

Segundo Vocal Ingeniero René Vidal Palma

A G R A D E C I M I E N T O S

A mis padres

A mis familiares

C O N T E N I D O

INTRODUCCION

CAPITULO I - ADOPCION DE LA AVENIDA DE DISEÑO

CAPITULO II - INVESTIGACIONES PRELIMINARES

CAPITULO III - ESTUDIO DE LOS DATOS DE PRECIPITACION PARA EL
DISEÑO DE CURVAS DE FRECUENCIA

CAPITULO IV - DETERMINACION DE LAS RELACIONES DE ESCURRIMIENTO

CAPITULO V - CALCULO DE LOS TIEMPOS DE CONCENTRACION Y RETRASO

CAPITULO VI - EL HIDROGRAMA UNITARIO

1) Teoría

2) Desarrollo del Hidrograma Unitario para cuencas
aforadas y cuencas no aforadas.

CAPITULO VII - EJEMPLOS DEL DISEÑO DE AVENIDAS MAXIMAS

1) Cuenca Río Taisihuat

2) Cuenca Quebrada El Tránsito

CAPITULO VIII - CONTROL DE INUNDACIONES

I N T R O D U C C I O N

El Salvador se encuentra en un período de desarrollo económico, en el cual es necesario aprovechar todos los recursos que puedan ayudar al progreso. Uno de los recursos más importantes con que cuenta el hombre es el agua. En nuestro país la lluvia cae casi totalmente en la estación lluviosa, durante los meses de mayo a octubre, es por esta razón que durante la estación seca, miles de hectáreas con grandes posibilidades de riego quedan sin cultivo.

Se precisa entonces, buscar la manera de conservar el agua de la estación lluviosa para usarla en la estación seca. Una de las soluciones es la construcción de embalses que permitan utilizar el agua almacenada no sólo para fines de riego. En el diseño de este tipo de obras uno de los problemas más importantes que se presenta, es determinar el hidrograma de la avenida máxima que con una determinada frecuencia puede presentarse en el lugar donde se levantará la presa. En nuestro país el problema se dificulta más, porque la mayoría de las cuencas pequeñas (menores de 100 km.²) no tienen registros continuos de caudales que permitan hacer estudios de frecuencia. Entonces se torna imprescindible hacer uso de las condiciones físicas de la cuenca para estimar los gastos de avenidas máximas.

Por las razones anteriormente expuestas, este trabajo se ha desarrollado con el deseo de proporcionar a las personas encargadas del diseño de obras hidráulicas algunos de los métodos a emplearse para el cálculo de los hidrogramas de avenidas máximas, tanto en cuencas aforadas como en aquéllas que no posean datos hidrométricos suficientes.

CAPITULO I

ADOPCION DE LA AVENIDA DE DISEÑO

La experiencia nos indica que un gran porcentaje de los fracasos de las obras hidráulicas se deben a la subestimación de la avenida máxima que es posible esperar en una corriente y por consiguiente la deficiente capacidad de las obras de descarga para dar paso a dicha avenida. Se hace necesario entonces, estimar con la mayor exactitud posible, el gasto máximo de la avenida para el cual se diseñaron dichas obras de descarga; al hacer esta estimación debe tenerse en cuenta también la economía del proyecto; así, la magnitud de la avenida de diseño de penderá de la seguridad que se le desee dar a la obra y del costo de esta seguridad.

Existen diversos criterios que pueden tomarse para adoptar la avenida de diseño aunque generalmente se hace considerando los daños que ocurrirían debido a una avenida mayor que la supuesta; en presas pequeñas o en puentes, las avenidas de diseño usuales, son aquellas con una -- probabilidad de ocurrencia de una vez cada 100 ó 50 años. En la tabla 1-1 aparecen algunos criterios que se pueden seguir para adoptar la -- avenida de diseño.

Otro criterio que se puede usar para adoptar avenida de diseño son -- los requisitos establecidos por el "Bureau of Reclamation" de los -- E. U. para calcular la capacidad del vertedor o vertedores en una presa pequeña.

- 1o. "En el caso de que la falla de la presa aumente el peligro para la vida humana, el vertedor debe tener suficiente capacidad para dar paso a la avenida máxima probable".
- 2o. "En los casos en los que la falla de la presa no aumenta el peligro para la vida humana, pero que sí pone en peligro la operación continua de la organización responsable, se permi-

tirán planes que impliquen un riesgo, razonable, si el informe demuestra que la organización administrativa comprende bien el riesgo."

30. "En el caso de la falla de la presa no amenace la vida humana, la operación continuada de la organización, ni produzca graves daños a la propiedad, el Bureau no se opondrá a la construcción de la obra debido a la capacidad inadecuada, pero advertirá a la organización del riesgo que existe y no asumirá ninguna responsabilidad en caso de falla".

Otro método para determinar o para poder comparar el tipo de avenida de diseño consiste en la construcción de curvas envolventes; estas se pueden obtener dibujando curvas que pasen por los valores máximos de las descargas ocurridas en una determinada zona contra su respectiva área drenaje. La superficie que se debe considerar para estudiar una cuenca debe ser una zona geográfica amplia dentro de la cual se encuentra dicha cuenca. Los valores que se supongan para una avenida de proyecto deberán ser siempre mayores que los obtenidos en las curvas envolventes.

Un método sencillo para obtener las curvas envolventes consiste en tabular las descargas máximas anuales y las áreas de drenaje respectivas. Estas áreas de drenaje, arriba de una estación de aforo de una corriente donde se haya medido una avenida máxima puede obtenerse en el Departamento de Recursos Hidráulicos de la Dirección General de Agricultura.

Los datos se plotean en papel logarítmico y siguiendo la tendencia de los puntos es posible trazar una línea recta a través de ellos. Generalmente es necesario construir dos tipos de curvas para una misma región, una para las cuencas de gran extensión donde las avenidas máximas las

producen las tormentas de mucha duración y corta intensidad pero que abarcan áreas grandes (temporales) y otras para las cuencas pequeñas que se encuentran sujetas a aguaceros de corta duración y gran intensidad.

Todos estos métodos nos pueden servir para seleccionar la magnitud de la avenida diseño que servirá para el máximo de las obras de descarga de la presa.

TABLA 1.1

CRITERIOS PARA ESCOGER LA AVENIDA DE DISEÑO ^{1/}

Categoría	Almacenamiento en m ³ x 10 ⁶	Altura	Pérdidas de vidas	Daños Materia- les.	Avenida de diseño del vertedor.
Mayor	Más de 60	Más de 30	Considera- bles.	Excesivos	Avenida Máxima Proba- ble.
Intermedia	De 1 a 60	De 15 a 30	Posible pero poca	Dentro de la capacidad econó- mica de la Ins- titución.	Avenida máxima resul- tante de la mayor tor- menta registrada en el país. En caso de no ha- ber registros, tomar la precipitación de 100 años de ocurrencia.
Menor	Menos de 1	Menos de 15	Ninguna	De la misma mag- nitud que el -- costo de la pre- sa.	Avenida de menos de 100 años de ocurren- cia (50 años general- mente).

^{1/} Adoptado de "Hidrology of Spillway Design", Snyder, I Tabla No.1, Página 242.

CAPITULO II
ESTUDIOS PRELIMINARES

2-1 Generalidades. Se da este nombre a aquellos que se efectúan con el objeto de determinar la factibilidad de una obra y si se procede a los Estudios Definitivos del proyecto. Estos estudios comprenden cuatro fases:

- 1o. Visita de Inspección
- 2o. Estudios Socio-Económicos
- 3o. Estudios Técnicos
 - Topográficos
 - Geológicos
 - Agrológicos
 - Hidrológicos
- 4o. Anteproyecto y Conclusión

2-2 Visita de Inspección. Para iniciar el estudio debe efectuarse visitas de inspección a toda la zona y en especial al lugar de la obra para poder tomar una idea general del proyecto; tambien servirá esta visita para estimar si es conveniente - continuar con las investigaciones preliminares o si se concluye que el proyecto no es favorable y se suspenden todos los trabajos.

Tambien podría suceder que en la visita se determine que las características de proyecto ameriten que de inmediato se comiencen a desarrollar los Estudios Definitivos sin que se lleven a cabo los Preliminares. Se tratará de completar tambien la información, con datos que proporcionen los habitantes de la zona.

Los datos más importantes a obtener son:

Caminos principales y de acceso al sitio de la presa.
 Estaciones climatológicas e hidrométricas cercanas.
 Localización probable de vertedor y tipo del mismo.
 Posibilidades de una mejor situación del aprovechamiento.
 Otras presas existentes dentro de la cuenca en estudio.
 Lugares de abastecimiento de los materiales de construcción.
 Localización de bancos de préstamo.

- 2-3 Estudios Preliminares Socio-Económicos. Al hacer estos estudios debe tenerse presente que la construcción de todo proyecto tiene como finalidad primordial el mejoramiento social y económico de la comunidad a que se destina. Es necesario entonces determinar en que grado la obra propuesta resuelve los problemas de carácter social y económico existentes; para esto es necesario recopilar en forma preliminar la información que ponga de manifiesto estos problemas. Los siguientes son los aspectos principales que debe comprender dicha información.

Población probable que se beneficiará con la obra
 Condición económica general de esta población
 Fuentes de trabajo
 Tenencia de la tierra
 Salarios mínimos de la zona
 Existencia de mano de obra especializada

También es necesario estimar las propiedades particulares y nacionales que serán afectadas por el embalse y así poder determinar en que medida la obra será favorable a la región a que se destina.

Después de haber examinado todos estos datos y se ha determinado que la obra puede ser factible, se procede a desarrollar el plan de trabajo para los Estudios Técnicos Preliminares.

2-4 Estudios Técnicos Preliminares

2-4.1 Estudios Topográficos. Existen en el país planos topográficos a escala 1:20000 que perfectamente pueden servir para delimitar la cuenca que será afectada por el embalse teniendo especial cuidado en la -- localización de carreteras, vía férrea, construcciones importantes, etc. que serán inundadas al terminar la obra y se hará una relocalización preliminar de estas. Se determinará también la forma y área de la cuenca.

Generalmente la escala 1:20000 es muy reducida para poder limitar el embalse cuando se trata de cuencas muy pequeñas por lo que se hace necesario hacer un levantamiento con estadía, siguiendo aproximadamente la curva de embalse probable; también se debe hacer un levantamiento del cauce de la corriente tomándose secciones transversales y procurando averiguar la altura alcanzada por las avenidas máximas para poder calcular un valor aproximado del gasto de estas por medio del método de sección y pendiente.

Es necesario también hacer levantamientos de los posibles sitios donde se construirá la presa para poder escoger el que reúna las mejores condiciones. Estos se harán por medio de secciones transversales al cauce, utilizando nivel fijo y cinta para tener mayor exactitud.

Estudios Geológicos: En esta etapa es necesario hacer ciertos reconocimientos geológicos que servirán en primera instancia para determinar las posibilidades o limitaciones para la construcción de una presa.

Los estudios previos a los trabajos de exploración son los siguientes:

Se levantará un plano de la geología superficial de la zona de la presa abarcando el área de embalse y en el lugar de la presa, en el que deben aparecer las condiciones generales de la estructura geológica, líneas de fallas, afloramientos existentes con el objeto de determinar:

- a) En los embalses: la posibilidad de existencia de estratos permeables y continuos que enlacen el embalse con el tramo del río aguas abajo del sitio de la presa o que existan rocas fisuradas o solubles (calizas) que hagan posibles filtraciones de gran magnitud o sean perjudiciales para el concreto (yeso).
- b) En los posibles sitios de la Presa: se hará el levantamiento detallado para relacionar la geología local con las diferentes partes estructurales del proyecto: cortina, vertedor y obras de toma. Debe tenerse especial cuidado en la zona de cimentación de la cortina, en lo que se refiere a permeabilidad, compresibilidad y resistencia de la roca o suelo existente. También debe estudiarse si la roca aflora o si está cubierta por una capa considerable de suelo que indique un trabajo grande de remoción.

Para llevar a cabo lo antes descrito, es necesario excavar pozos a cielo abierto a lo largo del posible eje longitudinal de la presa; generalmente estos pozos se hacen a una dis-

tancia de 20 ó 30 metros entre sí incluyendo como mínimo uno aguas abajo y otro aguas arriba sobre el cauce. Estos pozos se perforarán hasta cierta profundidad tratando de encontrar el material aceptable para la fundación.

Estos estudios pueden aportar informaciones valiosas sobre el tipo de presa a adoptar. Las rocas sanas cuárcita, basalitos, etc. suelen tolerar presas de cualquier tipo. Los granitos, gneis y areniscas permiten presas de concreto o exigen de tierra según el espesor o meteorización de ésta.

- c) **Materiales de construcción:** en las cercanías del sitio deben hacerse observaciones sobre la posible existencia de depósitos de materiales para la construcción de la presa, material impermeable para presas de tierra y enrocamiento, rocas y agregados para el concreto.

4-2.3 Estudios Agrológicos.- Tienen por objeto determinar los suelos que existen en la cuenca y la vegetación que los cubre; además si el proyecto se usará con fines de riego, deben clasificarse los terrenos aptos para riego y la superficie que ocupan. Los tipos de suelo y los cultivos servirán para estimar el potencial hidrológico de la cuenca. Para esto pueden usarse los planos de suelos editados por el Ministerio de Agricultura y Ganadería; - para los cultivos actuales es necesario hacer observaciones directas en el campo o usar fotografías aéreas recientes teniendo especial cuidado en la fecha en que fueron tomadas debido a que en este país los cultivos cambian mucho de la estación seca a la lluviosa.

Para la clasificación de suelos pueden adoptarse cualquiera de los sistemas usados por otros países, aunque en general se agrupan de acuerdo a su adaptabilidad para el riego, tomándose en cuenta para tal clasificación los siguientes factores:

Suelo⁺

Topografía

Alcalinidad

Drenaje

Erosión

+ Dentro del factor suelo, se consideran las diferentes características de:

Espesor

Textura

Compacidad

Presencia de materia orgánica

Estructura

Permeabilidad, etc.

4-2.4 Estudios Hidrológicos. Los objetivos de este estudio son:

- 1o.- Conocer la capacidad probable de almacenamiento
- 2o.- Estimar el área que es posible regar, cuando éste sea el fin del aprovechamiento.
- 3o.- Estimar el caudal pico de la avenida de diseño.

La Capacidad probable de almacenamiento: Puede hallarse de una manera provisional, de acuerdo al siguiente procedimiento:

Se determina el volumen medio anual escurrido mediante la siguiente expresión:

$$V_m = A \times P_m \times C \quad \text{en donde}$$

V_m = Volumen escurrido medio anual en metros cúbicos

A = área de drenaje en metros cuadrados

P_m = Precipitación media anual en mm. promedio de todas las estaciones dentro o cerca del área de drenaje.

C = Coeficiente de escurrimiento.

El coeficiente de escurrimiento es la relación entre el volumen escurrido y el llovido sobre el área de la cuenca.

Este coeficiente puede obtenerse mediante dos procedimientos:

a) Determinación Directa: De los registros de las estaciones hidrométricas existentes pueden obtenerse los volúmenes escurridos anualmente, cuyos porcentajes con respecto a los volúmenes llovidos, dan los valores de los coeficientes de escurrimiento anuales respectivos; estos pueden usarse en proyectos situados en el lugar de la estación hidrométrica o en sus cercanías.

En lo que respecta a lugares situados en la misma cuenca, pero distante de la estación, se debe hacer una corrección de acuerdo a la superficie y forma de la cuenca y a las características climatológicas particulares de la zona.

b) Método de Comparación: Cuando en la cuenca no existen estaciones hidrométricas, el coeficiente de escurrimiento puede determinarse por comparación de dicha cuenca con otra de características semejantes y en los que se tengan datos de aforo.

A continuación se dan los valores límites del coeficiente de escurrimiento en función de diversas características de la cuenca. (Los siguientes datos se tomaron de la publicación de la Secretaría de Recursos Hidráulicos de México "Pequeños Almacenamientos" pag. 31).

Tabla 2.1 - Coeficientes de Escurrimiento

1o. Tomando en cuenta la vegetación

<u>Clase de terreno</u>	<u>Coeficiente de escurrimiento</u>
Terrenos cultivados, Pastos	De 1 a 30 %
Terrenos sin cultivo	De 25 a 50 %
Áreas boscosas	De 5 a 20 %

2o. Tomando en cuenta la superficie de la cuenca

<u>Extensión de la cuenca</u>	<u>Coeficiente de escurrimiento</u>
De 0 a 10 km ²	20%
De 11 a 100 km ²	15%
De 100 a 500 km ²	10%
más de 500 km ²	menor de 10%

3o. Tomando en cuenta la precipitación

<u>Precipitación</u>	<u>Coeficiente de escurrimiento</u>
De 0 a 800 mm.	0 a 5 %
De 800 a 1200 mm.	5 a 15 %
De 1200 a 1500 mm.	15 a 35 %
más de 1500 mm.	más de 35

Ejemplo: Se tiene una cuenca de 150 kilómetros cuadrados; con una precipitación media anual de 1200 mm. y existen en la mayor parte del área terrenos cultivados. A esta cuenca le corresponderían los siguientes valores de escurrimiento:

Por el área	C. de	10	a	30
Por precipitación	C. de	5	a	15
Por vegetación	C. de	1	a	30
	Total	16	a	55
	Promedio	5	a	18

Por lo tanto el coeficiente estará comprendido entre 5% y 18%. De acuerdo a la pendiente y tipo de suelo, se puede adoptar un coeficiente; por ejemplo si la cuenca tiene pendientes muy fuertes y terrenos impermeables se adoptará el 18% en caso contrario el 5% y para condiciones intermedias el 12%.

Volumen Aprovechable: Es aquel que se utiliza para el riego y puede obtenerse por:

$$V_a = C \times V_m \quad \text{donde} \quad (1)$$

V_a = Volumen aprovechable en metros cúbicos
 C = Porcentaje de aprovechamiento
 V_m = Volumen medio anual escurrido en metros cúbicos

El valor de C generalmente se toma como 70%; así la ecuación (1) se convierte en: $V_a = 0.70 V_m$.

En este valor C se incluyen diversos factores como la evaporación neta, el volumen derramado medio anual, filtraciones etc. Estos últimos dos términos son muy difíciles de determinar y necesitan de estudios muy detallados; la evaporación neta puede calcularse usando la siguiente expresión:

$$E. N. = E_m \times C_2 - P_{m_1} \quad \text{donde} \quad (2)$$

$E. N.$ = Evaporación neta
 E_m = Evaporación media anual observada
 C_2 = Coeficiente que depende del evaporímetro que se use
 P_{m_1} = Precipitación deducida en el área del embalse.

Eficiencia del Almacenamiento: Es la relación que existe entre el volumen aprovechable y la capacidad útil de la presa:

$$e = \frac{V_a}{C_u} \quad (3)$$

C_u (capacidad útil) es la diferencia entre la capacidad total y la capacidad de azolves. Capacidad de azolves es aquella que se destina al volumen de material de acarreo, que durante la vida útil de la

presa depositará la corriente. Para un estimado preliminar, el promedio anual de sedimentación se puede considerar como el 0.15% del escurrimiento anual. Si fijamos la vida útil de la presa, podemos obtener el volumen total de azolves; tomaremos 50 años de vida útil:

$$C_{a2} = 0.0015 \times 50 \text{ Vm} \quad (4)$$

$$C_{a2} = 0.075 \text{ Vm}$$

La capacidad útil de la presa será entonces:

$$C_u = C_{tot} - 0.075 \text{ Vm} \quad (5)$$

La capacidad total de la presa puede hallarse usando las curvas de nivel de los planos 1:20000 tal como se explica en el Capítulo VIII.

Superficie de Riego: Puede estimarse una vez conocido el volumen aprovechable suponiendo un caudal fijo por unidad de área regable este caudal será menor cuanto mayor sea el área total debido a que no se regará toda el área al mismo tiempo; la Tabla 2-2 nos da una idea del caudal necesario tomando en cuenta pérdidas por conducción, evaporación, etc.

Tabla 2-2 ^{1/} Caudal necesario por unidad de superficie para estimar requerimientos de agua de los cultivos.

<u>Area</u>			<u>Caudal</u>
De 100	a 1200	Has.	1.75 l. p. s/Ha
De 1200	a 2000	Has.	1.41 "
De 2000	a 10000	Has.	1.16 "
De 10000	Has. en adelante		1.00 "

^{1/} Tomado de la publicación de la Secretaría de Recursos Hidráulicos de México " Instrucciones Generales Para la Localización y Diseño de Canales y sus Estructuras Menores " (pag. 3).

Avenida de Diseño: Es necesario también tener una idea del caudal máximo de la avenida con que se diseñará el vertedor para poder hacer el análisis económico de la obra. Este caudal puede calcularse rápidamente usando fórmulas empíricas en las cuales se supone un coeficiente de escurrimiento fijo de acuerdo a las condiciones físicas de la cuenca (vegetación, área, precipitación, etc.) A continuación damos algunas de las fórmulas más usadas:

Fórmula de Talbot	$q = 0.183 C \sqrt[4]{A^3}$
Fórmula de Dickens	$Q = 0.01386 C \sqrt[4]{A^3}$
Fórmula de Burkli-Ziegler	$Q = 0.0278 A_1 C_1 I \sqrt[4]{s/A_1}$

en las cuales:

- q = caudal en $m^3 / \text{seg.} / \text{km.}^2$
- Q = caudal en $m^3 / \text{seg.}$
- A = área de la cuenca en Km^2 .
- C = coeficiente de escurrimiento
- C_1 = coeficiente de permeabilidad
- I = precipitación en cm/hora.
- A_1 = área de la cuenca en hectáreas
- S = pendiente media de la cuenca en tantos por mil

Como comprobación podrá usarse el método de sección y pendiente, tomando el nivel de aguas máximo de acuerdo a las huellas dejadas por las avenidas y las informaciones de las personas que viven cerca del cauce del río.

2 - 5 Anteproyecto y Conclusión

Con los datos que los estudios preliminares en sus distintos aspectos proporcionan, se podrá realizar un estudio global del proyecto para determinar si la obra debe desecharse, aplazarla para dar prioridad a proyectos más costeables o si conviene continuar con el estudio del aprovechamiento realizando los Estudios Definitivos.

CAPITULO III

ESTUDIO DE LOS DATOS DE PRECIPITACION
PARA EL DISEÑO DE CURVAS DE FRECUENCIA.3-1 Generalidades

Cuando los datos de precipitación se usan con propósitos de evaluaciones hidrológicas como es el caso ^{de las construcciones} del las avenidas de diseño para proyectos de presas, obras de drenaje transversal, etc., se necesita información concerniente a magnitudes de lluvia para diferentes frecuencias y duraciones específicas.

Las relaciones entre duración, intensidad y frecuencia de las precipitaciones en una determinada zona pueden obtenerse del análisis de los registros de lluvia de dicha zona. Se debe examinar también si el registro es lo suficientemente largo para ser usado. El presente Capítulo tiene por objeto el cálculo de curvas de máxima intensidad - duración para diferentes frecuencias.

Para el cálculo de estas curvas se hizo uso de las estaciones pluviográficas situadas en el Instituto Tropical de Investigaciones Científicas en San Salvador, la cual cuenta actualmente con 15 años de registros y está situada a una altura sobre el nivel del mar de 700 metros y la de Santa Cruz Porrillo en el Departamento de San Vicente con una elevación de 30 mts. sobre el nivel del mar.

El método seguido es el que usa el Servicio de Conservación de Suelos de los EE. UU.; éste es un método estadístico llamado de "Series anuales" en el cual se usan únicamente los valores más grandes de cada año; puede usarse para diferentes tipos de datos como intensidades de lluvia, avenidas

maximas, etc. Para el desarrollo de dichas curvas pueden usarse dos sistemas: analítico y gráfico; se hará el mismo ejemplo por ambos sistemas aunque se recomienda el primero por tener la ventaja de que, con los mismos datos, obtendrán siempre la misma curva diferentes personas; esto no sucede con el sistema de ploteo, donde pueden resultar diferencias significativas.

3-2 Desarrollo de las Curvas

La tabla 3-1 muestra las cantidades máximas de lluvia caídas en la estación durante cada año de registro para diferentes períodos de lluvia.

3-3 Cálculo de las Curvas de Máxima Intensidad - Duración.

El primer paso es el trazo de curvas de cantidad de precipitación contra probabilidad de ocurrencia para una duración determinada. El ejemplo se hará para una duración de 30 minutos. Como se dijo anteriormente, este ejemplo se hará por los dos métodos para poder hacer comparaciones, los siguientes se harán únicamente por el método analítico.

Método de Ploteo. - Por ser muy fácil de comprender, únicamente se dan los pasos a seguir sin mayor explicación; en la tabla 3-2 están calculados los valores correspondientes: —

- 1 - Se tabulan las cantidades máximas de precipitación de cada año, para una duración de 30 minutos (columna 2, Tabla 3-2).
- 2 - Se arreglan los valores de precipitación, en orden descendente comenzando con el mayor (columna 4).

- 3 - Las posiciones en que se graficarán en el papel de probabilidades se calculan por la fórmula:

$$F_a = \frac{100 (2n - 1)}{2y}, \quad \text{donde } n = (3 - 1)$$

F_a = posición en que se plotearán, en porcentaje

n = Número correspondiente en el arreglo de la columna 4

y = Número de años de registro.

- 4 - Se plotean en el papel de probabilidades los valores de F_a contra los datos de precipitación.
- 5 - Se traza una línea recta entre los datos tratando de conservar la tendencia general de los puntos graficados. Es aquí donde pueden producirse los errores por lo que se debe tener mucho cuidado en el trazo de la recta (ver gráfica No.3-1).

TABLA 3-2

Tabulación para la construcción de la Línea de Frecuencia de la Precipitación de 30 minutos en la Estación ITIC)

Año (1)	Precipitación mm. (2)	n (3)	Pa mm. (4)	Fa (5)
1953	36.1	1	61.6	3.3
1954	51.6	2	51.6	10.8
1955	40.7	3	50.8	16.7
1956	49.2	4	50.0	23.3
1967	50.8	5	49.2	30.0
1958	33.4	6	40.7	36.7
1959	33.4	7	39.0	43.3
1960	39.0	8	37.3	50.0
1961	50.0	9	36.1	56.7
1962	37.3	10	34.3	63.3
1963	61.6	11	33.8	70.0
1964	34.3	12	33.4	76.7
1965	33.8	13	33.4	83.3
1966	31.8	14	32.9	90.0
1967	32.9	15	31.8	96.7

Para Graficar

Método Analítico.⁺

Esté método es independiente de la ecuación (3-1). En la tabla 3-3 se han tabulado los datos y descrito el procedimiento:

TABLA 3-3

Año	Precipitación (P) mm.	Log. P = X	(Log. P) ² = X ²
1953	36.1	1.5575	2.4258
1954	51.6	1.7127	2.9333
1955	40.7	1.6096	2.5908
1956	49.2	1.6920	2.8629
1957	50.8	1.7059	2.9101
1958	33.4	1.538	2.3220
1959	33.4	1.5238	2.3220
1960	39.0	1.5911	2.5316
1961	50.0	1.6990	2.8866
1962	37.3	1.5717	2.4702
1963	61.6	1.7896	3.2027
1964	34.3	1.5353	2.3571
1965	33.8	1.589	2.3375
1966	31.8	1.5024	2.2572
1967	32.9	1.5172	2.3019
		24.0605	38.7117

+ Tomado de Hydrology Part I Watershed Planning, Chapter 18 Selected Statistical Methods, publicado por Soil Conservation Service.

TABLA 3-1

Cantidades Máximas de Precipitación en m.m. para la Estación ITIC. San Salvador.

Año	Duración de la lluvia en minutos					
	30	60	120	180	240	360
1953	36.1	43.5	49.6	52.4	53.1	51.8
1954	51.6	76.9	87.5	71.0	73.1	73.4
1955	40.7	47.3	49.5	35.0	38.9	36.7
1956	49.2	54.4	57.5	58.9	64.5	65.3
1957	50.8	58.4	52.0	53.9	58.3	60.0
1958	33.4	37.8	48.2	47.9	61.4	50.2
1959	33.4	37.6	44.9	50.1	52.6	52.7
1960	39.0	43.8	53.8	57.8	60.3	62.8
1961	50.0	61.3	88.3	98.2	104.0	107.9
1962	37.3	44.4	48.5	53.0	54.2	36.0
1963	61.6	70.0	45.8	36.9	31.6	37.6
1964	34.3	44.1	47.7	41.5	44.9	45.5
1965	33.8	39.7	44.6	46.8	39.8	28.5
1966	31.8	36.6	26.0	29.0	24.0	24.6
1967	32.9	50.1	34.7	33.1	38.9	31.6

Cantidades Máximas de Precipitación en mm. para la Estación de Santa Cruz Porrillo.

Año	Duración de la lluvia en minutos						
	30	60	120	180	240	360+	24 horas
1953	38.1	50.3	56.4	60.8	65.9		63.5
1954	40.0	80.0	100.0	103.0	103.1		57.4
1955	36.8	45.6	72.1	73.4	-75.6		112.1
1956	45.0	62.0	58.2	47.7	49.9		131.4
1957	36.7	39.9	40.0	57.2	58.2		83.0
1958	52.7	72.4	81.8	83.6	86.0		112.8
1959	27.1	33.7	51.2	54.4	55.1		76.4
1960	43.2	57.1	57.3	63.3	66.4		214.7
1961	43.8	58.6	63.9	68.3	72.4		127.9
1962	39.8	40.7	42.1	45.2	47.6		51.0
1963	40.4	61.7	68.2	70.6	70.9		167.9
1964	63.4	69.6	78.9	80.8	83.4		80.6
1965	37.8	47.0	51.8	47.0	47.7		135.0
1966	44.0	49.8	49.8	53.3	54.5		59.4

+ = No pudieron obtenerse datos para 360 minutos.

Pasos a seguir:

- 1o. Número de términos : $n = 15$
- 2o. Suma de las X : $S(X) = 24.0605$
- 3o. Cálculo de la media aritmética: $\frac{S(X)}{n} = \frac{24.0605}{15} = 1.604$
- 4o. Suma de las X^2 : $S(X)^2 = 38.7117$
- 5o. Suma de las X al cuadrado : $(S(X))^2 = (24.0605)^2 = 578.9077$
- 6o. Corrección para las sumas de X al cuadrado : $\frac{(S(X))^2}{n} = 38.5939$
- 7o. Desviación : $S(X)^2 - \frac{(S(X))^2}{n} = S(d)^2 = 0.1178$
- 8o. Variación : $\frac{S(d)^2}{n-1} = \frac{0.1178}{14} = 0.0084$
- 9o. Desviación típica : $\sqrt{S^2} = (S) = 0.0084 = 0.0917$
- 10o. Suma de la media aritmética más (s) : $1.6040 + 0.0917 = 1.6957$
- 11o. Suma de la media aritmética menos (S) : $1.6040 - 0.0917 = 1.5123$
- 12o. Antilogaritmo de la media plotearla en la ordenada del 50% : Antilog. 1.6040 = 40.2 mm.
- 13o. Antilogaritmo de la media más (s) : Antilog. 1.6957 = 496 mm.
Plotearla en la ordenada del 17%
- 14o. Antilogaritmo de la media menos (S) : Antilog. 1.5123 = 32.6 mm.
plotearla en la ordenada del 83%.

Ambos resultados se dibujarán en la misma gráfica para poder establecer comparaciones; pueden usarse para hallar la frecuencia con que puede ocurrir una determinada tormenta o para averiguar cual es la lluvia

probable para una frecuencia específica. Para encontrar la frecuencia en años, se divide cien entre la probabilidad en porcentaje.

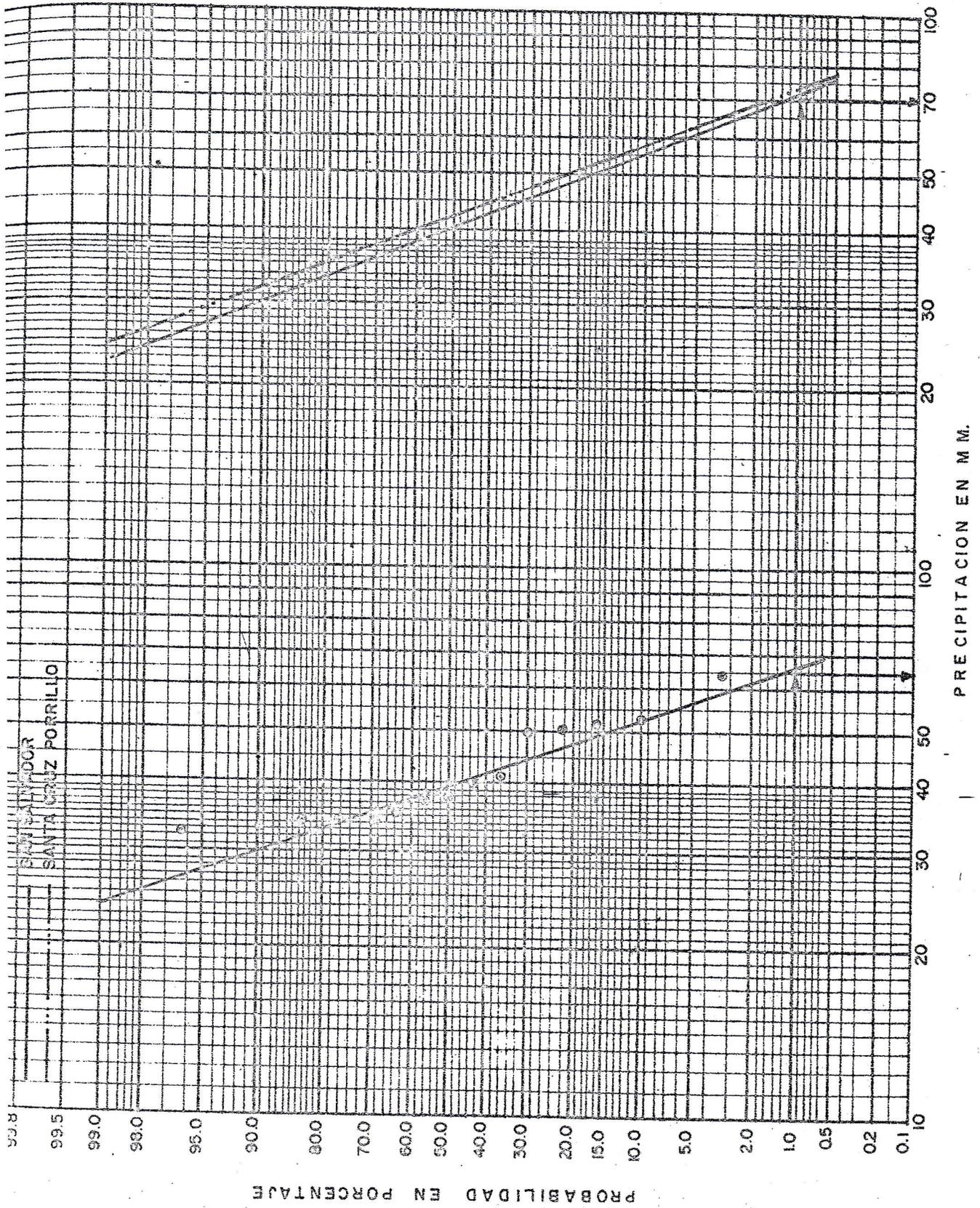
Ejemplo: Se desea conocer cual será la precipitación de una tormenta cuya probabilidad de ocurrencia es del 1%.

$$\text{Frecuencia en años} = \frac{100}{1.0} = 100 \text{ años}$$

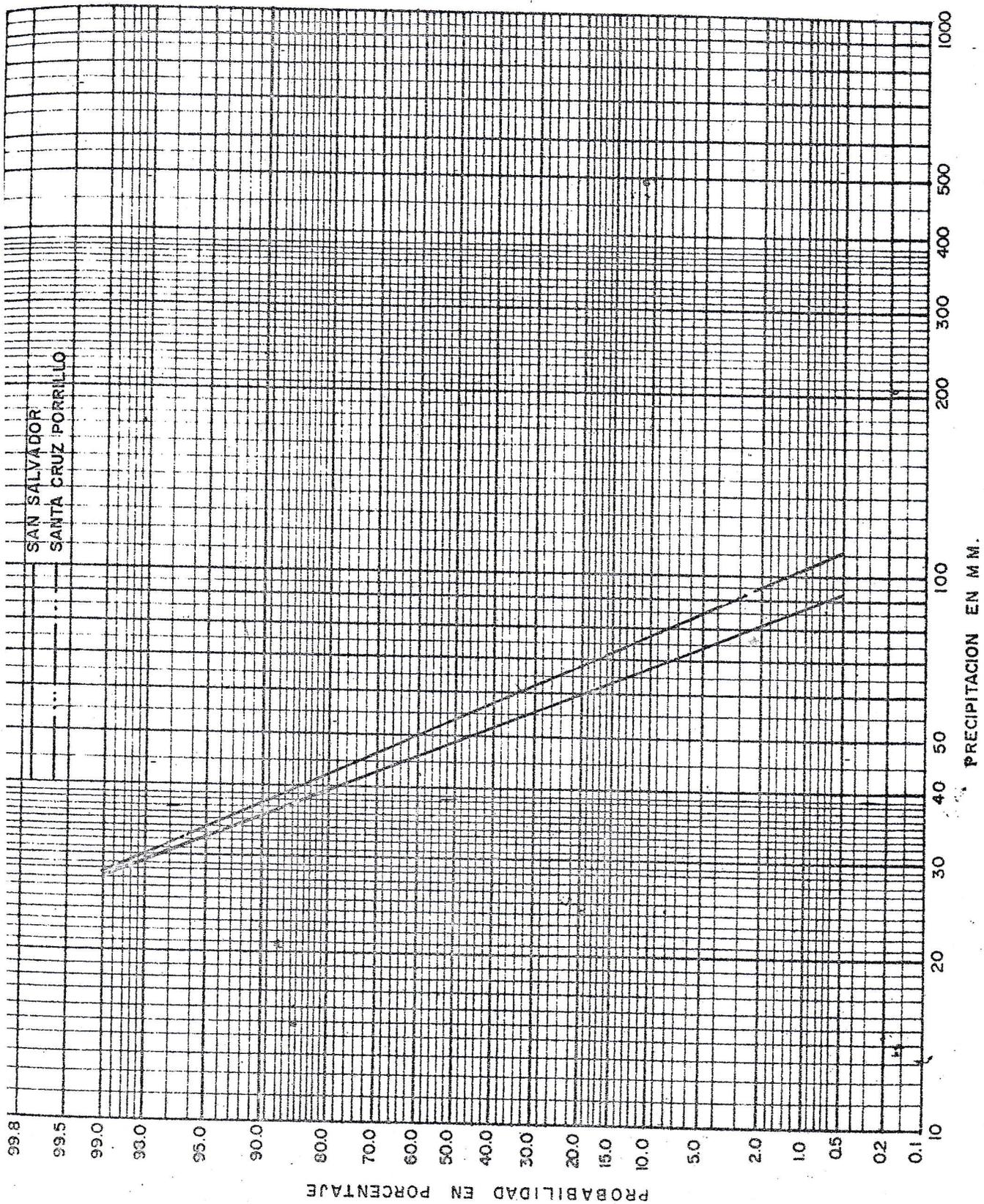
Partiendo del valor 1%, se traza una horizontal hasta intercentrar la línea de frecuencia; de este punto se baja verticalmente para encontrar la precipitación en mm. Para el método gráfico, el resultado fué de 65 mm. y para el analítico de 70 mm. Como se puede observar, la diferencia fué del orden del 10 %. En la sección 3-4 de éste Capítulo, se revisarán las gráficas para determinar si los -- registros tienen el número de años suficiente para poder ser usados.

Utilizando el método analítico y los datos que aparecen en las tablas 3-1 y 3-2 se calcularon curvas de frecuencia para las diferentes duraciones de la precipitación; las gráficas resultantes aparecen al final de esta sección .

CURVA DE FRECUENCIA PARA
 TORMENTAS DE 30 MINUTOS.

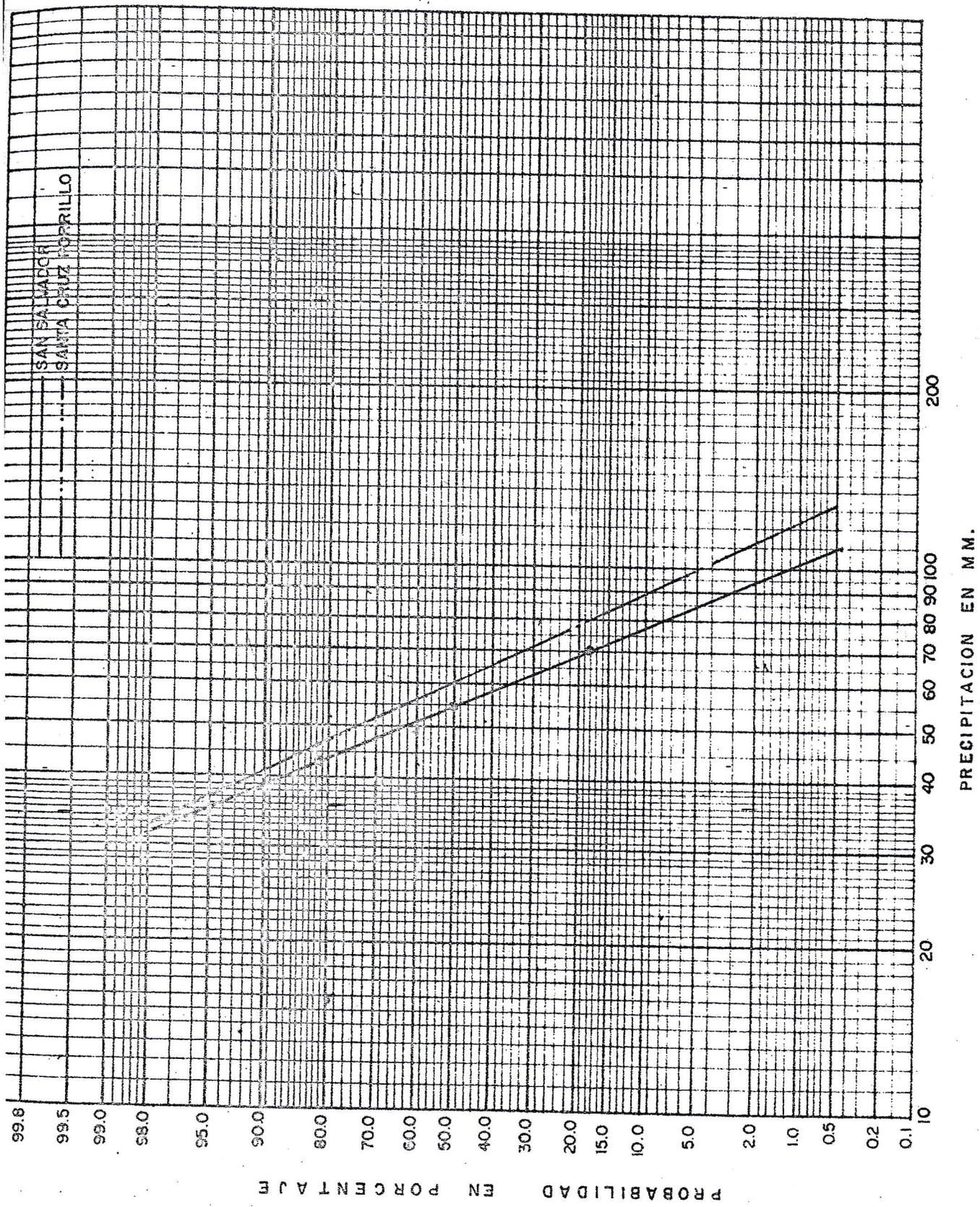


CURVA DE FRECUENCIA PARA
TORMENTAS DE 60 MINUTOS

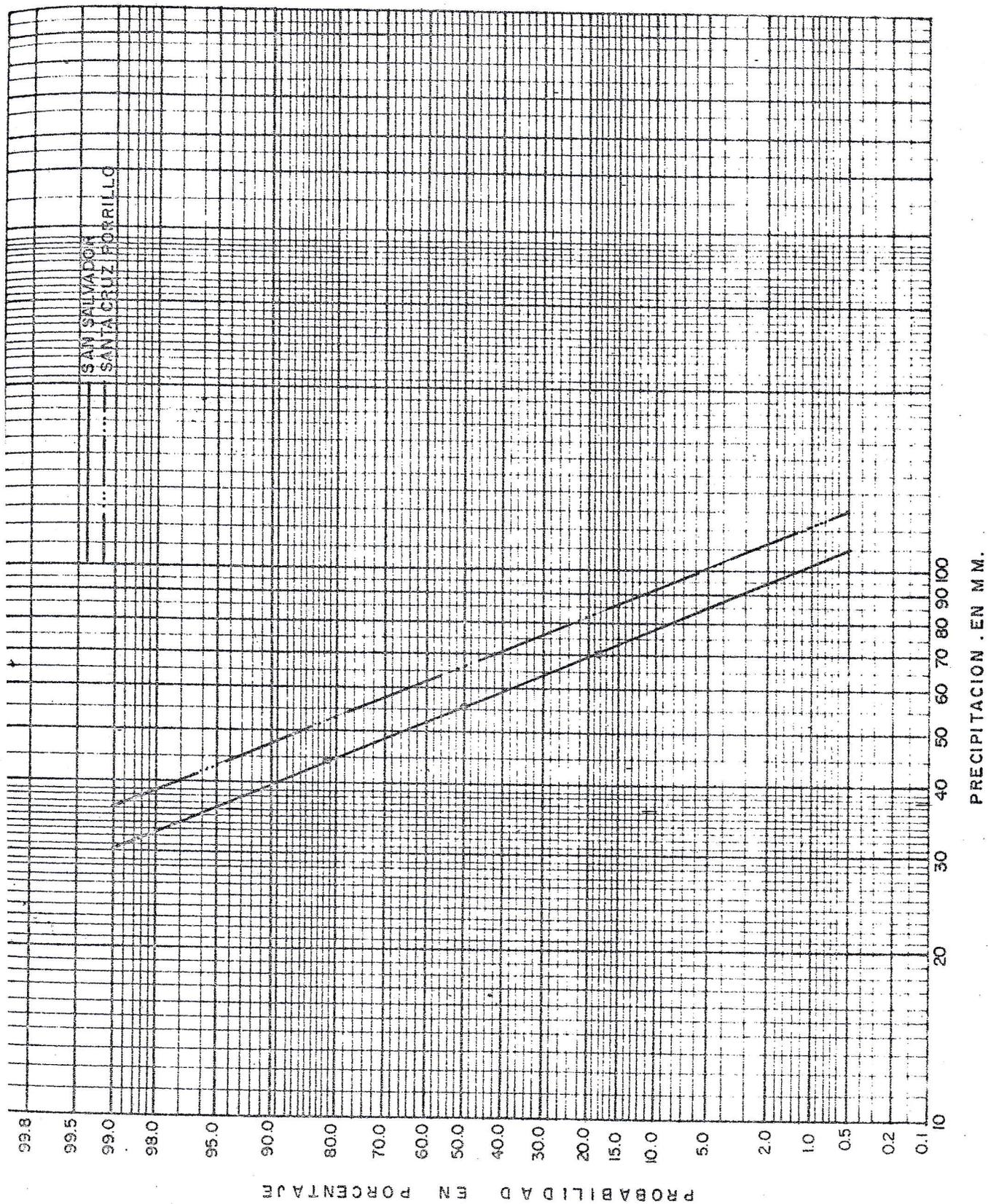


CURVA DE FRECUENCIA PARA
 TORMENTAS DE 120 MINUTOS

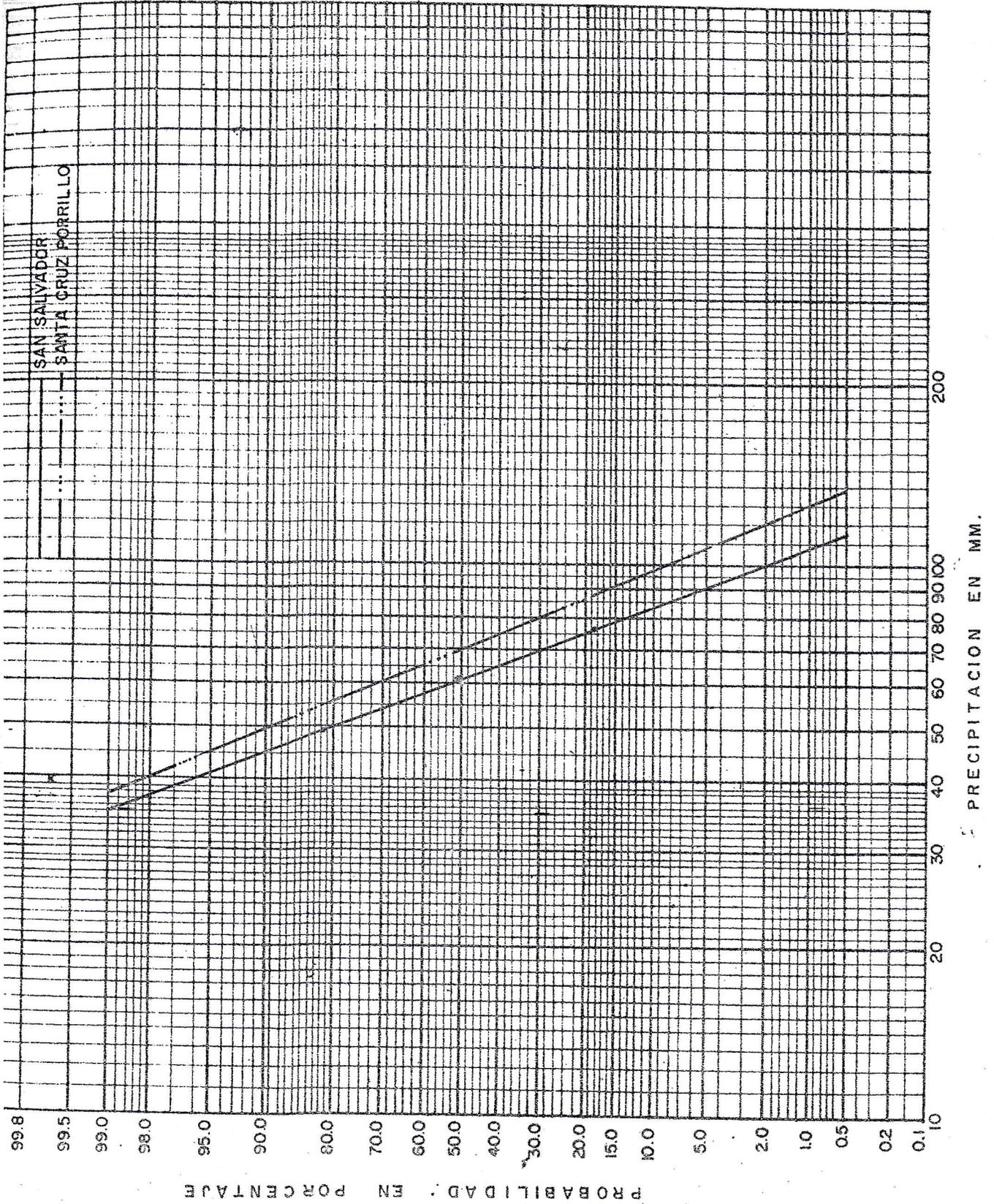
31



CURVA DE FRECUENCIA PARA
TORMENTAS DE 180 MINUTOS

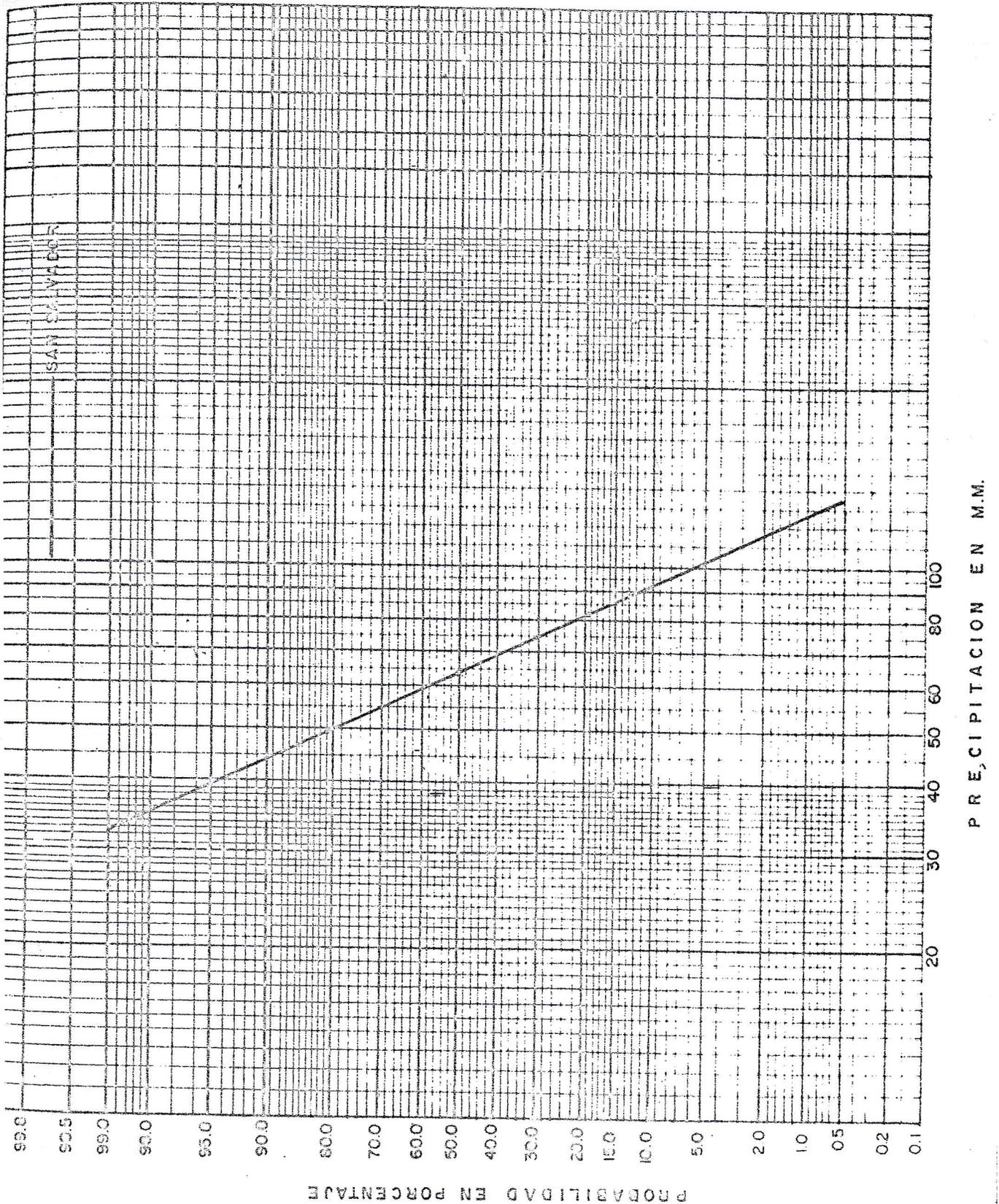


CURVA DE FRECUENCIA PARA
TORMENTAS DE 4 HORAS



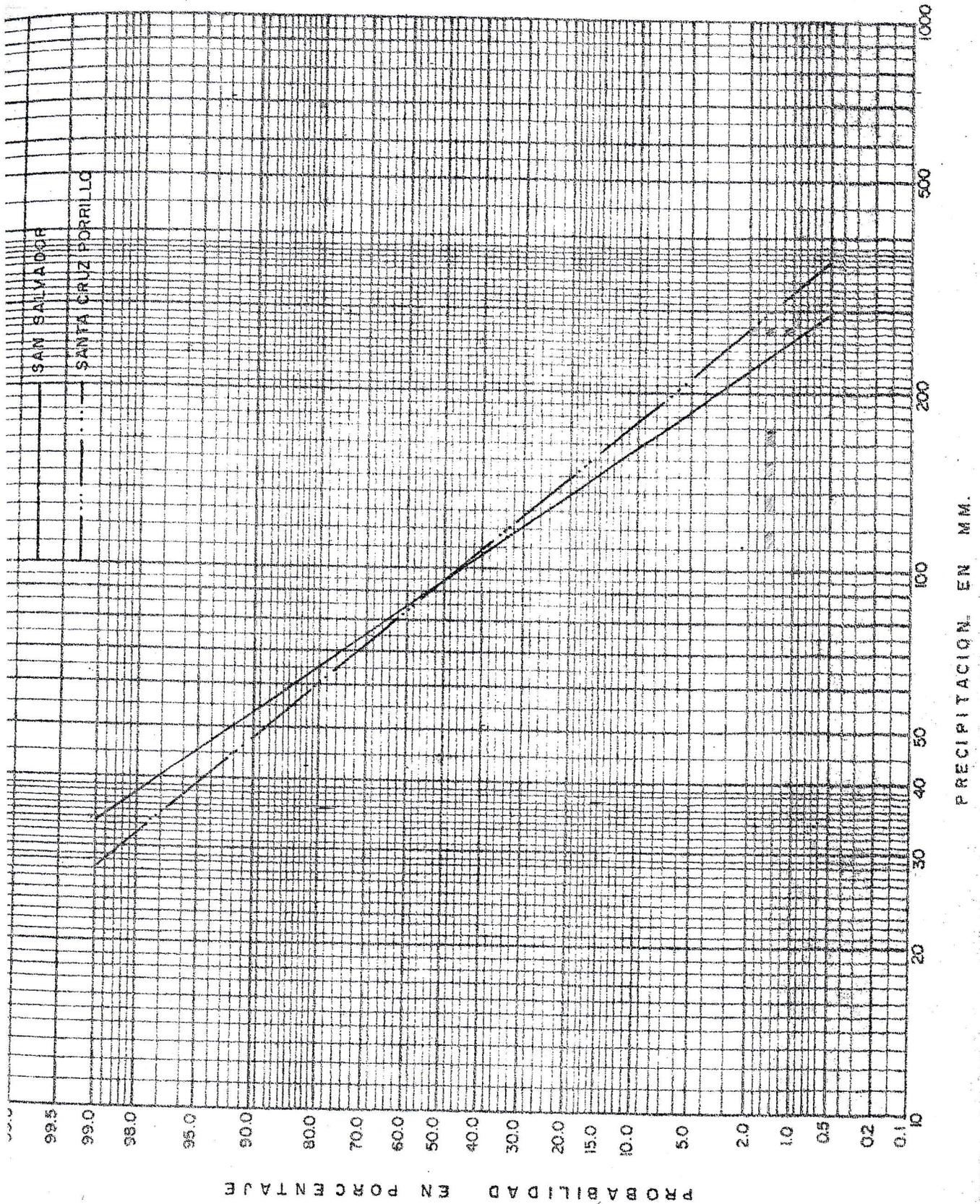
CURVA DE FRECUENCIA PARA
TORMENTAS DE 6 HORAS

6



CURVA DE FRECUENCIA PARA
TORMENTAS DE 24 HORAS

7



Una vez se han dibujado todas las curvas de frecuencia - intensidad para diferentes períodos de lluvia, se procede a la tabulación de los datos obtenidos para poder dibujar así la curva de precipitación contra tiempo.

Tabla 3 - 4

Datos para San Salvador

Frecuencia en años	Precipitación en mm. para aguaceros de diferentes duraciones en minutos y horas.						
	30	60	120	180	240	360	24 horas
2	40	48	54	56	61	64	95
5	48	59	68	70	75	82	140
10	54	67	67	78	79	83	180
20	60	74	85	85	91	102	188
50	65	81	94	95	100	115	230
100	70	87	102	103	108	126	258

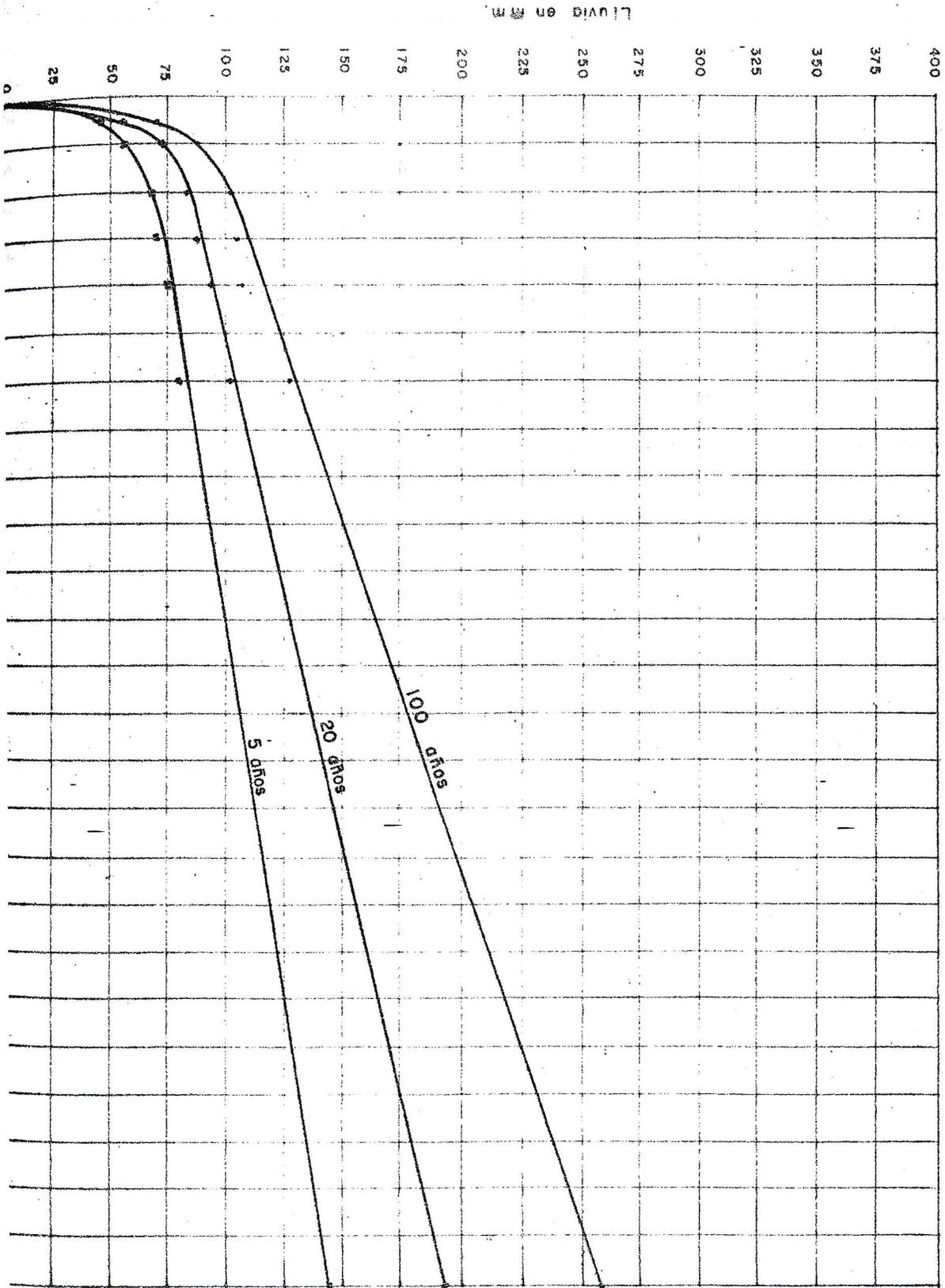
Tabla 3 - 6

Datos para Santa Cruz Porrillo

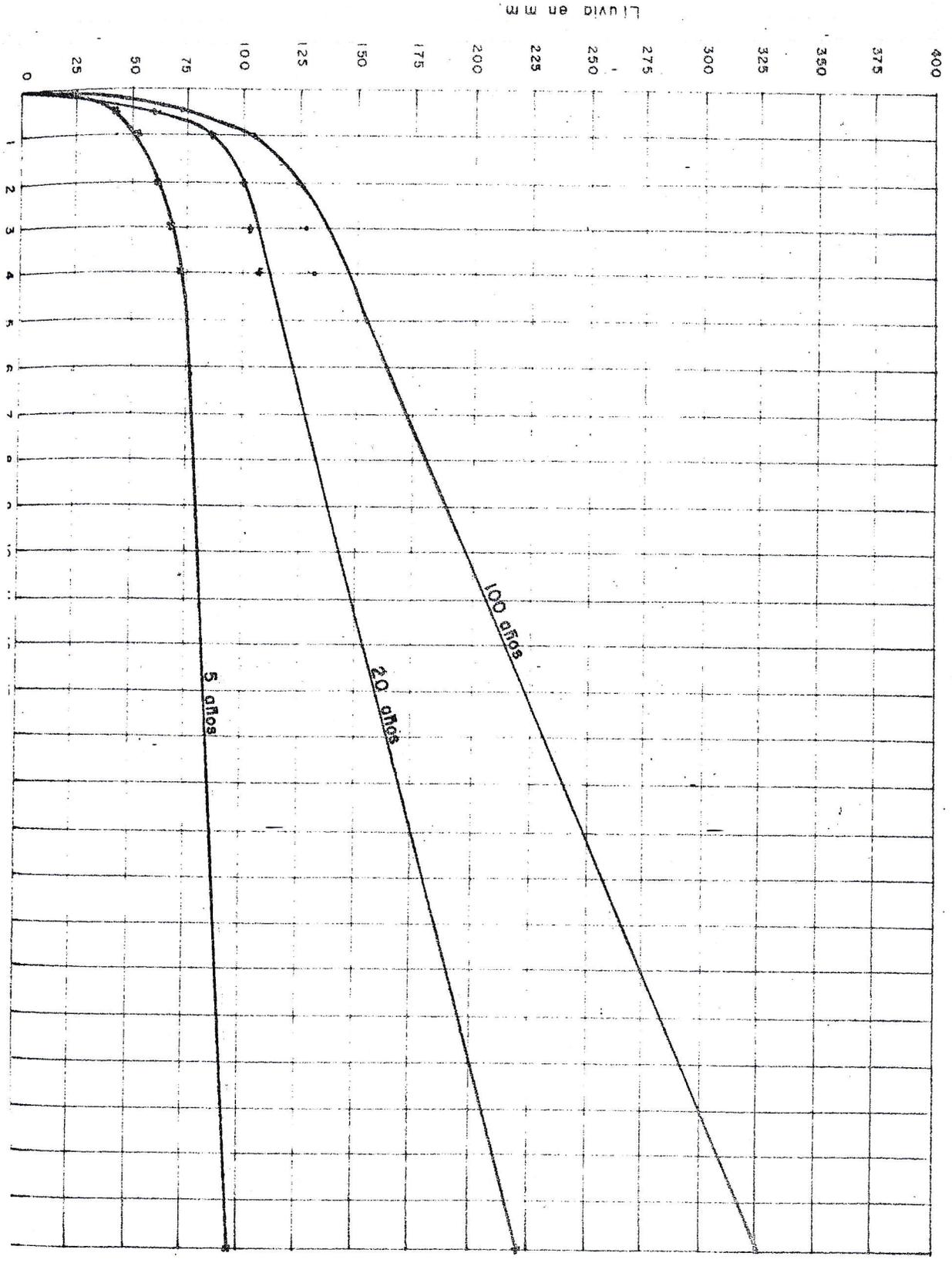
Frecuencia en años.	Precipitación en mm. para tormentas de diferentes duraciones en minutos y horas.						
	30	60	120	180	240	360	24 horas
2	42	53	60	66	69	+	95
5	50	68	78	82	86		150
10	56	77	89	93	97		175
20	62	85	100	102	107		218
50	67	95	113	115	120		280
100	73	104	124	125	130		326

Los datos de 24 horas para San Salvador se tomarán de la curva de frecuencia que aparece en el Informe de Factibilidad de Desarrollo Agrícola del Valle de Zapotitán. Anexo A Página A-11.

Curvas intensidad - duración para tormentas de diferentes frecuencias
Estación ITIC



Curvas intensidad - duración para tormentas de diferentes frecuencias:
Estación Santa Cruz Porcillo



3-4 Longitud de los Registros. Todas las curvas de frecuencia deben de revisarse para estar seguros de que con el número de años de registro, se pueden hacer las predicciones que resultan en las curvas.

Generalmente las revisiones se hacen por dos motivos, primero cuando las curvas se han construido con propósitos de diseño hidrológico donde la exactitud es necesaria únicamente para dar estimados lo suficientemente seguros y segundo, en casos de evaluación de proyectos de embalses, - donde los registros no deben ser ni muy cortos, ni muy largos, pues en el primero de los casos, se puede hacer una estimación muy pobre de los beneficios del proyecto, y en el segundo la longitud puede incrementar innecesariamente el trabajo de evaluación sin que esto aumente significativamente la exactitud de la estimación.

El Método a seguir ha sido desarrollado por Cramer^{1/} y por Snedecor^{2/}.

Ellos han derivado la siguiente ecuación:

$$y_m = (4.30 t_{10} \log R)^2 + k \quad (3 - 2)$$

donde

y_m = longitud necesaria del record

t_{10} = factor que nos da la exactitud de este método; los autores consideran suficiente el 90 %.

R. = magnitud del evento de cada 100 años
magnitud del evento de cada 2 años.

K = mínimo de años de registro (6).

Con esta fórmula se traza la gráfica que aparece en la Fig.3-10 y valiéndonos de ella podemos saber si el registro tiene el suficiente número de años para poder predecir. El método a seguir es muy sencillo y en la tabla siguiente se han tomado todos los valores de R para las diferentes curvas.

TABLA 3.- Valores de R para las curvas de frecuencia en San Salvador.

	30 min.	60 min.	180 min.	240 min.	360 min.	24 horas
Lluvia c/ años	41	48	55	61	64	95
Lluvia cada 100 años	73	87	102	108	126	258
Valor de R	1.76	1.81	1.86	1.77	1.97	2.71
Años necesarios de registro.	10	11	11	10	12	17
Años actuales de registros	15	15	10	10	8	42

Valores de R para las curvas de frecuencia en Santa Cruz Porrillo.

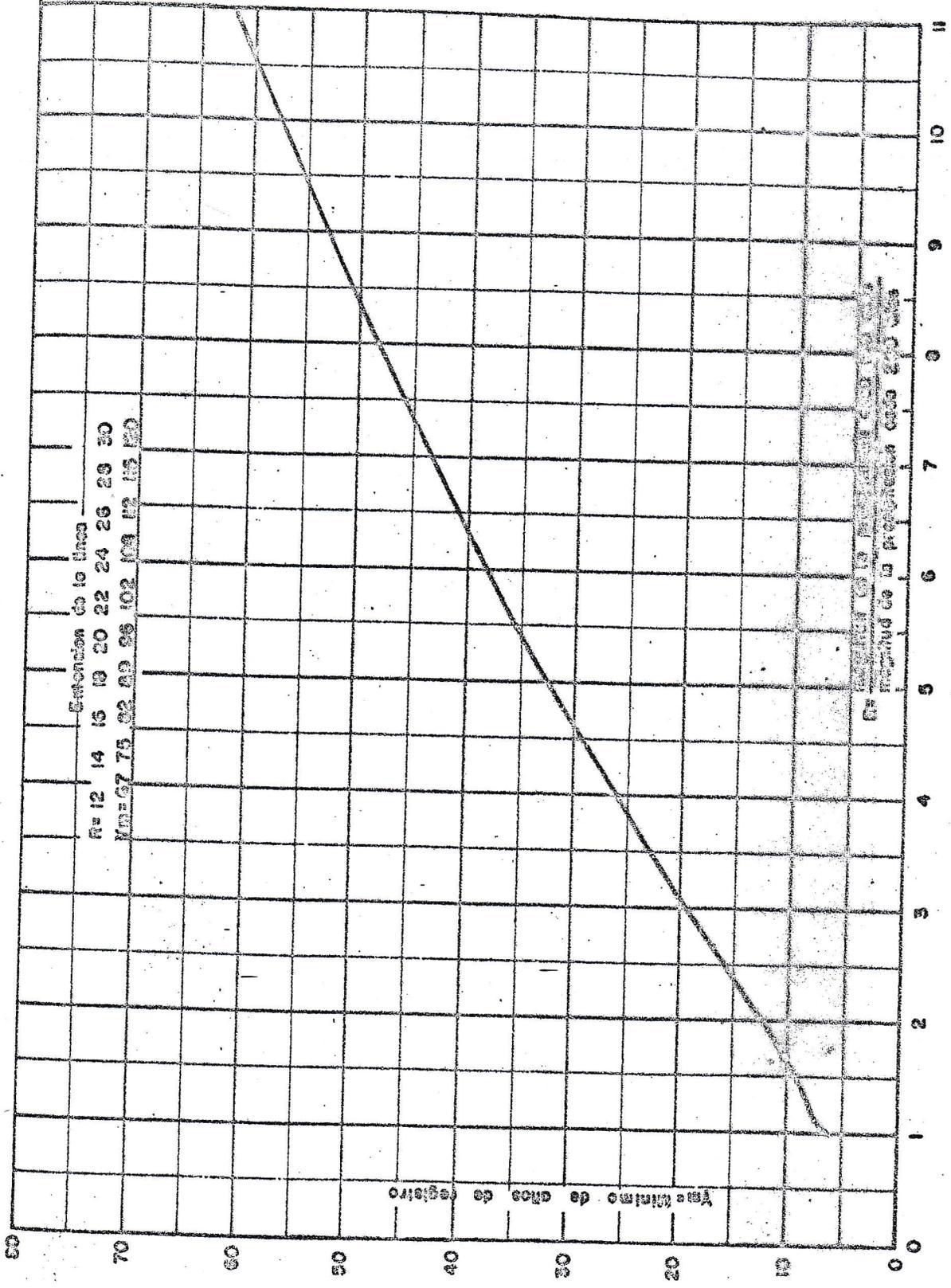
	30 min.	60 min.	180 min.	240 min.	360 min.	24 horas
Lluvia c/2 años	43	54	66	69	+	95
Lluvia c/100 años	73	104	125	130	-	325
Valor de R	1.70	1.92	1.90	1.89		3.42
Años nec. de registro	10	12	11	11		22
Años actuales de registro	14	14	12	12		14

Como se puede observar en los cuadros anteriores, casi todos los registros cuentan con suficientes años de registros; a excepción de la curva de 24 h. para Santa Cruz Porrillo y la de 360 min. en San Salvador, todas las otras curvas pueden usarse con suficiente seguridad.

3-5 Conclusiones.- Las curvas trazadas en las gráficas No.3-8 y 3-9 nos servirán una vez que conozcamos las relaciones precipitación-escorrimento del área en estudio, para diseñar las avenidas con que se proyectarán las estructuras de descarga. Haremos uso también de otra curva similar diseñada por los hidrólogos de Harza Engineering Company para el estudio de Factibilidad del Proyecto Poza del Silencio^{3/}.

Con estas tres curvas es posible hacer estudios en cualquier zona del país, exceptuando las zonas del Norte, las cuales debido a su altura tienen mayores índices de precipitación.

En las dos primeras gráficas se dibujaron curvas para frecuencias de 5, 20 y 100 años, las primeras dos podrán servir únicamente para presas muy pequeñas con almacenamientos menores de un millón de metros cúbicos y alturas de 1 a 10 metros; para presas mayores será necesario tomar la precipitación de una vez en 100 años y si la presa fuera muy grande (almacenamiento mayores de 60 millones de m³) será necesario usar la precipitación máxima probable, la cual no se trata en este estudio porque para su cálculo es necesario un gran número de datos que no son posibles de obtener en el país.



Estación de la línea
 R= 12 14 16 18 20 22 24 26 28 30
 X= 67 75 82 89 96 102 109 112 115 120

Magnitud de la progresión caso a caso
 Y= Mínimo de casos de registro

Y= Mínimo de casos de registro

X= Magnitud de la progresión caso a caso

CAPITULO IV

DETERMINACION DE LAS RELACIONES DE LA ESCORRENTIA

4-1 Grupos Hidrológicos de Suelos.

④ → El factor primordial que determina el caudal de un río es la precipitación y mientras mas precisos sean los cálculos de las relaciones lluvia-escorrentía y distribución de esta a través del tiempo, mayor seguridad tendremos en el diseño de los proyectos de obras hidráulicas. Estas relaciones son sin embargo muy variables en una misma cuenca, pues dependen de muchos factores como son: la precipitación antecedente, la cubierta vegetal, los tipos de suelos y el tratamiento que se les ha dado, la duración e intensidad de la lluvia, etc. Varios métodos han sido desarrollados para poder estimar las relaciones de escorrentía; en este Capítulo se estudiará el que fué desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de EE. UU., por tener la ventaja de que las estimaciones pueden hacerse para la condición suelo-vegetación presente o futura. Esto es muy importante en los casos de proyectos de riego en los cuales se piensan cambiar el sistema de cultivos en la zona y darle a la tierra un tratamiento distinto del actual; lo que, obviamente haría cambiar las relaciones lluvia-escurrimiento.

- El método se vale de los tipos de suelo y la cubierta vegetal de la zona para poder elaborar los complejos hidrológicos -- "suelo-vegetación" que se usan a su vez para la determinación del escurrimiento directo.

Para elaborar los complejos, se dividieron los suelos en cuatro grandes grupos formados en función de su capacidad de infiltración al final de tormentas de gran intensidad y duración y suponiendo que estas ocurren luego de que los suelos han sido saturados previamente y sin los efectos de retardo causados por la vegetación.

Los cuatro grupos principales se definen de la siguiente manera:

- A) Tienen un potencial de escurrimiento bajo. Son suelos con un alto índice de infiltración aún cuando se encuentran completamente saturados y consisten principalmente en arenas y gravas muy profundas, de bien a excesivamente drenadas. El índice de transmisibilidad de agua es también muy alto.
- B) Estos suelos tienen un índice de infiltración moderado cuando se encuentran saturados y están formados principalmente de suelos de textura moderadamente fina a gruesa y de regularmente bien a bien drenadas; son suelos menos profundos que los del grupo A.
- C) Cuando están saturados, estos suelos contienen un índice de infiltración bajo e incluyen a todos aquellos con algún estrato que impida el movimiento del agua hacia el sub-suelo o suelos de textura fina a moderadamente fina. Estos suelos generalmente contienen mucha arcilla y coloides.
- D) Suelos con un alto potencial de escurrimiento. Su índice de infiltración al saturarse es muy bajo. En este grupo están incluidos principalmente los suelos arcillosos con un alto poder de esponjamiento cuando se saturan, los suelos con una tabla de agua permanentemente superficial, con una capa de arcilla compacta cercana o en la superficie y suelos poco profundos con estratos impermeables muy superficiales. ← (2)

Con estos datos y haciendo uso de los mapas de suelos escala 1: 50.000 que han sido editados por el Ministerio de Agricultura y Ganadería y observaciones en el campo, es posible clasificar los suelos de cualquier cuenca del país, en algunos de los cuatro grandes grupos. Luego se procede a estimar a que grupo pertenece la cuenca; en algunos casos es necesario dividir la cuenca en dos grupos diferentes y si la cuenca es muy grande, se divide en subcuencas y se calcula la escorrentía para cada uno. En la fig. 4-1 se dibujaron los pasos a seguir para determinar el porcentaje del área total correspondiente a cada zona; otro método sería planimetrar el área de cada grupo y hallar su porcentaje del área total.

Otro aspecto que se debe tomar en cuenta es que algunas veces los suelos quedan clasificados, por ejemplo, entre el grupo C y D debido a que la tabla de agua está muy superficial; si debido a los trabajos de drenaje que se efectúan en la zona, el nivel del agua baja, se debe hacer una reclasificación. Al final de este Capítulo se hará una clasificación de los suelos en dos cuencas del país.

4-2 Usos y Tratamientos de las Tierras: sirven para determinar los complejos hidrológicos suelo-vegetación.

Uso de la Tierra: es lo que sobre el suelo e incluye todo tipo de vegetación, materia orgánica, terrenos arados y superficies impermeables (carreteras, aeropuertos, ciudades, etc.)

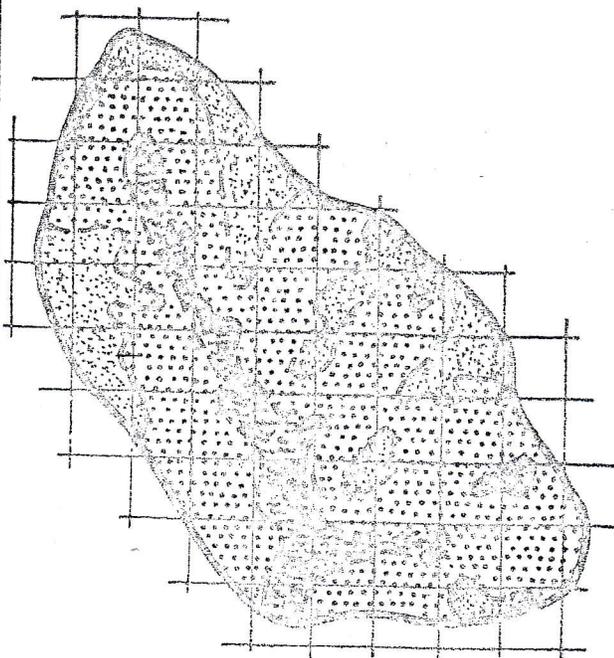
Tratamiento de la Tierra: son todos aquellos métodos agrícolas para el cultivo e incluye las distintas técnicas de siembra como surcos a contorno, terrazas, etc. y prácticas de -



(a) MAPA DETALLADO DE SUELOS



(b) MAPA CON LOS GRUPOS HIDROLOGICOS DE LOS SUELOS



(c) CUADRICULA SOBRE MAPA DE GRUPOS DE SUELOS

GRUPO	NUMERO DE INTER. EN CUADRICULA	PORCENTAJE
B	12	23
C	32	63 *
D	7	14
TOTAL	51	100

* PORCENT. PARA C:
 $(100) \frac{32}{51} = \underline{\underline{63}}$

(d) CALCULOS

FIG. 4-1 DETERMINACION DEL PORCENTAJE DE LOS GRUPOS DE SUELOS

conservación de suelos tales como nivelación, rotación de cultivos, etc.

Estos datos deben obtenerse por observaciones en el campo y fotointerpretación. Los diversos usos y tratamientos se definirán brevemente.

Terrenos cultivables.

Suelos arados: tienen el mejor potencial de escurrimiento debido a que son mantenidas lo más limpias posibles para que conserven la humedad que será necesaria en el próximo cultivo; además no existen pérdidas por transpiración.

Cultivos en surcos: son todos aquellos cultivos (maíz, maicillo, frijol, soya, remolacha, tomate, etc.) sembrados en surcos tan separados que casi toda la superficie del suelo queda expuesta al impacto de la lluvia durante la época de crecimiento del cultivo. Estos cultivos son sembrados en surcos rectos o en contorno.

Granos pequeños: (frijol, perejil) son sembrados en surcos mas unidos de manera que la superficie de la tierra no quede totalmente expuesta a la lluvia.

Legumbres tupidas: son sembradas ya sean en surcos unidos o al voleo. Esta cubierta puede permanecer durante toda la época lluviosa y darle una buena protección al suelo.

Rotación: es una secuencia planeada de cultivos y su propósito es mantener la fertilidad del suelo, reducir la erosión o proveer un abastecimiento de alguna cosecha en particular. Hidrológicamente las cosechas varían de pobres a buenas en proporción a la cantidad de vegetación densa en la rotación.

Potreros: pueden evaluarse de acuerdo a las tres condiciones hidrológicas que aparecen en la tabla 4-1; se refiere a pastos naturales o potreros y está basada en la vegetación efectiva sin que nos interese la producción de forraje. Al hacerse la estimación debe tenerse en mente que el pastoreo da como resultado una disminución en el índice de infiltración debido a la compactación del suelo con el pisoteo; el efecto puede mantenerse por mas de un año aún sin pastoreo posterior.

TABLA 4-1 Clasificación de Pastos Naturales o Potreros

<u>Condición de la Vegetación</u>	<u>Condición Hidrológica</u>
Pastoreo abundante. No tiene cubierta vegetal o ésta no alcanza a cubrir 1/2 del área.	Pobre
Pastoreo mediano. La cubierta vegetal se extiende de 1/2 a 3/4 del área.	Regular
Pastoreo Liviano. La cubierta vegetal se extiende a más de 3/4 del área.	Buena

Pastizales: son aquellos donde el pasto se siembra y se cuida del pastoreo; generalmente se corta para forraje.

4-3 Complejos Hidrológicos Suelo-Vegetación

La combinación de un grupo hidrológico de suelo con el uso y tratamiento que a este se le dé, es lo que llamaremos "Complejo hidrológico suelo-vegetación". En esta sección se dan tablas con los números de las curvas de escurrimiento asignadas a tales complejos; estos indican el potencial de escurrimiento del complejo y mientras mayor sea el número, mayor será este potencial.

TABLA 4-2

NUMERO DE LAS CURVAS DE ESCURRIMIENTO PARA LAS
DIFERENTES COMBINACIONES HIDROLOGICAS SUELO-VETACION.

(Para las cuencas en condiciones II⁺)

Uso del suelo y cubierta.	Tratamiento o método.	Condición para la infiltración	Grupo Hidrológico del suelo.				
			A	B	C	D	
Tierras aradas	SR	---	77	86	91	94	
Cultivos en hileras	SR	Mala	72	81	88	91	
	SR	Buena	67	78	85	89	
	C	Mala	70	79	84	88	
	C	Buena	65	75	82	86	
	C y T	Mala	66	74	80	82	
	C y T	Buena	62	71	78	81	
	ST	Mala	65	76	84	88	
Granos pequeños	SR	Buena	63	75	83	87	
	C	Mala	63	74	82	85	
	C	Buena	61	73	81	84	
	C y T	Mala	61	72	79	82	
	C y T	Buena	59	70	78	81	
	Legumbres tupidas ¹	SR	Mala	66	77	85	89
		SR	Buena	58	72	81	85
C		Mala	64	75	83	85	
C		Buena	55	69	78	83	
C y T		Mala	63	73	80	83	
C y T		Buena	51	67	76	80	
Pastos naturales		---	Mala	68	79	86	89
	---	Regular	49	69	79	84	
	---	Buena	39	61	74	80	
	C	Mala	47	67	81	88	
	C	Regular	25	59	75	83	
	C	Buena	6	35	70	79	
	Pradera (permanente)	---	---	30	58	71	78
Bosques (lotes de bosque)		---	Mala	45	66	77	83
		---	Regular	36	60	73	79
	---	Buena	25	55	70	77	
Cascos de los ranchos	---	---	59	74	82	86	
Caminos (revestidos) ²	---	---	72	82	87	98	
(con pavimentos duros) ²	---	---	74	84	90	92	

1 - Sembrados juntos

2 - Incluyendo el derecho de vía.

SR = surcos rectos

C = por surcos a contorno

T = terrazas

C y T = terrazas a nivel

Tomado de "Hydrology, Part. I Watershed Planning" Cap. 9 - Pág.9-2

+ Ver Tabla 4-4 en sección 4-4.

TABLA 4 - 3 ⁺ Cubierta Vegetal y Condición para la Infiltración. Grupo Hidrológico del Suelo.

	A	B	C	D
Pastos (pastos de cesp�ed o un tipo de pasto que no cubre bien el suelo)	51	70	80	84
Café - (sin sombra, sin terrazas)	48	68	79	83
Café - (con sombra y terrazas)	22	52	68	75
Caña de azúcar (surcos rectos; practican quemas).	43	65	77	82
Caña de azúcar (surcos rectos; se deja la cosecha anterior)	45	66	77	83
Caña de azúcar (en agujeros; al contorno)	24	53	69	76
Caña de azúcar (en surcos al contorno)	32	58	72	79

+ Ver tabla 4 - 4 en sección 4 - 4.

NUMERO DE LAS CURVAS PARA LAS CONDICIONES
I Y II EQUIVALENTES A LA CONDICION II.-

TABLA 4-4

Condición II	Condición I	Condición III	Condición II	Condición I	Condición III
100	100	100	57	37	75
99	97	100	56	36	75
98	94	99	55	35	74
97	91	99	54	34	73
96	89	99	53	33	72
95	87	99	52	32	71
94	85	98	51	31	70
93	83	98	50	31	70
92	81	97	49	30	69
91	80	97	48	29	68
90	78	96	47	28	67
89	76	96	46	27	66
88	75	95	45	26	65
87	73	95	44	25	64
86	72	94	43	25	63
85	70	94	42	24	62
84	68	93	41	23	61
83	67	93	40	22	60
82	66	92	39	21	59
81	64	92	38	21	58
80	63	91	37	20	57
79	62	91	36	19	56
78	60	90	35	18	55
77	59	89	34	18	54
76	58	89	33	17	53
75	57	88	32	16	52
74	55	88	31	16	51
73	54	87	30	15	50
72	53	86	25	12	43
71	52	86	25	12	43
70	51	85	20	9	37
69	50	85	15	6	30
68	48	84	15	6	30
67	47	84	10	4	22
66	46	82	5	2	13
65	45	82	5	2	13
64	44	81	0	0	0
63	43	80	0	0	0
62	42	79	0	0	0
61	41	78	0	0	0
60	40	78	0	0	0
59	39	77	0	0	0
58	38	76	0	0	0

También nos especifica que curva de escorrentía (sección 4-4) debemos usar para estimar el escurrimiento de la zona en estudio.

Las aplicaciones se encuentran en la sección 4 - 5.

Las tablas 4 - 2 y 4 - 3 nos dan los números de las curvas asignados a las diferentes combinaciones de suelos con sus usos y tratamientos dados en las secciones 4 - 1 y 4 - 2;

4-4 Estimación de la Escorrentía Directa.

En esta sección se desarrolla un método para estimar las relaciones lluvia-escorrentía valiéndonos de los complejos suelo-vegetación. Al final se ilustrará el método calculando la curva lluvia-escorrentía para dos cuencas con suelos y vegetación totalmente diferentes.

La adopción de este método se hizo tomando en cuenta que la gran mayoría de las cuencas en el país no tienen estaciones pluviográficas e hidrométricas que nos permitan conocer las relaciones de escorrentía por métodos directos; si los datos de lluvia y caudal se pueden obtener, estos servirán como un chequeo de la curva calculada.

La aplicación principal de este método se encuentra en la estimación de los volúmenes de escorrentía del hidrograma de una crecida o del caudal pico de las avenidas máximas. Estas cantidades incluyen a diferentes tipos de escurrimiento; la clasificación de estos tipos se hizo basándose en el tiempo que transcurre desde el comienzo del aguacero, hasta que esta aparece en el hidrograma del sitio de interés. Son cuatro los tipos principales:

Escorrentía del Canal: Ocurre cuando la lluvia cae directamente sobre los ríos de la cuenca. En estos casos la escorrentía aparece en el hidrograma desde el mismo momento que la -

lluvia comienza y varía de acuerdo a su intensidad. Esta cantidad de lluvias es generalmente despreciable de los hidrogramas de avenidas y no se le dará ningún valor en este estudio.

Escorrentía Superficial: Ocurre únicamente cuando la intensidad de la lluvia es mayor que el índice de infiltración. Este tipo de escurrimiento se manifiesta en el hidrograma después que la demanda de intercepción, infiltración y almacenamiento superficial ha sido satisfecha. Dicha escorrentía varía durante la tormenta y dependiendo de la intensidad de esta, termina durante o un poco después del final de la tormenta.

Escorrentía Subsuperficial: Ocurre cuando el agua que se infiltra encuentra una zona de baja transmisibilidad, el agua viaja a través de la zona en el sentido de la pendiente hasta encontrar la superficie del suelo, apareciendo como un manantial. Aparece en el hidrograma durante o un poco después de la tormenta.

Flujo Base: Ocurre cuando hay un flujo continuo de un almacenamiento natural. El flujo viene de lagos o pantanos, de un acuífero recargado por la lluvia que se infiltra o del almacenamiento marginal en el lecho y las márgenes cuando el nivel del agua sube y vuelve al cauce cuando este nivel baja. Este escurrimiento aparece poco después de la tormenta y no tiene ninguna influencia en el hidrograma de esta; sin embargo, el flujo base de una tormenta anterior aumenta la avenida instantánea de la siguiente si estas ocurren con poco tiempo de diferencia.

Como los datos obtenibles en las cuencas pequeñas generalmente son de pluviómetros, este método fué desarrollado tomando datos totales de las tormentas sin tomar en cuenta su distribución en el tiempo; esto quiere decir que si en

dos tormentas todos los datos son iguales a excepción de su intensidad y duración, la escorrentía que producen también será igual; esto nos da casi siempre errores muy grandes; para evitarlos se hace uso del hidrograma unitario y la lluvia se incrementa en períodos fijos; el hidrograma resultante será más exacto cuanto menores sean los incrementos. En los próximos Capítulos se explicará este proceso más detenidamente.

Desarrollo de las Curvas: Si se toman los registros de lluvia y escurrimiento para una tormenta muy grande y un área relativamente pequeña (menor de 100 km^2) y se grafica el escurrimiento acumulado contra la precipitación acumulada, se verá que la escorrentía comienza algún tiempo después de que la lluvia comenzó y que la curva de doble-masa se hará asintótica a una línea recta a 45° . A la cantidad de lluvia que no escurre al principio se le llama "disminución inicial" de la lluvia. Para entender mejor las relaciones lluvia escorrentía, se hará primero un estudio sin tomar en cuenta la "disminución inicial" de la lluvia o sea que la lluvia y la escorrentía comenzarán en el mismo momento. Para una tormenta cualquiera, la relación entre la lluvia, escorrentía y retención (la lluvia que no se convertirá en escurrimiento) en cualquier punto de la curva masa será:

$$\frac{F}{S'} = \frac{Q}{P} \quad \text{donde} \quad 4 - 1$$

F = retención actual

S' = potencial máximo de retención (S' = F)

Q = escurrimiento actual

P = máximo potencial de escurrimiento (P = Q)

El parámetro S' no contiene la "disminución inicial". Este valor S' es una constante para una tormenta particular por-

que indica el valor máximo de retención bajo las condiciones existentes si la tormenta continuara indefinidamente. La retención F varía porque es la diferencia entre P y Q en cualquier punto de la curva masa, o sea:

$$F = P - Q \quad (4 - 2)$$

sustituyendo en 4-1:

$$\frac{P - Q}{S'} = \frac{Q}{P} \quad 4 - 3$$

resolviendo para Q :

$$Q = \frac{P^2}{P + S'} \quad 4 - 4$$

La "disminución inicial" (I_a) puede introducirse en la ecuación restándole de P ; en este caso S' se convierte en S e incluye a I_a .

La ecuación 4-4 se convierte en:

$$Q = \frac{(P - I_a)^2}{(P - I_a) + S} \quad 4 - 5$$

La cual es la relación lluvia escorrentía, tomando en cuenta la "disminución inicial".

Este valor I_a consiste principalmente en infiltración, intercepción y almacenamiento superficial, esto ocurre antes de que el escurrimiento comience. Los hidrólogos del S.C.S.^{1/} encontraron una relación empírica entre I_a y S haciendo numerosas investigaciones en cuencas con diferentes suelos y cubiertas vegetales y para aguaceros de diferentes intensidad y duración. Esta relación es:

$$I_a = 0.2 S \quad 4 - 6$$

sustituyendo en 4-5

$$Q = \frac{(P - 0.2 S)^2}{P + 0.8 S} \quad 4 - 7$$

Esta es la ecuación que indica la relación lluvia-escurrimiento para este método.

Como se dijo anteriormente, la "disminución inicial" se estimó en un 20% de la retención total. Es restante 80% es principalmente que ocurre desde que el escurrimiento comienza. Esta infiltración es controlada por tres fenómenos: la infiltración instantánea, el coeficiente de transmisibilidad en los perfiles de suelos y por la capacidad de almacenamiento de agua del suelo; es lógico que cuando las tormentas ocurren con mucha frecuencia, - el caso de los temporales en nuestro país, el valor de S disminuye porque los suelos no tienen tiempo de recobrar su capacidad a través de la evapotranspiración y el drenaje. Este cambio en S se determina aquí por la cantidad de lluvia caída en los 5 días anteriores a la tormenta analizada; a este se le llama -- "condición de humedad antecedentes" y se clasifica en 3 tipos:

Condición I = Cuando los suelos de una cuenca están secos pero no hasta el punto de marchitez. Esta condición no es aplicable para la determinación de la avenida de proyectos pues el valor de S es máximo.

Condición II = es la condición promedio que precede a la ocurrencia de la avenida máxima anual en numerosas cuencas.

Condición III = se presenta cuando ha llovido mucho durante cinco días anteriores a la tormenta y los suelos se encuentran casi completamente saturados. En esta condición el valor S es mínimo y es la que debe tomarse para determinar la avenida de proyectos.

Los valores de los complejos dados en la Tabla 4-3 corresponden a la Condición II en la Tabla 4 - 4 se dan los valores correspondientes a las restantes condiciones.

Usando la ecuación 4 - 7 y ayudados por investigaciones en numerosas cuencas, los hidrólogos del S. C. S. de los E.E.U.U. han desarrollado las curvas que aparecen en las gráficas 4-2 y 4-3.

Con estas gráficas, conociendo el número de curva de la cuenca en estudio y la cantidad de precipitación que cae sobre ella, se puede calcular el escurrimiento directo.

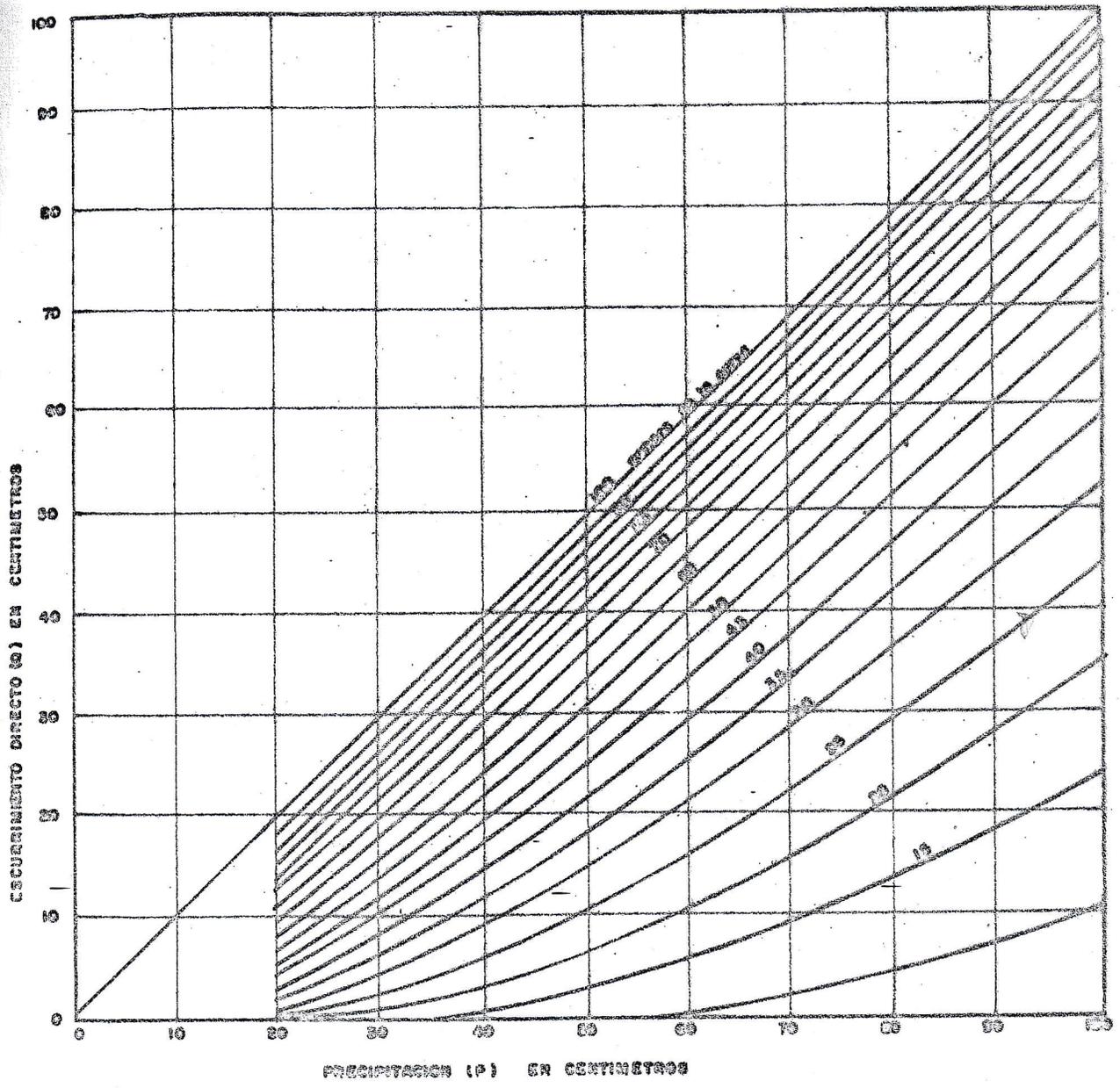


FIGURA Nº 4-3

GRAFICA PARA LA DETERMINACION DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO.

4-5 Ejemplos del Cálculo de las Curvas Precipitación-Escorrimento.

Para el desarrollo de estos ejemplos, se hizo uso de dos cuencas de condiciones de suelo y vegetación totalmente diferentes.

La primera es la cuenca del río Taisihuat situada al Noroeste de la ciudad de San Miguel y la segunda la cuenca de la Quebrada El Tránsito a unos cuantos kilómetros al Este de la ciudad de Usulután. Los datos de suelos se obtuvieron del levantamiento General de Suelos editado por el Ministerio de Agricultura y Ganadería y los de uso de la tierra de investigaciones llevadas a cabo por la Dirección General de Obras de Riego y Drenaje.

Ejemplo 1.- Cuenca del Río Taisihuat: el área de esta cuenca es de aproximadamente 100 km^2 ; el símbolo, área de cada uno y clasificación en alguno de los grandes grupos de suelos hidrológicos, se describe a continuación:

Símbolo del Suelo	Area en Km.^2	Porcentaje del área total
PqB	30.7	30.9
Pqa	0.4	0.4
Yad	50.1	50.4
Ula	18.2	100.0

Como se puede observar en los Mapas de Suelos, los de esta cuenca son predominantemente arcillosos, con índices de infiltraciones bajos y están escasamente cultivados; todos ellos cumplen las condiciones del grupo "D", aunque Pqa y Pab, por tener pendientes muy suaves que facilitan el almacenamiento superficial, se tomarán en un grupo intermedio entre C. y D.

El uso de la tierra es muy reducido limitándose a pequeñas zonas de maíz, maicillo y frijol. Casi toda la cuenca está cubierta de matorrales y potreros naturales.

En la Tabla 4-5 se dan las áreas ocupadas por los diferentes cultivos y en la Tabla 4-6 se determina el número del Complejo Suelo - Vegetación de la cuenca.

Usando la Tabla 4-2 se hallará el número de la curva correspondiente y cada uno de los diversos complejos hidrológicos suelo-vegetación. Para el maíz y el maicillo, la condición hidrológica se consideró como mala pues los cultivos en esa zona son de bajo rendimiento y el follaje es poco debido a la mala calidad de las tierras.

TABLA 4-5 Clasificación y Uso Actual de los Suelos

Símbolo	Grupo Hidrológico.	En % del área de cada suelo y del área total de la cuenca.			
		Pastos Naturales		Maíz, Maicillo, Frijol	
Pqa	C - D	80	0.3	20	0.1
Pqb	C - D	90	27.7	10	3.2
Ula	D	85	15.6	15	2.7
Yad	D	95	47.9	5	2.5

TABLA 4-6 Determinación de los Números de las Curvas de Escorrentamiento usando la Tabla 4-3.

Complejo Hidrológico Suelo - Vegetación	Número de la curva.	Porcentaje del Área de la cuenca.	Producto del número por el porcentaje.
Suelo C-D cultivos en hileras surcos rectos. Condición hidrológica "mala".	89	3.3	292.7
Suelo C-D. Pastos Naturales. Condición hidrológica "mala".	87	28.0	2436.0
Suelo D. Cultivos en hileras, surcos rectos. Condición hidrológica "mala".	91	5.2	473.2
Suelo D. Pastos Naturales. Condición hidrológica "mala".	89	63.5	5651.5
Totales		100.0	8854.4

$$\text{Número correspondiente a toda la cuenca} = \frac{8854.5}{100} = 88.55$$

$$\text{Se puede aproximar a} = 89.$$

Este número corresponde a la condición hidrológica antecedente II; en la Tabla 4-4 encontramos que para las condiciones I y III los números son 76 y 96 respectivamente.

Ejemplo 2.- Cuenca de la Quebrada El Tránsito: el estudio de esta cuenca se hizo hasta el puente de la Carretera Litoral; hasta este punto, el área es de unos 45 km.² Su superficie está compuesta de suelos predominantemente franco-arenosos con diferentes usos de la tierra;

TABLA 4-7A

<u>Símbolo del Suelo</u>	<u>Area en Km.²</u>	<u>Porcentaje del área total</u>
Maa	3.5	7.7
Paa	4.6	10.2
Pae	1.5	3.3
Pab	5.4	11.9
Pac	20.1	44.4
Baa	6.2	13.7
Bad	3.0	6.6
Area ocupada por pueblos	1.0	2.2
Totales	45.3	100.0

Todos estos suelos a excepción del Maa pertenecen al grupo hidrológico "B" por ser suelos franco y franco arenosos de textura bastante parecida, diferenciándose únicamente en la topografía; el Maa pertenece al grupo hidrológico "D" pues son corrientes de lava muy gruesa e impermeable. La tabla siguiente nos da el uso y tratamiento de los suelos en la cuenca.

TABLA 4-7 B Cuadro de Uso de la Tierra para cada uno de los Suelos⁺
(en porcentaje del área de cada suelo)

	Maa	Paa	Pab	Pac	Pae	Baa	Bad
Sin vegetación	100					10	5
Pastos				5	30	10	20
Cereales		15	10	15	10	80	75
Caña de azúcar		10	5				
Café		75	85	80	60		

Usando este cuadro puede hallarse el área ocupada por cada cultivo multiplicando el porcentaje del área de cada suelo por los valores indicados en la Tabla 4-7A.

TABLA 4-8 Cuadro de Uso de la Tierra en toda la Cuenca.

	Maa	Paa	Pab	Pac	Pae	Baa	Bad	Totales
Sin vegetación	7.7	-	-	-	1.0	1.4	0.3	10.4
Pastos	-	-	-	2.2	-	1.4	1.3	4.9
Cereales	-	1.5	1.2	5.7	0.3	10.9	5.0	25.6
Caña de azúcar	-	1.0	0.6	-	-	-	-	1.6
Café	-	7.7	10.1	35.5	2.0	-	-	55.3
Total								97.8

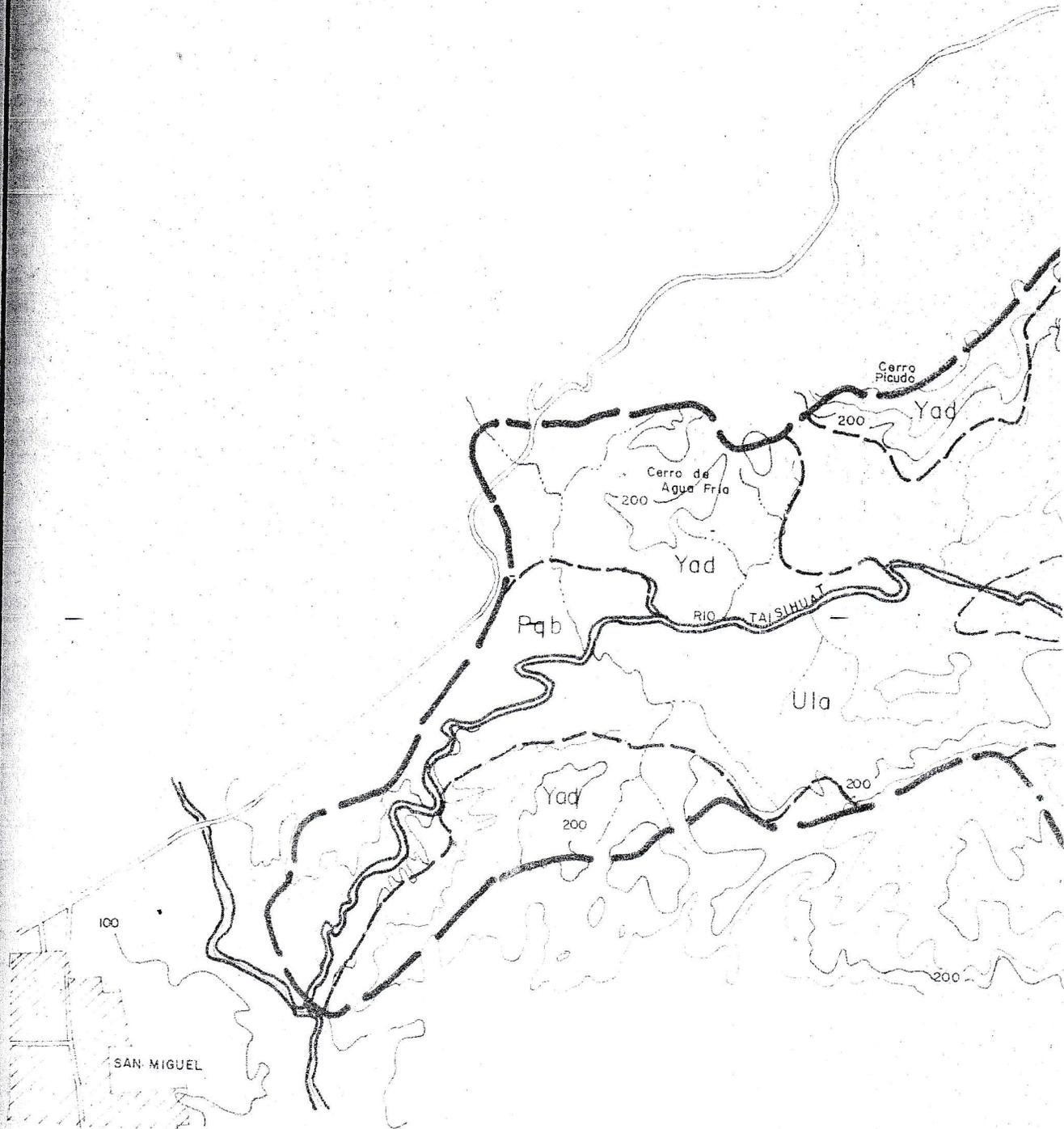
Conociendo el uso de la tierra en toda la cuenca y el grupo hidrológico a que ésta pertenece, podemos hallar los complejos hidrológicos suelo-vegetación y los correspondientes valores de las curvas precipitación-escurrimiento.

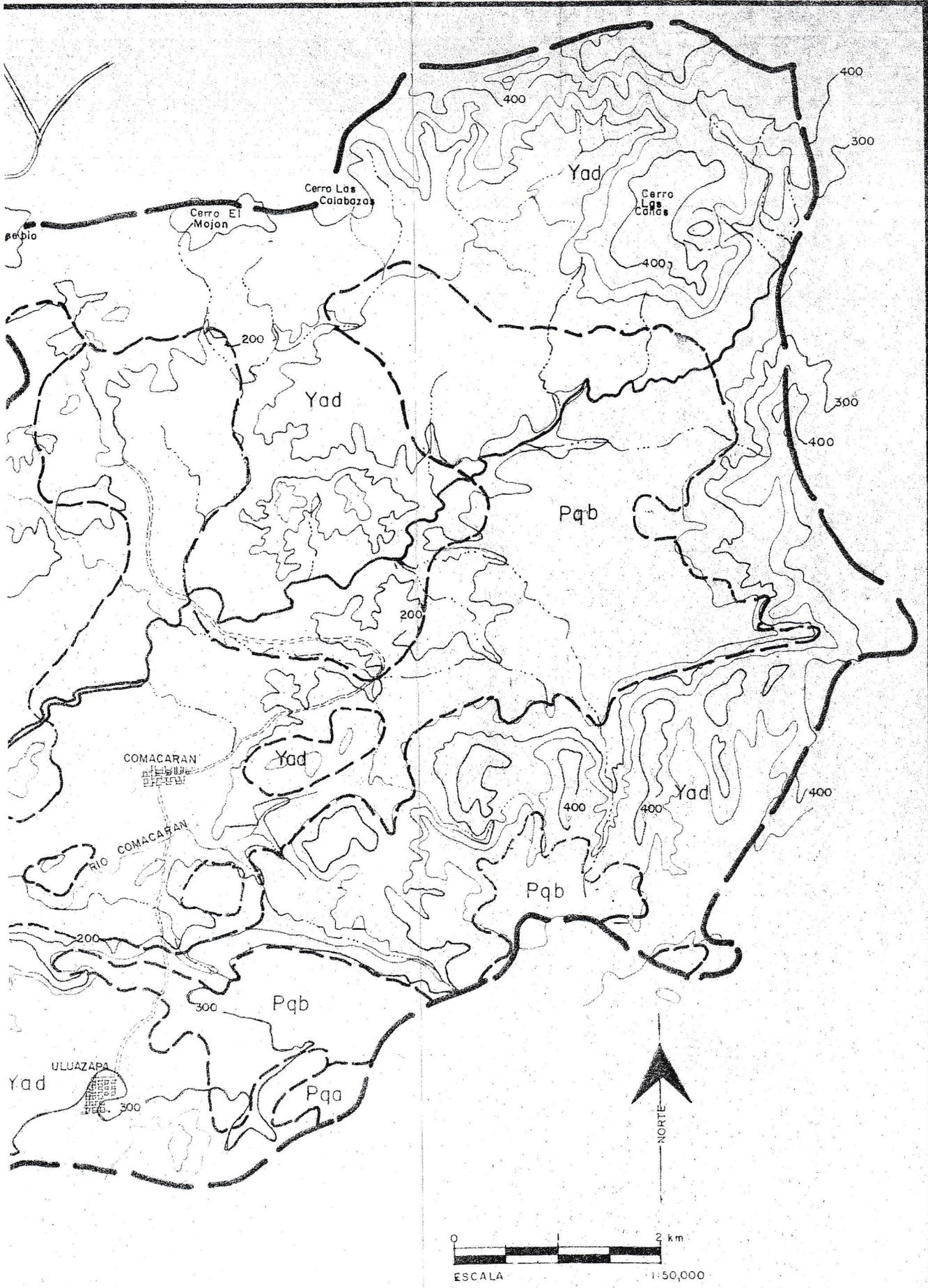
TABLA 4-9 Cuadro de Determinación de los Números Representativos de los Complejos Hidrológicos Suelo - Vegetación.

	Número de la curva. D	Porcentaje del área B	Producto del área por el porcentaje.
Tierras áridas	94	7.7	723.8
		86	232.2
Pastos	58	4.9	284.2
Cultivos en hileras s.r.	81	25.6	2073.6
Caña de azúcar s.r. se deja la cosecha anterior	66	1.6	105.6
Café con sombra y en terrazas	52	55.3	2875.6
Pueblos	90	2.2	198.0
Totales		100.0	6493.0

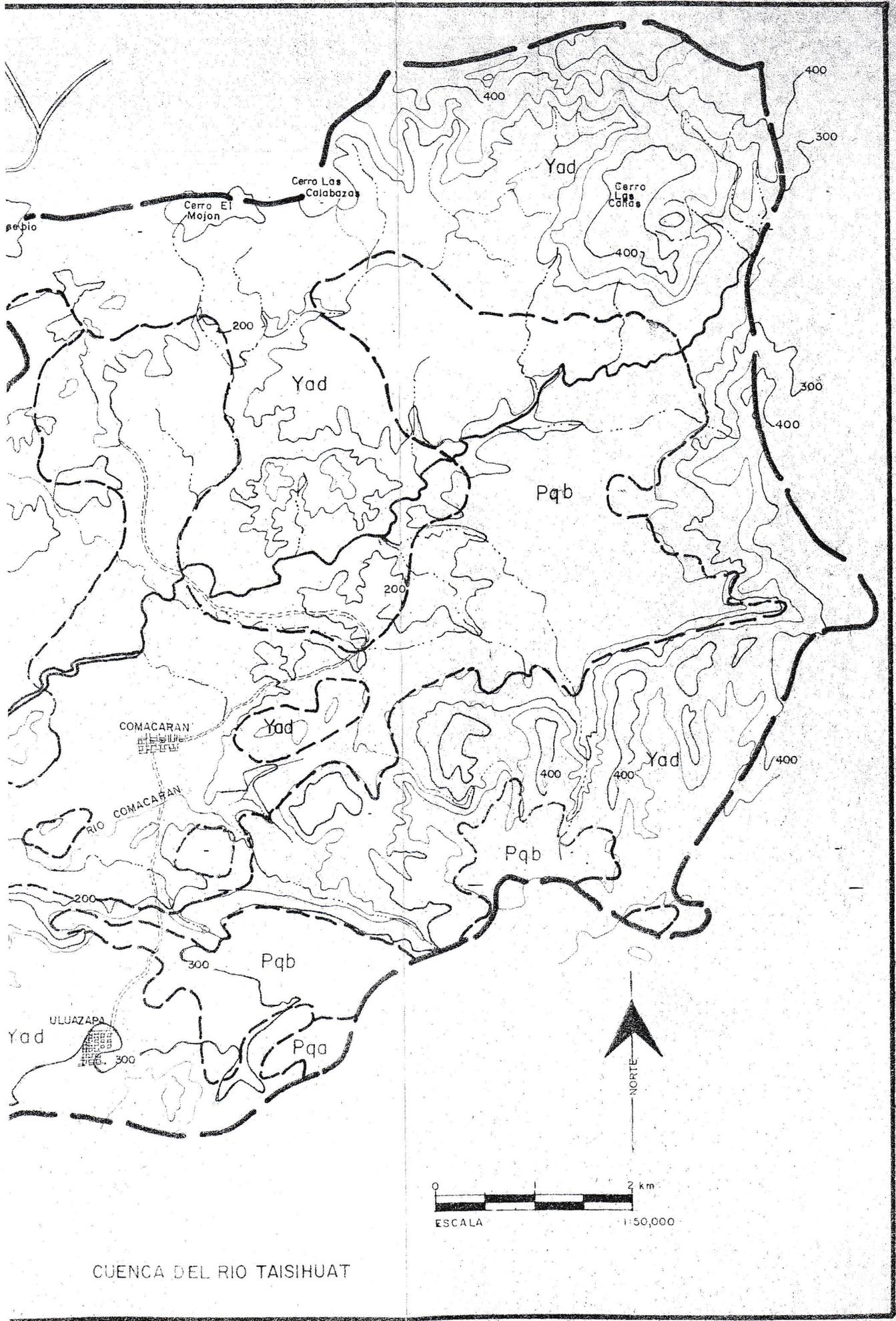
$$\text{Número representativo} = \frac{6493.0}{100}$$

En los Capítulos siguientes se hará uso de estas curvas para diseñar las avenidas máximas.

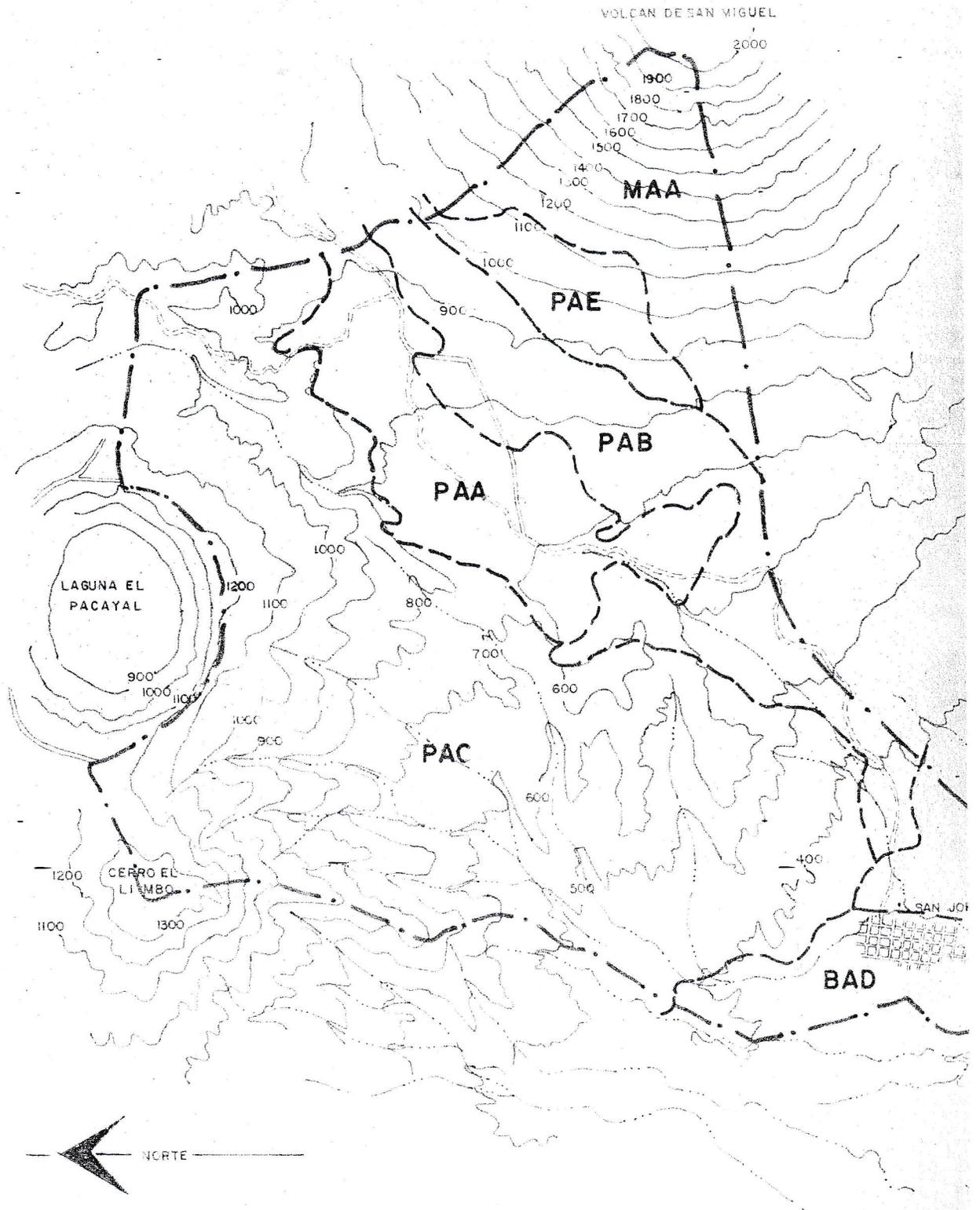




CUENCA DEL RIO TAISIHUAT



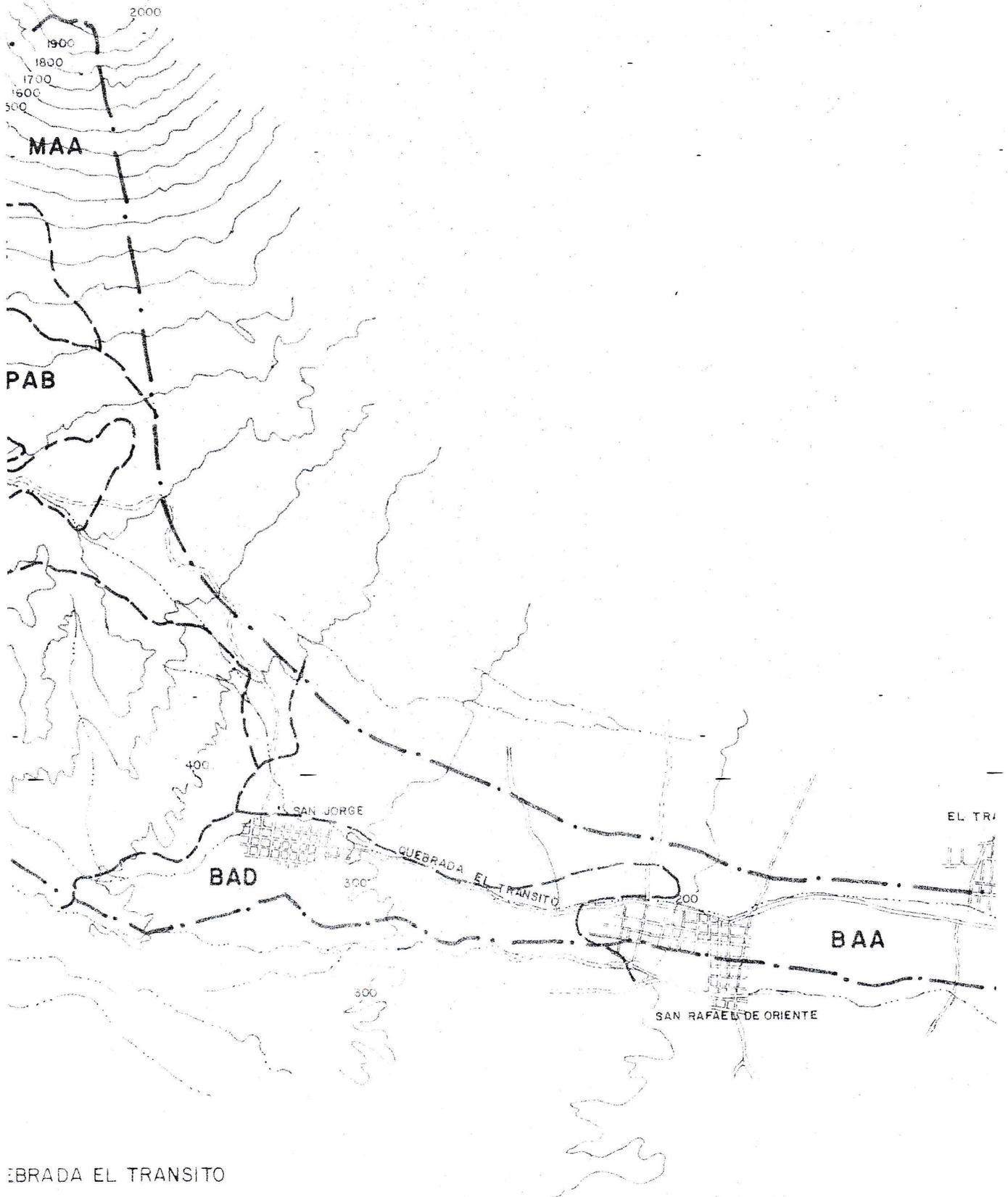
CUENCA DEL RIO TAISHUAT



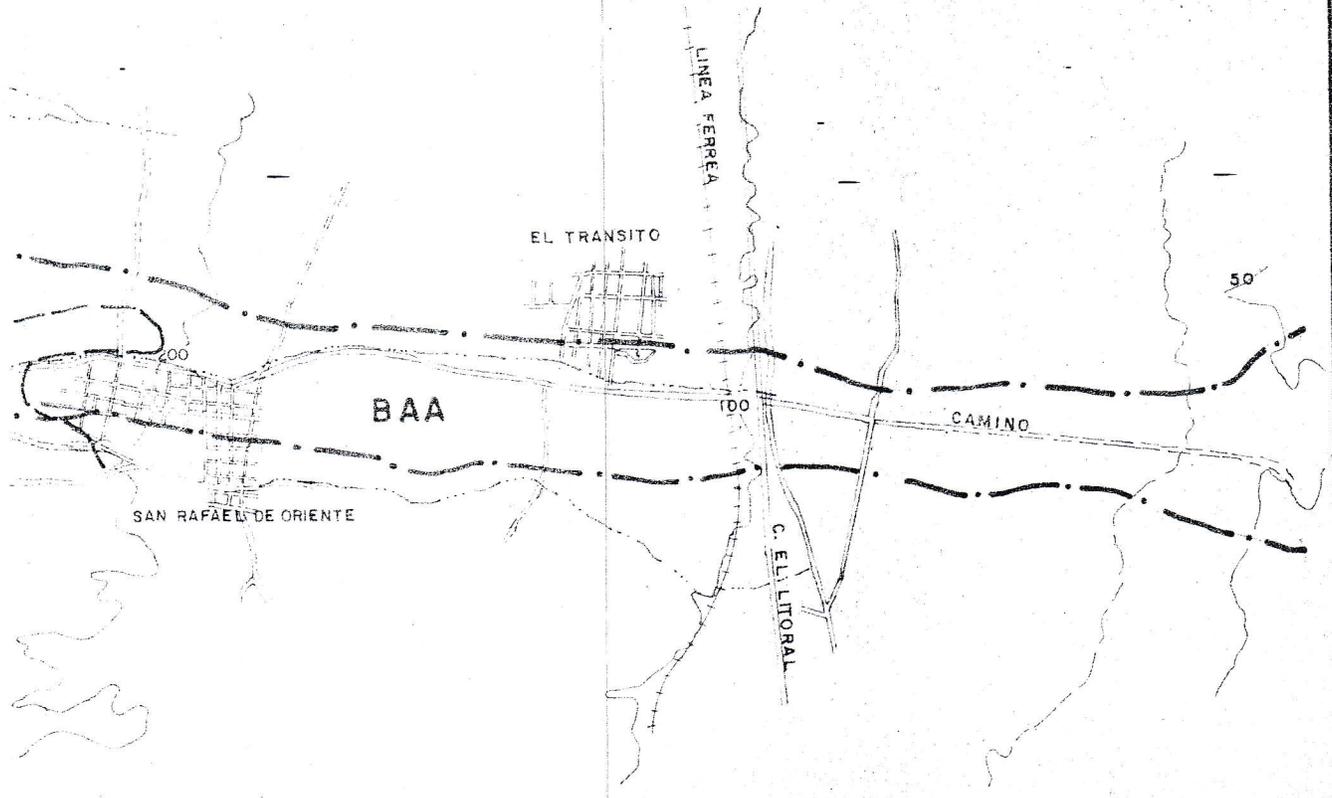
0 1 2 km.
 ESCALA 1:50,000

CUENCA QUEBRADA EL TRANSITO

VOLCAN DE SAN MIGUEL



EBRADA EL TRANSITO



CAPITULO V

TIEMPOS DE CONCENTRACION Y RETRASO

5-1 Generalidades. El Retraso es una característica de la cuenca necesaria para determinar el gasto pico de una avenida y el tiempo en que ocurre medido desde que comienza la lluvia. El Retraso puede estimarse mas fácilmente haciendo uso del tiempo de Concentración o sea "el tiempo que tarda el agua en llegar desde el punto hidraulicamente más lejo de la cuenca hasta el sitio que nos interesa". En este Capítulo se presentan diversos métodos por los cuales puede determinarse este valor ya sea usando hidrogramas naturales obtenidos en las estaciones hidrométricas cuando estas existan o utilizando las características físicas de la cuenca.

Existen varias definiciones de Retraso, dependiendo cada una de ellas a una forma determinada de obtener los hidrogramas unitarios⁺. En este Capítulo se usarán dos definiciones diferentes:

- 1) Tiempo de Retraso es "el tiempo que transcurre del centro de gravedad del exceso de precipitación hasta que el hidrograma alcanza la mitad de su volumen" y se usa con el procedimiento de la gráfica adimensional.⁺
- 2) "El tiempo que transcurre del centro del exceso de precipitación hasta que el hidrograma alcanza la máxima descarga"; esta definición se usa en el procedimiento del hidrograma triangular⁺.

+ Ver Capítulo siguiente.

5-2 Métodos para el cálculo de Tc y L. Cuando el escurrimiento es bastante uniforme, la relación entre los dos tiempos puede estimarse con suficiente exactitud mediante la fórmula empírica.

$$L = 0.6 T_c \quad (5 - 1)$$

Esta relación se encontró después de numerosas pruebas en muchas cuencas pequeñas de los EE. UU. y luego fué comprobada con estudios efectuados en la República Mexicana. Al estimar Tc debemos tener en cuenta que éste depende de la velocidad del agua en el cauce y esta a su vez depende de diversos elementos de la cuenca como son la vegetación, la pendiente, el material del que está formado el cauce, etc.

Otro factor que hace variar Tc es la distribución e intensidad de la lluvia en toda el área. Observaciones efectuadas por el Servicio Meteorológico Nacional han comprobado que los aguaceros de gran intensidad, que son la causa de grandes avenidas, caen generalmente sobre un área máxima de 120 kilómetros cuadrados, razón por la cual para cuencas pequeñas se puede suponer que el aguacero cubre toda el área de la cuenca y varía con igual intensidad de precipitación en toda ella. Cuando se tienen registros de diversos hidrogramas en una cuenca, puede estimarse Tc mediante un método bastante práctico y preciso que se detalla a continuación:

- 1o. Se escogen varios hidrogramas de la cuenca en estudio.
- 2o. Se separa el flujo base⁺ de los hidrogramas
- 3o. Se traza la curva descendente de cada hidrograma en papel semilogarítmico.

+ Ver Capítulo IV.



40. Asumiendo las cruvas descendentes como una línea rec-
ta se obtiene la pendiente de cada una de ellas de
acuerdo a la siguiente fórmula:

$$b = \frac{\log q_2 - \log q_1}{t_2 - t_1}$$

donde b = la pendiente de la curva de recesión

$\log q_1$ = el logaritmo de la descarga (en m^3/s)
al tiempo t_1 en horas

$\log q_2$ = el logaritmo de la descarga (en m^3/s)
al tiempo t_2 en horas.

50. Se halle el promedio de las diversas pendientes.

60. Usando el promedio de las b, se halla T_c mediante
la ecuación $T_c = \frac{0.71}{b}$

Este coeficiente 0.71 es una constante aplicable a la mayoría
de los casos. Para tener mayor seguridad de que el coeficiente
es aplicable a un problema específico puede hacerse una com-
probación estimando T_c como el tiempo desde el final del exce-
so de precipitación hasta el pico del hidrograma, se calcula b
y se toma el producto $b \times T_c$ como el coeficiente.

Otro método para hallar un tiempo de concentración promedio
consiste en aplicar la siguiente fórmula:

$$T_p = \sqrt{T_c} + 0.6 T_c$$

donde T_p = tiempo desde que comienza a elevarse el hi-
drograma hasta el pico.

Conociendo T_p puede usarse la gráfica 5-3
para hallar T_c .

En este método es recomendable obtener varios valores y luego promediarlos para tener mayor seguridad.

También puede obtenerse T_c usando la pendiente aproximada de la cuenca; Kirpich desarrolló una fórmula que aparece en su libro "Time of concentration for small agricultural watersheds" Civil Engineering, June 1940 y que traducido al sistema métrico aparece en el folleto "Métodos para Determinar Avenidas de Diseño por el Ing. Manuel Corrales V:

$$T_c = \frac{0.87 L^3}{h} 0.385 \quad (5 - 5)$$

donde L = longitud del cauce mas largos en kilómetros, - medido desde el parte aguas de la cuenca hasta el sitio interés.

h = diferencia de elevación entre el punto mas alto del curso mas largo y el sitio de interés, en metros.

T_c = tiempo de concentración, en horas.

Esta ecuación está basada únicamente en una aproximación bastante grosera de la pendiente del canal y desprecia el valor "n" de Manning así como el radio hidráulico del canal por lo que el valor obtenido únicamente debe usarse cuando no se cuenta con mayores datos sobre la cuenca o para una estimación preliminar.

- 5-3 Ejemplos del cálculo de T_c . Para este ejemplo se tomarán los hidrogramas de dos avenidas del río Taisihuat, la primera con fecha del 10 de octubre de 1967 y la segunda del 24 de setiembre de 1968. En la figura 5-1 aparecen ambas avenidas. El gasto base de cada avenida aparece señalado por la línea punteada, y fué obtenido de los registros hidrológicos en época de estiaje.

De acuerdo a estos datos, el flujo base promedio es de $2.00 \text{ m}^3/\text{s}$. y de $2.85 \text{ m}^3/\text{s}$., para las crecidas del 10 octubre/67 y 24 de setiembre/68 respectivamente, estos valores se reñtarán a los caudales obtenidos y plotearán en la gráfica semilogarítmica que aparece en la figura 5-2. Se traza una línea recta siguiendo la tendencia de dos puntos y luego se calcula la pendiente.

En la tabla 5-1 se han señalado todos los pasos:

TABLA 5-1 Pasos del cálculo de T_c de acuerdo a las líneas de recesión de los hidrogramas. Cuenca Río Taisihuat.

1o. Fecha de las Crecidas	10 oct./67	24 set. /68
2o. q_1^+ ($\text{m}^3/\text{seg.}$)	88	71
3o. q_2^+ ($\text{m}^3\text{seg.}$)	23	22
4o. $\log. q_1$	1.9445	1.8513
5o. $\log. q_2$	1.3617	1.3424
6o. (4o.) - (5o.)	0.5828	0.5089
7o. t_1 (horas)	0	0
8o. t_2 (horas)	5	5
9o. $t_2 - t_1$	5	5
10o. (6) / (9) = b	0.1166	0.1018
11o. $0.71/b = T_e$	6.09	6.97
12o. Promedio de T_c	$\frac{6.09 + 6.97}{2} =$	$\frac{13.06}{2} = 6.53$ horas

+ Ya se ha separado el flujo base.

Como comparación calcularemos el tiempo de concentración de la cuenca del Río Taisihuat por medio de la fórmula de Kirpich, así como también la de la Quebrada El Tránsito para usarla más adelante en el cálculo de la avenida de diseño.

Ejemplo 1. Cuenca Río Taisihuat

$$L = 23.5 \text{ kilómetros}$$

$$h = 500 - 90 = 410 \text{ m}$$

$$T_c = \frac{0.87 \times 23.5^3}{410} \cdot 0.385 = 3.6 \text{ horas}$$

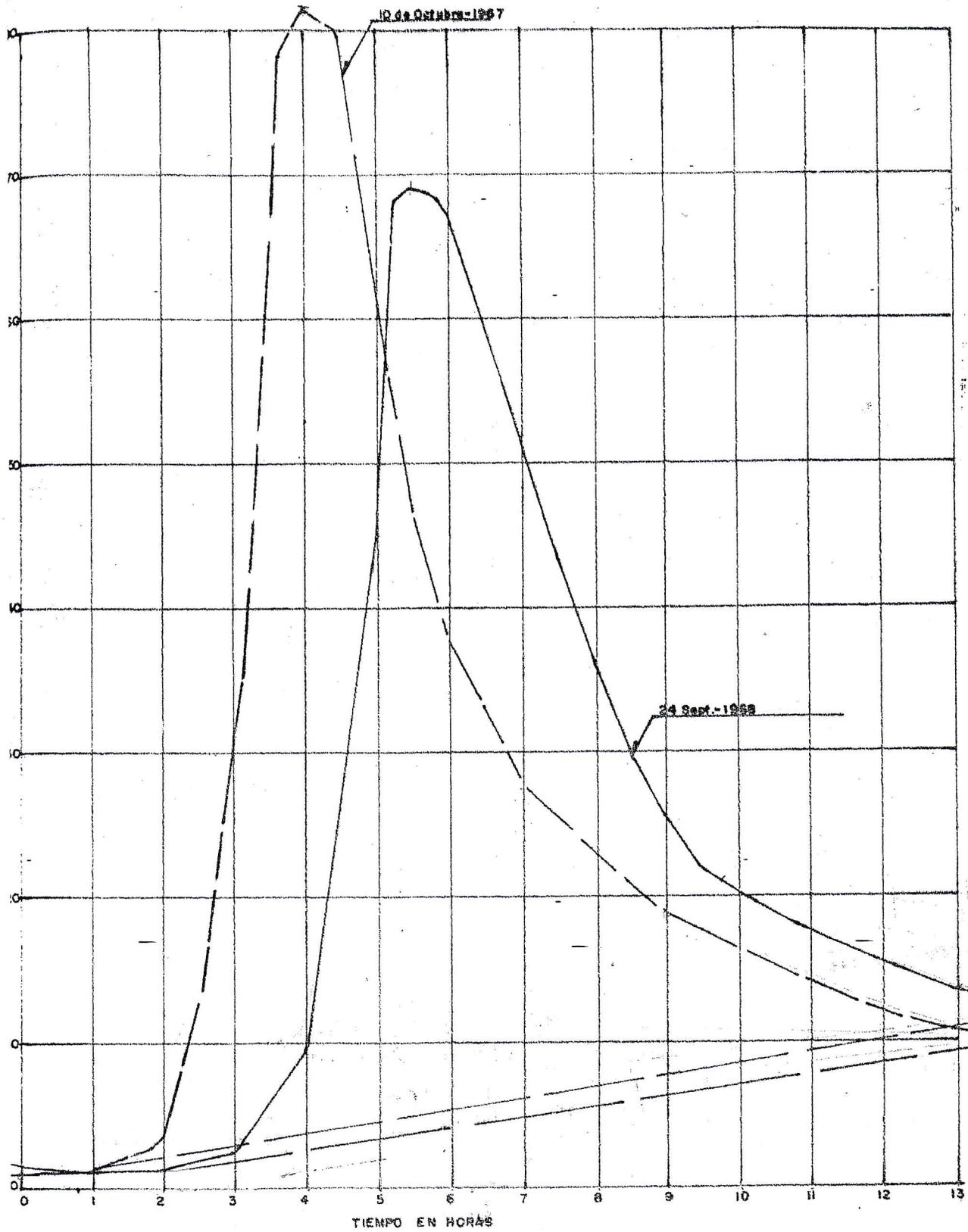
Ejemplo 2. Quebrada El Tránsito

$$L = 17.0 \text{ kilómetros}$$

$$h = 1200 - 100 = \text{metros}$$

$$T_c = \frac{0.87 \times 17.0^3}{1100} \cdot 0.385 = 1.7 \text{ horas}$$

Como se pudo ver en el ejemplo 1, el T_c varía considerablemente en ambas fórmulas por lo que no es recomendable el uso de la fórmula 5-5 a menos que se carezca de registros hidrológicos en alguna sección del río que es el caso de Ejemplo 2.-



HIDROGRAMAS TÍPICOS DEL RIO TAISIHUAT

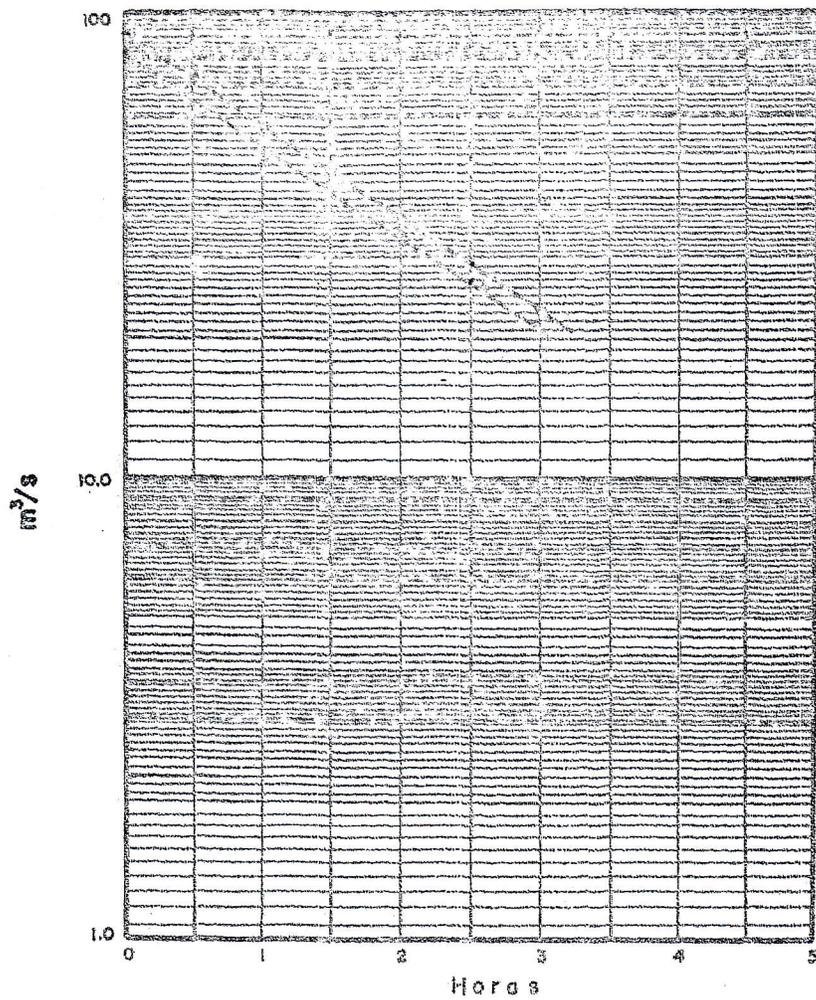
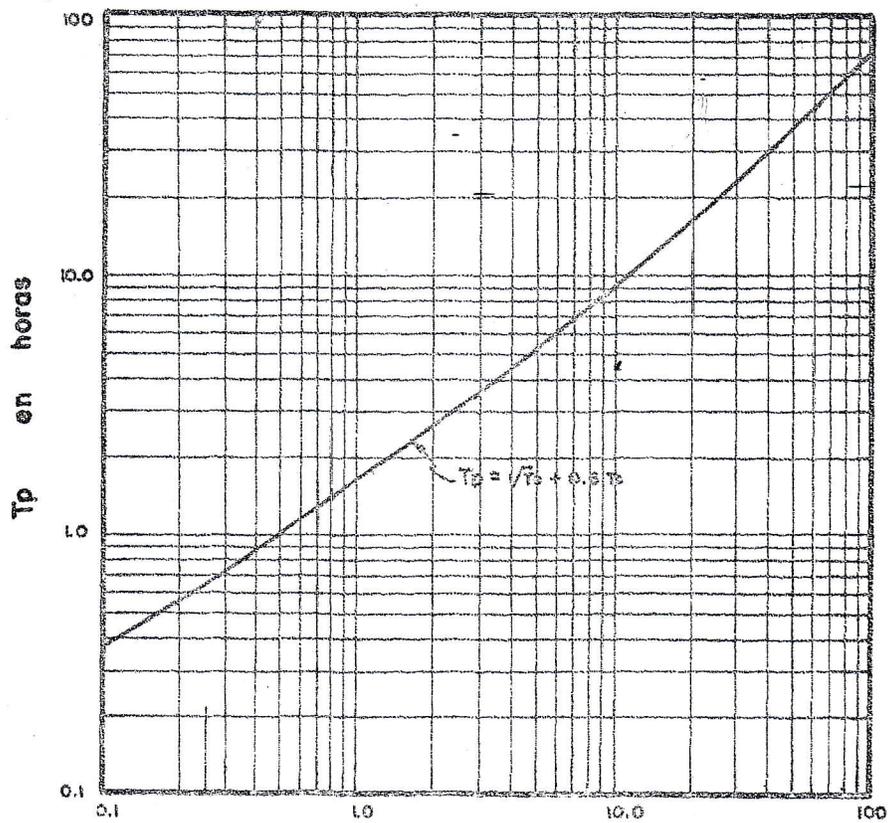


Fig. 5-2 Curvas de Recesión. Río Taisihuat



CAPITULO VI
EL HIDROGRAMA UNITARIO

6 - 1 Generalidades.- La base para todos los diseños de hidrogramas es el " hidrograma unitario, el cual se define como el hidrograma resultante de un escurrimiento directo unitario (1 cm., 1 pulg. etc.) de una cuenca, que ocurre en una unidad de tiempo específico o tambien como el hidrograma del escurrimiento resultante de una unidad de exceso de precipitación, generada uniformemente sobre toda la cuenca en un período unitario de tiempo o duración del exceso de precipitación. Exceso de precipitación es la parte de la lluvia que origina el escurrimiento directo.

Toda la teoría del hidrograma unitario se fundamenta en varias hipótesis que se detallan a continuación:

- 1o. La lluvia en exceso está distribuida uniformemente sobre toda el área de la cuenca y su intensidad es uniforme durante todo el tiempo.
 - 2o. Los hidrogramas de escurrimiento directo de un tiempo base común son directamente proporcionales al volumen total de escurrimiento respectivo. Ver fig. 6 - 1a.
 - 3o. Para una cuenca dada, todas sus características físicas se reflejan en su hidrograma unitario.
 - 4o. El hidrograma resultante de un aguacero con un exceso de precipitación de intensidad variable, puede construirse superponiendo varias hidrogramas unitarios; siendo cada uno de ellos equivalentes a un incremento de exceso de precipitación de duración unitaria. Ver fig. 6-1b.
- Partiendo de estas hipótesis se han desarrollado diversos métodos para la construcción de hidrogramas unita-

rios. Todos estos métodos se basan en los datos hidrológicos con que se cuente; si estos no existen o son insuficientes se utilizan las condiciones físicas y se construye el hidrograma unitario sintético (sección 6-2). Si el río cuenta con una estación hidrométrica que haya registrado algunas crecidas de importancia se puede deducir de estas el hidrograma unitario natural correspondiente.

6.2 El Hidrograma Unitario Sintético. Existen dos métodos que pueden utilizarse para diseñar este tipo de hidrogramas: el desarrollado por Snyder que se basa en observaciones efectuadas en cuencas de la región de los Montes Apalaches y el desarrollado por el Servicio de Conservación de Suelos de los EE.UU. que también se basa en observaciones efectuadas por los hidrólogos de este organismo en diversas zonas de los EE.UU.

Método de Snyder. En 1938 se comenzó a estudiar las tres características principales del hidrograma unitario: /

- 1) Gasto máximo.
- 2) Tiempo de retardo desde el comienzo de la lluvia hasta la ocurrencia del pico.
- 3) Tiempo base del hidrograma y sus relaciones con las tres características principales de la cuenca:

- 1) Tamaño
- 2) Pendiente media
- 3) Densidad del drenaje.

Snyder estudió estas relaciones y desarrolló una serie de ecuaciones; estas ecuaciones son las siguientes:

$$T_p = C_t \times (L \times L_c)^{0.3} \text{ donde: (6-1)}$$

T_p = retardo de la cuenca o el tiempo desde el centro de gravedad de la curva de precipitación hasta el pico del hidrograma en horas.

L = Longitud de la corriente principal desde el parte aguas de la cuenca hasta el lugar en estudio, en Km.

L_c = Distancia desde el sitio en estudio hasta un punto en la corriente próximo al centro de gravedad de la cuenca.

C_t = Coeficiente que varía entre 1.35 y 1.65
También se adoptó una duración tipo de lluvia que producirá el caudal máximo.

$$T_r = \frac{T_p}{5.5} \quad (6-2)$$

Para lluvias de esta duración, el caudal máximo q_p del hidrograma unitario venía dado por

$$q_p = \frac{7.0 \times C_p \times A}{t_p} \quad \text{donde (6-3)}$$

C_p = Coeficiente que varía entre 0.56 y 0.69;

A = Area de la cuenca en Km^2 y 7.0 un factor de conversión para que q_p venga dado en m^3/s si la unidad de lluvias es de --
25 m.m. 1 pulg.

El tiempo base del hidrograma T (en días).

Fué adoptada por Snuder como:

$$T = 3 + \frac{3 t_p}{24} \quad (6-4)$$

Si la lluvia tiene otra duración Tr_1 el retardo es:

$$t_p = t_p + \frac{tr_1 - tr}{4} \quad (6 - 5)$$

Con todas estas ecuaciones puede construirse un hidrograma unitario para cualquier duración unitaria de lluvia e intensidad.

Estas fórmulas del hidrograma sintético de Snyder se probaron en otras regiones de los EE. UU. con diferentes resultados. Se comprobó que Ct y Cp pueden variar considerablemente y que el mejor método para emplear estas ecuaciones es deducir los valores de los coeficientes de los hidrogramas unitarios naturales de cuencas aforadas, con características parecidas al área en estudio. Este es el mayor problema que presentan en el país el método desarrollado por Snyder.

Método del S. C. S. La figura 6-2a muestra un típico hidrograma simple de escorrentía directa, en el aparecen todos sus elementos; el mismo hidrograma se representa en la fig. 6-2b pero en forma triangular para estudiarlo con mayor facilidad; el exceso de lluvia se representa como un promedio.

Usando la fig. 6-2b se pueden desarrollar las fórmulas para obtener el caudal pico. El volumen total de escurrimiento será

$$Q = \frac{q_p \times t_p}{2} + \frac{q_p \times t_r}{2} \quad \text{ó} \quad (6 - 6)$$

$$Q = \frac{q_p}{2} (t_p + t_r) \quad (6 - 7)$$

con las unidades en cm. y horas. Despejando q_p tenemos:

$$q_p = \frac{2Q}{t_p + t_r} \quad (6 - 8)$$

Los hidrólogos del S. C. S. encontraron una relación empírica entre T_p y T_r después de analizar un gran número de hidrogramas naturales. Esta relación aplicada al hidrograma triangular es:

$$T_r = 1.67 T_p \quad (6 - 9)$$

Sustituyendo en la ecuación (6 - 9) tenemos:

$$q_p = \frac{2Q}{t_p + 1.67 t_p} = \frac{2Q}{2.67 t_p} \quad (6 - 10)$$

ó

$$q_p = \frac{0.75 Q}{T_p} \quad (6 - 11)$$

Esta ecuación nos da el caudal pico en cm/hora. Para obtener q_p en m^3/s debemos multiplicar la ecuación (6 - 11) por 2.78A donde A es el área de recogimiento en km^2 y 2.78 el factor de conversión; tenemos entonces:

$$q_p = \frac{2.085 AQ}{t_p} \quad (6 - 12)$$

en la fig. 6-2b vemos que

$$T_p = \frac{D}{2} + L \quad \text{donde} \quad (6 - 13)$$

D = duración del exceso de precipitación en horas

L = Retraso de la cuenca en horas

De esta manera la ecuación (6 - 13) se convierte en

$$q_p = \frac{2.085 AQ}{\frac{D}{2} + L} \quad (6 - 14)$$

Si recordamos que $L = 0.6 t_c$, la ecuación (6 - 14) se convierte es:

$$q_p = \frac{2.085 \times A \times Q}{\frac{D}{2} + 0.6 t_c} \quad (6 - 15)$$

Esta es la ecuación que debe usarse para calcular el caudal pico del hidrograma unitario en cuencas no aforadas. D es un valor que debe determinarse de acuerdo a las condiciones físicas de la cuenca pero no debe ser nunca mayor que un quinto del tiempo de concentración para el período más intenso del aguacero; para el cálculo del tiempo de incremento, es conveniente tener en cuenta las siguientes recomendaciones:

- 1o. Para las primeras 6 hr. (las más intensas) D será usualmente 1 hora. Para tiempos de concentración muy cortos (T_c menor de 5 h.) media hora es el incremento práctico de tiempo. Si t_c es de 10 a 15 horas, se debe usar D de 2 hs. Para valores de t_c de 15 a 30 horas se recomienda un valor D de 3 horas.
- 2o. El incremento D, puede ser mayor al final del aguacero para reducir los cálculos. Esto producirá una curva descendente del hidrograma arróneo, pero esto tiene poco efecto en el pico de la avenida y en su volumen total.

Teniendo en cuenta las anteriores recomendaciones, es posible calcular los hidrogramas unitarios para diferentes incrementos y diseñar en éstos las avenidas de proyectos.

- 6-3 El Hidrograma Unitario Natural. Este método se utiliza en cuencas donde se cuenta con registros de hidrogramas y puede usarse aún sin tener los datos de precipitación que produjeron dichos hidrogramas. Si de estos hidrogramas se obtienen hidrogramas unitarios de lluvia de diferentes duraciones y se promedian, los resultados a menudo dan errores muy grandes. Para mayor seguridad de los resultados, los hidrogramas unitarios se convierten primero a la forma adimensional y luego se promedian.

El procedimiento para construir los hidrogramas adimensionales se detalla a continuación:

- a) Se utilizarán por lo menos dos hidrogramas tomados en un mismo punto del río.
- b) Se hace una gráfica con los registros del hidrograma en papel milimetrado.
- c) Estímese el gasto base del hidrograma.
- d) Calcúlese el volumen neto del hidrograma y conviértase a cm. de escurrimiento.
- e) Si se tienen los datos de precipitación que produjeron el hidrograma, determínese el período D de exceso de precipitación.
- f) Calcúlese el tiempo de concentración⁺
- g) Se halla el tiempo de retraso L, en horas⁺
- h) Se calcula el hidrograma adimensional y luego se dibuja en papel semilogarítmico. El método para calcular esta gráfica será:

- 1) Las abscisas en horas desde el principio del exceso de lluvia y se expresa en porcentaje de $(Lg + D/2)$.

Si no se tienen datos de precipitación D se tomará de acuerdo a la magnitud de la cuenca y a su tiempo de concentración.

- 2) Las ordenadas serán las descargas en m.c.s. del hidrograma natural multiplicadas por $Lg + D/2$ y divididas entre el volumen neto del hidrograma expresado en m.c.s. - días.

Estos hidrogramas adimensionales se promedian para obtener de este promedio el hidrograma unitario de la duración que se desee. A continuación se calcularán los hidrogramas adimensionales de dos avenidas del río Taisihuat.

Cálculo de la Gráfica Adimensional para la crecida del 10 de octubre de 1967.

- 1) En la fig. 5-1 del Capítulo anterior aparecen las dos avenidas a las que nos referimos; el primer paso sería el cálculo del gasto base, pero esto ya se hizo en el capítulo anterior y está representado por las líneas rectas en la base del hidrograma.
- 2) El volumen del hidrograma neto se encontrará planimetrando el área entre el hidrograma y la línea del gasto base y convirtiendo los centímetros cuadrados a m.c.s. - horas:

$$\begin{aligned} \text{área planimetrada} &= 92.5 \text{ cm.}^2 \\ \text{en las ordenadas } 1 \text{ cm.} &= 4.0 \text{ m.c.s.} \\ \text{en las abscisas } 1 \text{ cm.} &= 0.75 \text{ horas} \\ 1 \text{ cm.}^2 &= 3.00 \text{ m.c.s. - horas} \end{aligned}$$

Volumen neto del hidrograma $92.5 \times 3.0 = 277.5$ mcs - horas

- 3) Como no se tienen datos de precipitación, D se tomará de acuerdo al tiempo de concentración de la cuenca como se indicó en la sección 6-2; para un tiempo de concentración como el de esta cuenca, el tiempo de exceso de precipitación será de 1/2 hora.
- 4) El tiempo de concentraciones es de 6.5 horas (ver -- Capítulo V; Sección 5-3).

5) El retraso de la cuenca se encuentra según la fórmula:

$$L = 0.6 T_c \text{ de donde}$$

$$L = 0.6 \times 6.5 = 3.9 \text{ horas}$$

6) Con todos estos datos se puede calcular la gráfica adimensional:

Datos :

$$D = 0.5 \text{ horas}$$

$$L_g = 3.9 \text{ horas}$$

$$Vol = 277.5 \text{ m.c.s.} \cdot \text{horas} = 11.5 \text{ mc.s días}$$

$$L_g + \frac{D}{2} = 3.9 + 0.25 = 4.15 \text{ horas.}$$

(1)	(2)	(3)	(4)
Tiempo horas	% de L _g + D/2	Hidrogramas Neto mc. s.	Ordenada
1	24.2 ⁺	1.0	0.35 ⁺⁺
2	48.1	27.5	9.85
3	72.5	79.0	28.40
4	96.5	58.5	21.10
5	120.0	41.5	15.00
6	144.0	29.0	12.05
7	168.5	21.0	7.55
8	193.0	15.0	5.40
9	217.0	10.5	3.79
10	242.0	7.0	2.52
11	265.0	4.0	1.44
12	290.0	2.0	0.72

$$+ \frac{1.00}{4.15} \times 100 = 24.2$$

$$++ \frac{1.0 \times 4.15}{11.5} = 0.36$$

Los valores obtenidos en las columnas (2) y (4) se plotearán en las abscisas y ordenadas respectivamente, en papel semilogarítmico.

Cálculo de la Gráfica Adimensional para la Crecida del 24 de setiembre de 1968.

- 1) Area planimetrada = 83.0 cm²
 $1 \text{ cm}^2 = 3.0 \text{ mcs. horas}$
 Volumen neto del hidrograma = 249.0 mcs. - horas
- 2) Tiempo de exceso de precipitación D = 1/2 horas
- 3) Retraso de la cuenca L = 0.6 Tc. = 3.9 horas
- 4) Cálculo de la gráfica adimensional:

Datos:

$$D = 0.5 \text{ horas}$$

$$L = 3.9 \text{ horas}$$

$$V = 249.0 \text{ cms. - horas} = 10.4 \text{ cms.- días}$$

$$Lg + \frac{D}{2} = 3.9 + 0.25 = 4.15 \text{ hr.}$$

(1)	(2)	(3)	(4)
Tiempo Horas	% D/2 Lg + D/2	Hidrogr. Neto	Ordenada
1	24.2	0.8	0.32
2	48.1	7.0	2.80
3	72.5	43.0	17.20
4	96.5	66.0	26.30
5	120.0	46.0	18.40
6	144.0	30.0	12.00
7	168.5	19.0	7.58
8	193.0	13.0	5.19
9	217.0	9.0	3.59
10	242.0	6.0	2.34
11	265.0	4.0	1.60
12	290.0	2.0	0.80

Una vez trazadas las gráficas adimensionales de los dos hidrogramas y hallado el promedio de ambos (ver fig. 6-3) se puede construir el hidrograma unitario de 1 cm. de exceso de precipitación y cualquier duración D dicho exceso; el procedimiento se describirá a continuación y se hallarán los hidrogramas unitarios para tiempos de exceso de precipitación de media hora, una hora y seis horas:

Determinación de los Hidrogramas Unitarios para el Río Taisi-huat.

1) Duración de la lluvia unitaria :	1/2 hora
Area de la cuenca	: 100 kilómetros cuadrados
Tiempo de retraso	: 39
Volumen de 1.0 cm. de escurrimiento	: 100 x 0.116 = 11.6 mcs.
$Lg + \frac{D}{2}$: 3.9 + 0.25 = 4.15 Horas

(1)	(2)	(3)	(4)
Tiempo en horas	% de $Lg + D/2$	Ordenada ⁺	Q unitario ++ mc. s.
1	24.2	0.32	0.89
2	48.1	4.00	11.15
3	72.5	28.00	78.00
4	96.5	23.60	65.90
5	120.0	16.10	44.80
6	144.0	11.00	30.60
7	168.5	7.40	20.60
8	193.0	5.20	14.50
9	217.0	3.50	9.75
10	242.0	2.50	6.95
11	265.0	1.70	4.74
12	290.0	1.18	3.28

+ Se lee en la gráfica 5

++ Q = ordenada x $\frac{11.60}{4.15}$

2) Duración de la lluvia unitaria: una hora

$$Lg + D/2 : 4.4 \text{ horas}$$

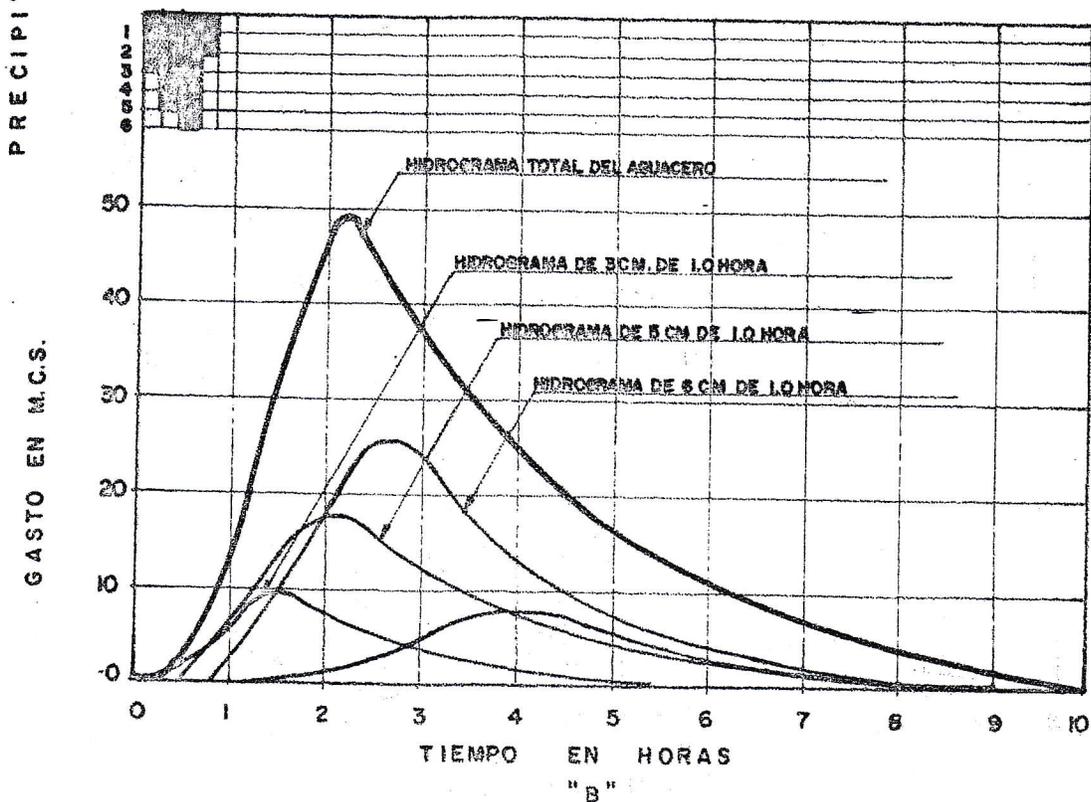
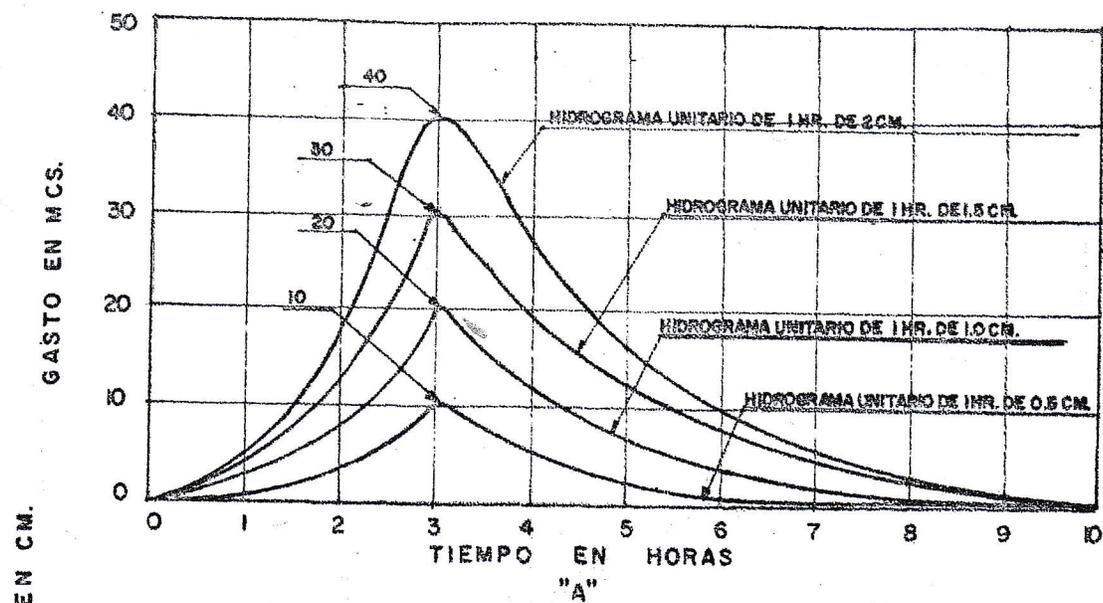
(1)	(2)	(3)	(4)
1	23	0.3	0.79
2	45	3.0	7.91
3	68	26.0	68.54
4	91	25.6	67.48
5	114	17.8	46.92
6	136	12.6	33.21
7	159	8.7	22.95
8	182	6.1	16.08
9	205	4.1	10.81
10	227	3.2	8.44
11	250	2.1	5.54
12v	273	1.5	3.95

3) Duración de la lluvia unitaria: 6 horas

$$Lg + D/2 : 69 \text{ Horas}$$

(1)	(2)	(3)	(4)
1	14	0.2	0.34
2	29	0.5	0.84
3	43	3.2	5.38
4	58	12.0	20.16
5	72	27.6	46.37
6	87	26.0	43.38
7	101	21.8	36.62
8	116	17.0	28.56
9	130	13.6	22.85
10	145	10.8	18.14
11	159	8.6	14.45
12	174	6.8	11.42

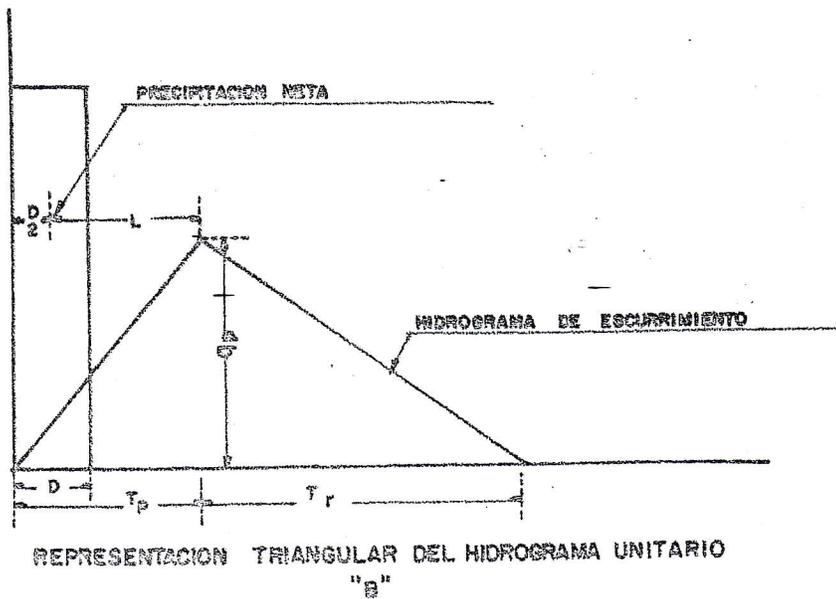
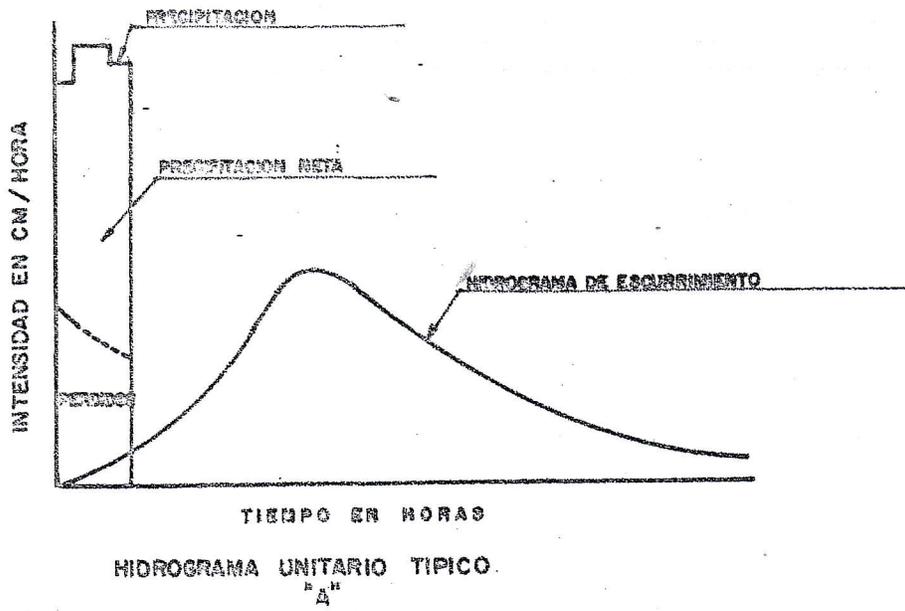
En la figura 6-4 aparecen las gráficas de los tres hidrogramas unitarios anteriormente calculados; estos nos servirán para la construcción de una crecida máxima de acuerdo a la hipótesis 4a. del Capítulo VI (Ver fig. 6-1b).



TOMADO DE "DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS" CAPITULO 2 PAG. 79.

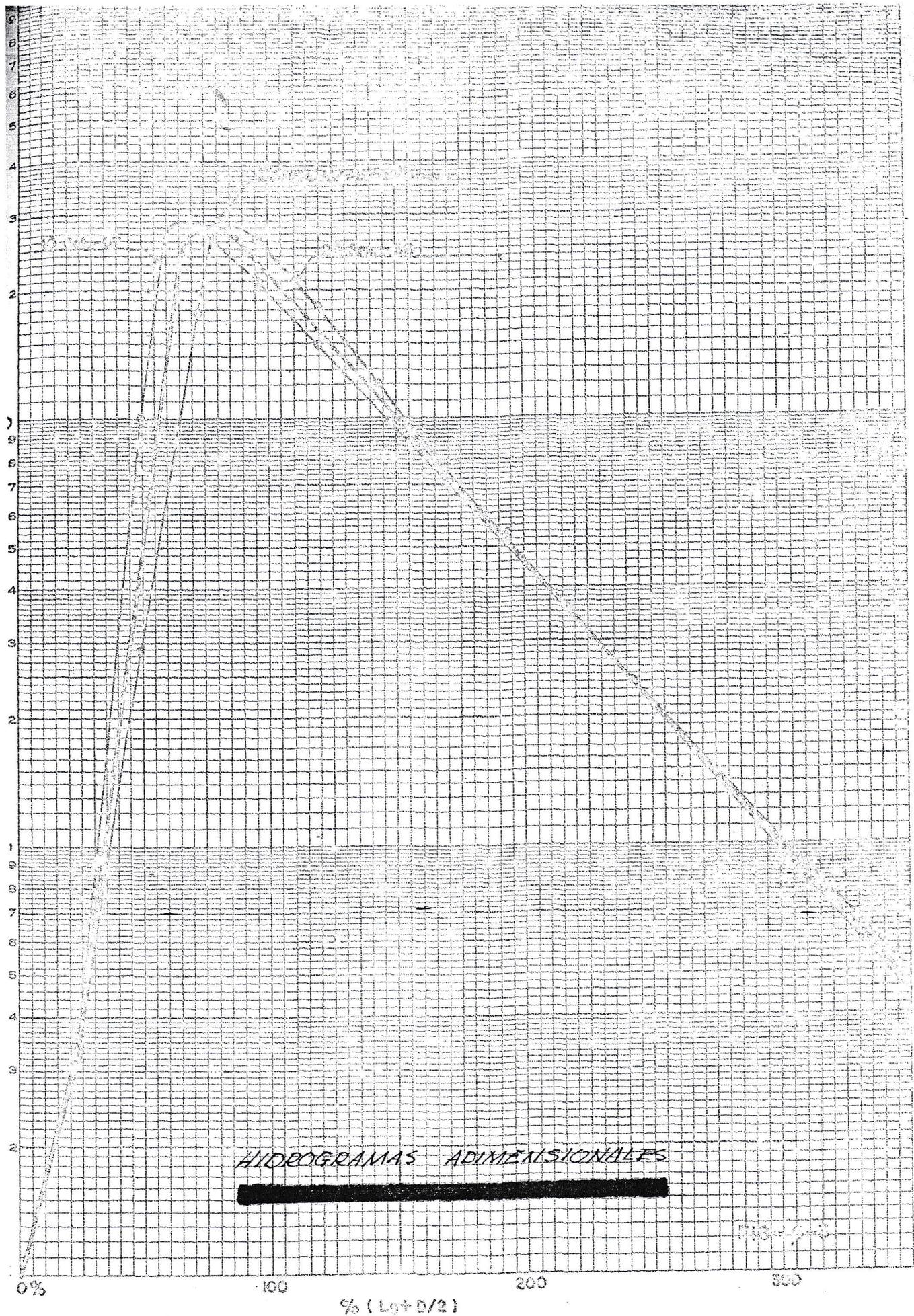
TEORIA DEL HIDROGRAMA UNITARIO

Fig. 6-1



TOMADO DE "HIDROLOGY" CAP. 16 PAG. 15. EDITADO POR SOIL CONSERVATION SERVICE U.S.

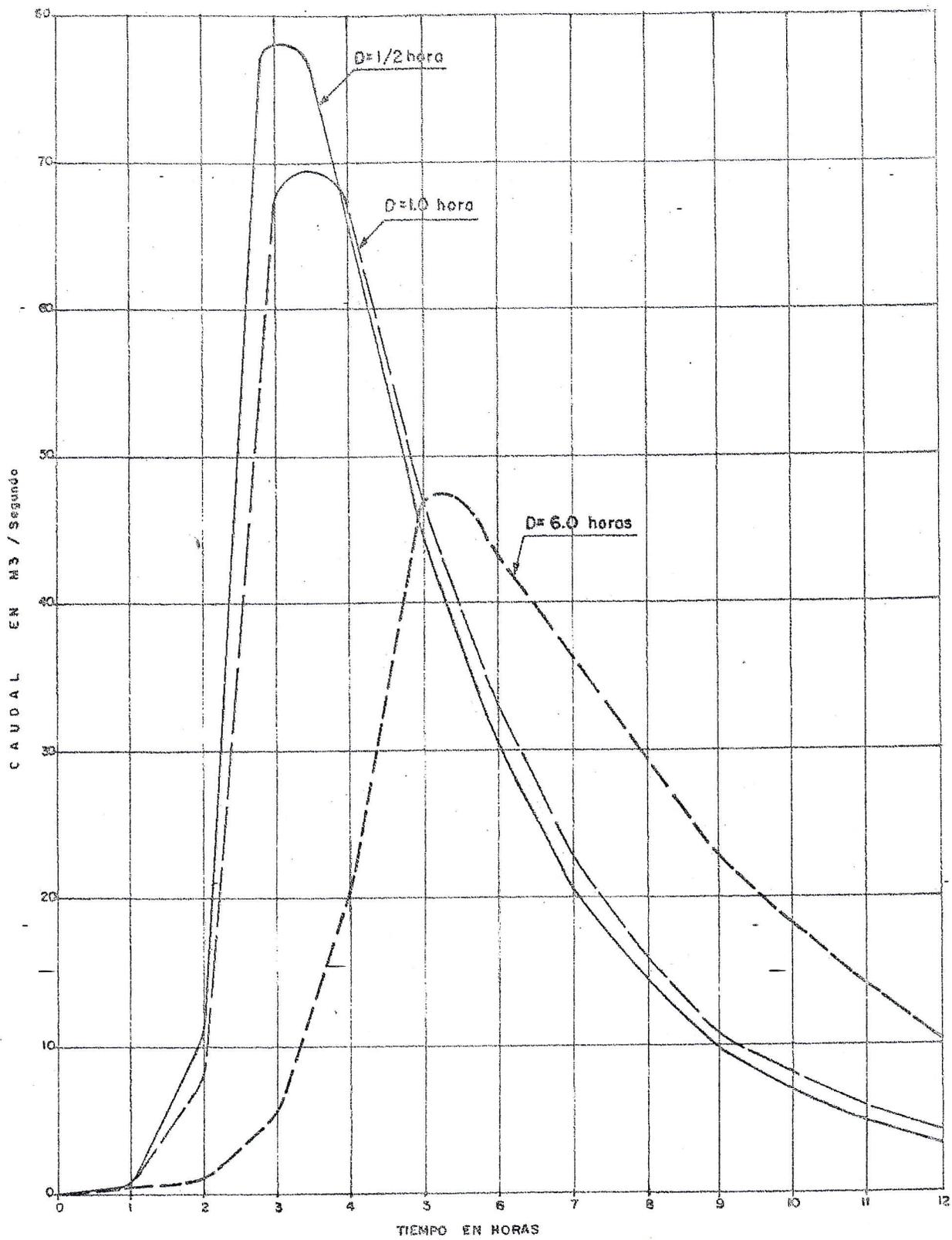
EL HIDROGRAMA TRIANGULAR.



HIDROGRAMAS ADIMENSIONALES



Fig. 1-10



HIDROGRAMAS TÍPICOS DEL RIO TAISIHUAT

CAPITULO VII

EJEMPLOS DE DISEÑO DE AVENIDASEjemplo No. 1: Río Taisihuat

Se han calculado ya todos los datos necesarios para diseñar una crecida máxima en el río Taisihuat. El cálculo se hará para una tormenta con una probabilidad de ocurrencia del dos por ciento o sea una vez cada cincuenta años. Para esto usaremos la curva que aparece en la gráfica 3. En el Capítulo IV se calculó también el número de la curva precipitación - escurrimiento. Con este número entraremos a la gráfica de la fig. 4-2 y obtendremos los cms. escurridos por cada incremento de precipitación; con éstos datos y usando los hidrogramas unitarios calculados podemos diseñar la avenida máxima que es posible esperar en dicho río una vez cada 50 años. Se ha adoptado este tipo de avenidas porque se supone que si la presa llegara a fallar debido a una crecida mayor que la diseñada, no pondría en peligro la vida de los habitantes aguas abajo de ésta; de no ser así, se habría calculado para la avenida máxima probable y la precipitación sería también la máxima probable, la cual no se ha estudiado en este trabajo.

A continuación se describe el procedimiento general para el diseño de una avenida máxima y su aplicación particular en la Cuenca del Río Taisihuat.

- 1) Como primer paso debemos localizar la situación geográfica de la cuenca para determinar cual curva de precipitación usar. Como la cuenca del río Taisihuat está situada en la zona oriental, se usará la curva correspondiente a la estación Santa Cruz Porriillos (ver graf. 3 -) para una frecuencia de 50 años.
- 2) Usando la curva de precipitación, construiremos una tabla de precipitación horaria en la secuencia más conveniente. En la tabla 7-1 aparece la precipitación para un período de 24 horas; en las primeras 3 horas, los incrementos de precipitación serán cada 1/2

hora; en las siguientes 3 horas, cada hora y en las restantes 18 horas, cada 6 horas. La precipitación de las últimas 18 horas tiene incrementos de gran duración porque como el pico de la crecida ocurre en las primeras 6 horas ($L = 3.9$ horas), las restantes no tienen mucha influencia en el gasto máximo ni en el volumen total.

TABLA 7-1. Precipitación para un período de 24 horas

No. del incremento.		Tiempo en horas.	Lluvias acumulada mm.	Incremento mm.
1	0	- 1/2	70	70
2	1/2	- 1	91	21
3	1	- 1 1/2	104	14
4	1 1/2	- 2	113	9
5	2	- 2 1/2	117	4
6	2 1/2	- 3	120	3
7	3	- 4	128	8
8	4	- 5	134	7
9	5	- 6	141	7
10	6	- 12	186	45
11	12	- 18	229	43
12	18	- 24	272	43

- 3) En la columna 4 notamos que los incrementos tienen un orden descendente. Este orden no permite que la avenida sea máxima. Ya que los incrementos horarios no se pueden predecir, es conveniente buscar otro orden que nos de una avenida mayor que el que se basa en que el incremento mayor ocurre en la primera media hora. En el libro " Diseño de Presas " encontramos un ordenamiento mas conveniente: 6, 4, 3, 1, 2, 5 : En la Tabla 7-2 aparece el aguacero del proyecto con el

reacomodo de los incrementos anteriormente descritos.

TABLA 7-2 Aguacero-de Proyecto.

No. del incremento.	Tiempo horas		Incremento mm.	Lluvia acumulada mm.
1	0	1/2	3	3
2	1/2	1	9	12
3	1	1 1/2	14	26
4	1 1/2	2	70	96
5	2	2 1/2	21	117
6	2 1/2	3	4	121
7	3	4	8	129
8	4	5	7	136
9	5	6	7	143
10	6	12	45	188
11	12	18	43	231
12	18	24	43	274

- 4) Determinación del Escurrimiento Directo. Se hará uso del número de la curva precipitación - escurrimiento calculada en el Capítulo IV, se supondrá una condición hidrológica II; esta condición supone que el agua contenida en el subsuelo de la cuenca es parecido al promedio de las condiciones antes de que ocurra la avenida máxima anual. En la Tabla 7-3 aparecen los incrementos del escurrimiento directo producidos por los incrementos de precipitación de acuerdo a la curva 89 de la fig. 4-2.

TABLA 7 - 3

Determinación del Escurrimiento Directo.

Tiempo horas	Lluvia acumulada mm.	Escurrimiento cm.	
		Acumulado	Incremento.
0 - 1/2	3	.0	.0
1/2 1	12	.2	.2
1 1 1/2	26	.9	.7
1 1/2 2	96	7.0	6.1
2 2 1/2	117	9.4	2.4
2 1/2 3	121	9.8	.4
3 4	129	10.4	.6
4 5	136	11.0	.6
5 6	143	11.4	.4
6 12	188	16.2	4.8
12 18	231	20.7	4.5
18 24	274	24.8	4.1

- 5) Cálculo de los hidrogramas para cada incremento del escurrimiento; este cálculo se hace multiplicando las ordenadas correspondientes a cada hora de la fig. 6 - 4 por el valor del escurrimiento calculado en la Tabla 7 - 3 teniendo el cuidado de que sean para la duración que corresponde. En las Tablas 7-4 y 7-5 aparecen los diferentes hidrogramas con que se diseñará la avenida.
- 6) Construcción de la Avenida. Esto se hará superponiendo los hidrogramas unitarios de cada incremento; cada uno de ellos comenzará de acuerdo a la columna (1) de la Tabla 7-3. En la tabla 7-6 se ha preparado un cuadro de construcción con el caudal máximo, la hora del comienzo y la hora del máximo de cada hidrograma. Usando este cuadro se construye el hidrograma de la avenida máxima el cual aparece en la gráfica 7-1.

TABLA 7-4 Hidrogramas Unitarios para D = 1/2 hora.

Caudal en m. c. s. para :

Tiempo	1 cm.	0.2 cm.	0.7 cm.	6.1 cm.	24 cm.-	0.4 cm
1	0.90	0.18	0.63	5.49	2.16	0.36
2	11.15	2.23	7.81	68.02	26.76	4.46
3	78.00	15.60	54.60	475.80	187.20	31.20
4	65.90	13.18	46.13	401.09	158.16	26.36
5	44.80	8.96	31.36	273.28	107.52	17.92
6	30.60	6.12	21.42	186.66	73.44	12.24
7	20.60	4.12	14.42	125.66	49.44	8.24
8	14.50	2.90	10.15	88.45	34.80	5.80
9	9.75	1.95	6.83	59.48	23.40	3.90
10	6.95	1.39	4.87	42.40	16.68	2.78
11	4.74	0.95	3.32	28.91	11.38	1.90
12	3.28	0.66	2.30	20.01	7.87	1.31

TABLA 7-5 Hidrogramas unitarios para D = 1 hora.

Caudal en m.c.s. para:

Tiempo	1 cm.	0.6 cm.	0.4 cm.
1	0.79	0.47	0.32
2	7.91	4.75	3.16
3	68.54	41.12	27.42
4	67.48	40.49	26.99
5	46.92	28.15	18.77
6	33.21	19.93	13.28
7	22.95	13.77	9.18
8	16.08	9.65	6.43
9	10.81	6.49	4.32
10	8.44	5.06	3.38
11	5.54	3.32	2.22
12	3.95	2.37	1.58

Ejemplo No. 1: Quebrada El Tránsito

Este es un ejemplo de una cuenca no aforada; para su cálculo haremos uso de las fórmulas para hidrogramas triangulares sintéticos del Capítulo VI. Las fórmulas a usarse son las siguientes:

$$q = \frac{2.085 \times A \times Q}{\frac{D}{2} + 0.6 T_c} \quad \text{donde}$$

$$T_b = 2.67 T_p \quad T_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_c$$

$$A = 45.3 \text{ Km.}^2$$

$$Q = 1 \text{ cm.}^3 \quad (\text{volumen de 1 cm. de escurrimiento})$$

$$D = \text{Duración del incremento unitario del exceso de precipitación.}$$

$$T_c = 1.7 \text{ horas}$$

$$T_b = \text{Tiempo base del hidrograma.}$$

El cálculo de los hidrogramas triangulares se hará de acuerdo a los siguientes valores de D :

- 1) Para las primeras 1 1/2 horas usese $D = 0.25 \text{ horas}^+$
- 2) Para las siguientes 1/2 horas úsese $D = 0.50 \text{ horas}$
- 3) Para las siguientes 4 horas usese $D = 1.00 \text{ horas}$
- 4) Para las siguientes 6 horas úsese $D = 6.00 \text{ horas}$

Para $D = 0.25 \text{ horas}$

$$T_p = 0.125 + 0.6 \times 1.7 = 0.125 + 1.04 = 1.17 \text{ h.}$$

$$T_b = 2.67 \times 1.17 = 3.14$$

$$q_p = \frac{2.085 \times 45.3 \times 1.0}{1.17} = 80.5 \text{ mcs.}$$

+ Se tomó $D = 1/4$ hora porque el tiempo de concentración es muy pequeño por lo que el q pico se producirá en las primeras 2 horas de la tormenta.

Para D = 0.5 horas

$$T_q = 0.25 + 1.04 = 1.29 \text{ horas}$$

$$T_b = 2.67 \times 1.29 = 3.45$$

$$q_p = \frac{2.085 \times 45.3 \times 1.0}{1.29} = 73.0 \text{ mcs.}$$

Para D = 1.0 horas

$$T_p = 0.50 \times 1.04 = 1.54 \text{ horas}$$

$$T_b = 2.67 \times 1.54 = 4.13$$

$$q_p = \frac{2.085 \times 45.3 \times 1.0}{1.54} = 61.2 \text{ mcs.}$$

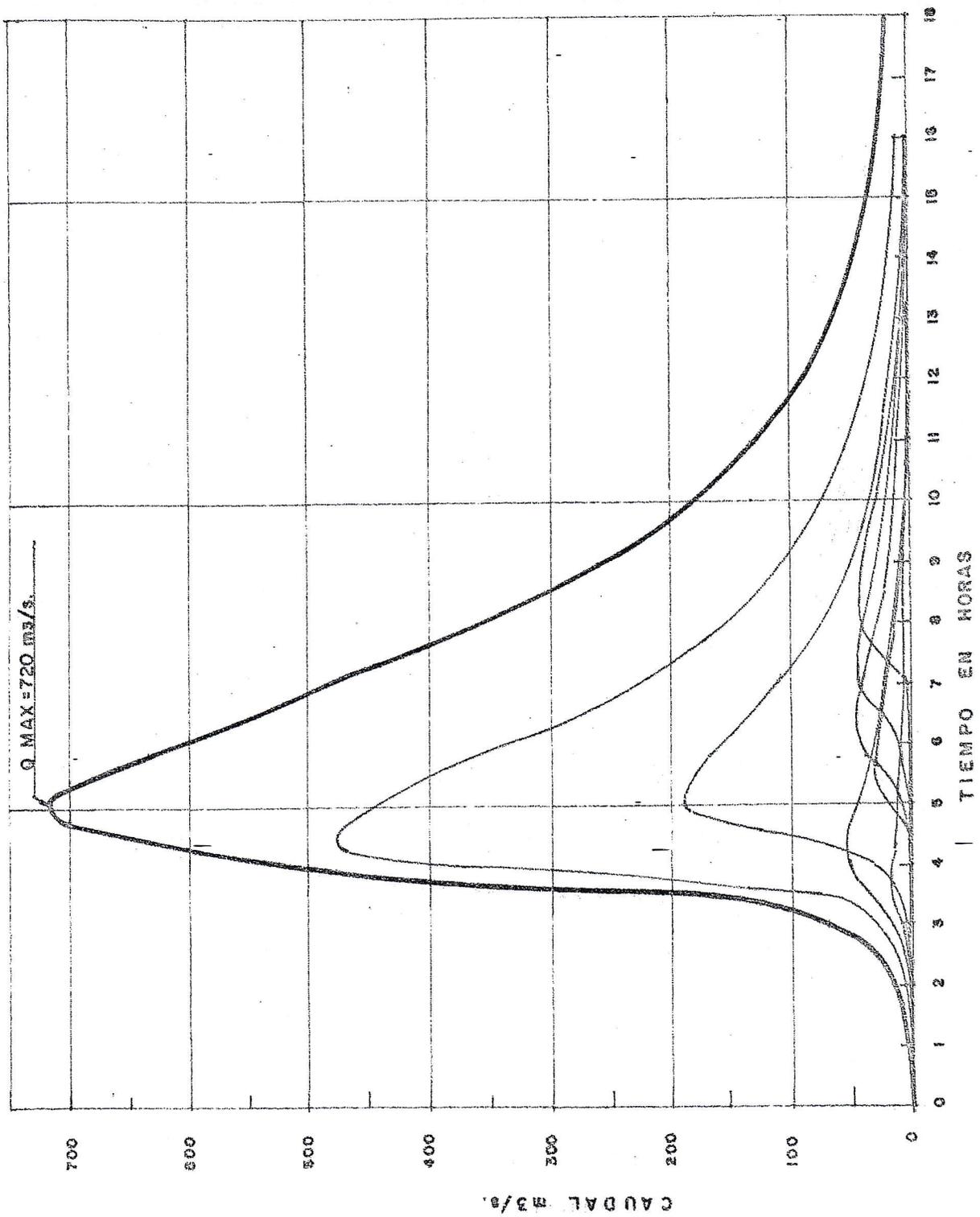
Para D = 6.0 horas

$$T_p = 3.00 + 1.05 = 4.05 \text{ horas}$$

$$T_b = 2.67 \times 4.05 = 10.80 \text{ horas}$$

$$q_p = \frac{2.085 \times 45.3 \times 1.0}{4.05} = 23.3 \text{ mcs.}$$

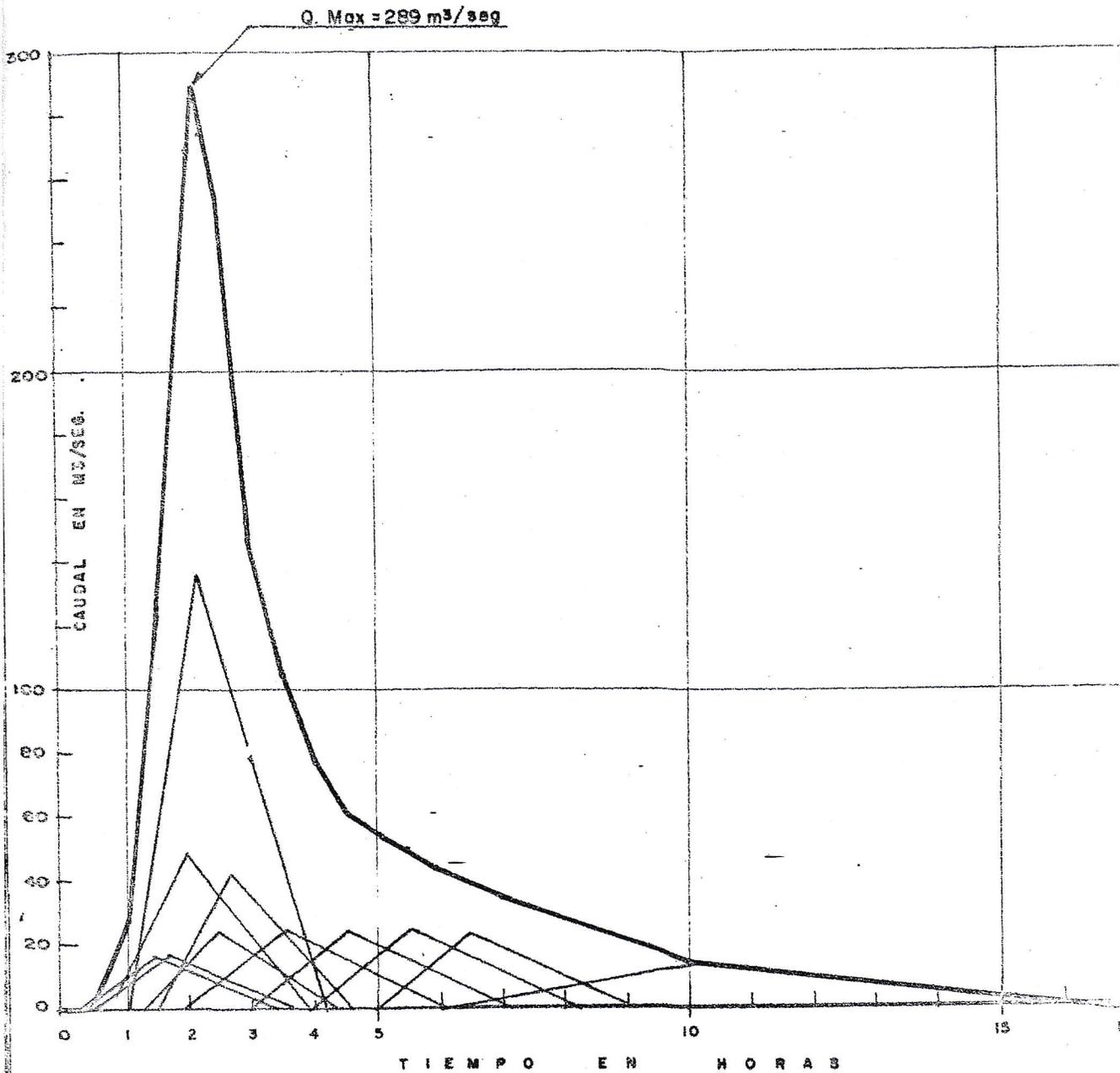
Conociendo todos los valores de los hidrogramas triangulares podemos hacer un cuadro de construcción de la avenida probable de 50 años; el reacomodo de los incrementos se hará de la misma manera que en el ejemplo anterior. La curva precipitación escurrimiento ya fué calculada en el Capítulo IV y su número es 65. En la Tabla 7-7 muestra el cuadro de construcción y la gráfica 7-2 la avenida de 50 años para esa cuenca con un caudal pico de $289 \text{ m}^3/\text{seg.}$



AVENIDA MAXIMA DE 50 AÑOS RÍO TAISIMUAT"

TIEMPO EN HORAS	PRECIPITACION INCREMENTOS		NUEVO ORDEN DE LOS INCREMENTOS EN CM.	LLUVIA ACUMULADO	ESCURRIMIENTO		G+P PARA LOS INCREMENTOS	HIDROGRAMAS DE LOS EXCESOS										
	EN CM.	EN CM			ACUMULADO	INCREMENTO		PARA 1 CM	HORA DEL PRINCIPIO	HORA DEL FINADO	HORA DEL FINAL							
0	0																	
0.25	3.8	3.8	0.5	0.5	0	0	80.5	0	0.00	1.17	3.14							
0.50	7.0	3.2	0.9	1.4	0.2	0.2	80.5	16.10	0.25	1.42	3.39							
0.75	8.2	1.2	1.2	2.6	0.4	0.2	80.5	16.10	0.50	1.67	3.64							
1.00	9.1	0.9	3.8	6.4	1.0	0.6	80.5	48.30	0.75	1.92	3.89							
1.25	9.9	0.8	3.2	9.6	2.7	1.7	80.5	136.85	1.00	2.17	4.14							
1.50	10.4	0.5	0.8	10.4	3.0	0.3	80.5	24.15	1.25	2.42	4.39							
2.00	11.2	0.8	0.8	11.2	3.6	0.6	73.0	43.80	1.50	2.67	4.64							
3.00	12.0	0.8	0.8	12.0	4.0	0.4	61.2	24.48	2.00	3.54	6.13							
4.00	12.8	0.8	0.8	12.8	4.4	0.4	61.2	24.48	3.00	4.54	7.13							
5.00	13.4	0.6	0.6	13.4	4.8	0.4	61.2	24.48	4.00	5.54	8.13							
6.00	14.0	0.6	0.6	14.0	5.4	0.6	61.2	36.72	5.00	6.54	9.13							
12.00	18.6	4.6	4.6	18.6	6.0	0.6	233	13.98	6.00	10.05	16.80							

CUADRO DE CONSTRUCCION PARA LA AVENIDA
DE 50 AÑOS EN LA QUEBRADA "EL TRANSITO"



AVENIDA MAXIMA CADA 50 AÑOS
 QUEBRADA " EL TRANSITO "

8 - 1 Generalidades : Cuando una avenida máxima llega a un embalse, este actúa como un regularizador disminuyendo los gastos de salida; esto se debe a que el embalse retiene parte del volumen de la crecida y descarga por las obras de excedencia únicamente una parte del caudal de entrada. Como es obvio, esto debe tomarse muy en cuenta cuando se diseñen las obras de descarga de la presa para evitar la construcción de estructuras sumamente costosas y que nunca trabajarán a su máxima capacidad.

Son varios los factores que afectan el nivel del embalse durante la crecida; pero los más importantes son cuatro:

- 1) La capacidad del almacenamiento del vaso
- 2) El caudal máximo de la avenida y su volumen total
- 3) La curva de descarga del vertedor
- 4) La duración de dicha avenida

Combinando todos estos factores puede llegar a obtenerse un buen hidrograma de salida de la avenida correspondiente. Generalmente y cuando las condiciones topográficas lo permiten se diseña un vertedor de servicio para las avenidas ordinarias y un vertedor auxiliar que servirá en las avenidas extraordinarias; esto permite cierta economía en el proyecto pues como el vertedor auxiliar tendrá muy poco uso, se puede elaborar un estudio rápido y sin la exactitud que el diseño del vertedor de servicio requiera. Estos vertedores pueden tener o no controles, cuando no los tienen, comienzan a funcionar cuando el agua rebasa la cresta.

Son varios los métodos que pueden utilizarse para resolver este problema y aunque cada vez se cuenta con mayores facilidades para resolverlos usando computadores electrónicos, siempre quedará la posibilidad de resolver alguno sin ayuda de este tipo.

Generalmente se tiene el siguiente problema:

Un embalse con una obra de descarga que permite la salida del agua cuando esta llega a determinada elevación. En un período dt de tiempo entra un volumen $Q dt$ al embalse; este se distribuye en un volumen que sale $q dt$ y otro que se almacena en el embalse dV . La expresión general puede escribirse así:

$$Q dt = q dt + dV$$

Esta ecuación no se puede resolver directamente pues q es una función de la carga del agua h y esta una función del incremento de volumen ΔV el cual es, a su vez, función de la diferencia de $Q - q$.

Para resolver esta ecuación son necesarios los siguientes datos:

Curva de aportaciones

Estará representada por el hidrograma de la avenida de proyecto. (Capítulo anterior).

Curva de salidas

Estará representada por la curva de descarga del vertedor auxiliar (Fig. B-1) y estará en función del nivel del agua en el almacenamiento con respecto a la cresta del vertedor. Esta curva depende del tamaño y tipo del mismo.

Curva de almacenamiento

La capacidad de almacenamiento del embalse se representará por la curva altura-capacidad; esta curva muestra los volúmenes retenidos en relación con las áreas inundadas. Estas áreas se calcularon haciendo uso de los planos topográficos escala 1:20000.

El cálculo de la curva aparece en la tabla 8-1 y la gráfica en la figura B-2. Con esto se obtendrá el hidrograma de salidas y la curva de volúmenes obtenidos.

El problema puede resolverse en forma numérica por el método llamado de "Variación de Niveles" o por métodos gráficos siendo uno de los más sencillos el "Método de Puls Modificado".

8-2 Método de variación de niveles

Se ilustrará este método, calculando el hidrograma de salidas para el proyecto de una presa en el río Taisihuat, con un vertedor rectangular de cresta libre.

Datos conocidos:

- 1o. El área de embalse y ubicación de la presa; aparecen en la fig. 8-3. La presa se ha proyectado aproximadamente a 6.0 km. de la desembocadura en el río Grande de San Miguel.
- 2o. La curva de entrada o hidrograma de la avenida de proyectos será la misma calculada en el Capítulo VII; esto nos dará un margen de seguridad puesto que realmente el área de recogimiento hasta el sitio donde está ubicada la presa será menor con la consiguiente reducción de los gastos de la avenida de diseño.
- 3o. La curva de descarga se calculó de la siguiente manera:

Se escogió un vertedor tipo cresta libre cuya descarga esta dada por la ecuación:

$$Q = C L H^3/2 \text{ donde}$$

Q = descarga en m.c.s.

C = coeficiente de descarga

L = longitud de la cresta en m.

H = tirante de agua sobre la cresta en m.

- a) El valor de C fué asumido constante para todas las alturas con un valor de 1.88.

- b) La longitud del vertedor se supondrá de 10 mts.
- c) El cálculo y la curva aparecen en la fig. 8-1.

4c. Curva Altura - Capacidad del embalse; el cálculo de esta curva se hizo con los planos topográficos 1:20000, tomando en cuenta que la cota máxima de embalses será la 162.00. Se planimetró el área comprendida entre cada curva (cada 10 mts.). En la tabla 8-1 aparecen estos valores y el cálculo del almacenamiento hasta 162.00 mts. de altura.

TABLA 8-1 CALCULO DE LA CURVA ALTURA-CAPACIDAD

Elevación	Area en Km. ²	Area Prom. en Km. ²	Altura en mts.	Volumen promedio en M. C.	Volumen acumulado en M. C.
130	0.5	-	-	-	5 x 10 ⁶
		0.70	10	7 x 10 ⁶	
140	0.9	1.0	10	10 x 10 ⁶	12 x 10 ⁶
150	1.1	2.3	10	23 x 10 ⁶	22 x 10 ⁶
160	3.5	5.9	10	59 x 10 ⁶	45 x 10 ⁶
170	8.3				104 x 10 ⁶

Cálculo de la Variación de Niveles.

Como ya se tienen los datos necesarios, se llevará a cabo el proceso para el cálculo de la variación de niveles. Este se ha efectuado en la Tabla 8-2 y el procedimiento es el siguiente:

- 1) De acuerdo a la precisión que se desea, se selecciona un período dt y se colocan en las columnas I y II.
- 2) Del hidrograma de la avenida de proyectos, se toman los gastos correspondientes a los tiempos de la columna I, se encuentran los promedios y se colocan en la columna III.
- 3) Para obtener la columna IV se convierten los gastos de la columna III en volúmenes. Estos aparecen en millones de m³.
- 4) Como el vertedor auxiliar comienza a funcionar cuando el agua rebasa la cota 162.00; ese será el nivel con el cual se comenzará a trabajar, luego se irán asumiendo diversas elevaciones. que se anotarán en la columna V, estas representan las variaciones de niveles en el embalse.

- 5) Con el nivel asumido en V se determina la descarga promedio del vertedor que corresponda a dicho nivel y se anota en la columna VI; para esto se hará uso de la fig. 8-1.
- 6) Los gastos de salida promedios se convierten en volúmenes y se colocan en la columna VII.
- 7) Restando los valores de la columna IV menos los de la columna VII se obtiene la VIII.
- 8) Comenzando con el almacenamiento existente en el embalse cuando la elevación es 162.00, se obtienen los datos de IX, sumando algebraicamente los valores obtenidos en VIII.
- 9) Para cada valor que se obtiene de IX corresponde una elevación en el embalse, estas elevaciones formarán la columna X.
- 10) Las elevaciones en el vaso obtenidas en X deben coincidir con las elevaciones asumidas en V, con una aproximación de 0.05 m.; sino es así debe estimarse otra elevación y repetir el proceso las veces que sea necesario.

En la Tabla 8-2 aparece el Cálculo final de la variación de niveles en el embalse del Taisihuat producido por la avenida calculada en el Capítulo anterior.

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X
Tiempo en horas.	dt en horas.	Flujo promedio de entrada por dt en M ³ /seg.	Volumen promedio en entrada en MMC	Elevación acumulada en el embalse al final de dt en metros.	Flujo de salida promedio en M ³ seg.	Volumen de salida de MMC promedio de MMC.	Incremento de almacenamiento de MMC.	Almacenamiento total en MMC.	Elevación del embalse al final de dt.
0	1	3	0.02	162.0	0	0	0.02	51.02	162.00
1	"	10	0.04	162.0	0.06	0	0.04	51.06	162.00
2	"	40	0.14	162.06	0.28	0	0.14	51.20	162.00
3	"	290	1.04	162.30	3.10	0.01	1.03	52.23	162.30
4	"	615	2.22	162.90	16.06	0.06	2.16	54.39	162.30
5	"	667	2.40	163.20	24.70	0.09	2.31	56.70	163.20
6	"	552	1.99	163.50	34.59	0.13	1.86	58.56	163.50
7	"	430	1.55	163.90	49.26	0.18	1.37	60.03	163.90
8	"	315	1.13	164.15	59.22	0.21	0.92	60.95	164.15
9	"	225	0.81	164.30	65.24	0.23	0.58	61.53	164.30
10	"	160	0.58	164.40	70.50	0.25	0.33	61.86	164.35
11	"	110	0.40	164.40	70.50	0.25	0.15	62.01	164.40
12	"	75	0.27	164.42	71.44	0.26	0.01	62.02	164.42

Como se puede ver en la figura 8-4, el caudal máximo del vertedor apenas alcanza $71.44 \text{ m}^3/\text{s}$ o sea menos del 10% del caudal pico que entra el embalse. De esta manera se puede tener la seguridad de que el agua salga por el vertedor no ocasionará ningún daño a las personas que habitan aguas abajo de la presa.

La recarga de almacenamiento en el embalse o sea el área arriba del Hidrograma de Salidas y comprendida dentro del Hidrograma de Aportaciones será expulsada poco a poco durante algunos días hasta que el embalse recupere su elevación inicial.

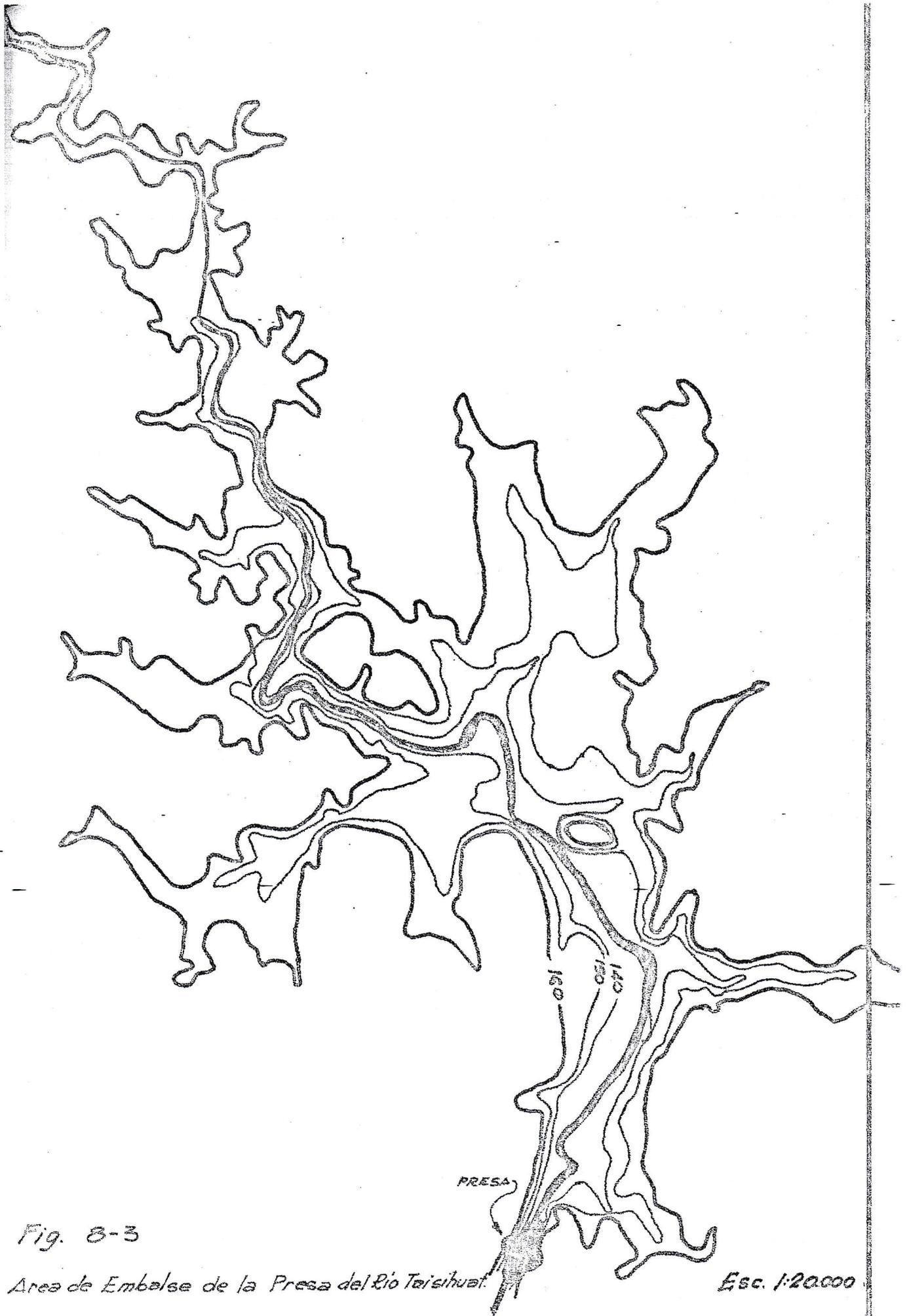
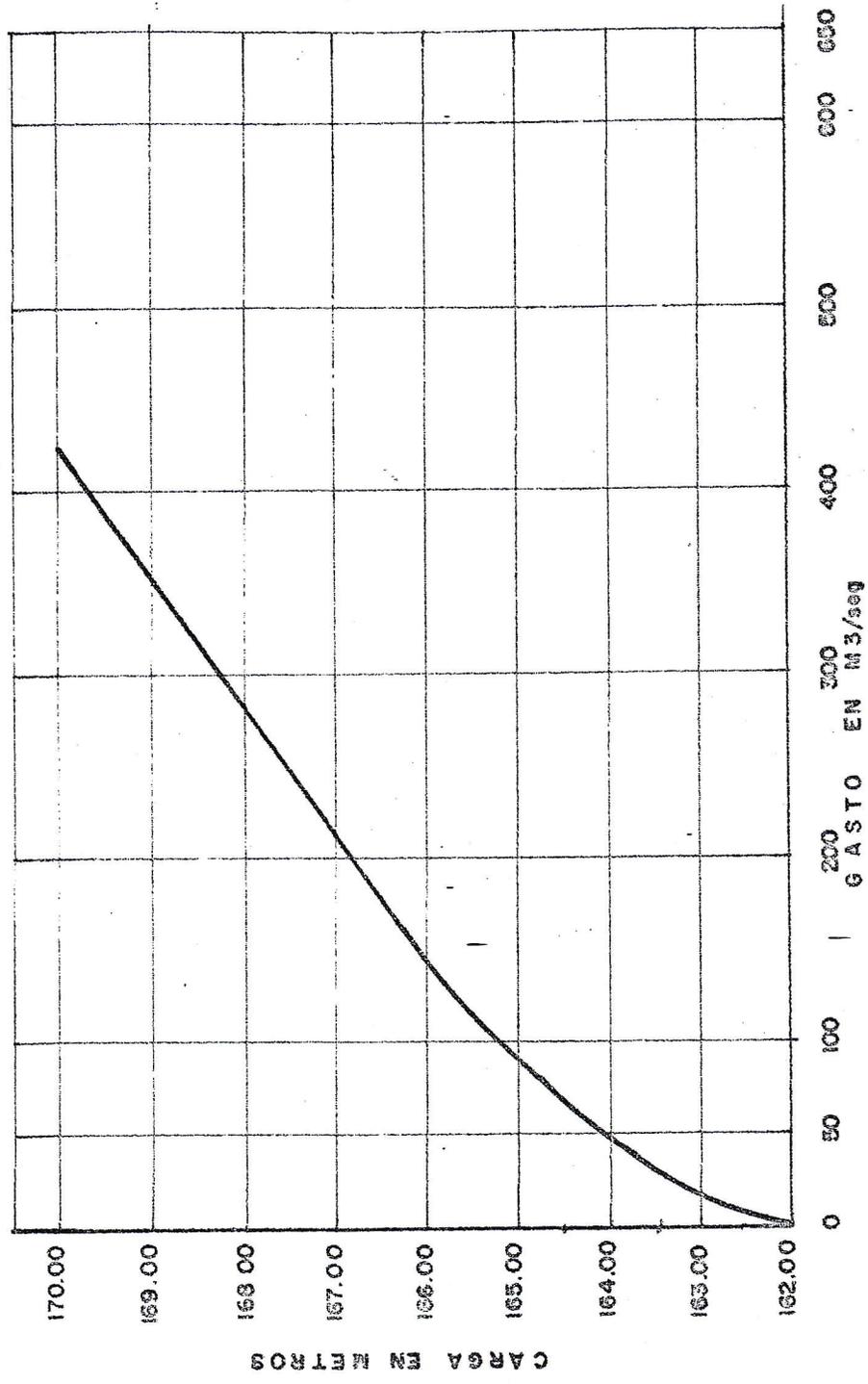


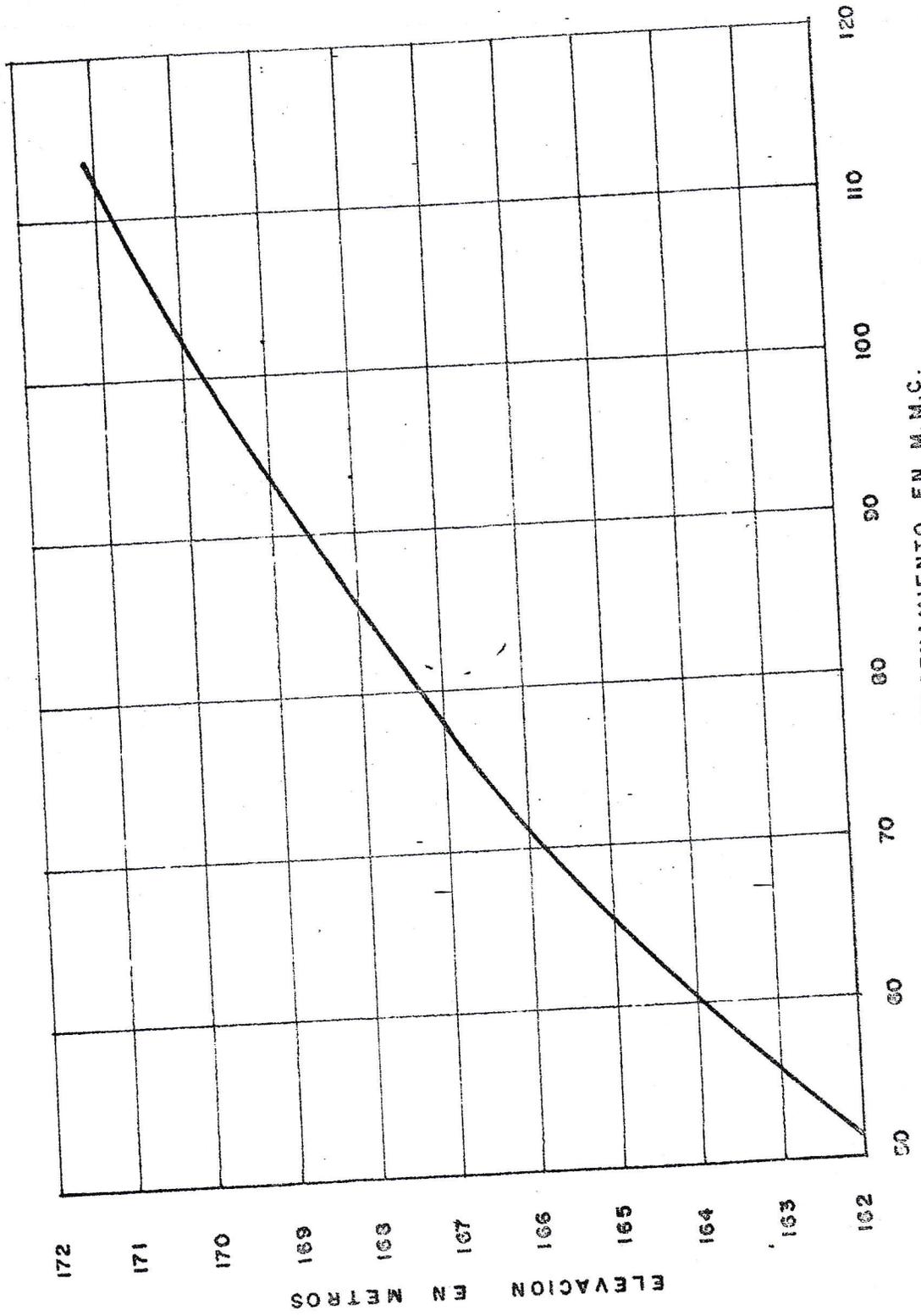
Fig. 8-3

Area de Embalse de la Presa del Río Terisihuat.

Esc. 1:20,000

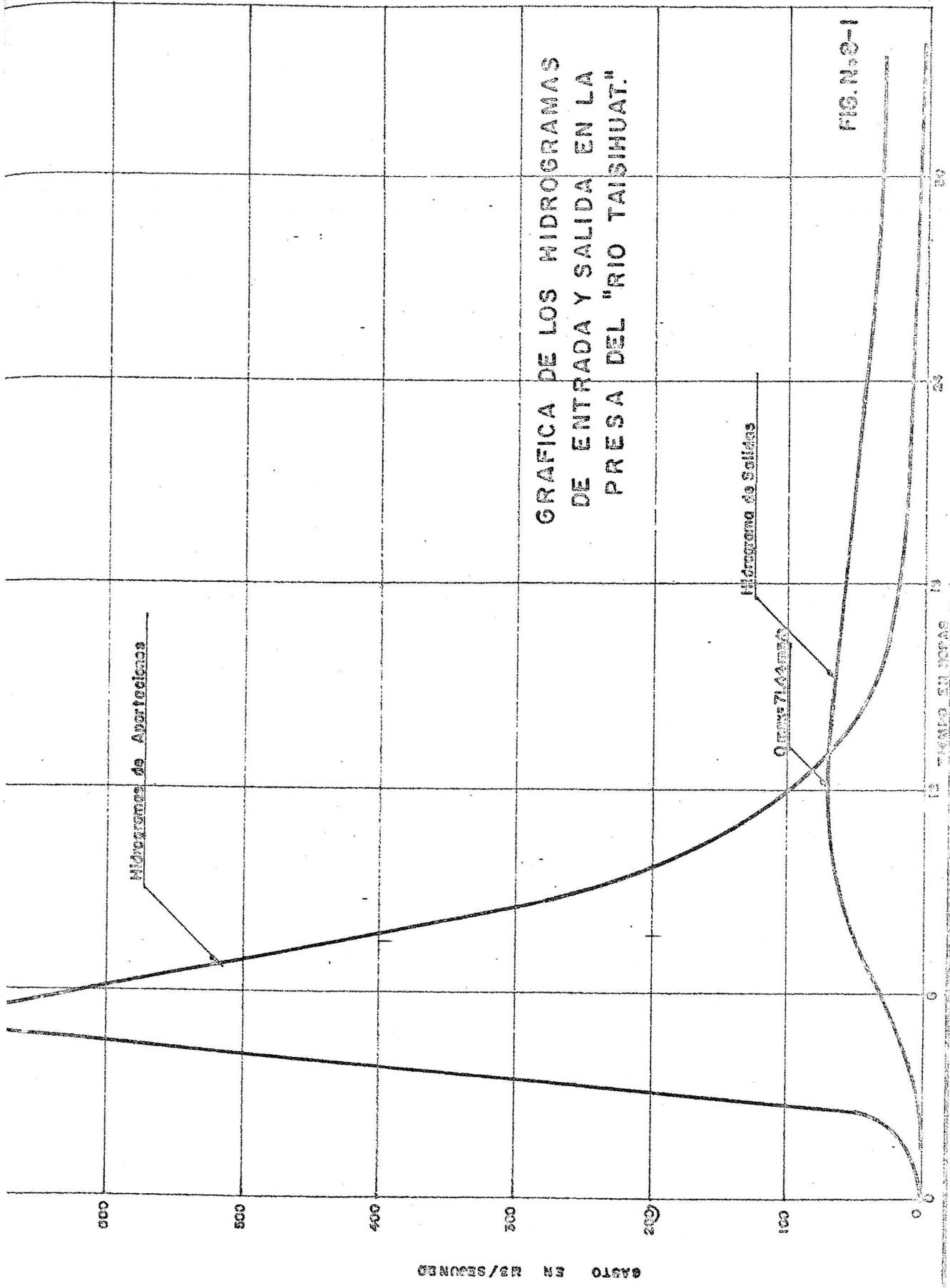


CURVA DE DESCARGA DEL VERTEDOR



VOLUMENES DE ALMACENAMIENTO EN M.M.C.

CURVA DE CAPACIDADES DEL EMBALSE DE LA PRESA TAISIHUAT FIG.-No-8-2



GRAFICA DE LOS HIDROGRAMAS DE ENTRADA Y SALIDA EN LA PRESA DEL "RIO TAISIHUAT."

FIG. N.º 2-1

GASTO EN M3/SEGUNDO

Módulo de Aperturas

Módulo de Sólidos

0.000714428

8-3 Método de Puls Modificado

Inicialmente Puls expuso un método de tanteos pero que resolvía la ecuación en forma más sencilla. Luego por medio de un artificio algebraico y valiéndose de algunas gráficas, se pudo resolver la ecuación directamente. Se han hecho varias modificaciones a este método, una de las cuales es la que se presenta en esta sección.

Se tiene la ecuación vista anteriormente:

$$Q dt = q dt + dV \quad (1)$$

Como los gastos varían con respecto al tiempo, se puede suponer que Q es el promedio de estos en un incremento de tiempo determinado $t_2 - t_1 = dt$

Se tendrá entonces:

$$\frac{(Q_1 + Q_2)}{2} dt = V_2 - V_1 + \frac{(q_1 + q_2) dt}{2}$$

Multiplicando ambos miembros por $\frac{2}{dt}$

$$Q_1 + Q_2 = \frac{2}{dt} (V_2 - V_1) + q_1 + q_2$$

Si se toma una unidad de tiempo constante, se puede prescindir de dt y solo se trabajará con volúmenes; la ecuación puede reducirse a

$$Q_1 + Q_2 = 2 V_2 - 2 V_1 + q_1 + q_2$$

ordenando en la siguiente forma:

$$2 V_2 + q_2 = Q_1 + Q_2 + 2 V_1 - q_1$$

Esta es la ecuación que se utiliza en el Método de Puls y que tiene solución directa.

Para poder obtener dicha solución directa, hay que servirse de dos Curvas Auxiliares que llamaremos $(2V + q)$ y $(2V - q)$ las cuales se construyen de la siguiente manera:

Tenemos:

- 1 - Hidrograma de la avenida de proyecto
- 2 - Curva de capacidad del vaso
- 3 - Curva de gastos de salida (depende del tipo de la obra de descarga).

Haciendo coincidir el eje de elevaciones de la " Curva de Gastos de Salida" con la " Curva de Capacidades " se tabulan las elevaciones y se ve a que gastos y volúmenes corresponden y se hace una tabla; esta tabla tendrá para cada elevación, un valor de V_1 y un valor de q ; luego se hallan los valores correspondientes a $(2 V + q)$ y $(2 V - q)$. Con estos valores se hace una gráfica como la que aparece en la fig. 8-5 A.

Del eje de los gastos hacia abajo y pasando el espacio del eje $2 V \pm q$ se dibuja el hidrograma de entradas, teniendo como ejes el mismo de gastos, que debe coincidir (con las mismas unidades) al de la curva de descarga; el otro eje que será de tiempos tendrá las unidades en que se decida trabajar (seg., horas, días, etc.) El hidrograma completo se colocará como se indica en la Fig. 8 - 5 B. Opuesto al hidrograma de Entrada se irá obteniendo la Curva de Volúmenes Retenidos teniendo como ejes los mismos tiempos que aquel y los mismos volúmenes que la Curva de Capacidades.

La solución del problema se inicia así:

Para cada caso se debe resolver la ecuación siguiente:

$$2 V_2 + q_2 = Q_1 + Q_2 + V_1 - q_1$$

El agua tiene en el embalse al iniciar el problema, justamente la elevación del umbral de la estructura de descarga. Por lo tanto cuando entra el primer Q al embalse, se tiene en la ecuación:

$$Q_1 = 0$$

$$Q_2 = Q \text{ inicial}$$

$$2V_1 = 0$$

$$q_1 = 0$$

y la solución de la ecuación es:

$$2 V_2 + q_2 = Q_2$$

Se deberá entrar a las Curvas Auxiliares $2 V \pm q$ con el valor de Q_2 de la manera siguiente: (Ver fig. 8-6).

- 1o.) Se entra en el eje $2 V \pm q$ con el valor indicado y se lleva una horizontal hasta encontrar a la curva $2V + q$ en el punto A.
- 2o.) Se sube una vertical hasta el eje de los volúmenes, cortando este en B. OB será el volumen en el embalse en ese momento. (vol. retenido).
- 3o.) Se lleva la vertical hasta la Curva de Capacidades en el punto C, el cual corresponde una elevación D.
- 4o.) Se ve en la Curva de Salida a que gasto corresponde la elevación D, para esto se refiere a E y se baja una vertical al eje de los Gastos en F.
- 5o.) Como el eje de gastos de la Curva de Salida y el del Hidrograma de Entrada son iguales basta con referir F a la fecha correspondiente a Q_2 y se obtendrá el Gasto de Salida correspondiente, en G.
- 6o.) Prolongando la horizontal en G hasta cortar la vertical que pasa por B se obtiene H, este será el volumen retenido en esa fecha. Con esto queda resuelto la ecuación para ese intervalo.
- 7o.) Para continuar con el siguiente período el V_2 conocido se vierte en V_1 y el q_2 en q_1 bastará con referir el punto A de la curva $2 V + q$ al punto j de $2 V - q$; llevado horizontalmente al eje $2 V \pm q$ en el punto L, se conocerá ese valor en la ecuación, que será Q_1 .

8o.) El Q_2 con que se comenzó pasará a ser Q_1 en el siguiente paso, por lo que será suficiente con sumarle a ese Q_1 el próximo Q_2 más el término ya conocido $2 V - q$ para resolver de nuevo la ecuación.

$$2 V_2 + q_2 = Q_1 + Q_2 + 2 V_1 - q$$

9o.) Con el nuevo valor encontrado de $2 V_2 + q_2$ se entra en el eje $2 V \pm q$ en el punto M que referida a la Curva $2 V + q$ nos da el punto N.

10o.) Conocido N se repite el proceso descrito anteriormente

11o.) Uniendo todos los puntos de Gastos de Salida se obtiene el Hidrograma de Descarga y uniendo los puntos que dan los volúmenes de embalse en las fechas correspondientes se obtendrá la Curva de Volúmenes retenidos.

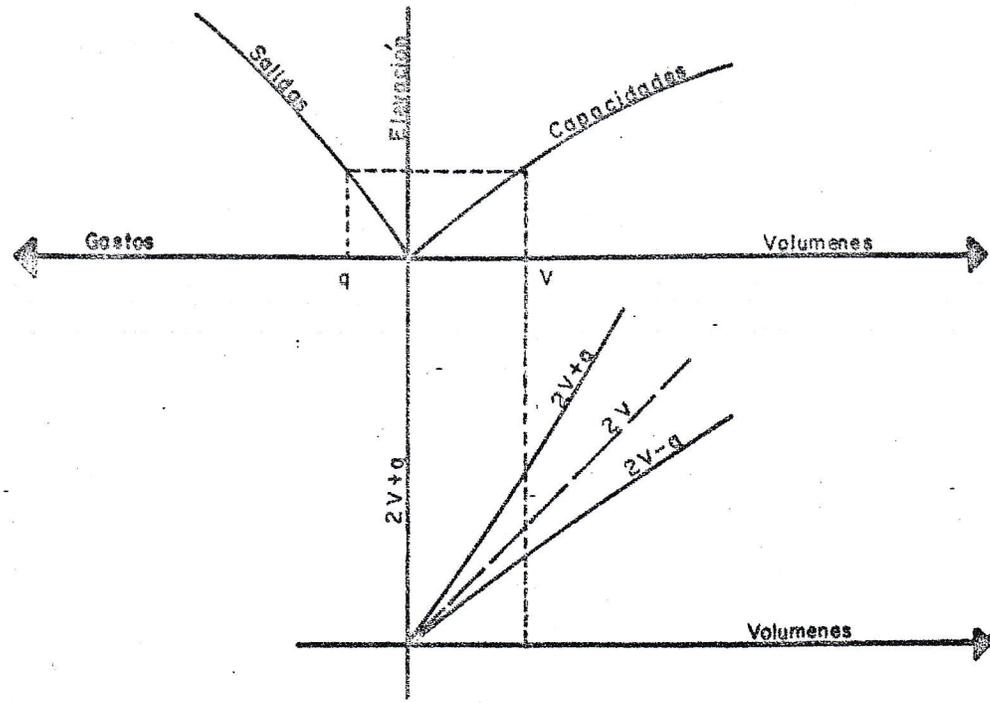


FIG.-8-5A

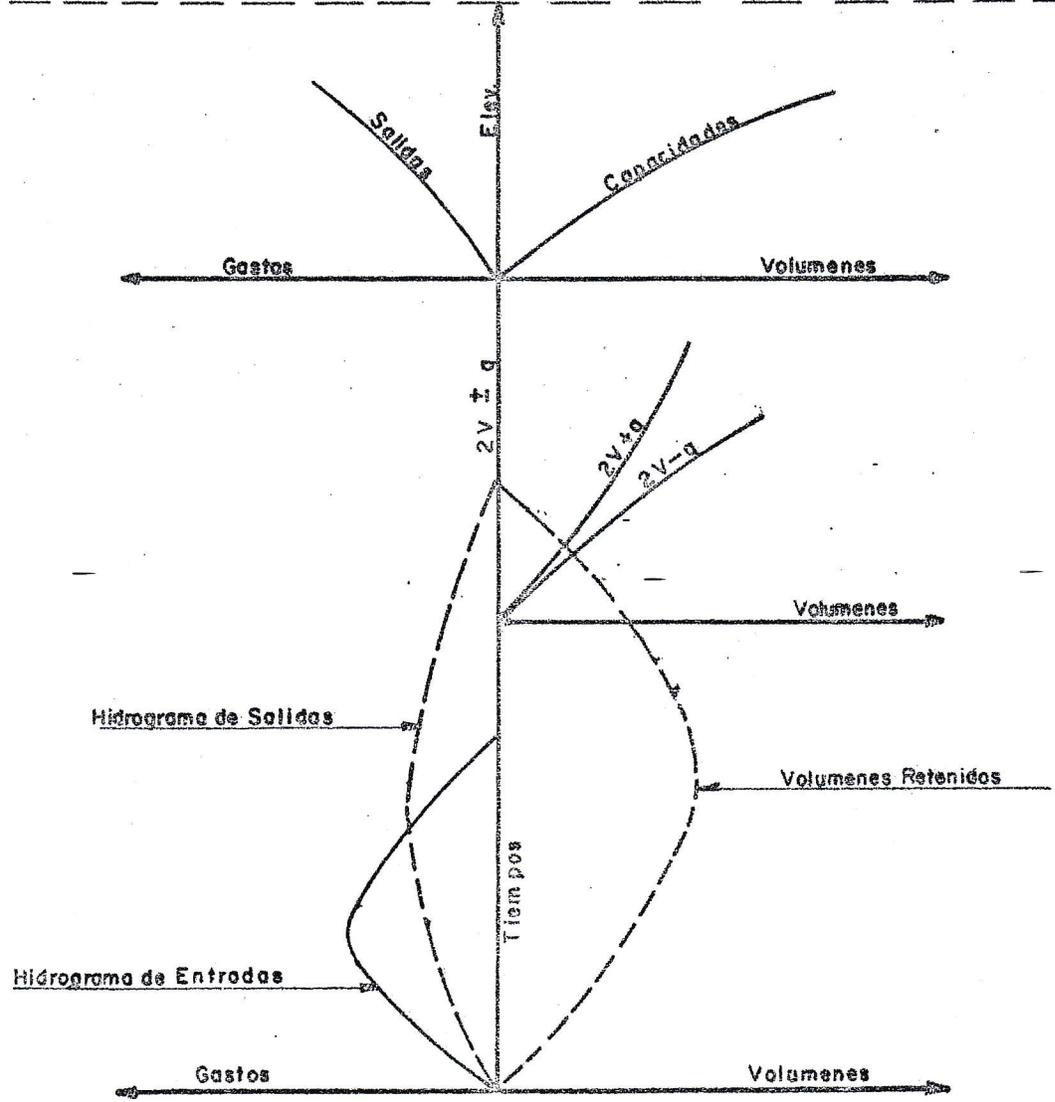
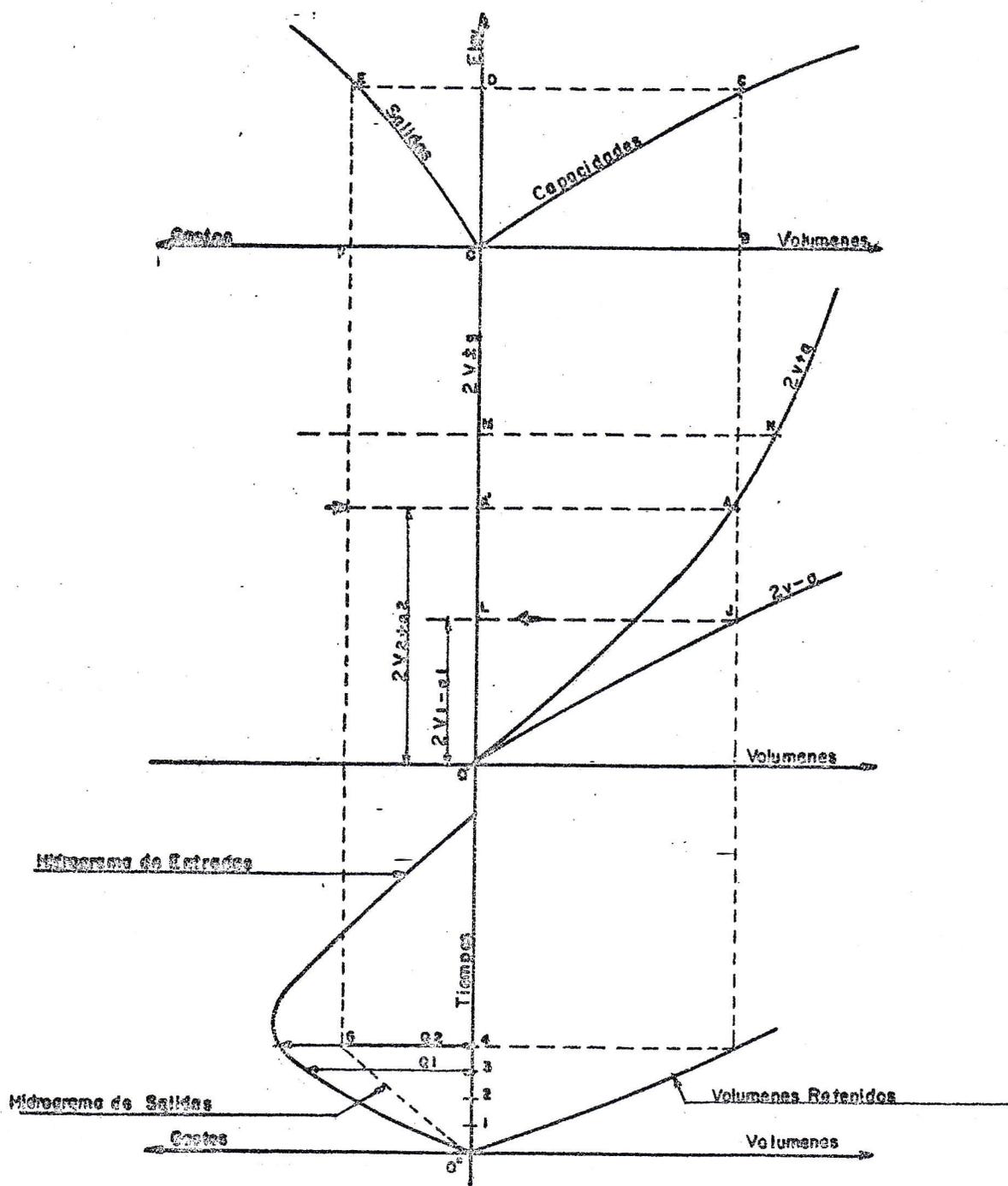


FIG.-8-5B



ESTUDIO DEL TRANSITO DE UNA AVENIDA DE PULS MODIFICADO
 $(2V_2 + q_2 = Q_1 + Q_2 + 2V_1 - q_1)$

FIG.-8-6-

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El presente trabajo es una recopilación de procedimientos generales - que pueden servir de base para el diseño de una avenida máxima. Debe tenerse especial cuidado en el cálculo de la curva de Precipitación-Escorrimento pues es el factor que mayor incidencia tiene en el caudal máximo instantáneo, así como en el volumen de una avenida. Por esta razón, los estudios sobre la cubierta vegetal y el tipo de suelos deben comprobarse en el campo, cuando se tengan dudas de los planos y fotografías. Cualquier error en la estimación del escurrimiento puede causar grandes daños en el funcionamiento de la presa, cuando suceda una avenida mayor que la supuesta, o puede dar lugar a la construcción de obras de descarga enormes y costosas que nunca funcionarán en su totalidad en el caso de que la cuenca sea incapaz de producir avenidas de la magnitud calculada.

Es recomendable, por otra parte, la instalación de más estaciones hidrométricas en todo el país, pues sólo datos obtenidos a través de ellas harán posible una verdadera evaluación de los recursos de agua en El Salvador; evaluación que cada vez se hace más necesaria.

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

DISEÑO DE PRESAS PEQUEÑAS

United States Bureau of Reclamation

INGENIERIA HIDRAULICA EN MEXICO VOL. XXII-1968 - No. 1

Secretaria de Recursos Hidráulicos de Mexico

HYDROLOGY PART I WATERSHED PLANNING

United States Soil Conservation Service

HIDROLOGIA PARA INGENIEROS

Linsley-Kohler-Paulhus

MANUAL DE RIEGOS Y AVENAMIENTO

Ing. Enrique Blair

PRINCIPIOS PARA EL DISEÑO HIDRAULICO DE VERTEDORES DE
EXCEDENCIAS

Ing. Francisco López Quezada

REGISTROS SOBRE INTENSIDAD DE LAS PRECIPITACIONES

Servicio Meteorológico Nacional

MÉTODOS PARA DETERMINAR AVENIDAS DE DISEÑO

Ing. Manuel Corrales, Proyecto Hidrometeorológico
Centroamericano.

