

Universidad Nacional Agraria La Molina

Programa Académico de Ingeniería Agrícola



**«Estudio de Avenidas por Métodos
Hidrometeorológicos»**

**Tesis para optar el Título de
INGENIERO AGRICOLA**

Ricardo Apacla Nalvarte

Promoción 1971

LIMA - PERU

1972

LISTA DE GRAFICOS

-Características del Hidrograma.	1
-Ubicación de la Cuenca en el departamento.	1.A
-Ubicación del embalse de Angostura.	1.B
-Plano de la Cuenca	1
-Hidrogramas observados	2
-Plano de las Curvas Isócronas	4
-Hidrograma Unitario Promedio	5
-Hidrograma en S	6
-Hidrogramas Unitarios de 2 y 4 hrs. de duración	7
-Reproducción de los hidrogramas observados	8
-Distribución de precipitaciones máximas. Modelo de Gumbel.	11
-Hipótesis planteadas.	15

TABLA DE CONTENIDO

	Pág.
I. <u>INTRODUCCION</u>	1
1.1 Generalidades	1
1.2 Objetivos	3
II. <u>REVISION DE LITERATURA</u>	4
2.1 El fenómeno de la escorrentía	4
2.2 La infiltración	6
2.3 Los índices de infiltración	7
2.4 Análisis del hidrograma	9
2.5 Métodos de predeterminación de avenidas	12
2.6 Los métodos Hidrometeorológicos	13
2.6.1 El método del Hidrograma Unitario	13
2.6.2 El método de las Curvas Isócronas	17
III. <u>MATERIALES Y METODOS</u>	21
3.1 Descripción y situación de la cuenca	21
3.2 Datos de aforo	25
3.3 Datos de precipitación	26
3.4 Procedimiento	28
3.4.1 Método del Hidrograma Unitario	28
3.4.2 Método de las Curvas Isócronas	34
IV. <u>RESULTADOS</u>	42
4.1 Método del Hidrograma Unitario	42
4.2 Método de las Curvas Isócronas	44
4.2.1 Estimación de las precipitaciones máximas	44
4.2.2 Estimación del coeficiente de escorrentía	51
4.2.3 Cálculo de los caudales probables	52

	Pág.
V. DISCUSION	66
VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	69
VII. RESUMEN	73
VIII. BIBLIOGRAFIA	75
APENDICE	77
Parte A	78
A.1 Deducción del hidrograma unitario promedio	80
A.2 Deducción del hidrograma en S	83
A.3 Deducción de los hidrogramas unitarios de 2 y 4 hrs. de duración a partir del hidrograma en S.	84
A.4 Hidrogramas observados	86
A.5 Reproducción de los hidrogramas observados	89
Parte B	93
B.1 Cálculo del coeficiente de escorrentía	93
B.2 Precipitaciones máximas en 24 hrs. ordenadas en forma decreciente con probabilidad acumulativa $P(X \leq x)$. calculados a partir de la ecuación(3.3)	93
B.4 Cálculo de las intensidades máximas horarias a partir de la desigualdad (2.6)	93
B.5 Cálculo de las hipótesis planteadas	93

I. INTRODUCCION

1.1 Generalidades.

Uno de los problemas que a menudo encuentran los hidrólogos y los ingenieros en el diseño de las estructuras de regularización, luz de puentes, prevención de cataclismos hidrológicos o en el diseño de obras apropiadas para contrarrestar los efectos de estos desastres, es la predeterminación del caudal máximo que se pueda presentar. Estimación que debe tomarse teniendo en cuenta consideraciones tanto de aspecto económico como de ingeniería, tendientes a optimizar el diseño. Es indudable la importancia y el interés económico de la predeterminación de los niveles alcanzados por las aguas de avenidas y los caudales máximos de las mismas por su influencia directa sobre el proyecto de obras hidráulicas. Pero los daños no solo se reducen a perjuicios económicos sino que frecuentemente afectan a vidas humanas si la avenida se produce inesperadamente.

Pueden reducirse los daños económicos y evitar-

se con regularidad las pérdidas de vidas humanas, si se dispone de medios para poder predecir con días o al menos con horas de anticipación, los caudales que han de pasar por un tramo de río o los niveles que han de alcanzar las aguas; lo que es posible estimar siempre que se disponga aguas arriba de la sección en la que se intenta la predicción, de varias estaciones limnigráficas y pluviográficas enlazadas telefónicamente con el centro de control, al que se han de enviar periódicamente datos sobre niveles de agua en las secciones controladas y precipitaciones recogidas en los diversos intervalos de tiempo.

Los métodos hidrometeorológicos basados en una relación de causa y efecto, tienden a calcular el máximo caudal que se presentará como consecuencia del aguacero más peligroso que pueda caer en la cuenca. Sería además de mucha utilidad conocer la probabilidad de recurrencia de dichos aguaceros así como de la avenida consecuente.

La técnica más adecuada para pasar del aguacero al hidrograma correspondiente, es el Hidrograma Unitario; uno de los inconvenientes que se ha encontrado para realizar el presente trabajo, es

que no hay una buena densidad de estaciones pluviográficas en la zona, pues conocer las precipitaciones horarias es de mucha importancia para la aplicación de este método.

1.2 Objetivos.

Los objetivos del presente trabajo son:

- a. Estudio de avenidas en la Cuenca del río Apurímac (hasta la estación de La Angostura), con fines de diseño, utilizando los métodos del Hidrograma Unitario y el método de las Curvas Isócronas.
- b. Comparación de los resultados de los métodos aplicados y recomendar el método más indicado a utilizar en la zona.

1.3 Lugar del trabajo.

El presente trabajo se llevó a cabo en Lima utilizando la información meteorológica e hidrométrica, así como información cartográfica del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología. Contándose con la colaboración de la división de Estudios Generales de esta dependencia para la interpretación de los resultados.

II. REVISION DE LITERATURA

Una avenida puede definirse como un escurrimiento fluvial relativamente alto al medirse ya sea con la escala o midiendo su gasto de avenidas.

De acuerdo a (7) "Cuando el cauce de la corriente de un río en un tramo determinado está sobrecargado y hace que el agua cubra tierras fuera de los límites usuales del cauce, se dice que la corriente ha alcanzado su nivel de avenidas".

Las avenidas son originadas por varias causas. Joo Chang (6) menciona entre otras a la precipitación pluviométricas y de nieves, la infiltración factores geográficos y geológicos, la influencia del hombre, etc.

2.1 El Fenómeno de la Escorrentía.

El fenómeno de la escorrentía se produce como producto de la lluvia caída en una determinada zona; parte del agua fluye sobre la superficie del suelo y es denominada escorrentía superficial. Existe también una corriente llamada subsuperficial que discurre casi horizontalmente a través de las capas superiores del suelo. Por último parte de la precipitación puede percolar ha

cia abajo incrementando el nivel hidrostático, este incremento es conocido como corriente de agua subterránea, llamado también caudal base.

La percolación vertical de la precipitación resulta en un incremento del agua subterránea, solo si el suelo es áltamente permeable o si el nivel hidrostático está cerca de la superficie.

La distinción entre los tres tipos de componentes del caudal son arbitrarios y en cierto grado artificiales. Lo que se describe como corriente subsuperficial solo difiere del agua subterránea en la velocidad de desplazamiento. En la práctica es costumbre considerar al caudal total como la resultante de solo dos componentes: escorrentía directa y escorrentía de caudal base.

Inicialmente la mayor parte de la lluvia queda retenida sobre la cubierta vegetal como intercepción y en las depresiones como almacenamiento. Al continuar la lluvia el suelo se va saturando, la capacidad de infiltración del suelo es satisfecha y el agua comienza a discurrir hacia un cauce superficial.

Todo este proceso se puede sintetizar con la siguiente ecuación:

$$E = P - I - F - S \quad (2.1)$$

donde:

E = escorrentía.

P = precipitación.

I = agua interceptada.

F = agua infiltrada.

S = agua almacenada.

Todos los términos están dados en lámina de agua.

2.2 La Infiltración.

La infiltración se define como el paso del agua a través de la superficie del suelo hacia el interior del mismo. Se diferencia de la percolación en que este término indica el movimiento del agua dentro del suelo. Estos conceptos están estrechamente ligados; pues para que haya infiltración, debe ocurrir previamente una percolación del agua almacenada en el suelo.

Horton, citado por Linsley (9) define la capacidad de infiltración de un suelo como la velocidad máxima con la cual el agua penetra en el suelo.

La infiltración depende de la permeabilidad del terreno, principalmente de sus capas superficia

les. En terrenos poco permeables, rocas compactas y sin vegetación (pizarras y granitos) o en suelos arcillosos, el agua correrá sobre la superficie a poco de comenzar el aguacero y por consiguiente la infiltración es muy pequeña. En terrenos muy permeables, gravas o calizas arenosas, casi toda el agua penetra en el terreno incorporándose a los caudales subterráneos.

La infiltración aumenta con la retención, así tenemos que en bosques y terrenos cultivados, la infiltración es superior a la que se produce en terrenos sin vegetación.

La capacidad de infiltración, además de variar con la textura y estructura del suelo, varía también con el contenido inicial de humedad del suelo y con el tiempo. Se define como velocidad de infiltración al ritmo con el cual al agua penetra efectivamente en el suelo.

Teóricamente, si la capacidad de infiltración de un suelo fuera conocida, el volumen de escurrimiento resultante de una lluvia determinada se podría calcular, restando la infiltración y la retención superficial.

2.3 Los índices de infiltración.

La aplicación directa de las curvas de infiltra

ción en la estimación de la escorrentía, en el caso de áreas grandes y heterogéneas, es muy difícil. En los cálculos de Hidrología práctica, no es posible tener en cuenta separadamente todos los parámetros que intervienen en el fenómeno del escurrimiento. Con tal propósito se han definido los llamados índices de infiltración.

-El índice ϕ .- es definido como la cantidad de lluvia por encima del cual, el volumen es igual al volumen de escorrentía.

-El índice W.- es la infiltración media durante el tiempo que la intensidad de lluvia exceda a la capacidad de infiltración; puede ser calculado con la siguiente expresión:

$$W = \frac{P - R}{T_r} \quad (2.2)$$

Donde:

P = precipitación

R = escorrentía

T_r = duración de la lluvia.

En condiciones muy húmedas el índice ϕ es igual al índice W.

Los índices de infiltración, expresan que la infiltración es promedio durante la duración de la tormenta. Pero como se ha dicho anteriormente que

la capacidad de infiltración varía con el tiempo (decrece), el uso de un valor promedio asumido, puede dar una infiltración pequeña durante la primera parte de la tormenta y una infiltración mucho mayor al final de esta. Esta diferencia se atenúa en tormentas de corta duración.

2.4 Análisis del Hidrograma.

El hidrograma es la curva $Q(t)$ que se produce como respuesta a la precipitación caída sobre una cuenca.

El hidrograma típico resultante de un aguacero simple, consta de tres partes principales. En la fig. A, se muestra un gráfico con las características del hidrograma típico.

Las partes principales son:

- Una rama ascendente.
- El pico o máximo.
- Una rama descendente.

La rama ascendente llamada también de concentración, está determinada por las características del aguacero que originó el hidrograma (duración y distribución espacial), de las condiciones iniciales de la cuenca como la humedad inicial del suelo.

El pico es la región comprendida entre el punto

CARACTERISTICAS DEL HIDROGRAMA

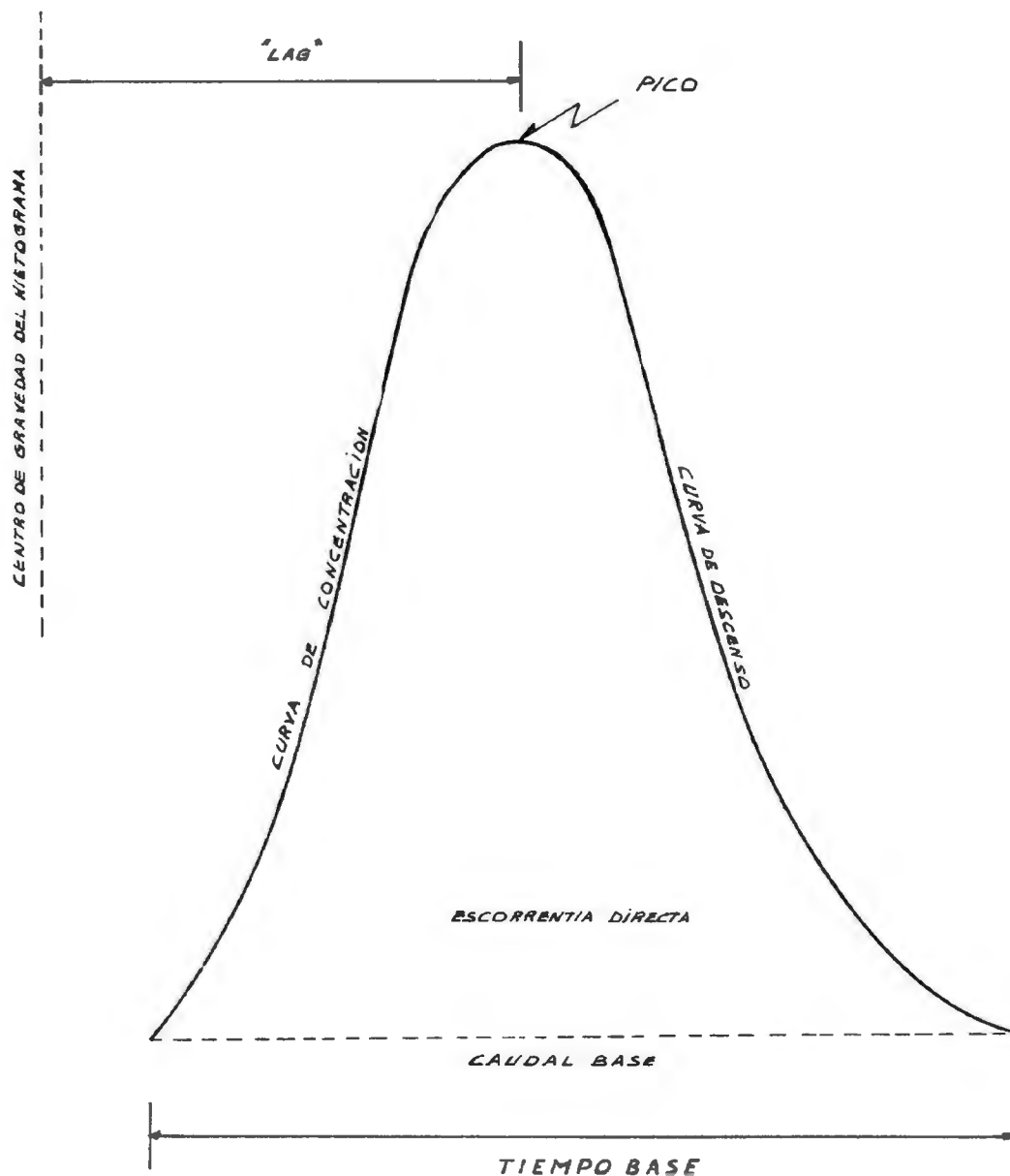


Fig. A

de inflexión de la rama ascendente y el punto de inflexión de la rama descendente. "El caudal máximo se presenta en más o menos tiempo después del instante máximo de la lluvia neta" (13).

Esta demora de tiempo del escurrimiento a la salida de la cuenca, en función de la lluvia que recibe, está caracterizado por el "tiempo de respuesta" o "lag". El tiempo de respuesta es definido como el intervalo de tiempo comprendido entre el centro de masa del hietograma y el pico del hidrograma correspondiente. Las características de la cuenca, así como la distribución temporal y espacial de la lluvia conducen muchas veces a la presencia de un pico o más.

La curva de descenso representa el escurrimiento del agua almacenada dentro de la cuenca, es independiente de las variaciones de la intensidad de la lluvia así como de otras características que originaron la crecida. La forma de esta curva puede ser representada por una ecuación. Así, Maillet citado por Remenieras (13), propuso la siguiente ecuación:

$$Q_t = Q_0 e^{-kt} \quad (2.3)$$

Donde:

k = coeficiente de descenso.

Q_t = descarga presentada t unidades de tiempo después de Q_0

e = base de los logaritmos neperianos.

Barnes, citado por Lisle (9), estableció que la recesión de cualquier componente graficado en un papel semilogarítmico, dará una línea recta. La curva de recesión para cualquier componente también está dado por la siguiente fórmula:

$$q_t = q_0 K_r^t \quad (2.4)$$

donde:

K_r = constante de recesión.

q_t = caudal presentado t unidades de tiempo después de q_0 .

2.5 Métodos de Predeterminación de Avenidas.

Existen varios métodos para la predeterminación del caudal máximo probable; ninguno de ellos dará un resultado totalmente satisfactorio, pero la calidad, así como cantidad de los datos disponibles, hacen necesario una elección racional de un método adecuado.

Entre los principales métodos encontramos a los siguientes:

-Métodos empíricos.- basados en las características de la cuenca, frecuencia de crecidas, variaciones de la precipitación, etc.

-Métodos estadísticos.- son métodos más refinados, basados en leyes de distribución, como la de Gauss, Pearson, Goodrich, etc.

-Métodos Hidrometeorológicos.

2.6 Los métodos Hidrometeorológicos.

Son métodos basados en una relación de causa y efecto; tienden a calcular el máximo caudal a partir del mecanismo hidrometeorológico del escurrimiento. Los métodos más usados son el Hidrograma Unitario y el de las Curvas Isócronas.

2.6.1 El método del Hidrograma Unitario.

Sherman, citado por el Geological Survey (4), en 1932 basado en la hipótesis de que tormentas iguales con las mismas condiciones iniciales producen hidrogramas iguales, introdujo el concepto del Hidrograma Unitario. Se llama Hidrograma Unitario por que el volumen de escorrentía se ajusta a la unidad. La unidad de escorrentía puede ser un mm., un cm., o una pulg.

La teoría del Hidrograma Unitario supone que los hidrogramas resultantes de tormentas de la misma duración tendrán el mismo tiempo base. Tiempo base es el tiempo que transcurre entre el comienzo de la cur

va de concentración y el final de la curva de recesión, descontado el caudal de base.

Si la distribución de la lluvia durante la tormenta es uniforme con el tiempo y con el área, entonces las ordenadas de cada hidrograma serán proporcionales a su volumen de escorrentía.

En la práctica, la ocurrencia de dos tormentas de la misma duración y de las mismas características, se presentan muy rara vez; por las mismas características variables de la tormenta. Las características de la tormenta que tienen efecto sobre el hidrograma resultante son: la duración de la lluvia, la intensidad y la distribución espacial. Un aumento de la duración de la tormenta alarga la base del tiempo reduciendo el pico del hidrograma. Una variación de la intensidad de la lluvia, durante la tormenta, causará variaciones en la forma del hidrograma, dependiendo principalmente del tamaño de la cuenca. La distribución espacial de la tormenta, también influye en la forma del hi

drograma; una lluvia en la parte alta de la cuenca, dará una crecida lenta y un pico bajo y romo; en cambio una lluvia próxima a la salida de la cuenca, dará una crecida rápida, un pico agudo y un descenso rápido. "Se disminuyen los errores del método, referentes a la distribución espacial, aplicando el Hidrograma Unitario solo a cuencas lo suficientemente pequeñas, 5000 Km² como máximo". (9)

El término "duración unitaria de la lluvia se refiere a la duración de la lluvia que produce escorrentía. Así el hidrograma unitario que resulta de una duración de lluvia de dos horas, se indica como hidrograma unitario de dos horas.

El hidrograma unitario de una duración dada puede utilizarse para sintetizar hidrogramas unitarios de diferente duración. La técnica más empleada es la curva S.

Morgan, citado por el Geological Survey (4), en 1939 descubrió un método en el cual desarrollaba una curva S general que comprendía todos los hidrogramas unitarios de una cuenca como base para determinar hi-

drogramas unitarios para diversas duraciones. La curva S se define como el hidrograma resultante de una serie finita de incrementos sucesivos de escorrentía unidad en t horas.

Se construye sumando una serie de hidrogramas unitarios retrasados cada uno t horas con relación al anterior.

"Se debe preferir deducir hidrogramas unitarios de tormentas aisladas, pues los hidrogramas unitarios deducidos de tormentas complejas raramente son satisfactorios".(13)

Así mismo en lo posible se debe usar el hidrograma unitario resultante de varias tormentas aisladas, es decir el promedio. El hidrograma unitario promedio no debe hacerse tomando la media aritmética a partir de un tiempo inicial: el procedimiento correcto es un desplazamiento de las ordenadas en el tiempo, a fin de que los picos coincidan. "La utilización de un hidrograma unitario promedio tiende a minimizar los errores de los datos". (10)

Se admite una tolerancia de hasta el 25%

de la duración adoptada para el hidrograma unitario. Por tanto un hidrograma unitario de 6 hrs, puede aplicarse a tormentas de 4.5 hrs. a 7.5 hrs, sin cometer un error serio.

2.6.2 El Método de las Curvas Isócronas.

Para aplicar este método hay que fijar primero:

- La intensidad de precipitación.
- La velocidad de propagación de la onda de crecida.
- El coeficiente de escorrentía.
- El tiempo de duración de la tormenta.

Las tres primeras características se suponen constantes para toda la cuenca, aunque estas varían para cada zona de la cuenca. Para fijar estos valores se utilizan datos directos o se estiman por medio de fórmulas empíricas o métodos estadísticos.

Si descomponemos el área de la cuenca en zonas tales como $S_1, S_2, S_3 \dots S_n$, limitadas por líneas isócronas, de tal modo que una gota de agua que caiga en cada línea demore en llegar a la salida de la cuenca $t, 2t, 3t \dots nt$, unidades de tiempo.

Si suponemos que cae una tormenta uniforme, de una duración igual al intervalo de tiempo escogido para el trazado de las líneas isócronas y de una intensidad I ; admitamos además un coeficiente C de escorrentía para cada zona durante la tormenta, entonces el caudal correspondiente a cada zona estará dado por:

$$q_1 = C_1 I S_1$$

$$q_2 = C_2 I S_2$$

.. .. .

$$q_n = C_n I S_n$$

Sumando miembro a miembro y agrupando, se tiene:

$$Q_t = \sum C_i I S_i \quad (2.5)$$

Donde:

i = es el valor de cada unidad de tiempo correspondiente a cada línea isócrona.

n = orden de tiempo correspondiente a la última línea isócrona.

S = área comprendida entre dos líneas isócronas.

C = coeficiente de escorrentía para ca-

da zona.

I = intensidad de precipitación caída sobre la cuenca.

La fórmula (2.5) nos da un caudal aproximado por exceso. El caudal máximo, aproximado límite Q_t para la tormenta uniforme de intensidad I , será obtenido cuando la duración de dicha tormenta sea igual o superior al tiempo de concentración.

Se define al tiempo de concentración t_c como al tiempo que demoraría en llegar a la estación de aforo, una gota caída en la parte más alejada de la cuenca.

Para determinar las intensidades máximas de precipitación en 24 hrs., a partir de la serie de valores máximos en 24 hrs. que son por lo general los datos que están más disponibles, se ajustan curvas de distribución; el más utilizado es el método de Gumbel para distintos períodos de retorno. Para pasar de la precipitación máxima en 24 hrs a la precipitación máxima en una hora, Heras (5) propone la siguiente desigualdad:

$$1/6 P(24 \text{ hrs}) \leq I(1 \text{ hr}) \leq 1/3 P(24 \text{ hrs}) \quad (2.6)$$

Donde:

P (24 hrs.) = precipitación máxima en
24 hrs.

I (1 hr.) = precipitación máxima hoo
raria.

La desigualdad anterior ha sido usada con bastante éxito, por su autor, en estudios de avenidas, tanto en España como en Brausíl.

III. MATERIALES Y METODOS

3.1 Descripción y situación de la cuenca.

La cuenca del río Apurímac (hasta la estación de La Angostura), se encuentra en la provincia de Caylloma, departamento de Arequipa; está comprendida entre los 15°00' y los 15°20' de latitud Sur y los 71°30' y 72°00' de longitud Oeste. El área de la cuenca, según la información cartográfica, tiene una extensión de 1296.6 Km².

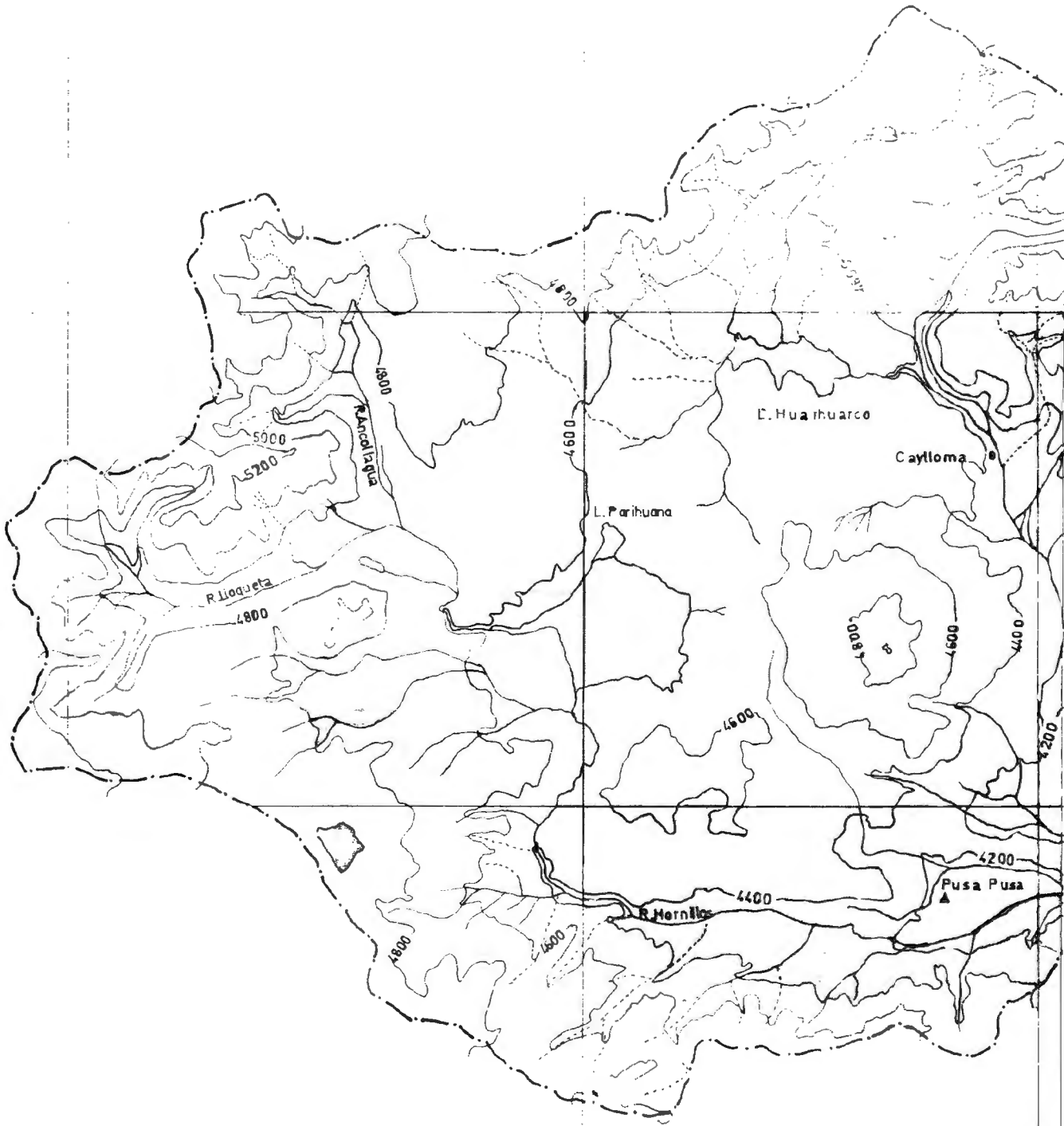
La cuenca en estudio se encuentra entre los 4200 y 5200 metros sobre el nivel del mar. Los ríos principales que forman la cuenca son el río Apurímac y el río Hornillos; siendo la longitud del río Hornillos de 55 kms. y la del río Apurímac de 37 Kms. ambas en su mayor recorrido. El río Hornillos es conocido también con el nombre de Monigote.

En la fig. N° 1, se muestra el plano de la cuenca; en la fig. N° 1.A, se muestra el plano de ubicación de la cuenca en estudio, dentro del departamento de Arequipa. En la fig. N° 1.B, se muestra la ubicación del embalse de Angostura.

15° 30'

15° 20'

VISUYO
▲



15°20'

15°10'

71°50'

71°40'

L. Parihuana

L. Huahuarco

Caylloma

R. Apu

4200

Pusa Pusa

La Angostura

R. Hornillos

Fig 1

CUENCA DEL RIO APURIMAC

- Estación pluviográfica
- ▲ Estación pluviométrica
- Estación hidrométrica

ESCALA: 1 / 200 000

Este embalse todavía no está en construcción. Estudios realizados por la Electroconsul(3) en el Estudio preliminar para la Planificación Regional del departamento de Arequipa, indican que los suelos, en la cuenca, son por lo general sueltos, sin estructura definida y aptos solo para pastoreo intensivo. Estudio realizado por la misma entidad indican la posible ubicación del embalse de Angostura, a fin de represar las aguas de esta cuenca y luego aprovecharlas mediante un túnel, en la cuenca del río Majes utilizando el curso del río Colca.

3.2 Datos de aforo.

Los datos de aforo fueron obtenidos de la estación de la Angostura, cuyas características se dan a continuación:

Año de instalación:	1963
Latitud:	15°10' S.
Longitud:	71°38' O.
Altitud:	4150 m.s.n.m.
Tipo:	limnigráfica.

Las alturas registradas en las bandas son llevados a una curva de calibración nivel-descarga para la determinación del caudal. La velocidad de la onda de crecida en la estación de aforo va-

ría entre 0.5 a 1.5 m/s en épocas de estiaje y de 2.0 a 3.0 m/s en épocas de crecida, pudiendo llegar ocasionalmente a 4.0 m/s.

De las bandas limnigráficas se tomaron los registros de avenidas presentadas, tabulados cada dos horas en unas y cada cuatro horas en otras, según el tipo de banda. La avenidas se presentan generalmente en los meses de Enero, Febrero y Marzo; presentándose algunas veces en los meses de Diciembre y Abril.

En el apéndice, parte A.1, se encuentran los datos de avenidas utilizadas para la elaboración del hidrograma unitario, así como los datos de avenidas observados y que luego fueron reproducidos por el método del hidrograma unitario.

De esta misma estación se han utilizado los volúmenes mensuales de escorrentía para la determinación del coeficiente de escorrentía; estos datos se encuentran en el apéndice, parte B.1.

3.3 Datos de Precipitación.

Los datos de precipitación fueron obtenidos de las siguientes estaciones:

<u>Estación</u>	<u>Tipo</u>	<u>Lat.</u>	<u>Long.</u>	<u>Alt.</u>	<u>Año de Ins</u>
Caylloma	pluviográfica	15°12'	71°47'	4320 m	1963
La Angostura	"	15°11'	71°35'	4155	1963
Visuyo	pluviométrica	15°32'	71°43'	4630	1963
Pusa Pusa	"	15°13'	71°38'	4190	1963
Orcopampa	"	15°15'	72°21'	3779	1950
Andagua	"	15°23'	72°20'	3587	1950
Cabanaconde	"	15°36'	71°59'	3230	1950
Yanque	"	15°38'	71°40'	3473	1950

Las estaciones de Caylloma y La Angostura fueron utilizadas en el método del hidrograma unitario para la determinación de la duración de las tormentas correspondientes a las avenidas presentadas. Estos datos se encuentran en el apéndice, parte A.1.

Las estaciones de Orcopampa, Andagua, Yanque y Cabanaconde fueron utilizados en el método de las curvas isócronas para determinar la precipitación máxima en 24 hrs, presentadas en cada año; estas estaciones, aunque no estaban dentro de la cuenca, fueron utilizadas por tener mayor número de años de registro. Estos datos se encuentran en el apéndice, parte B.2.

Las estaciones de Caylloma, La Angostura, Visuyo y Pusa Pusa fueron utilizados para determi-

nar el coeficiente de escorrentía de la cuenca. Estos datos se encuentran en el apéndice, parte B.1.

Los datos utilizados en el presente trabajo fueron obtenidos de los archivos del SENAMHI.

3.4 Procedimiento.

Para el estudio de avenidas, en la cuenca de La Angostura, se han utilizado los métodos del Hidrograma Unitario y el de las Curvas Isócronas.

3.4.1 El Método del Hidrograma Unitario.

Para la elaboración del hidrograma unitario se sigue los siguientes pasos:

- 1.- Inspeccionar los registros de precipitaciones y caudales y extraer los datos de tormentas aisladas.
- 2.- Dibujar el hidrograma de caudales.
- 3.- Separar el caudal base de la escorrentía directa.
- 4.- Medir el volumen de escorrentía y transformarlo a una altura de agua.
- 5.- Dividir las ordenadas del hidrograma de escorrentía superficial por el volumen de escorrentía.
- 6.- Calcular las cantidades de exceso de lluvia correspondiente al volumen de

escorrentía superficial.

7.- El hidrograma resultante es el hidrograma unitario correspondiente a la duración medida de exceso de lluvia.

En el apéndice, parte A.1, se muestra un ejemplo de cálculo para deducir el hidrograma unitario.

Como no existe una base real de discriminación de los caudales de escorrentía directa y caudal base, en un momento dado, y además como las definiciones de las dos corrientes son relativamente arbitrarias, se ha adoptado para la separación de estas dos corrientes, una línea que una la prolongación de la curva de recesión de la tormenta anterior hasta el pico del hidrograma y de allí otra línea hasta un punto en que la curva de descenso sea constante. Ver fig. A.

Para calcular las cantidades de exceso de lluvia correspondientes al volumen de escorrentía superficial se ha adoptado un índice de infiltración ϕ , que vendría a ser igual a la lámina total de lluvia menos la lámina de escorrentía por la dura-

ción de la tormenta considerada.

Se han analizado dos tormentas que dieron lugar a dos avenidas simples, los gráficos correspondientes se encuentran en las figs. Nº 2 y 3; una vez establecidos los hidrogramas unitarios correspondientes, se procedió a elaborar un hidrograma unitario promedio, el gráfico correspondiente se encuentra en la fig. Nº 5.

Para la elaboración de los hidrogramas unitarios de una duración diferente al hidrograma unitario observado, se ha construido una curva S. Los datos de la curva S se encuentran en el apéndice, parte A.2 y el gráfico correspondiente en la fig. Nº 6. Los gráficos de los hidrogramas unitarios deducidos a partir de la curva S, se encuentran en la fig. Nº 7.

En la reproducción de los hidrogramas observados se ha seguido el proceso contrario a la deducción del hidrograma unitario; es decir los excesos de escorrentía son multiplicados por las ordenadas del hidrograma unitario correspondiente y luego sumados con el caudal base para repro-

HIDROGRAMA OBSERVADO EN MARZO DE 1963

Duración: 1 hr.

Q $\frac{m^3}{s}$

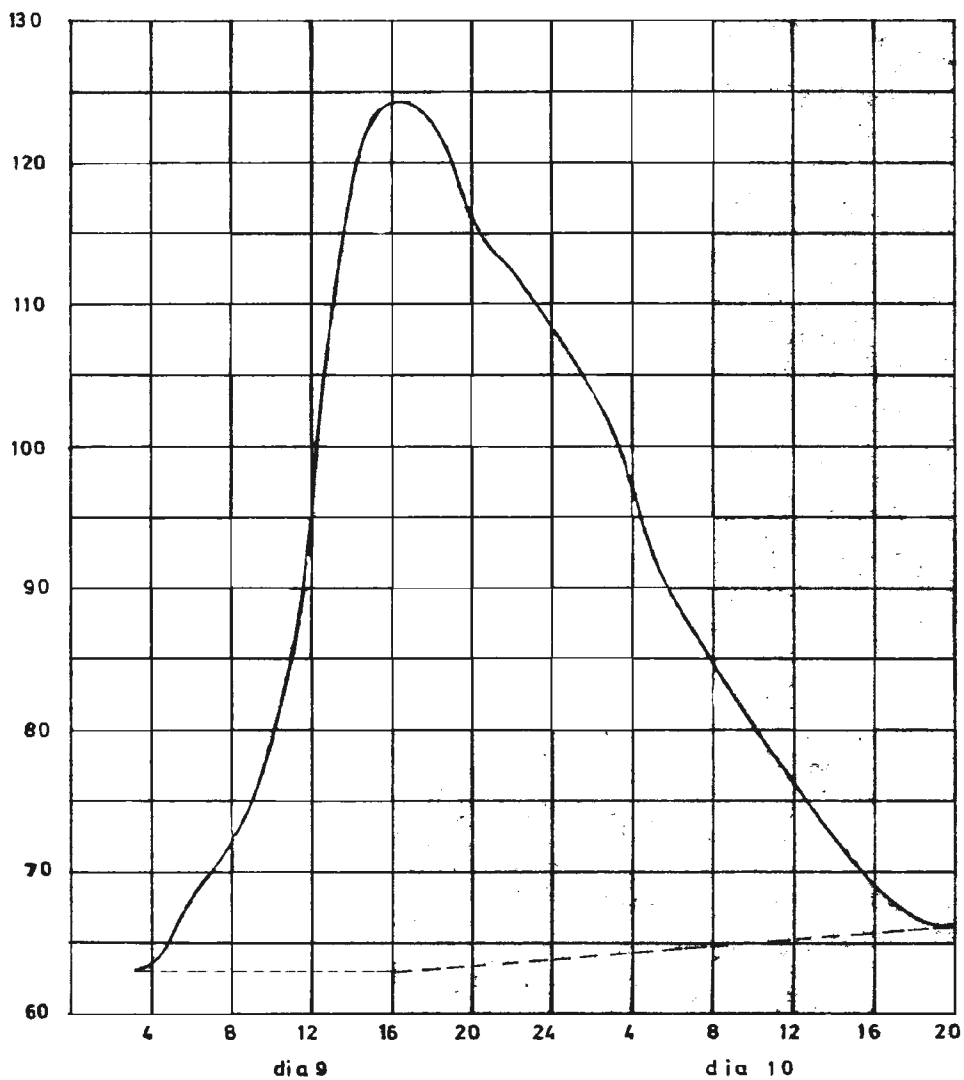


Fig 2

HIDROGRAMA OBSERVADO EN ABRIL DE 1962

Duración: 1 hr

Q $\frac{3}{m/s}$

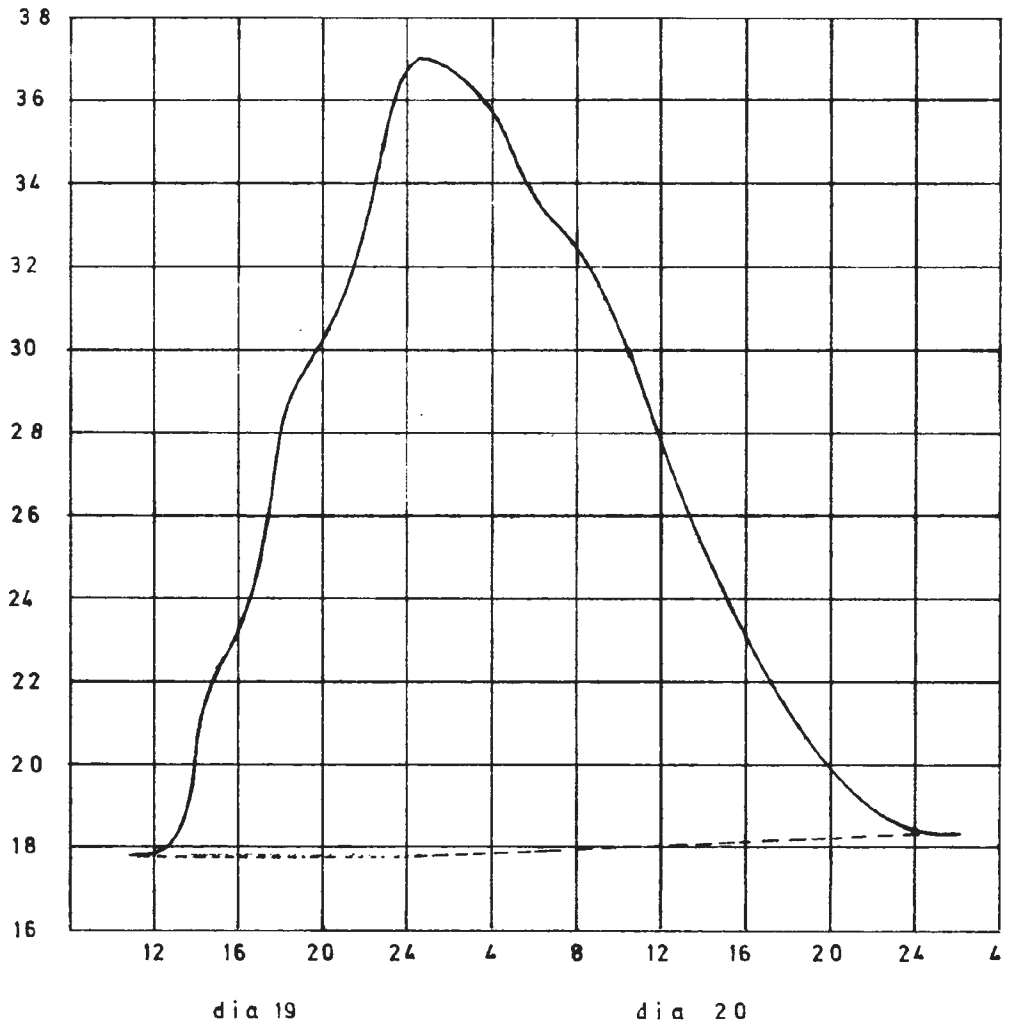


Fig 3

ducir el hidrograma observado.

El procedimiento es el siguiente:

- 1.- Se inspeccionan los registros de precipitación a fin de determinar la duración de las tormentas.
- 2.- Se adopta un valor inicial del índice de infiltración ϕ , por tanteos se ve cual es el mejor valor que reproduce el hidrograma observado.
- 3.- Se multiplican las ordenadas del hidrograma unitario por la escorrentía estimada.
- 4.- Se compara el hidrograma reproducido con el hidrograma observado.

En el apéndice, parte A.5, se muestra un ejemplo de cálculo para reproducir el hidrograma observado.

Cuando se emplea el índice de infiltración, el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos, citado por Ven Te Chow (2), recomienda el siguiente proceso:

- Se establece una red de Thiessen en la zona de estudio.
- Luego se estima un valor inicial del índice.
- Se calculan las pérdidas de infiltración

equivalente para cada zona o polígono.

-Las cantidades de lluvia de todos los polígonos en exceso, después de satisfacer las pérdidas iniciales, son sumados y comparados con la cantidad de escorrentía calculada.

-Se repite este procedimiento hasta que un valor del índice asumido, de un valor que sea igual al volumen de escorrentía.

Este procedimiento no se pudo aplicar en la zona de estudio por contar la cuenca con solo dos estaciones pluviográficas. Se ha asumido un valor del índice ϕ partiendo del hietograma correspondiente a cada hidrograma; por tanteos se adopta un valor final del índice que mejor reproduzca el hidrograma observado.

Los gráficos de los hidrogramas observados y reproducidos se dan en las figs. N^o 8, 9 y 10.

3.4.2 El método de las Curvas Isócronas.

Como se mencionó en el capítulo (2.6.2), para aplicar este método se fija primero:

-La intensidad de precipitación.

-La velocidad de propagación de la onda de crecida.

-El coeficiente de escorrentía.

-El tiempo de duración de la tormenta.

Para determinar la intensidad de precipitación, se han tomado valores máximos de precipitación en 24 hrs. Estos valores fueron ajustados por la curva de distribución de Gumbel para diferentes períodos de retorno. El procedimiento que se ha seguido para llegar a las ecuaciones de predicción, ha sido tomado de la tesis de Joo(5). La ecuación de predicción está dada por la siguiente expresión:

$$x = x_0 + \left(\frac{1}{a}\right) y \quad (3.1)$$

Donde:

x = valor extremo.

x_0 = media de las observaciones

a = $\frac{\sigma_n}{\sigma_x}$ desviación esperada.
desviación típica.

y = variable reducida.

Los valores de la variable reducida han sido tomados de la tabla N^o 1; estos valores han sido calculados a partir de la ecuación:

$$y = - \ln \left(- \ln \left(1 - \frac{1}{T} \right) \right) \quad (3.2)$$

Donde T es el período de retorno. El período

do de retorno nos sirve para calcular la probabilidad de que un valor de precipitación sea igual o menor que un valor de precipitación dado. La probabilidad $P(X \leq x)$ se calcula a partir de la ecuación:

$$P(X \leq x) = 1 - \frac{m}{1 + N} \quad (3.3)$$

Donde:

m = número de orden que ocupa un valor de precipitación después de ser ordenado en forma decreciente.

N = Número total de datos de precipitación.

Además:

$$T = \frac{1 + N}{m} \quad (3.4)$$

En los gráficos Nos. 11, 12, 13 y 14 se muestran ploteados los valores obtenidos en las ecuaciones de predicción.

TABLA Nº 1

Variable reducida en función al tiempo de recurrencia y probabilidad acumulativa.

Variable reducida y	Intervalo de recurrencia. T	Probabilidad acumulativa P (X ≤ x)
6.91	1000	0.999
6.21	500	0.998
4.60	100	0.990
3.90	50	0.980
3.20	25	0.960
2.25	10	0.900
1.50	5	0.800
1.03	3.33	0.700
0.67	2.50	0.600
0.37	2.00	0.500
-0.09	1.67	0.400
-0.18	1.42	0.300
-0.48	1.25	0.200
-0.82	1.11	0.100
-1.53	1.01	0.010
0.00	1.60	0.370
0.58	2.33	0.570
0.91	3.00	0.670
1.25	4.00	0.750

TABLA Nº 2

Valores extremos (N), media esperada (y_n), desviación esperada (σ_n).

N	y_n	σ_n	N	y_n	σ_n
20	0.5236	1.0628	28	0.5343	1.10477
21	0.5252	1.0695	29	0.5353	1.1086
22	0.5268	1.0755	30	0.5362	1.1124
23	0.5282	1.0812	31	0.5371	1.1159
24	0.5296	1.0865	32	0.5380	1.1193
25	0.5309	1.0915	33	0.5388	1.1296
26	0.5320	1.0961	34	0.5396	1.1255
27	0.5332	1.1004	35	0.5403	1.1285

Las ecuaciones de predicción se encuentran en el apéndice, parte B.3.

Para pasar de la precipitación máxima en 24 hrs. a la precipitación máxima horaria, se ha utilizado la desigualdad (2.6). Un ejemplo de cálculo para determinar $I(1hr)$, se muestra en el apéndice, parte B.4.

La velocidad de la onda de crecida ha sido asumida en 2.5 m/s o 9 Km/h. Se ha adoptado este valor por que, como ya se dijo en el capítulo (3.2), la velocidad de la onda de crecida en la estación de aforo varía en épocas de crecida de 2.0 m/s a 3.0 m/s.

Para el cálculo del coeficiente de escorrentía se han tomado los valores mensuales de precipitación y escorrentía en los meses de crecida durante ocho años. Con estos valores se ha calculado un coeficiente de escorrentía promedio para cada mes, luego se ha tomado como coeficiente de escorrentía final el valor más alto: 0.56.

Se han tomado duraciones de tormentas de 1, 2 y 4 hrs; esto por que la mayor parte de las tormentas estudiadas en el hidro-

grama unitario, tienen duraciones cortas. El procedimiento que se sigue en el método de las curvas isócronas es el siguiente:

1. Se trazan las curvas isócronas teniendo en cuenta la velocidad de la onda de crecida.
2. Se planimetra cada zona delimitada por las curvas isócronas.
3. Se calculan los volúmenes aportados por cada zona en forma acumulativa mediante la ecuación (2.5).
4. Se grafican los valores hallados.
5. Desplazando horizontalmente esta curva en el tiempo de duración de la tormenta y hallando la curva diferencia, se obtienen los caudales reales estimados que llegan en cada instante en forma de hidrograma.

Un ejemplo de cálculo para determinar el caudal probable se muestra en el apéndice, parte B.5.

Se han estudiado nueve hipótesis considerando períodos de retorno de 5, 10 y 25 años con duraciones de tormenta de 1, 2 y

4 horas.

Los gráficos de las hipótesis se encuentran en las figuras Nº 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22 y 23.

El plano de curvas isócronas se muestra en la fig. Nº 4.

15° 30'

15° 20'

4hr.

5hr.

4hr.

Caylema ▲

Uye ▲

5hr.

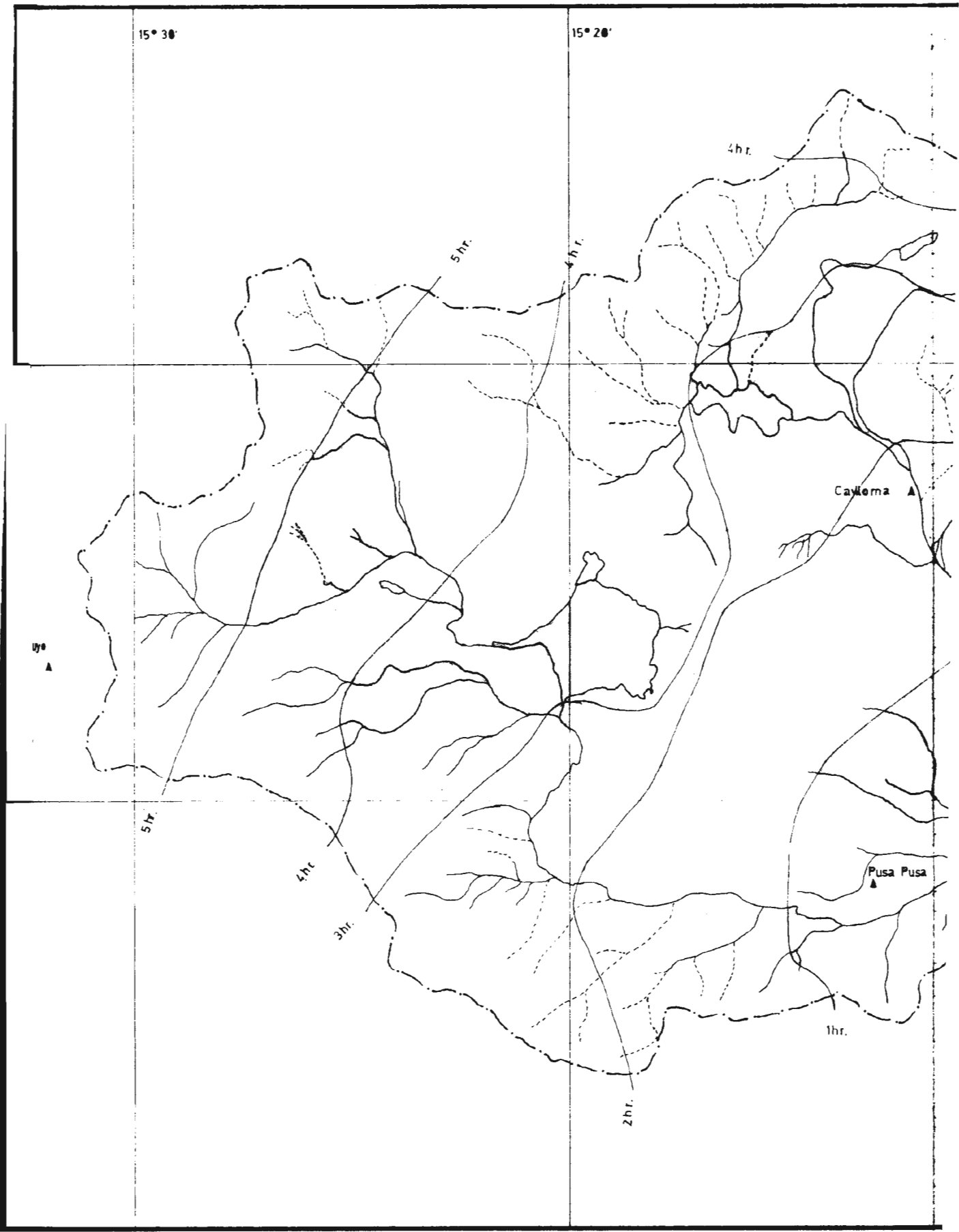
4hr.

3hr.

Pusa Pusa ▲

1hr.

2hr.



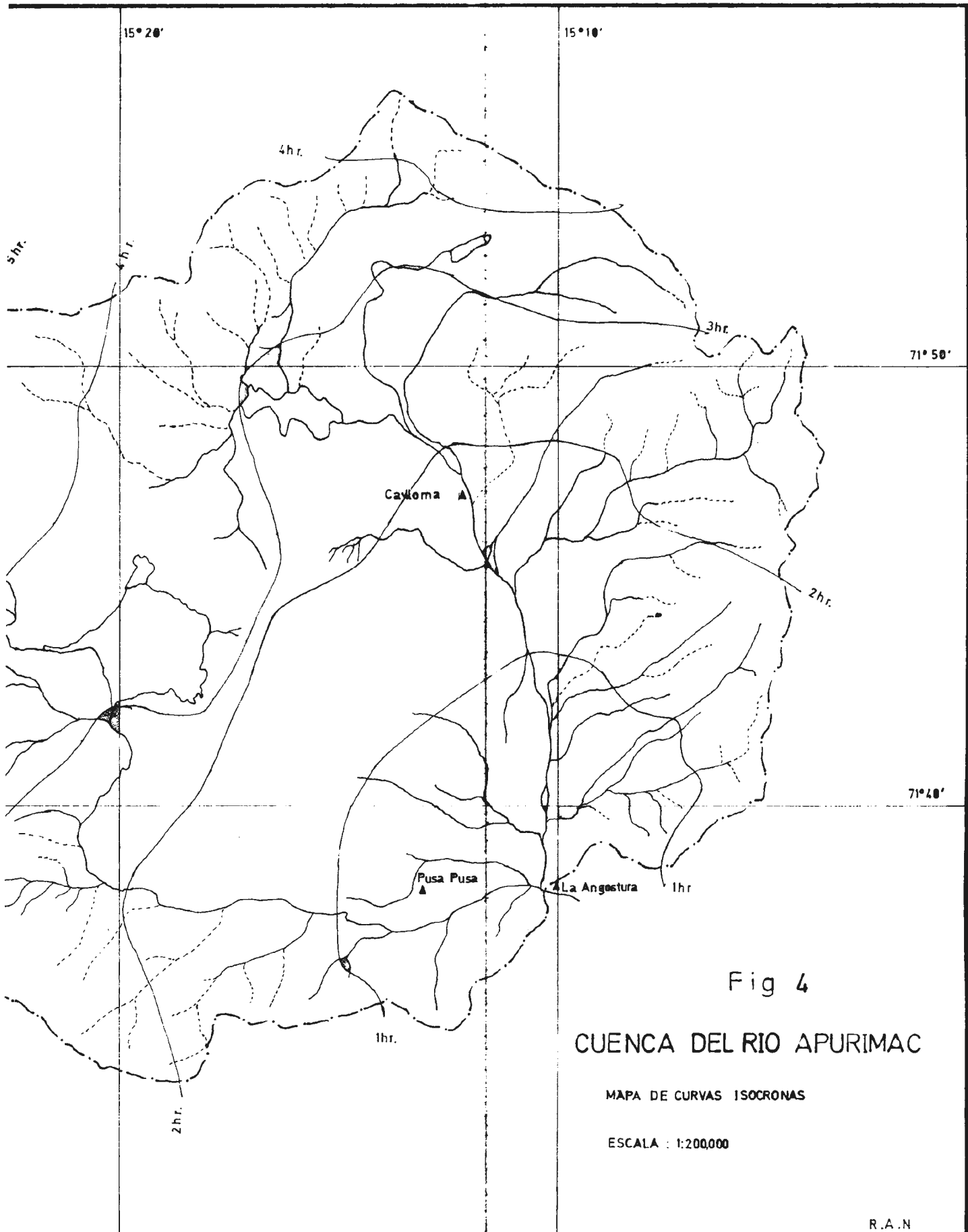


Fig 4

CUENCA DEL RIO APURIMAC

MAPA DE CURVAS ISOCRONAS

ESCALA : 1:200,000

IV. RESULTADOS

4.1 Método del Hidrograma Unitario.

Para la elaboración del hidrograma unitario se analizaron dos hidrogramas observados, resultantes de tormentas simples a partir de los cuales se trazó el hidrograma unitario promedio de una hora de duración; el gráfico correspondiente se da en la fig. N° 5.

Se han reproducido tres hidrogramas observados, resultantes de tormentas complejas; como en estas tormentas se encontraron aguaceros de duración diferente a la del hidrograma unitario. Se procedió a elaborar un hidrograma en S para poder deducir hidrogramas unitarios de duraciones diferentes. El hidrograma en S, así como los hidrogramas unitarios deducidos en 2 y 4 hrs. de duración se dan en las figs. N° 6 y 7.

Una vez elaborados los diferentes hidrogramas unitarios, se procedió a aplicarlos reproduciendo hidrogramas observados; para lo cual se analizaron los hidrogramas correspondientes a estos hidrogramas. Del análisis se dedujeron las

escorrentías estimadas que dieron origen a estos hidrogramas; para lo cual se adoptó por tanteos, un valor del índice de infiltración.

Multiplicando las ordenadas de los correspondientes hidrogramas unitarios por la escorrentía estimada en cada caso, se reprodujeron los hidrogramas observados.

Los gráficos de comparación de los hidrogramas observados y reproducidos se dan en las figs. No 8, 9 y 10.

Analizando estos gráficos comparativos se puede apreciar que los puntos correspondientes al hidrograma reproducido no coinciden con los puntos del hidrograma observado. Esto se debe a que el método supone que existe una linealidad entre las precipitaciones y los caudales resultantes; más es difícil estimar aún evaluar por ensayos directos las pérdidas por infiltración, intercepción, encharcamientos, etc. para toda la cuenca.

La diferencia entre los hidrogramas observados y reproducidos se debe también a que se ha adoptado una velocidad de infiltración constante para toda la duración de la tormenta; y es conocido que la velocidad de infiltración decrece con

el tiempo.

Al margen de todas estas discusiones, se puede afirmar que en un estudio de avenidas, lo que interesa no es la forma del hidrograma, sino los caudales máximos, es decir los picos. Ahora bien, los picos observados y los picos reproducidos si bien no coinciden, están por lo menos cercanos entre si.

4.2 Método de las Curvas Isócronas.

4.2.1 Estimación de las precipitaciones máximas

En los gráficos N^{os}, 11, 12, 13 y 14, se muestran las distribuciones de Gumbel para las precipitaciones máximas en 24 hrs; estas rectas han sido obtenidas graficando las ecuaciones de predicción que se dan en el apéndice, parte B.

Se han hecho distribuciones de Gumbel para las estaciones de Yanque, Cabanaconde, Orcopampa y Andagua por contar estas estaciones con mayor años de registro. A continuación se dan las precipitaciones probables para diferentes períodos de retorno. A partir de estas precipitaciones probables para diferentes períodos de retorno, se establece una precipitación prome-

HIDROGRAMA UNITARIO PROMEDIO

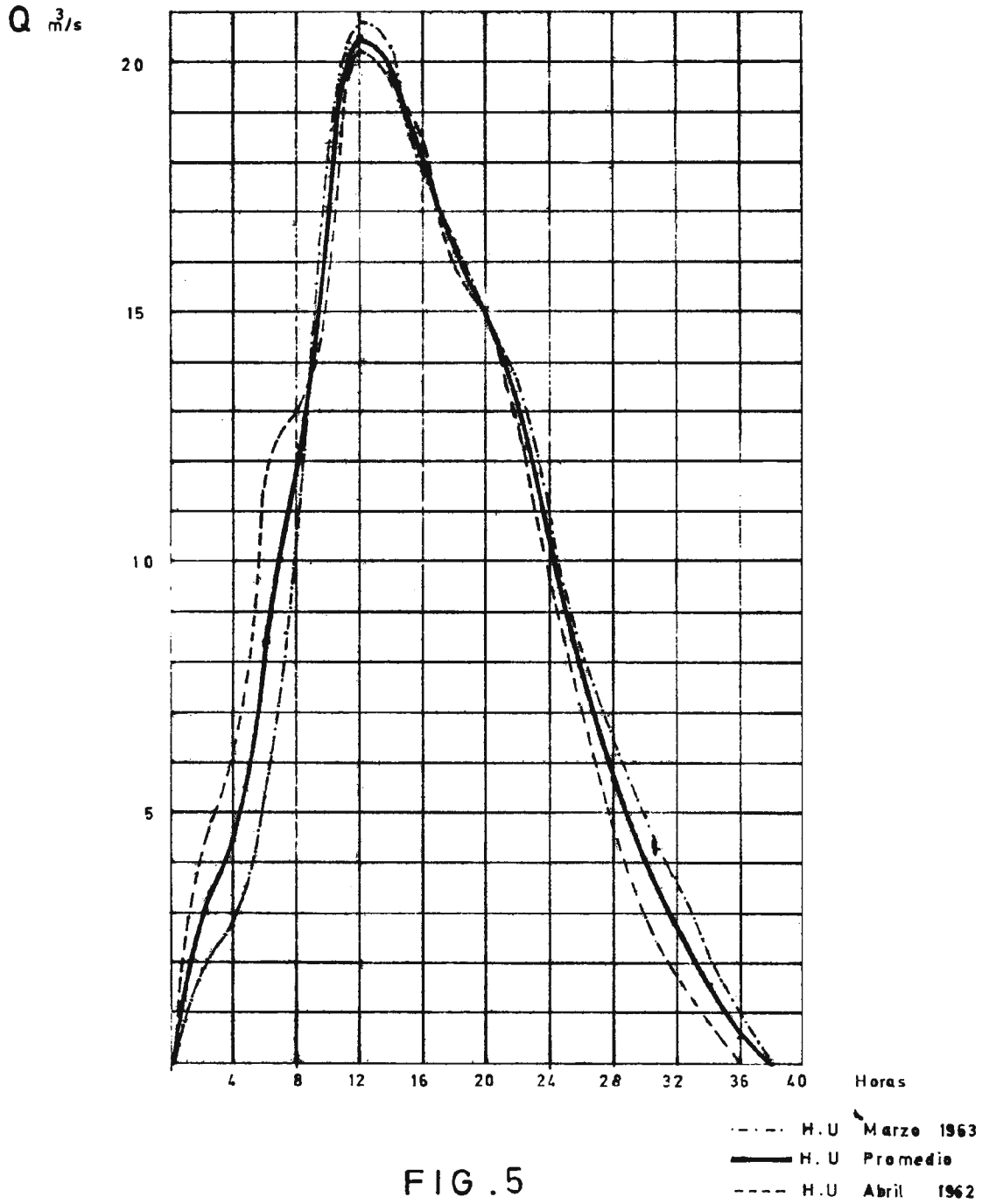


FIG. 5

HIDROGRAMA - S

Q $\frac{m^3}{s}$

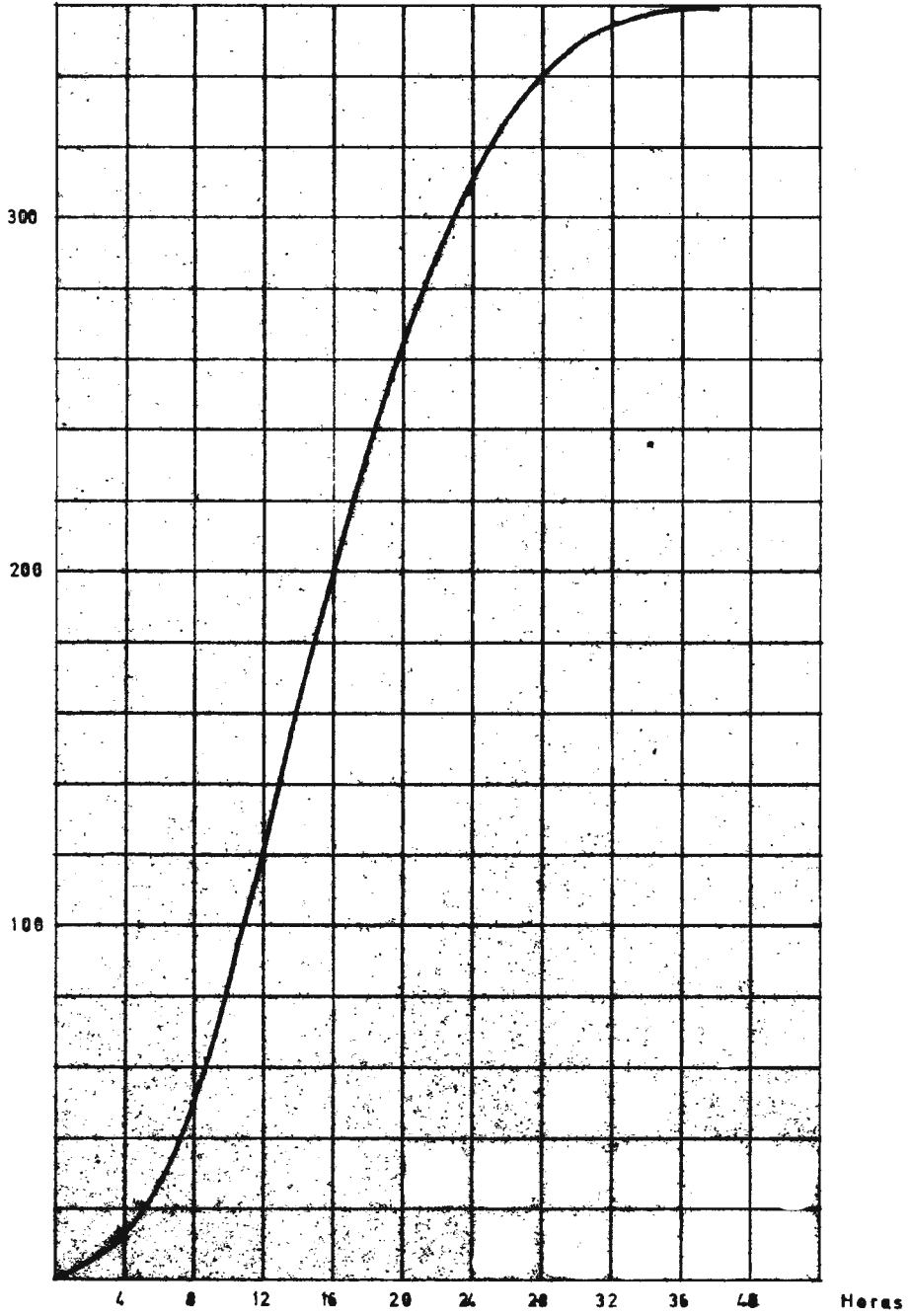


FIG. 6

HIDROGRAMAS UNITARIOS ELABORADOS A PARTIR DEL
HIDROGRAMA - S

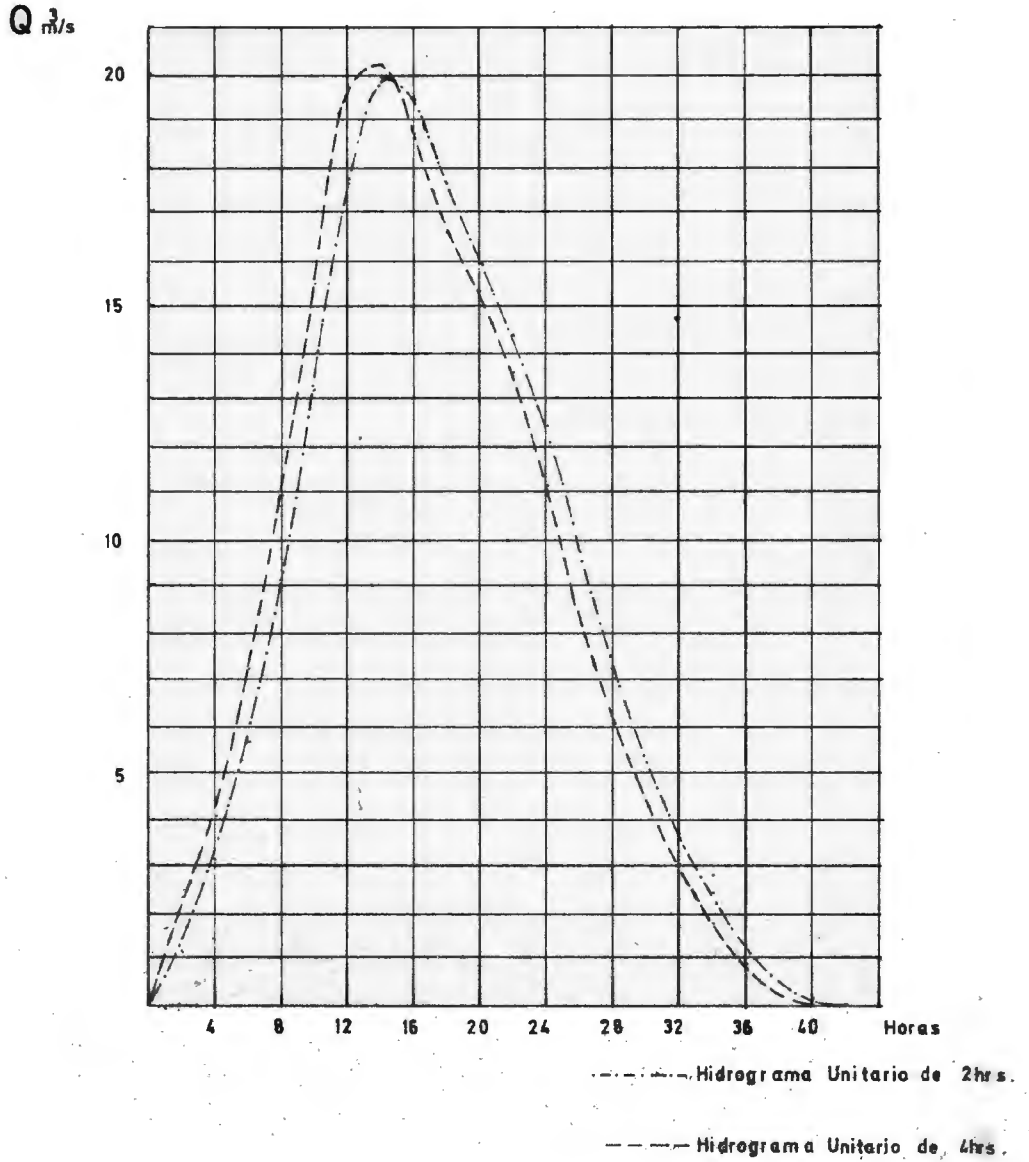


FIG. 7

REPRODUCCION DEL HIDROGRAMA OBSERVADO EN ABRIL DE 1963

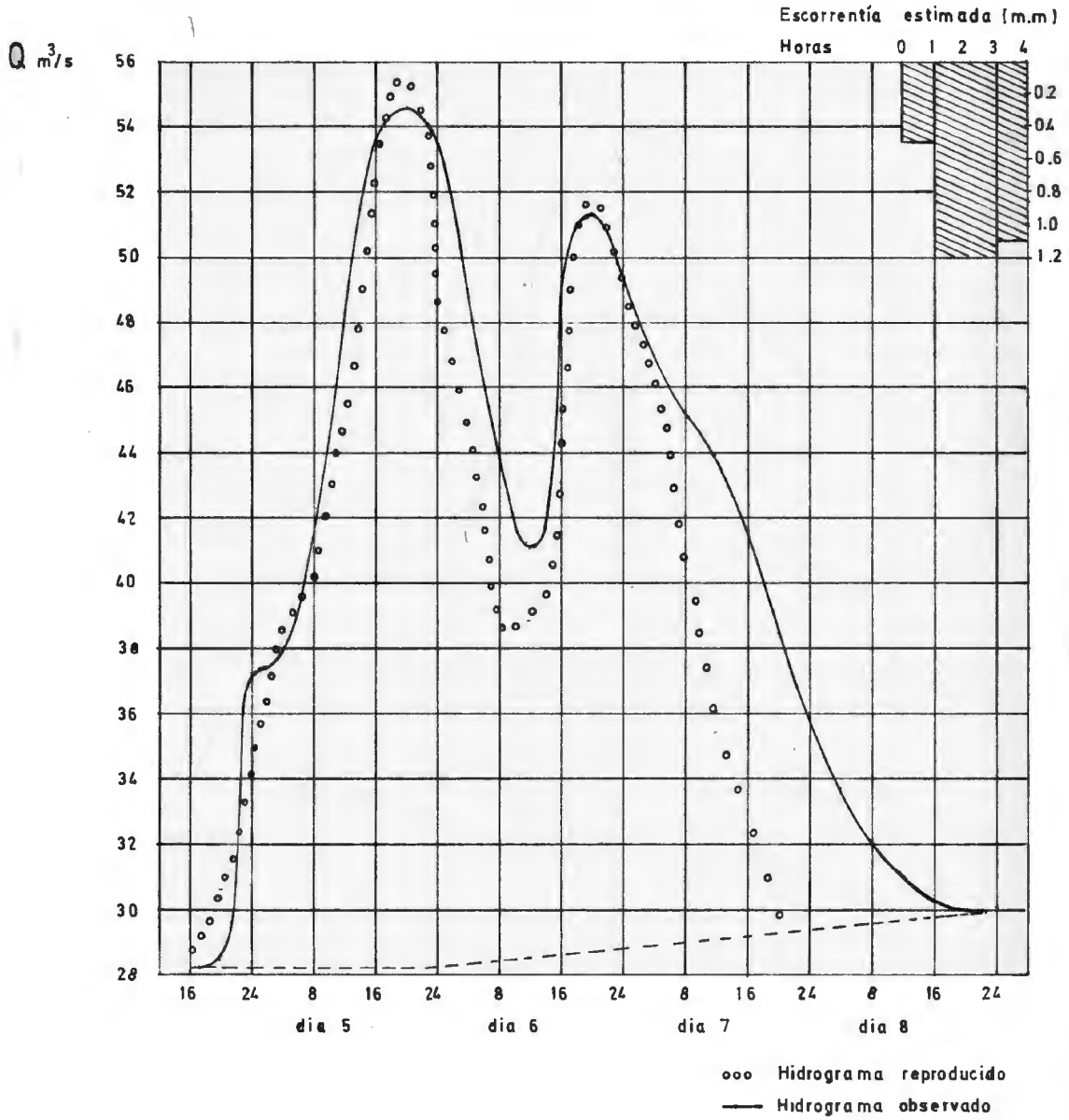


FIG.8

REPRODUCCION DEL HIDROGRAMA OBSERVADO EN ABRIL DE 1964

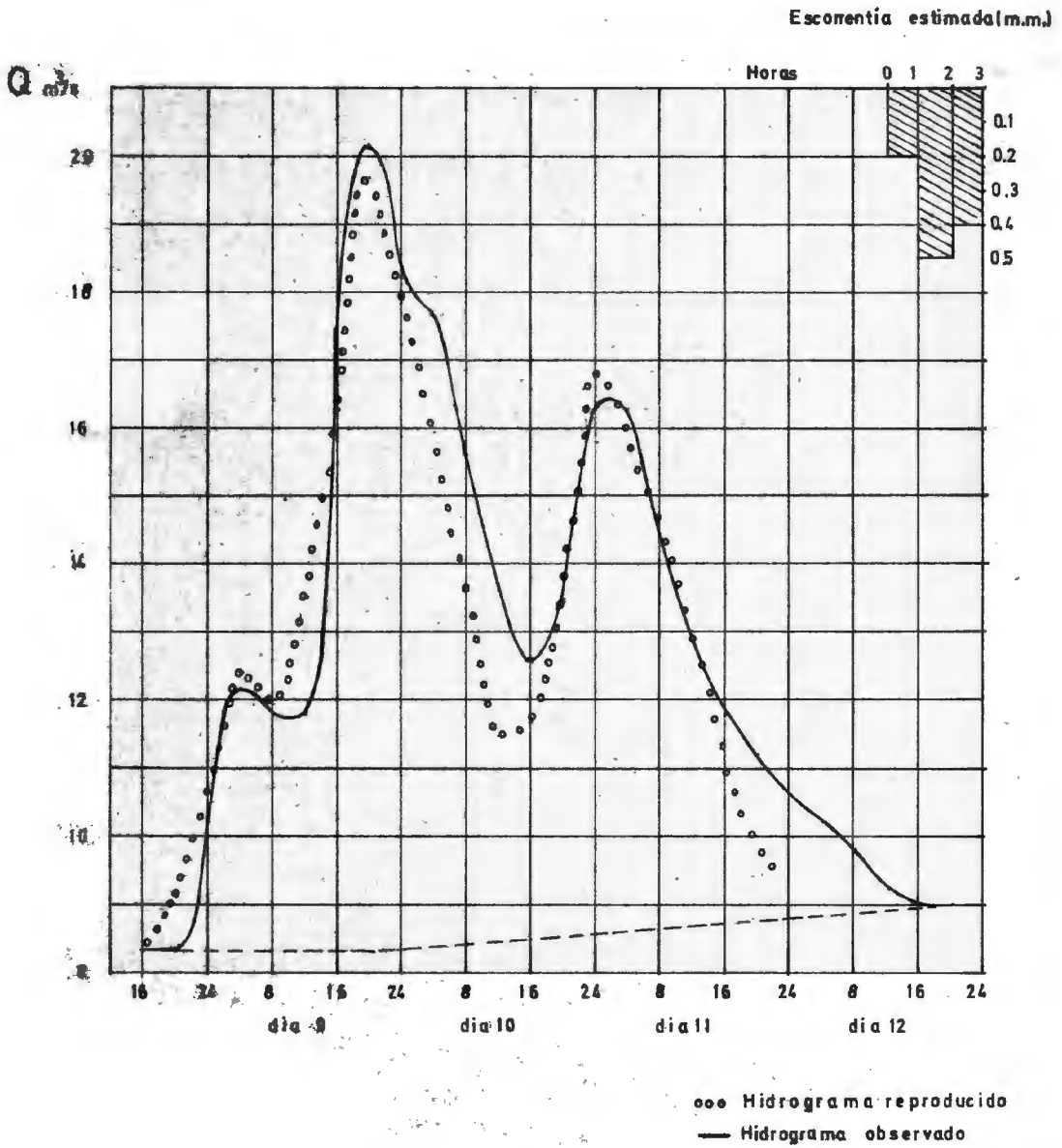


FIG.9

REPRODUCCION DEL HIDROGRAMA OBSERVADO EN
 DICIEMBRE DE 1964

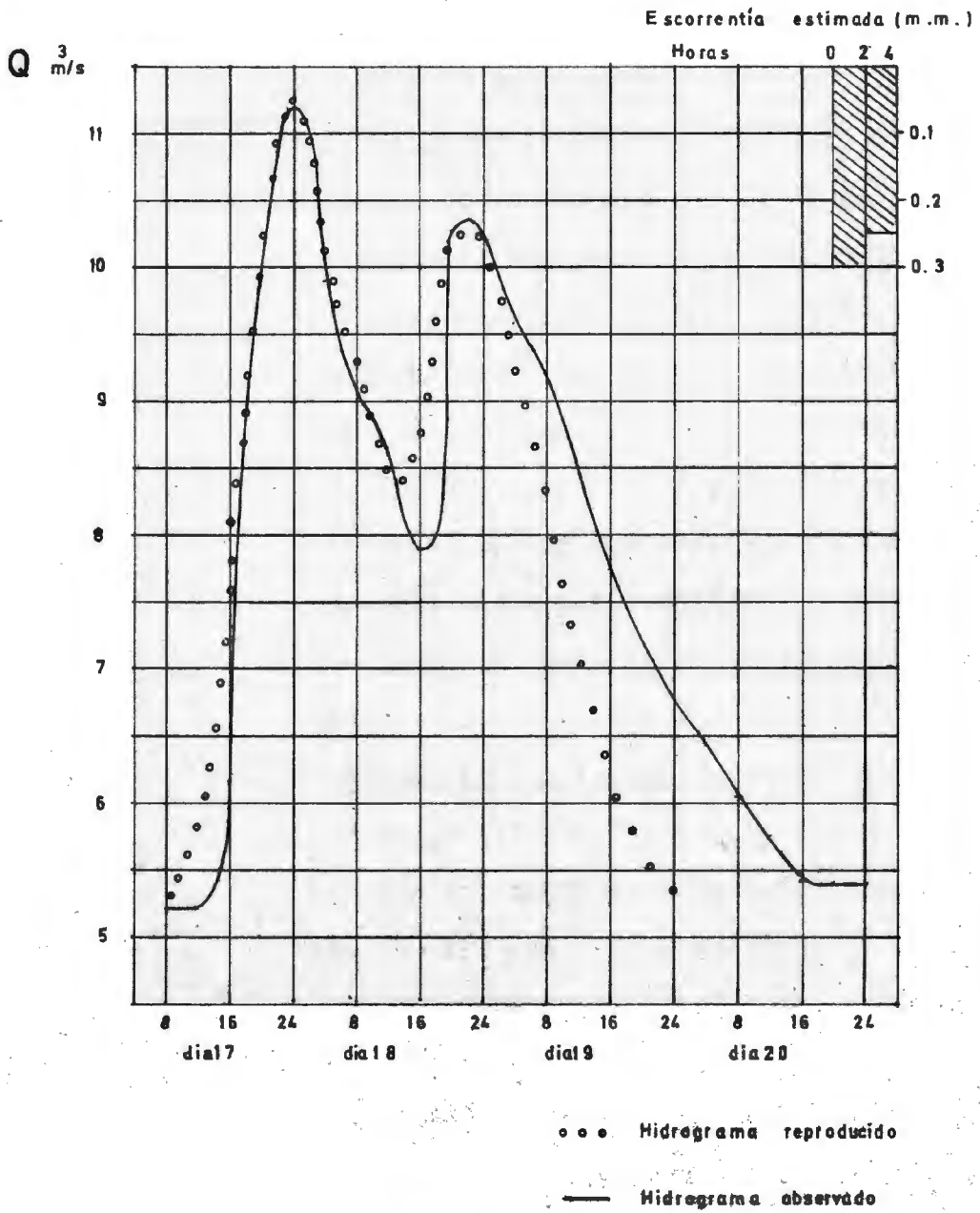


FIG 10.

dio para la cuenca. En el apéndice, parte B se da el cuadro completo.

T_r	5	10	25	50	100	500	1000
\bar{I}	34.39	39.98	47.13	52.28	57.43	69.66	74.86

Aplicando la desigualdad (2.6) se pasa de las precipitaciones en 24 hrs. a la precipitación horaria. Se han adoptado los valores de precipitación correspondientes a períodos de retorno de 5, 10 y 25 años por ser los menores períodos de recurrencia; así mismo se han adoptado los valores ~~entre~~ más bajos por considerar que todos los análisis han sido hechos con valores máximos.

4.2.2 Estimación del índice de escorrentía.

Se han analizado las precipitaciones mensuales de las estaciones de Pusa Pusa, Visuyo, Caylloma y La Angostura a fin de determinar una precipitación mensual promedio en la cuenca.

Se ha determinado la precipitación mensual promedio durante los meses de Enero, Febrero, Marzo, Abril y Mayo por ser estos meses de lluvia. Así mismo se observaron los volúmenes de escorrentía durante dichos meses

Calculando la relación escorrentía/precipitación, se determinaron los coeficientes de escorrentía mensuales para ocho años de registro; de estos valores se escogió al más alto, este es 0,56.

4.2.3 Cálculo de los caudales probables.

Empleando la ecuación (2.5) se procedió a calcular los caudales probables. Se plantearon nueve hipótesis para períodos de retorno de 5, 10 y 25 años y duraciones de tormenta de 1, 2 y 4 hrs. Los resultados se dan en el cuadro siguiente y los gráficos de los hidrogramas resultantes se dan en las figs. N^o 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22 y 23.

Caudales probables (m^3/s)			
t (hrs.)	1	2	4
5	293.35	573.74	1,000.94
10	342.24	669.12	1,167.61
25	391.13	764.71	1,334.42

DISTRIBUCION DE GUMBEL ESTACION DE ORCOPAMPA

Precipitaciones máximas en 24 horas
 Periodo de retorno

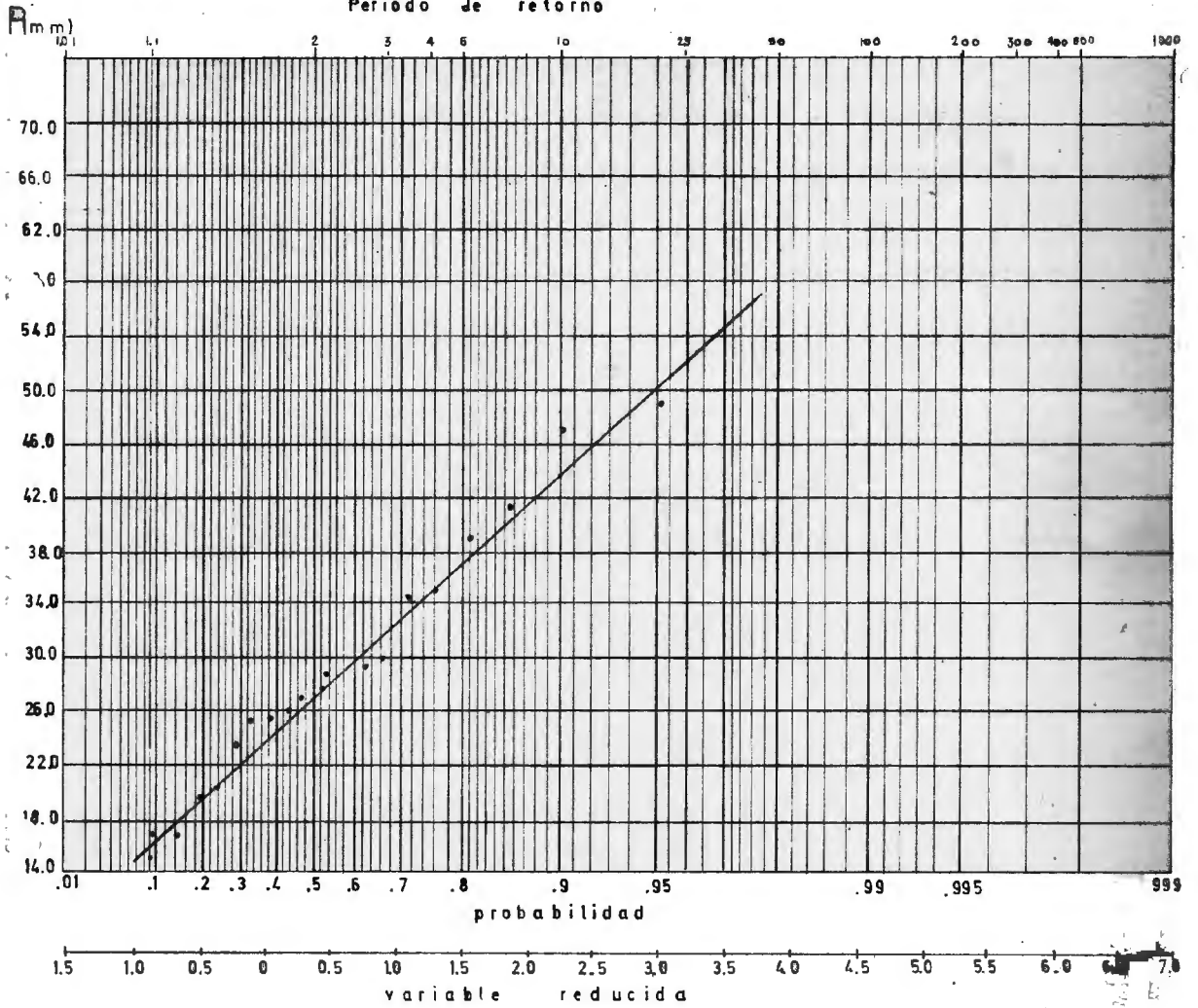


Fig 11

DISTRIBUCION DE GUMBEL... ESTACION DE CABANA CONDE

Precipitaciones máximas en 24 horas

Periodo de retorno (años)

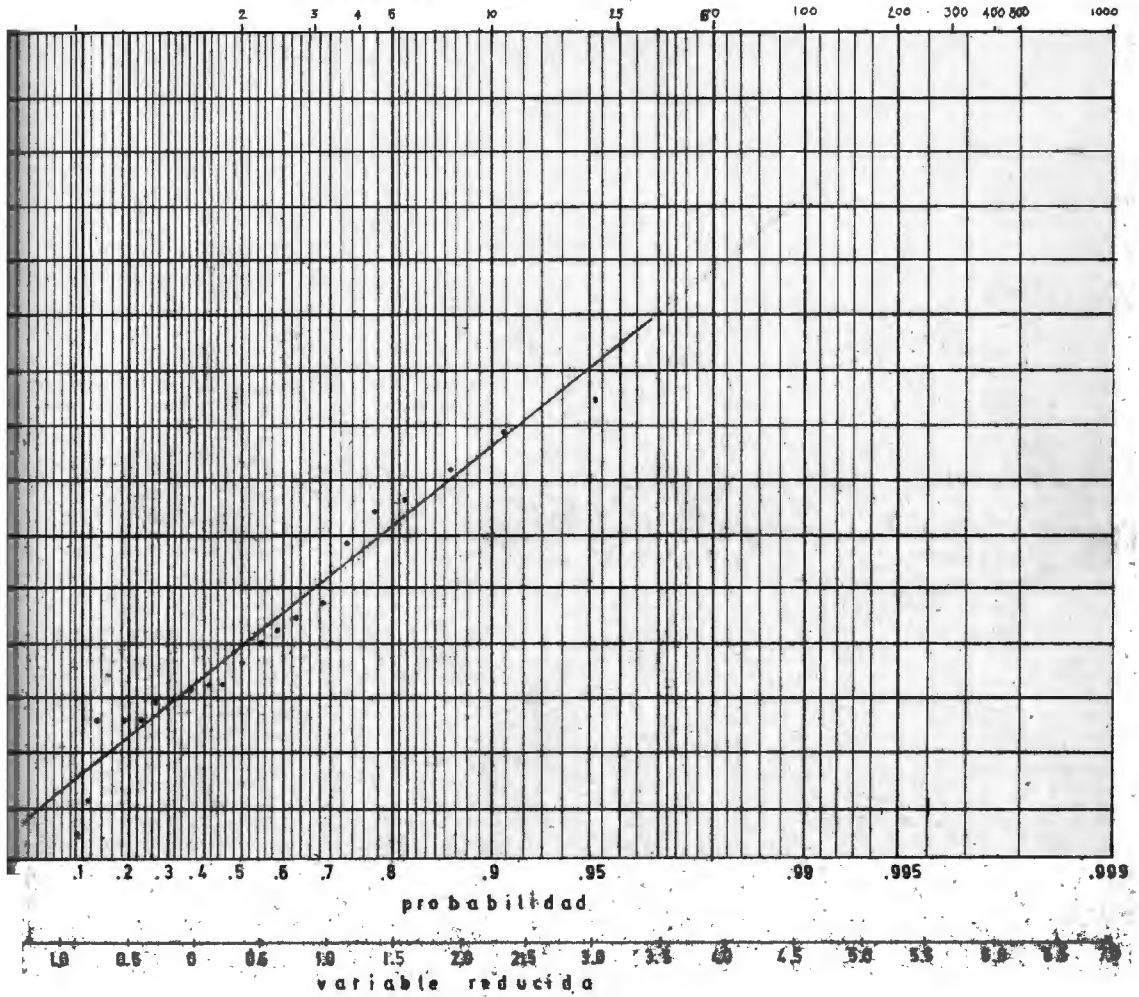


Fig 12

DISTRIBUCION DE GUMBEL, ESTACION DE YANQUE.

Precipitaciones máximas en 24 horas

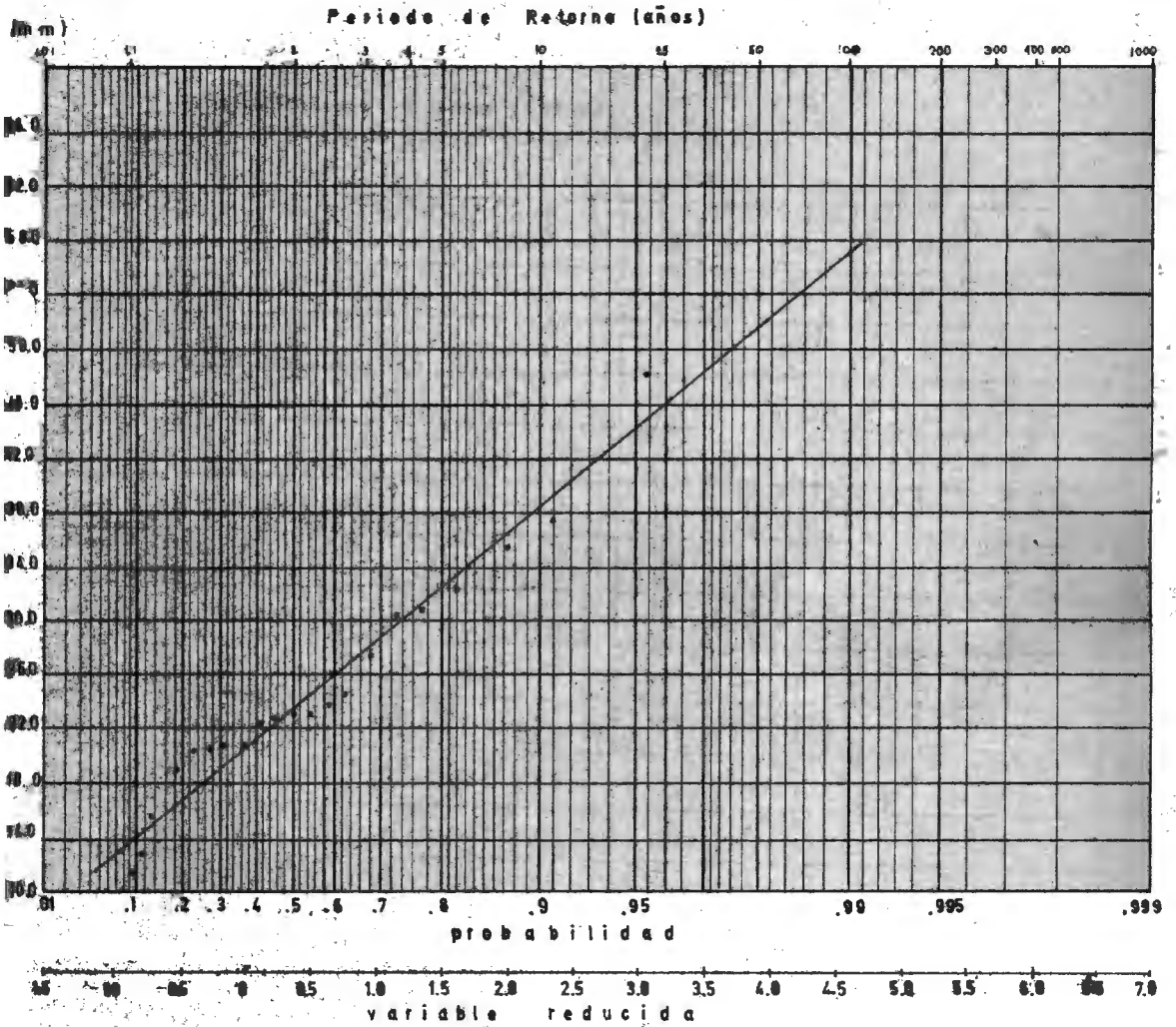


Fig 13

DISTRIBUCION DE GUMBEL... ESTACION DE ANDAGUA

Precipitaciones máximas en 24 horas
Periodo de Retorno (años)

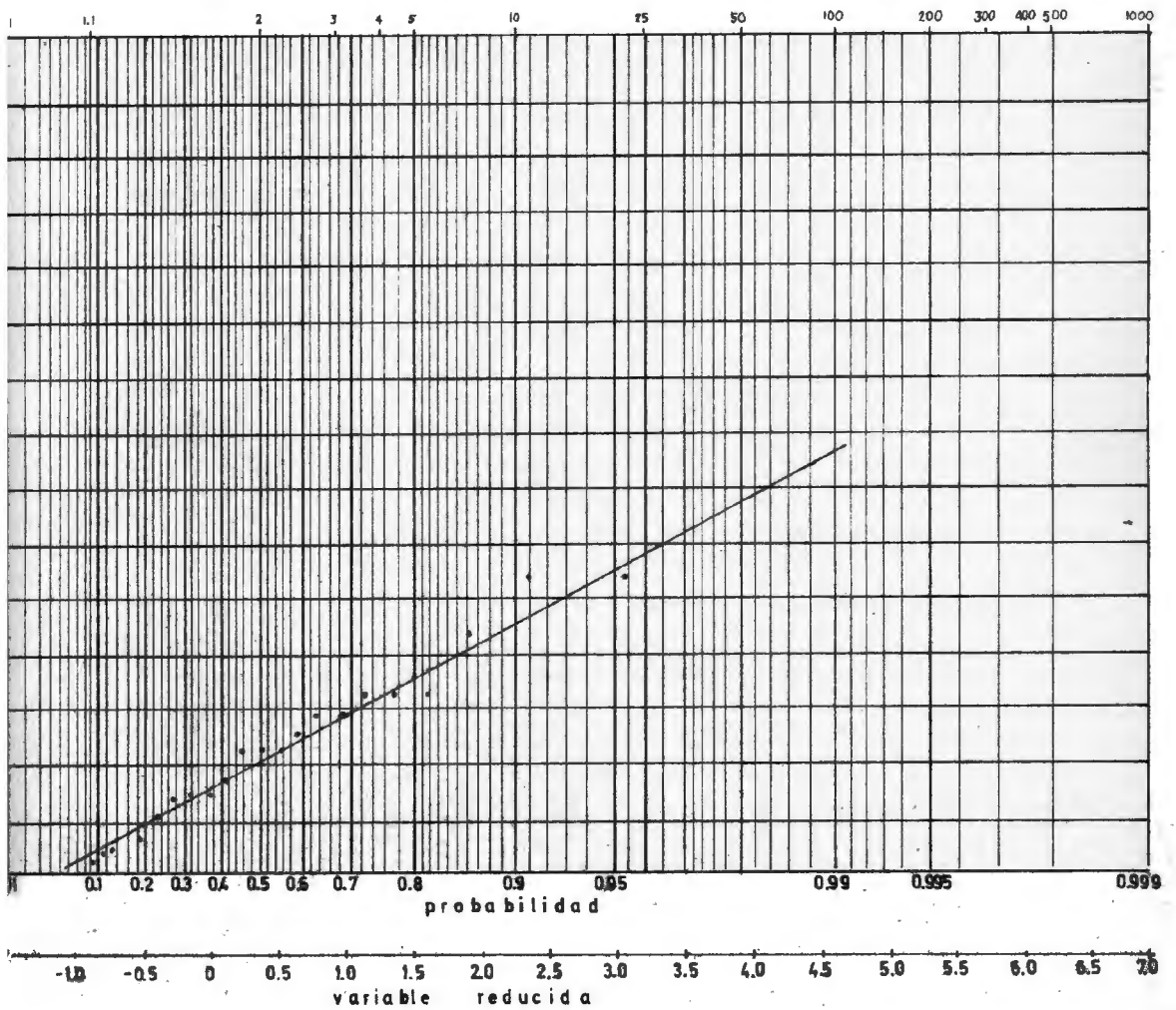


Fig 14

HIPOTESIS 1.1

$T_r = 5$ años

$i = 6.0$ mm/h

Duración = 1 hora

Q $\frac{m^3}{s}$

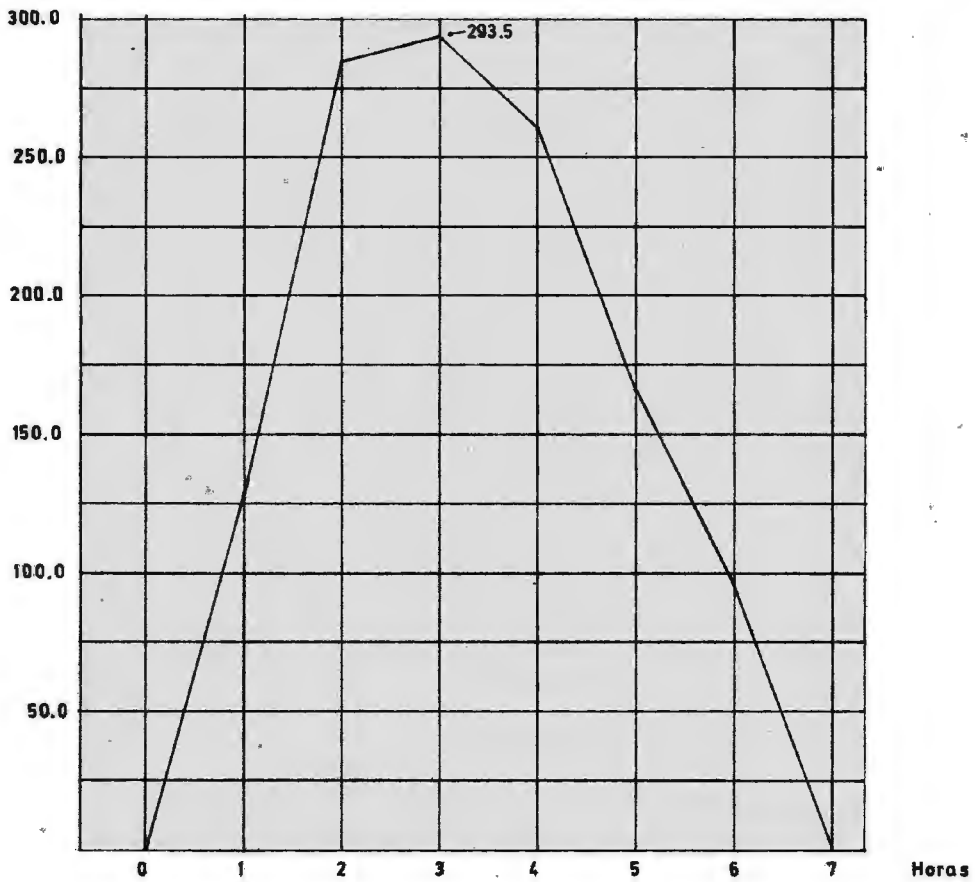


Fig 15

HIPOTESIS 1,2

$T_r = 5$ años

$i = 8.0$ mm/h

Duración: 2 horas

Q $\frac{m^3}{s}$

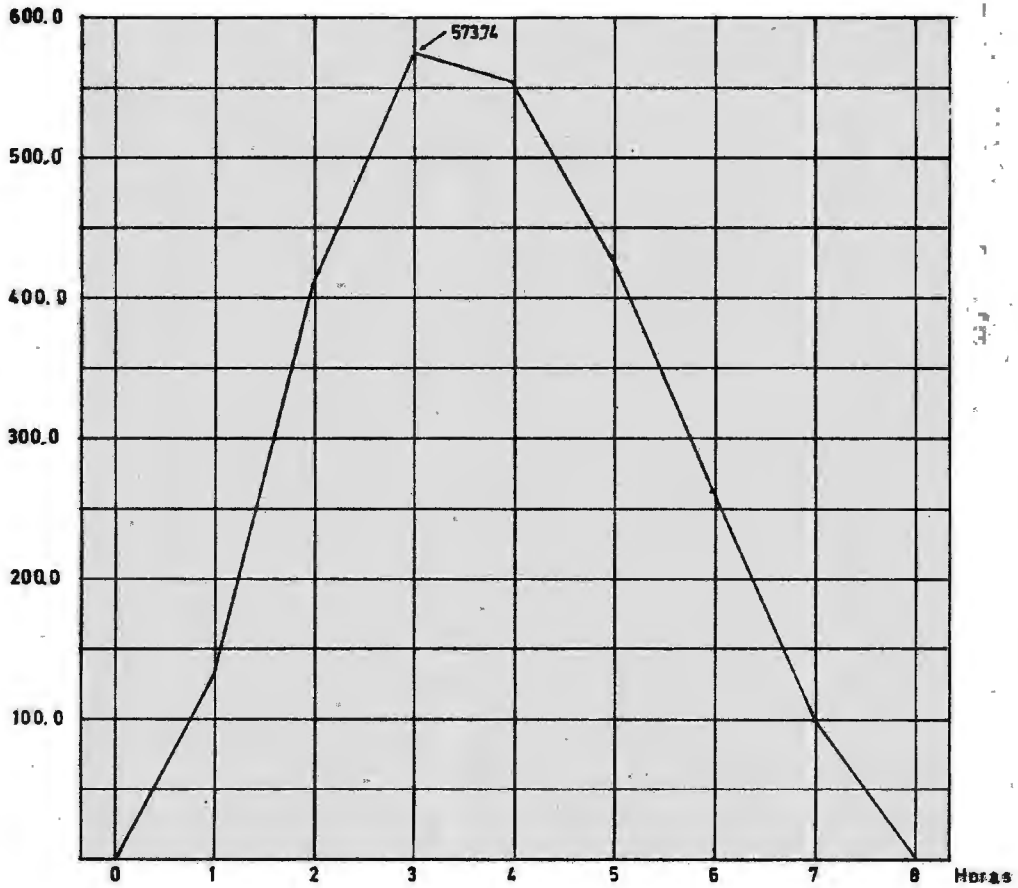


Fig 16

HIPOTESIS 1.3

$T_r = 5$ años

$i = 6.0$ mm/h

Duración: 4 horas

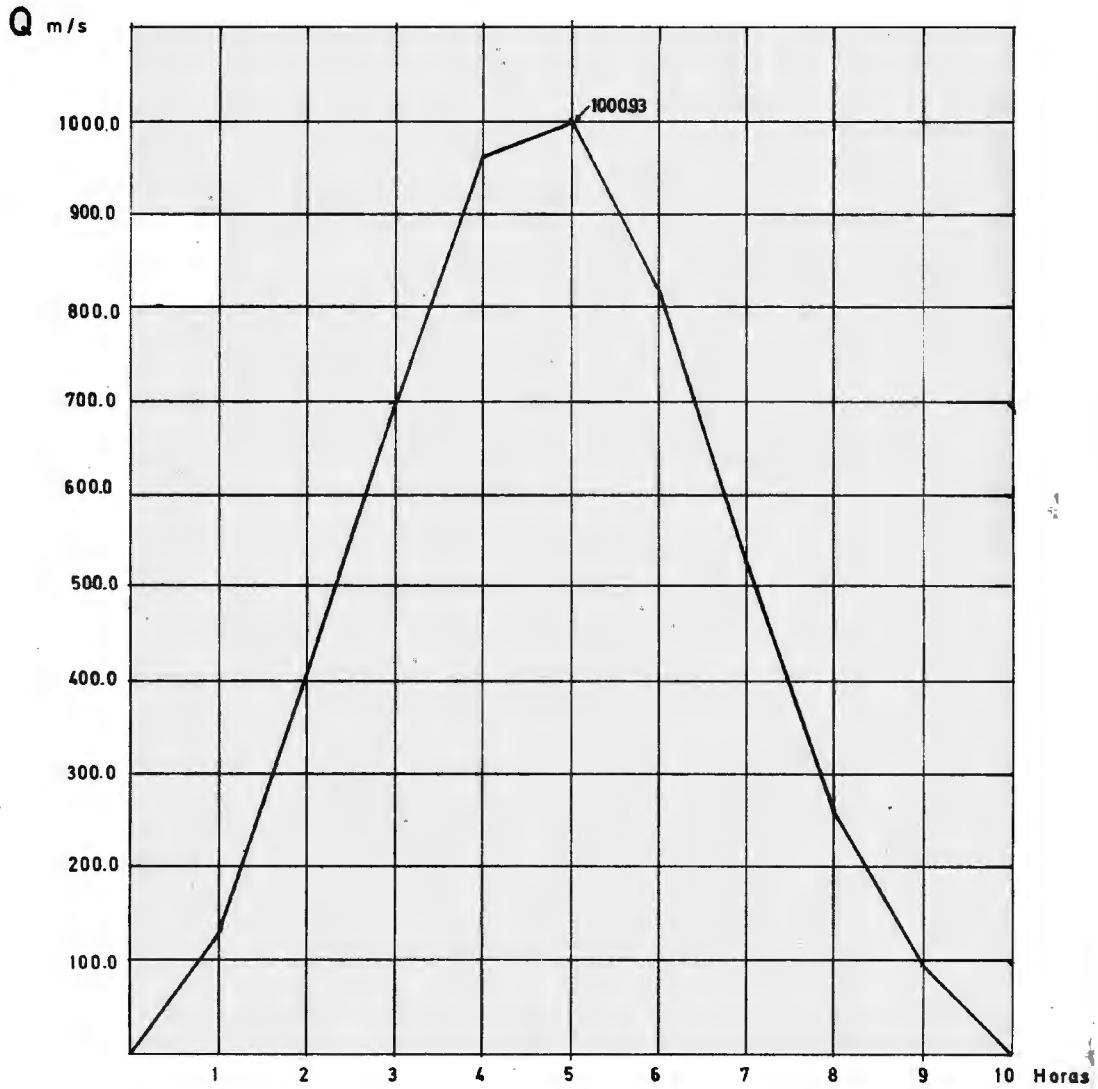


Fig 17

HIPOTESIS 2.1

$T_r = 10$ años

$i = 7.0$ mm/h

Duración: 1 hora

Q m³/s

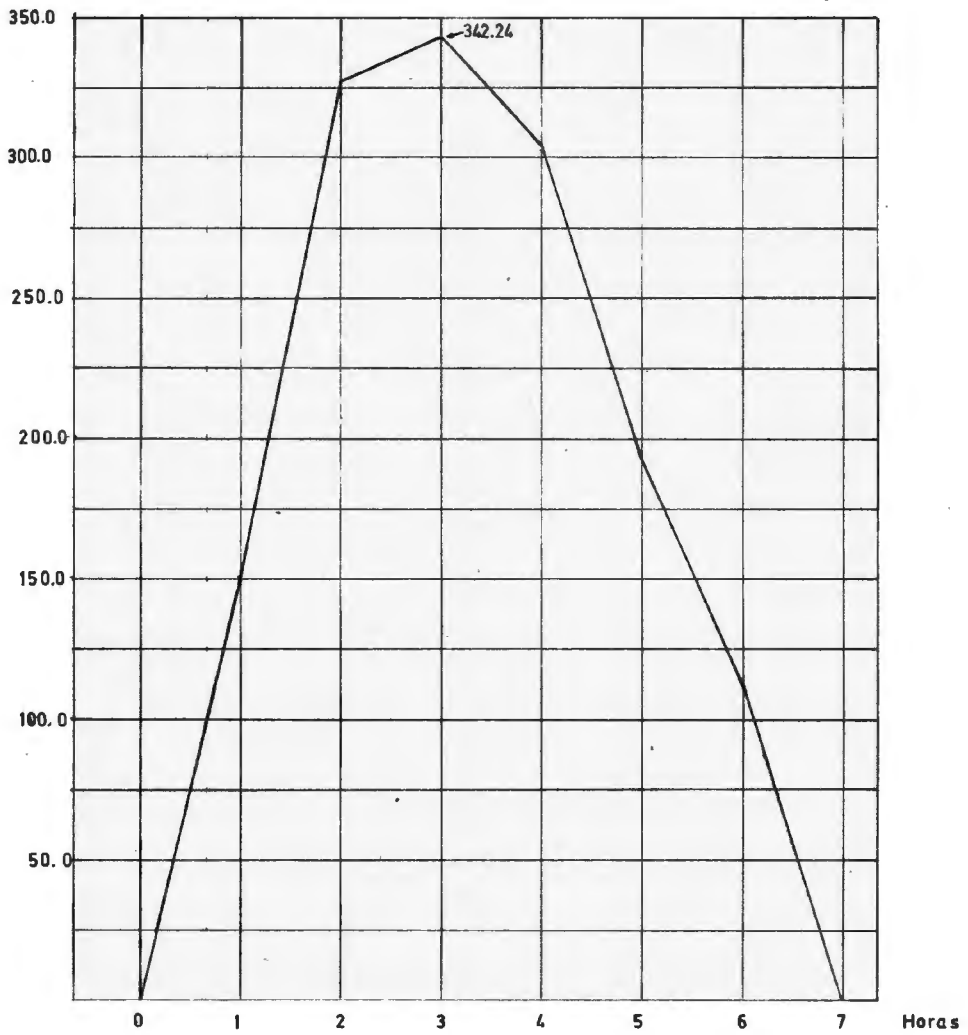


Fig 18

HIPOTESIS 2.2

$T_r = 10$ años

$i = 7.0$ mm/h

Duración: 2 horas

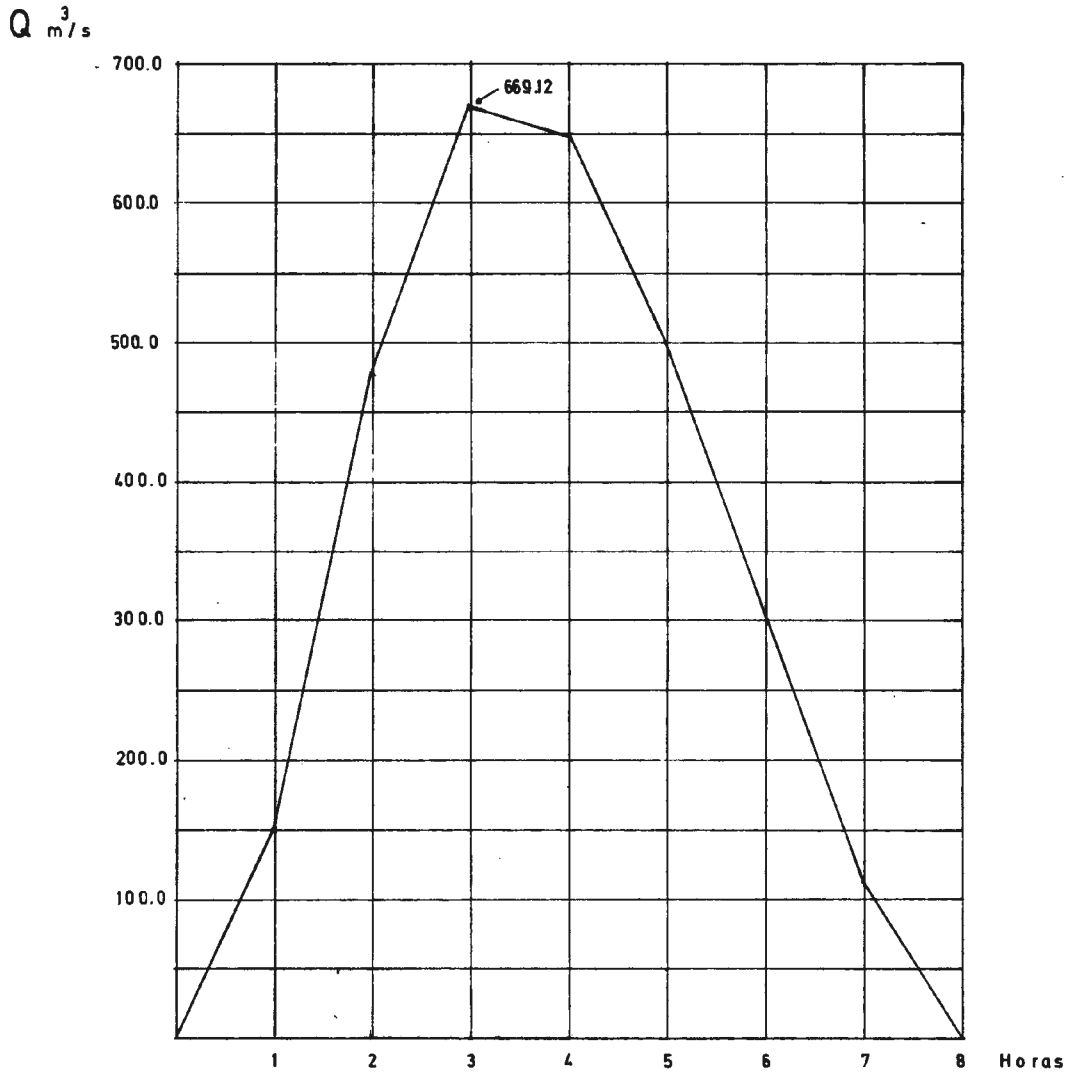


Fig 19

HIPOTESIS 2.3

$T_r = 10$ años

$i = 7.0$ mm/h

Duración: 4 horas

Q $\frac{m^3}{s}$

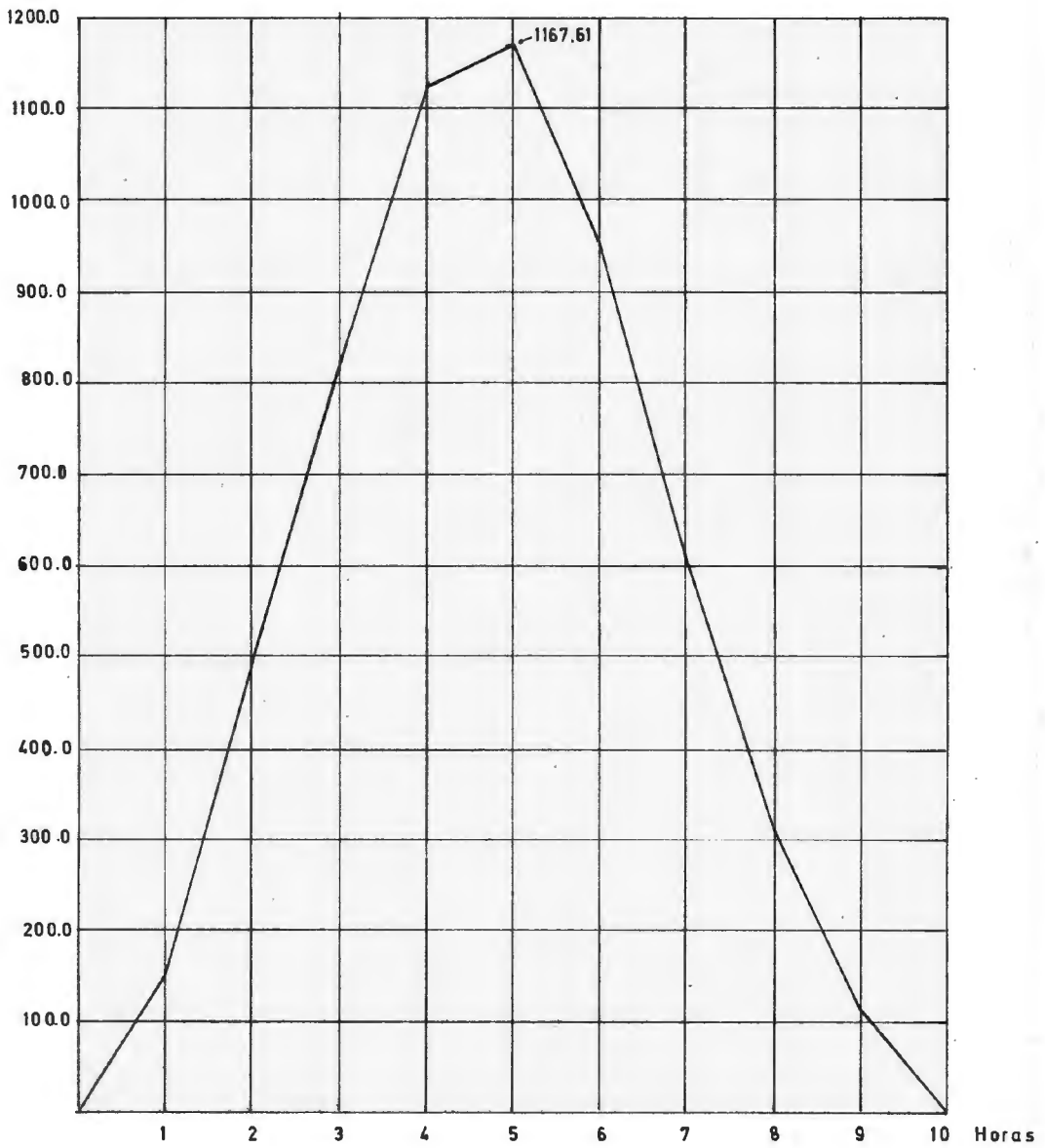


Fig 20

HIPOTESIS 3.1

$T_r = 25$ años

$i = 6.0$ mm/h

Duración : 1 hora

Q $\frac{m^3}{s}$

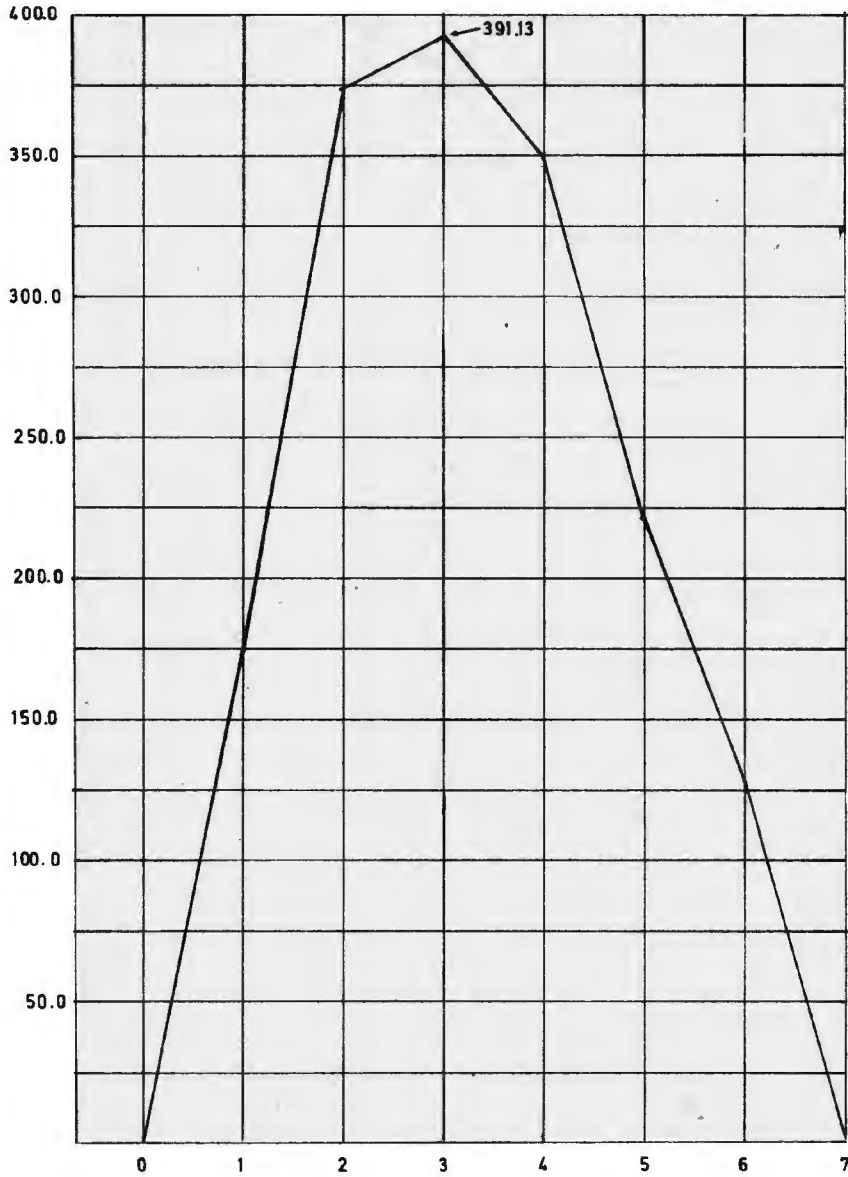


Fig 21

HIPOTESIS 3.2

$T_r = 25$ años

$i = 8.0$ mm/h

Duración : 2 horas

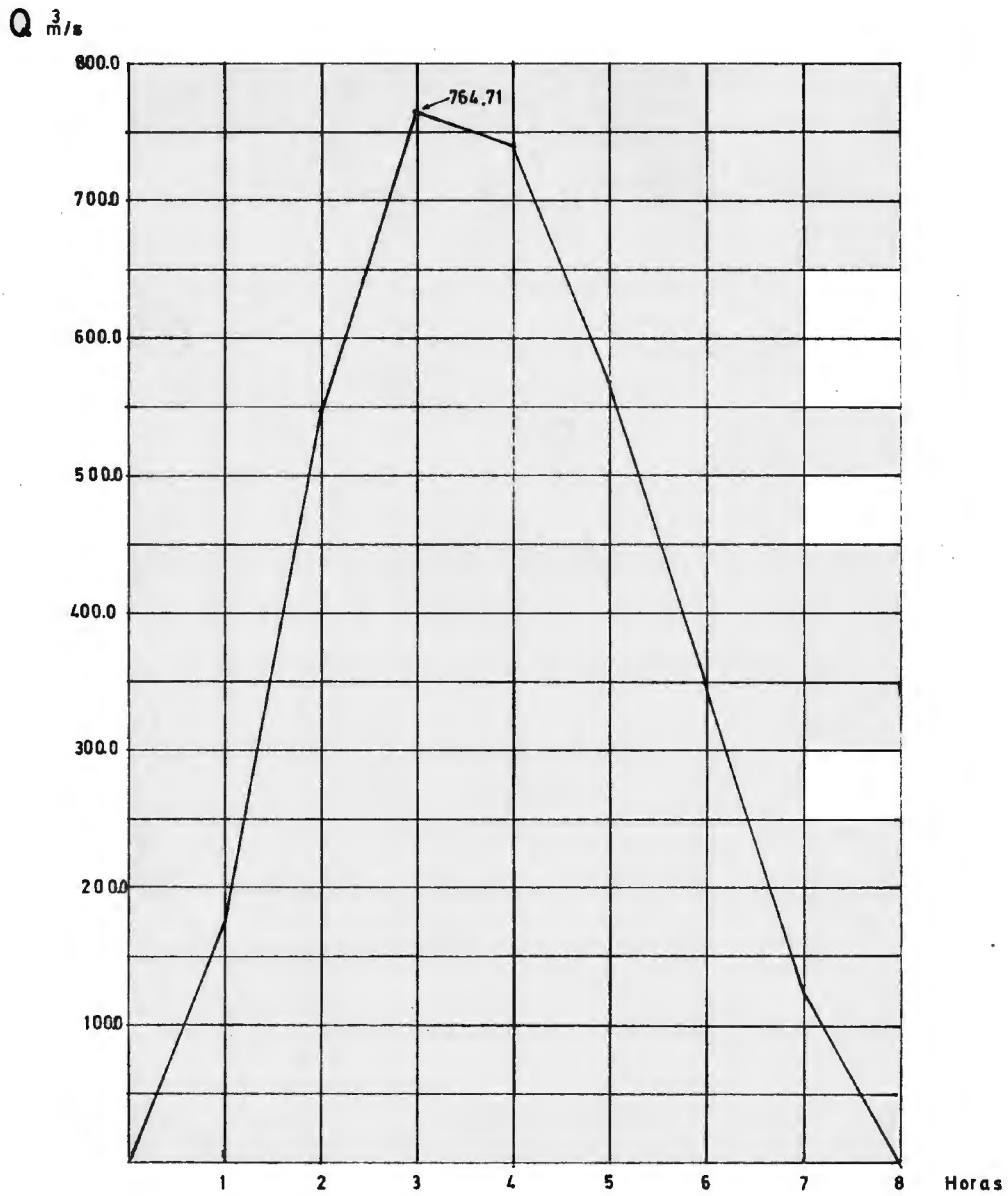


Fig 22

HIPOTESIS 3.3

$T_r = 25$ años

$i = 8.0$ mm/h

Duración: 4 horas

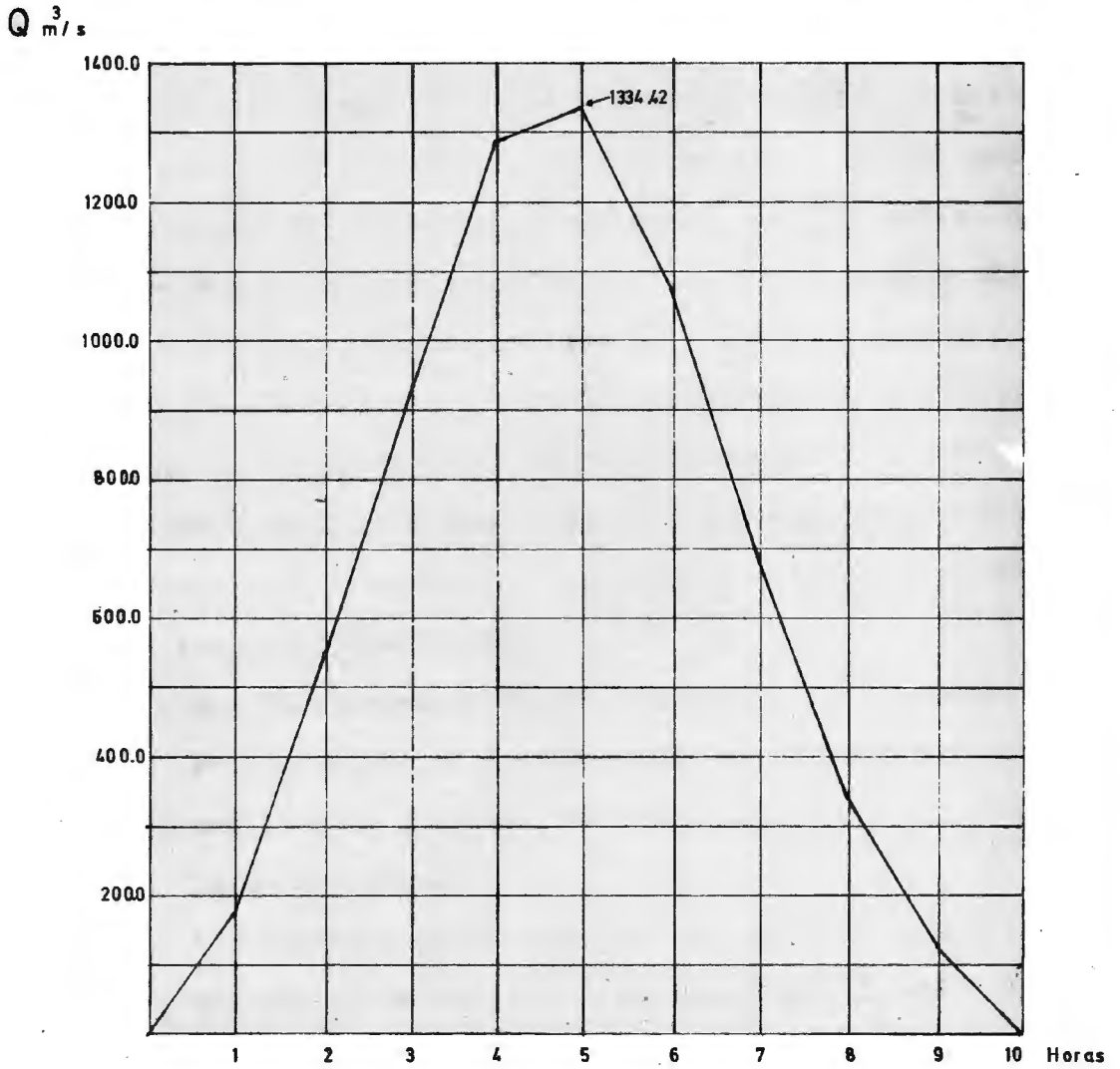


Fig 23

V. DISCUSION

Muchas veces, los datos disponibles sobre caudales de avenidas son escasos, especialmente en zonas poco pobladas. Se propone en estos casos, la aplicación de los métodos hidrometeorológicos; es decir la determinación de los posibles caudales de avenida a partir de las precipitaciones probables, suponiendo de que se dispone de más datos de precipitación que sobre caudales.

En general, los procedimientos que emplean estos métodos, para calcular los caudales de avenidas, parten de las siguientes hipótesis:

1.- que las tormentas más desfavorables pueden ocurrir en cualquiera de las zonas de una cuenca y que las avenidas se propagan con velocidad constante a lo largo del cauce.

2.- Los caudales producidos por las precipitaciones son función lineal de ellas; es decir que el caudal producido por una tormenta cuya precipitación sea igual a la suma de otras dos, debe ser igual a la suma de los caudales producidos por las precipitaciones de cada una de las tormentas.

Es muy discutible la rigurosidad de estos métodos

que tienden a calcular el caudal de avenida a partir de las precipitaciones, por cuanto pueden sumarse los errores debido a la irregularidad de las precipitaciones sobre la cuenca, a no poder determinar con bastante precisión la precipitación que absorbe el terreno o por la no linealidad de los caudales de avenida en función de las precipitaciones, no o por la no linealidad de los caudales de avenida en función de las precipitaciones.

En lo que respecta al método del hidrograma unitario, es muy difícil, como ya se dijo, conocer que proporción de las precipitaciones alcanzan los cauces durante la tormenta. En cuencas grandes no es probable que las precipitaciones se repartan uniformemente en toda la extensión de la cuenca.

Misley (9) dice "El hidrograma unitario no debe emplearse en cuencas mayores de 5000 Km², a menos que sea aceptable una precisión reducida". La cuenca del río Apurímac con 1296.6 Km² no cuenta con una buena distribución de estaciones pluviográficas, por tanto la estimación que pueda hacerse al adoptar un índice de infiltración, puede arrojar resultados poco aceptables. Es por este motivo que se aconseja emplear el método del hidrograma unitario o cuencas menores a fin de reducir los errores de la distribución espacial de la lluvia.

En cuanto al método de las curvas isócronas, se ha

preferido el uso de la desigualdad (2.6) a utilizar intensidades máximas para diferentes periodos de duración, por contra ~~la zona~~ de estudio con solo dos estaciones pluviográficas.

Se ha querido introducir una nueva forma de calcular la intensidad máxima horaria para no incurrir en los errores que se pudieran haber cometido al utilizar los pluviogramas del método del hidrograma unitario.

En el método de las curvas isócronas, el descomponer la cuenca en áreas limitadas por líneas isócronas es siempre bastante groseramente aproximado por la dificultad de determinar con precisión las curvas isócronas.

Se supone además que el coeficiente de escorrentía superficial es constante en toda la cuenca y durante todo el transcurso de la tormenta, lo que no es cierto. La crítica principal que se le podría dar a este método es que no tiene en cuenta al almacenaje del agua superficial en la cuenca, el cual tiene por efecto alargar la duración del tiempo base del hidrograma de escorrentimiento superficial.

Si bien no se considera riguroso el cálculo de caudales de avenidas por estos métodos, es posible que en muchos casos sea más convenientemente su aplicación, especialmente para la previsión de caudales a corto plazo.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Después del análisis de lo anteriormente expuesto, se obtienen las siguientes conclusiones.

- 1.- Analizando los hidrogramas reproducidos por el método del Hidrograma Unitario, se puede observar que la forma de éstos, difieren de los observados en la forma y en la duración.
- 2.- La diferencia de estos hidrogramas en el tiempo, se debe a que la duración de las precipitaciones que dieron origen tanto al Hidrograma Unitario, como a los Hidrogramas reproducidos, fueron ajustados a un valor entero de tiempo con fines de facilitar los cálculos, así como por razones prácticas.
- 3.- La diferencia en la forma de los hidrogramas se debe a que la precipitación no se reparte uniformemente en toda el área de la cuenca, así mismo la infiltración no es constante a lo largo de la tormenta.
- 4.- Si bien la forma de los hidrogramas observados y reproducidos no coinciden, para fines de diseño lo que interesa son los valores máximos. Si observamos ambos hidrogramas, se podrá ver que los picos están cercanos entre sí.

- 5.- El método de las Curvas Isócronas es un modelo flexible por cuanto permite elegir a criterio del diseñador, cual es la descarga que más conviene tanto técnica como económicamente al diseño.
- 6.- Si observamos los hidrogramas resultantes por el método de las Curvas Isócronas, se podrá observar que estos están formados por trazos rectos; esto se debe a que el método no tiene en cuenta la superposición de tormentas sino que considera que los caudales se presentan en la estación de aforo en volúmenes zonales.
- 7.- Si hacemos una comparación de los hidrogramas, uno por el método del Hidrograma Unitario y otro por el método de las Curvas Isócronas, independientemente de la fecha de ocurrencia, se podrá apreciar que el hidrograma resultante por el método del Hidrograma Unitario guarda más relación con el fenómeno de la precipitación por cuanto tiene en cuenta la variación de la tormenta, más no así el hidrograma resultante por el método de las Curvas Isócronas.
- 8.- Se podrá observar también que todos los hidrogramas deducidos por el método de las Curvas Isócronas, son resultantes o se suponen resultantes de tormentas simples.
- 9.- En los hidrogramas calculados por el método de las

Curvas Isócronas, se puede observar que estos no tienen en cuenta el almacenaje del agua superficial en la cuenca. Este almacenaje del agua tiene como efecto extender la duración del tiempo base. Se considera solo el aporte del escurrimiento superficial.

Como recomendaciones se dan las siguientes:

- 1.- Para la aplicación del hidrograma Unitario en la cuenca de estudio, se debe investigar antes, las características físicas de la cuenca a fin de tener una idea cuantitativa de la cantidad de precipitación que se pierde por infiltración u otros factores.
- 2.- Se recomienda al SENAMHI la instalación de estaciones meteorológicas de primer orden a fin de poder hacer un estudio minucioso de las características, de la cuenca.
- 3.- Aplicar el método de las Curvas Isócronas en la predeterminación de avenidas, en la cuenca del río Apurímac, por contar esta cuenca con mayor número de estaciones pluviométricas que pluviográficas.
- 4.- Hacer un estudio de avenidas por estos mismos métodos en diferentes zonas del país, para ver la influencia de la climatología así como de la hipsometría en los hidrogramas resultantes.
- 5.- Hacer un estudio de la desigualdad (2.6) a fin de

ajustarla a las diferentes cuencas del país.

- 6.- Se recomienda establecer correlaciones entre estaciones situadas dentro de la cuenca y estaciones vecinas a fin de ampliar los datos de precipitación de las primeras estaciones y poder emplearlas en el método de las Curvas Isócronas a fin de poder determinar las intensidades máximas horarias a partir de las precipitaciones máximas en 24 hrs.

VII. RESUMEN

Es indudable la importancia y el interés económico de la predeterminación de los niveles alcanzados por las aguas de avenidas y los caudales máximos de las mismas por su influencia directa sobre el proyecto de obras hidráulicas; más los daños no solo se reducen a perjuicios económicos sino que frecuentemente afectan a vidas humanas si la avenida se produce inesperadamente.

Los métodos Hidrometeorológicos basados en una relación de causa y efecto, tienden a calcular el máximo caudal que se presentará como consecuencia del aguacero más peligroso que pueda caer en la cuenca.

Los métodos que se han estudiado en la presente tesis son el Método del Hidrograma Unitario y el Método de las Curvas Isócronas.

La teoría del hidrograma unitario supone que los hidrogramas resultantes de tormentas de la misma duración, tendrán el mismo tiempo base. Si la distribución de la lluvia durante la tormenta es uniforme con el tiempo y con el área, entonces las ordenadas de cada hidrograma serán proporcionales a su volumen de escorrentía.

El método de las curvas isócronas supone que el caudal resultante en una cuenca puede ser determinada sumando áreas parciales, limitadas por curvas isócronas, multiplicadas por la intensidad de precipitación correspondiente y afectado de un coeficiente de escorrentía. Para poder aplicar este método hay que fijar primero la intensidad de precipitación, la velocidad de la onda de crecida, el coeficiente de escorrentía y el tiempo de duración de la tormenta.

Los procedimientos que emplean estos métodos para calcular los caudales de avenida parten de las siguientes hipótesis: 1ª. Que una tormenta puede ocurrir en cualquier zona y que se propaga con velocidad constante a lo largo del cauce. 2ª. Que los caudales resultantes de las precipitaciones son función lineal de ellas.

Es muy discutible la rigurosidad de estos métodos que tienden a calcular el caudal de avenida a partir de las precipitaciones, pero es posible que en muchos casos sea más conveniente su aplicación, especialmente para la previsión de caudales a corto plazo.

VIII. BIBLIOGRAFIA

1. Chow, Ven Te. Handbook of Applied Hydrology. Editado por Mc Graw Hill Book., Inc., New York.
1964.
2. Del Campo, Aguilera. Curso de Hidrología general y Aplicada., Instituto de Hidrología., España.
3. Electroconsul., Estudio de factibilidad de la Irrigación de las Pampas de Majes, Sihuas y La Joya., Tomo V., mayo 1966.
4. Geological Survey., USA., Unit Hydrograph., Traducción del Instituto de Hidráulica de la UNI.
5. Heras Rafael, Estudio de Máximas Crecidas., Centro de Estudios Hidrográficos., Madrid, España, 1970.
6. Jo Chang, Alberto., Predeterminación de Avenidas de ríos de la Costa del Perú empleando Modelos Probabilísticos., Tesis para optar título.
La Molina 1971.

7. Kazmann, Rafael., Hidrología Moderna., CECSA., Méxi
co. 1969, 420 pp.
8. Linsley, Kholer y Paulus., Applied Hydrology., Mc.
Graw Hill, New York., 1969., 689 pp.
9. Linsley, Kholer y Paulus., Hidrología para Ingenie
ros. Mc Graw Hill., New York., 1958.,
350 pp.
10. Linsley, R.E.- Franzini, J.B., Ingeniería de los
Recursos Hidráulicos., CECSA, México,
1968., 791 pp.
11. Molina, Medardo., Curso de Hidrología., Copias mi
meografiadas., Universidad Nacional
Agraria "La Molina" 1964.
12. ONERN., Inventario de Estudios de Suelos del Perú.,
Segunda Aproximación., agosto 1969.
13. Remenieras. G., Hidrología del Ingeniero., Institu
to del libro, La Habana, Cuba 1968.,
515 pp.
14. Vega Cedano, Luis., Estudios Hidrográficos., Tesis
de Magister en Hidráulica., UNI 1965.

A P E N D I C E

PARTE A

- A.1 Deducción del hidrograma unitario promedio.
- A.2 Deducción del hidrograma en S.
- A.3 Deducción de los hidrogramas unitarios de 2 y 4 hrs. de duración a partir del hidrograma en S.
- A.4 Hidrogramas observados.
- A.5 Reproducción de los hidrogramas observados.

APENDICE A.1

Deducción del Hidrograma Unitario Observado en Abril de 1962

Ejemplo de cálculo

$$\text{Area} = 1296.6 \text{ Km}^2. = 1296.6 \times 10^6 \text{ m}^2.$$

$$\text{Caudal de escorrentía} = 172.6 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$\text{Volumen de escorrentía} = 172.6 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 3600 \frac{\text{seg}}{\text{hr}} \times 2\text{hr} = 1'242,720 \text{ m}^3$$

$$\text{Unidad de escorrentía (h)} = \frac{1'242,720 \text{ m}^3}{1296.6 \times 10^6 \text{ m}^2} = 0.00096 \text{ m}.$$

$$= 0.96 \text{ mm}.$$

Si llamamos a:

$$Q_t = \text{caudal total}$$

$$Q_b = \text{caudal de base}$$

$$Q_d = \text{caudal de escorrentía directa}$$

Para la ordenada del día 20 a las 02 horas, se tiene:

$$Q_d = Q_t - Q_b = 36.5 - 17.7 = 18.8 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Ordenada H.U.} = \frac{18.8}{0.96} = 19.58 = 19.60 \text{ m}^3/\text{s}$$

El mismo procedimiento se sigue para las otras ordenadas.

PRECIPITACION OBSERVADA EN ABRIL DE 1962

Estación de Caylloma.

Día Hora Cantidad i (mm/h).

19 10:10
11:20 10.4 9.0

Estación de La Angostura.

Día Hora Cantidad (mm) Intervalo(hr) i (mm/h)

19 7:50
8:50 0.4 1.00 0.4
9:50 0.0 1.00 0.0
11:00 6.5 1.16 5.6

PRECIPITACION OBSERVADA EN MARZO DE 1963

Estación de Caylloma.

Día Hora Cantidad (mm) Intervalo (hrs) i (mm/h).

9 6:00
7:30 13.5 1.5 9.00
8:10 0.6 0.66 0.900

Estación de La Angostura.

Día Hora Cantidad (mm) Intervalo (hrs) i (mm/h).

9 7:00
7:50 11.9 0.83 14.4

A.1

DEDUCCION DEL HIDROGRAMA UNITARIO

Estación: La Angostura. Lat: 15°10' Long: 71°38'
 Fecha de tormenta: 19-4-62 Durac.de la tormenta: 1 hr.
 Area de drenaje: 1,296.6 Km² Escorrentía directa: 0.96mm

Tiempo	Q _t (m ³ /s)	Q _b (m ³ /s)	Q _x (m ³ /s)	Hidrograma Unitario(m ³ /s)	Horas
19/10	17.7	17.7	0.00		
12	17.7	17.7	0.00	0.00	0
14	21.7	17.7	4.00	4.17	2
16	23.6	17.7	5.90	6.15	4
18	28.8	17.7	11.10	11.60	6
20	30.2	17.7	12.50	13.00	8
22	32.8	17.7	15.10	15.70	10
24	37.0	17.7	19.30	20.20	12
20/02	36.5	17.7	18.80	19.60	14
04	35.6	17.8	17.80	18.60	16
06	33.2	17.8	15.40	16.00	18
08	32.8	17.8	14.40	15.00	20
10	30.0	17.8	12.20	12.70	22
12	27.2	17.9	9.30	9.70	24
14	24.8	17.9	6.90	7.20	26
16	22.6	18.0	4.60	4.80	28
18	20.8	18.0	2.80	2.91	30
20	19.7	18.0	1.70	1.77	32
22	18.8	18.0	0.80	0.83	34
24	18.2	18.2	0.00	0.00	36
21/02	18.2	18.2	0.00	0.00	
Total			172.6		

$$h = \frac{172.6 \times 3600 \times 2 \times 1000}{1296.6 \times 10^6} = 0.96 \text{ mm.}$$

DEDUCCION DEL HIDROGRAMA UNITARIO

Estación: La Angostura Lat: 15°10' Long: 71°38'
 Fecha de tormenta: 9-3-63 Durac.de la tormenta: 1 hr.
 Area de drenaje: 1,296.6 km² Escorrentía directa: 2.95 mm

Tiem po	Q _t (m ³ /s)	Q _b (m ³ /s)	Q _d (m ³ /s)	Hidrograma Unitario (m ³ /s)	Horas
9/04	63.0	63.0	0.0	0.00	0
06	68.4	63.0	5.4	1.83	2
08	71.6	63.0	8.0	2.72	4
10	78.2	63.0	15.2	5.30	6
12	93.8	63.0	30.8	10.50	8
14	116.9	63.0	53.9	18.30	10
16	124.6	63.0	61.6	20.80	12
18	123.0	63.2	59.8	20.30	14
20	116.0	63.5	52.5	17.80	16
22	112.1	63.8	48.3	16.40	18
24	108.3	64.0	44.3	15.00	20
10/02	104.2	64.2	40.0	13.60	22
04	97.6	64.4	33.2	11.20	24
06	88.9	64.6	24.3	8.25	26
08	84.0	65.0	19.0	6.45	28
10	80.0	65.2	14.8	5.00	30
12	76.5	65.4	11.1	3.76	32
14	72.3	65.6	6.7	2.27	34
16	69.0	66.0	3.0	1.02	36
18	66.2	66.2	0.0	0.00	38
Total			531.9		

$$h = \frac{531.9 \times 3600 \times 2 \times 1000}{1296.6 \times 10^6} = 2.95 \text{ mm}$$

DEDUCCION DEL HIDROGRAMA UNITARIO PROMEDIO

Horas	Hidrograma Unitario(m ³ /s) 19-4-62	Hidrograma Unitario(m ³ /s) 9-3-63	Hidrograma Unitario promedio(m ³ /s)
0	0.00	0.00	0.00
2	4.17	1.83	3.00
4	6.15	2.72	4.44
6	11.60	5.30	8.45
8	13.00	10.50	11.75
10	15.70	18.30	17.00
12	20.20	20.80	20.50
14	19.60	20.30	20.00
16	18.60	17.80	18.20
18	16.00	16.40	16.20
20	15.00	15.00	15.00
22	12.70	13.60	13.15
24	9.70	11.20	10.45
26	7.20	8.25	7.73
28	4.80	6.45	5.63
30	2.91	5.00	4.00
32	1.77	3.76	2.76
34	0.83	2.27	1.55
36	0.00	1.02	0.51
38		0.00	0.00

DEDUCCION DEL HIDROGRAMA - S A PARTIR DEL
HIDROGRAMA UNITARIO DE UNA HORA DE DURACION

Horas	Hidrograma Unitario de 1 hr. (m ³ /s)	Adiciones (m ³ /s) (+)	Hidrogramas (m ³ /s).
0	0.00		0.00
1	1.50	+	1.50
2	3.00	+	4.50
3	3.80	+	8.30
4	4.44		12.74
5	6.00		18.74
6	8.45		27.19
7	10.20		37.39
8	11.75		49.14
9	13.90		63.04
10	17.00		80.04
11	19.00		99.04
12	20.50		119.54
13	20.30		139.84
14	20.00		159.84
15	19.20		179.04
16	18.20		197.24
17	17.00		214.24
18	16.20		230.44
19	15.60		246.04
20	15.00		261.04
21	14.00		275.04
22	13.15		288.19
23	11.80		299.99
24	10.45		310.44
25	9.00		319.44
26	7.73		327.17
27	6.60		333.77
28	5.63		339.40
29	4.70		344.10
30	4.00		348.10
31	3.30		351.40
32	2.76		354.16
33	2.00		356.16
34	1.55		357.71
35	1.00		358.71
36	0.51		359.22
37	0.40		359.62
38	0.00		359.62

DEDUCCION DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE
2 HORAS A PARTIR DEL HIDROGRAMA-S

Horas	Hidrograma-S (m ³ /s)	Hidrograma-S retardado (2) hrs.	Dif. (-)	Hidrograma Unitario. de 2 hrs. (m ³ /s)
0	0.00		0.00	0.00
2	4.50	0.00	4.50	2.25
4	12.74	4.50	8.24	4.12
6	27.19	12.74	14.45	7.22
8	49.14	27.19	21.95	10.97
10	80.04	49.14	30.90	15.45
12	119.54	80.04	39.50	19.75
14	159.84	119.54	40.30	20.15
16	197.24	159.84	37.40	18.70
18	230.44	197.24	33.20	16.60
20	261.04	230.44	30.60	15.30
22	288.19	261.04	27.15	13.57
24	310.44	288.19	22.25	11.12
26	327.17	310.44	16.73	8.36
28	339.40	327.17	12.23	6.12
30	348.10	339.40	8.70	4.35
32	354.16	348.10	6.06	3.03
34	357.71	354.16	3.55	1.77
36	359.22	357.71	1.51	0.75
38	359.62	359.22	0.40	0.20
40	359.62	359.62	0.00	0.00

DEDUCCION DEL HIDROGRAMA UNITARIO DE 4 HORAS
DE DURACION A PARTIR DEL HIDROGRAMA-S

Horas	Hidrograma-S (m ³ /s)	Hidrograma-S retardado (4 hrs)	Diferen- cia	Hidrograma Unitario de 4 hrs. (m ³ /s)
0	0.00		0.00	0.00
2	4.50		4.50	1.12
4	12.74	0.00	12.74	3.17
6	27.19	4.50	22.69	5.62
8	49.14	12.74	36.40	9.10
10	80.04	27.19	52.85	13.20
12	119.54	49.14	70.40	17.60
14	159.84	80.04	79.80	19.90
16	197.24	119.54	77.70	19.40
18	230.44	159.84	70.60	17.60
20	261.04	197.24	63.80	15.90
22	288.19	230.44	57.75	14.40
24	310.44	261.04	49.40	12.40
26	327.17	288.19	38.98	9.72
28	339.40	310.44	28.96	7.22
30	348.10	327.17	20.93	5.22
32	354.16	339.40	14.76	3.67
34	357.71	348.10	9.61	2.40
36	359.22	354.16	5.06	1.26
38	359.62	357.71	1.91	0.47
40	359.62	359.22	0.40	0.10
42	359.62	359.62	0.00	0.00

HIDROGRAMA OBSERVADO EN ABRIL DE 1963

Tiempo	Q(m ³ /s)	Precipitación Correspondiente				
4/16	28.4	<u>Estación de Caylloma</u>				
20	28.4	Día	Hora	Cant mm.	Intervalo hrs.	i(mm/h)
24	37.2					
5/04	37.2	4	18:30	7.4	0.83	8.90
08	41.4		19:20	0.2	8.67	0.00
12	48.0	5	4:00	0.0	2.80	0.00
16	53.5		6:50	15.1	1.67	9.00
20	54.6		8:30	0.2	0.83	0.24
24	53.5		9:20	0.0	15.67	0.00
6/04	49.0	6	1:00	0.6	4.50	0.13
08	43.8		4:30	0.0	2.83	0.00
12	41.0		7:20	7.8	0.83	9.40
16	48.0		8:10	0.8	2.16	0.37
20	51.3		10:20			
24	49.1					
7/04	46.9					
08	45.2					
12	43.9					
16	41.6					
20	38.4					
24	36.0					
8/04	33.7	4	19:30	8.0	1.00	8.0
08	32.1		20:30	0.0	6.17	0.0
12	31.0	5	5:40	1.1	0.50	2.2
16	30.4		6:10	22.0	2.16	10.2
20	30.0		8:20	0.0	12.34	0.0
24	30.0		20:40	3.0	3.0	1.0
			23:40			

$\phi = 8.4 \text{ mm/h.}$

Estación de la Angostura

HIDROGRAMA OBSERVADO EN ABRIL DE 1964

Tiempo Q(m ³ /s)		Precipitación Correspondiente			
8/16	8.30	<u>Estación de Caylloma</u>			
20	8.30	Día	Hora	Cant. mm.	Intervalo i(mm/h) hrs,
24	10.20				
9/04	12.15	8	14:10	0.60	1.16 0.51
08	11.78		15:20	0:00	0.67 0:00
12	11.78		17:00	6.10	0.80 7.60
16	17.60		17:50	0.00	1.16 0:00
20	20.15		19:00	0.20	2.00 0:10
24	18.20		21:00	0.00	10.00 0.00
10/04	17.60	9	7:00	12.00	1.50 8.00
08	15.60		8:30	0.00	6.50 0.00
12	13.60	10	16:00	5.20	0.67 7.80
16	12.52		16:40	0.20	1.16 0.17
20	13.60		17:50		
24	16.25				
11/04	16.25				∅ = 7.4 mm/h.
08	14.30	<u>Estación de la Angostura</u>			
12	13.00	Día	Hora	Cant. mm.	Intervalo i(mm/h) hrs.
16	11.78				
20	11.20				
24	10.60				
12/04	10.20	8	19:00	7.2	1.00 7.20
08	9.80		20:00	0.7	1.50 0.46
12	9.20		21:30	0.0	1.17 0.00
16	9.00		22:40	0.3	0.33 0.90
20	9.00		23:00	0.0	5.00 0.00
		9	4:00	0.6	2.67 0.22
			6:40	0.0	1.33 0.00
			8:00	9.0	1.00 9.00
			9:00	0.0	7.33 0.00
			16:20	2.5	0.33 7.50
			16:40		

HIDROGRAMA OBSERVADO EN DICIEMBRE DE 1964

Tiempo	Q(m ³)	Precipitación correspondiente				
17/08	5.20	Estación de Caylloma				
		Día	Hora	Cant. mm.	Intervalo hrs.	i(mm/h)
12	5.20	17	0:40	1.9	2.00	0.95
16	5.75		2:40	0.0	11.00	0.00
20	9.90		11:40	5.1	2.16	2.35
24	11.20		13:50	0.0	7.83	0.00
18/04	9.90		21:40	0.3	0.33	0.90
08	9.10		22:00	0.0	3.67	0.00
12	8.65	18	1:40	0.6	0.33	1.80
16	7.90		2:00	0.0	7.50	0.00
20	10.51		9:30	8.2	3.67	2.25
24	10.51		13:10			
19/04	9.58					
08	9.22					
12	8.46					
16	7.75					
20	6.80					
24	6.45					
20/04	6.10					
08	5.75					
12	5.40					
16	5.40					
20	5.40					

∅ = 2.20 mm/h

La estación de la Angostura malograda.

APENDICE A.5

Reproducción del hidrograma observado en Abril de 1963.

Ejemplo de cálculo.

Analizando el hidrograma observado y su precipitación correspondiente, se ve que hay tres periodos de lluvia predominantes durante la duración de la tormenta.

Esto es: Entre las 18:30 y 19:20 se produce 8.90 mm/h
" " 6:50 y 8:30 " " 9.00 mm/h
" " 7:20 y 8:10 " " 9.50 mm/h

Por tanteos, reproduciendo varias veces el hidrograma, se adopta un valor del índice de infiltración = 8.4mm/h luego quedan como precipitación excedente:

Durante 1 hr	-----	0.5 mm/h	-----	0.5 mm.
" 2 hr	-----	0.6 mm/h	-----	1.2 mm.
" 1 hr	-----	1.1 mm/h	-----	1.1 mm.

El primer periodo de lluvia comienza a las 16 hrs. del día 4; el 2º a las 06 del día 5; el 3º a las 08 del día 6. En realidad las ordenadas del H.U correspondientes a cada exceso, deberían ir desfasadas paralelamente a las ordenadas de escorrentía directa, pero por comodidad en elaborar el cuadro se han copiado las ordenadas del H.U al comienzo.

Reproducción de la ordenada del día 5 a las 20 horas:

$$Q_t = 0.5 \times 5.63 + 1.2 \times 20.15 + 28.40 = 55.42$$

REPRODUCCION DEL HIDROGRAMA OBSERVADO EN ABRIL DE 1 63

Tiempo	H.Unit.	H.Unit	Precipitaciones			Q _b	Q _t
	de 1hr.	de 2hr.	excedentes			(m ³ /s)	(m ³ /s)
	(m ³ /s)	(m ³ /s)	H.U.1hr.	H.U.2hr.	H.U.1hr.		
4/16	0.00	0.00	0.00			28.40	28.40
18	3.00	2.25	1.50			28.40	29.90
20	4.44	4.12	2.22			28.40	30.62
22	8.45	7.22	4.23			28.40	32.63
24	11.75	10.97	5.87			28.40	34.27
5/02	17.00	15.45	8.50			28.40	36.90
04	20.50	19.75	10.25			28.40	38.65
06	20.00	20.15	10.00	0.00		28.40	38.40
08	18.20	18.70	9.10	2.70		28.40	40.20
10	16.20	16.60	8.10	4.95		28.40	41.45
12	15.00	15.30	7.50	8.70		28.40	44.60
14	13.50	13.67	6.70	13.20		28.40	48.30
16	10.45	11.20	5.23	18.60		28.40	52.23
18	7.73	8.36	3.86	23.70		28.40	55.86
20	5.63	6.12	2.82	24.20		28.40	55.42
22	4.00	4.35	2.00	22.50		28.45	52.95
24	2.76	3.03	1.38	20.00		28.50	49.80
6/02	1.55	1.77	0.77	18.40		28.50	47.67
04	0.51	0.75	0.25	16.20		28.50	44.95
06	0.00	0.20	0.00	13.40		28.60	42.00
08		0.00		10.00	0.00	28.70	38.70
10				7.30	3.30	28.70	39.30
12				5.20	4.90	28.70	38.80
14				3.60	9.30	28.70	41.60
16				2.10	12.90	28.80	43.80
18				0.90	18.70	28.80	48.50
20				0.24	22.60	28.80	51.64
22				0.00	22.00	28.85	50.85
24					20.00	29.00	49.00
7/02					17.80	29.00	46.80
04					16.50	29.00	45.50
06					14.80	29.10	43.90
08					11.51	29.20	40.71
10					8.50	29.20	37.70
12					6.20	29.20	35.40
14					4.44	29.25	33.69
16					3.04	29.30	32.34
18					1.70	29.30	31.00
20					0.56	29.30	29.86
22					0.00	29.30	29.30

REPRODUCCION DEL HIDROGRAMA OBSERVADO EN ABRIL DE 1964

Tiempo	H. Unitario de 1 hr. (m ³ /s)	Precipitaciones excedentes			Q _b (m ³ /s)	Q _t (m ³ /s)
		0.20mm	0.50mm.	0.40mm		
8/16	0.00	0.00			8.30	8.30
18	3.00	0.60			8.30	8.90
20	4.41	0.88			8.30	9.18
22	8.45	1.69			8.30	9.99
24	11.75	2.35			8.30	10.65
9/02	17.00	3.40			8.30	11.70
04	20.50	4.10			8.30	12.40
06	20.00	4.00			8.30	12.30
08	18.20	3.65	0.00		8.30	11.95
10	16.20	3.25	1.50		8.30	13.05
12	15.00	3.00	2.20		8.30	13.50
14	13.50	2.70	4.22		8.30	15.22
16	10.45	2.10	5.87		8.30	16.27
18	7.73	1.54	8.50		8.30	18.34
20	5.63	1.13	10.25		8.30	19.68
22	4.00	0.80	10.00		8.30	19.10
24	2.76	0.55	9.10		8.30	17.95
10/02	1.55	0.31	8.10		8.30	16.71
04	0.51	0.10	7.50		8.30	15.90
06	0.00	0.00	6.70		8.30	15.00
08			5.23		8.40	13.63
10			3.86		8.40	12.26
12			2.82	0.00	8.40	11.42
14			2.00	1.20	8.40	11.60
16			1.38	1.76	8.50	11.64
18			0.77	3.37	8.50	12.64
20			0.25	4.70	8.50	13.55
22			0.00	6.80	8.50	15.30
24				8.20	8.60	16.80
02				8.00	8.60	16.60
04				7.50	8.60	15.90
06				6.50	8.60	15.10
08				6.00	8.65	14.65
10				5.40	8.65	14.05
12				4.20	8.65	12.85
14				3.08	8.65	11.73
16				2.25	8.70	10.95
18				1.60	8.70	10.30
20				1.10	8.70	9.80
22				0.62	8.70	9.32
24				0.21	8.70	8.91

REPRODUCCION DEL HIDROGRAMA
OBSERVADO EN DICIEMBRE DE 1964

Tiempo	H.Unit.	H.Unit.	Precipitaciones		Q _b (m ³ /s)	Q _t (m ³ /s)
	de 2hr. (m ³ /s)	de 4hr. (m ³ /s)	H.U.2hr 0.3mm	H.U.4hr. 0.25mm		
17/10	0.00	0.00	0.00		5.20	5.20
12	2.25	1.12	0.67		5.20	5.87
14	4.12	3.17	1.23		5.20	6.43
16	7.22	5.62	2.17		5.20	7.37
18	10.97	9.10	3.28		5.20	8.48
20	15.45	13.20	4.64		5.20	9.84
22	19.75	17.60	5.93		5.20	11.13
24	20.15	19.90	6.02		5.20	11.22
18/02	18.70	19.40	5.60		5.20	11.80
04	16.60	17.60	4.98		5.20	10.18
06	15.30	15.90	4.60		5.20	9.80
08	13.57	14.40	4.05	0.00	5.20	9.25
10	11.12	12.40	3.32	0.28	5.20	8.80
12	8.36	9.72	2.50	0.79	5.20	8.49
14	6.12	7.22	1.84	1.41	5.20	8.45
16	4.35	5.22	1.30	2.28	5.20	8.78
18	3.03	3.67	0.91	3.30	5.20	9.41
20	1.77	2.40	0.53	4.40	5.20	10.13
22	0.75	1.26	0.23	4.97	5.25	10.45
24	0.20	0.47	0.06	4.83	5.30	10.21
19/02	0.00	0.10	0.00	4.40	5.30	9.70
04		0.00		3.97	5.30	9.27
06				3.60	5.30	8.90
08				3.10	5.30	8.40
10				2.43	5.30	7.73
12				1.80	5.30	7.10
14				1.31	5.30	6.61
16				0.92	5.30	6.22
18				0.60	5.30	5.90
20				0.32	5.30	5.62
20/02				0.00	5.30	5.30

A P E N D I C E

PARTE . . B

- B.1 Cálculo del coeficiente de escorrentia.
- B.2 Precipitaciones máximas en 24 hrs. ordenadas en forma decreciente con probabilidad acumulativa $P (X \leq x)$ calculados a partir de la ecuación (3.3).
- B.3 Cálculo de las ecuaciones de predicción a partir de la ecuación (3.1).
- B.4 Cálculo de las intensidades máximas horarias a partir de la ecuación (2.6)
- B.5 Cálculo de las hipótesis planteadas.

PRECIPITACION MENSUAL-ESTACION DE VISUYO (cms)

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo
1963	18.10	17.15	15.70	6.25	1.65
1964	7.20	13.50	8.75	4.85	5.80
1965	5.50	14.90	7.99	2.90	1.10
1966	7.95	14.55	6.75	5.00	3.95
1967	11.95	17.85	17.35	7.25	2.95
1968	20.10	7.45	16.45	1.85	1.90
1969	6.50	17.70	8.90	10.05	0.00
1971	12.91	14.74	17.69	2.34	1.15

PRECIPITACION MENSUAL-ESTACION DE CAYLLOMA (cm)

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo
1963	24.63	21.28	12.94	7.37	1.71
1964	9.71	13.19	11.18	4.82	2.65
1965	7.23	17.60	11.38	2.50	1.22
1966	10.14	13.41	8.04	0.81	3.31
1967	9.82	15.64	23.28	4.25	2.06
1968	26.33	15.73	15.08	2.10	2.13
1969	11.00	16.55	9.83	4.71	0.00
1971	11.92	25.01	10.01	2.38	1.36

PRECIPITACION MENSUAL-ESTACION DE PUSA PUSA (cm)

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo
1963	24.95	20.28	10.85	11.40	1.48
1964	8.58	13.45	13.80	5.20	1.45
1965	6.78	19.16	7.78	4.48	1.22
1966	9.55	11.11	7.18	1.77	2.63
1967	11.20	13.05	26.99	-	1.78
1968	20.76	12.23	14.50	1.70	1.19
1969	15.33	12.93	6.55	3.15	0.00
1971	12.08	23.42	8.69	3.51	1.65

PRECIPITACION MENSUAL-ESTACION DE LA ANGOSTURA cm .

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo
1963	25.75	21.88	12.91	9.44	2.25
1964	7.88	12.65	10.12	6.12	1.36
1965	7.68	18.53	7.58	3.53	0.80
1966	9.63	9.92	8.31	1,54	3.32
1967	10.32	14.92	27.60	3.79	1.40
1968	25.92	13.68	13.48	1.13	1.47
1969	12.55	16.07	8.94	4.16	0.00
1971	15.66	29.38	10.45	2.42	1.80

PRECIPITACION MENSUAL PROMEDIO DE LA CUENCA (cm).

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo
1963	23.25	20.14	13.10	8.61	1.77
1964	8.36	13.19	10.96	5.25	2.81
1965	6.81	17.54	8.68	3.35	1.07
1966	9.31	12.24	7.57	1.15	3.30
1967	10.82	15.36	23.80	5.09	2.04
1968	23.27	12.27	14.87	1.69	1.67
1969	11.34	15.80	8.66	5.51	0.00
1971	13.14	23.13	11.71	2.66	1.49

VOLUMEN MENSUAL-ESTACION DE LA ANGOSTURA (m³)

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo
1963	93'816,576	172'972,800	152'938,240	70'683,840	20'095,872
1964	29'082,240	43'269,120	46'712,160	23'924,160	16'558,560
1965	12'658,464	34'231,680	39'637,728	17'559,936	11'937,024
1966	10'644,480	22'168,512	32'299,776	9'970,560	9'733,824
1967	16'882,560	59'775,840	147'290,400	47'640,960	15'491,520
1968	58'055,616	65'508,480	83'519,424	20'269,056	14'235,264
1969	21'465,216	56'643,840	51'836,544	19'401,120	11'573,280
1971	40'841,280	110'954,880	82'408,320	21'256,128	13'003,200

ESCORRENTIA MENSUAL (cms)

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo
1963	7.23	13.34	11.82	5.45	1.54
1964	2.24	3.33	3.60	1.84	1.27
1965	0.97	2.64	3.05	1.35	0.92
1966	0.82	1.70	2.49	0.76	0.75
1967	1.30	4.61	11.35	3.67	1.19
1968	4.47	5.05	6.44	1.56	1.09
1969	1.65	4.36	3.99	1.49	0.89
1971	3.14	8.55	6.35	1.63	1.00

COEFICIENTES DE ESCORRENTIA MENSUAL

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo
1963	0.31	0.66	0.91	0.63	0.87
1964	0.27	0.25	0.33	0.35	0.45
1965	0.14	0.09	0.29	0.23	0.86
1966	0.82	0.14	0.33	0.66	0.35
1967	0.12	0.30	0.48	0.72	0.58
1968	0.19	0.41	0.43	0.93	0.65
1969	0.78	0.28	0.47	0.27	-
1971	0.24	0.37	0.54	0.61	0.67
Promedio	0.36	0.31	0.47	0.55	0.56

Quadro Nº 1 - Precipitaciones máximas en 24 hrs: precipitaciones ordenadas en forma decreciente con probabilidad $P(X \leq x)$, para 21 años de registro de la estación de YANQUE.

Año	Fecha	Precip.Máx. mm	Precip.Máx. ord.(x) mm.	m	$P(X \leq x)$	$(x - \bar{x})$	$(x - \bar{x})^2$
1951	21-8	23.0	48.5	1	0.953	23.45	549.90
1952	8-1	20.5	37.5	2	0.909	12.45	155.00
1953	6-1	37.5	35.5	3	0.863	10.45	109.20
1954	18-2	31.0	32.5	4	0.818	7.45	55.50
1955	1-2	48.5	31.0	5	0.772	5.95	35.40
1956	28-2	35.5	30.5	6	0.726	5.45	29.70
1957	6-2	24.0	27.6	7	0.682	2.55	6.50
1958	6-2	16.0	24.8	8	0.636	-0.25	0.06
1959	6-2	19.0	24.0	9	0.591	-1.05	1.10
1960	4-12	11.5	23.0	10	0.546	-2.05	4.20
1961	15-2	32.5	23.0	11	0.550	-2.05	4.20
1962	11-1	22.5	22.8	12	0.455	-2.25	5.06
1963	19-1	30.5	22.5	13	0.409	-2.55	6.50
1964	5-4	13.2	21.0	14	0.364	-4.05	16.40
1965	17-3	24.8	21.0	15	0.318	-4.05	16.40
1966	16-5	21.0	20.8	16	0.273	-4.25	18.06
1967	30-1	22.8	20.5	17	0.227	-4.55	20.70
1968	12-3	21.0	19.0	18	0.182	-6.05	36.60
1969	30-12	20.8	16.0	19	0.136	-9.05	81.90
1970	14-3	27.6	13.2	20	0.113	-11.85	140.42
1971	24-12	23.0	11.5	21	0.091	-14.55	211.70

562.2

1504.50

$\bar{x} = 25.05$

Cuadro No 2 - Precipitaciones máximas en 24 hrs: precipitaciones ordenadas en forma decreciente con probabilidad $P(X \leq x)$, para 21 años de registro de la estación de CABANACONDE.

Año	Fecha	Precip.Máx. mm	Precip.Máx. m ord.(x)mm.	$P(X \leq x)$	$(x - \bar{x})$	$(x - \bar{x})^2$	
1951	22-2	16.50	46.00	1	0.953	17.09	292.06
1952	18-1	35.50	43.500	2	0.909	14.59	212.86
1953	8-3	23.75	41.00	3	0.863	12.09	146.16
1954	6-11	30.00	38.50	4	0.818	9.59	91.96
1955	3-3	46.00	37.50	5	0.772	8.59	73.78
1956	2-2	14.00	35.50	6	0.726	6.59	43.42
1957	11-9	25.00	31.10	7	0.682	2.19	4.79
1958	22-2	25.00	30.00	8	0.636	1.09	1.18
1959	24.-2	37.50	29.00	9	0.591	0.09	0.00
1960	29-12	27.90	27.90	10	0.546	-1.01	1.02
1961	25-1	43.50	26.75	11	0.550	-2.16	4.66
1962	29-1	29.00	25.00	12	0.455	-3.91	15.28
1963	19-2	26.75	25.00	13	0.409	-3.91	15.28
1964	25-12	24.00	24.80	14	0.364	-4.11	16.89
1965	16-2	38.50	24.00	15	0.318	-4.91	24.10
1966	16-5	22.50	23.75	16	0.273	-5.16	26.62
1967	30-1	41.00	22.50	17	0.227	-6.41	41.08
1968	14-1	22.50	22.50	18	0.182	-6.41	41.08
1969	15-1	22.50	22.50	19	0.136	-6.41	41.08
1970	17-1	24.80	16.50	20	0.113	-12.41	154.00
1971	6-2	31.10	14.00	21	0.091	-14.91	222.30
			607.30				1469.60

$\bar{x} = 28.91$

Cuadro Nº 3 - Precipitaciones máximas en 24 hrs: precipitaciones ordenadas en forma decreciente con probabilidad $P(X \leq x)$, para 20 años de registro de la estación de ORCOPAMPA.

Año	Fecha	Precip.Máx. mm	Precip.Máx. ord. (x)mm	m	$P(X \leq x)$	$(x - \bar{x})$	$(x - \bar{x})^2$
1951	1-1	47.00	49.00	1	0.952	20.00	402.00
1952	22-2	29.00	47.00	2	0.904	18.05	325.80
1953	1-2	30.00	41.50	3	0.858	12.55	157.50
1954	1-2	49.00	38.75	4	0.810	9.80	96.04
1955	1-2	28.00	35.00	5	0.761	6.05	36.60
1956	20-2	23.50	34.50	6	0.714	5.55	30.80
1957	10-2	27.00	30.00	7	0.667	1.05	1.10
1958	13-1	17.00	29.50	8	0.620	0.55	0.30
1959	1-2	34.50	29.00	9	0.532	0.05	0.00
1960	20-1	38.75	28.00	10	0.522	-0.95	0.90
1961	30-12	25.50	27.00	11	0.476	-1.95	3.80
1962	29-3	35.00	26.09	12	0.429	-2.86	8.17
1963	22-1	29.50	25.50	13	0.382	-3.45	11.90
1964	17-12	20.50	25.20	14	0.334	-3.75	14.06
1965	21-12	41.50	23.50	15	0.286	-5.45	29.70
1966	8-3	20.00	20.50	16	0.238	-8.45	71.40
1967	--	---	20.00	17	0.190	-8.95	80.10
1968	19-1	15.00	17.00	18	0.142	-11.95	142.80
1969	29-11	25.20	17.00	19	0.095	-11.95	142.80
1970	10-3	26.09	15.00	20	0.090	-14.95	223.50
1971	24-1	17.00					
						579.04	1779.27

$\bar{x} = 28.95$

Cuadro N° 3 - Precipitaciones máximas en 24 hrs: precipitaciones ordenadas en forma decreciente con probabilidad $P(X \leq x)$, para 20 años de registro de la estación de ORCOPAMPA.

Año	Fecha	Precip.Máx. mm	Precip.Máx. ord.(x)mm	m	$P(X \leq x)$	$(x - \bar{x})$	$(x - \bar{x})^2$
1951	1-1	47.00	49.00	1	0.952	20.00	402.00
1952	22-2	29.00	47.00	2	0.904	18.05	325.80
1953	1-2	30.00	41.50	3	0.858	12.55	157.50
1954	1-2	49.00	38.75	4	0.810	9.80	96.04
1955	1-2	28.00	35.00	5	0.761	6.05	36.60
1956	20-2	23.50	34.50	6	0.714	5.55	30.80
1957	10-2	27.00	30.00	7	0.667	1.05	1.10
1958	13-1	17.00	29.50	8	0.620	0.55	0.30
1959	1-2	34.50	29.00	9	0.532	0.05	0.00
1960	20-1	38.75	28.00	10	0.522	-0.95	0.90
1961	30-12	25.50	27.00	11	0.476	-1.95	3.80
1962	29-3	35.00	26.09	12	0.429	-2.86	8.17
1963	22-1	29.50	25.50	13	0.382	-3.45	11.90
1964	17-12	20.50	25.20	14	0.334	-3.75	14.06
1965	21-12	41.50	23.50	15	0.286	-5.45	29.70
1966	8-3	20.00	20.50	16	0.238	-8.45	71.40
1967	--	---	20.00	17	0.190	-8.95	80.10
1968	19-1	15.00	17.00	18	0.142	-11.95	142.80
1969	29-11	25.20	17.00	19	0.095	-11.95	142.80
1970	10-3	26.09	15.00	20	0.090	-14.95	223.50
1971	24-1	17.00					
						579.04	1779.27

$$\bar{x} = 28.95$$

Cuadro N° 4 - Precipitaciones máximas en 24 hrs: precipitaciones ordenadas en forma decreciente con probabilidad $P(X \leq x)$, para 21 años de registro de la estación de ANDAGUA.

Año	Fecha	Precip.Máx. mm	Precip.Máx. ord.(x)mm	m	$P(X \leq x)$	$(x - \bar{x})$	$(x - \bar{x})^2$
1951	10-11	26.50	37.50	1	0.953	12.18	148.35
1952	18-9	27.50	37.50	2	0.909	12.18	148.35
1953	25-2	22.00	32.50	3	0.863	7.18	51.55
1954	1-3	29.00	29.00	4	0.818	3.68	13.54
1955	10-1	37.50	29.00	5	0.772	3.68	13.54
1956	2-2	17.50	29.00	6	0.726	3.68	13.54
1957	19-3	20.40	27.50	7	0.682	2.18	4.75
1958	24-2	27.50	27.50	8	0.636	2.18	4.75
1959	29-12	18.75	26.50	9	0.591	1.18	1.39
1960	20-1	25.00	25.00	10	0.546	-0.32	0.10
1961	9-1	29.00	25.00	11	0.550	-0.32	0.10
1962	8-3	21.75	25.00	12	0.455	-0.32	0.10
1963	9-1	25.00	23.25	13	0.409	-2.07	4.28
1964	25-12	25.00	22.00	14	0.364	-3.32	11.02
1965	16-2	29.00	22.00	15	0.318	-3.32	11.02
1966	27-2	32.50	21.75	16	0.273	-3.57	12.74
1967	26-1	17.00	20.40	17	0.227	-4.92	24.20
1968	10-2	37.50	18.75	18	0.182	-6.57	43.16
1969	15-1	23.25	18.00	19	0.136	-7.32	53.58
1970	24-2	18.00	17.50	20	0.113	-7.82	61.15
1971	14-1	22.00	17.00	21	0.091	-8.32	69.22
						531.65	690.43

$\bar{x} = 25.32$

CÁLCULO DE LAS ECUACIONES DE PREDICCIÓN

1. Estación de YANQUE.

Procedimiento:

a.- Con $\bar{x} = 25.05$; $\sigma_x = \sqrt{\frac{(x-\bar{x})^2}{n}} = 8.44$

b.- Con $n = 21$, se tiene: $\sigma_n = 1.0693$
 $y_n = 0.5252$

c.- Cálculo de a :
 $a = \frac{1.0693}{8.44} = 0.126$

d.- Cálculo de la moda x_0
 $x_0 = \bar{x} - y_n (1/a) = 20.90$

e.- Ecuación de predicción:

$$x = x_0 + (1/a) y ; x = 20.90 + \frac{y}{0.126}$$

Dando valores a y ; correspondientes a diferentes períodos de retorno, se tienen los siguientes valores de precipitación esperado.

y	t_r (años)	x (mm)
6.91	1000	75.7
6.21	500	70.2
4.60	100	57.3
3.90	50	51.8
3.20	25	46.2
2.25	10	38.7
1.50	5	32.8

2. Estación de CABANACONDE.-

Se siguió el mismo procedimiento; los resultados son:

$$x = 24.80 - \frac{y}{0.128}$$

<u>y</u>	<u>T_r (años)</u>	<u>x (mm)</u>
6.91	1000	78.84
6.21	500	73.34
4.60	100	60.74
3.90	50	55.24
3.20	25	50.14
2.25	10	42.44
1.50	5	36.54

3. Estación de ORCOPAMPA.

$$x = 24.31 - \frac{y}{0.113}$$

<u>y</u>	<u>T_r (años)</u>	<u>x (mm)</u>
6.91	1000	85.41
6.21	500	79.41
4.60	100	65.01
3.90	50	58.81
3.20	25	52.61
2.25	10	44.21
1.50	5	37.57

4. Estación de ANDAGUA..

$$x = 22.50 - \frac{y}{0.187}$$

y	T _r (años)	x (mm)
6.91	1000	59.50
6.21	500	55.70
4.60	100	47.10
3.90	50	43.50
3.20	25	39.60
2.25	10	34.60
1.50	5	30.50

PRECIPITACION PROMEDIO EN LA CUENCA (MAXIMA)

Cabanaconde	36.54	42.44	50.14	55.24	60.74	73.34	78.84
Orcopampa	37.57	44.21	52.61	58.81	65.01	79.41	85.41
Andagua	30.25	34.60	39.60	43.30	47.10	55.70	59.50
Yanque	32.80	38.70	46.20	51.80	57.30	70.20	75.70
\bar{x}	34.39	39.98	47.13	52.28	57.43	69.66	74.86

Utilizando la desigualdad (2.6), se tiene:

Para

T _r de 5 años	-----5.7	I(1h)	11.4
de 10 años	-----6.7	I(1h)	13.3
de 25 años	-----7.9	I(1h)	15.7

APENDICE B.4

obtención de la precipitación máxima horaria promedio en la cuenca. Ejemplo de cálculo.

Una vez halladas las precipitaciones máximas diarias, se calculó un valor promedio para cada período de retorno.

Aplicando la desigualdad (2.6) se obtienen los valores de precipitación máximos en una hora.

Ej:

Para $T_r = 5$ años.

1/6 (34.39) I(1hr) 1/3 (34.39)

5.7 I(1 hr) 11.4

Se toma el valor 5.7 6.0 mm/h.

El mismo procedimiento se sigue para hallar los otros valores.

APENDICE B.5

Cálculo de los caudales probables. Ejemplo.

Mediante la ecuación (2.5) se calculan los caudales probables. Así para la hipótesis 1, en la primera hora se tiene:

$$Q = 0.56 \times 0.006 \text{ m/h} \times 138.5 \times 10^6 \text{ m}^2 \times 1\text{hr}/3600\text{seg} = \\ = 129.06 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Siguiendo el mismo procedimiento se calculan las hipótesis 1, 2 y 3, en la que los caudales están en forma acumulada.

El caudal real estimado es igual al caudal acumulado menos el mismo caudal desfasado por la duración de la lluvia.

Ej: para la hipótesis 1.1 a las 6 horas, se tiene:

$$1,225.65 - 1,130.00 = 95.65 \text{ m}^3/\text{s}.$$

El mismo procedimiento se sigue para calcular las otras hipótesis.

HIPOTESIS 1

B.5

$T_r = 5$ años $i = 6.0$ mm/h $C = 0.56$

Hora	Area Km ²	Vol. parcial m ³	Vol. acumulado m ³	Caudal Acumul. m ³ /s
1	138.5	465,360	465,360	129.04
2	300.2	1'008,672	1'474,032	409.45
3	314.3	1'056,048	2'530,080	702.80
4	279.9	940.464	3'470,544	964.04
5	177.9	597,744	4'068,288	1,130.00
6	102.4	344,064	4'412,352	1,225.65

HIPOTESIS 2

$T_r = 10$ años $i = 7.0$ mm/h $C = 0.56$

Hora	Area Km ²	Vol. parcial m ³	Vol. acumulado m ³	Caudal Acumul. m ³ /s
1	138.5	542,920	542,920	150.81
2	300.2	1'176,784	1'719,704	477.69
3	314.3	1'232,056	2'951,760	819.93
4	279.9	1'097,208	4'048,968	1,124.71
5	177.9	697,368	4'746,336	1,318.42
6	102.4	401.408	5'147,744	1,429.92

HIPOTESIS 3

$T_r = 25$ años $i = 8.0$ mm/h $C = 0.56$

Hora	Area Km ²	Vol. parcial m ³	Vol. acumulado m ³	Caudal Acumul. m ³ /s
1	138.5	620,480	620,480	172.35
2	300.2	1'344,896	1'965,376	545.93
3	314.3	1'408,064	3'373,440	937.06
4	279.9	1'253,952	4'627,392	1,285.38
5	177.9	796,992	5'424,384	1,506.77
6	102.4	458,752	5'883,136	1'634.21

HIPOTESIS 1.1 , 1.2 , 1.3

$T_r = 5$ años $i = 6.0$ mm/h Duraciones : 1,2 y 4 hrs.respectivamente.

Horas	Q(m ³ /s) acum.	Q(m ³ /s) desf.1hr	Q(m ³ /s) real.1hr	Q(m ³ /s) desf.2hr	Q(m ³ /s) real.2hr	Q(m ³ /s) desf.4hr	Q(m ³ /s) real.4hr.
0	0.00		0.00		0.00		0.00
1	129.06	0.00	129.06		129.06		129.06
2	409.45	129.06	280.39	0.00	409.45		409.45
3	702.80	409.45	293.35	129.06	573.74		702.80
4	964.04	702.80	261.24	409.45	554.59	0.00	964.04
5	1,130.00	964.04	165.96	702.80	427.20	129.06	1,000.94
6	1,225.65	1,130.00	95.65	964.04	261.61	409.45	816.20
7	1,225.65	1,225.65	0.00	1,130.00	95.65	702.80	522.85
8	1,225.65			1,225.65	0.00	964.04	261.61
9	1,225.65					1,130.00	95.65
10	1,225.65					1,225.65	0.00

HIPOTESIS 2.1 , 2.2, 2.3

$T_r = 10$ años $i = 7.0$ mm/h Duraciones:1,2 y 4 hrs respectivamente.

Horas	Q(m ³ /s) acum.	Q(m ³ /s) desf.1hr	Q(m ³ /s) real.1hr	Q(m ³ /s) desf.2hr	Q(m ³ /s) real.2hr	Q(m ³ /s) desf.4hr	Q(m ³ /s) real.4hr.
0	0.00		0.00		0.00		0.00
1	150.81	0.00	150.81		150.81		150.81
2	477.69	159.81	326.88	0.00	477.69		477.69
3	819.93	477.69	342.24	150.81	669.12		819.93
4	1,124.71	819.93	304.78	477.69	647.02	0.00	1,124.71
5	1,318.42	1,124.71	193.71	819.93	498.49	150.81	1,167.61
6	1,429.92	1,318.42	11.50	1,124.71	305.21	477.69	952.23
7	1,429.92	1,429.92	0.00	1,318.42	111.50	819.93	609.99
8	1,429.92			1,429.92	0.00	1,124.71	305.21
9	1,429.92					1,318.42	111.50
10	1,429.92					1,429.92	0.00

HIPOTESIS 3.1 , 3.2 , 3.3

$T_r=25$ años $i=8.0$ mm/h Duraciones: 1,2 y 4 hrs.respectivamente.

Horas	Q(m ³ /s) acum.	Q(m ³ /s) desf.1hr	Q(m ³ /s) real.1hr	Q(m ³ /s) desf.2hr	Q(m ³ /s) real.2h	Q(m ³ /s) desf.4hr	Q(m ³ /s) real.4h.
0	0.00	.	0.00		0.00		0.00
1	172.35	0.00	172.35		172.35		172.35
2	545.93	172.35	373.58	0.00	545.93		545.93
3	937.06	545.93	391.13	172.35	764.71		937.06
4	1,285.38	937.06	348.32	545.93	739.45	0.00	1,285.38
5	1,506.77	1,285.38	221.39	937.06	569.71	172.35	1,334.42
6	1,634.21	1,506.77	127.44	1,285.38	348.83	545.93	1,088.28
7	1,634.21	1,634.21	0.00	1,506.77	127.44	937.06	697.15
8	1,634.21			1,634.21	0.00	1,285.38	348.83
9	1,634.21					1,506.77	127.44
10	1,634.21					1,634.21	0.00