

HID 100

G. 2

M. O. P.



CURSO DE POSTGRADO EN INGENIERIA HIDROLOGICA

RESUMEN DE PROYECTOS DEL CURSO

U. D. O.



Barcelona, Venezuela, 1968.

CURSO DE POSTGRADO EN INGENIERIA HIDROLOGICA

RESUMEN DE PROYECTOS DEL CURSO

El primer curso de postgrado en Ingeniería Hidrológica debe sus éxitos a la estrecha colaboración existente entre la Universidad de Oriente y el Ministerio de Obras Públicas, así como la labor de todos los profesores invitados a contribuir con su aporte técnico en el mejor desempeño de sus labores efectuadas.

Barcelona, Venezuela, 1968.

AGRADECIMIENTO

Se quiere dejar constancia del agradecimiento del alumnado del Primer Curso de Postgrado en Ingeniería Hidrológica, a los profesores invitados que, tanto dentro como fuera del salón de clases, supieron guiarnos en nuestras labores. A la Universidad de Oriente y al Ministerio de Obras Públicas por su labor organizativa y de cooperación en el transcurso del curso y en lo que se refiere a los proyectos efectuados. Especialmente a los profesores Ray K. Linsley, Robert Clark, Vito Vanoni y Stanley Davis, que con la colaboración de los ingenieros venezolanos enviados por el M.O.P., nos guiaron a la feliz terminación de nuestro trabajo.

Agradecimiento especial merece el M.O.P., ya que con su ayuda financiera se ha podido lograr la publicación de este libro.

INTRODUCCION

La preparación de ingenieros en el manejo de los recursos hídricos, queda inconclusa si los estudiantes no han tenido oportunidad de trabajar en un problema práctico con datos auténticos. En los cursos formales universitarios, las conferencias, los textos y los exámenes tienen necesariamente que versar sobre problemas académicos típicos. En la instrucción formal no se pueden discutir a fondo la incertidumbre de los datos; los problemas de falta de éstos, las complejas variaciones en la hidrología provocadas por la topografía, el suelo, la vegetación y otros factores. En consecuencia, como culminación del primer Curso de Postgrado de Ingeniería Hidrológica, se requirió de los cursantes, el estudio y el informe correspondiente de un proyecto en el cual era necesario un análisis hidrológico. Aunque la intención no era la de que la tarea formara parte de la planificación de un proyecto que podría realizarse en el futuro, se requirió de los estudiantes formular un posible proyecto y hacer los necesarios análisis hidrológicos usando los datos existentes, como lo harían si se tratara de un trabajo real de planificación.

He aquí un resumen descriptivo de los análisis y los resultados obtenidos. Los estudiantes, divididos en grupos de dos a cuatro, trabajaron a tiempo parcial durante unas cinco semanas. Limitados como estaban por el tiempo y la dedicación, no fue posible explorar todas las soluciones posibles de los problemas, ni tampoco completar todos los análisis hidrológicos que podrían necesitarse para un proyecto de aprovechamiento de una fuente de agua en particular. Por ello es que no debemos presumir que estos estudios representan una solución final del problema de la cuenca estudiada. Debemos más bien considerarlos como ejemplos de estudios que podrían usarse en la planificación del aprovechamiento de los recursos hídricos de la región Oriental del País. Los informes representan una exploración de lo nuevo, en métodos y técnicas para el análisis hidrológico y como toda prueba señalan el camino del futuro desarrollo.

Felicitaciones a los estudiantes por el éxito de sus proyectos, y elogios por la gran cantidad de trabajo que está representada en los informes.

Ray K. Linsley
Director del Curso

INTRODUCTION

The education of engineers for water resources management is incomplete if the student has not had the opportunity to work on a practical problem with real data. Lectures, textbooks and examinations of a formal university course must, of necessity, deal with typical stylized problems. Formal education cannot fully discuss the uncertainties in data, the problems of missing record, the complex variations in hydrology caused by topography, soil, vegetation and other factors. Consequently, as a culmination of the first Postgraduate Course in Engineering Hydrology, the students were required to study and report on a project for which hydrologic analysis was necessary. Although not intended as a part of the planning of a project which might someday be built, the students were required to assume a possible project and to make the necessary hydrologic analyses using the data available as if they were engaged in a real planning effort.

The following summaries describe the analyses and the results obtained. Students worked in groups of two to four on part-time basis for approximately five weeks. Within these limitations of time and manpower it was not possible to explore all alternative solutions to the problems, nor was it possible to complete all of the hydrologic analyses that might be required for a particular water project. Thus, it should not be assumed that these studies represent a final solution for the watershed studied. Rather the reports should be taken as examples of studies that might be used for planning water development in the Rio Neveri. The reports represent an exploration of new methods and techniques of hydrologic analysis and, like all explorations, point the way to future development.

The students are to be complimented on the success of their explorations and praised for the considerable amount of work represented by the reports.

Ray K. Linsley
Director

PROYECTOS

- I** ESTUDIO HIDROLOGICO
DE LAS CUENCAS NEVERI, ARAGUA
Y QUERECUAL - EDO. ANZOATEGUI
- II** INVESTIGACION SOBRE LA EXISTENCIA
DE UNA POSIBLE RELACION
ENTRE LOS PICOS MAXIMOS ANUALES
Y LAS LLUVIAS MAXIMAS ANUALES
DE 24 HORAS EN VENEZUELA
- III** ESTUDIO HIDROLOGICO
DE LA CUENCA DEL RIO QUERECUAL
EN QUERECUAL - EDO. ANZOATEGUI
- IV** ESTUDIO HIDROGEOLOGICO
DEL ASENTAMIENTO CAMPESINO
GUARIATAR DESPARRAMADERO
ESTADO ANZOATEGUI
- V** DESARROLLO DE LA CUENCA
DEL RIO ARAGUA CON FINES DE RIEGO
ESTADO ANZOATEGUI
- VI** ASPECTOS GENERALES
SOBRE EL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS
EN LOS RIOS NEVERI, ARAGUA
Y QUERECUAL - EDO. ANZOATEGUI
- VII** ASPECTOS HIDROLOGICOS
SOBRE INUNDACIONES EN LA CUENCA
DEL RIO NEVERI - EDO. ANZOATEGUI

PROYECTO I

ESTUDIO HIDROLOGICO DE LAS CUENCAS NEVERI, ARAGUA Y QUERECUAL - EDO. ANZOATEGUI

INDICE

	Pág.		Pág.
1. Sinopsis	1	8. Criterios para el uso de los re-	
2. Introducción	2	sultados	20
3. Análisis de crecientes.....	3	8.1 Probabilidades de riesgo...	20
3.1 Descripción de la cuenca...	3	9. Recomendaciones del Profesor	
3.2 Fluviometría	4	Linsley	21
3.3 Hidrogramas de crecientes..	4		
3.4 Hidrogramas unitarios.....	5		
3.5 Duración de la lluvia efec-			
tiva	5		
3.6 Pérdidas	6		
4. Análisis de tormenta.....	6		
4.1 Mapa Medio Anual.....	6		
4.2 Pluviometría	7		
4.3 Tormentas mayores de la			
zona	9		
4.4 Mapa Isoporcental	9		
4.5 Precipitación Máxima Proba-			
ble (PMP)	9		
4.6 Tormentas debidas a frentes			
fríos	10		
4.7 Tormentas de verano.....	10		
4.8 Reducción de lluvias puntua-			
les a lluvias distribuidas so-			
bre el área	11		
5. Análisis de frecuencias.....	13		
5.1 Frecuencias bajas	13		
5.2 Frecuencias altas	13		
6. Procedimientos	14		
7. Resultados	15		

LISTA DE ANEXOS

ANEXO Nº 1

- 1.1 Hidrograma Unitario del río Neverí en Botalón.
- 1.2 Hidrograma Unitario del río Neverí en La Corcovada.
- 1.3 Hidrograma Unitario del río Querecual en Querecual.
- 1.4 Hidrograma Unitario del río Aragua en San Nicolás.
- 1.5 Hidrograma Unitario del río Aragua en La Chorrera.

ANEXO Nº 2

- 2.1 Diagrama de pérdidas río Neverí en Botalón.
- 2.2 Diagrama de pérdidas río Querecual en Querecual.
- 2.3 Diagrama de pérdidas río Aragua en La Chorrera.

ANEXO Nº 3

Reducción de lluvia puntual a lluvia distribuida sobre el área.

ANEXO Nº 4

Curva de frecuencias bajas.

1. SINOPSIS:

El estudio hidrológico que se presenta a continuación reúne la información necesaria para consideraciones a nivel de anteproyecto. Al analizar datos de lluvia y escurrimiento y mediante el uso de otros estudios ya completados, se ha buscado formular el comportamiento de la hoya en general y en particular, algunos de sus componentes; producir la información básica para el diseño de los aprovechamientos de aguas superficiales en algunos sitios y los criterios para establecer su operación.

Para avanzar el estudio hasta la categoría de proyecto, solamente habrá que aumentar los detalles de interpretación y los ejemplos de cálculo. Lo fundamental, esperamos, permanecerá sin cambios.

2. INTRODUCCION:

La región nor-oriental de Venezuela es drenada, principalmente, por tres cursos de agua: el Unare, el Manzanares y el Neverí, los cuales vierten sus caudales al Mar Caribe. La mayoría de los problemas en las regiones situadas en las citadas cuencas tienen un denominador común: escasez en la época de sequía y desbordamientos en la estación lluviosa.

A uno de éstos, el Neverí y dos de sus principales afluentes, el Aragua y el Querecual, hemos dirigido nuestros esfuerzos en este trabajo.

3. ANALISIS DE CRECIENTES:

3-1 DESCRIPCION DE LA CUENCA:

a) Río Neverí

La cuenca del río Neverí está ubicada en la parte nor-oriental de Venezuela. Nace en las Serranías de Turimiquire, en el sitio llamado Neverí de las Cabeceras, aproximadamente a 2000 m.s.n.m. La topografía hasta la población de Araguaita es netamente montañosa, con un lecho caracterizado por tener una pendiente abrupta, que corta rocas sedimentarias compactas y da origen a saltos que producen velocidades de considerable magnitud. A partir de Araguaita, el río desciende por terrenos planos, y su curso se desarrolla a través de meandros hasta su desembocadura en el Mar Caribe.

La forma de la cuenca es alargada, con su eje longitudinal orientado Este-Oeste hasta Naricual, donde toma rumbo Sur-Norte hasta la desembocadura. El patrón de drenaje es del tipo rectangular y en pendiente media hasta el sitio de La Corcovada es de 9.1 m/km.

b) Río Querecual

Nace en la fila "La Navaja", aproximadamente a 1200 m.s.n.m. Su topografía es montañosa hasta el caserío del mismo nombre, desde donde atraviesa una zona plana con meandros bien desarrollados, hasta su confluencia con el río Aragua. La orientación general de la cuenca es Noreste-Sureste y de forma alargada. El patrón general de drenaje es dendrítico, excepto en la cabecera que es rectangular. Tiene una pendiente media hasta el sitio de Querecual de 11.3 m/km.

c) Río Aragua

Tiene su nacimiento a 2200 m.s.n.m., en las Montañas Negras, en la parte sur de las Serranías de Turimiquire. La cuenca tiene forma de pera, estando la parte montañosa y más angosta en dirección Noreste. Su patrón de drenaje es rectangular y en las zonas bajas, dendrítico. Su orientación hasta el sitio de La Chorrera es Noreste-Sureste, siendo su pendiente media 5.82 m/km. Sus dos principales afluentes son el Orégano y el Prespantal.

3-2 FLUVIOMETRIA:

Río	Estación	Tipo	Area (km ²)	Long. cauce (km)	Pendiente media (m/km)	Período de registro
Neverí	La Corcovada Botalón Pte. Carretera	Registrador	940	89	9.1	64-67
		Registrador	976	97	-	41-45; 61-67
		Mira	1092	102	-	45-60
Querecual	Carapita Querecual	Mira	196	-	-	45-49
		Registrador	254	40	11.3	48-67
Aragua	San Nicolás La Chorrera	Registrador	481	49	13.2	63-67
		Registrador	1881	91	5.82	45-67

3-3 HIDROGRAMAS DE CRECIENTES:

Se obtuvieron las crecientes que cumplieran con los siguientes requisitos: volumen considerable para el área drenada, igual tiempo base, duración de lluvia efectiva igual y variación del tiempo de pico en un rango no mayor del 25%.

De la observación de las crecientes podemos notar que:

- a) En la estación Botalón sobre el río Neverí, las crecientes mayores se presentan en forma compleja, haciendo difícil la separación, para la obtención del hidrograma unitario.
- b) El río Prespantal es un factor importante, en las crecientes registradas en la estación La Chorrera sobre el río Aragua.
- c) Las crecientes de cierta magnitud en la estación San Nicolás, son apenas perceptibles en la estación La Chorrera, quizás debido al desbordamiento en las regiones planas.

3-4 HIDROGRAMAS UNITARIOS: (Anexo N° 1)

A partir de los hidrogramas anteriores, se obtuvieron hidrogramas unitarios, luego se dedujo el hidrograma unitario promedio, calculando el tiempo del pico promedio (t_p) y el pico unitario promedio (Q_p).

3-5 DURACION DE LA LLUVIA EFECTIVA:

Para la obtención de la duración de la lluvia efectiva, se usaron los siguientes procedimientos:

- a) El método de la curva "S"
- b) Observación de las bandas pluviográficas

Río	Estación	Tiempo de concent. (Horas)	K (Horas)	(tp) Tiempo pico (Horas)	(Qp) pico unitario (m ³ /seg/mm)	Tiempo base (Horas)	Durac. lluvia efect. (Horas)
Neverí	La Corcovada	9	4	5.50	50.2	19	2
Neverí	Botalón	-	-	5.50	52.1	19	2
Querecual	Querecual	5.0	2.9	6.00	13.4	16	2
Aragua	San Nicolás	5.5	3.1	6.50	28.2	23	1
Aragua	La Chorrera	-	-	7.75	71	18	1

Los valores de la constante de Muskingum (K), se obtuvieron de la publicación "Hidrogramas Unitarios de Venezuela" del Ing. Francisco Avellán Vegas.

3-6 PERDIDAS:

Se elaboraron gráficos (Anexo N° 2), con valores diarios, con ordenadas que representan Índice de Precipitación Antecedente, en las abscisas la Precipitación y como tercer parámetro el escurrimiento en mm.

La forma de elaborar estos gráficos fué la siguiente: a un grupo de crecientas seleccionadas, se les buscó las lluvias que las produjeron, y aplicando la expresión $I = I_0 K^t$ para el Índice de Precipitación Antecedente. Se asumió un valor de $K = 0.90$.

4. ANALISIS DE TORMENTA

4-1 MAPA MEDIO ANUAL:

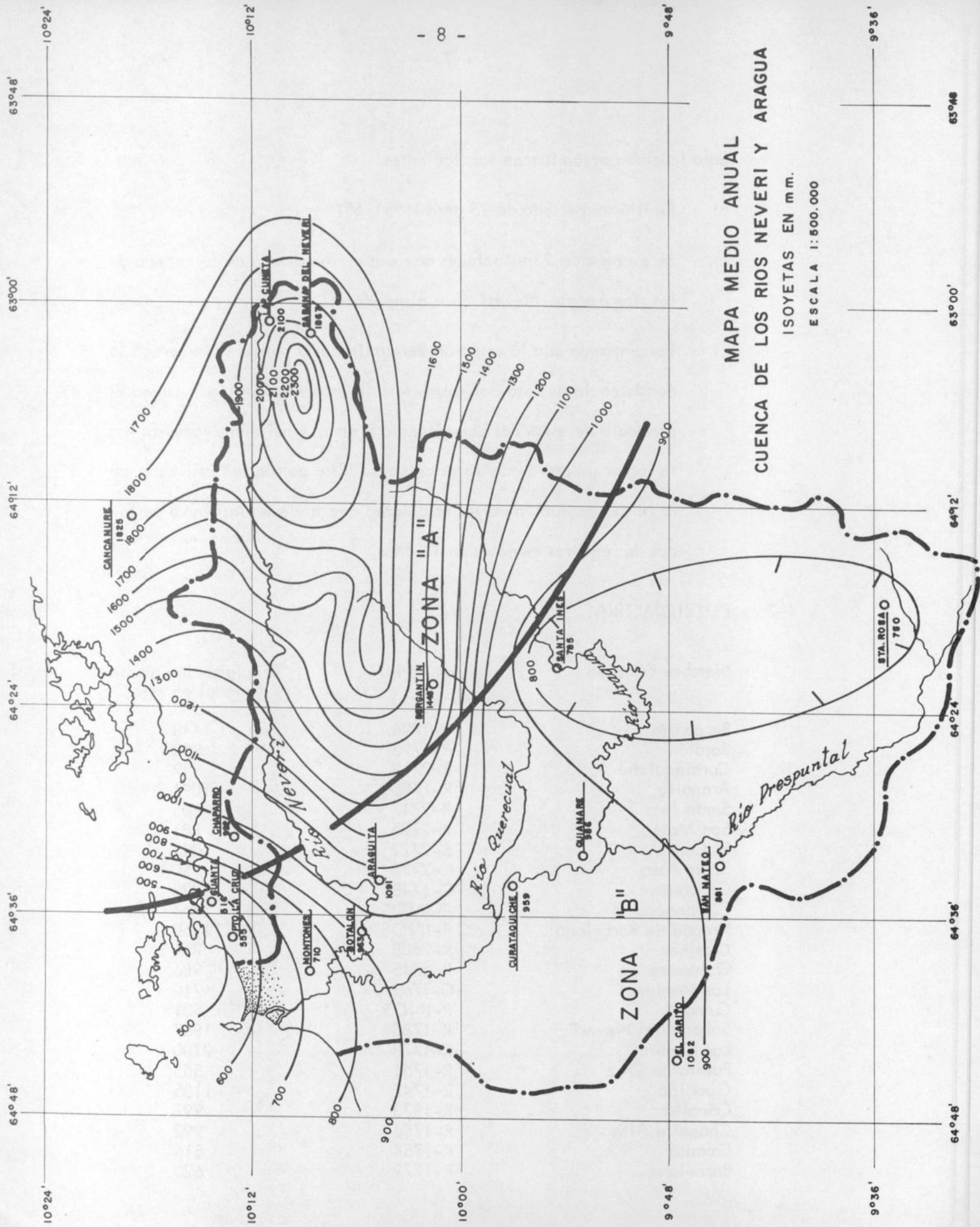
La finalidad de la construcción de este mapa es la obtención de un patrón general que permita la transposición de tormentas. Los pasos utilizados

para la elaboración fueron los siguientes:

- a) Se fijó un período de 15 años (1951-65)
- b) Se escogieron 23 estaciones que estuvieran dentro de la cuenca de los ríos Aragua-Neerí y sus alrededores.
- c) Comenzando con la estación Bergantín como patrón se comprobó la consistencia de ésta con respecto a la estación Botalón. Luego el promedio de estas dos con respecto a otra, y así sucesivamente hasta lograr un patrón de 13 estaciones. Este patrón fué utilizado para la extrapolación de las estaciones que tuviesen lagunas o períodos de registros menores de 15 años.

4-2 PLUVIOMETRIA:

Nombre Estación	Tipo Serial	Precipitación media anual en mm.
Bergantín	R-1796	1448
Botalón	R-1793	963
Curataquiche	R-2713	959
Araguita	R-1785	1091
Santa Inés	R-2717	785
San Mateo	R-2725	881
El Carito	R-2722	1082
Santa Rosa	C-2750	750
Cancamure	C-1748	1825
Cumanacoa	R-INOS	1464
Aragua de Barcelona	R-INOS	1960
Clarines	R-2608	791
Quiamare	R-2715	986
Los Montones	C-1762	710
Cumaná	R-INOS	501
Sabana del Neerí	R-1780	1867
Las Cunetas	R-1778	2100
Puerto La Cruz	R-1751	555
Guaripa	R-1742	1135
Cocollar	R-1873	997
Chaparro Alto	R-1756	992
Guanta	R-1754	516
Barcelona	R-1772	620



4-3 TORMENTAS MAYORES DE LA ZONA:

Del informe técnico N° 2 "Atlas de Tormentas" de la División de Hi
drometeorología del M.O.P. se extrajeron dos tormentas: la primera ocu-
rrida entre (31-1) y (1-2) de 1965 con una duración de 25 horas; y la segun-
da entre 16 y 17 de julio de 1965 con una duración de 20 horas, con centro
en Tunapuy y Algarrobito, de la que se obtuvo una máxima puntual de 138.9
mm.

4-4 MAPA ISOPORCENTAL:

Para la elaboración de este mapa, se utilizó la tormenta ocurrida el
16 y 17 de julio de 1965, debido a que fué una de las mayores ocurridas en
las regiones oriental y central del país.

4-5 PRECIPITACION MAXIMA PROBABLE:

Del informe "The Hurricane Risk over the Neveri Basin", part. II, ela
borado por Vance A. Myers, pág. 22, extrajimos la siguiente información:

Período de 6 Horas				
	1	2	3	4
Máxima puntual PMP para 6 horas en mm.	400	125	80	55
Acumulado (mm)	400	525	605	660

4-6 TORMENTAS DEBIDAS AL FRENTE FRIO:

Del reporte citado en el aparte anterior, página 32;

Período de 6 Horas

	1	2	3	4
Máxima Puntual para 6 horas en mm.	222	70	17	176
Acumulado en mm.	222	292	309	485

4-7 TORMENTAS DE VERANO:

El mismo informe, en la página 32, dice que las tormentas de verano son $2/3$ de las tormentas debidas a frentes fríos.

Para la obtención de estos valores, tenemos que distinguir dos zonas identificadas como A y B.

La zona A es aquella que puede ser eventualmente cubierta por un huracán. Para la delimitación de esta zona nos basamos en el reporte del piloto de una Línea Aérea (ver informe Myers).

Período de 6 Horas

	1	2	3	4
Máxima Puntual para 6 horas en mm.	148	47	11	117
Acumulado en mm.	148	195	206	323

ZONA B:

En la parte plana de la cuenca. Para la obtención de la tormenta de verano utilizamos el método de traslación de tormentas.

La tormenta escogida para esta trasposición fué la ocurrida el 16-17 de julio de 1965 que ocurrió en una zona montañosa, por esta razón elaboramos un plano isoporcental que aplicamos en su posición más desfavorable al mapa medio anual.

Para maximizar estos valores, se hicieron las correspondientes correcciones por humedad y factor de ajuste.

	Período de 6 Horas			
	1	2	3	4
Máxima Puntual para 6 horas en mm.	60	60	2	0
Acumulado en mm.	60	120	122	122

4-8 REDUCCION DE LLUVIAS PUNTUALES A LLUVIAS DISTRIBUIDAS SOBRE AREAS:

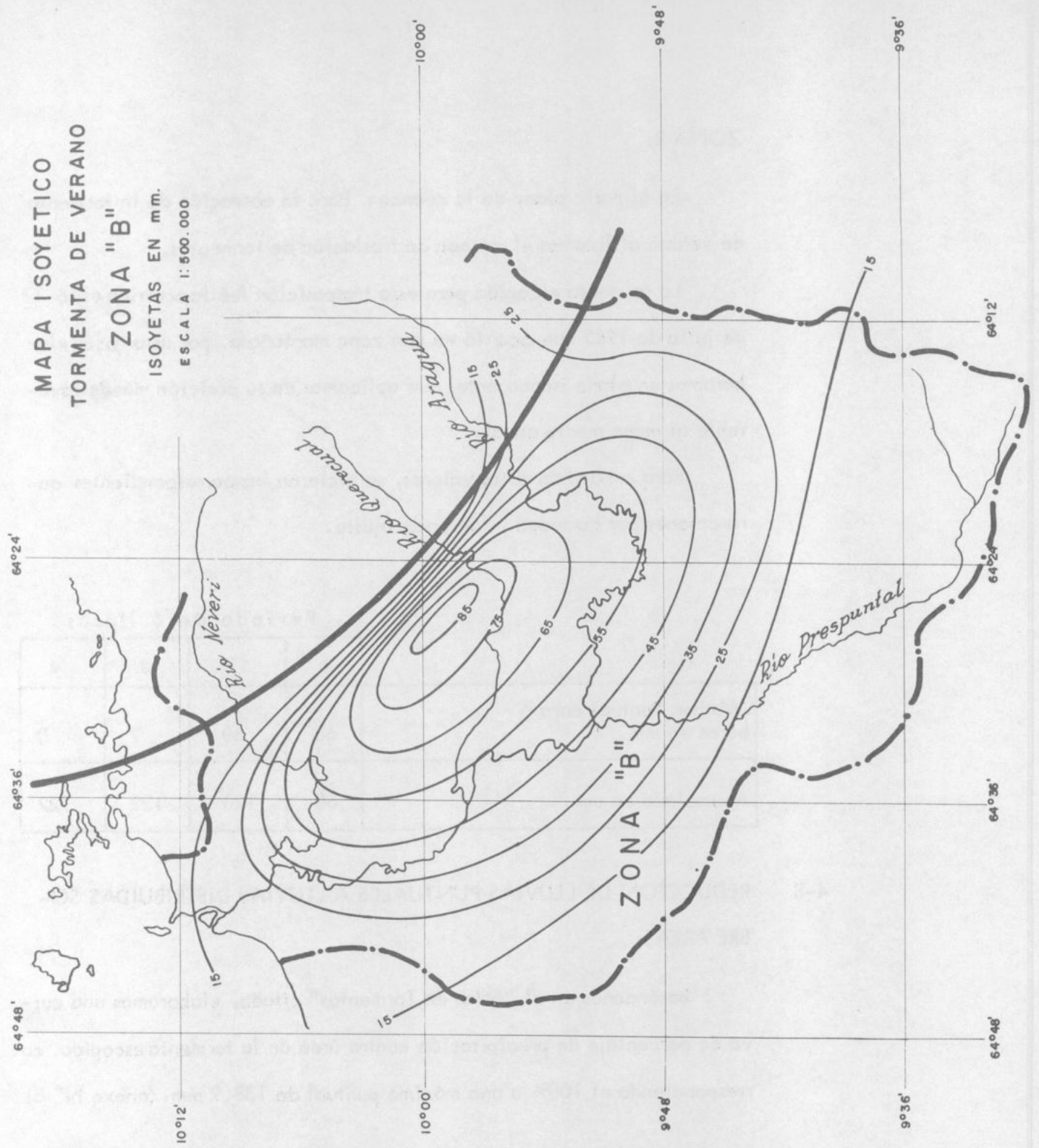
Basándonos en el "Atlas de Tormentas" citado, elaboramos una curva de porcentaje de precipitación contra área de la tormenta escogida, correspondiendo el 100% a una máxima puntual de 138.9 mm. (anexo N° 3).

MAPA ISOYETICO
TORMENTA DE VERANO

ZONA "B"

ISOYETAS EN mm.

ESCALA 1:500.000



5 ANALISIS DE FRECUENCIA:

5-1 ESTUDIO PARA FRECUENCIAS BAJAS:

El procedimiento utilizado fué el siguiente: se escogieron 4 estaciones: Santa Rosa, Santa Inés, Quiamare y Curataquiche, ubicadas dentro de la cuenca y se obtuvieron las máximas precipitaciones anuales registradas para 24 horas, para cada año de registro de cada estación, con la idea de que correspondieran a eventos distintos. Luego se aplicó el método de Gumbel para cada estación por separado y se plotearon en papel de probabilidad extrema para ver la tendencia general.

Una vez que se observó que tenía aproximadamente la misma tendencia, se hizo un nuevo cálculo de frecuencia tomando todas las estaciones en conjunto (método-estación-año) y obteniéndose así una curva de frecuencia promedio, que fué la adoptada para el análisis de frecuencia de períodos de retornos bajos. (Anexo N° 4).

5-2 FRECUENCIAS ALTAS:

El valor puntual de la PMP obtenido del informe de Vance A. Myers es de 660 mm., el cual presumiblemente tiene un período de retorno mayor de 10.000 años. Por lo que para tener una idea, cualitativa, más que cuantitativa de las cuencas a esperarse con períodos de retornos altos, tomamos una fracción ($1/4$) de dicho valor y obtenemos un valor aproximado para el período de retorno de 500 años, basados en la curva de frecuencias bajas.

Basándonos en el reconocimiento anterior, encontramos aproximadamente el valor de precipitación puntual correspondiente al período de retorno de 1.000 años de 190 mm.

6 PROCEDIMIENTO:

El procedimiento seguido fué el siguiente:

- a) Obtención de la lluvia puntual para diferentes frecuencias.
- b) Reducción de esta precipitación puntual a lluvia distribuida sobre el área de las distintas cuencas en estudio.
- c) Debido a la poca certeza respecto a las pérdidas sobre la región en estudio, se obtuvo los escurrimientos a aplicarse a los hidrogramas unitarios para tres valores de índice de precipitación antecedente (al to, medio y bajo), basándonos en los gráficos descritos en el aparte 3-6.
- d) Como las lluvias a aplicarse tienen duraciones de 24 horas y los hidrogramas obtenidos tienen duraciones diferentes, hubo necesidad de aplicar el método de la curva "S" para la obtención del pico unitario para una duración de 24 horas; siendo éstos:

Neverí en La Corcovada	20.1 m ³ /seg/mm.
Neverí en Botalón	20.9 m ³ /seg/mm.
Querecual en Querecual	11.14 m ³ /seg/mm.
Aragua en San Nicolás	5.66 m ³ /seg/mm.

- e) Obtención de los volúmenes producidos por cada escurrimiento.

7 RESULTADOS:

A continuación suministramos los cuadros resúmenes correspondientes a cuatro futuros sitios de embalse en la cuenca de los ríos Aragua-Neverí.

Entre estos datos se incluyen: las precipitaciones distribuidas sobre las cuencas para distintas frecuencias y los escurrimientos correspondientes a estas lluvias con diversos índices de precipitación antecedente.

Como información adicional, se incluyen los "resultados" que corresponden al río Neverí en La Corcovada para un período aproximado de 500 años.

Lluvia Puntual (mm)	Lluvia sobre área (mm)	IPA (mm)	Escurrimiento (mm)	Pico m ³ /seg	Volumen m ³ x 10 ⁶
165	115.5	100	84	1690	79.0
		50	63	1270	59.2
		5	46	925	43.2

RIO NEVERI EN BOTALON

PERIODO DE RETORNO (años)	LLUVIA PUNTUAL (mm.)	LLUVIA SOBRE AREA (mm.)	I.P.A. (mm.)	ESCURRIMIENTO (mm.)	24 HORAS PICO (m ³ /seg.)	VOLUMEN (m ³ x10 ⁶)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
100	150	104	100	81	1690	79.1
			50	61	1280	59.5
			5	42	880	41.0
50	136	94.5	100	78	1630	76.1
			50	58	1220	56.6
			5	40	830	39.0
25	122	84.8	100	74	1550	72.2
			50	54	1130	52.7
			5	37	770	36.1
10	105	73.0	100	69	1440	67.3
			50	49	1030	47.8
			5	31	645	30.3
7	98	68.0	100	67	1400	65.4
			50	47	980	45.9
			5	29	602	28.3
5	90	62.2	100	65	1360	63.4
			50	45	940	43.9
			5	27	565	26.4
4	80	55.6	100	62	1300	60.5
			50	42	880	41.0
			5	24	500	23.4

RIO NEVERI EN LA CORCOVADA

PERIODO DE RETORNO (años)	LLUVIA PUNTUAL (mm.)	LLUVIA SOBRE AREA (mm.)	I.P.A. (mm.)	ESCURRIMIENTO (mm.)	24 HORAS PICO (m ³ /seg.)	VOLUMEN (m ³ ·10 ⁶)
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
100	150	105	100	81	1630	76.1
			50	61	1230	57.3
			5	42	845	39.5
50	136	95.2	100	78	1570	73.3
			50	58	1170	54.5
			5	40	800	37.6
25	122	85.4	100	74	1490	69.6
			50	54	1090	50.8
			5	37	745	34.8
10	105	73.5	100	69	1320	64.9
			50	49	990	46.1
			5	31	620	29.1
7	98	68.0	100	67	1350	60.0
			50	47	945	44.2
			5	29	580	27.3
5	90	63.0	100	65	1310	61.1
			50	45	905	42.3
			5	27	545	25.4
3	80	56.0	100	62	1250	58.3
			50	42	845	39.5
			5	24	480	22.6

RIO QUEREQUAL EN QUEREQUAL

PERIODO DE RETORNO (años)	LLUVIA PUNTUAL (mm.)	LLUVIA SOBRE AREA (mm.)	I.P.A. (mm.)	ESCURRIMIENTO (mm.)	24 HORAS PICO (m ³ /seg.)	VOLUMEN (m ³ x10 ⁶)
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
100	150	131	80	58	646	14.70
			40	34	379	8.64
			5	24	267	6.10
50	136	119	80	46	512	11.70
			40	29	323	7.37
			5	21	234	5.33
25	122	107	80	38	423	9.65
			40	26	290	6.60
			5	18	201	4.57
10	105	91.9	80	32	357	8.13
			40	22	245	5.59
			5	16	178	4.06
7	98	85.8	80	30	334	7.62
			40	20	223	5.08
			5	14	156	3.56
5	90	78.8	80	27	301	6.86
			40	18	201	4.57
			5	13	145	3.30
3	80	70.0	80	24	267	6.10
			40	16	178	4.06
			5	12	134	3.05

RIO ARAGUA EN SAN NICOLAS

PERIODO DE RETORNO (años)	LLUVIA PUNTUAL (mm.)	LLUVIA SOBRE AREA (mm.)	I.P.A. (mm.)	ESCURRIMIENTO (mm.)	24 HORAS PICO (m ³ /seg.)	VOLUMEN (m ³ x10 ⁶)
①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
100	150	121	80	80	453	38.4
			40	64	362	30.7
			5	51	290	24.5
50	136	109	80	75	425	36.0
			40	59	334	28.3
			5	46	260	22.1
25	122	98.2	80	71	402	34.1
			40	55	311	26.4
			5	41	232	19.7
10	105	84.5	80	66	374	31.7
			40	50	283	24.0
			5	36	204	17.3
7	98	78.9	80	63	357	30.2
			40	48	272	23.0
			5	33	187	15.8
5	90	72.5	80	61	345	29.3
			40	45	255	21.6
			5	31	176	14.9
3	80	64.4	80	58	328	27.8
			40	42	238	20.2
			5	28	159	13.4

8 CRITERIOS PARA EL USO DE LOS RESULTADOS:

Fueron obtenidos valores con frecuencias altas y bajas por las razones siguientes:

- a) Frecuencias Altas: Valores a utilizarse en el diseño de las obras de retención.
- b) Frecuencias Bajas: Valores a utilizarse con dos fines: primero para el diseño de las obras de desviación y segundo, para la operación del embalse en el supuesto caso de que, estando lleno, se presente una tormenta local.

8-1 PROBABILIDADES DE RIESGO:

Si la probabilidad de no ocurrencia de un evento en cualquier año es P , la probabilidad J de que el evento ocurra en un período de N años es:

$$J = 1 - p^n$$

Basándonos en la fórmula y en las tablas 11-2 y 11-3 correspondientes al capítulo 11 del libro "HYDROLOGY FOR ENGINEERS" de R. K. Linsley, M. Kohler y J. Paulhus, tenemos que para los 74 años (aplicado el método estación-año).

Número de años de record	P r o b a b i l i d a d				
N	0.01	0.25	0.50	0.75	0.99
74	32.8	54.1	108.7	263.2	1000.0

9 RECOMENDACIONES DEL PROFESOR LINSLEY:

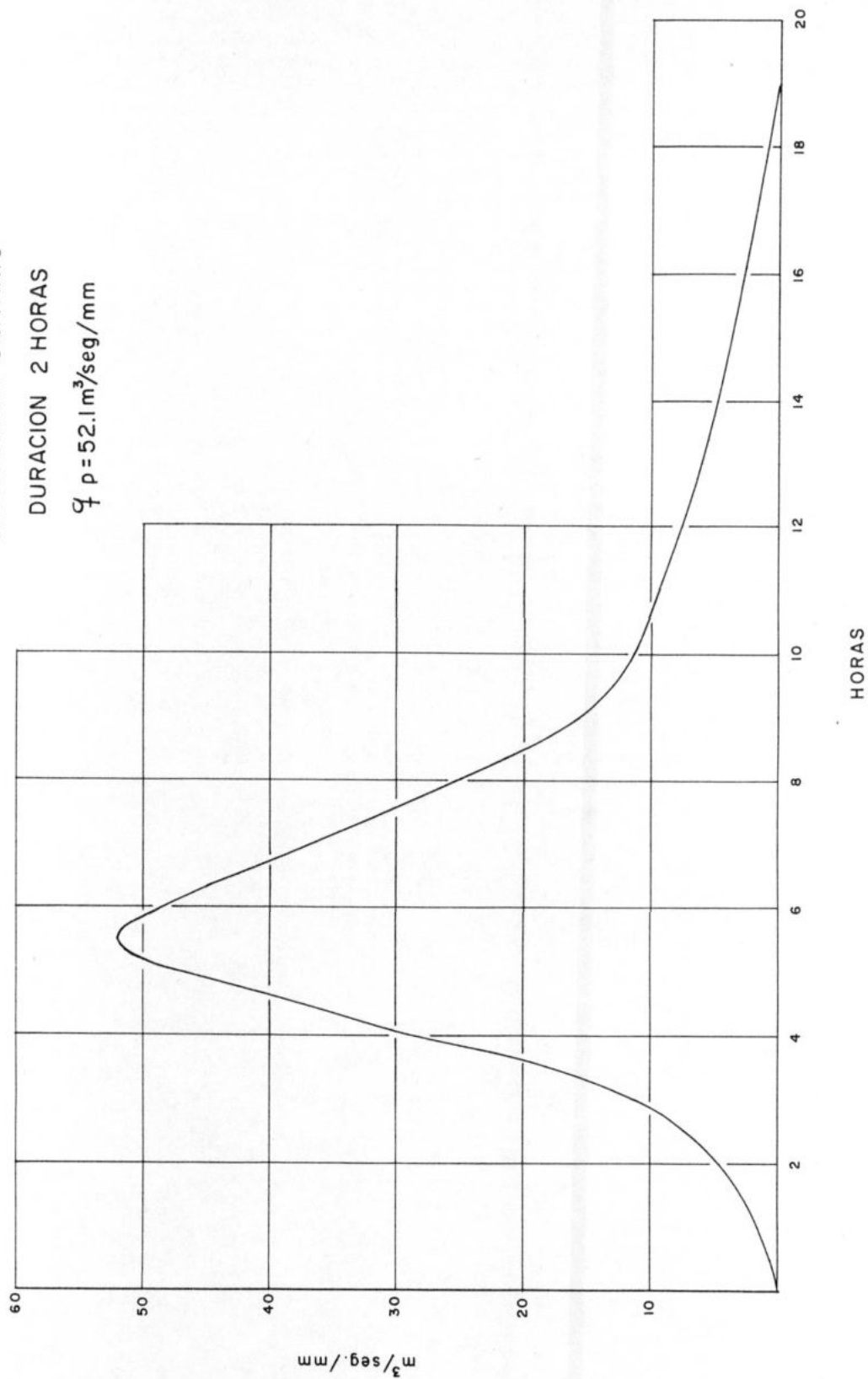
- 1 - Tratar de encontrar el hidrograma unitario del río Neverí, a partir de la estación Botalón, ya que es la que tiene el registro más largo.
- 2 - Completar los cuadros de tormentas para períodos de 1 y 2 horas, que son posiblemente más representativas para Venezuela.
- 3 - Las máximas precipitaciones anuales registradas para 24 horas, en realidad no son las máximas sobre la cuenca, luego para encontrarlas se puede usar el método aplicado por él en Israel (Random).
- 4 - Para el aparte C del punto 6, se debe esperar un evento de gran magnitud, para poder estimar con certeza la frecuencia correspondiente a las pérdidas.
- 5 - Obtener los resultados finales, para las duraciones efectivas de cada cuenca.

RIO NEVERI EN BOTALON

HIDROGRAMA UNITARIO

DURACION 2 HORAS

$q_p = 52.1 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{mm}$

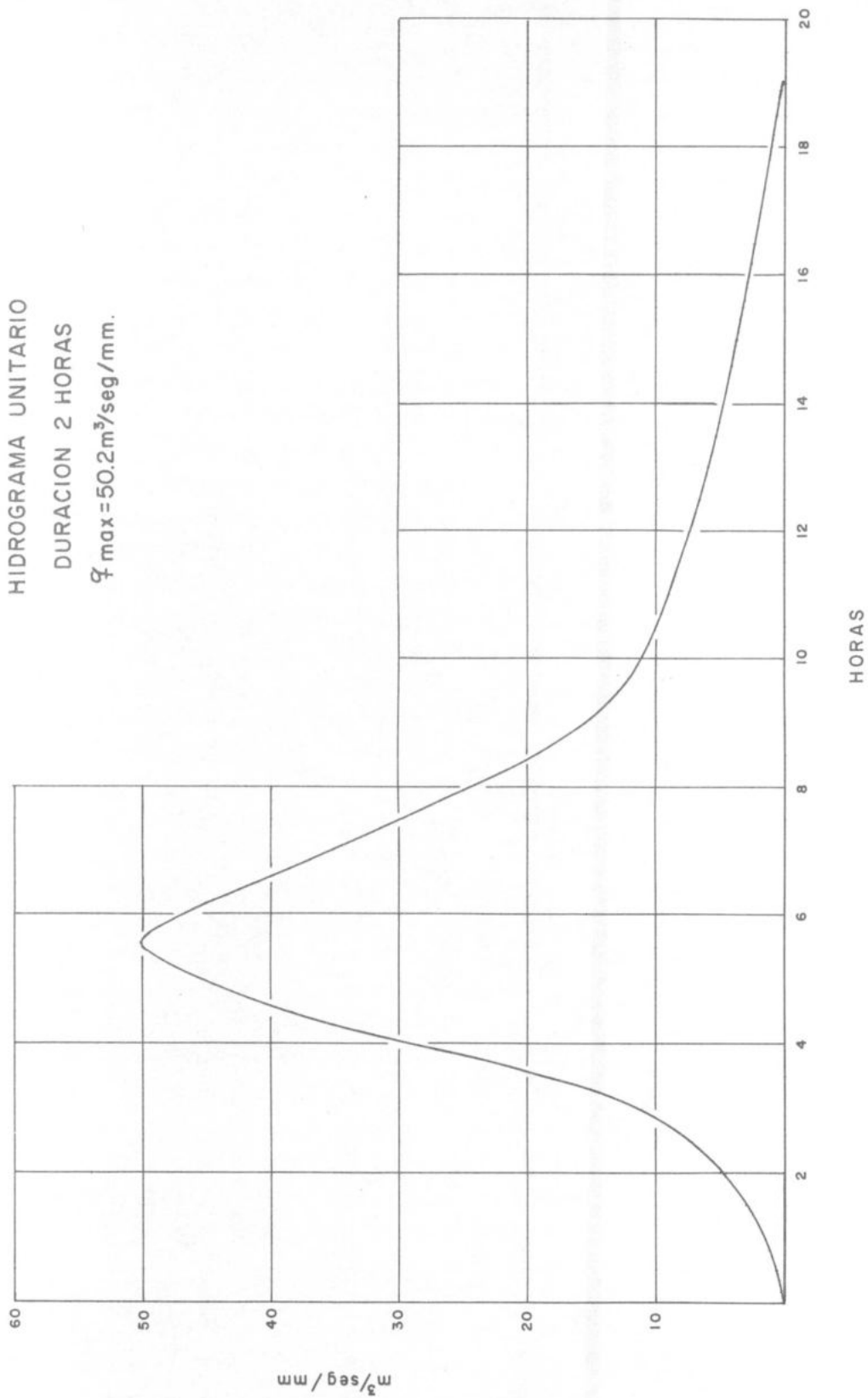


RIO NEVERI EN LA CORCOVADA

HIDROGRAMA UNITARIO

DURACION 2 HORAS

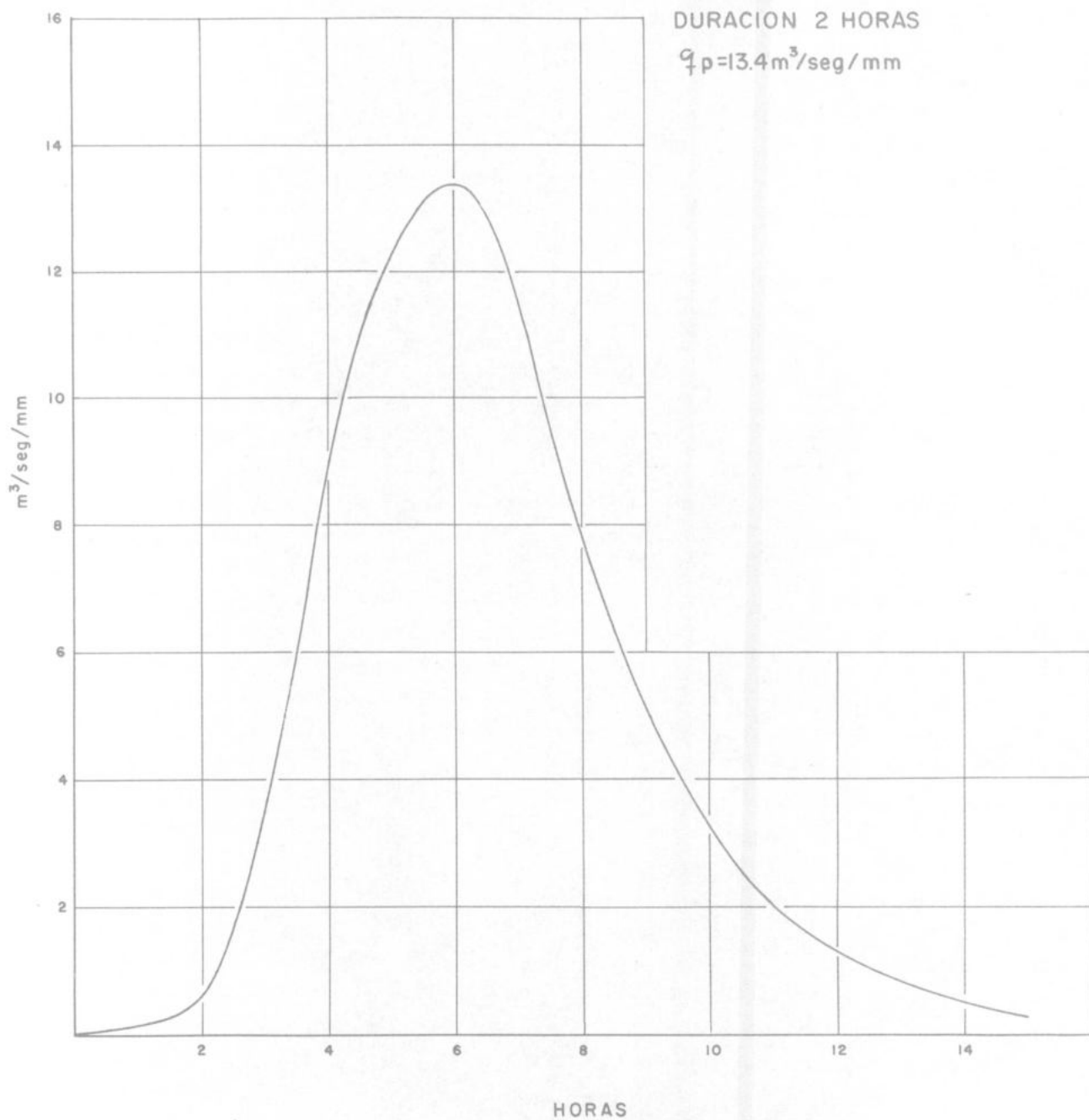
$q_{\max} = 50.2 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{mm}$



RIO QUERECUAL EN QUERECUAL
HIDROGRAMA UNITARIO

DURACION 2 HORAS

$$q_p = 13.4 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{mm}$$

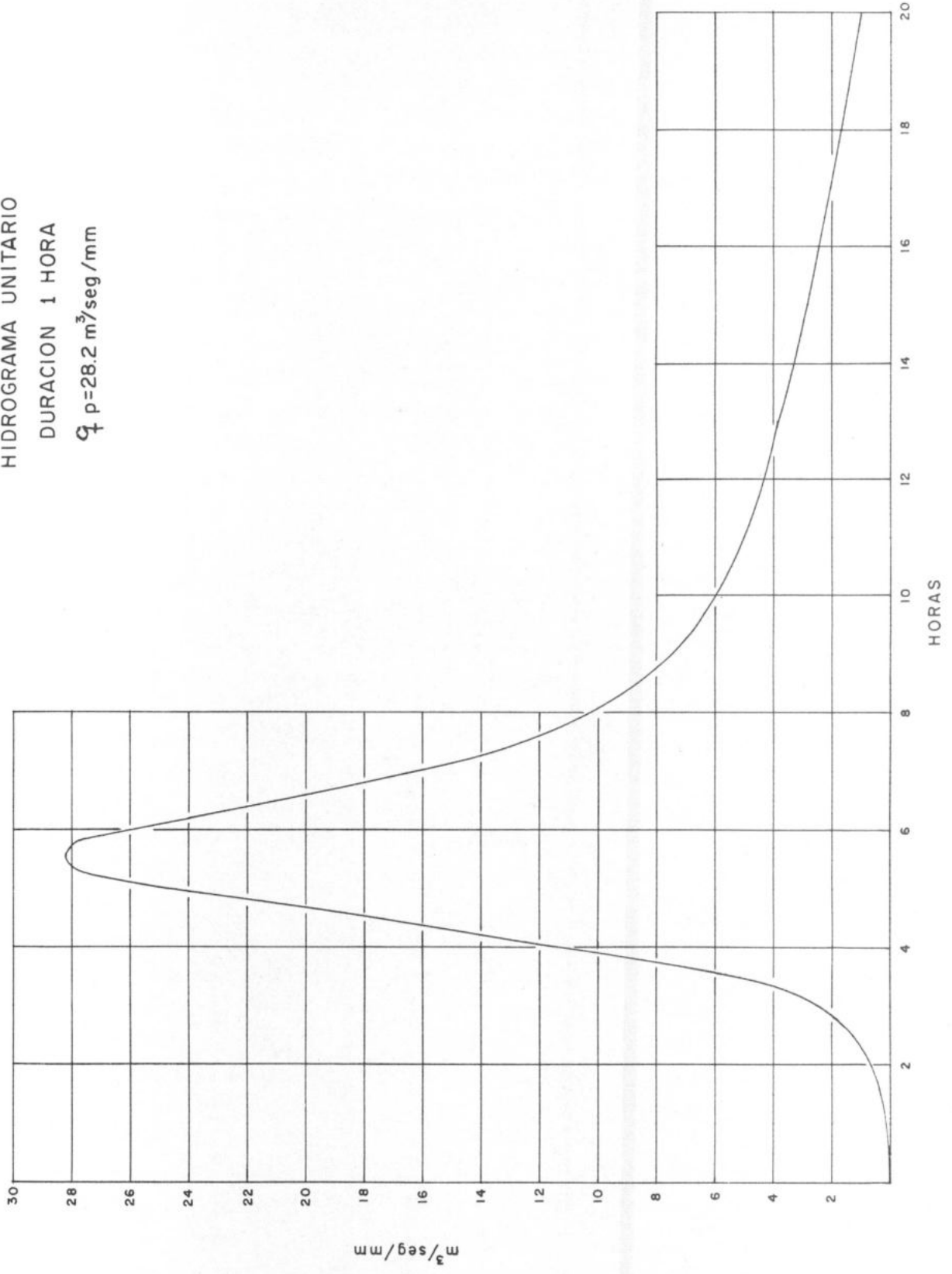


RIO ARAGUA EN SAN NICOLAS

HIDROGRAMA UNITARIO

DURACION 1 HORA

$q_p = 28.2 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{mm}$

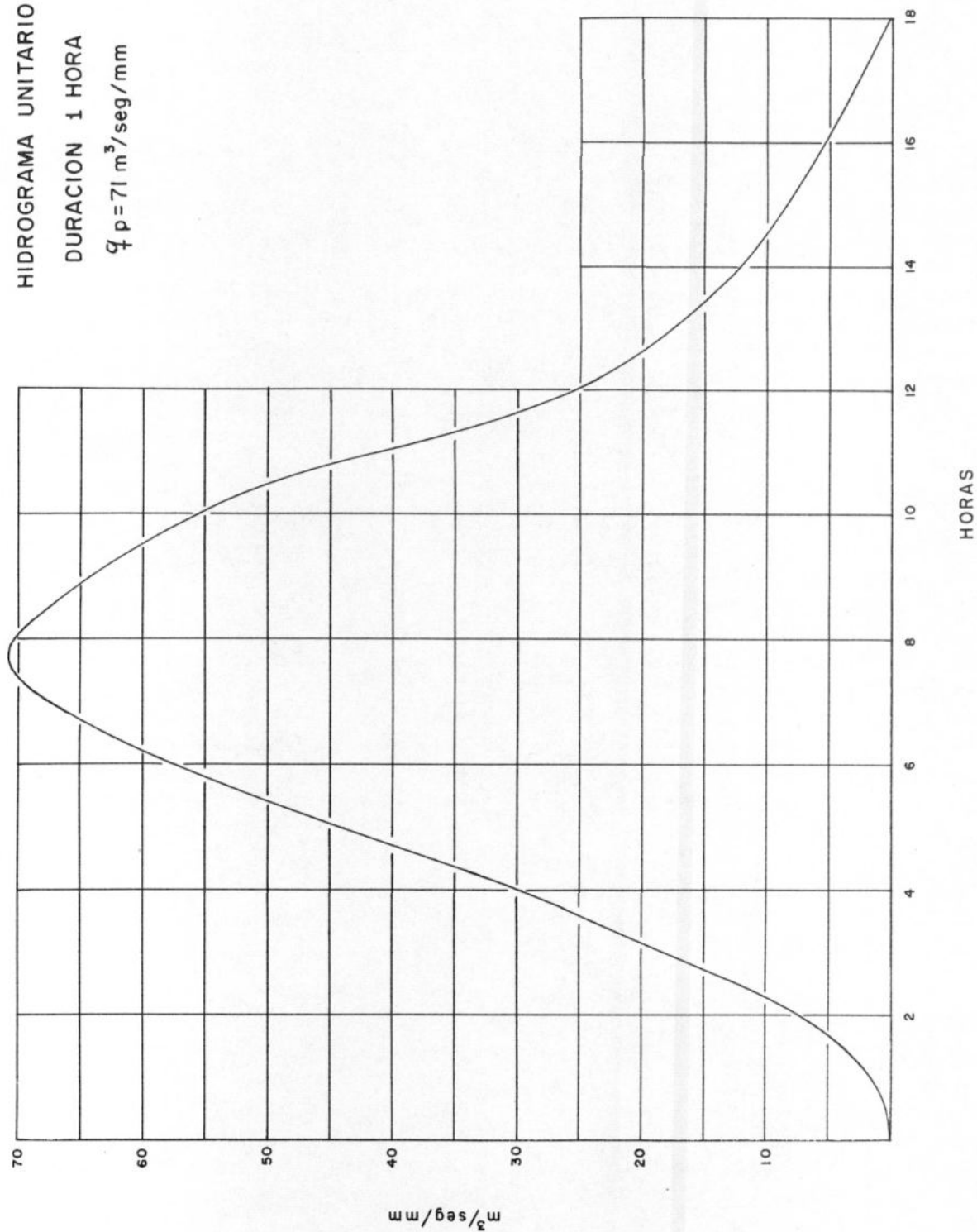


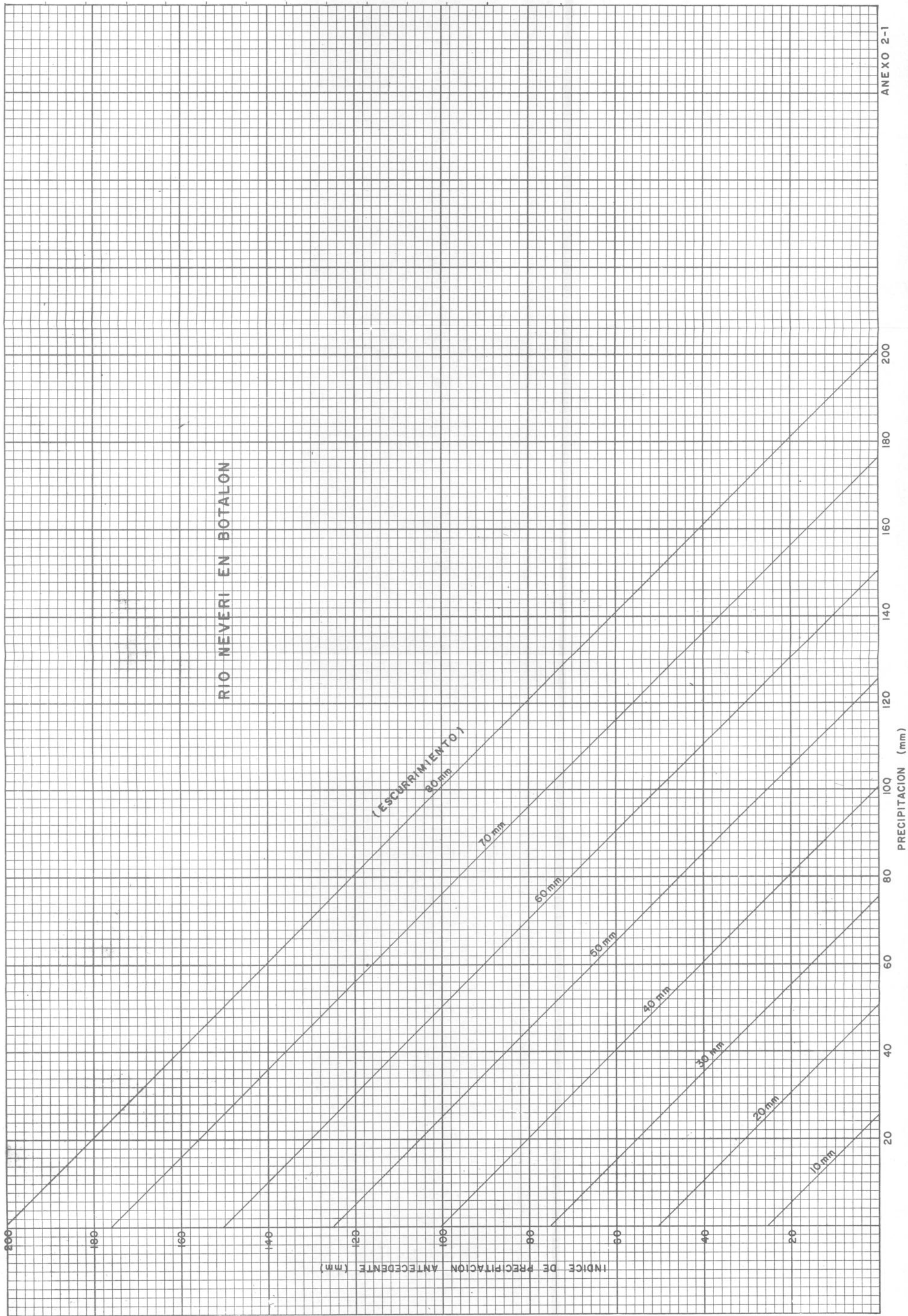
RIO ARAGUA EN LA CHORRERA

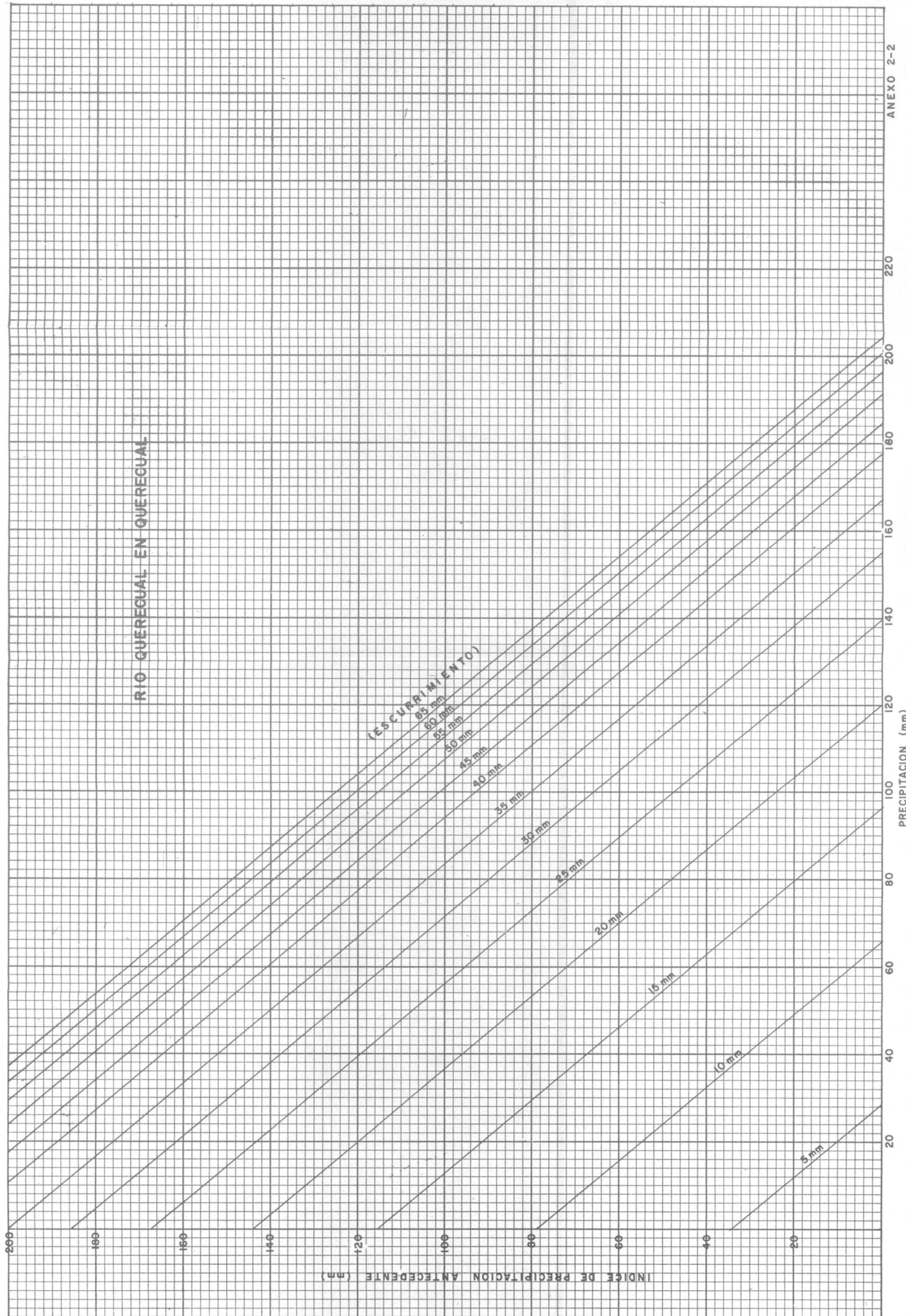
HIDROGRAMA UNITARIO

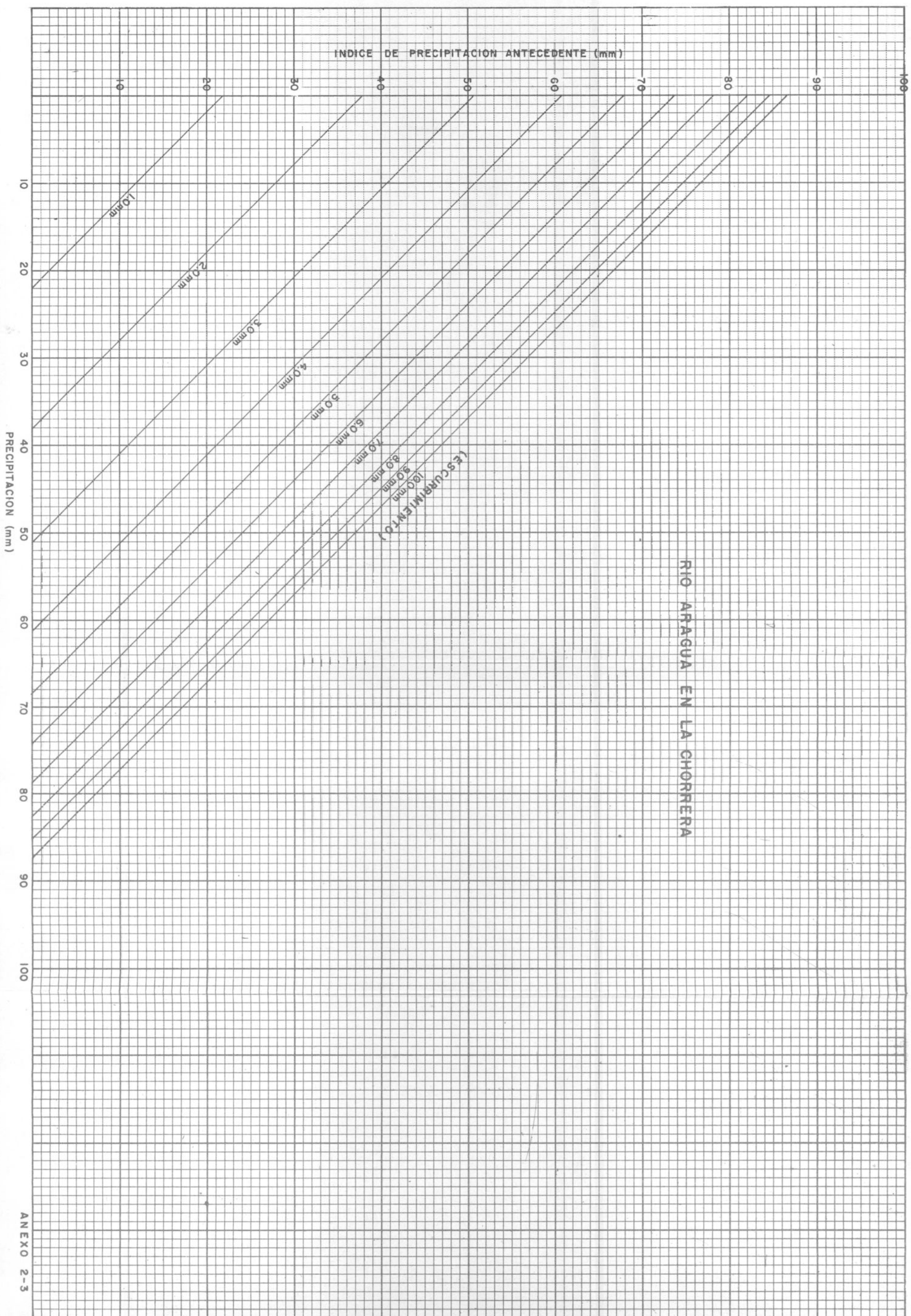
DURACION 1 HORA

$$q_p = 71 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{mm}$$

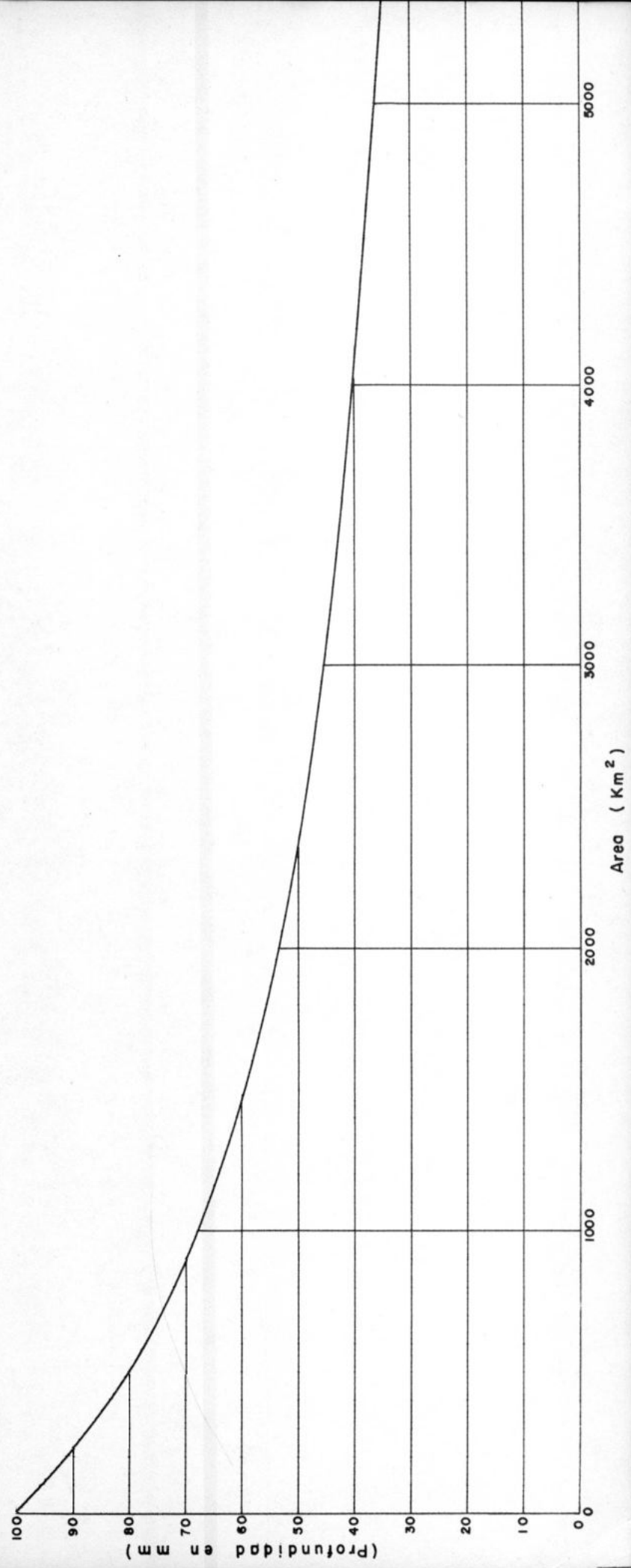




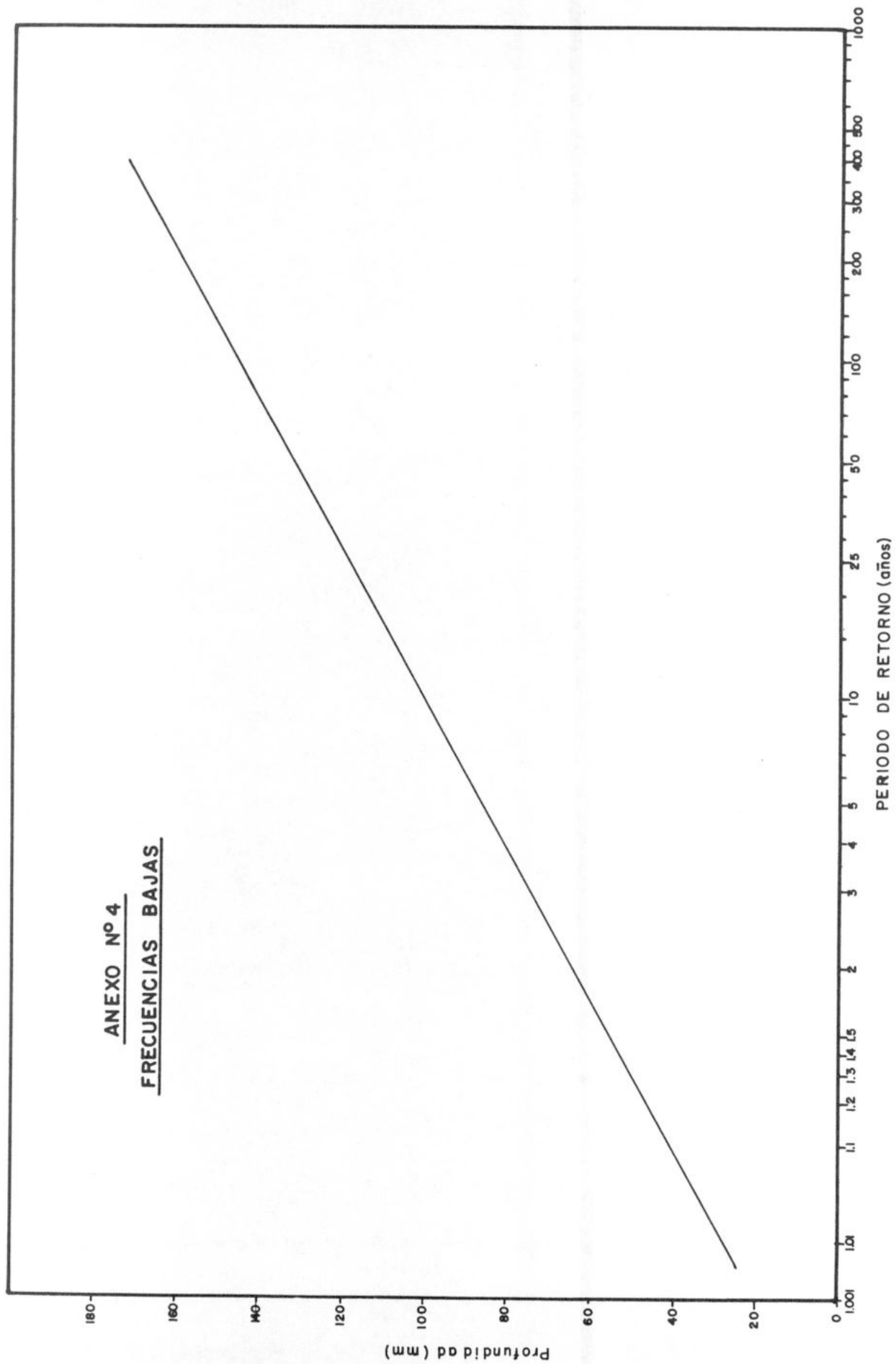




ANEXO N° 3



ANEXO Nº 4
FRECUENCIAS BAJAS



PROYECTO II

INVESTIGACION SOBRE LA EXISTENCIA DE UNA POSIBLE RELACION ENTRE LOS PICOS MAXIMOS ANUALES Y LAS LLUVIAS MAXIMAS ANUALES DE 24 HORAS EN VENEZUELA

INDICE

	Pág.
1. Sinopsis	1
2. Propósito	2
3. Descripción del análisis.....	6
4. Procedimiento	7
5. Resultados	12
6. Conclusiones	13

LISTA DE ANEXOS

ANEXO Nº 1

Estaciones pluviométricas analizadas.

ANEXO Nº 2

Estaciones fluviográficas analizadas con los resultados obtenidos.

ANEXO Nº 3 (GRAFICOS Y MAPAS)

Gráfico Nº 1 — Correlación entre $C'V_p$ y $C'V_v$.

Gráfico Nº 2 — La anterior correlación en 7 cuencas escogidas.

Gráfico Nº 3 — Correlación coaxial de parámetros estadísticos.

Mapa Nº 1 — Coeficiente de variación de las lluvias anuales máximas de 24 horas. $C V_p$ (%).

Mapa Nº 2 — Isolíneas de coeficientes de variación de lluvias medias anuales, $C V_p$ (%).

Mapa Nº 3 — Mapa medio anual normalizado para el período 1952-1963.

1. SINOPSIS:

El presente trabajo que aquí se expone, trata de una investigación preliminar con el fin de llegar a un conocimiento sobre posibles relaciones de parámetros estadísticos representativos, de fenómenos propios del ciclo hidrológico, que permitan en un caso dado orientar al proyectista, sobre la magnitud de crecientes a esperarse en cuencas carentes de datos, obviando la necesidad de usar métodos más complicados que conducirían a resultados presumiblemente iguales, dentro del orden de la aproximación que se requiere.

2. PROPOSITO:

Son numerosos los casos que se presentan en nuestro medio de la necesidad de la determinación de picos máximos de crecientes, que pueden esperarse para diversos períodos de retorno, en cuencas donde no existe información suficiente que nos conduzca a resultados que se puedan susten-
tar en todos sus puntos de una forma enteramente racional.

Para este problema que se menciona, existe un sinnúmero de procedimientos, denominados por lo general "sintéticos", muchos de los cuales han sido aceptados después de haber sido comprobada exitosamente su fi-
delidad en nuestro medio, aunque esta comprobación no ha sido lo satis-
factoriamente extensiva por carecer casi totalmente de registros en vastas
zonas del país.

El método más generalizado en nuestro medio ha sido desarrollado
por C. O. Clark, el cual en muy variadas ocasiones se ha comprobado su
adaptabilidad de la siguiente forma:

- a) Se han escogido cuencas que poseen buenos registros fluviográficos y una buena densidad y distribución de estaciones pluviométricas, estos últimos también con registros largos y confiables.
- b) Se han determinado los hidrogramas unitarios propios de esas cuen-
cas, a partir del mayor número de crecientes posibles, ateniéndose
rigurosamente a las restricciones o limitaciones que lleva implícito
el método.
- c) Se han construido los hidrogramas unitarios correspondientes, por el
método sintético de C. O. Clark.

- d) Se han comparado estos hidrogramas, en atención a sus características geométricas (forma, tamaño, ordenada del pico, tiempo al pico, tiempo base, curva de recesión, etc.).

Afortunadamente las diferencias que se han encontrado en la mayoría de los casos son insignificantes. Es obvio en este caso que si aplicamos la lluvia efectiva que produjo una creciente significativa, al hidrograma unitario derivado según el método de Clark, obtendremos un resultado, que evidentemente estará muy conservadoramente dentro de la tolerancia que exigen los estudios de este tipo.

Ahora bien, es aquí donde radica el inconveniente principal para la resolución de nuestro problema cuando se trata de una cuenca con información muy escasa; puesto que si conocemos con amplitud las características geométricas, topográficas e hidrográficas de la cuenca, podemos asegurar con una probabilidad bastante alta de estar en lo cierto, que el hidrograma unitario generado según el método de Clark es representativo de la cuenca.

Con esto el problema parece estar resuelto, pues, como ya es del conocimiento de todos, con la aplicación de la lluvia efectiva a este hidrograma unitario obtendríamos las características de la creciente en la cual estamos interesados, pero cómo se puede llegar al conocimiento de la lluvia efectiva ?. Para destacar la gravedad de esta pregunta, es conveniente señalar que no se tiene ningún conocimiento, ni siquiera algún indicio de la magnitud de las pérdidas que ocurren en nuestro medio, por lo tanto aunque tuviéramos en sus formas más detalladas y exactas las ocurrencias

de tormentas sobre nuestras cuencas, quedaríamos atados de las manos para inferir qué cantidad de estas lluvias producen escurrimiento directo. Es últimamente cuando se ha comenzado a investigar algo sobre este fenómeno. Es indudable que la solución científica a este problema es a largo plazo y requiere que se inicie con la mayor urgencia posible, esto implica la creación de por lo menos una cuenca experimental y la instalación de instrumentos medidores indispensables, en regiones representativas que aporten la información necesaria y suficiente para poder encarar, de una forma razonable, investigaciones sobre pérdidas. Pero mientras esto se logra es necesario desarrollar técnicas apropiadas, paralelamente a lo descrito, que nos permita evaluar más satisfactoriamente, es decir, con menos incertidumbre las magnitudes de los eventos que nos ocupan.

En la actualidad el criterio que se sigue, para la obtención de picos de crecientes, tiene algo de paradójico; existen ciertas cuencas que por tener una información más amplia, se consideran como cuencas claves o pilotos, en estas cuencas se han asumido valores de pérdidas para ciertas tormentas notables comparándose los resultados que se obtienen a través de ellas con los registros correspondientes; se considera que la suposición está dentro de un rango acertado, si el resultado que se obtiene a partir de ella no se separa considerablemente, o cae dentro de un intervalo de valores observados, cuyos períodos de retorno se juzguen, que pueden estar cercanos al período de retorno que correspondería a nuestros resultados, en base a las características propias de la tormenta que engendró tal creciente.

Hablamos de rangos o intervalos de valores porque sería impropio hablar de valores particulares a sabienda de que los períodos de retorno de precipitación y escurrimiento no guardan relación directa.

Al comienzo de esta última parte dijimos que era algo paradójico el método que se sigue en la actualidad y que pasamos a resumir cuando se requiere de la obtención de una creciente en una cuenca en la cual no hay información, se hace un hidrograma unitario según el método de Clark, se analizan tormentas de períodos de retorno estimados y se "suponen" unas pérdidas por comparación entre esta cuenca problema y una ^{de} esas que hemos calificado como cuencas claves, claro está que este procedimiento nos puede conducir a resultados satisfactorios, si se puede demostrar la similitud, hidrológicamente hablando, entre ellas; es el hecho que tal similitud debería establecerse a través de un estudio minucioso en base a características que son fundamentales, como la geología, estudios generales de suelos, características de los drenajes, topografía, etc. Esto en la actualidad es muy dificultoso, pues basta con mencionar, como un ejemplo, que en un gran número de casos la información cartográfica que se posee es muy pobre. Es ahora cuando podemos comprender que en un gran número de casos podríamos suponer directamente el resultado evitando todos los cálculos, ese resultado tendría el mismo grado de incertidumbre, que el anterior, con una ventaja evidente; es más sencillo, práctico y rápido.

Nuestro propósito es disminuir el rango de incertidumbre, no es crear un método de cálculo, a través de procedimientos indirectos.

Enfatizamos nuevamente, a través de esta investigación, tratamos de encontrar ciertas relaciones entre características de lluvias y característi

cas de picos máximos, que nos aporten una orientación que nos indique si las suposiciones aceptadas están dentro de un rango razonable y por lo tan to que los resultados que obtengamos no están muy alejados de la realidad.

Por ningún concepto puede, ni debe usarse, lo que aquí se exponga como un procedimiento de cálculo, ni tampoco para verificar la fidelidad de otros métodos.

3. DESCRIPCION DEL ANALISIS:

La magnitud de los picos de crecientes depende de las características físicas de la cuenca y principalmente de las características de la pluvio sidad sobre la misma, pues es obvio que en cuencas de características físicas iguales, se producirá mayor pico donde las características de la precipi tación sean más favorables para la producción del escurrimiento directo, es indudable que el caso inverso también se presenta, es decir, que en cuencas cuyas características de precipitación en un momento dado sean iguales, se producirá un mayor pico, donde las características físicas de la cuenca así lo determinen. Pero es el hecho que la conjunción de esta dualidad de con diciones es lo que determina en la práctica la producción y magnitud de pi cos de crecientes, pero a su vez no tiene falta de lógica pensar que una de estas dos condiciones sea predominante, parece razonable que una de ellas sea predominante para una cuenca en particular y la pregunta que sur ge de inmediato es la siguiente: Será esa predominancia en cierto grado persistente para la mayoría de las cuencas del país ?. Para responder a esta pregunta hemos enfocado el problema de la siguiente forma: si las características de la precipitación es la predominancia persistente en la produc

ción de picos a través de las distintas cuencas del país, debería existir al gún índice de la precipitación que tenga o conserve cierta relación con otro índice pertinente a los picos de crecientes, teniendo en cuenta que estos índices no deben estar influenciados por eventos de magnitudes extra ordinarias, pues algunos de ellos quedarían distorsionados y no reflejarían las condiciones medias ordinarias que son las de más fácil medición.

Para nuestra investigación, creímos que un índice que puede reflejar fielmente las características que nos conciernen, es el coeficiente de variación, definido en estadística como:

$$CV = \frac{\sigma}{\bar{X}}$$

donde: σ = desviación típica
 $\bar{X}$ = promedio de valores

En nuestro estudio se escogió la lluvia como factor principal en nue stras relaciones por ser el elemento que más profusamente se mide en nue stro medio.

4. PROCEDIMIENTO:

Se hizo la definición del siguiente par de coeficientes de variación:

- a) Coeficiente de variación de las lluvias máximas anuales de 24 horas, para diversas cuencas del país (CV_p). Es preciso aclarar aquí que cuando hablamos de 24 horas no nos referimos a la duración real de la lluvia, sino al máximo medido en 24 horas, era deseable haberlo hecho con lluvias de duraciones típicas, pero esto nos limitaba con

siderablemente el número de estaciones.

- b) Coeficiente de variación de los picos máximos anuales ($C'V_v$). Para la determinación de los coeficientes de variación de las lluvias máximas anuales de 24 horas ($C'V_p$) que corresponden a las cuencas, se calcularon los coeficientes de variación de 225 estaciones pluviométricas que se listan en el anexo N° 1. Estos valores fueron ubicados en un mapa con los cuales se trazaron isolíneas de igual valor de coeficiente de variación (ver mapa N° 1); el valor asumido de coeficiente de variación correspondiente a las cuencas fué el valor promedio obtenido a partir de las isolíneas por un método análogo al de las isoyetas. El coeficiente de variación de los picos máximos anuales es el correspondiente al de los valores medidos a la salida de la cuenca.

No se encontró ninguna relación bien definida entre estos pares de valores, aunque si parece existir una relación entre aquel las cuencas sobre las que se puede pensar que existen similitudes hidrológicas. El gráfico N° 1 presenta un ploteo de ambos valores. El gráfico N° 2 presenta la misma relación anterior pero de 7 cuencas escogidas en consideración a su supuesta similitud y cuyos datos fueron más minuciosamente examinados; esto último nos condujo a pensar que podría existir de una forma análoga, una familia de curvas, las que agruparían cuencas de características similares, quizás, visto en forma inversa, esto también podría ser una indicación que nos permitía decidir en cierta forma si varias cuencas tienen semejanza hidrológica, en el conjunto de sus características, bien sea por su agrupación o por su acomodo según cierta curva.

Si bien esto último nos condujo a una ligera sospecha de éxito, también nos animó a proseguir el estudio enfocado a través de un mayor número de características que puedan envolver de una forma más precisa las características de una cuenca.

A continuación hacemos una descripción sucinta de este segundo análisis y de las consideraciones que fueron tomadas en cuenta: aceptamos las siguientes hipótesis: a) los picos máximos para todas las cuencas de nuestro medio, no obedecen persistentemente a la preponderancia de una de las características mencionadas sobre la otra y b) la siguiente reciprocidad, si la combinación del efecto de las características intrínsecas de la cuenca y de la precipitación son factores determinantes sobre el gasto medio anual, aceptar que la variabilidad del gasto medio anual es a su vez índice representativo de la combinación de los efectos debidos a la combinación de las características de la cuenca y del régimen de precipitación.

De inmediato pasamos a la exposición del método: en el primer método explicamos que los índices elegidos fueron los coeficientes de variación de los picos máximos de crecientes y el de las lluvias máximas anuales de 24 horas no encontrándose una buena relación, pero que sí despertó la sospecha de la posible existencia de una buena relación entre cuencas de características, o combinación de características semejantes. Se pensó que estas características podían ser pesadas a través de los siguientes índices:

- a) Una medida de las condiciones antecedentes de la cuenca
- b) La variabilidad de la lluvia media anual sobre la cuenca o la va-

riabilidad de las condiciones antecedentes de la cuenca, una de las dos, deben estar íntimamente relacionadas, ya que la forma como se presentan estas condiciones a través del tiempo tienen un efecto notable sobre la producción de los picos.

- c) La lluvia media anual, esta medirá ampliamente las condiciones meteorológicas prevalecientes sobre la cuenca.
- d) Variabilidad del escurrimiento medio anual, pues esto como ya hemos dejado ver sería una forma indirecta de considerar las características físicas de la cuenca.
- e) La variabilidad de las lluvias máximas anuales de 24 horas, esto sería para considerar el efecto de la variación de eventos dentro de lapsos de tiempos regulares (1 año).

Desafortunadamente los datos correspondientes al primer punto, fueron imposibles obtenerlos, ya que esta parte requiere de un tiempo, que por los momentos es prohibitivo, debido a esta circunstancia nos abocamos a tratar de encontrar una relación de las otras cuatro últimas características mencionadas con una de la ocurrencia de picos de crecientes máximas anuales; después de una serie de análisis optamos por escoger los siguientes que corresponden a los puntos anteriormente mencionados:

- a) ninguno
- b) coeficiente de variación de la lluvia media anual (CV_p)
- c) la lluvia media anual ($\bar{LL}$)
- d) coeficiente de variación del escurrimiento medio anual (CV_q)

- e) coeficiente de variación de las lluvias máximas anuales de 24 horas ($C'V_p$).

Todo esto a tratar de correlacionar con el coeficiente de variación de los picos máximos de crecientes anuales ($C'V_q$).

Se escogió el coeficiente de variación de los picos máximos de crecientes anuales ($C'V_q$); porque ya existen varios estudios que relacionan las magnitudes de eventos con el promedio de los mismos y de su desviación típica, por ejemplo la relación de Hershfield que dice:

$$X_i = \bar{X} + K$$

donde los valores de K han sido previamente inferidos del análisis estadístico.

Claro está que obteniéndose el coeficiente de variación también podría obtenerse la magnitud del evento si se conoce $\bar{X}$ puesto que:

$$X_i = \bar{X}K \left(\frac{1}{K} + CV \right)$$

y la conclusión de este análisis sería entonces encontrar un método de estimación del promedio de los picos máximos anuales de crecientes y hemos pensado que si es posible encontrar una relación entre los valores particularizados de eventos, más fácil debe ser encontrar relaciones entre valores promedios de eventos. Por lo general, esto se cumple, no sabemos si aquí se seguirá cumpliendo.

El análisis que aquí presentamos tiene sólo un carácter preliminar con el fin de conocer si verdaderamente amerita emprender de nuevo este trabajo, pero con un examen minucioso de los datos y estudiar como se

podrían homogeneizar los mismos, cosas que requieren de tiempo y dedicación, por esta razón y por su carácter preliminar fué que no se hizo un análisis de los datos, factor de suma importancia en cualquier investigación, simplemente se tomaron los datos como están procesados en la actualidad.

Se consideraron 34 cuencas que se encuentran tabuladas en el cuadro N° 1. Los coeficientes de variación de la lluvia media anual se dedujeron por un procedimiento similar al de las lluvias máximas de 24 horas, a través de isolíneas trazadas en un mapa con los valores correspondientes a las de las estaciones pluviométricas en estudio. (Ver mapa N° 2).

La lluvia media anual se extractó de un mapa isoyético correspondiente al período 1952-1963 (12 años) del Norte de Venezuela (Mapa N° 3).

Los coeficientes de variación del escurrimiento medio anual son también los correspondientes a las mediciones efectuadas a las salidas de las cuencas.

5. RESULTADOS:

A través de una correlación coaxial se obtuvo el diagrama que se presenta, el cual fué sorprendentemente bueno, si se considera que éste es de carácter muy preliminar y sin el análisis exhaustivo de los datos.

A continuación damos las características de esta correlación:

Coeficiente de correlación: 0,96

Desviación típica: 0,12

Error medio: 8,28%

6. CONCLUSIONES:

Creemos interesante destacar que dentro del conjunto de cuencas analizadas, solamente se presentaron evidente incompatibilidad, de a cuerdo con la correlación encontrada, en las cuencas de los ríos Guai-
re en Pichao y Tocuyo en Puente Torres, las que se pueden considerar ca
sos especiales dentro del grupo de cuencas estudiadas; la primera se en
cuentra altamente influenciada por la zona urbana de la ciudad de Ca-
racas, siendo su curso esencialmente de recolección de las aguas cloa-
cales, lo que causa una evidente alteración del régimen de escurrimiento
to que le correspondería, supuesta eliminada la causa modificadora; en
cuanto al río Tocuyo en Puente Torres, esta cuenca presenta un escurrimi
miento afectado por las numerosas derivaciones a lo largo de su curso,
además que presenta el régimen pluviométrico más bajo de todas las
cuencas analizadas, lo que le asigna otra particularidad. Haciendo abstr
acción de estas dos cuencas, si se considera que la correlación fué he
cha sin un análisis exhaustivo de los datos que intervinieron, creemos
que sí es posible desarrollar una correlación que con mayor confianza
nos permita estimar los coeficientes de variación de los gastos máximos
anuales, y por tanto, es necesario tratar de obtener otra que a su vez
nos permita estimar el valor medio de tales eventos para cuencas care
tes de registros. Pudiéndose de esta forma adoptar un procedimiento ba

sado en las relaciones de los parámetros considerados en la correlación efectuada y de la nueva que se haga para la estimación del valor promedio que nos interesa, con la finalidad de hacer estimaciones que aún siendo de carácter muy preliminar nos aporten una idea del orden de magnitud correspondientes a los gastos máximos a esperarse con distintos períodos de retorno. Siendo esto de interés en aquellos casos en los cuales se adolece totalmente de datos de escurrimiento, pudiéndose por lo tanto, con la ayuda de mapas regionales, estimar el conjunto de parámetros de los cuales dependen las características de los gastos máximos que puedan interesar.

Por lo antes expuesto, se supone que la correlación efectuada sería satisfactoria para el caso de cuencas que no resulten extrañas al conjunto que se consideró en este trabajo y que no presenten singularidades, como el caso de tener cursos que experimenten grandes desbordamientos sistemáticamente antes del punto de salida de la cuenca que se considere, o que se presente el caso de que exista un embalse aguas arriba del sitio en estudio, el cual modifique de un modo general el escurrimiento y las características de las crecientes aguas abajo del reservorio, o cualquier otro tipo de perturbación, como por ejemplo la referida en nuestro caso de los ríos Guaire y Tocuyo.

Finalmente, queremos puntualizar que el trabajo que se ha desarrollado no pretende ser substituto de métodos de cálculo de crecientes en los cuales se consideran datos reales, ni de aquellos aunque sintéticos, consideren también datos reales en su desarrollo, sino que solamente se podría utilizar como un método rápido y que no debe estar muy alejado

de valores obtenidos por métodos más refinados. Como conclusión final, queremos expresar que es interesante emprender este trabajo de nuevo tomando en cuenta un mayor número de datos y hacer una cuidadosa selección de los mismos, a fin de poder determinar si en efecto son correlacioonables los parámetros considerados, al tener un conjunto de datos superiores en calidad y cantidad a los empleados en este trabajo. También sería conveniente tratar de introducir nuevos parámetros más representativos, por ejemplo, de las condiciones antecedentes.

ANEXO N° 1

ESTACIONES PLUVIOMETRICAS ANALIZADAS

Acarigua	Bobare	Caracol
Agua de Obispos	Barcelona	Chiguara
Arangués	Boconó Caserío	Cantaura
Aguada Grande	Buen Paso	Central Matilde
Aroa	Barinas Socony	Camburito
Aguila Páramo	Burere	Caracas S.M.N.
Ancon	Biscucuy	Cabrera La Planta
Altamira	Botalón	Curari
Altos de León	San Bartolomé	Caño Benito
Arenales	Belén El Caruto	Colonia Tovar S.M.N.
Altagracia	Baragua	Carrizal S.M.N.
Albarico	Cuicas	Camatagua
Araya Salinas	Caujarao	Ciudad Bolívar
Acarigua	Campo Elías	Carmen de Cura
Auro	Carache	Coromoto Puente
Barinas MOP	Campamento Las Marías	Carenero
Boconó	Ciudad Bolívar	Cumaná
Barrancas	Tocorón Caserío	La Encrucijada de Calabozo
Villa Mercedes	Coro S.M.N.	Carrizal
Bella Vista	Campamento Vivian	Calvario
Borburata	Cajigal	Charallave
Barcelona S.M.N.	Curataquiche	Las Cenizas
Ciudad Universitaria	El Trompillo	La Cruz de Taratara

Curiepe	Encontrados	Los Pedernales
Clarines	El Palito	Lagunillas
Cúa Bomba	Ferreira	Las Múcuras
Corozo Pando	Guama	La Pereña
Cúa Tovar	Guanipa	Lagunillas
Café	Guarero	La Orchila S.M.N.
Chachopo	Guayabito	La Grita
Curimagua	Guiria	La Palmita
Carora La Granja	Guache	La Mesa de Ejido
Duaca	Gonzalito	La Luz
Desembarcadero	Guataparo	La Concepción
Las Dos Bocas	Guacara	La Encrucijada de Calabozo
El Sombrero	Guacamaya	Los Naranjos
El Carrizal	Guatire	Las Cunetas
El Rodeo	Guarenas	Mesa de Esnujaque
El Dorado	Guatopo	Macaguita
El Cobre	Hacienda El Dorado	Macuto
El Consejo	Hacienda Altagracia	Morón
El Cordón Cariaco	Hda. La Granadina	Machiques
El Cerro Creole	Hombre Pintado	Mendoza Fría
Ejido	Humocaro Bajo	Maracaibo Cuartel
El Rastro	La Concepción	Morrocayos
Maporal	Páramo de Mucuchíes	Sarare
Mucurubá	Papelón	Santa Cruz de Mora
Mesa Bolívar	Pié de Cerro	San Fernando

Mérida	Palenque	San Sebastián
Morón S.M.N.	Palma Sola	Santa Elena
Maturín	Puricaure	San Francisco
Maracay S.M.N.	Puerto Ayacucho	Santa Teresa del Tuy
Maracaibo S.M.N.	Puerto Sotillo	Sabaneta
Mérida S.M.N.	Potrerito	Sabana Grande
Maiquetía	Píritu	San Lorenzo Creole
Macuquita Creole	Punta Gorda	San Fernando de Apure
Moroturo	Paracotos	Santa Elena S.M.N.
Macuto	Quiamare	Siquisique
La Negrita	Quebrada Arriba	San Bartolomé
Ospino Dispensario	Quíbor	Sabaneta de Coro
Ortiz	Queniquea	San Cristóbal
Onoto	Quebrada Seca	Sanare
Pariaguán	Río Morón Dique	San Lázaro
Píritu	Rancho Grande	Seboruco
Pte. Colgante Uribante	Río Tocuyo	Sabana Grande
Playa	San Diego	Santo Domingo
Palmira	Sn. Rafael de Mucuchíes	San Rafael de Peña
Paraguaipoa	San Pedro del Río	San José
Páramo Zumbador	Santa Bárbara	San Rafael Hacienda
Tucupita	Turturia	Tinaco
Táriba	Tarana	Tumeremo S.M.N.
Turmero	Tocuyano	Ureña
Tocorón Parcela 4	Tocuyo de la Costa	Valle Hondo
Trentino La Pastora	Tocopero	Yaritagua
Taria	Tumuza	Zea

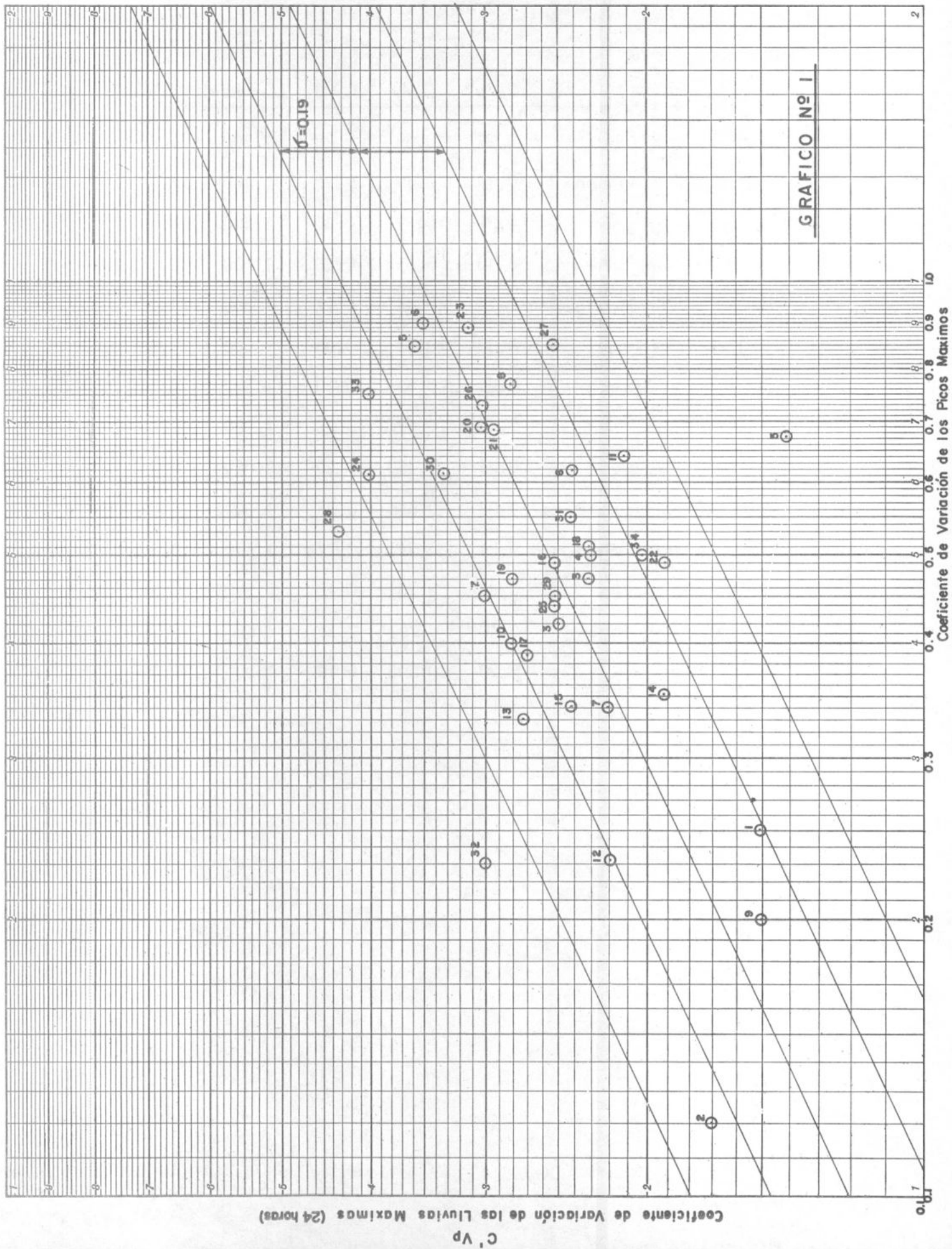
ANEXO N° 2

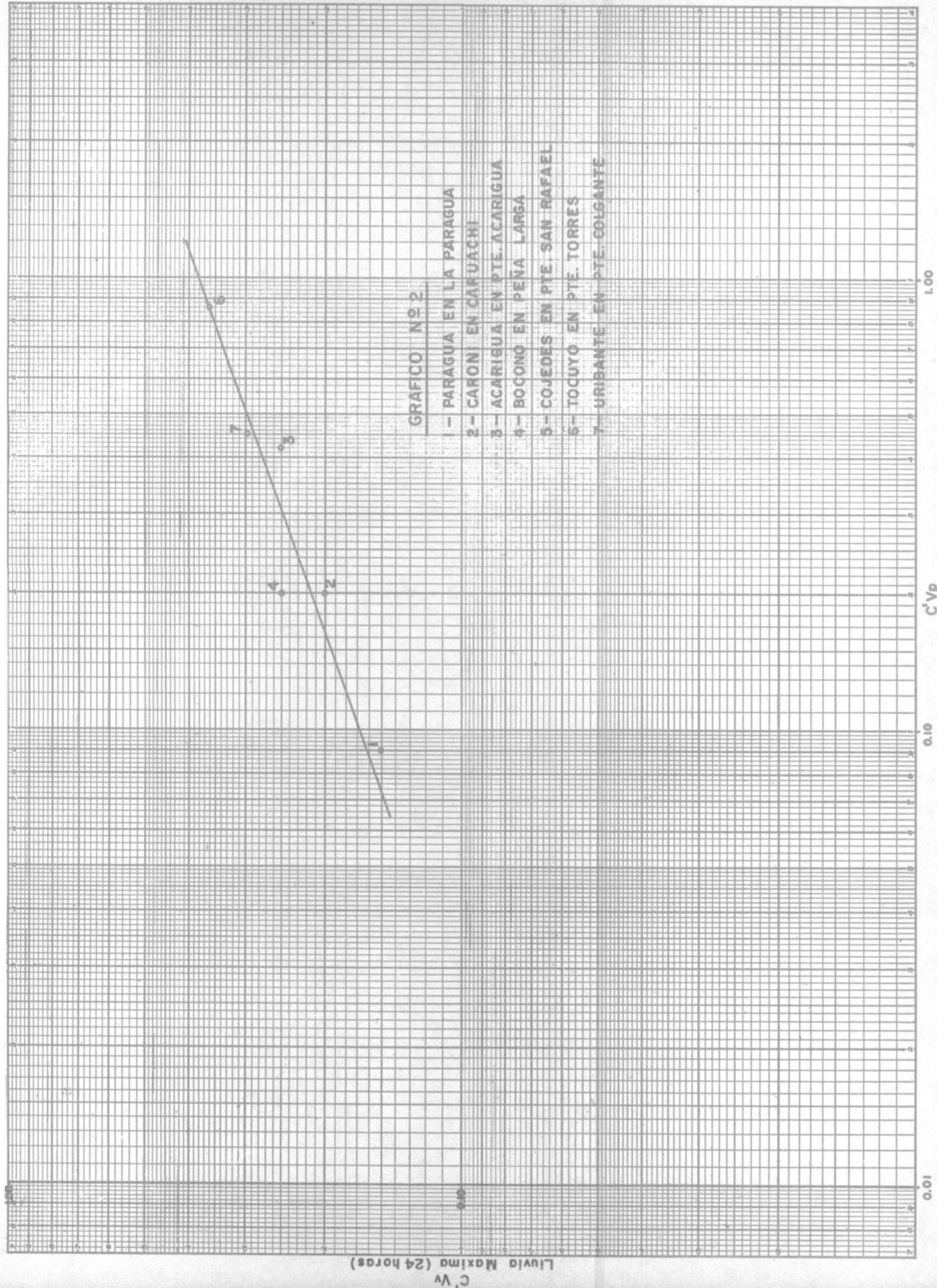
C'V _p :	Coeficiente de variación de la precipitación máxima anual de 24 horas			
C'V _v :	"	"	"	" los gastos máximos anuales
C V _p :	"	"	"	" la precipitación anual
C V _v :	"	"	"	" la esorrentía anual

N°	Cuenca	C'V _p	C'V _v	C V _p	Ll. media	C V _v
1	Guataparo en Cña. Inglesa	0,15	0,25	0,15	1.100	0,25
2	Matícora en Don Pancho	0,17	0,12	0,15	800	0,36
3	Pao en La Balsa	0,23	0,47	0,20	1.500	0,28
4	Cojedes en Pte. S.R. de O.	0,23	0,50	0,23	1.200	0,34
5	Yaracuy en Cumaripa	0,14	0,67	0,20	1.000	0,22
6	Tirgua en Paso Viboral	0,24	0,62	0,26	1.600	0,27
7	Yaracuy en Puente Peñón	0,22	0,34	0,25	1.200	0,28
8	Guárico en La Puerta	0,28	0,77	0,30	1.050	0,52
9	Morador en Puente Morador	0,15	0,20	0,10	2.000	0,20
10	Urama en Puente Urama	0,28	0,40	0,27	900	0,47
11	Tinaco en sitio de presa	0,21	0,64	0,20	1.400	0,34
12	Camoruco en sitio de presa	0,22	0,23	0,15	1.350	0,42
13	Manzanares en Guaripa	0,27	0,33	0,25	1.500	0,32
14	Neverí en Botalón	0,19	0,35	0,20	1.400	0,20
15	Paguey en El Paso	0,24	0,34	0,10	2.500	0,15
16	Motatán en Agua Viva	0,25	0,49	0,25	1.000	0,44
17	Grande en Carpintero	0,27	0,39	0,21	1.200	0,52
18	Tinaco en Puente Tinaco	0,23	0,51	0,20	1.300	0,34
19	Masparro en Pte. Masparro	0,28	0,47	0,10	2.500	0,11
20	Sarare en Sarare	0,30	0,69	0,25	1.400	0,48

Nº	Cuenca	C'Vp	C'Vv	C Vp	Ll. media	C Vv
21	Tuy en El Vigña	0,29	0,68	0,28	1.300	0,46
22	El Palmar en Las Múcuras	0,19	0,49	0,20	1.400	0,29
23	Sarare en Agua Blanca	0,31	0,89	0,30	1.400	0,54
24	Escalante en Pte. Ferreira	0,40	0,61	0,30	1.700	0,59
25	Acarigua en Pte. Acarigua	0,25	0,44	0,27	1.300	0,27
26	Guacara en Las Vegas	0,30	0,73	0,35	1.000	0,53
27	Querecual en Querecual	0,25	0,85	0,30	1.300	0,44
28	Guaire en Pichao	0,43	0,526	0,28	1.200	0,10
29	Tucupido en Tucupido	0,25	0,450	0,20	2.000	0,24
30	Tucutunemo en Tucutunemito	0,33	0,606	0,25	1.000	0,87
31	Guache en Puente Viejo	0,24	0,545	0,27	1.400	0,30
32	Boconó en Peña Larga	0,30	0,231	0,10	2.500	0,20
33	Tocuyo en Puente Torres	0,40	0,751	0,35	550	0,38
34	Tuy en Tazón	0,20	0,503	0,18	1.100	0,46

Lluvia media en mm.





Lluvia Maxima (24 horas)

GRAFICO Nº 2

- 1- PARAGUA EN LA PARAGUA
- 2- CARONI EN CARUACHI
- 3- ACARIGUA EN PTE. ACARIGUA
- 4- BOCONO EN PENA LARGA
- 5- COJEDES EN PTE. SAN RAFAEL
- 6- TOCUYO EN PTE. TORRES
- 7- URBANTE EN PTE. COLGANTE

1.00

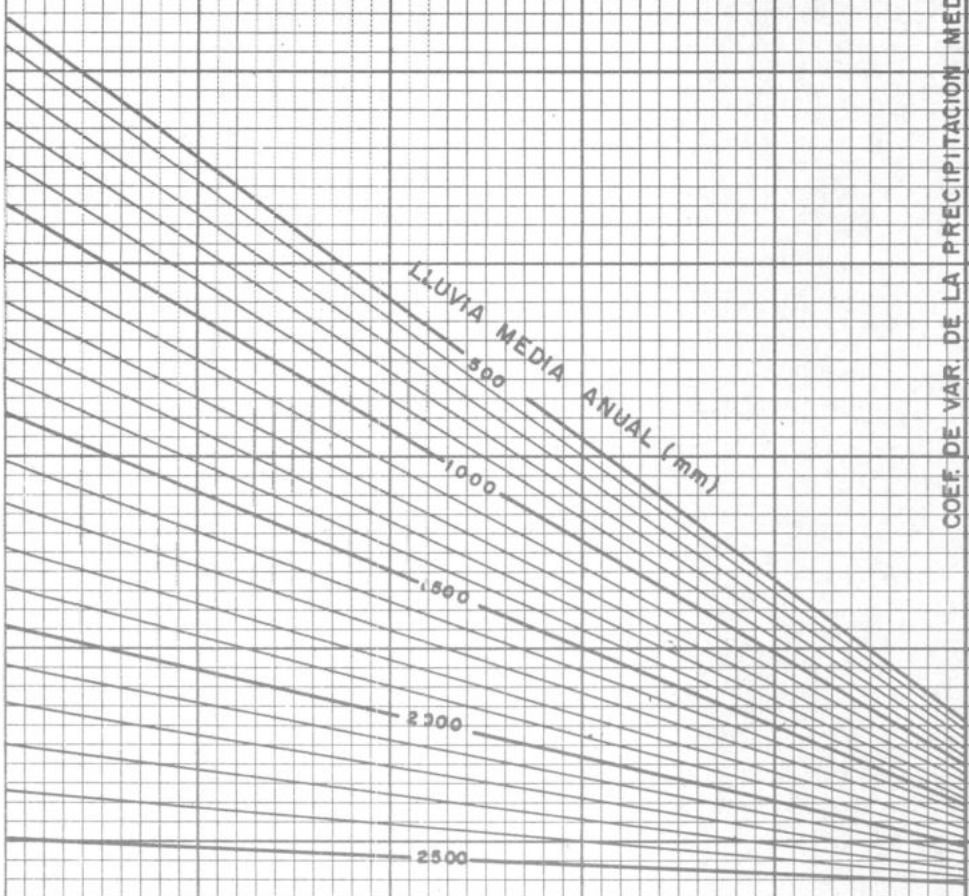
C'vp

0.10

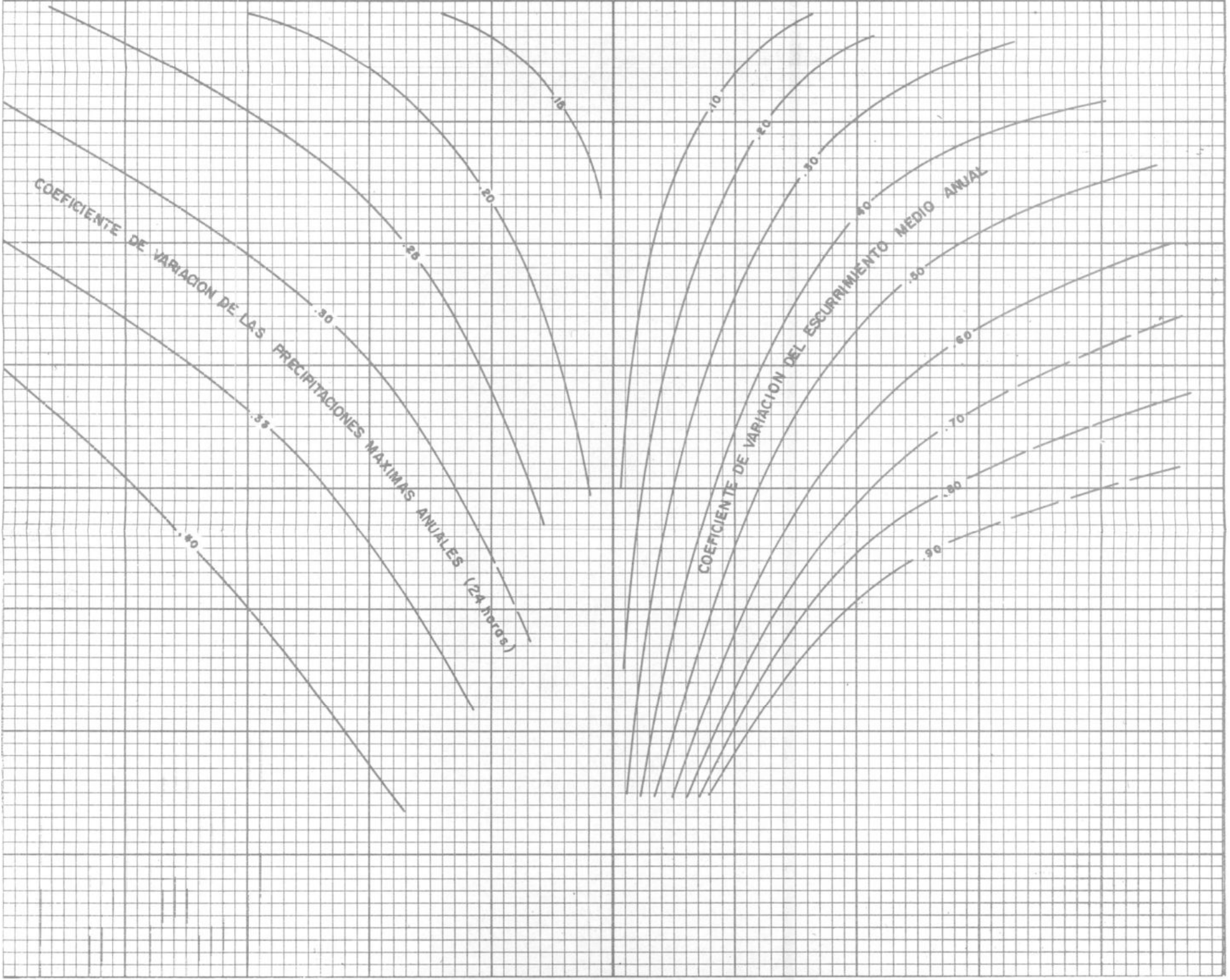
0.01

CORRELACION COAXIAL
DE
PARAMETROS ESTADISTICOS
GRAFICO Nº 3

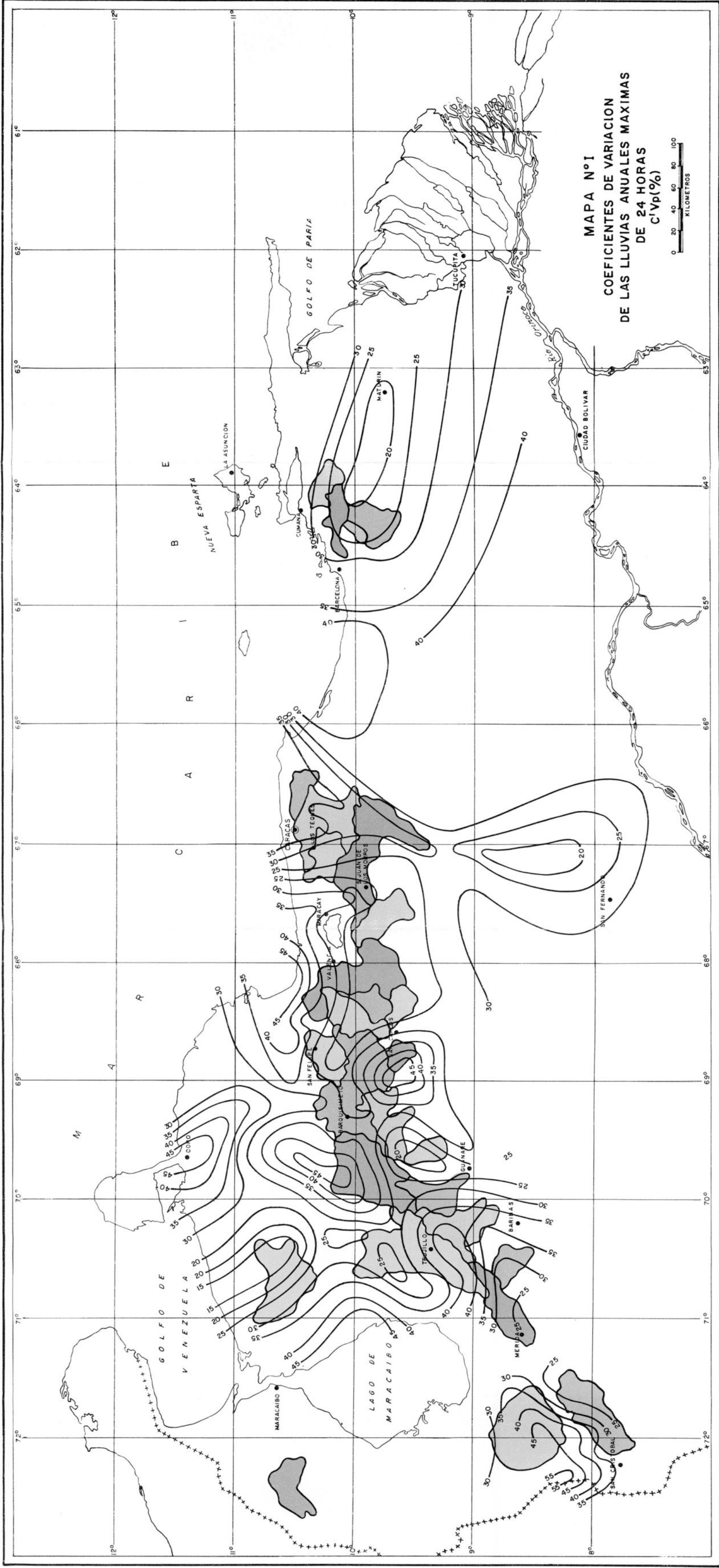
COEF. DE VAR. DE LA PRECIPITACION MEDIA ANUAL

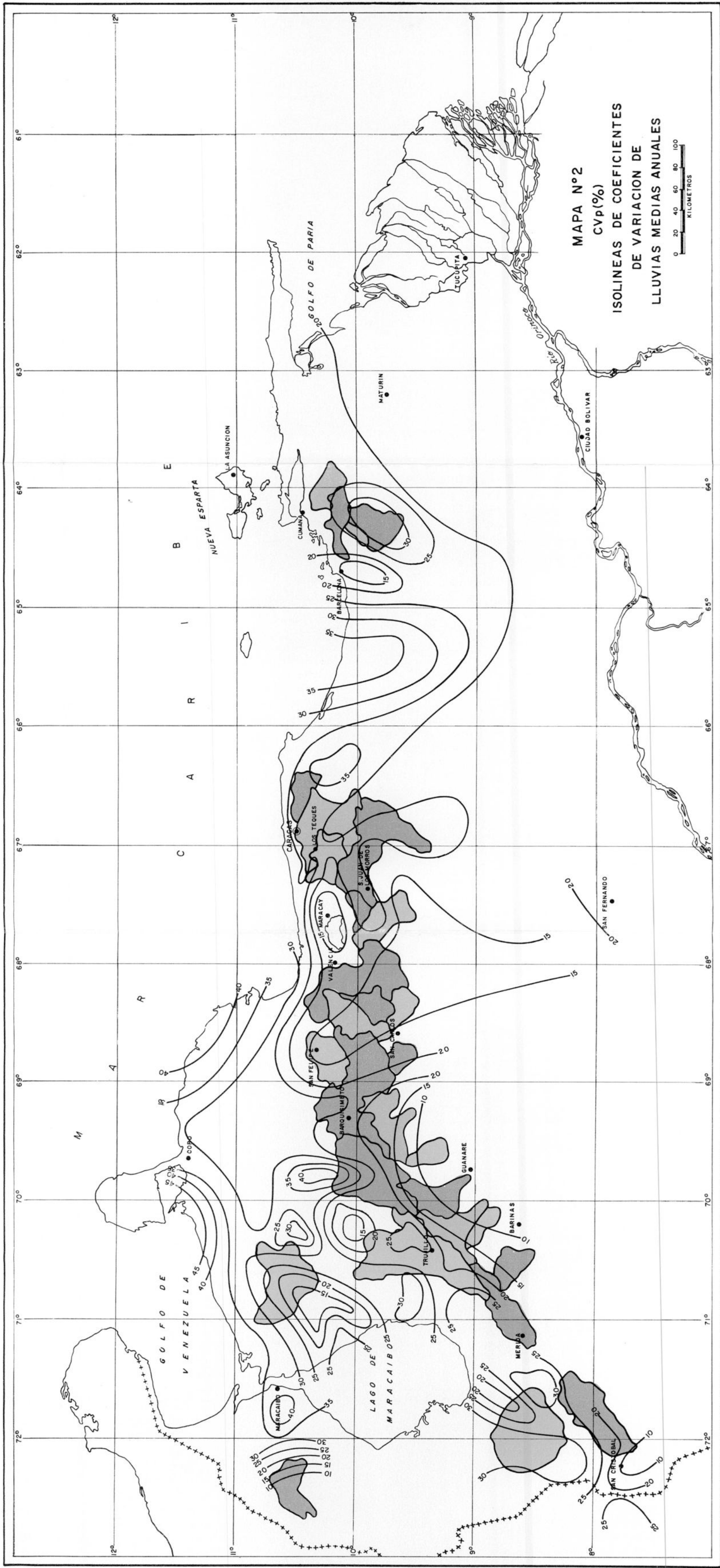


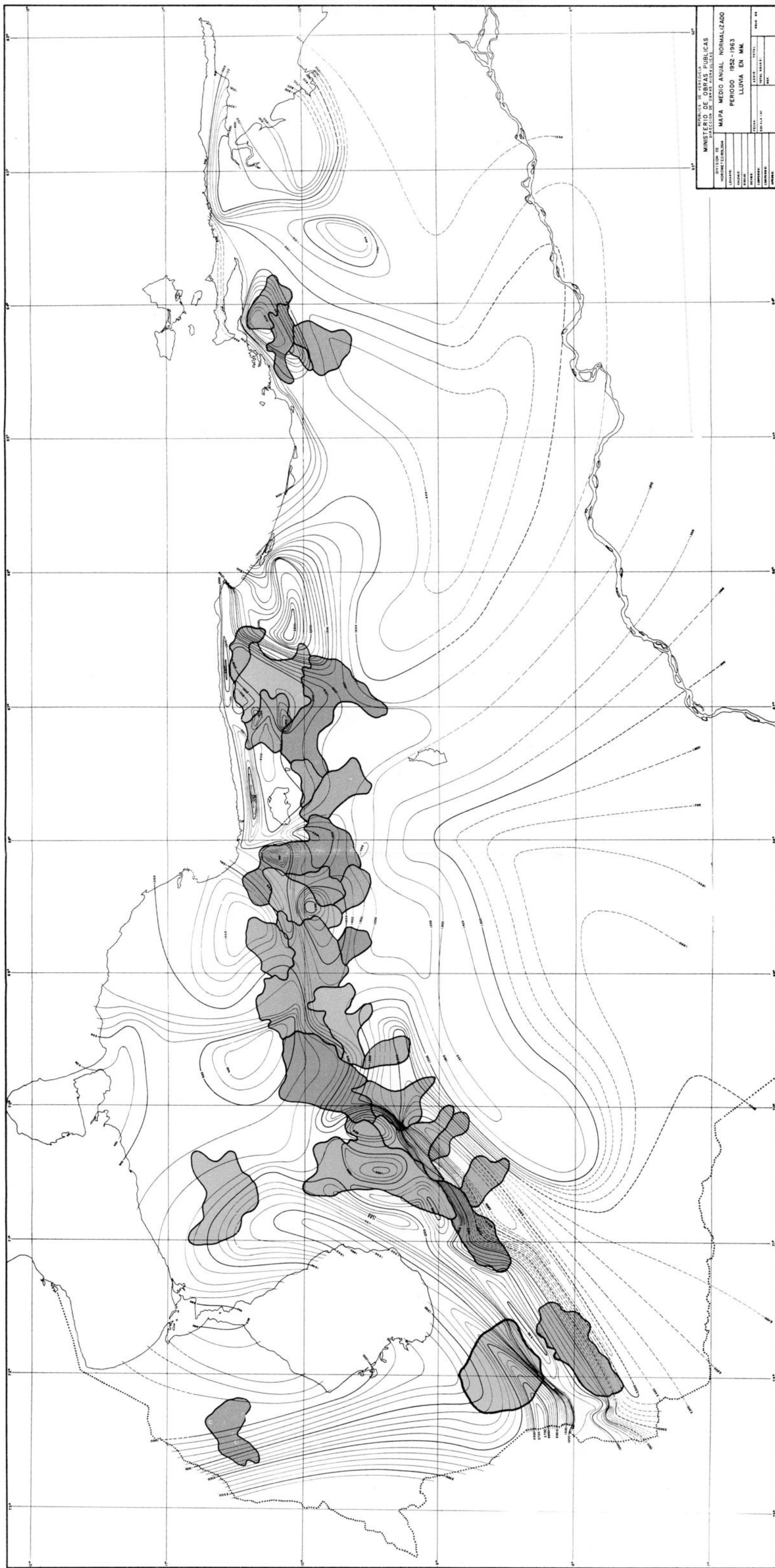
COEFICIENTE DE VARIACION DE LOS PICOS MAXIMOS ANUALES



MAPA N°1
COEFICIENTES DE VARIACION
DE LAS LLUVIAS ANUALES MAXIMAS
C'Vp(%)







PROYECTO III

ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA CUENCA DEL RIO QUERECUAL EN QUERECUAL - EDO. ANZOATEGUI

INDICE

	Pág.		Pág.
1. Sinopsis	1	de la creciente del río Querecual en Querecual	10
2. Introducción	2	8. Determinación de la curva de volúmenes acumulados y cálculo del gasto módulo.....	16
3. Información disponible	3	9. Recomendaciones del Profesor Linsley	16
3.1 Ubicación	3		
3.2 Estudios anteriores	3		
3.3 Instalaciones hidrometeorológicas	3		
4. Determinación de la lluvia media anual en la hoya del río Querecual	4		
5. Determinación del rendimiento de la hoya del río Querecual en Querecual	5		
6. Gráfico lluvia-escorrentía. Análisis y resultados.....	8		
7. Determinación de la frecuencia			

LISTA DE ANEXOS

- 1º Gráfico elevación vs. lluvia anual.
- 2º Plano de curvas de isodesviación.
- 3º Plano de isoyetas anuales.
- 4º Gráfico lluvia vs. escorrentía.
- 5º Gráfico de frecuencia de gastos máximos.

1. SINOPSIS

El presente trabajo es una recopilación y procesamiento de los datos hidrometeorológicos disponibles en la cuenca del río Querecual, con el fin de obtener valores que de una forma preliminar sirvan de base a futuros estudios que se efectúen en dicha cuenca. Por no contarse con una información bastante amplia, hubo que recurrir en muchos casos a métodos estadísticos que nos llevaran a obtener períodos de registros aceptables para los fines que se persiguen.

2. INTRODUCCION:

Siendo la zona oriental del país, una de las partes que sufren cada año problemas tanto de sequía, como de inundaciones, se efectuó este trabajo sobre la cuenca del río Querecual por considerarse ésta, una cuenca que amerita desarrollo en cuanto a trabajos hidráulicos se refiere en un futuro cercano.

En realidad el M.O.P. ha efectuado una serie de trabajos con vistas al futuro y lo que aquí se expone es solo la continuación de éstos, basándonos en los informes anteriores, utilizando los nuevos datos existentes, técnicas nuevas y el asesoramiento que tan valiosamente se nos prestó en el curso a través del Profesor Ray K. Linsley y el profesorado venezolano que lo secundaba.

3. INFORMACION DISPONIBLE.

3.1 Ubicación:

La hoya del río Querecual se encuentra ubicada entre los Distritos Libertador y Bolívar del Estado Anzoátegui, entre $9^{\circ} 54'$ y $10^{\circ} 06'$ de latitud Norte y $64^{\circ} 15'$ y $64^{\circ} 30'$ de longitud Oeste.

3.2 Estudios anteriores:

- a) Informe hidrológico preliminar hecho por el Ing. Luis A. Osorio de fecha 30-11-62.
- b) Determinación de la capacidad de embalse del Sistema de Riego del río Querecual. División de Hidrometeorología, M.O.P. de fecha 7-11-63.
- c) Mapa de la hoya con curvas de nivel; escalas: 1:25.000; 1:50.000 y 1:100.000, Dirección de Cartografía Nacional.

3.3 Instalaciones hidrometeorológicas:

- a) Instalaciones pluviométricas: dentro de la hoya existen 3 existentes 3 estaciones pluviométricas: Bergantín, Botalón y Querecual. Los datos de las mismas, están dados en el cuadro que se muestra a continuación, conjuntamente con los de las otras estaciones que se consideraron para el presente estudio:

Estación	Tipo y Serial	Longitud	Latitud	Elevación m.s.n.m.
Bergantín	PC 1796	64° 22'	18° 01'	240
Botalón	PRM 1793	64° 28'	09° 57'	75
Santa Inés	PC 2717	64° 21'	09° 54'	160
Los Montones	PC 1762	64° 39'	10° 08'	170
Curataquiche	PC 2713	64° 34'	09° 57'	20
Araguita	PC 1785	64° 35'	10° 05'	100
Quiamare	PC 2715	64° 32'	09° 53'	90

b) Estaciones fluviométricas: estación de aforos del río Querecual en Querecual con registros desde el año 1948.

4. DETERMINACION DE LA LLUVIA MEDIA ANUAL EN LA HOYA DEL RIO QUEREQUAL.

Con ayuda del Método de Peck, considerando un período de 4 años, se procedió en la siguiente forma:

Se elaboró un gráfico de los promedios de lluvia anual contra la cota sobre el nivel del mar de la estación correspondiente, obteniéndose de esta manera una relación de cotas vs. lluvia anual; esta curva no pasa exactamente por los puntos correspondientes a las estaciones, por lo cual se tiene para cada estación un valor de la desviación o diferencia entre la lluvia esperada según la curva y la observada en la realidad.

Las desviaciones colocadas sobre el mapa de la hoya se interpolan aritméticamente entre ellas y se trazan las curvas de isodesviación. La intersección de las curvas de isodesviación con las de nivel nos permitieron la elaboración del mapa de isoyetas, de la forma siguiente: con la altura

indicada en la curva de nivel, se entra al gráfico de alturas vs. lluvia anual y se obtiene un valor que sumándole la desviación que indica la curva correspondiente, nos da el valor corregido para ese punto, de esta forma se tiene una densa red de puntos de lluvia conocida, lo cual permite trazar el mapa isoyético. Una vez obtenido este mapa se determina la lluvia media en la hoya, por el método corriente de medir las áreas entre isoyetas.

5. DETERMINACION DEL RENDIMIENTO DE LA HOYA DEL RIO QUERE-
CUAL EN QUERECUAL.

La extensión del registro de escurrimientos de 20 a 30 años del río Querecual en Querecual para valores mensuales, se hizo por medio de la relación lluvia-escurrimiento para lo cual fué necesario extender previamente los registros de lluvia de las estaciones Bergantín y Botalón en base a la estación Cajigal, utilizando el método logarítmico de Langbein en las siguientes correlaciones: Botalón vs. Cajigal, Bergantín vs. Cajigal y Bergantín vs. Botalón, previa determinación de la consistencia entre las estaciones Bergantín, Botalón y Cajigal que fué aceptable.

Los resultados obtenidos por el método de Langbein fueron los siguientes:

- 1) La correlación Botalón-Cajigal fué desechada debido a que la relación de las desviaciones estandard de la serie de valores reales y calculados, fué mayor del 10%, valor límite aceptable para este estudio.

- 2) La correlación Bergantín-Cajigal está dentro de los límites considerados.

Las lluvias medias mensuales de la hoya se obtuvieron considerando 2 alternativas:

- a) Tomando como estación base a Bergantín con un período de registro de 30 años, completando los datos faltantes de la correlación con Cajigal, la relación utilizada fué la siguiente:

$$\frac{P_{xm}}{\bar{P}_m} = \frac{P(\text{Bergantín})}{\bar{P}(\text{Bergantín})}$$

- b) Tomando como estaciones base Bergantín y Botalón con período de registro de 25 años, los 5 años que faltan de Bergantín se obtuvieron de la correlación logarítmica con Botalón. Las relaciones fueron:

$$\frac{P'_x}{\bar{P}_m} = \frac{P_x(\text{Bergantín})}{\bar{P}(\text{Bergantín})}$$

$$\frac{P''_x}{\bar{P}_m} = \frac{P_x(\text{Botalón})}{\bar{P}(\text{Botalón})}$$

$$P_{xm} = \frac{P'_x + P''_x}{2}$$

P_{xm}	=	Precipitación mensual en la hoyá
$\bar{P}_m$	=	Precipitación media anual en la hoyá
P_x (Bergantín)	=	Precipitación mensual en Bergantín
$\bar{P}$ (Bergantín)	=	Precipitación media anual en Bergantín
P'_x	=	Precipitación mensual en la hoyá en base a Bergantín
P''_x	=	Precipitación mensual en la hoyá en base a Botalón
P_x (Botalón)	=	Precipitación mensual en Botalón
$\bar{P}$ (Botalón)	=	Precipitación media anual en Botalón

De los resultados de las alternativas analizadas se escogió la primera por lo siguiente:

- 1) La estación Bergantín está situada aproximadamente en el centro de la cuenca y se considera como representativa de la zona.
- 2) En las correlaciones se observó que la estación Botalón no aportaba resultados satisfactorios por lo que se consideró que no tenía suficiente peso para tomarla como estación base.

6. GRAFICO LLUVIA-ESCORRENTIA. ANALISIS Y RESULTADOS

Se plotearon los valores mensuales de precipitación y volúmenes escurridos por la estación del río Querecual en Querecual. Del gráfico obtenido se consideró lo siguiente:

- a) La relación no fué del todo efectiva a pesar de que existen 22 años de registros fluviográficos y 18 años de registros pluviométricos. Sin embargo, analizando el ploteo de los puntos, se agruparon aquellos meses cuyas relaciones caían dentro de un margen aceptable.
- b) En la agrupación de los meses se aislaron julio y septiembre por considerarse que representaban épocas diferentes, el mes de julio se considera como transición entre los de meses agrupados, el mes de septiembre no se pudo incluir en las selecciones hechas por ser muy heterogéneo.
- c) Las curvas obtenidas representan los valores promedios de los meses seleccionados en cada caso, por lo cual, los resultados que se obtienen con dichas curvas están influidos por esos promedios.
- d) Para determinar las posibilidades de uso de la relación lluvia-es-correntia, en la extensión de los registros fluviográficos se procedió a calcular desviaciones estandard de la serie de valores calculados con las curvas y la serie de valores reales o registrados para un mismo período.

Los resultados fueron los siguientes:

- 1) La desviación estandard para la serie de registros reales fué mayor que la obtenida para la serie de registros calculados.
- 2) Como consecuencia de lo anterior y analizando las dos series de valores, se concluye que: para valores reales excepcionalmente altos o bajos no corresponden valores con ese rango al ser calculados con las curvas, es decir, en el caso de volúmenes escurridos (totales anuales) los valores obtenidos mediante el gráfico son mayores que los reales para los años muy secos y menores que los valores para los años muy húmedos.
- 3) Después de analizar los valores mensuales de precipitación media con posibilidad de utilizarlos para extender los registros de escorrentía mediante el gráfico ya citado, se llegó a establecer que la relación puede ser utilizada ya que existen pocos valores en los rangos altos y bajos citados anteriormente.
- 4) El uso de la extensión de registro mediante la relación lluvia vs. volúmenes mensuales escurridos, es tolerable en la determinación de la curva de volúmenes acumulados. Para otro propósito es recomendable analizar otro tipo de relación y verificar si tienen mejores resultados.

7. DETERMINACION DE LA FRECUENCIA DE LA CRECIENTE DEL RIO QUERECUAL EN QUERECUAL.

Para la determinación de la frecuencia de la creciente, se aplicó el método estadístico de los valores extremos de Gumbel a los gastos instantáneos máximos correspondientes a un período de 22 años.

El río Querecual tiene registros de la estación fluviométrica en Querecual, desde el año climático 1948-49, hasta el presente y en la estación Carapita durante 4 años (1945-46 a 1948-49) de los cuales uno es común con el de la estación en Querecual.

El área drenada por la hoya del río hasta la estación en Querecual, es de 250 Km² y hasta la estación en Carapita, 196 Km².

De los anuarios hidrométricos publicados por la División de Hidrometeorología, se obtuvieron los gastos máximos ocurridos en el río Querecual en las estaciones Querecual y Carapita.

Los gastos máximos registrados en Carapita fueron trasladados a la estación en Querecual, mediante la relación de las áreas drenadas por cada estación.

En la Tabla A, se dan los gastos máximos correspondientes al período de 22 años, con los cuales se determinó la frecuencia de la creciente. (Caso A).

También se determinó ésta, eliminando un valor máximo muy elevado (el de 727 m³/seg., correspondiente a agosto de 1961), debido que se consideró que este gasto, para una cuenca de 250 Km², representa una

creciente poco común, que alteraría el período de retorno de los valores escogidos para la determinación de la frecuencia. (Caso B).

El caso B ofrece mejores alternativas al utilizarlo para el diseño de la creciente, ya que se considera que los períodos de retorno se adaptan más a la realidad. Así, la creciente registrada de $727 \text{ m}^3/\text{seg.}$, tendría un período de retorno de 180 años aproximadamente.

Si se toma en cuenta el caso A, el período de retorno sería de 50 años aproximadamente.

Los cálculos y tablas elaborados, se presentan a continuación:

CASO A

Qmax.	m	(x - $\bar{x}$)	(x - $\bar{x}$) ²
727,0	1	528,8	279.629,44
493,0	2	294,8	86.907,04
322,0	3	123,8	15.326,44
303,0	4	104,8	10.983,04
277,0	5	78,8	6.209,44
275,0	6	76,8	5.898,24
272,0	7	73,8	5.446,44
260,0	8	61,8	3.819,24
256,0	9	57,8	3.340,84
208,0	10	9,8	96,04
194,0	11	- 4,2	17,64
137,8	12	-60,4	3.648,16
113,0	13	-85,2	7.259,04
94,2	14	-104,0	10.816,00
85,9	15	-112,3	12.611,29
82,0	16	-116,2	13.502,44
70,7	17	-127,5	16.256,25
56,0	18	-142,2	20.220,84
47,4	19	-150,8	22.740,64
35,8	20	-162,4	26.373,76
27,5	21	-170,7	29.138,49
24,0	22	-174,2	30.345,64

$$\sum x = 4361,3$$

$$\bar{x} = 198,2$$

$$\sum (x - \bar{x})^2 = 610.586,39$$

$$\sigma_x = 170,516$$

Ecuaciones a utilizar:

$$y = a(x - x_f)$$

$$x_f = \bar{x} - \sigma_x \frac{\bar{y}_n}{\sigma_n}$$

$$a = \frac{\sigma_n}{\sigma_x}$$

De la Tabla 11-4, página 252, del "Hydrology for Engineers"

$$n = 22 \text{ años} \quad \bar{y}_n = 0,52$$

$$\sigma_n = 1,07$$

$$y = \frac{1,07}{\sigma_x} [x - (\bar{x} - 0,486 \sigma_x)]$$

$$\sigma_x = 170,516$$

$$\bar{x} = 198,2$$

$$x = \frac{y}{0,006275} + 115,3$$

De la Tabla en la página 327 del mismo libro, se obtuvieron los valores de y para diversos períodos de retorno, que sustituidos en la ecuación anterior, nos dan los valores de x .

	T_r	y	x
	100	4,600	848,4
	50	3,902	737,1
Curva A del	20	2,970	588,6
gráfico	10	2,250	473,9
	5	1,500	354,3
	2,33	0,579	207,6
	1,58	0,000	115,3

CASO B, EXCLUYENDO EL VALOR DE 727 M³/SEG.

Q _{max.}	m	(x - $\bar{x}$)	(x - $\bar{x}$) ²
493,0	1	320,0	102.400,00
322,0	2	149,0	22.201,00
303,0	3	130,0	16.900,00
277,0	4	104,0	10.816,00
275,0	5	102,0	10.404,00
272,0	6	99,0	9.801,00
260,0	7	87,0	7.569,00
256,0	8	83,0	6.889,00
208,0	9	35,0	1.225,00
194,0	10	21,0	441,00
137,8	11	-35,2	1.239,04
113,0	12	-60,0	3.600,00
94,2	13	-78,8	6.209,44
85,9	14	-87,1	7.586,41
82,0	15	-91,0	8.281,00
70,7	16	-102,3	10.465,29
56,0	17	-117,0	13.689,00
47,4	18	-125,6	15.775,36
35,8	19	-134,5	18.090,25
27,5	20	-145,5	21.170,25
24,0	21	-149,0	22.201,00
$\Sigma x = 3634,3$		$\Sigma (x - \bar{x})^2 = 316.953,04$	
$\bar{x} = 173,0$		$\sigma_x = 125,887$	

$$n = 21 \text{ años} \quad \bar{y}_n = 0,52$$

$$\sigma_n = 1,06$$

$$y = \frac{1,06}{\sigma_x} \left[x - (\bar{x} - 0,491 \sigma_x) \right]$$

$$\sigma_x = 125,887$$

$$\bar{x} = 173,0$$

$$x = \frac{y}{0,00842} + 111,2$$

	T_r	y	x
	100	4,600	657,5
	50	3,902	574,6
Curva B del	20	2,970	463,9
gráfico	10	2,250	378,4
	5	1,500	289,3
	2,33	0,579	180,0
	2,00	0,367	154,8
	1,58	0,000	111,2

8. DETERMINACION DE LA CURVA DE VOLUMENES ACUMULADOS Y CALCULO DEL GASTO MODULO.

Con los valores de escurrimientos mensuales se procedió a trazar la curva de volúmenes acumulados vs. tiempo. Se tomó como punto de partida el 1° de abril del año climático 1936-37 y se extendió la curva hasta el 31 de marzo del año climático 1964-65. Total del tiempo acumulado: 20 años.

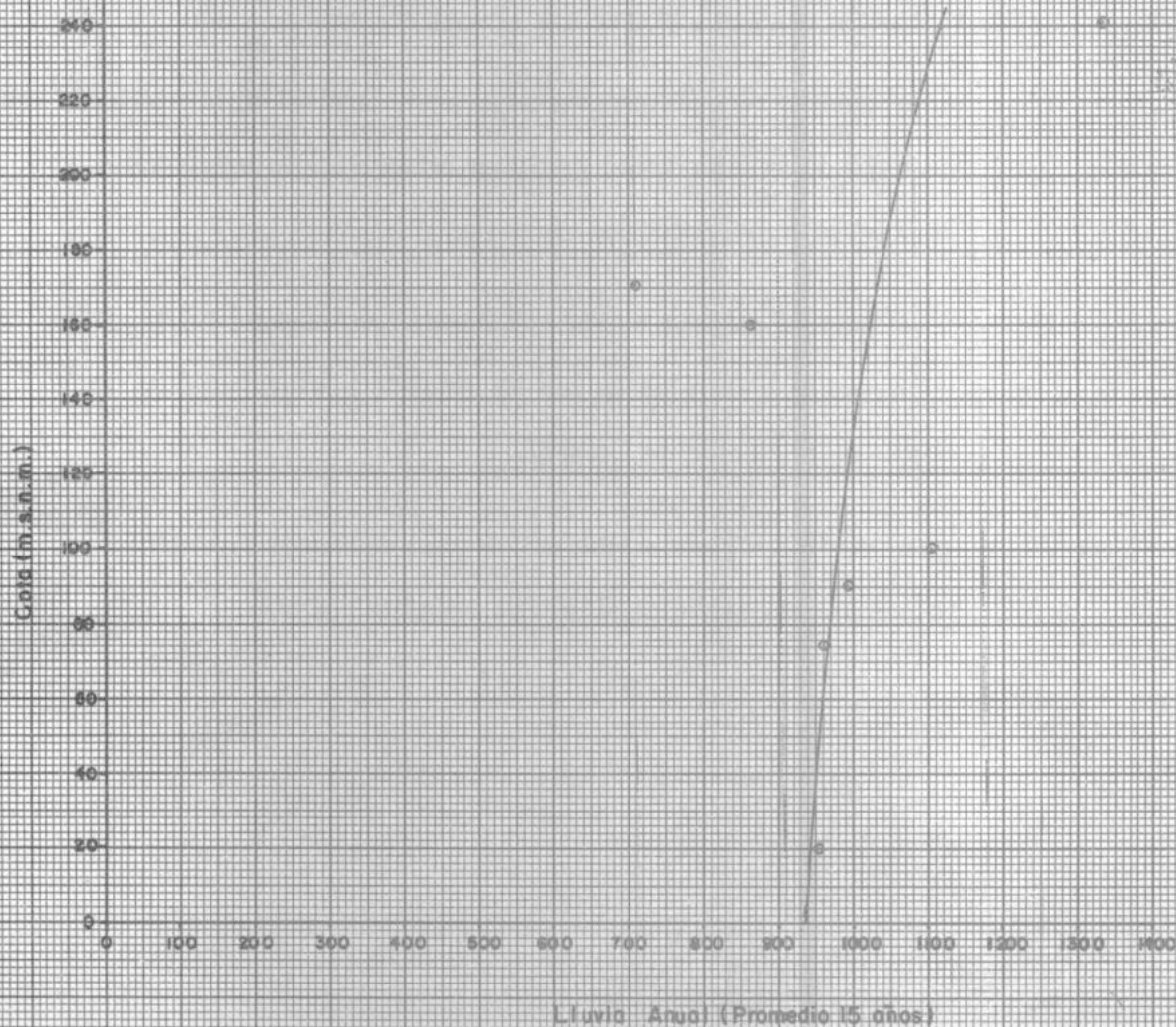
El gasto módulo obtenido para el período fué de $3,03 \text{ m}^3/\text{seg.}$

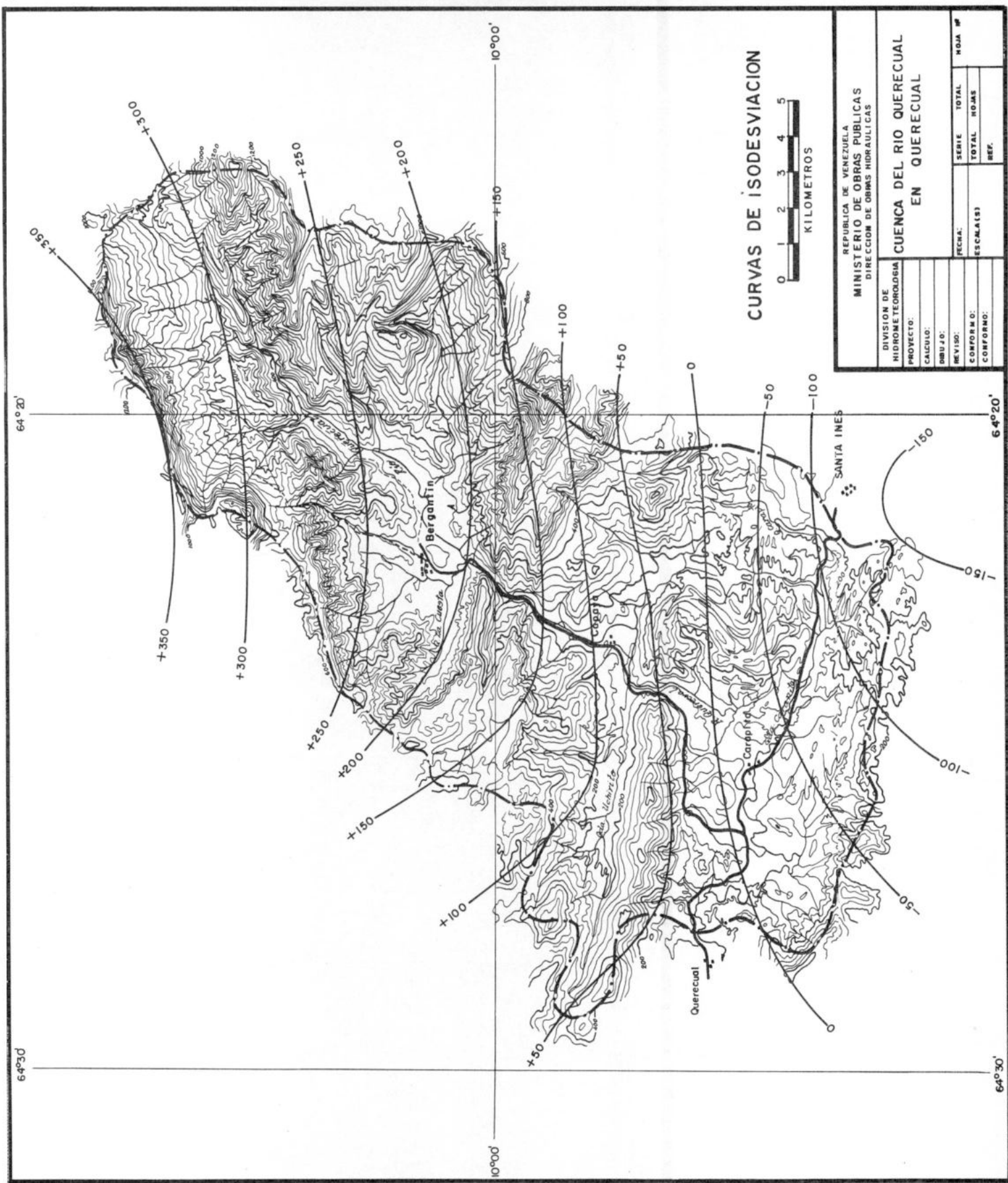
9. RECOMENDACIONES DEL PROFESOR LINSLEY

- 1° En el punto 5 recomienda usar mejor una correlación aritmética en lugar de la logarítmica y utilizar primero los valores anuales, para luego trabajar con los mensuales.
- 2° En el punto 7 propone buscar la extensión del registro fluviométrico mediante correlación con los datos de lluvias, antes de trabajar con el método de Gumbel.
- 3° En el punto 8 sugiere establecer diversas demandas de riego, para proposición de varias alturas de embalses posibles.

KE 10 X 10 TO THE CENTIMETER 46 1513
MADE IN U.S.A.
KEUFFEL & ESSER CO.

CUENCA DEL RIO QUEREQUAL
GRAFICO ELEVACION VS LLUVIA ANUAL





CURVAS DE ISODESVIACION



REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
DIVISION DE HIDROMETEOROLOGIA		CUENCA DEL RIO QUEREQUAL EN QUEREQUAL	
PROYECTO:		FECHA:	SERIE TOTAL
CALCULO:		ESCALA(S)	TOTAL HOMAS
DIBUJO:		REF.	
REVISOR:			
CONFORME:			
CONFORME:			

64°30'

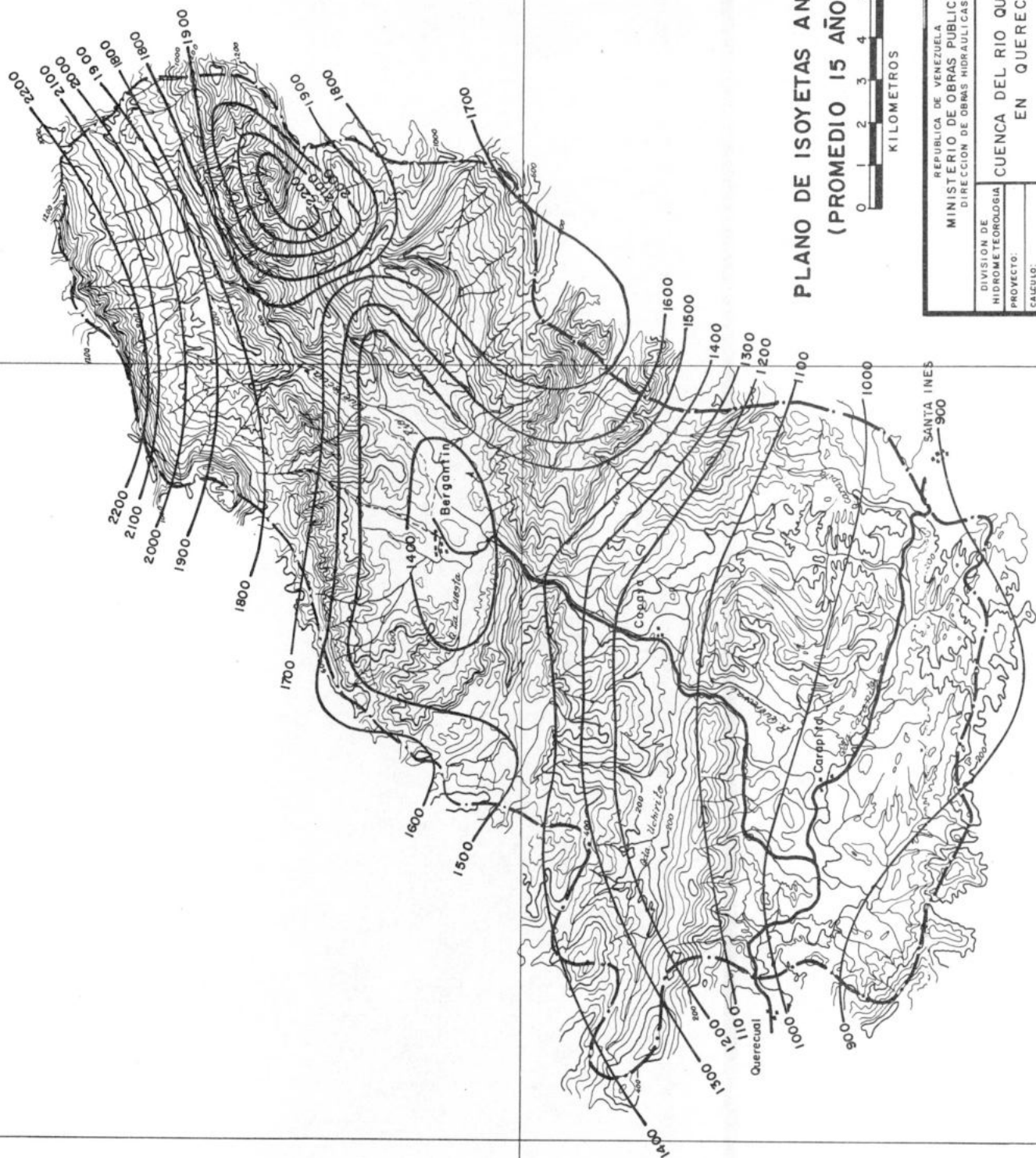
64°20'

10°00'

10°00'

64°20'

64°30'

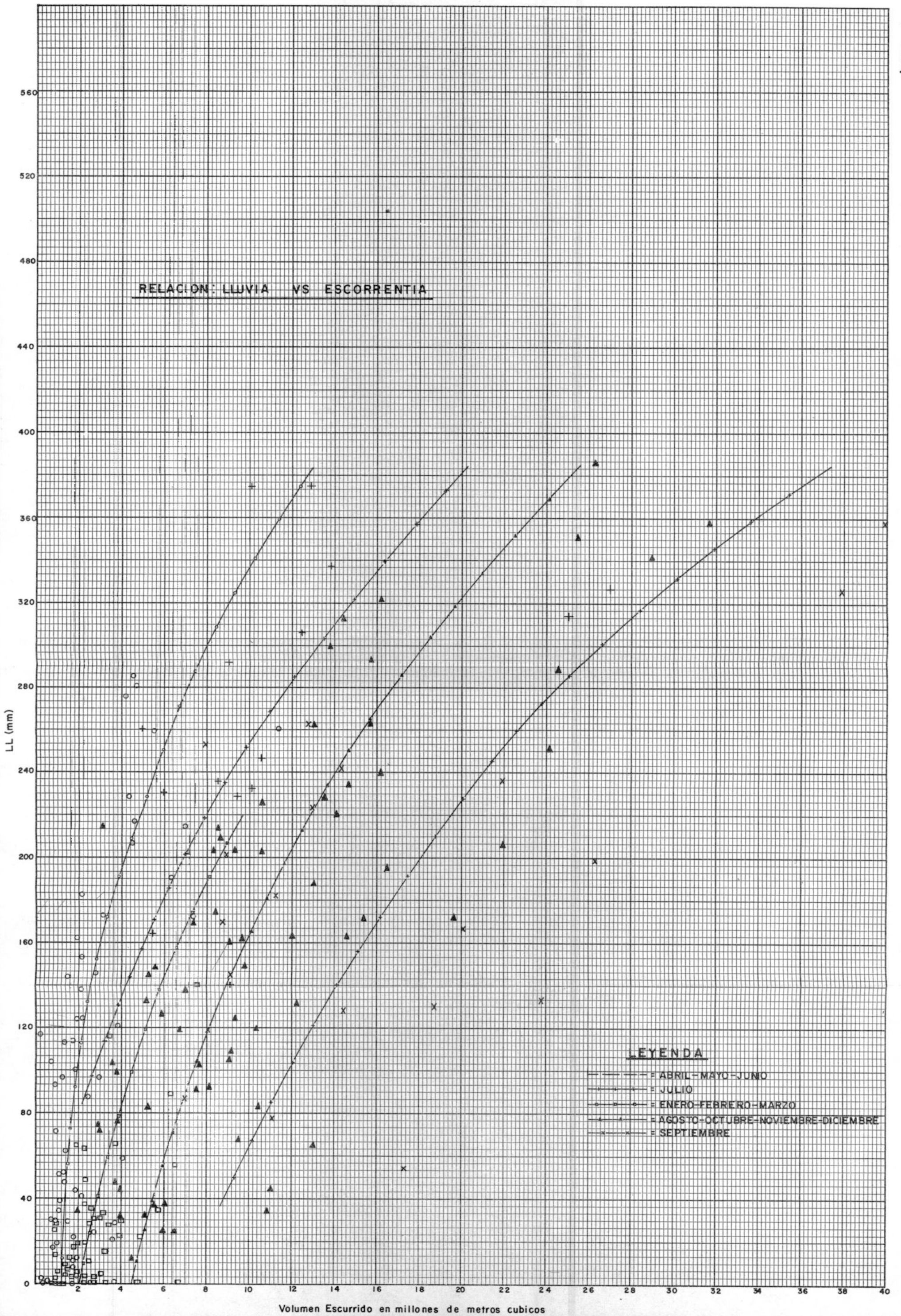


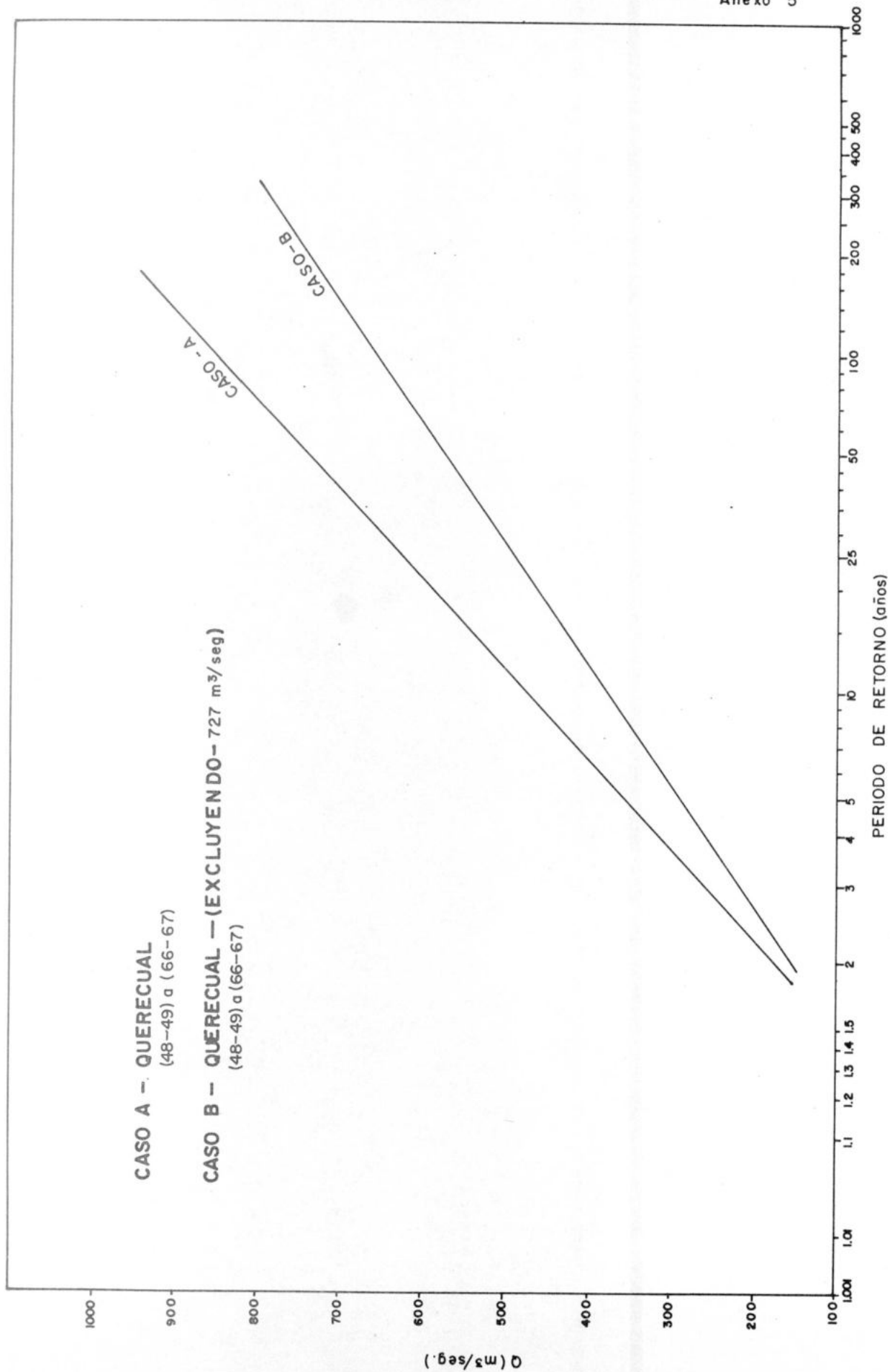
PLANO DE ISOYETAS ANUALES (PROMEDIO 15 AÑOS)



REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS	
CUENCA DEL RIO QUEREQUAL EN QUEREQUAL	
DIVISION DE	
HIDROMETEOROLOGIA	
PROYECTO:	
CALCULO:	
DIBUJO:	
REVISO:	
CONFORMO:	
CONFORMO:	
FECHA:	
SERIE	TOTAL
TOTAL	NOJAS
REF.	
NOJA	10

RELACION: LLUVIA VS ESCORRENTIA





PROYECTO IV

ESTUDIO HIDROGEOLOGICO DEL ASENTAMIENTO CAMPESINO GUARIATAR DESPARRAMADERO ESTADO ANZOATEGUI

INDICE

	Pág.
1. Sinopsis	1
2. Introducción	2
3. Características generales del sistema	3
4. Estratigrafía y estructura geológica regional	3
5. Análisis pluviométrico de la cuenca	4
5.1 Distribución anual	4
5.2 Distribución mensual	4
6. Métodos de exploración	5
6.1 Finalidad	5
6.2 Litología	6
7. Características de los acuíferos	7
7.1 Descripción	7
7.2 Pruebas de bombeo	8
7.3 Coeficiente de transmisibilidad	9
7.4 Coeficiente de almacenamiento	9
8. Cálculos de requerimientos de riego	12
8.1 Características de los suelos	12
8.2 Información meteorológica	12
8.3 Evapotranspiración potencial	13
8.4 Requerimientos de riego	13
9. Calidad de las aguas	17
10. Conclusiones	18
11. Recomendaciones	19
12. Recomendaciones del Profesor Davis	21

LISTA DE ANEXOS

- 1º Mapa isoyético medio de 15 años.
- 2º Perfil geológico A-A'.
- 3º Perfil geológico B-B'.
- 4º Perfil geológico C-C'.
- 5º Prueba de bombeo de larga duración (PC-1).
- 6º Prueba de bombeo con abatimiento escalonado (PC-1).
- 7º Prueba de bombeo con abatimiento escalonado (PC-2).
- 8º Curva característica (PC-1).
- 9º Curva característica (PC-2).
- 10º Abatimiento para distintos gastos (PC-1).
- 11º Abatimiento para distintos gastos (PC-2).
- 12º Prueba de interferencia (PC-1).

TABLAS

- 1º Información meteorológica para el cálculo de ETP, Estación Curataquiche.
- 2º ETP Estación Curataquiche.
- 3º Balance hídrico Curataquiche 1963-64.
- 4º " " " 1964-65.
- 5º " " " 1965-66.
- 6º " " " 1966-67
- 7º Promedio mensual de requerimiento de riego en Curataquiche.

1. SINOPSIS.

Siendo la Hidrogeología una ciencia nueva en Venezuela de la cual solo contamos con pocos datos para poder realizar un estudio completo de una región determinada, se quizo emprender un estudio integral de una zona para estudiar las posibilidades de aprovechamiento de aguas subterráneas y de esta forma lograr el asesoramiento del Profesor Stanley Davis en su visita al país.

La zona escogida para tal fin fué la de la cuenca del río Aragua; por su cercanía a la sede del curso y por contar con un asentamiento campesino de nombre Guaritar-Desparramadero, en el cual hasta el presente no se ha podido desarrollar una actividad agrícola eficiente debido a la carencia de riego.

2. INTRODUCCION.

El presente proyecto, comprende una descripción general de la cuenca en los siguientes aspectos: situación, relieve, drenaje, estratigrafía y estructura geológica, así como un análisis pluviométrico de la cuenca por considerar que es indispensable en un estudio geohidrológico el conocimiento de la fuente de renovación del agua subterránea.

El estudio estará restringido a una superficie de 397 Ha., debido a limitaciones de tiempo y presupuesto. El asentamiento cuenta con posibilidades de acceso, ya que se encuentra ubicado al lado de la carretera Puerto La Cruz-El Tigre, asfaltada a 39 Km. de Puerto La Cruz, con vías internas engranzonadas. Está cruzado en sentido Sur-Este- NorOeste por el río Aragua hasta su confluencia con el río Querecual que bordea el asentamiento por su lado norte.

3. CARACTERISTICAS GENERALES DEL SISTEMA.

La cuenca del río Aragua se encuentra situada dentro de las latitudes $10^{\circ} 6'$ y $9^{\circ} 30'$ Norte y $64^{\circ} 6'$ y $64^{\circ} 41'$ Oeste, con un área drenada de 4940 Km^2 . El asentamiento campesino Guaritar-Desparramadero, se encuentra ubicado al norte de la población de Curataquiche, en la confluencia de los ríos Aragua y Querecual.

Topográficamente, los terrenos del asentamiento son bastante planos con una pendiente media de 2% al Oeste, extendiéndose hacia el Este aguas arriba del río Querecual, por terrenos anegadizos y hacia el Oeste por el abanico aluvial de los ríos Aragua y Querecual.

4. ESTRATIGRAFIA Y ESTRUCTURA GEOLOGICA REGIONAL.

En el sitio del asentamiento solamente afloran rocas de la formación Quiamare miembro El Pilar (Tm q m p) sin embargo, a lo largo de la cuenca están presentes otras formaciones a las cuales hacemos referencia, para completar el marco geológico regional.

<u>Edad</u>	<u>Grupo</u>	<u>Formación</u>
Mioceno	Santa Inés	Quiamare
Oligoceno		Uchirito
		Carapita
Eoceno	Merecure	Los Jabillos
Paleoceno	Santa Anita	Caratas
Eoceno Inferior		Vidoño
		San Juan
Cretáceo	Guayuta	San Antonio
	Sucre	Querecual
		Borracha

El asentamiento se encuentra sobre el flanco Norte del sinclinal de Aragua, cortado al Norte por falla de Capiricual, con rumbos Este-Oeste y buzamiento Sur.

Hacia el extremo Este de la cuenca del Aragua, las estructuras más sobresalientes son: el anticlinal de Bergantín, que se extiende al Norte de la población del mismo nombre, con una dirección Este-Oeste, el anticlinal del río Aragua y el anticlinal de Mundo Nuevo, todo esto en ocasiones intensamente plegado y cortado por fallas longitudinales y transversales.

5. ANALISIS PLUVIOMETRICO DE LA CUENCA.

5-1 Distribución Anual:

Analizando el plano de lluvia promedio anual para 15 años, podemos observar como la precipitación caída en la cuenca del río Aragua varía desde menos de 800 m. en las zonas más secas, hasta más de 1.800 mm. en la zona más húmeda.

Las zonas más secas son: 1) desde Santa Inés hasta Santa Rosa en la porción Sudeste y 2) en las vecindades de Barcelona.

La región Noreste de la cuenca es la más lluviosa y sobre ella, las lluvias exceden los 1.200 mm. y llegan a sobrepasar los 1.800 mm. sobre las filas de Pionño y El Guácharo. Sobre la porción Sudoeste de la cuenca las precipitaciones exceden los 1.000 mm.

5-2 Distribución Mensual:

Durante el mes de enero las medidas pluviométricas más elevadas se registran hacia las filas del Guácharo y Pionño, en tanto, el resto de

la cuenca tiene pocas lluvias. En el mes de febrero la distribución de pre cipitaciones es variable y con tendencia a disminuir, para acabar en marzo como el mes más seco de la cuenca.

En abril comienza un ligero aumento en las precipitaciones y para el mes de mayo todas las estaciones se encuentran sobre los 30 mm. El aumento de precipitación continúa a través de junio encontrándose toda la cuenca sobre los 120 mm. para el mes de julio.

Para el mes de agosto se registran las máximas precipitaciones de la cuenca alcanzando un máximo de 300 mm. sobre la porción Noreste, en tanto la Sudoeste permanece con poco cambio. Hacia el mes de septiembre se registra un descenso en las precipitaciones el cual se mantiene a tr a través de octubre.

Sobre la porción Sudeste de la cuenca durante el mes de noviembre las precipitaciones se mantienen similares a las de octubre, en tanto el resto de la cuenca continúa con gradual disminución. Durante diciembre se registra un rápido decrecimiento en las precipitaciones.

6. METODOS DE EXPLORACION.

6-1 Finalidad:

Con la finalidad de evaluar los acuíferos y establecer una red para mediciones piezométricas, fueron perforados dos pozos por el método de percusión con equipo de pilotes Strauss y fueron instalados 5 piezómetros con ayuda de equipos C-40.

6-2. Litología:

Por encima de una secuencia de arcilitas de color rojo moteado en gris azulado, pertenecientes a la formación Quiamare miembro El Pilar, se extienden después de una discordancia angular, sedimentos aluviales posiblemente pleistocenos a recientes, formados por gravas muy gruesas, bien escogidas, con granos bien redondeados de ftanita y arenisca cuarzosa, blanca, con superficie de meteorización parda. Gravas gruesas arenosas, mal gradadas, con igual tipo de granos además de cuarzo menos abundante y diversos tipos de arena de gruesa a muy fina tanto limpia como areno-limosa. Este intervalo de clásticos gruesos, a veces interrumpidos por lentes arcillosos de hasta 1 m. en espesor, llega a tener en sus mejores desarrollos conocidos, hasta 13 m. de espesor. Por encima de las anteriores, sigue una capa predominante arcillosa, a veces limosa y finamente arenosa, muy cohesiva, de hasta 8 m. de espesor.

La formación Quiamare suprayace a la formación Capiricual en el área de Barcelona y aflora a lo largo de la carretera Puerto La Cruz Oficina desde la cresta del cerro Boca Tigre en dirección Sur hasta San Mateo. Se define como una serie arcilitas abigarradas, principalmente no marinas, areniscas guijarrosas, lutitas carbonáceas y lignitos con un espesor probable de unos 10.000 pies de edad Oligoceno superior hasta mioceno medio o superior. Hay además "areniscas de grano a conglomeráticas, pardas con estratificación cruzada, con mucho óxido de hierro, yeso y escasos lentes de caliza fosilífera.

En las formaciones que afloran a lo largo de la cuenca hay carbonatos, sulfatos y piritas, capaces de aportar al agua subterránea iones que deterioran su calidad. Así en la formación El Cantil (Borracha chilmana) hay lutitas piríticas-sulforosas y abundancia de calizas y óxidos de hierro en la mayoría de las formaciones y nódulos piríticos en las lutitas de Bergantín.

7. CARACTERISTICAS DE LOS ACUIFEROS.

7-1 Descripción:

Se trata de acuíferos confinados formados por un intervalo más o menos continuo, de espesor variable entre 9 y 17 metros, formados por grava limpia mal gradada; con 87% de grava redondeada, dura, de 2 cm. de tamaño máximo; 23% de arena gruesa a fina, compuesta de cuarzo. (GP) Grava muy gruesa, mal escogida, formada por granos de ftanita y arenisca de hasta 20 cm., bien redondeados. Arena limpia mal gradada; con 46% de grava redondeada y subangular, dura; de 3,7 cm. de tamaño máximo, compuesta de arenisca, ftanita y cuarzo; 52% de arena gruesa a fina; 2% de finos. Arena limpia mal gradada, con 43% de grava subredondeada y subangular, dura, de 6,7 cm. de tamaño máximo, compuesta de ftanita, arenisca y cuarzo; 55% de arena gruesa a fina; 2% de finos pardos grisáceos con peñones (SP). Los coeficientes de uniformidad están comprendidos entre 4,4 y 23,2.

La grava utilizada para el engrazonado tiene $d_{15} = 5$, comprendido entre 0,96 y 104, o sea $4d_{15}$ y $4d_{85}$ de los materiales del acuífero (mínimo y máximo. Podría utilizarse una grava aún algo más gruesa.

Los estratos de grava y arena se hacen más espesos y gruesos hacia las márgenes del río Aragua.

Los espesores de los acuíferos en cada perforación fueron los siguientes: PZC-1 = 3,50 m.; PZC-2 = 14,10 m.; PZC-3 = 10,30 m.; PZC-4 = 9,0 m.; PZC-5 = 5,40 m.; PC-1 = 9,00 m.; PC-2 = 13,30 m.

7-2 Pruebas de bombeo:

Los pozos PC-1 y PC-2 con sus correspondientes piezómetros (dos para el PC-1 y uno en el PC-2) fueron utilizados para practicar pruebas de bombeo con gasto constante y larga duración; con abatimiento escalonado y de interferencia para calcular las características hidráulicas de los acuíferos y pozos, cuyos resultados se tabulan a continuación:

Pozo	Fecha	NE (m)	NB (m)	Gasto lt/s.	Espesor m
PC-1	9-8-67	2,180	5,950	18	9
PC-2	20-8-67	4,820	5,580	17	6

Pozo Nº	T m ³ /día	K cm/seg.	S	R m	B m/(lt/s)	C m/(lt/s) ²
PC-1	353	5×10^{-2}	$4,53 \times 10^{-4}$	470	0,1550	$3,62 \times 10^{-4}$
PC-2	467	$4,4 \times 10^{-2}$	$1,89 \times 10^{-4}$	-	0,1162	$6,42 \times 10^{-4}$

El gradiente hidráulico varía entre 1 y 2,8 por mil.

7-3 Coeficiente de transmisibilidad:

Los coeficientes de transmisibilidad fueron calculados por el método de Jacob, mediante una solución gráfica de la ecuación:

$$h_0 - h = (2,30 Q/4 T) \log (2,25 Tt/r^2S)$$

Para ello se representa en papel semilogarítmico en la escala decimal, el abatimiento ($h_0 - h = s$) en m., y en la escala logarítmica, los valores del tiempo de bombeo (t), en minutos. Esto da como resultado una línea recta, cuya pendiente permite calcular en forma rápida el coeficiente de transmisibilidad, haciendo uso de la fórmula:

$$T = 15,65 (Q/\Delta S)$$

en donde:

T = coeficiente de transmisibilidad en $m^2/día$

Q = descarga del pozo en lt/s .

ΔS = abatimiento para un ciclo logarítmico, en m.

Los valores se obtienen de pruebas de bombeo de larga duración con descarga constante.

7-4 Coeficiente de almacenamiento:

Para calcular el coeficiente de almacenamiento (S), se representan en papel semilogarítmico, los datos del bombeo medidos en el piezómetro, colocando en el eje logarítmico, los valores del tiempo de bombeo y en el eje decimal los abatimientos correspondientes; la unión de los puntos así obtenidos da una línea recta, ésta se prolonga hasta cortar el eje

de cero abatimiento, el punto de corte da el tiempo a partir del cual el bombeo comenzó, teóricamente, a influir sobre el piezómetro (t_0); con este valor se calcula S de la siguiente forma:

$$S = 2,25 \frac{T t_0}{r^2}$$

donde:

S = coeficiente de almacenamiento (adimensional).

t_0 = tiempo en días

r = distancia del pozo de bombeo al piezómetro en m.

En el pozo PC-1 y sus correspondientes piezómetros (PZC-3) y (PZC-1) se observa una disminución gradual de la pendiente de la recta tiempo-abatimiento, lo cual indica que en las proximidades del pozo hay un estrato semiconfinante capaz de transmitir al acuífero principal el agua acumulada en las lagunas producidas por desbordamiento del río Querecual (recarga vertical). Esto hace pensar que un bombeo intenso en los bordes de tales lagunas contribuiría a drenarlas, al tiempo que el agua extraída sería usada para riego. Es conveniente sin embargo, practicar pruebas de bombeo en la estación seca, con gastos superiores a los aquí empleados para comprobar si la condición de equilibrio se mantiene.

En el pozo PC-2, por otra parte, se observa una disminución más o menos brusca en la pendiente, indicativa de que el agua del río Aragua está en comunicación directa con los acuíferos.

Haciendo uso de la técnica del pozo imagen (aunque con un solo piezómetro) se encuentra que el pozo imagen estaría sobre una perpen

dicular al río por el piezómetro a una distancia de 68 m., es decir, que la barrera de recarga se encontraría a medio camino entre este punto y el pozo, o sea ($\frac{16 + 68}{2} = 42$ m.) según la siguiente relación:

$$\frac{r_i^2}{t_i} = \frac{r_r^2}{t_r}$$

y resolviendo para r_i :

$$r_i = r_r \frac{t_i}{t_r}$$

en donde:

r_r = distancia del piezómetro existente al pozo bombeado en m.

r_i = distancia del piezómetro existente al pozo imagen

t_r = tiempo empleado por el pozo real para producir sobre el piezómetro real, un abatimiento arbitrario.

t_i = tiempo empleado por el pozo imagen para producir sobre el piezómetro real, el mismo abatimiento arbitrario.

Se tomó un abatimiento arbitrario de 0,44 m.

$$r_r = 16 \text{ m.}$$

$$t_r = 4 \text{ min.}$$

$$t_i = 72 \text{ min.}$$

$$r_i = 16 \frac{72}{4}$$

$$r_i = 67,84 \text{ m.}$$

Pero en el mapa se observa que el río está a 265 m. del pozo, luego, la disminución de la pendiente no es producida por recarga sino por un aumento en el espesor y permeabilidad de los acuíferos en las proximidades del pozo, o bien la relación usada no se ajusta a la práctica.

De cualquier manera, es necesario probar este acuífero en la estación seca, cuando el río Aragua esté seco, para ver si este efecto se mantiene o desaparece, y así poder estimar el gasto permisible para el pozo.

Por otra parte, mientras en el pozo se manifiesta una disminución de la pendiente, al piezómetro le ocurre lo contrario, esto indica que el piezómetro no está funcionando satisfactoriamente y por lo tanto necesita un mayor trabajo de desarrollo (limpieza con compresor).

8. CALCULOS DE REQUERIMIENTOS DE RIEGO.

8-1 Características de los suelos:

De la División de Edafología "Zona Oriental", se obtuvo la siguiente información de un estudio agrológico realizado por el Ing. José Estívariz F. (aún sin publicar): De 397 Ha. estudiadas, 359 Ha. fueron identificadas como Clase III, debido a que sus estratos superiores están constituidos por arcillas de baja permeabilidad; 24 Ha. como Clase IV, por deficiencia de drenaje y 14 Ha. se consideran de Clase VI, por no ser regables.

Se identificaron dos series de suelos: Serie "Guariatar" y Serie "Desparramadero".

La Serie "Guariatar" comprende 95 Ha. en la zona Noroeste y 120 Ha. en la zona Sureste del asentamiento, sujetas a inundaciones durante un período considerable del año.

8-2 Información meteorológica:

Se buscaron los registros meteorológicos más cercanos a la zona en estudio, encontrándose que en la misma existe una estación evapori -

métrica que consta con cuatro (4) años de registros de evaporación y dieciocho (18) años de registros de precipitación. Debido a que no se dispone de registros más largos de temperatura o de evaporación en las cercanías a la zona, se decidió utilizar los 4 años de la Estación de "Curataquiche" para las estimaciones de evapotranspiración potencial (ETP), y demanda neta de riego (DNR). La estación evaporimétrica más cercana es la de "Los Montones", en Barcelona cuyos datos no muestran buena corelación con los de "Curataquiche".

8-3 Evapotranspiración potencial:

Para el cálculo de la ETP se utilizó el coeficiente evaporimétrico mensual (C_e), calculado por el Ing. A. Gabaldón para Barcelona, el cual convierte los datos de evaporación de la tina en evaporación de lago y el coeficiente de ETP (C_{etp}) calculado por Sabás González y John Nation, también para Barcelona; combinando estos dos coeficientes se obtiene el coeficiente (C) que convierte la evaporación de la tina en ETP.

8-4 Requerimientos de riego

Con los valores de ETP y precipitación obtenidos como se indicó, se procedió a calcular la Demanda Neta de Riego (DNR) año por año para el período de registro 1963-1967, siguiendo el método de la SRH de México modificado por el Dr. Thornthwaite. Para estos cálculos se estimó una capacidad de almacenamiento del suelo de 108 mm. hasta 60 cm. de profundidad, de acuerdo con las características textuales de los suelos y tomando los valores medios dados por Israelsen y Hansen.

Una vez obtenida la Demanda Neta de Riego se calculó el requerimiento de riego expresado en volumen ($m^3/\text{seg/ha}$) y en Gasto Unitario (lt/seg/ha), necesario para satisfacer la demanda, suponiendo una eficiencia de riego de 50% y un suministro de 18 horas/día.

De los cálculos se desprende que los meses críticos para el riego son marzo y abril, con un máximo de $1,6 \text{ lt/seg/ha}$ en el mes de abril.

8-5 Frecuencia de riego:

Considerando una capacidad de almacenamiento de 108 mm. hasta 60 cm. de profundidad (estimado de acuerdo con las características físicas de los suelos), y suponiendo que deberá regarse cuando se haya agotado el 50% de ese almacenamiento, tendremos los siguientes:

Lámina neta a aplicar en c/riego	=	54 mm
Lámina bruta a aplicar en c/riego	=	108 mm (ef. = 50%)
DNR diaria en marzo y abril	=	5.2
Frecuencia de riego	=	$\frac{54}{5.2}$ 10 días

Volumen de agua a aplicar en cada riego:

Volumen neto = $540 \text{ m}^3/\text{ha}$.

Volumen bruto = $1080 \text{ m}^3/\text{ha}$ (ef. = 50%)

Se concluye que para la irrigación de las 383 Ha. que constituyen el área regable del asentamiento son necesarios 613 lt/s., lo cual, a razón de 15 lt/s. por pozo da un total de 50 pozos. Pero, colocando los pozos a 400 m. uno de otro, y considerando que el área al oeste de la coordenada E.8000 es de muy bajo rendimiento debido al poco desarrollo de

los acuíferos, solo se pueden ubicar 17 pozos, con los cuales se podría regar 159 Ha., a la vez que se contribuiría a la desecación de los pantanos adyacentes.

La producción por pozo, estimada en 15 lt/s., deberá chequearse en época de sequía, como ya se dijo, a fin de ajustar los resultados.

La ubicación de los pozos propuestos y los pozos y piezómetros existentes se muestra en plano anexo, y se resume en el siguiente cuadro:

Pozos y Piezómetros Existentes

Identificación	Coordenadas Norte Este	Cota Terreno	Cota Tubo	Nivel Agua	Cota Agua
PC - 1	10206 9540	100,505	100,805	2,411	97,994
PC - 2	9262 9812	101,050	101,460	4,810	96,650
PZC - 1	10120 9540	100,465	100,705	2,175	98,530
PZC - 2	9926 8960	101,360	101,670	4,200	97,470
PZC - 3	10186 9540	100,387	100,587	2,272	98,315
PZC - 4	9268 9806	101,719	102,004	5,222	96,782
PZC - 5	10468 7760	97,146	97,666	4,040	93,626

P o z o s P r o p u e s t o s

Pozo N° (PC-)	C o o r d e n a d a s	
	Norte	Este
3	9632	9674
4	9778	10046
5	9336	9416
6	9792	9370
7	10120	9647
8	9764	8965
9	10498	9268
10	10411	8878
11	10786	8998
12	8930	10036
13	10586	9652
14	10700	8609
15	10326	8490
16	10054	8706
17	10993	8346

En vista del elevado número de pozos de escasa profundidad y bajo rendimiento que son necesarios, se impone la realización de un análisis económico detallado, el cual cae fuera de los alcances del presente estudio.

9. CALIDAD DE LAS AGUAS.

Los análisis preliminares realizados por el Dr. Stanley N. Davis y el Ing. Eliso J. Acuña, encargado este último del Laboratorio de la Estación Edafotécnica Oriental, dieron los siguientes resultados:

	PC - 1 Muestra 1 (Davis)	PC - 1 Muestra 2 (Davis)	PC - 1 Muestra 3 (Acuña)	PC - 2 Muestra 1 (Davis)	PC - 2 Muestra 2 (Acuña)
pH			6,3		6,4
Ca ⁺⁺ + Mg ⁺⁺	5,4	9,8	9,6	5,4	7,0
Na ⁺ (por dif.)	5,4	3,2	2,4	4,2	1,6
CE (mmohs/cm)			1,2		0,86
RAS			1,09		0,86
HCO ₃ ⁻	5,6	5,8		6,0	
SO ₄ ⁼	3,96	6,25		2,87	
Cl ⁻	1,27	1,97		0,71	

Todas las concentraciones en epm

De acuerdo con el Handbook N° 60 del U. S. D. A. (1) estas muestras de agua se clasifican con fines de riego como C₃ - S₁, lo cual indica que no hay problemas por presencia de sodio, pero debido a su alta salinidad, no deben usarse en suelos cuyo drenaje sea deficiente; aun con drenajes adecuados, se pueden necesitar prácticas especiales de control de la salinidad, debiendo seleccionarse aquellas especies vegetales muy tolerantes a las sales.

10. CONCLUSIONES.

- 1) En la zona en estudio, están presentes acuíferos formados por gravas, gravas arenosas y arenas.
- 2) Las características geohidrológicas promediadas de los acuíferos, son las siguientes:

Espesor	10 m.
Transmisibilidad	$429 \text{ m}^2/\text{d}^{\text{ra}}$
Conductividad hidráulica	$4,7 \times 10^{-2}$
Coefficiente de almacenamiento	$4,5 \times 10^{-4}$
Radio de influencia	470 m.

Los niveles piezométricos oscilan entre 2,20 y 6 m.; el gradiente hidráulico, entre 0,001 y 0,0028.

- 3) Se estima una producción por pozo de 15 lts/seg.
- 4) El espaciamiento entre pozos no debe ser mayor de 400 m.
- 5) La granulometría de los acuíferos tienen los siguientes parámetros:
D₁₅: 0,24 min. y 0,55 máx. (mm)
D₈₅: 9 min. y 26 máx. (mm)
- 6) Los pozos pueden ser engranzonados con grava cuarzosa, de granos redondeados, con un D₁₅ comprendido entre 0,96 y 104 mm. y un coeficiente de uniformidad comprendido entre 1,25 y 180, la cual se puede obtener cerca de Cantaura, Edo. Anzoátegui.
- 7) El requerimiento de riego es 1,6 lts/seg/ha.
- 8) Para regar las 383 Ha. del asentamiento, se necesitarían 50 pozos.

- 9) Solo se pueden instalar (sujeto a ajuste) 17 pozos, los cuales permitirían regar 159 Ha.

La estimación de 1,6 lt/seg/ha., es muy general, y bajará considerablemente si se consideran cultivos de bajo requerimiento de riego, pero en vista de las necesidades de lavado de sales, se ha considerado conveniente dejar este valor, el cual sería ajustado posteriormente según los datos experimentales que se obtengan y la planificación de cultivos que se adopte.

- 10) Los pozos ubicados en los bordes de las lagunas, al norte del asentamiento, son recargados verticalmente por éstas, lo cual podría permitir una producción mayor a la estimada, a la vez que contrbuirían a sus drenajes.

- 11) Los suelos de la zona en estudio son aptos para su desarrollo bajo riego siempre que sean provistos de un buen sistema de drenaje.

- 12) El potencial salino de las aguas subterráneas, limita sus posibilidades de uso para riego, ya que la baja permeabilidad de los suelos dificulta el lavado de las sales del perfil.

11. RECOMENDACIONES.

- 1) Llevar un registro de los niveles piezométricos si es posible bimensual.
- 2) Practicar pruebas de bombeo en la época más crítica de la esta-ción seca.

- 3) Hacer análisis físico-químicos de las aguas subterráneas en la estación seca y compararlas con las actuales.
- 4) Someter las conclusiones del presente informe a un análisis económico, para determinar si es provechoso desarrollar un sistema de riego por aguas subterráneas.
- 5) No debe utilizarse el agua subterránea para riego hasta tanto se realice el estudio Edafotécnico de los suelos, a fin de contar con el conocimiento de las propiedades físico-químicas de los mismos que permita una planificación racional de su uso.
- 6) Que la Estación Edafotécnica Central establezca una parcela experimental para el estudio de la influencia del riego sobre el suelo y los cultivos, a fin de decidir el plan de explotación adecuado para la zona y que al mismo tiempo se obtengan resultados aplicables a otras zonas de situación similar.

La información básica a obtener sería:

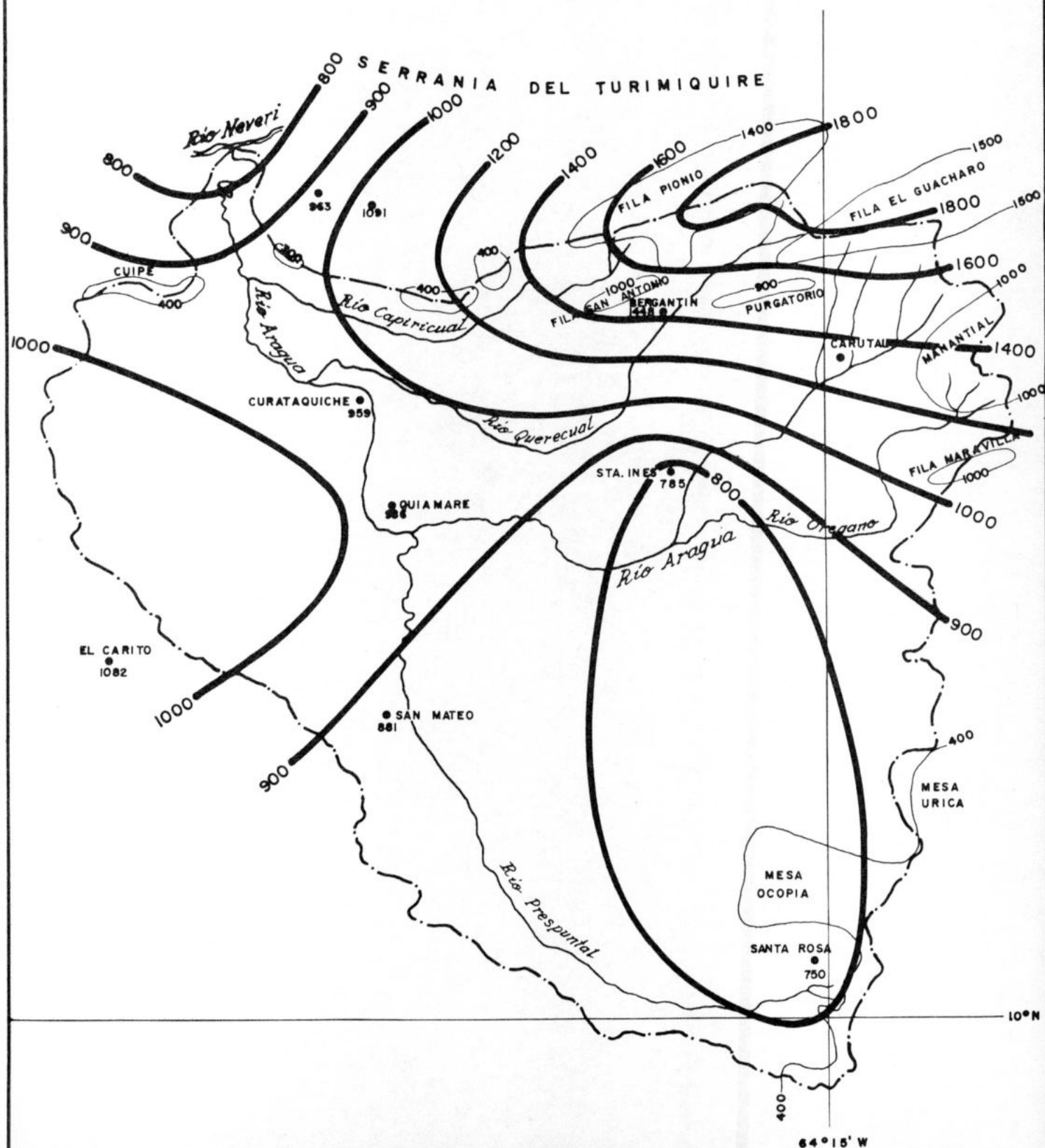
- a) Propiedades físicas de los suelos
- b) Influencia del riego sobre el suelo y los cultivos
- c) Necesidades del lavado de sales
- d) Sistemas de explotación recomendables

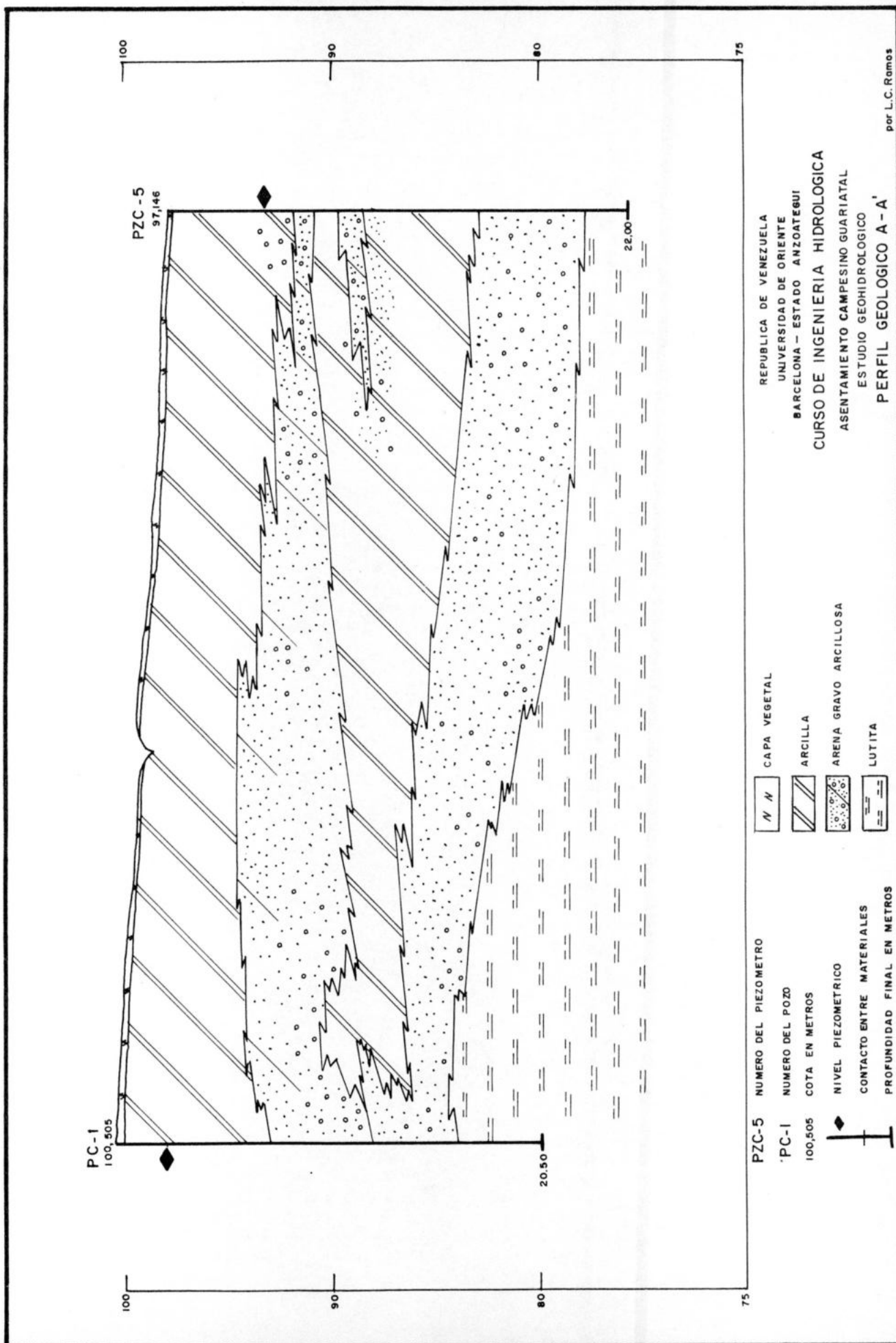
12. RECOMENDACIONES DEL PROFESOR DAVIS.

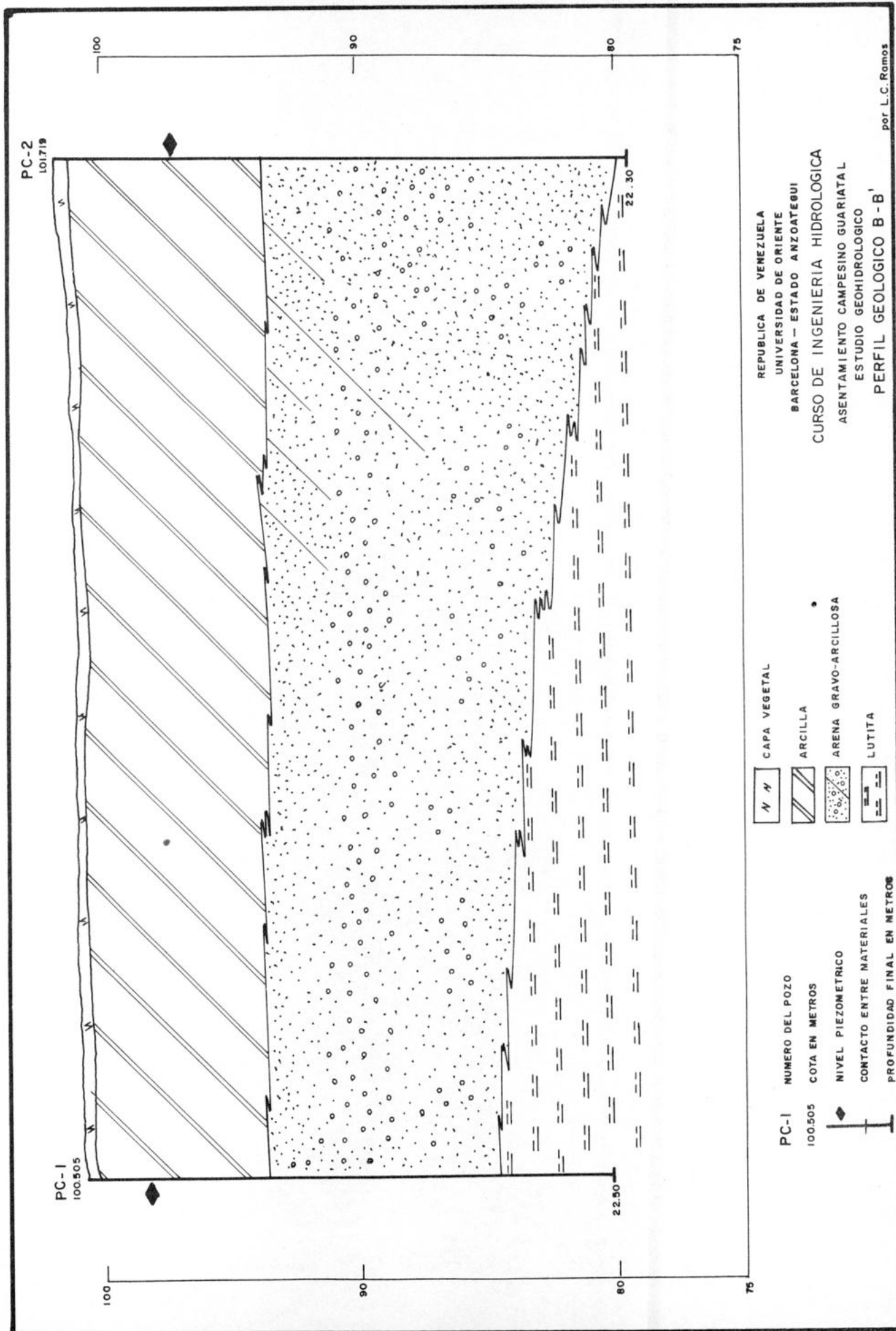
- 1° En el punto 6-1, se debe explicar en qué principios se basan los pilotes Strauss y el funcionamiento de los equipos C-4.
- 2° La descripción de la litología del sistema como está expuesta resulta muy compleja.
- 3° En el punto 8-4 se parte de un almacenamiento en el suelo, sin explicar que este depende del tipo de cultivo y la profundidad de las raíces.

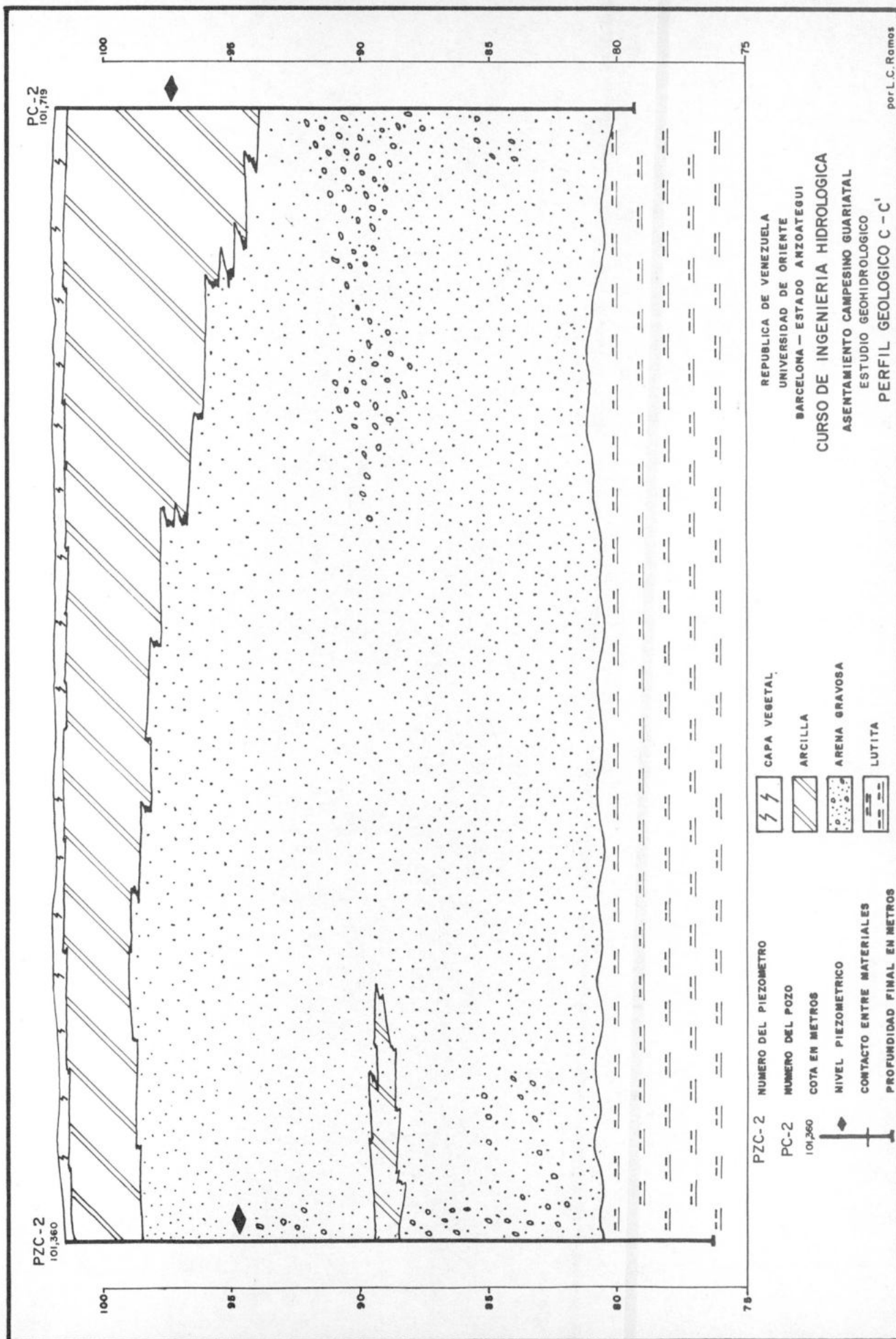
CUENCA DEL RIO ARAGUA
 MAPA ISOYETICO MEDIO DE 15 AÑOS

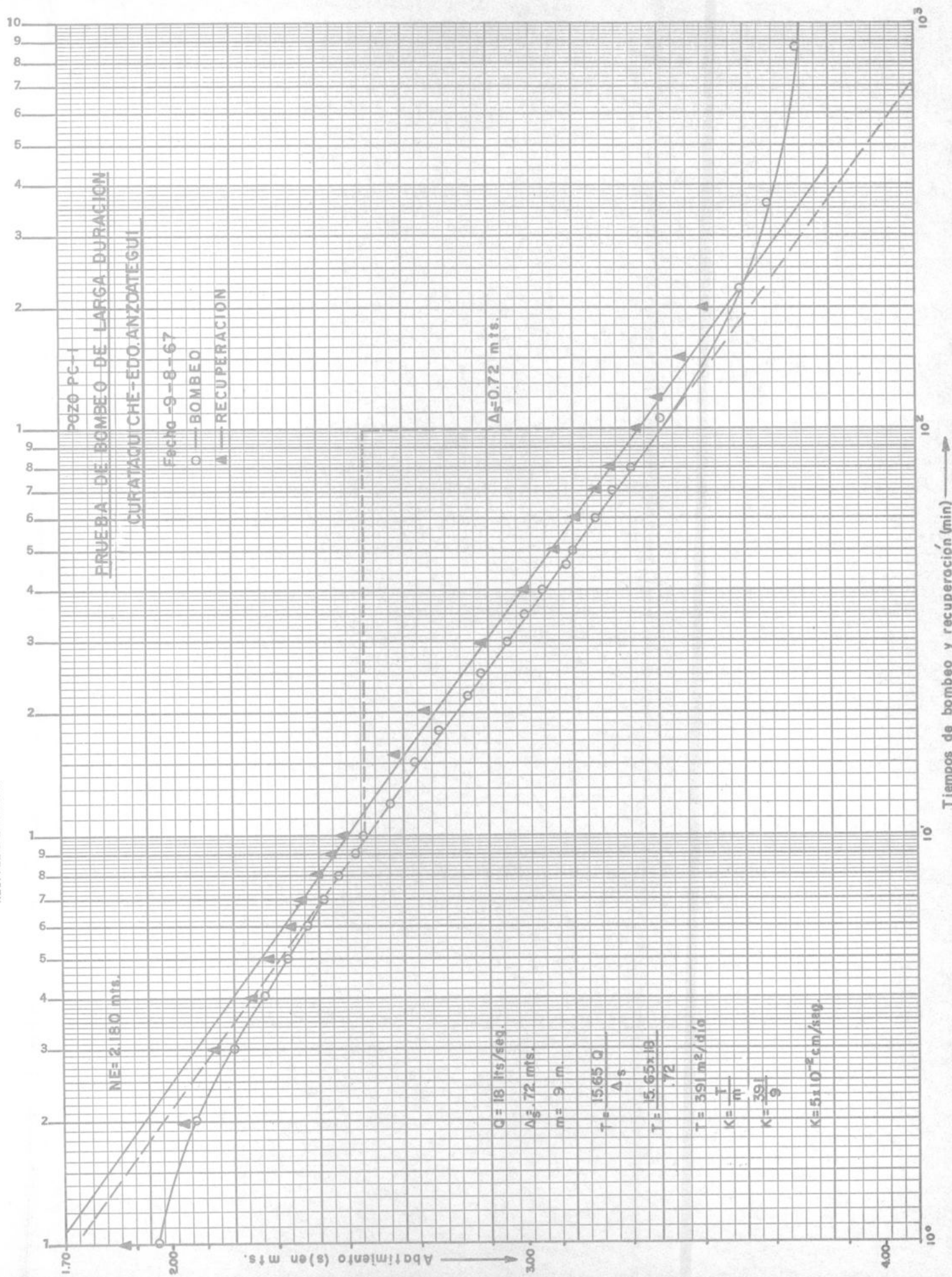
ESCALA 1: 500.000

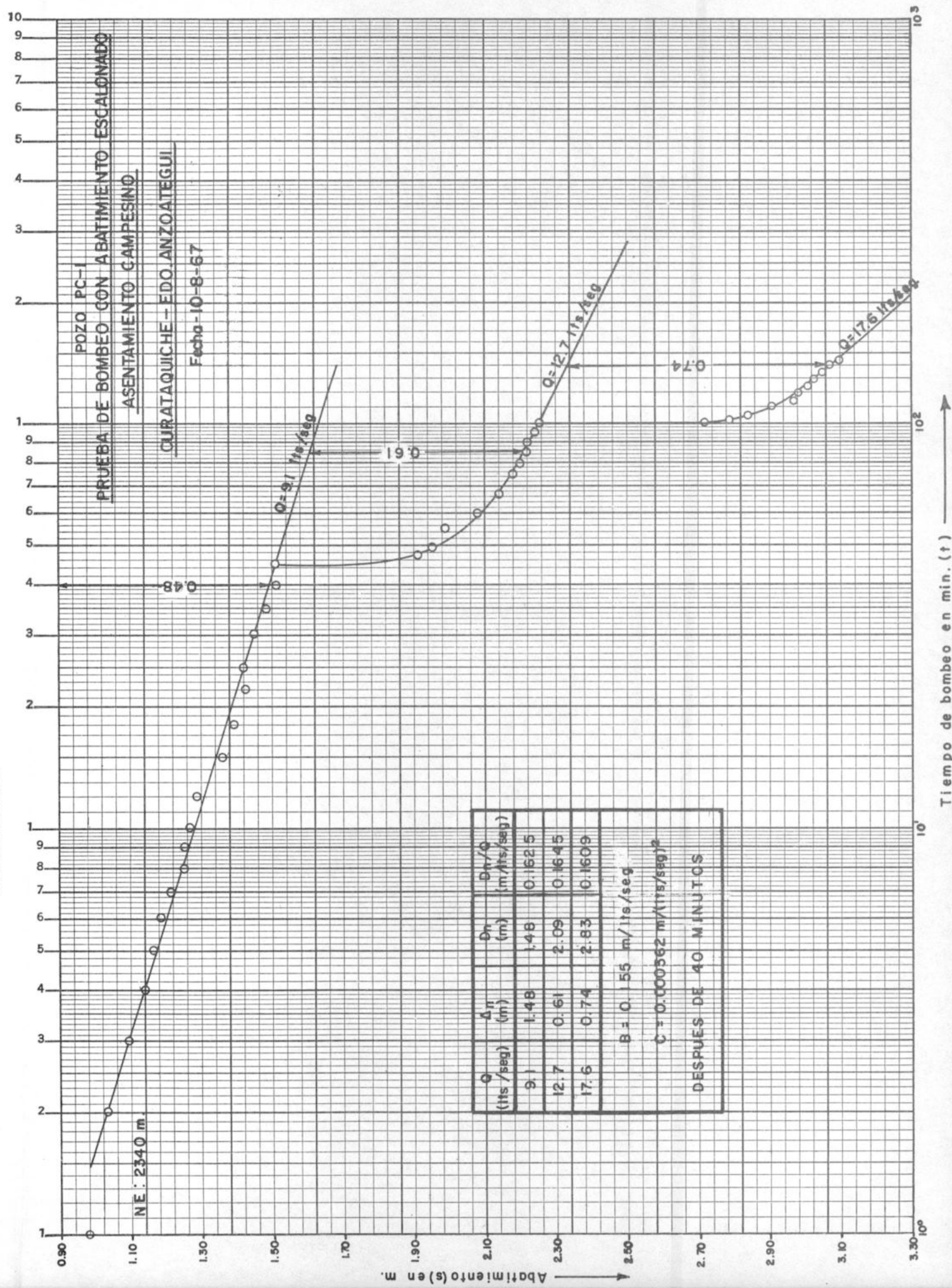










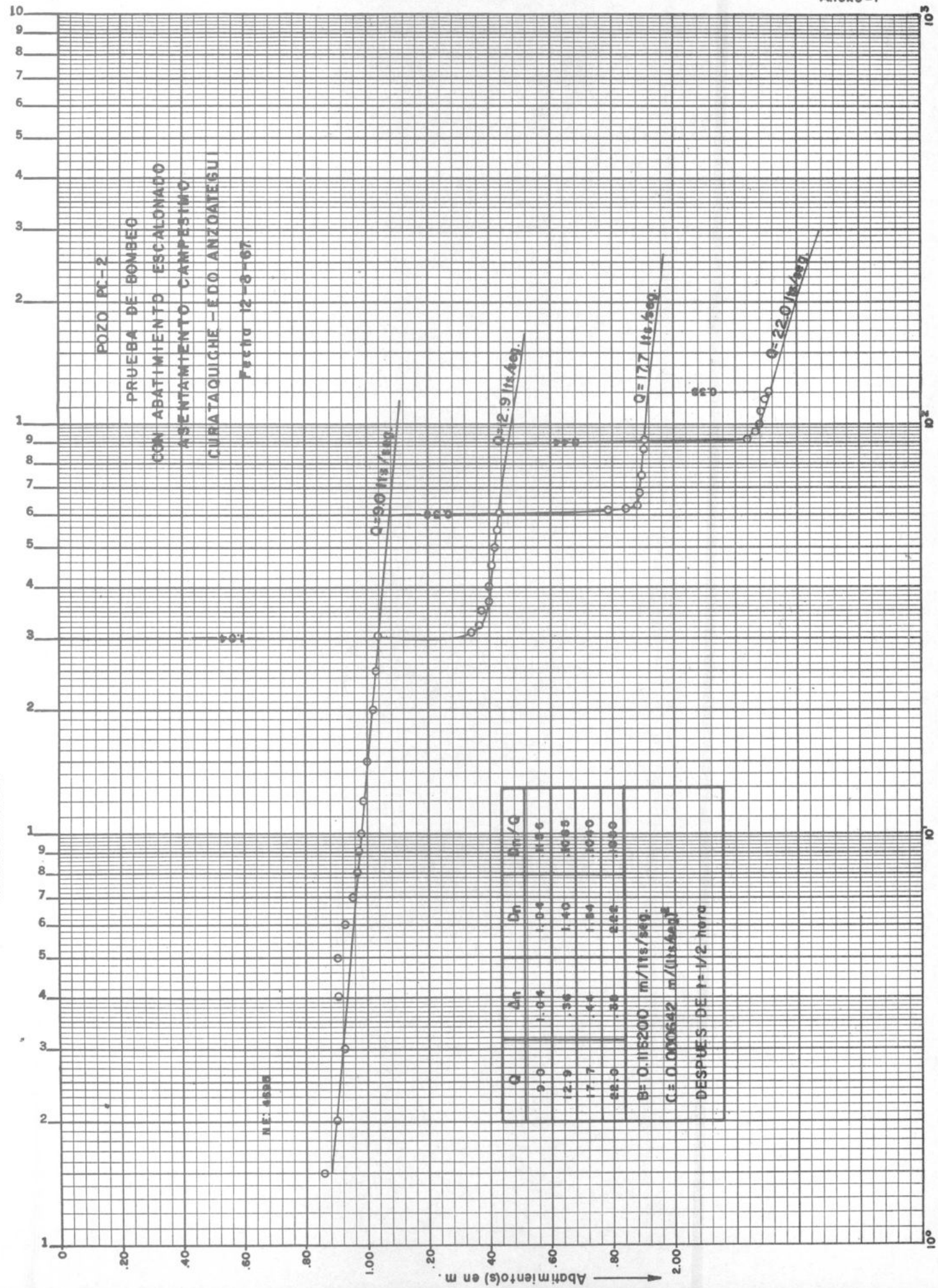


POZO PC-2
 PRUEBA DE BOMBEO
 CON ABATIMIENTO ESCALONADO
 ASENTAMIENTO CAMPESTINO
 CURATAQUICHE - EDO ANZOATEGUI
 Fecha 12-8-67

NE: 4550

Q	Δh	Dh	Dh/Q
9.5	1.64	1.34	0.08
12.9	.36	1.40	0.08
17.7	.44	1.34	0.08
22.0	.38	0.08	0.08

B = 0.115200 m/lts/seg.
 C = 0.000642 m/lts/seg.²
 DESPUES DE 1-1/2 hora



Tiempo de bombeo en min. (t)

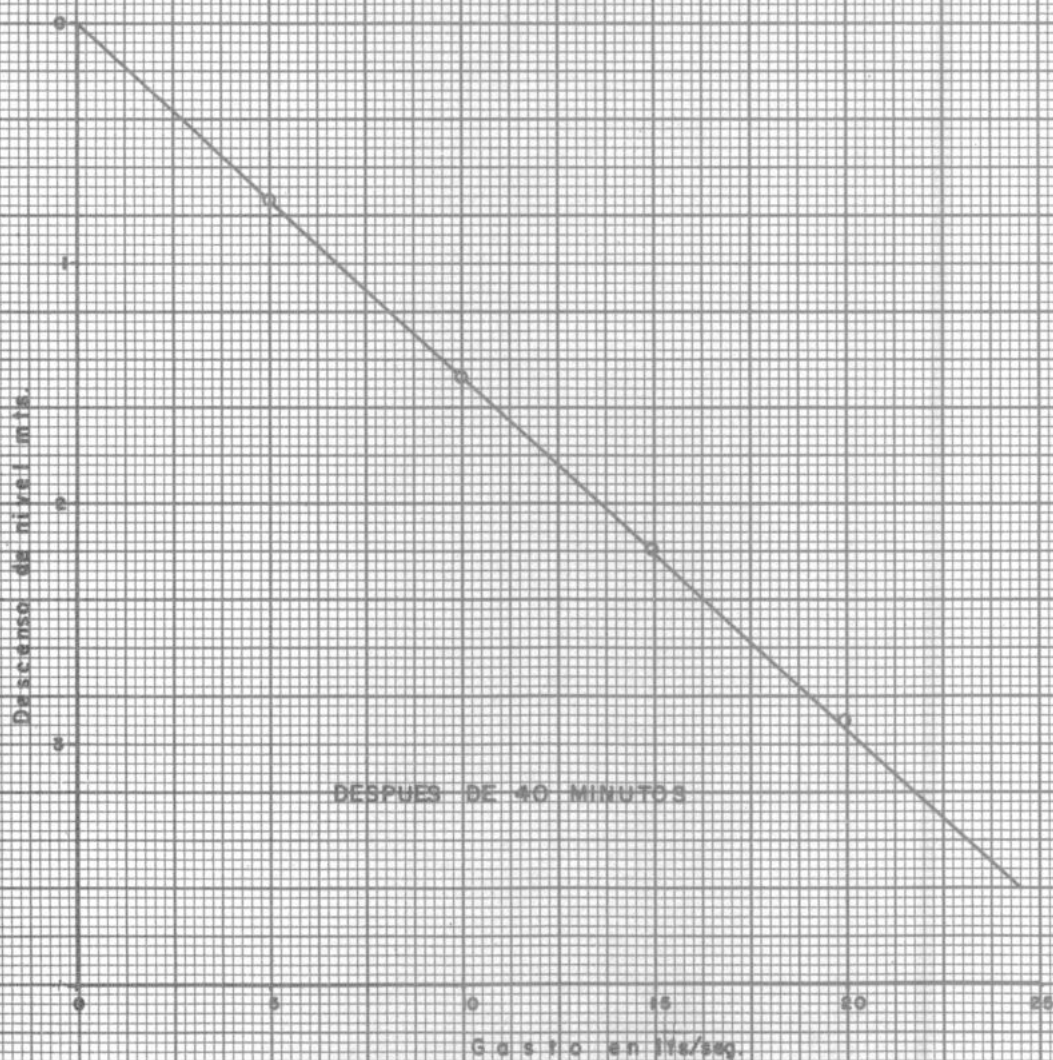
POZO PC-1

CURVA CARACTERISTICA

$$Dn/Q = B + CQ \begin{cases} 0.1555 = B + 0.1C \\ 0.1555 = B + 12.7C \\ 0.1509 = B + 17.6C \end{cases}$$

$$B = 0.1552 \text{ mts./litro/seg.}$$

$$C = -0.000362 (\text{mts./litro/seg.})^2$$



POZO PC-2
CURVA CARACTERISTICA

$$\begin{aligned} 0.1156 &= B + 9.C \\ 0.1085 &= B + 12.9C \\ 0.1040 &= B + 17.7C \\ 0.1080 &= B + 22.C \end{aligned}$$

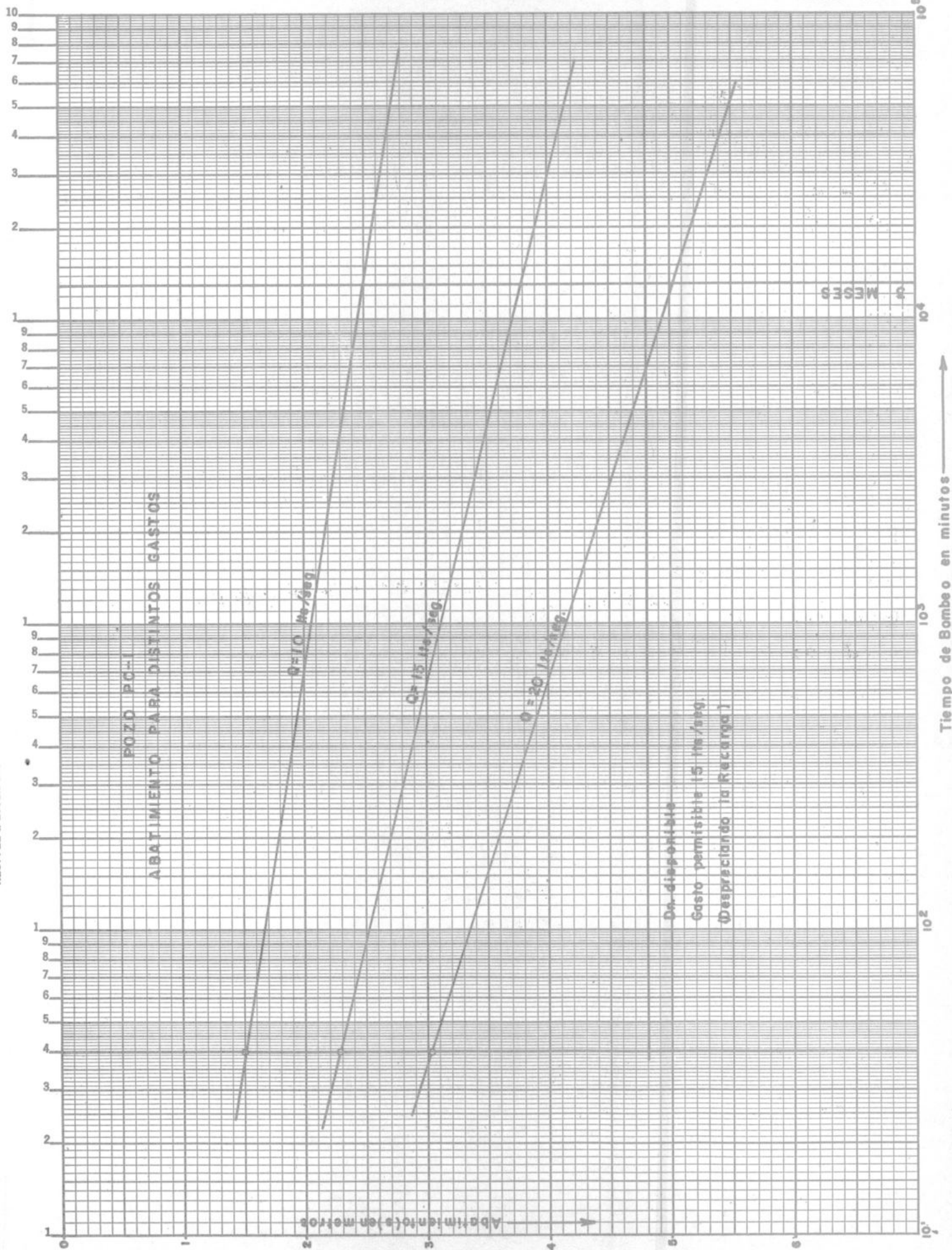
$$B = 0.1162 \text{ m/lts/seg}$$

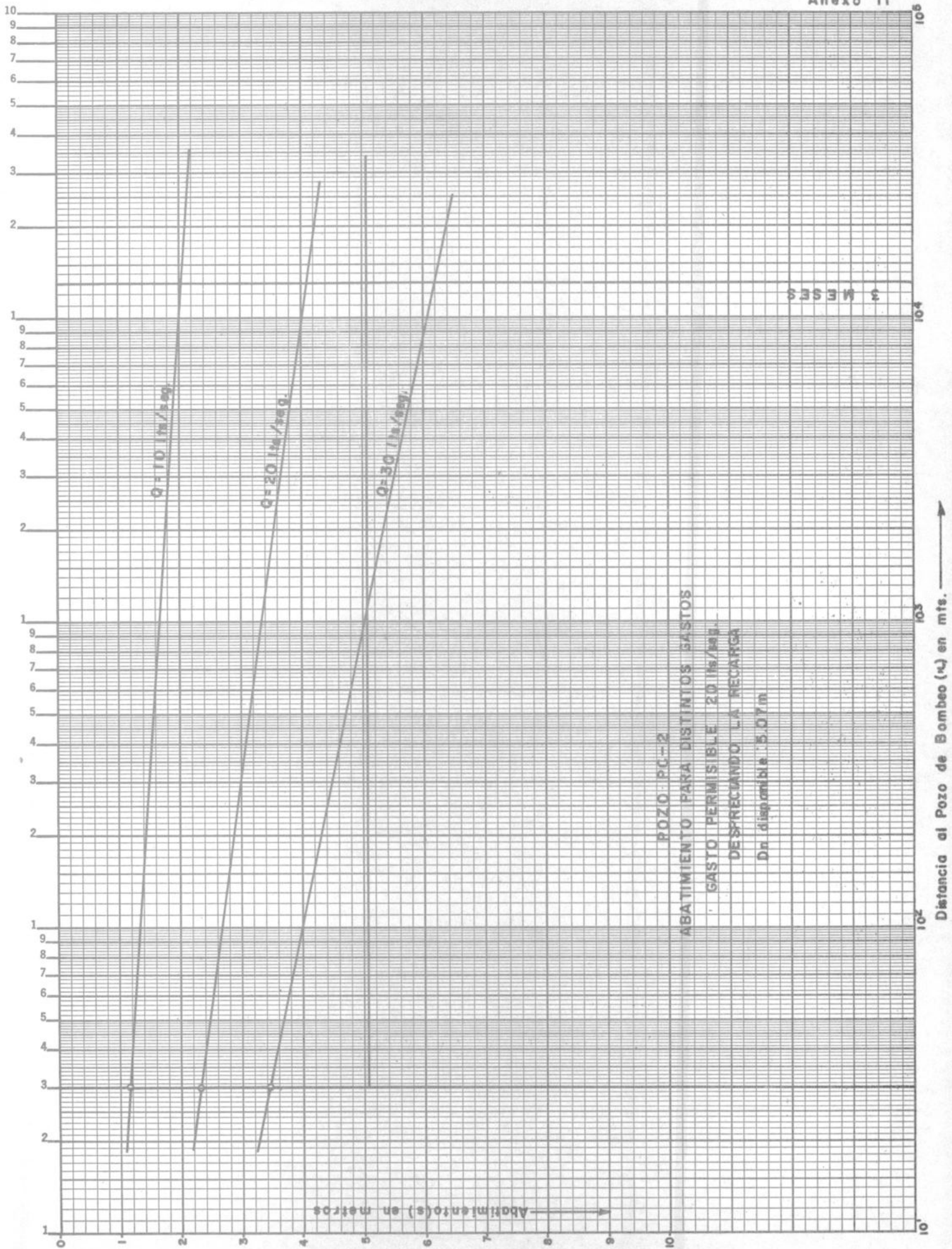
$$C = 0.000642 \text{ m/(lts/seg)}^2$$

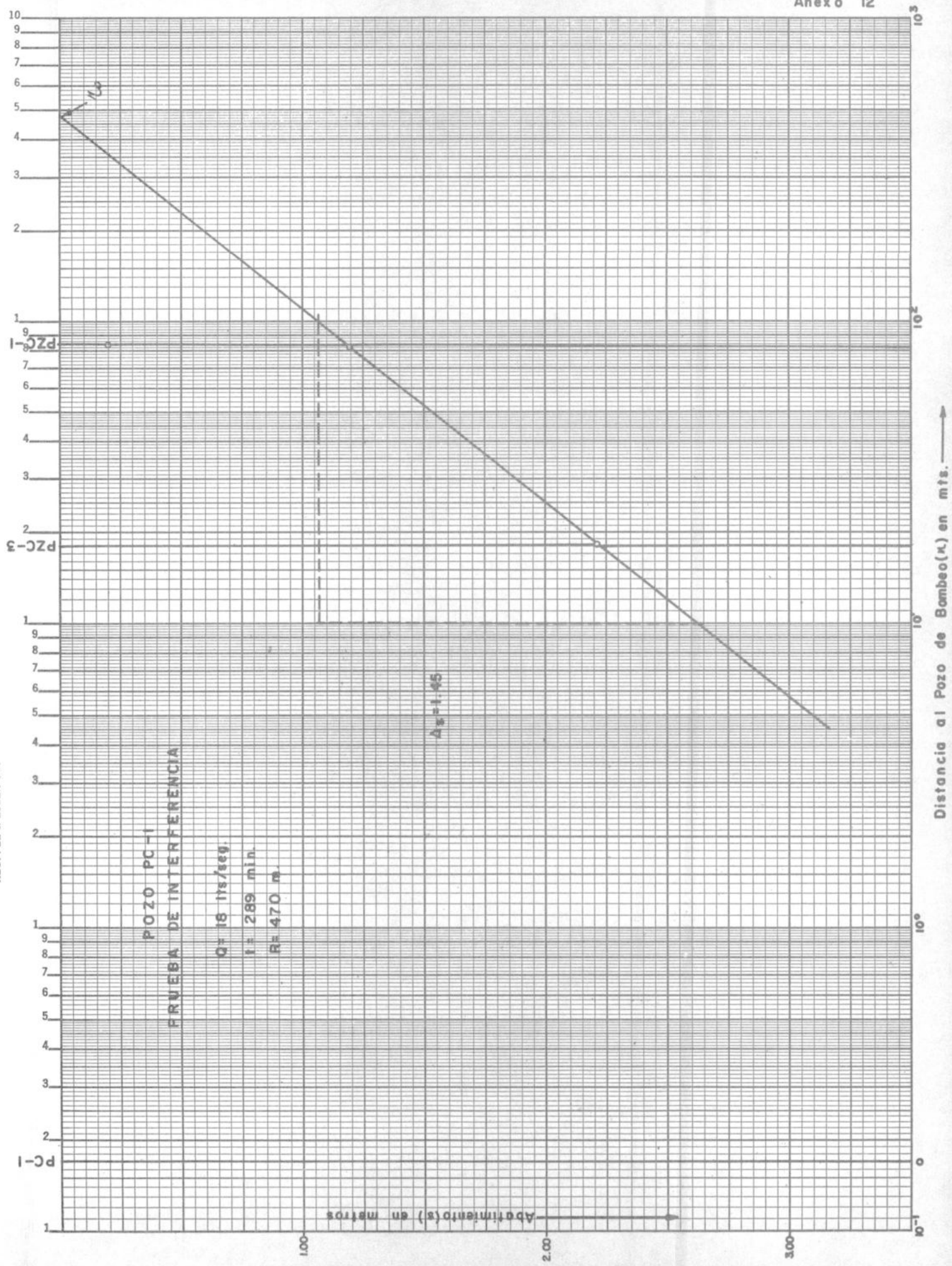
DESPUES DE 30 MINUTOS

Descenso de nivel en m/s

Gasto en lts/seg







INFORMACION METEOROLOGICA PARA EL CALCULO DE ETP

ESTACION: "CURATAQUICHE"

TABLA N° 1

a) Evaporación:

Mes Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.	Total
1963	-	-	-	179,9	141,6	153,6	121,5	128,1	95,4	140,9	112,5	135,6	
1964	170,2	202,2	241,0	211,8	267,9	140,9	144,2	117,2	139,2	140,2	131,5	146,4	
1965	142,6	146,1	231,0	239,0	214,6	127,9	156,0	139,2	142,0	153,5	144,1	142,4	
1966	179,3	197,1	260,6	227,2	205,4	137,4	139,7	124,6	156,7	151,8	140,0	141,1	
1967	155,0	173,3	233,2	207,8	221,7	191,4							

b) Precipitación:

Mes Año	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.	Total
1963	2	12	15	65	124	164	183	154	145	80	105	12	1060
1964	7	0	3	14	29	138	306	230	106	59	63	14	968
1965	51	57	2	0	39	69	131	113	95	81	81	54	772
1966	14	8	0	7	32	224	95	178	197	79	149	106	1089
1967	14	13	0	17	21	91							
Media 1949-62	21	13	11	18	52	138	159	164	123	121	94	40	958

ETP CURATAQUICHE

TABLA N° 2

	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.	Prom.
C	0.72	0.75	0.69	0.72	0.75	0.90	0.95	0.98	0.95	0.87	0.85	0.81	0.83
Año													
1963	123	152	166	130	106	138	115	126	91	123	96	110	-
1964	103	110	159	152	201	127	137	115	132	122	112	119	-
1965	129	148	180	172	161	115	148	136	135	134	122	115	-
1966	112	130	161	164	154	124	133	122	149	132	119	114	-
1967				150	166	172							
Promedio mm/mes.	117	135	167	155	156	126	133	125	127	128	112	115	
mm/día.	3,8	4,8	5,4	5,2	5,0	4,2	4,3	4,0	4,2	4,1	3,7	3,7	

BALANCE HIDRICO

TABLA N° 3

Lugar: Curataquiche
Año: 1963-1964

Profundidad radicular = 60 cm.
Humedad aprovechable = 108 mm.

	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Total
Precipitación	65	124	164	183	154	145	80	105	12	7	00	3	1.042
ETP	130	106	138	115	126	91	123	96	110	123	152	166	1.589
AS	0	18	26	64	0	0	-43	9	-74	0	0	0	-
S	0	18	44	108	108	108	65	74	0	0	0	0	-
ETR	65	106	138	115	126	91	123	96	86	7	0	3	956
Excedente	-	-	-	4	28	54	-	-	-	-	-	-	86
DNR	65	0	0	0	0	0	0	0	2	116	152	163	498

BALANCE HIDRICO

TABLA N° 4

Lugar: Curataquiche

Año: 1964-1965

Profundidad Radicular = 60 cm.

Humedad Aprovechable = 108 mm.

	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Total
Precipitación	14	29	138	306	230	106	59	63	14	51	57	2	1.069
ETP	152	201	127	137	115	132	122	112	119	103	110	159	1.589
AS	0	0	11	97	0	-26	-63	-19	0	0	0	0	
S	0	0	11	108	108	82	19	0	0	0	0	0	
ETR	14	29	127	137	115	132	122	82	14	51	57	2	882
Excedente	-	-	-	72	115	-	-	-	-	-	-	-	187
DNR	138	172	0	0	0	0	0	30	105	52	53	157	707

BALANCE HIDRICO

TABLA N° 5

Lugar: Curataquiche
Año: 1965-1966

Profundidad radicular = 60 cm.
Humedad aprovechable = 108 mm.

	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Total
Precipitación	0.0	39.0	69	131	113	95	81	81	54	14	8	0	685
ETP	172	161	115	148	136	135	134	122	115	129	148	180	1695
AS	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
S	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
ETR	0	39	69	131	113	95	81	81	54	14	8	0	685
Excedente	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0
DNR	172	122	46	17	23	40	53	41	61	115	140	180	1010

BALANCE HIDRICO

TABLA N° 6

Lugar: Curataquiche

Año: 1966-1967

Profundidad Radicular = 60 cm.

Humedad aprovechable = 108 mm.

	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.	Ene.	Feb.	Mar.	Total
Precipitación	7	32	224	95	178	197	79	149	106	14	13	0	1.094
ETP	164	154	124	133	122	149	132	119	114	112	130	161	1.614
AS	0	0	+100	-38	+46	0	-53	+30	-8	-77	0	0	
S	0	0	100	62	108	108	55	85	77	0	0	0	
ETR	7	32	124	133	122	149	132	119	114	91	13	0	1.036
Excedente	-	-	-	-	10	48	-	-	-	-	-	-	58
DNR	157	122	0	0	0	0	0	0	21	21	117	161	578

PROMEDIO MENSUAL DE REQUERIMIENTO DE RIEGO

TABLA N° 7

Localidad: Curataquiche Proyecto: Guariatar Período: 1963-1967

	Requerimiento neto (mm)	Requerimiento Bruto (mm)	Volumen (m ³ /ha)	Superficie (ha)	Volumen total (m ³)	Gasto lt/seg/ha. (*)
Abril	133	266	2.660			1.4
Mayo	104	208	2.080			1.0
Junio	11	22	220			0.1
Julio	4	8	80			0.0
Agosto	6	12	120			0.1
Septiembre	10	20	200			0.1
Octubre	13	26	260			0.1
Noviembre	23	46	460			0.2
Diciembre	42	84	840			0.4
Enero	76	152	1.520			0.8
Febrero	116	232	2.320			1.3
Marzo	165	330	3.300			1.6

Eficiencia de riego: 50%

(*) Estimación por suministro diario de 18 horas

PROYECTO V

DESARROLLO DE LA CUENCA DEL RIO ARAGUA CON FINES DE RIEGO ESTADO ANZOATEGUI

INDICE

	Pág.		Pág.
1. Sinopsis	1	Tabla 7-2 Simulación operativa del embalse	9b
2. Introducción	2	8. Conclusiones	10
3. Cálculo de la Evapotranspiración	3	9. Recomendaciones	10
Tabla 3-1 Temperatura media.	3a	10. Apéndice	11
Tabla 3-2 Evaporación en la Tina	3b	Tabla AP-4 Precipitación media anual	12
Tabla 3-3 ETP por el método de Thornthwaite	3c	11. Recomend. del Prof. Linsley ..	14
4. Cálculo del Rendimiento	4		
Tabla 4-1 Escorrentía media mensual río Aragua	6		
5. Calidad del agua	6		
6. Selección de Cultivos	7		
7. Simulación de embalse	8		
Tabla 6-1 Requerimiento de Rie- go	8		
Tabla 7-1 Demanda de agua en el embalse	9a		

LISTA DE ANEXOS

3-1	Correlación logarítmica entre E_t y $T^{\circ}\text{C}$.
3-2	Evapotranspiración.
4-1	Correlación lluvia-escorrentía.
4-2	Escorrentía lluvia media anual 1920-1965.
7-1	Correlación escurrimientos San Nicolás-La Chorrera.
7-2	Diagrama de acumulación de masas.
7-3	Curva de área-capacidades.
AP-1	Correlación Los Montones-Barcelona.

1. SINOPSIS.

Se ha hecho un estudio preliminar de las posibilidades de usar el río Aragua con fines de riego, considerando como posible área a regar 3.000 Ha. del asentamiento campesino de Barbacoas y suponiendo un embalse en el sitio de San Nicolás. El informe incluye una estimación de la evapotranspiración, el cálculo del rendimiento del río, un análisis de la calidad del agua, una selección de cultivos y la simulación operativa del embalse. Un conjunto de conclusiones aparecen al final del informe.

2. INTRODUCCION.

Hasta el presente diversos estudios han sido realizados en las cuencas de los ríos Neverí, Aragua, Capiricual y Querecual con el objeto de determinar su posible uso con fines de riego. El presente proyecto se limita a estudiar en forma preliminar la cuenca del río Aragua.

El río Aragua tiene un área aprovechable con fines de riego de 6.500 Ha. aproximadamente. Una lluvia media anual de 955 mm. (para el período 1949-1965) y una temperatura media mensual superior a 20° C (en Barcelona para el período 1955-1959 es de 26.4° C). La topografía de la cuenca, en general es muy llana y la mayor parte del terreno tiene pendientes comprendidas entre 0 y 1%. Como quiera que la textura del suelo es pesada, el drenaje constituye un problema importante. La vegetación predominante en la zona es llamada selva veranera y está constituida principalmente por especies tales como curarire, vera, ébano y jobo.

Para los fines de estudio se ha esquematizado un sistema de riego, constituido por un embalse en el sitio de San Nicolás y un área de riego de 3.000 Ha. en el asentamiento de Barbocoas. Se ha considerado que el mismo río transportará el agua del embalse al asentamiento de Barbocoas, donde se deberá construir una obra de captación o toma.

3. CALCULO DE LA EVAPOTRANSPIRACION.

Para la estimación de la evapotranspiración se usaron los datos de evaporación de tina y el método de Thornthwaite, con los datos de la estación climatológica de Barcelona para el período 1955-1959.

Para el cálculo según Thornthwaite, se preparó el gráfico de la figura 3-1 mediante la suma de los índices calóricos para cada uno de los meses del año. De este gráfico, entrando con los valores promedios mensuales de temperatura (ver tabla 3-1) para el período de registro se calculó la evapotranspiración sin ajustar. En la tabla 3-3 se muestran estos valores, así como los ajustados y los respectivos coeficientes de ajuste.

Para estimar la evapotranspiración de los datos de la tina se multiplicaron éstos por un coeficiente de 0.8. (Ver tabla 3-2). Con el objeto de comparar los resultados obtenidos por los dos métodos, se preparó la figura 3-2 la cual muestra la gran discrepancia existente entre ellos. Esta discrepancia, probablemente puede explicarse por el hecho de que el método de Thornthwaite se basa únicamente en los datos de temperatura media. Sin embargo, en la zona estudiada es notoria la disminución de la evapotranspiración durante la estación húmeda sin que haya una disminución de la temperatura. De lo anterior se deduce que los datos obtenidos de la evaporación de la tina dan una indicación más real de la evapotranspiración. Sin embargo, como los valores obtenidos por la fórmula de Thornthwaite son mayores, los usaremos en este estudio para el cálculo de los requerimientos de riego, con lo cual nos colocamos del lado de la seguridad.

4. CALCULO DEL RENDIMIENTO.

Existen en el río Aragua dos estaciones de aforo: una en el sitio denominado "La Chorrera" con 20 años de registro y otra en "San Nicolás" con 3 años. En cuanto a la pluviometría existe una estación en Barcelona con 45 años. Para obtener un mayor registro de los escurrimientos se ha procedido de la siguiente manera:

- 1 Se determinó la precipitación media anual en Barcelona durante el período de registro que resultó ser de 647 mm. Es bueno anotar que los años 1961 al 1964 inclusive y el 1950 faltan del registro de Barcelona por lo cual estos datos se estimaron por correlación con la estación de "Montones". (Ver apéndice I).
- 2 Se determinó la precipitación media anual para la cuenca del río Aragua en La Chorrera por medio de los polígonos de Thiessen entre las estaciones siguientes: Santa Inés, San Mateo, Quíamare y Bergantín. Algunos registros faltantes de estas estaciones fueron estimados como se indica en el apéndice I.
- 3 Con los valores promedios mensuales de Barcelona, se obtuvieron promedios mensuales de lluvia para la cuenca multiplicando aquellos por un factor de proporcionalidad. Este factor es igual al cociente entre la precipitación media anual de la cuenca y la precipitación media anual en Barcelona y resultó igual a 1.47. (Ver apéndice I).
- 4 Se construyó una relación precipitación-escurrimiento para la es-

TABLA 3-1

Localidad Base: Barcelona, Venezuela

Período: 1955-1960

Año	Temperaturas Medias											
	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agos.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.
1955	24.5	25.4	26.2	26.1	26.6	25.9	24.9	25.4	25.5	26.1	25.9	25.1
1956	25.1	25.1	25.4	26.9	26.5	25.9	25.8	25.9	26.7	27.3	27.3	26.6
1957	25.9	26.1	26.7	26.9	27.9	27.1	26.5	26.8	28.1	27.3	26.1	25.3
1958	25.0	25.4	27.0	27.6	28.8	27.0	26.3	26.4	27.5	27.2	26.7	26.1
1959	25.4	25.6	25.9	26.9	28.0	26.3	26.0	26.4	26.9	26.3	26.8	27.2
Suma	125.9	127.6	131.2	134.9	137.8	132.2	129.5	130.9	134.7	134.2	132.8	130.3
X	25.2	25.5	26.6	26.9	27.6	26.4	25.9	26.2	26.9	26.8	26.6	26.1

TABLA 3-2

Año	E v a p o r a c i o n e n l a T i n a											
	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Agos.	Sept.	Oct.	Nov.	Dic.
1955	139.6	150.3	196.8	157.7	153.3	89.0	67.0	75.1	72.5	90.5	88.3	93.0
1956	114.3	116.9	134.0	159.2	131.4	116.8	96.5	72.3	82.1	80.3	83.7	91.3
1957	132.5	124.2	180.3	170.9	147.0	116.0	99.3	98.1	124.8	132.9	94.4	121.6
1958	143.2	153.8	188.2	186.1	163.3	94.3	78.6	--	93.9	--	115.2	121.8
1959	152.1	161.3	167.2	166.7	133.4	79.5	95.1	90.6	95.1	--	111.1	135.1
Suma	681.7	706.5	866.5	840.6	728.4	517.6	436.5	336.1	468.4	303.7	492.7	562.8
X	136.5	141.2	173.3	168.1	145.6	103.5	87.3	84.0	93.6	101.2	98.5	112.5
X.(0.8)	109.2	113.0	138.8	134.5	116.5	82.9	69.8	67.2	74.9	81.0	78.8	90.0

TABLA 3-3

EVAPOTRANSPIRACION POTENCIAL POR EL METODO THORNTHWAITE

Barcelona. Período 1955-1960.

Mes	°C	Indice calor.: i.	E _t sin ajustar	Coef. de ajuste	E _t Ajustada
Enero	25.2	11.57	112	0.98	100.1
Febrero	25.5	11.78	114	0.91	104.0
Marzo	26.6	12.56	137	1.03	141.0
Abril	26.9	12.78	142	1.03	146.0
Mayo	27.6	13.28	156	1.08	167.8
Junio	26.4	12.42	131	1.06	138.9
Julio	25.9	12.06	127	1.08	137.0
Agosto	26.2	12.28	133	1.07	142.0
Septiembre	26.9	12.78	142	1.02	144.9
Octubre	26.8	12.70	140	1.02	148.0
Noviembre	26.6	12.56	137	0.98	134.0
Diciembre	26.1	12.21	129	0.99	128.0

Suma: 148.98 (I)

Suma: 1.627.7 mm

E_t anual para la localidad: 1.627.7 mm.

tación de La Chorrera y tomando como parámetros los meses del año (ver figura 4-1).

- 5 Con los valores de precipitación calculados para el período alargado y con la figura 4-1, se calcularon los escurrimientos para el período 1920-1965.

Durante el período 1945-1965 se superpusieron dos histogramas: el obtenido de los datos reales del registro y el obtenido por correlación. La comparación en general da muy buenos resultados, especialmente en lo referente a establecer los períodos de lluvia y de sequía. En algunos años hay discrepancias en las magnitudes de los picos de las crecidas, pero en la mayoría de los casos el valor estimado es menor que el registrado. Para los períodos secos la coincidencia entre los hidrogramas es particularmente buena en los casos de escurrimiento nulo.

Del análisis del hidrograma alargado obtenido se puede concluir que el período más crítico de sequía corresponde al comprendido entre 1957 y 1961.

La tabla 4-1 presenta los valores promedios mensuales de escorren-tía para el período 1920-1965, los cuales aparecen en forma de hidrograma en la figura 4-2. Del análisis de estos datos se concluye que el período se-co está perfectamente determinado entre los meses de diciembre a julio.

TABLA 4-1

ESCORRENTIA MEDIA MENSUAL RIO ARAGUA EN LA CHORRERA
(1920 - 1965)

Mes	(mm)	Mes	(mm)
Enero	1.02	Julio	3.99
Febrero	0.81	Agosto	8.84
Marzo	0.39	Septiembre	7.71
Abril	0.42	Octubre	5.77
Mayo	0.69	Noviembre	6.36
Junio	1.18	Diciembre	2.01

5. CALIDAD DEL AGUA.

Para determinar la calidad del agua con fines de riego se tomaron tres muestras en el sitio de La Chorrera las cuales se hicieron analizar en el Instituto Nacional de Obras Sanitarias. Dos muestras se enviaron a la planta de tratamiento de Caracas y una a la de Barcelona.

A continuación se resumen los resultados necesarios para determinar la razón de absorción de sodio, así como el Ph y la conductividad.

	Caracas	Barcelona
Na ⁺	6 p.p.m.	
Ca ⁺⁺	48 p.p.m.	56 p.p.m.
Mg ⁺⁺	4 p.p.m.	7 p.p.m.
Conductividad	319 Mhos	---
Ph	---	7.6

El ensayo realizado en Barcelona no permite calcular la razón de absorción de sodio (S.A.R.) pero sirve para comparar con los datos obtenidos en Caracas. Para los datos de Caracas:

$$S.A.R. = \frac{N^{+}}{\sqrt{\frac{Ca^{++} + Mg^{++}}{2}}} = \frac{0.26}{\sqrt{\frac{2.4 + 0.33}{2}}} = 0.19$$

Con S.A.R. = 0.19 y la conductividad de 319 Mhos, se obtiene que el agua estudiada pertenece al grupo C2S1, lo que significa que el peligro de salinidad es medio y el de alcalinidad es bajo, por lo cual concluimos que el agua del río Aragua analizada es adecuada para riego, pero como existe cierto peligro de salinización, se debe tener especial atención con las obras de drenaje.

6. SELECCION DE CULTIVOS.

En base a la información suministrada por los funcionarios del Instituto Agrario Nacional en el asentamiento de Barbacoas y otras fuentes, se hizo la selección de cultivos. Esta cédula de cultivo se determinó en base a las características agrológicas de la zona y a la posibilidad de mercado de los frutos.

La tabla 6-1 presenta un resumen de los requerimientos de riego para un área de 3.000 Ha., que se exploten con la cédula de cultivo propuesta.

TABLA 6-1

Cultivo	%	Area bajo riego Ha.	M ³ /año
Cambur	0.30	900	3.640.000
Hortalizas	0.25	750	2.300.000
Arroz	0.20	600	4.497.000
Algodón	0.15	450	1.716.000
Frutales	0.10	300	1.356.000
Totales:	1.00	3000	13.510.000

7. SIMULACION DEL EMBALSE.

Como quiera que los datos de escorrentía que hemos obtenido en el aparte -4- corresponden a los de la estación de aforos en La Chorrera y el sitio de embalse es en San Nicolás, hace falta expresar la correlación existente entre los escurrimientos en ambos sitios. Con este fin se ha preparado la figura 7-1, la cual muestra que para obtener la escorrentía en San Nicolás basta multiplicar los valores de La Chorrera por $5/8 = 0.625$.

Con el objeto de determinar en forma aproximada el volumen del embalse, se tabularon las demandas y volúmenes acumulados para el período seco comprendido entre diciembre de 1965 y julio de 1961. Con estos datos se dibujaron las curvas de acumulación de masas que aparecen en la figura 7-2. Este análisis se hizo como si el embalse estuviese en Barba-coas y el volumen resultó ser de 3.63 millones de metros cúbicos.

En la tabla 7-1 se han determinado las demandas mensuales en el embalse de San Nicolás, para el período comprendido entre abril de 1959 y mayo de 1960. La demanda neta mensual es igual al requerimiento de riego menos la escorrentía natural del área tributaria entre San Nicolás y Barbacoas. Este valor así obtenido se ha incrementado en 30% para suplir las pérdidas por transporte entre el embalse y el área de riego.

Para simular la operación del embalse en San Nicolás se preparó la figura 7-3 que muestra la relación entre la altura de presa vs. el área y volumen del embalse. La simulación de la operación del embalse se muestra en la tabla 7-2. Este estudio muestra que suponiendo un embalse con 5.500.000 m³ de capacidad se puede satisfacer la demanda y todavía mantener una reserva de 200.000 m³.

8. CONCLUSIONES.

- 1) El análisis de la calidad del agua de la muestra del río Aragua ensayada indica que el agua es adecuada para riego. Sería necesario hacer otros ensayos, especialmente en las proximidades del asentamiento Barbacoas, para garantizar la bondad del río para irrigación.
- 2) Con la cédula de cultivo propuesta en "6" y para regar 3.000 Ha. en el asentamiento de Barbacoas hace falta un embalse en San Nicolás con una capacidad aproximada de 5.5 millones de metros cúbicos. Para lograr este embalse se requiere una presa de aproximadamente un kilómetro de largo y más o menos 4.00 metros de altura.

9. RECOMENDACIONES.

- 1° Hace falta hacer un estudio económico para determinar si se justifica el embalse mencionado en la conclusión.
- 2° Como solamente se requiere agua para riego durante dos meses de la estación seca, es recomendable estudiar una cédula de cultivo de modo que se pueda regar sin embalse.
- 3° Se recomienda que en las publicaciones de la División de Hidrometeorología se indique las coordenadas cartográficas de las estaciones pluviométricas y de aforo con el objeto de facilitar el trabajo de los usuarios de las mismas.

TABLA 7-1

DEMANDA DE AGUA EN EL EMBALSE (SAN NICOLAS)

La demanda es corregida en un 30% debido a la infiltración, evaporación y pérdidas que puedan existir en la trayectoria San Nicolas-Barbacoas.

Año	Escorrentamiento (total-San Nicolas)	Demanda de Riego	Demanda en el embalse	Demanda corregida
1958 Dic.	0.950	0.066		
1959 Ene.	0.000	0.000		
Feb.	0.000	0.000		
Mar.	0.000	0.000		
Abr.	0.000	0.624	0.624	0.810
May.	0.000	2.427	2.427	3.150
Jun.	0.000	0.393	0.393	0.510
Jul.	0.121	0.335	0.215	0.280
Ago.	2.480	2.418	-	-
Set.	16.550	3.219	-	-
Oct.	8.140	2.478	-	-
Nov.	0.646	1.554	0.908	1.180
Dic.	0.364	0.066	-	-
1960 Ene.	0.020	0.000		
Feb.	0.000	0.000		
Mar.	0.000	0.000		
Abr.	0.000	0.624	0.624	0.810
May.	0.000	2.427	2.427	3.150
Jun.	1.150	0.393	-	
Jul.	3.010	0.336	-	
Ago.	8.200	2.418	-	

TABLA 7-2

SIMULACION OPERATIVA DEL EMBALSE

Mes	Precip. mm	Evap. Tina mm	Entrada $m^3 \times 10^6$	Salida $m^3 \times 10^6$	Precip. $m^3 \times 10^6$	Evap. Correg.(7) $m^3 \times 10^6$	Cambio de Almac. $m^3 \times 10^6$	Almac. $m^3 \times 10^6$	Area $Km^2 \times 10^{-2}$
Ene.	2	152.1	0	0	0.002	0.138	-0.136	5.500	130
Feb.	0	161.3	0	0	0.000	0.147	-0.147	5.364	130
Mar.	0	167.2	0	0	0.000	0.152	-0.152	5.217	130
Abr.	16	166.7	0	0.810	0.020	0.146	-0.936	5.065	125
May.	14	133.4	0	3.150	0.016	0.107	-3.241	4.129	115
Jun.	33	79.5	0	0.510	0.023	0.039	-0.526	0.888	70
Jul.	147	95.1	0.070	0.280	0.088	0.040	-0.162	0.362	60
Ago.	195	90.6	1.435	0	0.116	0.038	+1.513	0.200	60
Sep.	106	95.1	9.550	0	0.087	0.054	+9.583	1.713	82
Oct.	94	101.0	4.790	0	0.122	0.092	+4.820	5.500*	130
Nov.	60	111.1	0.370	1.180	0.078	0.101	+1.157	5.500**	130
Dic.	10	135.1	0.210	0	0.013	0.122	+0.101	5.500***	130
								5.500****	130

* $5.796 \times 10^6 m^3$ por el Aliviadero

** $4.820 \times 10^6 m^3$ por el Aliviadero

*** $1.157 \times 10^6 m^3$ por el Aliviadero

**** $0.101 \times 10^6 m^3$ por el Aliviadero

10. APENDICE

PROCEDIMIENTO USADO PARA ALARGAR LOS REGISTROS DE LLUVIA
Y AFORO DEL RIO ARAGUA EN LA CHORRERA.

AP-1. Períodos de registros publicados:

Aforos en La Chorrera	1945 - 1965
Aforos en San Nicolás	1964 - 1965
Lluvia en Barcelona	1920 - 1965

AP-2. Areas tributarias consideradas:

Río Aragua en San Nicolás	466 Km ²
Río Aragua en La Chorrera	1881 Km ²
Río Aragua en Barbacoas	2481 Km ²
Area tributaria entre San Nicolás y Barbacoas	2015 Km ²
Area tributaria entre La Chorrera y Barbacoas	600 Km ²

AP-3. Precipitación media anual en Barcelona para los años 1950 y 1961 al 1964:

Estos valores se estimaron por correlación con la estación de Los Montones (ver figura Ap-1). Los resultados son los siguientes:

Año	1950	1961	1962	1963	1964
mm	881	502	647	578	660

Una vez completado el registro, la precipitación media anual 1920-1965 fué $P_s^* = 647$ mm.

AP-4. Precipitación media anual de las estaciones existentes en la cuenca:

Precipitación en mm.				
Año	Santa Inés	San Mateo	Bergantín	Quiamare
1949	718	859	1315	1044
1950	941	1219	1561	1457
1951	1123	1122	1797 *	914
1952	749	919	1155	935
1953	929	939	1498	1046
1954	965	1169	1870	1381
1955	1081	1214	1919	1406
1956	1079 *	944	1709	812
1957	598	481	1085	816
1958	1665	762	1447	622
1959	677	569	1021	822
1960	564	800 *	893	689
1961	972	1058 *	1549	999 *
1963	752	1136	1446	1066
1964	712	967	1553	1004
1965	779	709	1211	970
Media anual	<u>894</u>	<u>929</u>	<u>1439</u>	<u>999</u>

(*) Los datos anuales con asteriscos se estimaron por comparación con estaciones circunvecinas, y la fórmula:

$$P_x = \frac{1}{3} N_x \left(\frac{P_a}{N_a} + \frac{P_b}{N_b} + \frac{P_c}{N_c} \right)$$

Ejemplo:

Dato Santa Inés 1956:

$N_a = 1463$ (Bergantín 1952-1959)
 $N_b = 875$ (San Mateo 1952-1959)
 $N_c = 943$ (Curataquiche 1952-1959)
 $N_x = 938$ (Santa Inés)

$$P_x = \frac{938}{3} \left(\frac{1079}{1463} + \frac{944}{875} + \frac{1132}{943} \right)$$

$$P_x = 1079 \text{ mm.}$$

AP-5. Precipitación media de la cuenca en La Chorrera:

La precipitación media de la cuenca (P^*) se obtuvo por Thiessen:

Estación	Area	% Area	Prec.	% A Prec.
Santa Inés	900	48	894	430
San Mateo	720	39	929	362
Quiamare	100	5.5	999	55
Bergantín	140	7.5	1439	108
	<u>1860</u>	<u>100.0</u>		<u>955 mm.</u>

Precipitación media $P^* = 955$ mm.

AP-6. Precipitación media mensual de la cuenca:

Se procedió a la obtención de los promedios mensuales de lluvia para la cuenca del río Aragua en La Chorrera durante el período 1920 - 1965, tomando como base la estación Barcelona y a partir de la fórmula siguiente:

$$\bar{P} = \bar{P}_s \frac{P^*}{P_s^*}$$

siendo:

$\bar{P}$ = Precipitación media mensual de la cuenca ponderada por Barcelona.

$\bar{P}_s$ = Precipitación media mensual del registro de la estación índice (Barcelona).

P^* = Precipitación media anual de la cuenca en estudio.

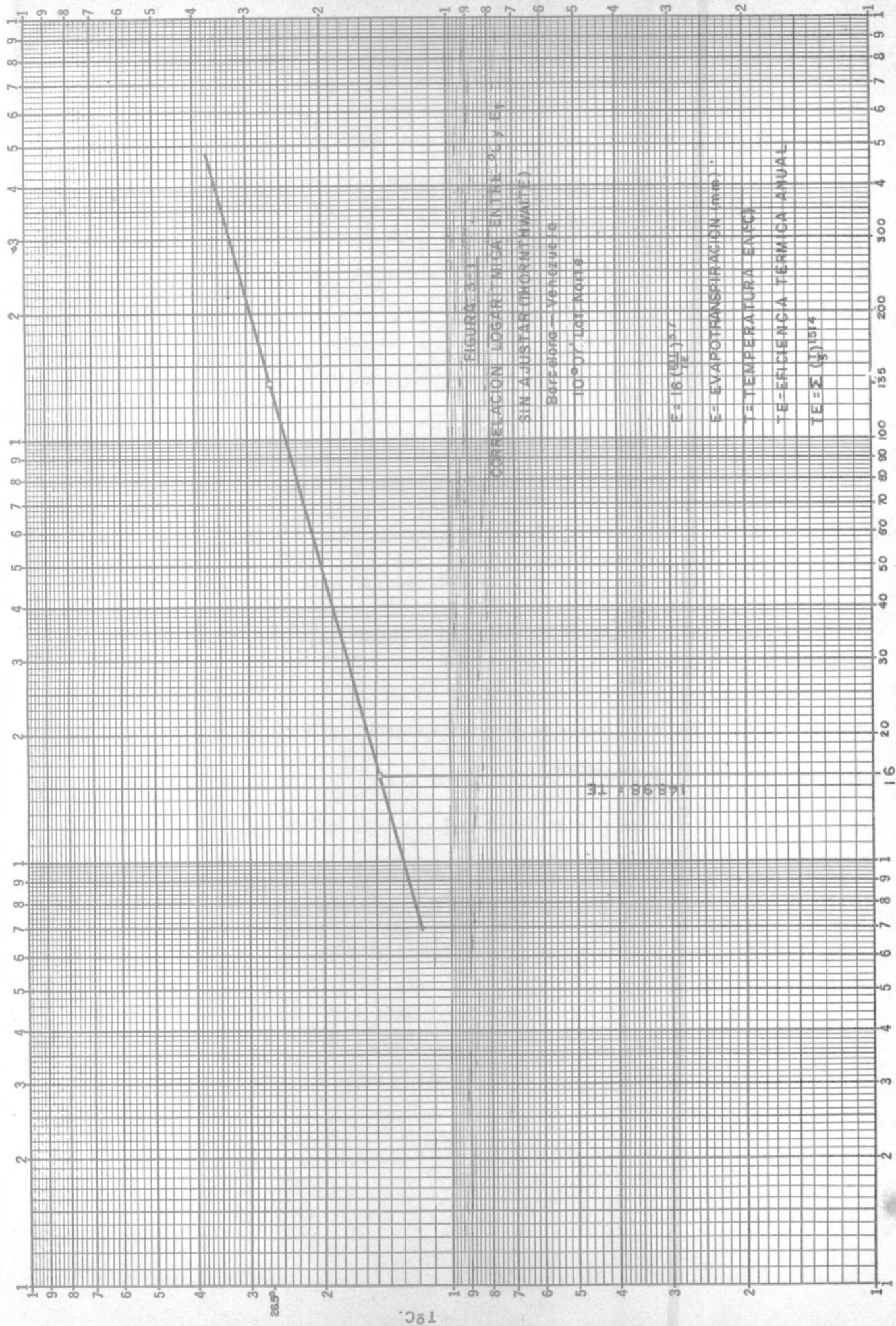
P_s^* = Precipitación media anual de la estación índice (Barcelona)

En nuestro caso la fórmula anterior, una vez sustituidos los valores ya calculados para P^* y P_s^* , será:

$$\bar{P} = \bar{P}_s \frac{955}{647} = 1.47 \bar{P}_s$$

11. RECOMENDACIONES DEL PROFESOR LINSLEY.

- 1° En el cálculo de la evapotranspiración se ha debido utilizar los datos de la tina directamente, en lugar del método de Thornthwite.
- 2° Existe una diferencia entre las capacidades de embalse encontradas entre este proyecto y los elaborados en el M.O.P. Esta se debe a:
 - a) Haber asumido que no necesitaban riego en la época seca del año.
 - b) Los valores de evapotranspiración utilizados en el proyecto son bastante altos.
- 3° En la correlación lluvia-escorrentía de la figura -1-, la curva utilizada para el mes de noviembre resulta un poco alta, se ha debido trazar la curva siguiendo los puntos más bajos.



Evapotranspiración sin ajustar (mm.)

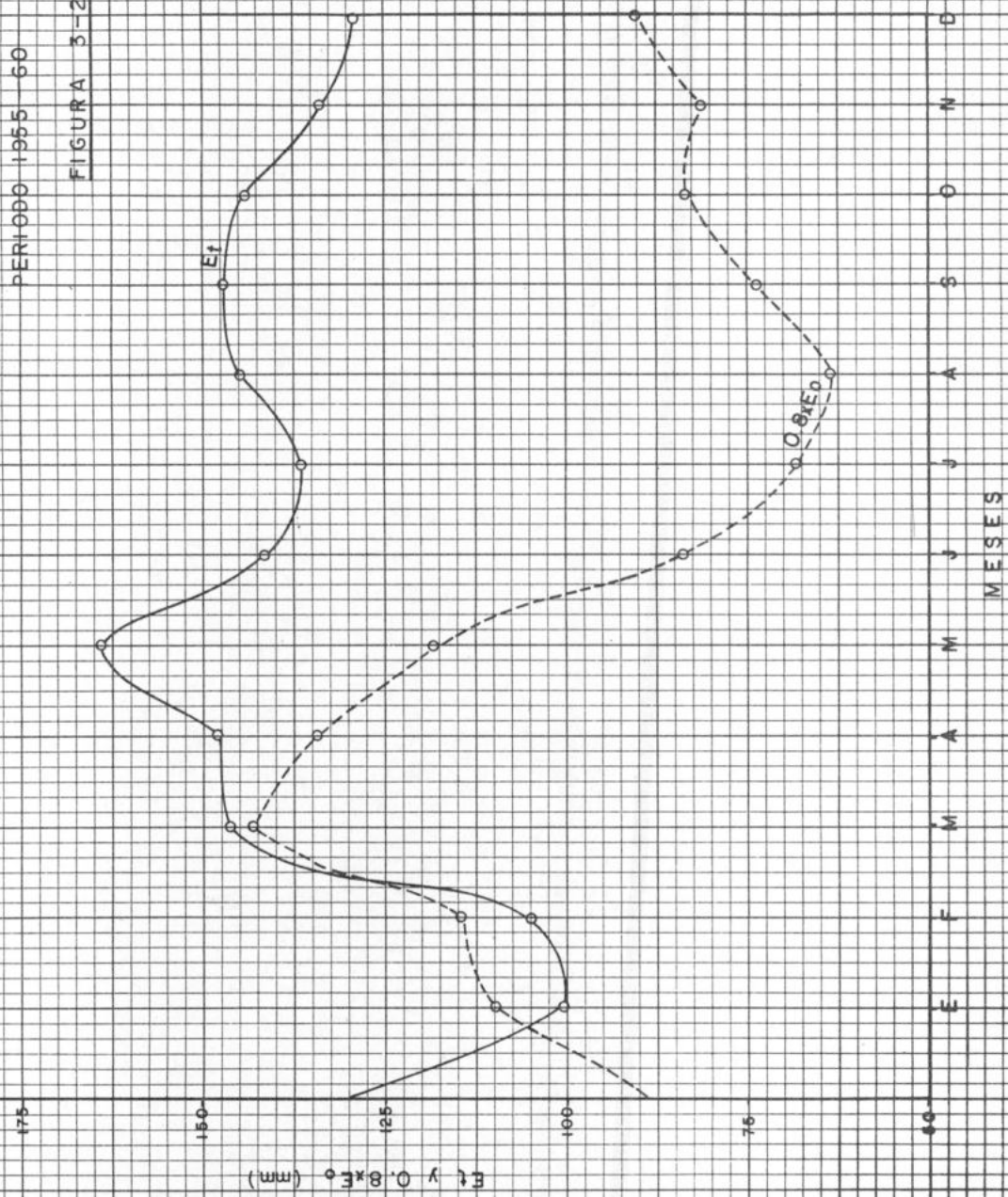
BARCELONA - VENEZUELA

EVAPOTRANSPIRACION :
(Thornthwaite)

EVAPOTRANSPIRACION $\times 0.8$

PERIODO 1955-60

FIGURA 3-2



CORRELACION LLUVIA ESCORRENTIA ARAGUA EN LA CHORRERA

Periodo 1945-1965

- | | | | |
|---|---------|---|------------|
| ○ | ENERO | △ | JULIO |
| △ | FEBRERO | □ | AGOSTO |
| x | MARZO | ⊙ | SEPTIEMBRE |
| v | ABRIL | ⊗ | OCTUBRE |
| ● | MAYO | ■ | NOVIEMBRE |
| + | JUNIO | ▲ | DICIEMBRE |

FIGURA 4-1

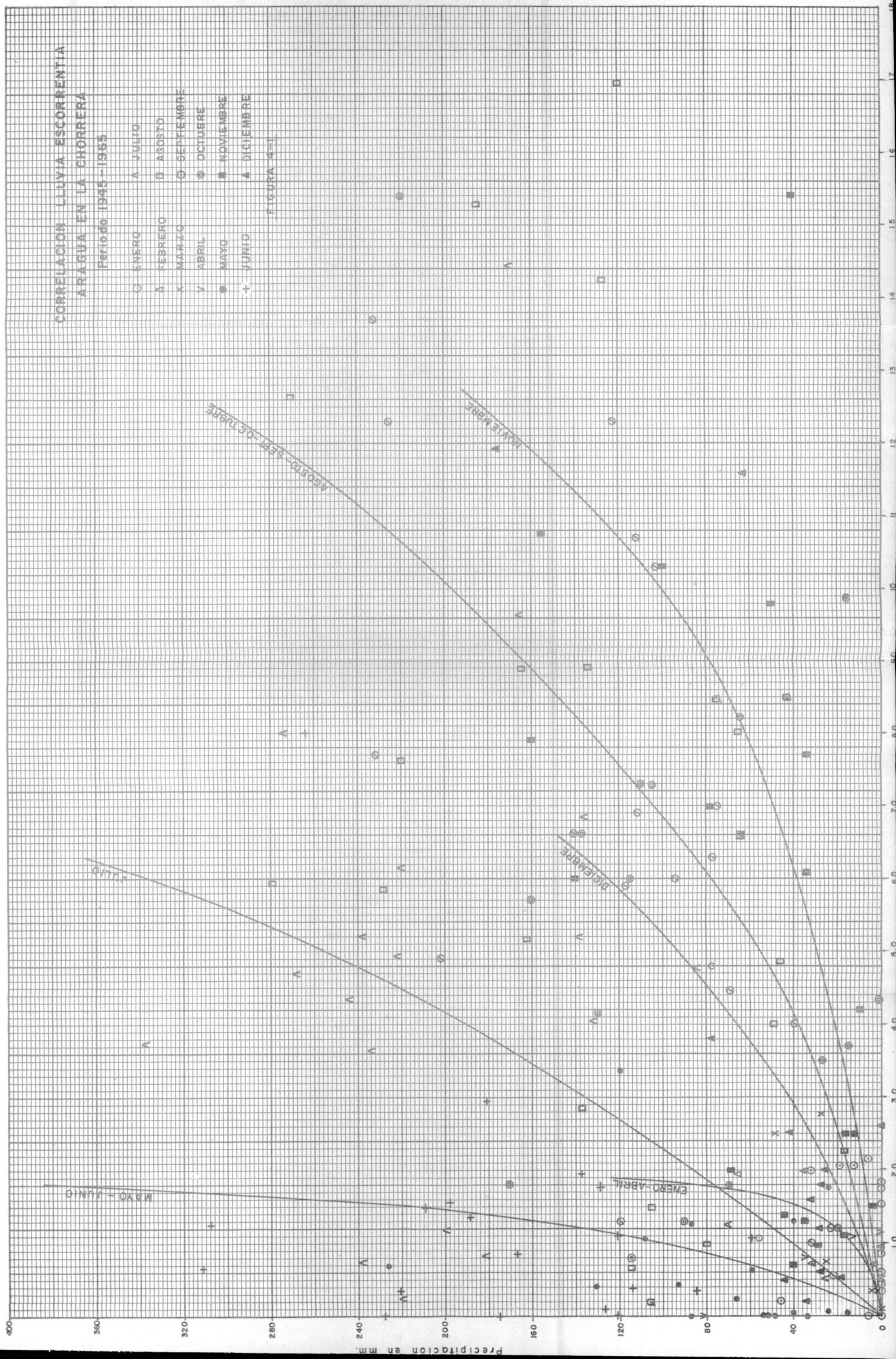


FIGURA 4-2

ESCORRENTIA MEDIA ANUAL

Periodo 1920-1965

RIO ARAGUA EN LA CHORRERA

Deficit Medio Anual= $15,950 \text{ m}^3/\text{k}^2 = 2200 \text{ m}^3/\text{km}^2/\text{mes}$

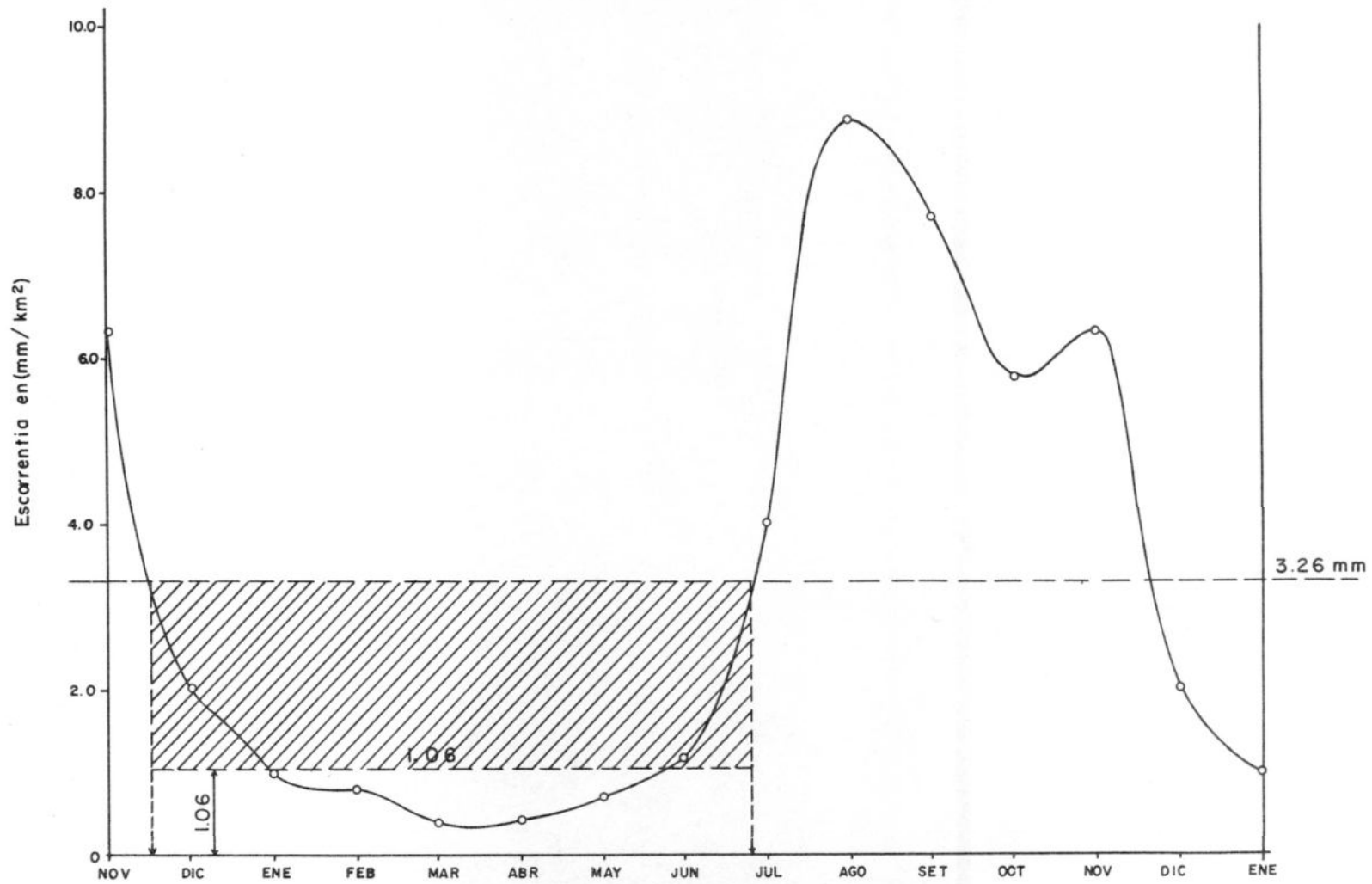
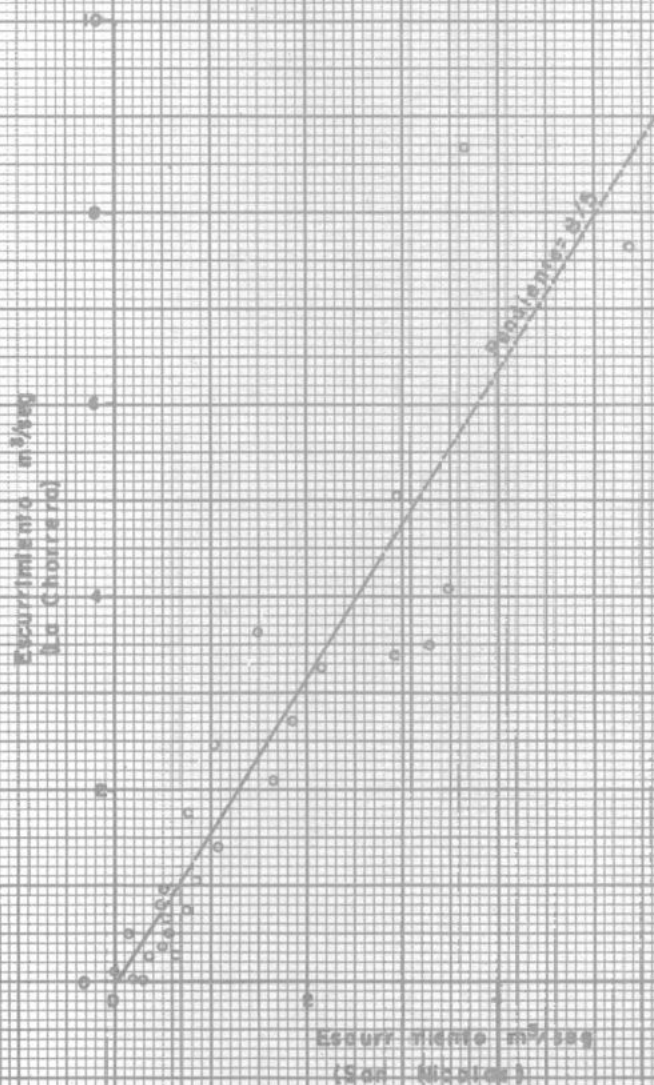


FIGURA 7-
 CURVA DE CORRELACION ENTRE LOS ESCURRIMIENTOS
 DE SAN NICOLÁS Y LA CHORRERA
 (Período 1955-67)



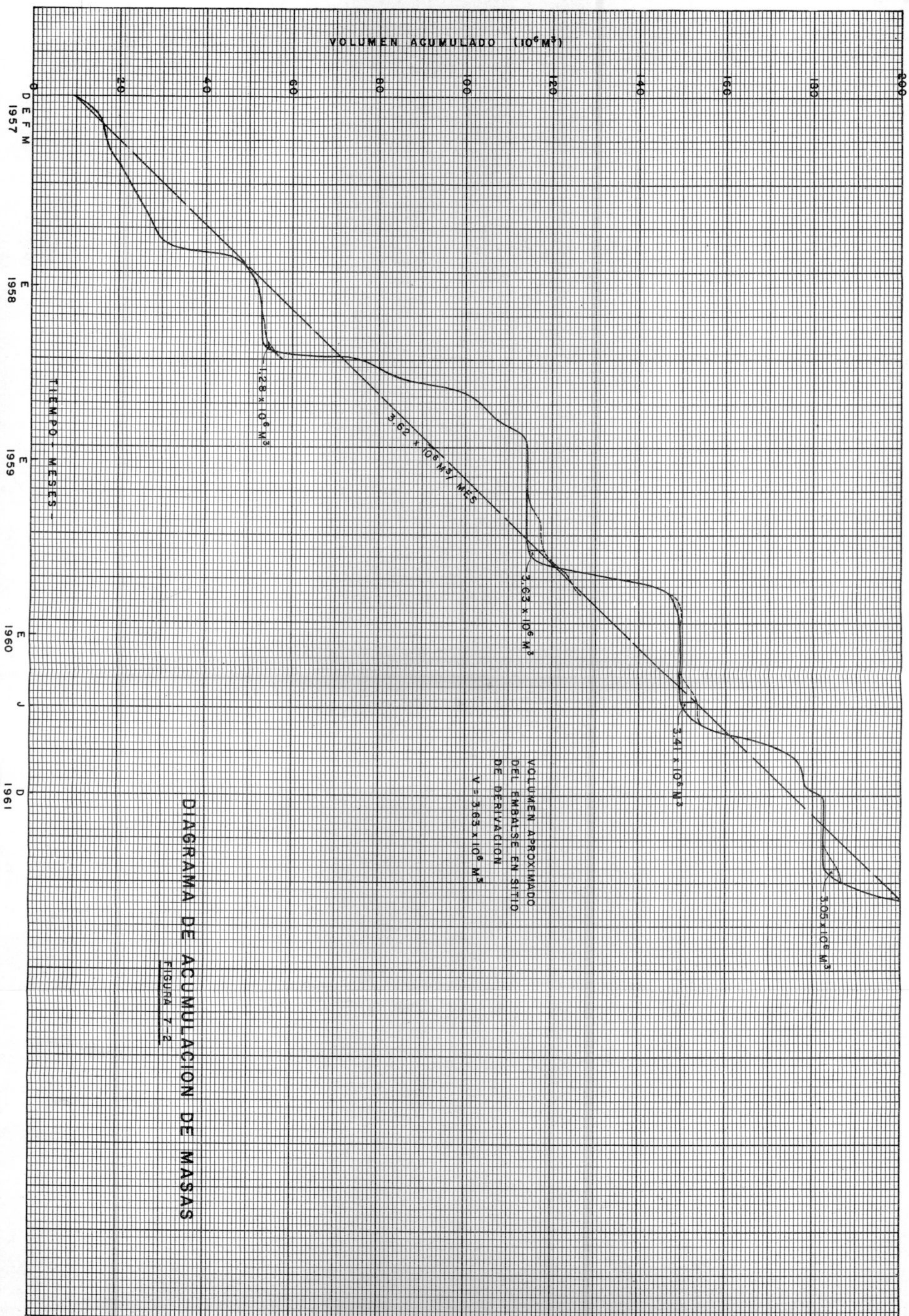
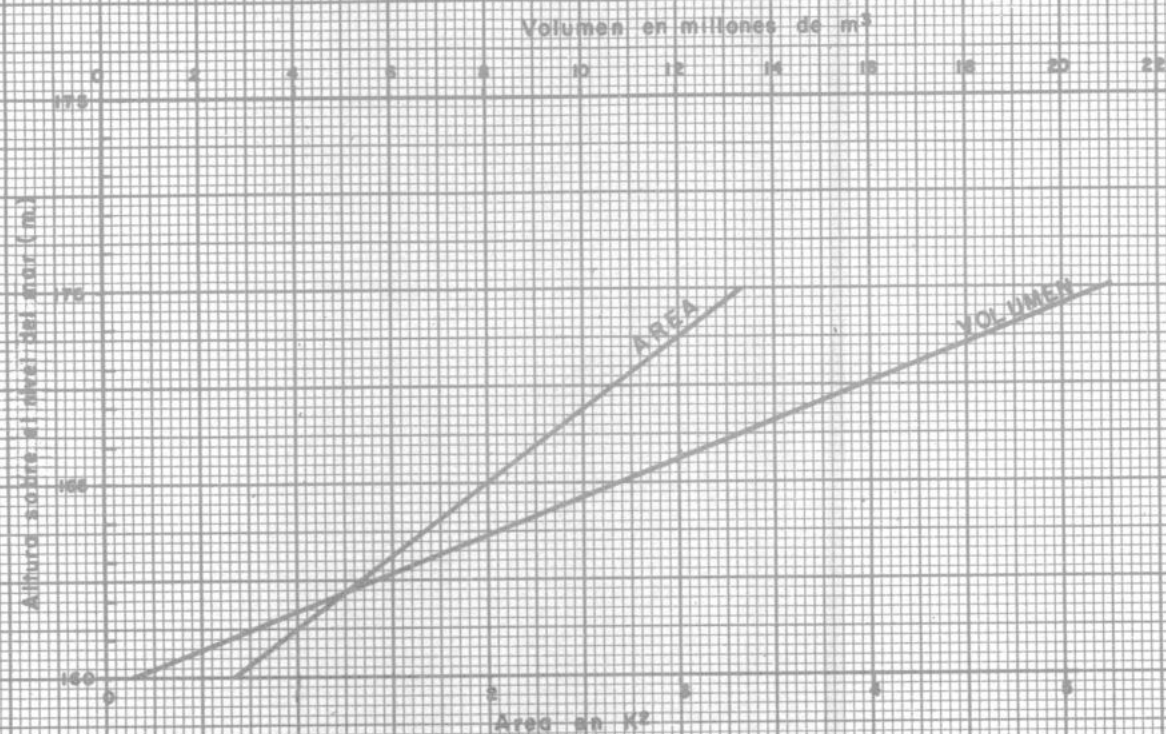
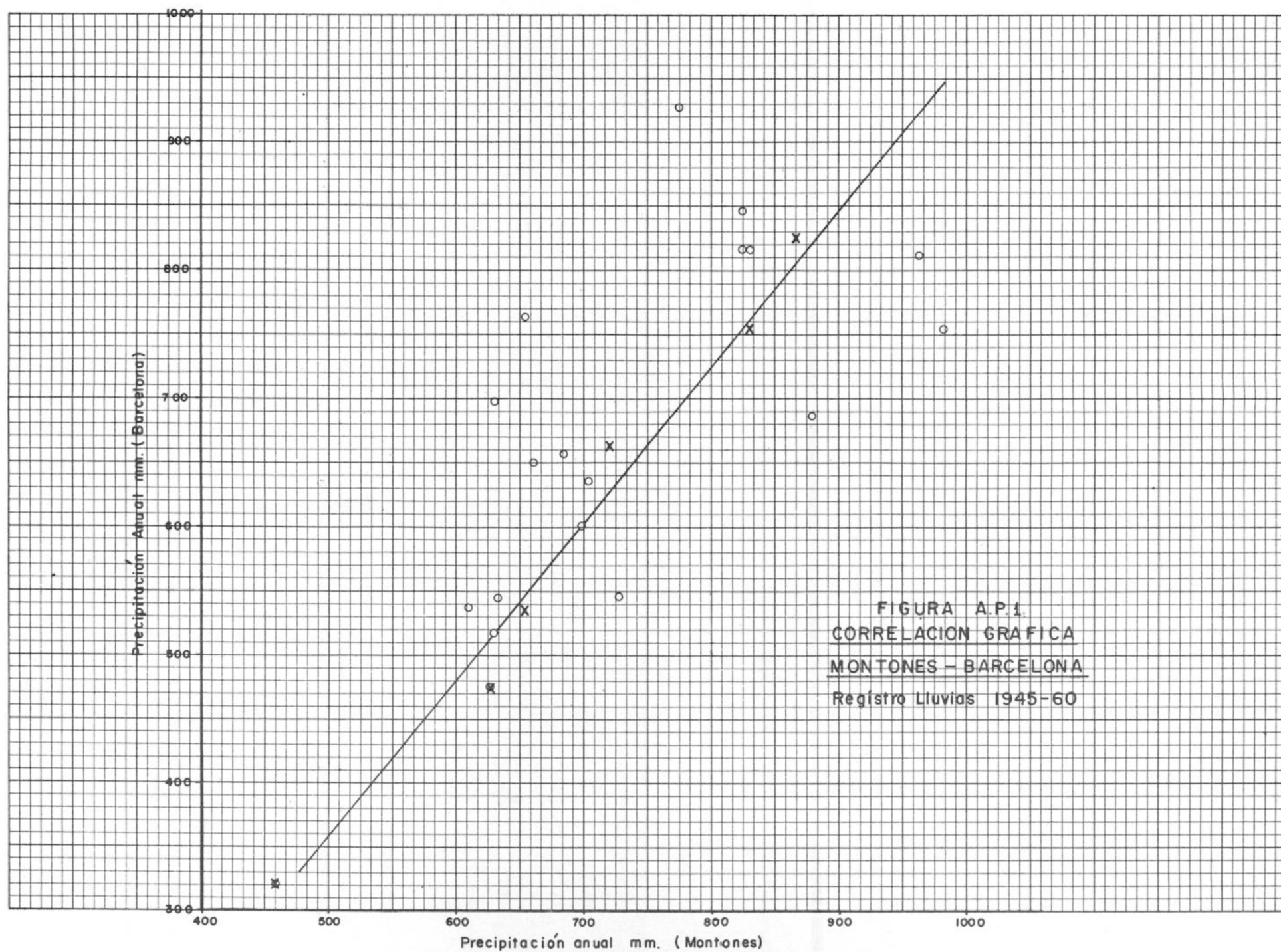


FIGURA 7-3

CURVAS DE AREA Y VOLUMEN VS ALTURA
PARA EL SITIO DE SAN NICOLAS (RIO ARAGUA)





PROYECTO VI

ASPECTOS GENERALES

SOBRE EL TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EN LOS RIOS NEVERI, ARAGUA Y QUERECUAL - EDO. ANZOATEGUI

INDICE

	Pág.		Pág.
1. Sinopsis	1	11-d Curvas adimensionales para Querecual.	
2. Introducción	2	11-e Curvas adimensionales para Río Aragua.	
3. Características generales	3	8. Estudio de sedimentos	12
3.1 Localización	3	9. Determinación del acarreo de lecho	14
3.2 Aspectos fisiográficos y geológicos de la cuenca del río Neverí	3	14-a Curvas granulométricas Aragua-Neverí.	
3.3 Clima	5	14-b Curvas granulométricas Querecual.	
3.4 Ríos Querecual y Aragua..	5	14-c Curvas granulométricas Querecual y Aragua.	
4. Registro de datos disponibles...	7	14-d Curvas granulométricas Neverí.	
5. Características del muestreo de sedimentos	8	14-e Granulometría del material de lecho (Neverí).	
6. Rendimiento de las cuencas...	8	14-f Tabla 1. Determinación del acarreo de lecho.	
7. Análisis de registros.....	10	10. Verificación de la consistencia del muestreo del sedimento en suspensión	15
10-a Curva de doble masa, Acarreo-Escurrimiento río Querecual en Querecual.		11. Acarreo en suspensión de un largo período	17
10.b Curva de doble masa, Acarreo-Escurrimiento río Aragua en La Chorrera.		17-a Tabla 2. Sedimentación de un largo período.	
11-a Curvas de sedimentación del río Aragua en La Chorrera.		17-b Curva de duración de caudales de un largo período-Querecual.	
11-b Curvas de sedimentación del río Querecual en Querecual.		12. Conclusiones y recomendaciones	18
11-c Curvas adimensionales para Neverí en Botalón y La Corcovada.			

1. SINOPSIS.

El integral aprovechamiento, conservación y desarrollo de los suelos y el agua como recursos de una cuenca hidrológica, plantean la necesidad de enfocar en primer término, los problemas que se derivan de los mismos. La erosión y el transporte de los sedimentos por las corrientes fluviales es el más significativo de todos.

2. INTRODUCCION.

Numerosos programas de desarrollo agrícola, construcción de embalses previstos para el futuro y otros adelantos en la actualidad, hacían imperiosa la necesidad de iniciar los estudios relativos a la erodabilidad de nuestras cuencas.

Problemas inminentes resultantes de las diversas situaciones y características ofrecidas por cada zona en particular serían de esperarse.

Quizás el problema más crítico que confrontamos en el aspecto de sedimentación es la intensa erosionabilidad a que están sometidas muchas de las cuencas situadas en las serranías y regiones intercordilleranas, las cuales por el efecto de las altas precipitaciones, el régimen turbulento de los ríos y la alta tendencia de los suelos de cobertura a la erosión, contribuyen a agravar la situación, a esto se añaden las quemas y desforestación incontrolables, siembras realizadas en el sentido de la pendiente del terreno por el campesino inconsciente del problema que crea. Hasta ahora, los programas de desarrollo agrícola, han concedido gran interés a las partes bajas de las cuencas situadas especialmente en el centro y oriente del país, y es de resaltar que no son éstas las áreas más propicias para la agricultura, sino que su situación se restringe a las partes más altas y es necesario pensar en los medios más eficaces de conservación de sus suelos.

Aunque es de resaltar que existen en el país, cuencas donde el problema de la erosión es más crítica, se han escogido las cuencas de los ríos Neverí, Aragua y Querecual, de gran importancia para el desarrollo agropecuario del Edo. Anzoátegui para realizar el presente trabajo, entre cuyas finalidades se persiguen: estudiar los registros de sedimentación, determinar el

rendimiento de las cuencas, efectuar pruebas de muestreos y realizar análisis comparativos de la variación de concentración usando diferentes muestreadores, realizar un estudio de la naturaleza de los sedimentos transportados por cada uno de los ríos mencionados, así como determinar la magnitud del acarreo del lecho y finalmente hacer las recomendaciones pertinentes de acuerdo con los resultados obtenidos.

3. CARACTERISTICAS GENERALES.

3-1 Localización:

Las cuencas de los ríos Neverí, Aragua y Querecual están ubicadas en la parte Nor-Oriental de la República de Venezuela, provincia de la serranía del interior de la Cordillera de la Costa, entre los meridianos $64^{\circ} 25' W$ - $64^{\circ} 43' W$ y los paralelos magnéticos $9^{\circ} 0' N$ - $10^{\circ} 5' N$.

3-2 Aspectos fisiográficos y geológicos de las cuencas:

El río Neverí, el más importante de la región, tiene sus cabeceras en el borde meridional de la fila de Nuria a una altura aproximada de 2000 metros sobre el nivel del mar. Hasta la estación La Corcovada, escurre a través de un área típicamente montañosa, con relieve muy abrupto con una pérdida de nivel de 1920 metros a través de un trayecto de 90 Kms. (pendiente media 0,9%), el área drenada es de 942 Km².

Las amplias zonas bajas de los "Valles del Neverí" están recubiertas por aluviones y sedimentos recientes, bordeados por afloramientos de formaciones post-mesozoicas: Los Jabillos, Naricual, Caratas, Vidoño, Grupo Guayuta, San Juan y El Cantil. Allí, donde el río corta esos sedimentos recientes hacia las partes bajas de la cuenca, numerosos y bien desarrollados

meandros se han formado, observándose estrangulamientos lo cual es indicativo de divagación y cambios frecuentes del curso del río en épocas antecedentes.

Observaciones de campo han permitido verificar la existencia de antiguos cursos, rellenos por materiales conglomeráticos y clásticos, lo cual indica períodos de intensa erosión fluvial. Hasta el sitio de la estación La Corcovada, el lecho es eminentemente gravo-arenoso con abundantes cantos redondeados de cuarzo, los saltos y caídas son frecuentes en sitios donde el río corta afloramientos de areniscas. Aguas abajo, desaparecen estos materiales y la proporción de sedimentos más finos aumenta gradualmente, hasta que en el sitio de la estación Botalón-8 Kms. aguas abajo- el lecho está formado por sedimentos arenosos.

Los sedimentos llevados en suspensión por el río Neverí, son principalmente finos y durante el estiaje es insignificante el acarreo, en contraste con la época lluviosa, cuando la mayor cantidad de sedimentos es aportada por sus tributarios. La fuente primaria de éstos, proviene de la meteorización de rocas argiláceas, mientras que las rocas sedimentarias más duras: areniscas y calizas muestran alta resistencia al efecto del intemperismo. Esto es favorecido por el hecho de que sus afloramientos están cubiertos por materiales de ladera, constituidos por mezclas heterogéneas de suelos limo-arenosos con cantos y peñones de tamaño variado, igualmente las lutitas superficialmente se han alterado y han originado un manto residual de recubrimiento de naturaleza arcillosa muy erosionable.

3-3 Clima:

Altas precipitaciones que varían entre 2.100 y 2.500 mm. anuales se producen en las partes altas de la cuenca del río Neverí y dos hechos significativos son de mencionar:

- a.- Esta alta pluviosidad mantiene una densa vegetación en esas zonas, especialmente en las áreas interfluviales, en contraste con la que exhiben las partes más bajas de la cuenca. Esto contribuye notablemente a atenuar los efectos erosivos del escurrimiento superficial.
- b.- La mayor parte de las quebradas y tributarios de los ríos principales de la región son intermitentes, pero durante la época de lluvias se registran grandes crecientes produciéndose desbordamientos y erosión activa de sus cauces.

En las zonas más bajas de las cuencas el clima es cálido tropical, con alta evaporación y temperaturas medias mensuales superiores a los 20°C, subdividiéndose en:

- a.- Tropical estepario en áreas de vegetación xerofila con lluvias medias anuales superiores a 600 mm.
- b.- Tropical de sabana en áreas de bosques medianos con lluvias medias anuales de 700 mm.
- c.- Tropical de sabana en áreas de bosques altos (selva tropófila) con lluvia media anual de 900 mm.

3-4 Ríos Querecual y Aragua:

El río Querecual, principal afluente del río Aragua, tiene sus cabeceiras al norte del poblado de Bergantín. Hasta la estación Querecual drena un

área de 245 Km² con una pendiente media de 1,13%, corre en dirección sur hasta la fila de Uchirito, desde donde gira hacia el oeste siguiendo un reco
rrido paralelo a las serranías que bordean su valle, hasta allí drena las partes más altas de la cuenca, con elevaciones que van desde 150 a 450 metros so
bre el nivel del mar, aguas abajo el río pierde velocidad y corre a través de áreas planas, donde presente meandros bien desarrollados. Colinas aisladas, bajas y redondeadas son frecuentes en las partes bajas de la cuenca, contri-
buyendo a la formación de un drenaje de tipo dendrítico, en contraste con el reticular observado por las corrientes intermitentes que drenan las serranías marginales.

Las formaciones Quiamare y Uchirito (Grupo Santa Inés Oligomioceno), El Pilar, Capiricual, San Antonio y Querecual (Grupo Guayuta, Cre.) presentan afloramientos en la cuenca, mientras que los sedimentos cuaterna
rios del valle se encuentran representados por dos terrazas a diferentes nive
les sobre el lecho del río. Ambas están constituidas por materiales mal esco
gidos y mezclas conglomeríticas, con suelos más finos especialmente limo-ar-
cillosos son más abundantes superficialmente. Durante las crecientes, el río se desborda en su confluencia con el río Aragua, a través de amplias áreas en su mayoría zonas de cultivo.

El río Aragua, nace en las estribaciones de la Cordillera de Turimiqui
re, drenando hasta el poblado de Santa Inés, una reducida área montañosa de un gran total de 1.880 Km² hasta la estación La Chorrera, con una pendiente media de 0,56%. Las áreas más bajas son planas o levemente ondula
das, lo que se traduce en un escaso control topográfico sobre el diseño de dre
naje.

Los ríos Querecual, Orégano y Prespantal son los afluentes más importantes, siendo intermitentes los dos últimos, pero durante la época lluviosa son importantes contribuyentes, especialmente en lo que acarreo sólido se refiere. Estos sedimentos son de naturaleza limo-arcillosos y es típica la coloración amarillenta de las aguas durante las crecientes.

4. REGISTROS DE DATOS DISPONIBLES.

A partir del año 1941, se comienza a llevar un control de escurrimiento y acarreo de sedimentos en suspensión de algunos de los ríos en referencia. Intervalos de interrupción se han registrado, cuando algunas estaciones se han ubicado en sitios más adecuados. Otras han sido construidas más recientemente, y carecen de un período suficientemente largo de datos.

Se dispone además de datos de precipitaciones para las diferentes cuencas, en estaciones ampliamente distribuidas. En el cuadro siguiente se indica el período de registros referente a escurrimiento y acarreo sólido en suspensión:

CUADRO N° 1

Río (Estación)	Años Escurrecimiento	Años Acarreo Suspensión
Neverí (Corcovada)	1964-1967	1964-1967
Neverí (Botalón)	1941-1967 1945-1961 *	1941-1967 1945-1961 *
Querecual (Querecual)	1950-1967 1951-1952 *	1950-1967 1951-1952 *
Aragua (La Chorrera)	- -	1955-1967 1945-1954 *
* Período interrumpido		

5. CARACTERISTICAS DEL MUESTREO DE SEDIMENTOS.

En los ríos bajo estudio se ha realizado el muestreo de sedimentos en suspensión, empleando dos muestreadores: el Tait Binkley hasta 1.960 y la botella de cuello ancho en los últimos años.

Una adaptación del integrador USDH-48 ha sido realizado con el propósito de usarlo para obtener muestras integradas. El aparato se ha fijado a la guaya mediante una articulación que permite su orientación en la dirección de la corriente, por la parte inferior va unido a la pesa. Lo hemos usado en los ríos Aragua, Neverí y Querecual con velocidades superficiales inferiores a 0,8 m/seg., empleando la pesa de 30 lbs. con resultados satisfactorios. Las muestras para análisis granulométricos de sólidos en suspensión se han tomado en 3 verticales: 2 con separación de 1/4 de las márgenes y una central.

Con fines comparativos se han tomado 6 muestras en la vertical central de los ríos Aragua y Neverí, en las estaciones La Chorrera y La Escuela, respectivamente, para determinar la consistencia del muestreo cuando han sido empleados los diferentes muestreadores.

6. RENDIMIENTO DE LAS CUENCAS.

Se ha calculado el rendimiento de las cuencas en base a los datos de acarreos en suspensión disponibles. Careciendo de un período suficientemente largo en las estaciones de Botalón y La Corcovada del río Neverí, no ha sido posible hacer estimaciones cuantitativas más precisas, además no se cuentan con datos medidos del aporte de sedimentos a embalses, lo que

dificulta las comparaciones de los valores así obtenidos, con los medidos en otras cuencas del país.

El cuadro siguiente ilustra los valores determinados para las cuencas en referencia, haciendo resaltar que se carece de los datos sobre acarreo de lecho.

CUADRO N° 2

Río (Estación)	Período registro (años)	Area cuenca (Km ²)	Rendimiento Ton/Km ² /año
Neverí (Corcovada)	2	942	243,2
Neverí (Botalón)	6	976	325,9
Querecual (Querecual)	15	254	142,3
Aragua (La Chorrera)	12	1880	92,3

Es interesante observar que el rendimiento obtenido en la estación Botalón excede notablemente el calculado en La Corcovada, aún cuando la diferencia en las áreas drenadas es muy poca; esta situación es contraria a lo que sería de esperarse.

Se ha verificado que durante el año 1964-65, se efectuaron labores de aprovechamiento de arenas del río, aguas arriba de la estación Botalón, los aumentos en la concentración condujeron a valores de acarreo anuales en esta estación muy superiores a la de los años anteriores, de allí que habiéndose determinado el rendimiento en la estación La Corcovada, para los citados años, las diferencias obtenidas son justificables.

7. ANALISIS DE LOS REGISTROS.

A fin de verificar la consistencia de los registros de acarreo y escurrimiento en las diversas estaciones, se han obtenido dobles curvas de masa para aquellas en donde se dispone de suficientes años de registro. Las estaciones sobre el río Neverí carecen de registros suficientes, razón por la cual no se hizo un análisis similar.

Una correlación más o menos consistente de los datos de escurrimiento y acarreo en suspensión, muestra la curva de doble masa obtenida para el río Querecual en la estación Querecual (Gráfico 1). La Distribución algo anormal de algunos puntos, especialmente los correspondientes a los últimos años del registro, se atribuye a la intensificación de las labores agrícolas en la zona, la desforestación y quema a fines del verano, seguida de intensas precipitaciones determinan los incrementos de acarreo observados. Se hace necesario destacar que exceptuando el año 1965 en los últimos cinco años, se han producido precipitaciones superiores al promedio.

En la curva de doble masa del río Aragua (en La Chorrera, gráfico 2), se produce un cambio interesante, observándose un notable incremento del acarreo para el año de 1960-61. A juicio de los suscritos, dos explicaciones pueden ser consideradas:

- a.- Intensas precipitaciones se produjeron en la subcuenca del río Prespantal, importante contribuyente que drena parte de la cuenca con alta tendencia a la erosionabilidad. Un notable incremento de la concentración debió producirse como consecuencia de la remoción de cantidades apreciables de suelos arcillosos de cobertura, de por sí muy erosionables.

QUERECUAL EN QUERECUAL
DOBLE CURVA DE MASA
ACARREO-ESCURRIMIENTO
PERIODO 52-53 A 66-67

GRAFICO 1

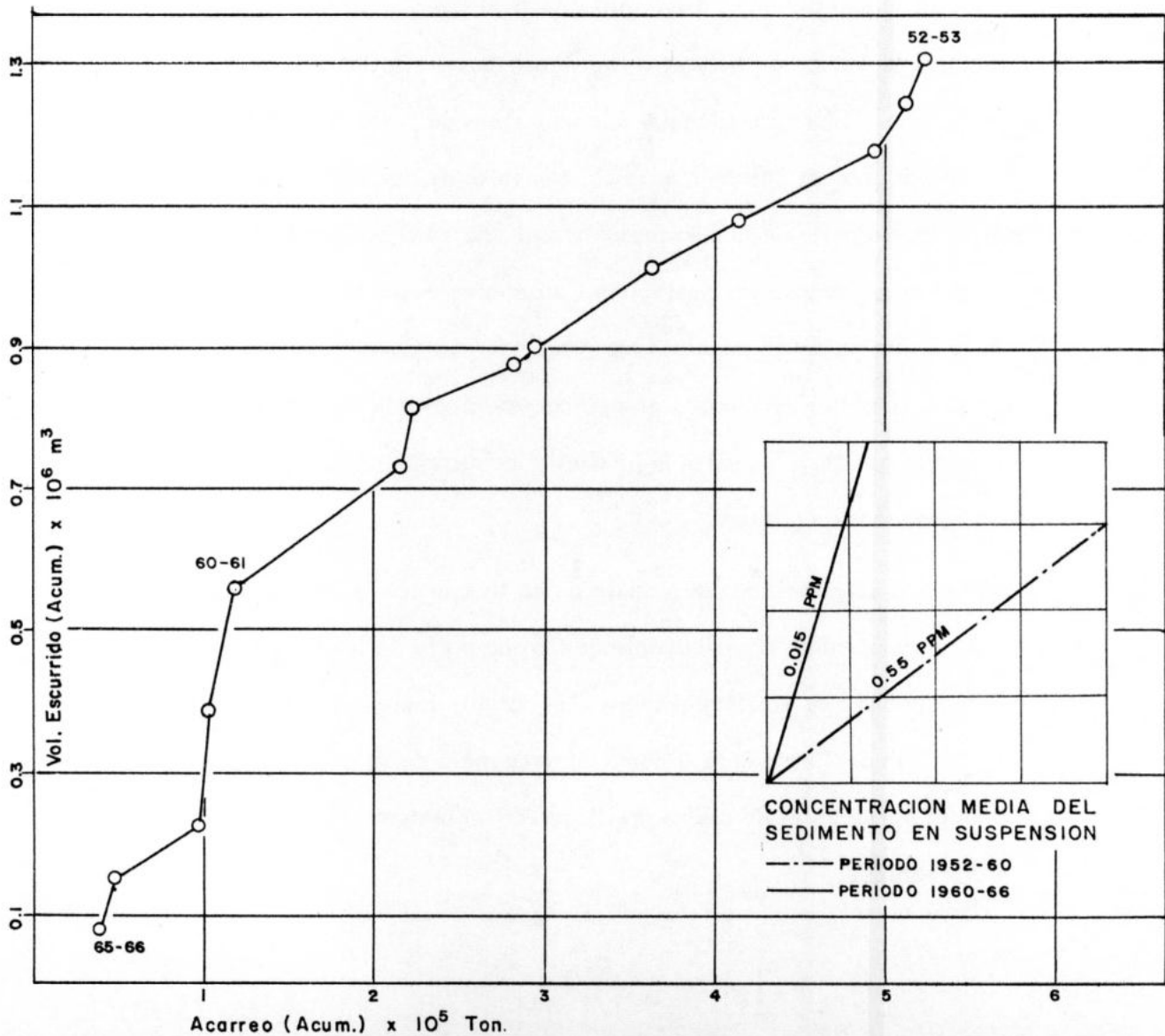
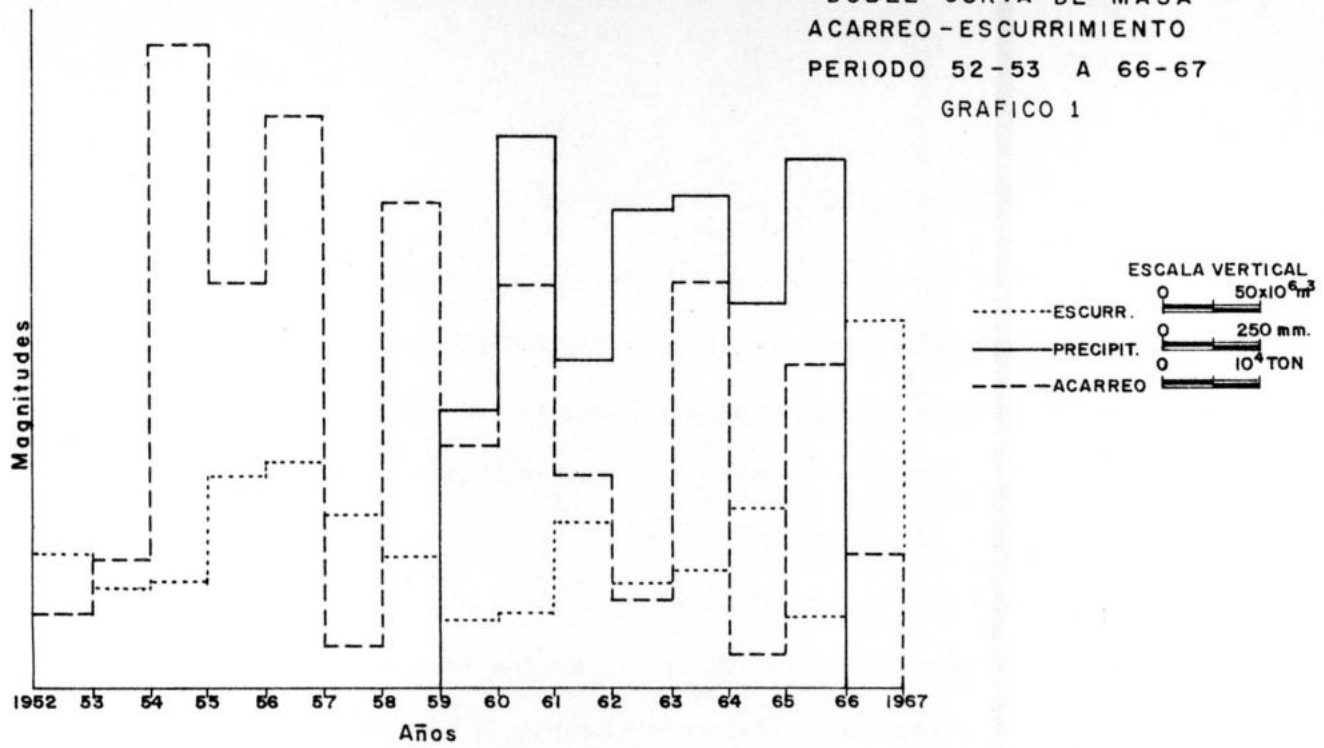
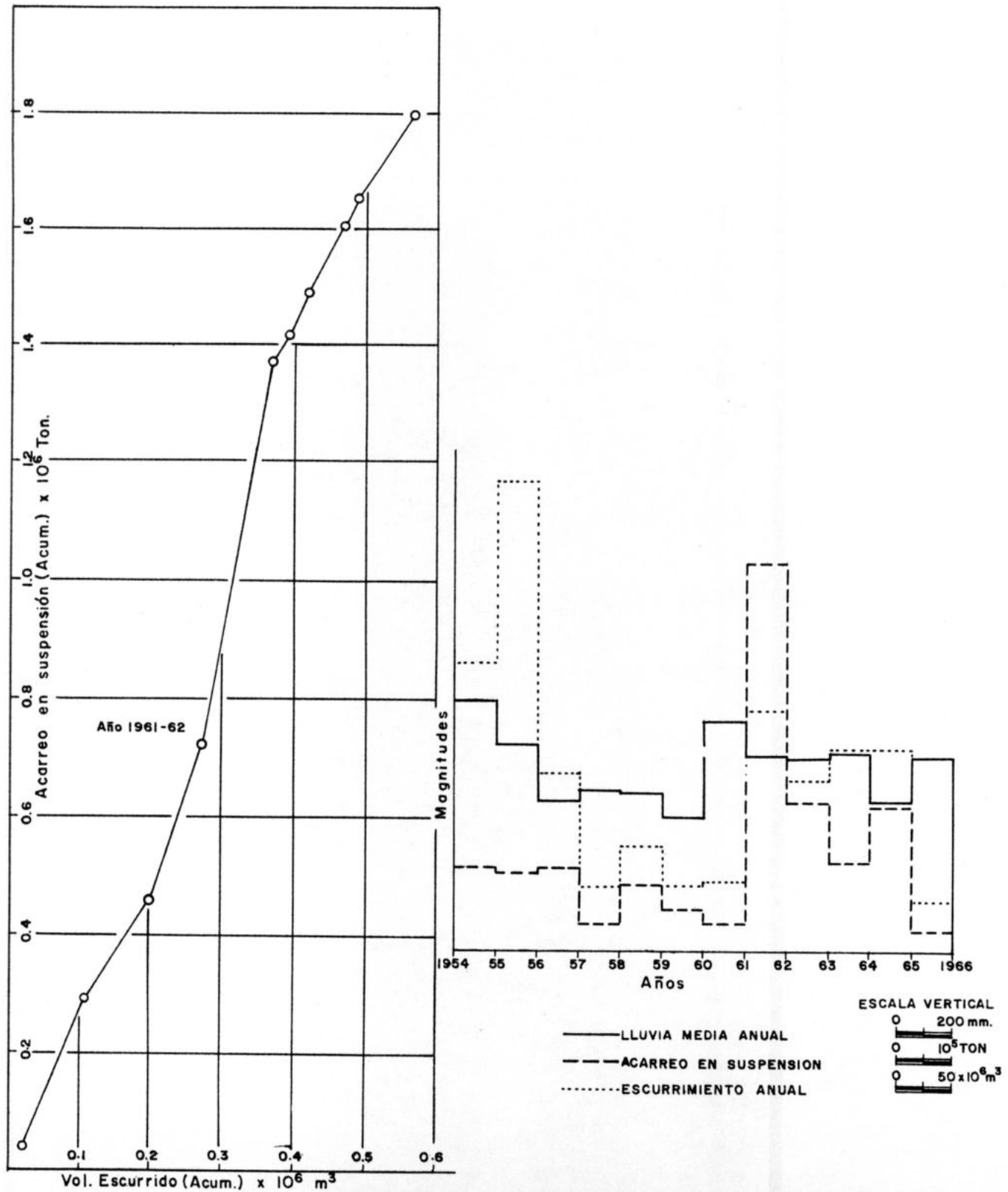


GRAFICO 2
DOBLE CURVA DE MASAS
Y GRAFICOS EN BARRAS
RIO ARAGUA EN LA CHORRERA
PERIODO 1954-1966



b.- Hasta ese año (60-61) se empleó el muestreador Tait-Binkley para los sedimentos en suspensión; los resultados comparativos del muestreo allí efectuados por nosotros indican que concentraciones más altas se obtienen empleando el muestreador de botella, tal como se desprende del cuadro N° 4. Nuestro criterio es conceder mayor importancia al último hecho sin restar peso al discutido anteriormente.

A fin de comparar las curvas de sedimentación en cada estación, algunas de éstas (gráficos 3 y 4) correspondientes a los últimos años, han sido representados indicándose además la precipitación media anual obtenida de la estación más representativa de la cuenca, o el promedio obtenido de varias de ellas donde pocas variaciones muestra el patrón isoyético.

En general, las curvas de sedimentación (gráficos 3 y 4) de los ríos bajo estudio, acusan notables variaciones en lo que a rango de concentración se refiere, esto puede observarse más claramente en aquellas correspondientes a los primeros años de registro, muchas de las cuales carecen de un suficiente número de muestreos lo que determina que estén poco definidas, en otros casos su trazado no obedece a una clara correlación entre la descarga y el acarreo en suspensión, ya que valores de muestreos señalan errores apreciables respecto a los puntos interpolados en las curvas.

Con fines comparativos se han obtenido curvas adimensionales (gráfi-cos 5, 6 y 7) basadas en las curvas de sedimentación, que permitan definir las variaciones de las concentraciones de cada año. Se han representado a escala logarítmica las concentraciones expresadas en partes por millón (PPM) como abscisa, con respecto a la razón adimensional q/q_0 , siendo q el gasto correspondiente a la concentración medida sobre la curva de sedimenta-

ción y qo el gasto medio ($2,85 \text{ m}^3/\text{seg}$) para el período considerado. Las observaciones de la curva obtenida para el río Neverí en La Corcovada y Botalón, muestran menores variaciones en la concentración, siendo éstas más notables en gastos bajos que durante las crecientes, cuando dichas curvas tienden a normalizarse sin desviaciones significativas. Esto parece reflejar la poca exactitud del muestreo empleando la botella.

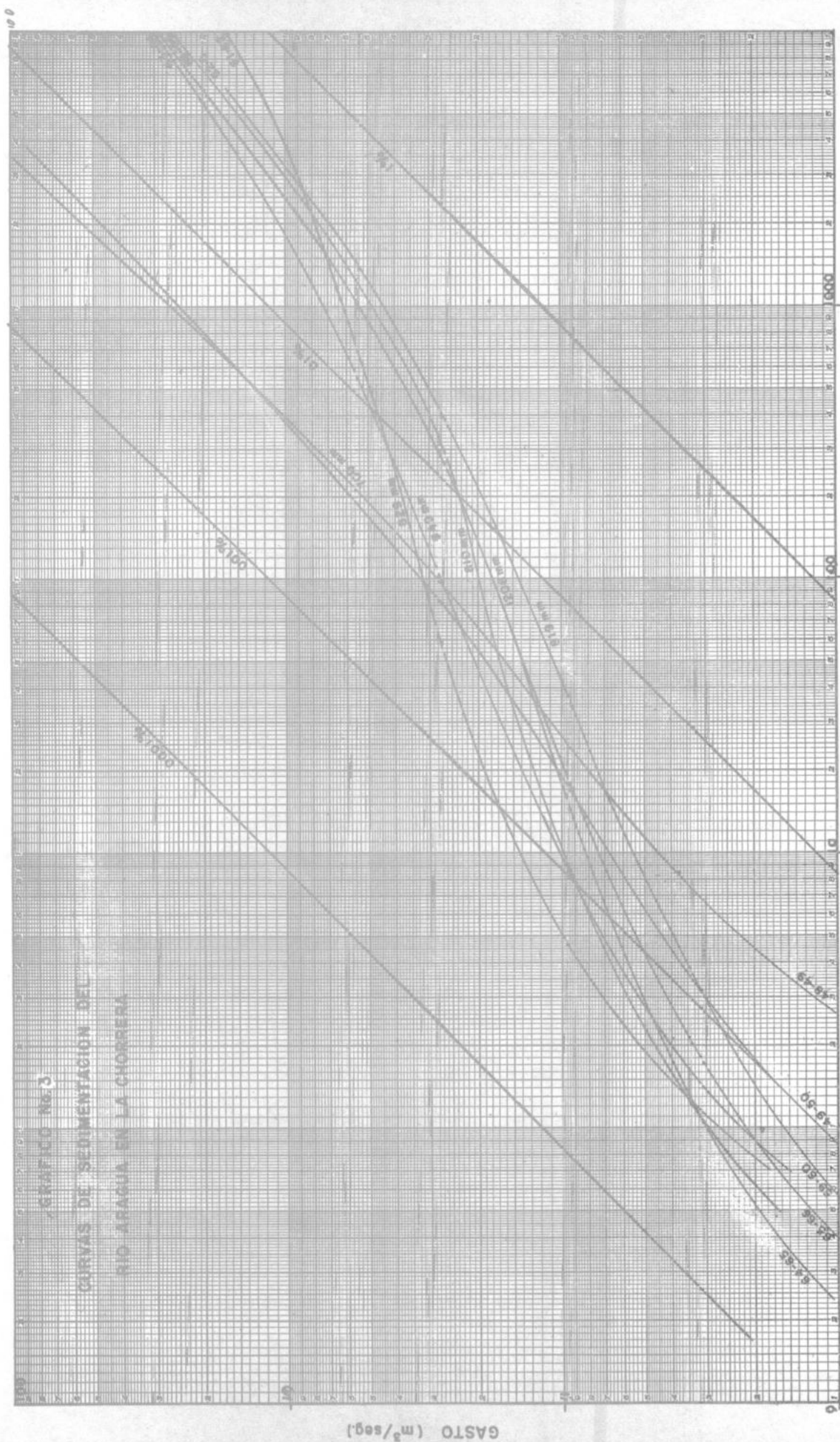
Pocas variaciones han sido obtenidas en las curvas adimensionales para tres años (gráficos 6 y 7) de los ríos Aragua y Querecual, excepto en el año de 1961 en que ocurrieron altas precipitaciones. Un aumento considerable de la concentración debió producirse para ese año determinando la clara variación de la curva obtenida, y la cual refleja, al igual que la doble curva de masa (gráfico 2) que un incremento del acarreo suspendido debió producirse durante ese año.

8. ESTUDIO DE LOS SEDIMENTOS.

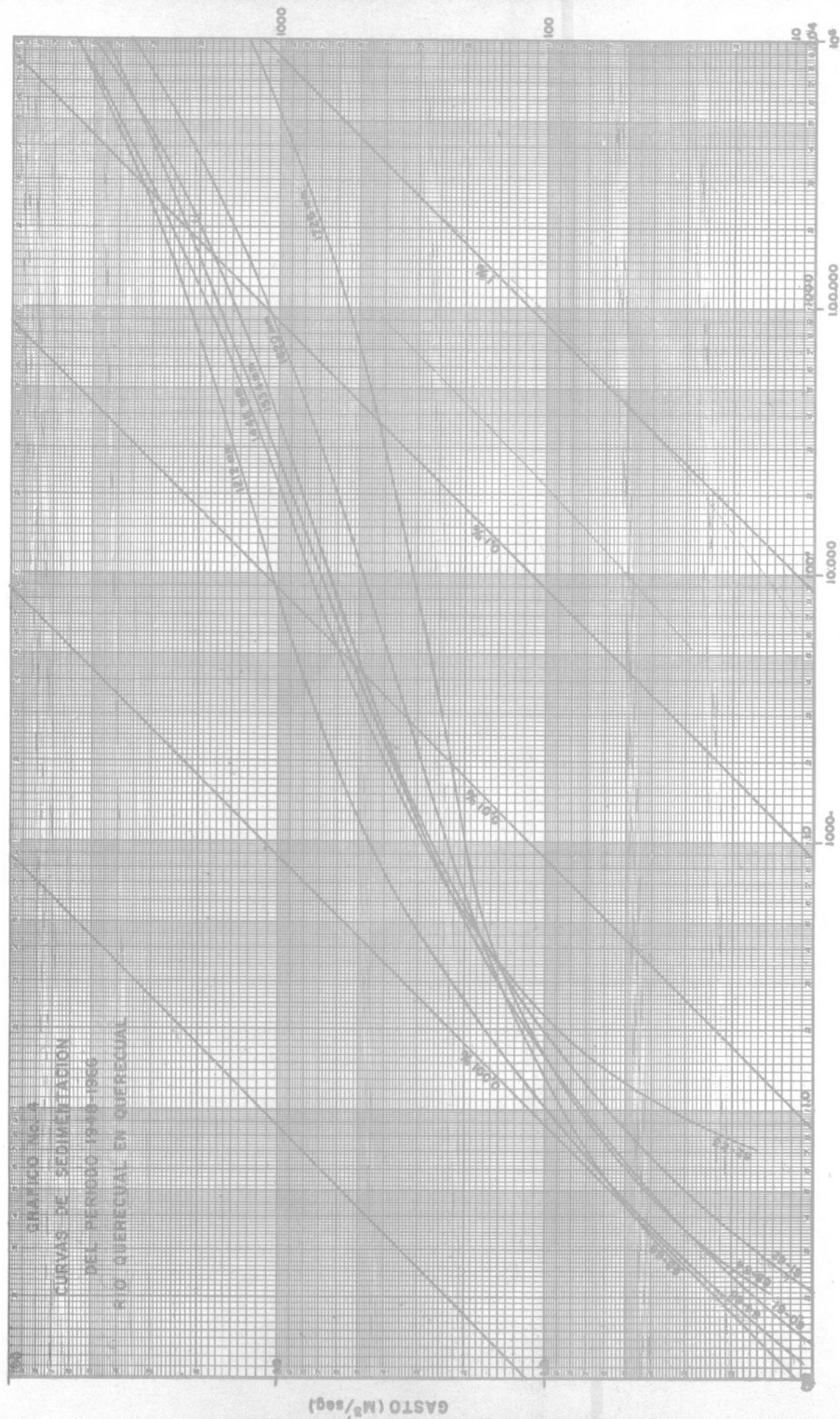
Análisis de laboratorio han sido efectuados con el propósito de determinar la granulometría, pesos específicos, coeficientes de gradación de los sedimentos.

Se ha usado el hidrómetro para el análisis de los sedimentos finos en suspensión, mientras que para los más gruesos se ha usado el tamizado, para la determinación de los pesos específicos se ha usado el método del Pignómetro.

En el cuadro N° 3 se señalan las características de los sedimentos de lecho acarreados por los ríos Neverí, Aragua y Querecual, así como las curvas granulométricas de los sedimentos, todas, exceptuando la del río Neve



SEDIMENTOS EN SUSPENSION (TON/DIA)



SEDIMENTOS EN SUSPENSION TON/DIA

GRÁFICO NO. 5
CURVAS ADIMENSIONALES

NEVERI - LA GORGUANA

NEVERI - BOTALON

MUESTREO SUPERFICIAL - BOYALLA

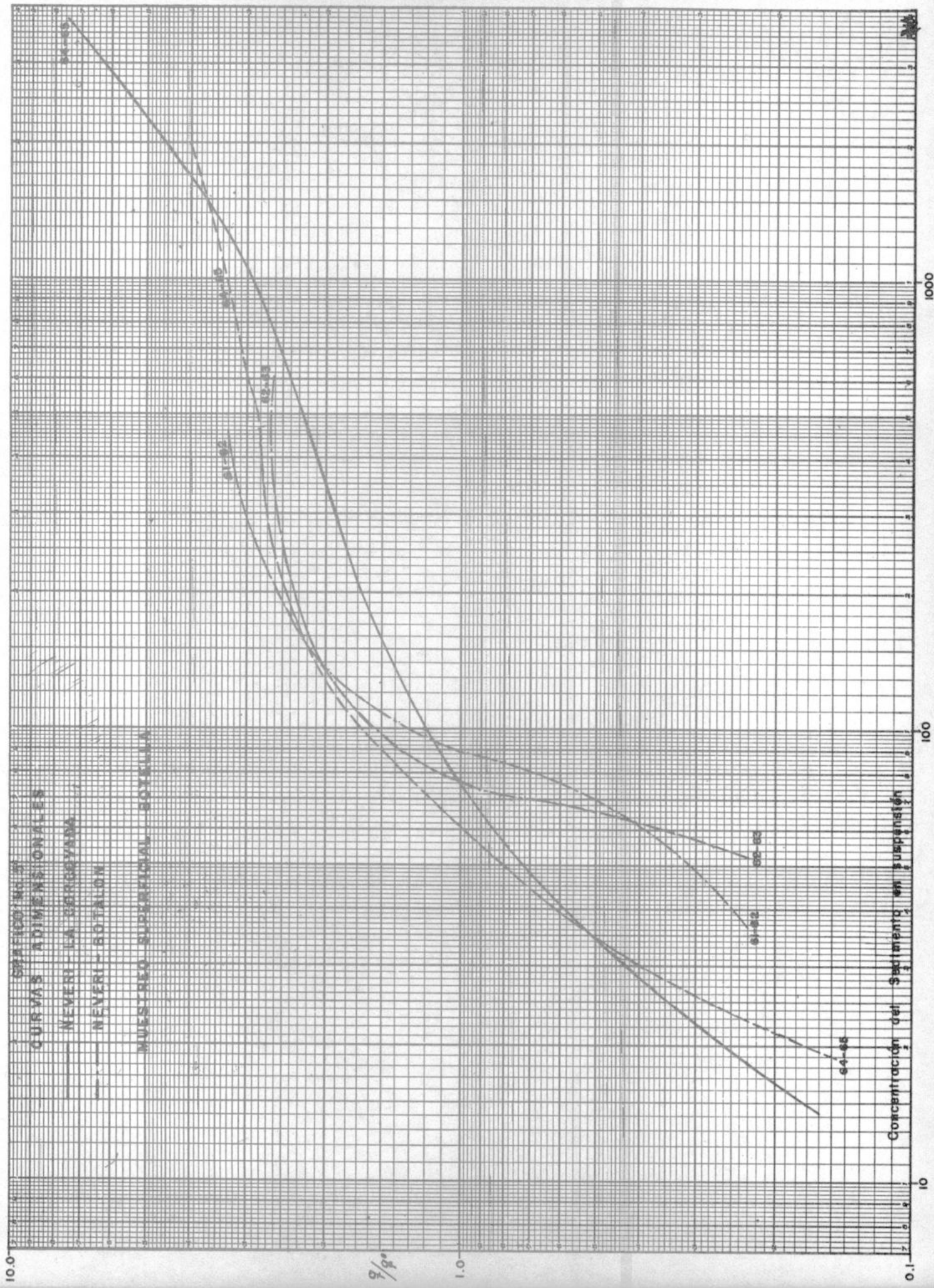
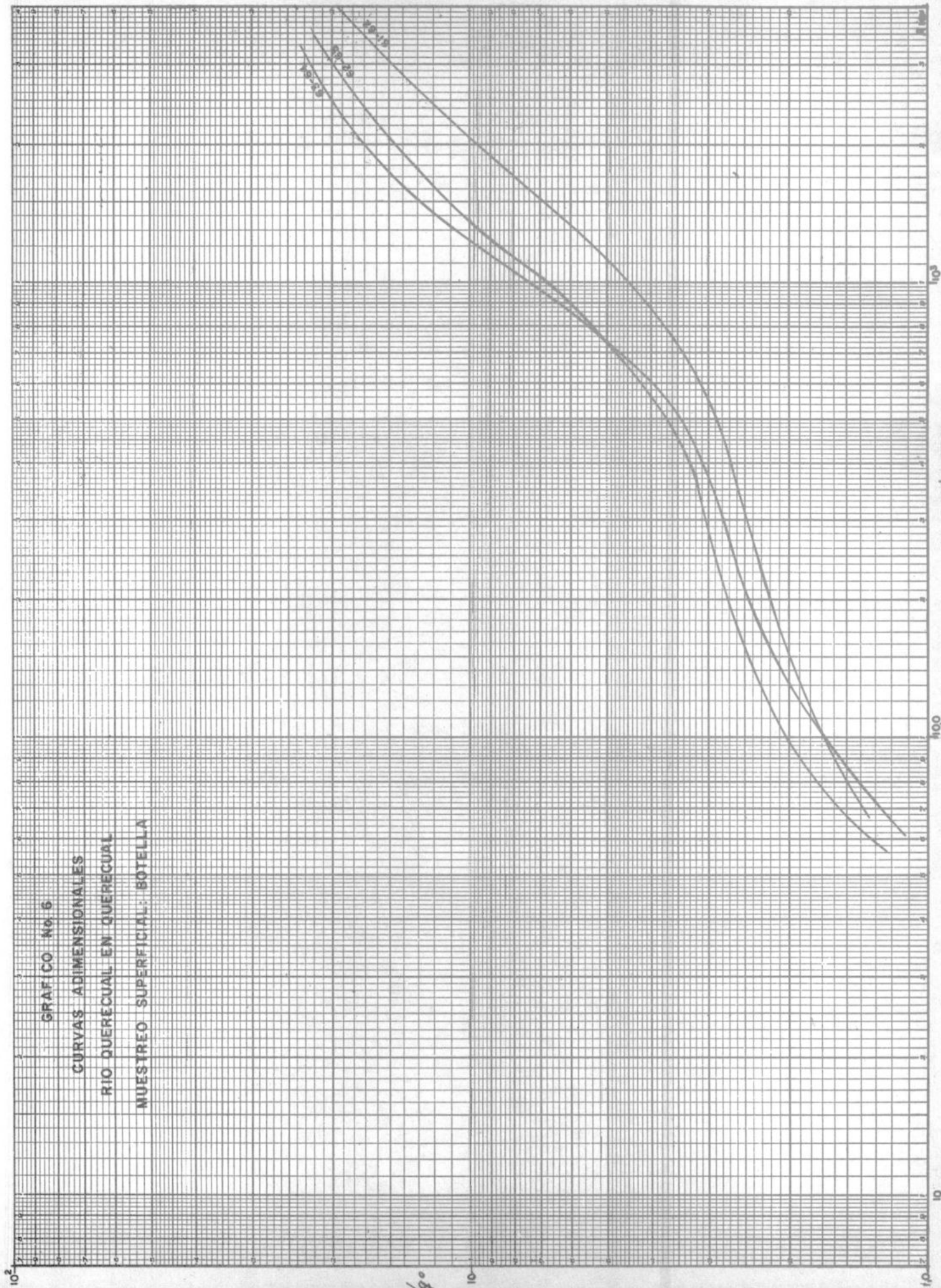


GRAFICO No. 6

CURVAS ADIMENSIONALES

RIO QUEREQUAL EN QUEREQUAL

MUESTREO SUPERFICIAL: BOTELLA



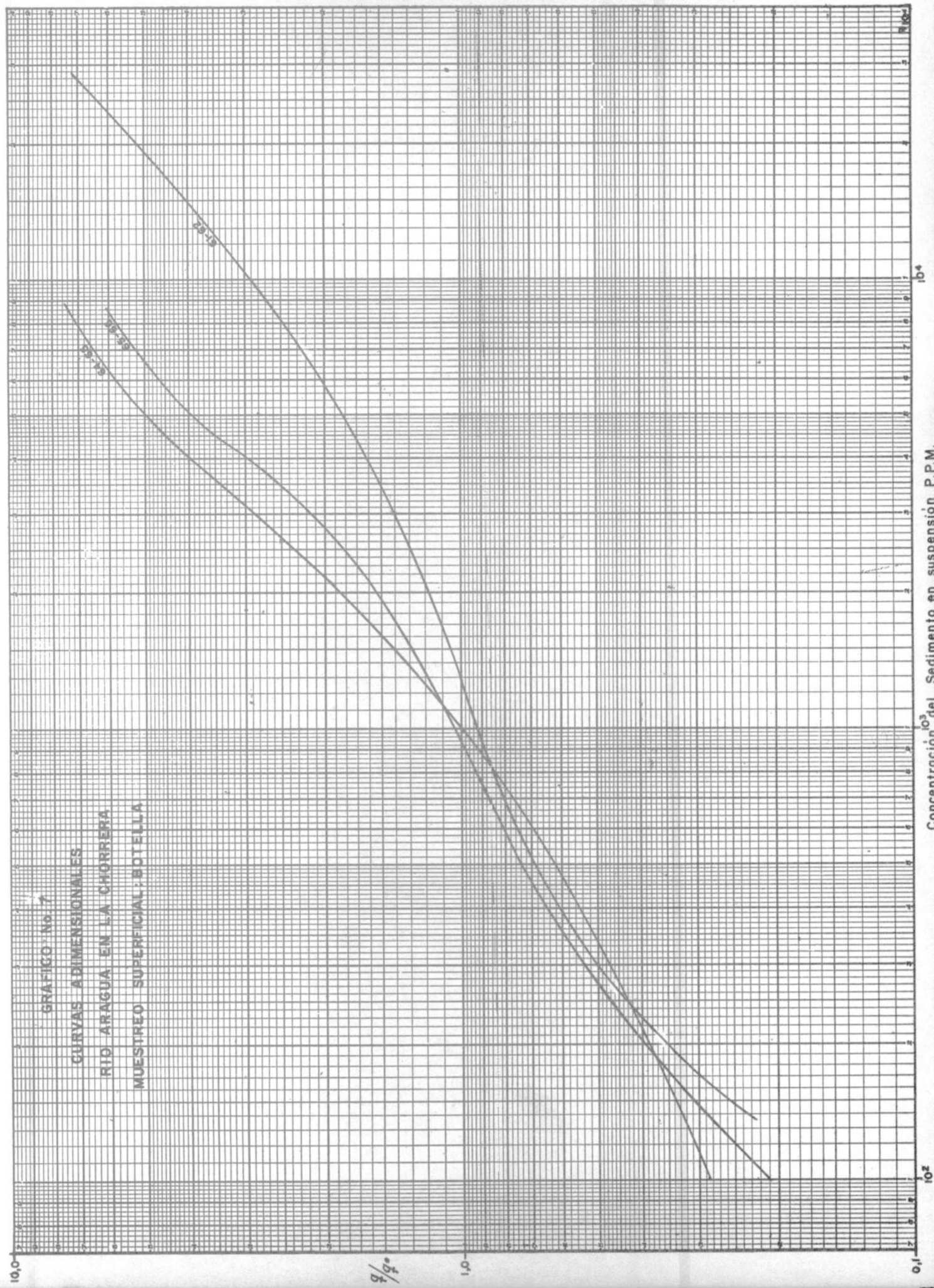
Concentración del Sedimento en Suspensión P.P.M.

GRÁFICO No. 7

CURVAS ADIMENSIONALES

RIO ARAGUA EN LA CHORRERA

MUESTREO SUPERFICIAL: BOTELLA



CUADRO N° 3

CARACTERISTICAS GRANULOMETRICAS DE LOS MATERIALES DE
LECHO DE LOS RIOS: NEVERI, QUERECUAL Y ARAGUA

N°	Río Estación	ζ_g	dg (mm)	d50 (mm)	d84.1 (mm)	d15.9 (mm)	d65 (mm)	d35 (mm)
1	Neverí en La Corcovada	2,04	13	15,85	26,6	6,39	20,07	11,4
2	Querecual en Querecual	1,54	.315	.290	.845	.202	.340	.25
3	Neverí en Botalón	1,57	.40	.355	.62	.25	.45	.30
4	Aragua en La Chorrera	1,67	0.40	.385	.665	.238	.46	.32
5	Aragua en La Chorrera	1,48	.44	.46	.65	.30	.505	.40
6	Aragua en La Chorrera	1,45	.42	.41	.607	.29	.47	.35
7	Neverí en (Escuela)	1,61	0,70	0,65	1,125	0,39	0,80	0,53

río en La Corcovada, indican que se trata de arenas medias a finas bien gradadas, este material tiene una amplia distribución como sedimento de lecho en la mayoría de los ríos de la región.

Han sido efectuados análisis de la distribución del tamaño de los sedimentos, empleándose gráficos de probabilidades logarítmicas para representar las curvas correspondientes (gráficos 9 al 13). Los valores de las desviaciones estandar, (σ_g) concuerdan con los valores normales que presentan la mayoría de los sedimentos de estos tipos en corrientes fluviales, notándose que conforme el $-d_g-$ aumenta como en La Corcovada, la desviación estandar $-\sigma_g-$ también aumenta.

9. DETERMINACION DEL ACARREO DE LECHO: NEVERI - LA ESCUELA.

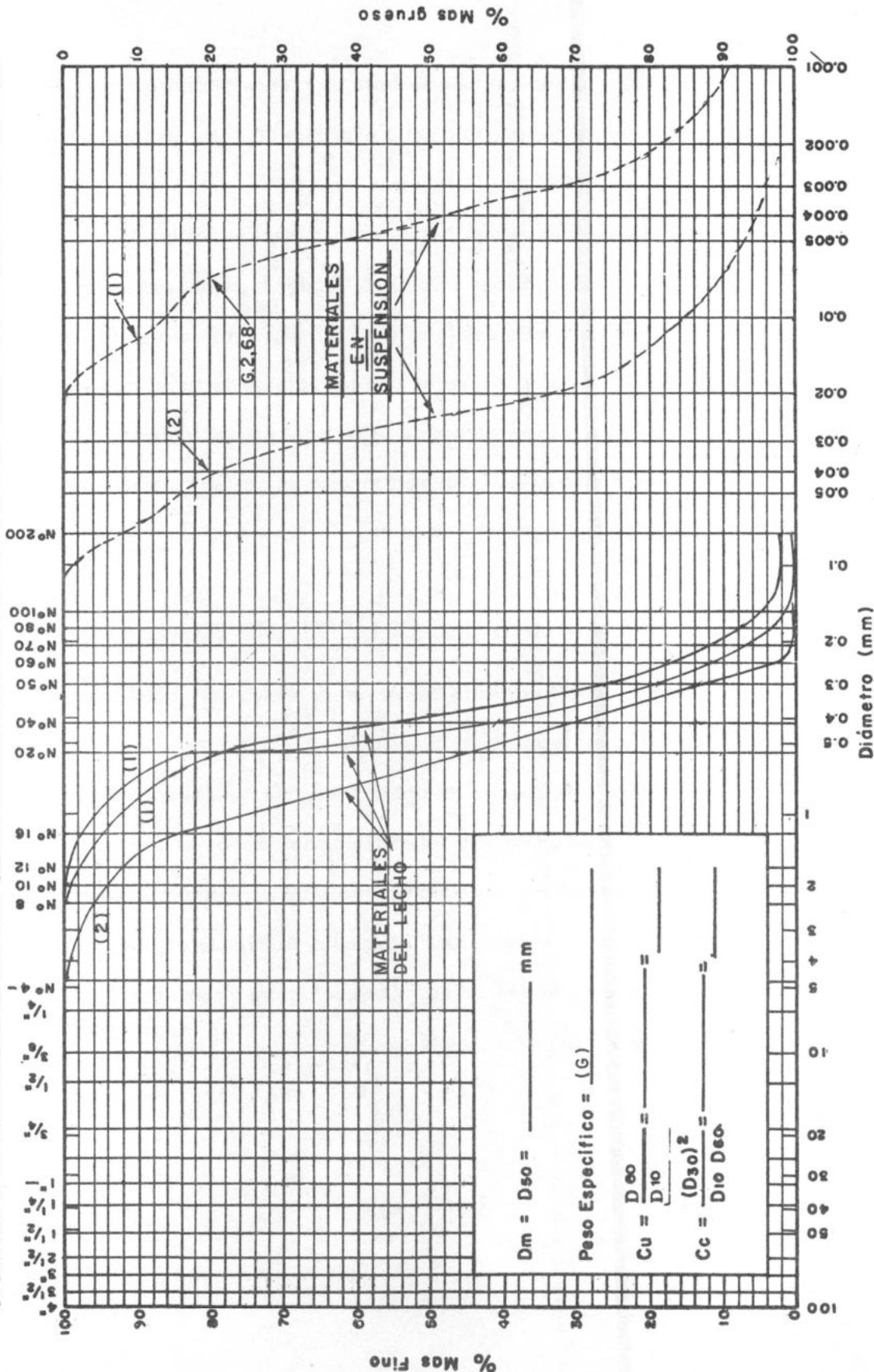
Se ha aplicado la fórmula de Meyer-Peter Muller, para determinar el acarreo de lecho en la mencionada estación.

En la tabla 1 se indican las operaciones efectuadas para determinar a partir de la curva de gradación del material del lecho el díametro medio de los valores correspondientes a cada intervalo de porcentaje en peso más fino del material, finalmente se aplica la fórmula asumiendo algunas de las características hidráulicas del cauce. Las operaciones conducen al resultado 8,87 ton/día/pié ó sea 1732 Ton/día.

CURVA GRANULOMETRICA

RIO: ARAGUA - CHORRERA (1)
 ESTACION: NEVERI - ESCUELA (2)
 GASTO: VELOC. MEDIA:
 MUESTREOS: FECHA:
 OPERADOR:

ARENA			LIMO			ARCI-LLA
GRUESA	MEDIANA	FINA	GRUESA	MEDIANA	FINA	



RIO: QUERECUAL

ESTACION: QUERECUAL

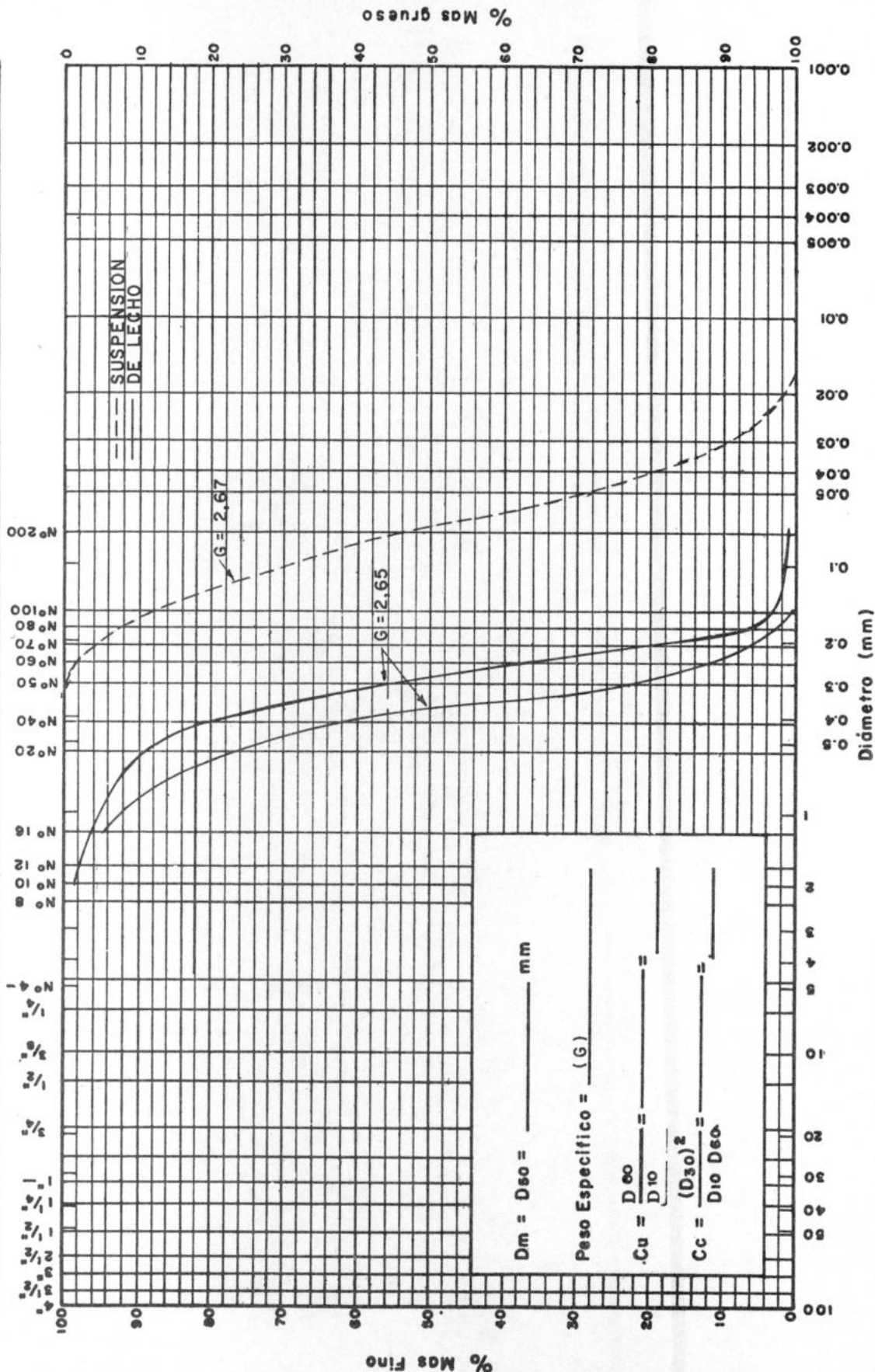
GASTO: _____ VELOC. MEDIA: _____

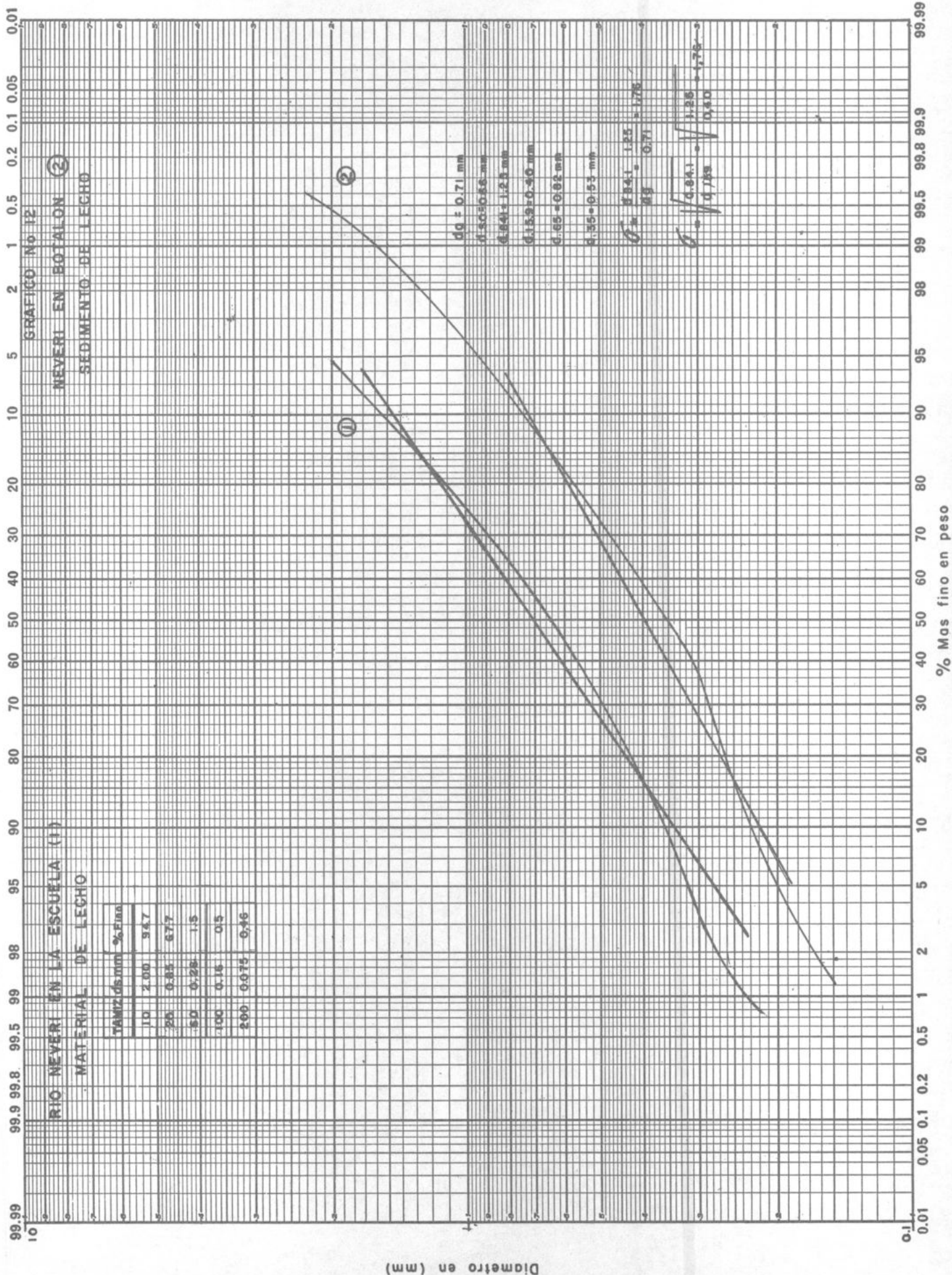
MUESTREOS: _____ FECHA: _____

OPERADOR: _____

CURVA GRANULOMETRICA

ARENA			LIMO			ARCILLA
GRUESA	MEDIANA	FINA	GRUESA	MEDIANA	FINA	





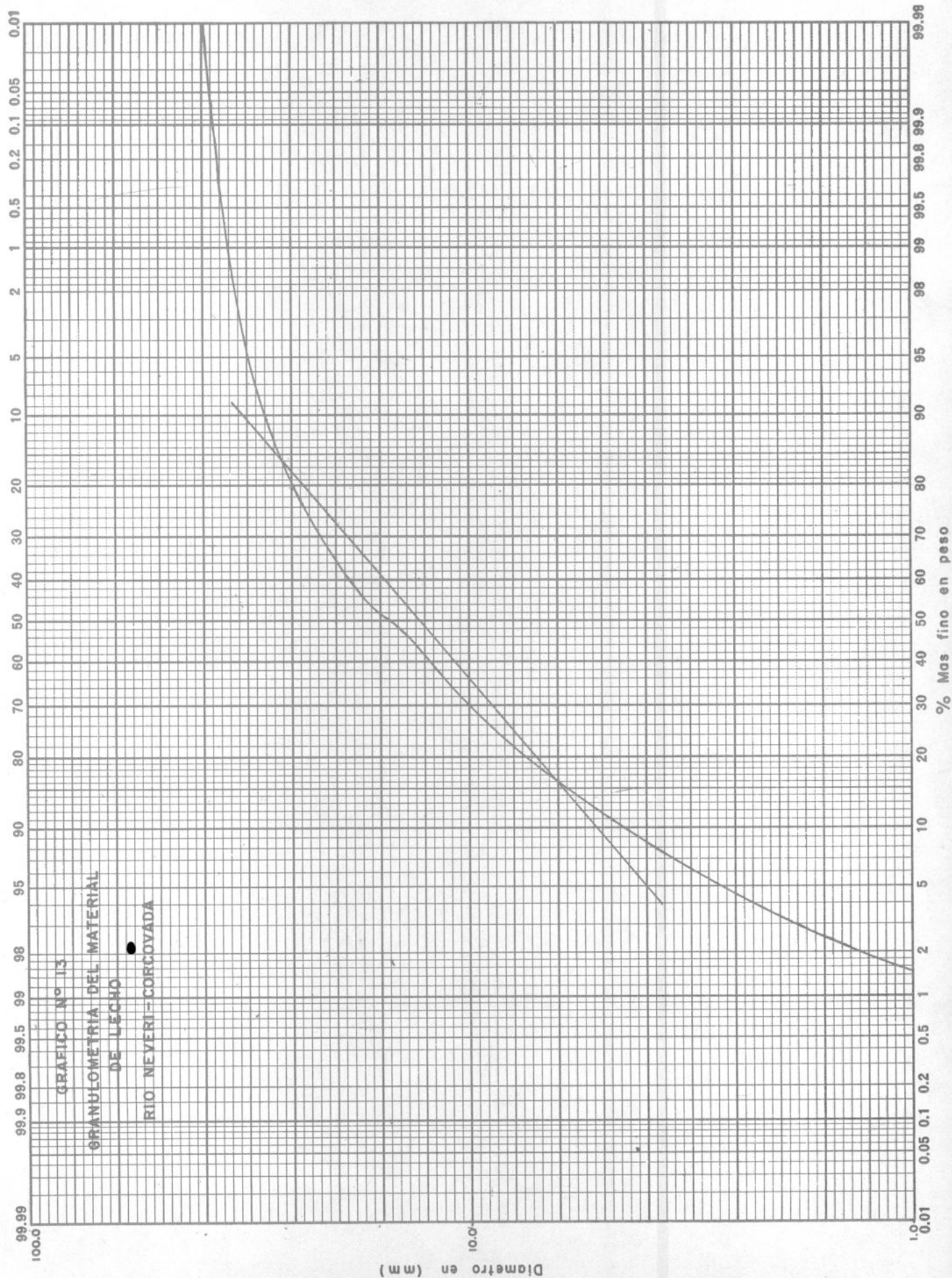


TABLA 1
DETERMINACION DEL ACARREO DE LECHO

Sitio: Escuela de Observadores $Q_m = 54.4 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 Fecha: 24-8-67 $V_m = 0,55 \text{ m/seg.}$
 Concentración media sedimentos susp. = 0,015 %
 Ancho del cauce = 55 m.

GRANULOMETRIA DEL MATERIAL DE LECHO

Porcentaje más fino	Díam. medio d (mm)	Porcentaje	d x (%)
0,0 - 2,0	3,0	4,0	12,0
2,0 - 12,0	2,2	6,0	13,2
12,0 - 30,0	1,4	8,0	11,2
30,0 - 45,0	1,0	12,0	12,0
45,0 - 70,0	0,8	25,0	20,0
70,0 - 82,0	0,5	15,0	7,5
82,0 - 90,0	0,35	18,0	6,3
90,0 - 96,0	0,28	10,0	2,8
96,0 - 100	0,20	2,0	0,4
Total		100,0	85,4
d ₉₀ 1,50			

Aplicación de la Fórmula de Meyer-Peter, Muller:

$$g_s = 1.606 \left[3.306 \left(\frac{Q_s}{Q} \right) \left(\frac{d_{90}}{N_s} \right)^{3/2} ds - 0,627 \text{ dm} \right]^{3/2}$$

Características hidráulicas y geométricas del cauce:

- 1) Relación profundidad media/ancho total = $\frac{d}{b} = \frac{2,2}{55} = 0.040$
- 2) Pendiente hidráulica (s): 0.0007 m/m
- 3) Valor -n_w-de Manning para los taludes del cauce: 0.040
- 4) Valor-nm- de Manning total para el cauce = 0.030 (asumidos)

5) Valor -ns- de Manning, rugosidad del lecho = 0.030 (calculado según Granulometría).

6) $\frac{n_w}{n_m} = 1,333$

7) $Q_s/Q = 0,95$ (calculado con ábacos del trabajo original).

$$g_s = 1.606 \left[3.306 (0.95) \left(\frac{1.5^{1/6}}{0.030} \right)^{3/2} 7.86 \times 10^{-4} - 0.627 \times 0.854 \right]^{3/2}$$

$g_s = 8,87 \text{ ton/día/pié.}$

$G_s = 1732 \text{ ton/día.}$

0.01	0.01	0.01	0.01
0.02	0.02	0.02	0.02
0.03	0.03	0.03	0.03
0.04	0.04	0.04	0.04
0.05	0.05	0.05	0.05
0.06	0.06	0.06	0.06
0.07	0.07	0.07	0.07
0.08	0.08	0.08	0.08
0.09	0.09	0.09	0.09
0.10	0.10	0.10	0.10
0.15	0.15	0.15	0.15
0.20	0.20	0.20	0.20
0.25	0.25	0.25	0.25
0.30	0.30	0.30	0.30
0.35	0.35	0.35	0.35
0.40	0.40	0.40	0.40
0.45	0.45	0.45	0.45
0.50	0.50	0.50	0.50
0.55	0.55	0.55	0.55
0.60	0.60	0.60	0.60
0.65	0.65	0.65	0.65
0.70	0.70	0.70	0.70
0.75	0.75	0.75	0.75
0.80	0.80	0.80	0.80
0.85	0.85	0.85	0.85
0.90	0.90	0.90	0.90
0.95	0.95	0.95	0.95
1.00	1.00	1.00	1.00

10. VERIFICACION DE LA CONSISTENCIA DEL MUESTREO DEL SEDIMENTO EN SUSPENSION.

En los cuadros 4 y 5 se indican los resultados obtenidos del muestreo realizado con diferentes muestreadores en los ríos Aragua en La Chorrera y el río Neverí en la Escuela.

En el primer sitio se obtienen notables diferencias entre las concentraciones obtenidas con el Tait-Binkley y el muestreador de botella, resultando en este último notablemente mayor las concentraciones. Esto puede atribuirse a que el muestreo puntual con el Tait-Binkley se realiza sin crear turbulencia sobre el lecho, a una profundidad donde la concentración es mucho menor a la existente en las zonas próximas a aquel. La botella en su rápido descenso crea zonas de turbulencia y debido a la poca profundidad del río (0,7 mts.) puede descender hasta el fondo de tal forma que apreciables cantidades de arena del material de lecho pueden introducirse en ella causando una alteración de la concentración. En el río Neverí (en la Escuela) donde es mayor la profundidad y la proporción del sedimento fino en suspensión, la concentración obtenida con la botella es mucho menor a la obtenida con el Tait-Binkley y el USDH-48. Los resultados obtenidos con estos dos últimos muestreadores difieren en menor grado (11%), en contraste con los valores altos obtenidos al usar la botella (30%). En esa estación la poca turbulencia tiene un efecto menor en el transporte del sedimento especialmente del material arenoso del lecho, atribuyéndose a este hecho los valores inferiores de concentración obtenidos con la misma.

CUADRO N° 4

CALCULO COMPARATIVO DE MUESTREOS USANDO DIFERENTES
MUESTREADORES

a) Río Neverí en La Escuela

N°	Tipo de muestreador usado		
	Tait-Binkley	USDH-48	Botella
1	0,012 %	0,014 %	0,0106 %
2	0,0134 %	0,0174 %	0,0118 %
3	0,0148 %	0,0164 %	0,0108 %
4	0,014 %	0,0135 %	0,0118 %
5	0,0123 %	0,0156 %	0,0094 %
6	0,0152 %	0,0145 %	0,011 %
Promedio = 0,0136 %		0,0152 %	0,0108 %

CUADRO N° 5

b) Río Aragua en La Chorrera

N°	Tipo de muestreador usado		
	Tait-Binkley	USDH-48	Botella
1	0,017 %	0,0249 %	0,028 %
2	0,018 %	0,0265 %	0,031 %
3	0,0156 %	0,0270 %	0,028 %
4	0,018 %	0,0283 %	0,0328 %
5	0,019 %	0,0280 %	0,0339 %
6	0,0155 %	0,0261 %	0,0295 %
Promedio = 0,0172 %		0,0268 %	0,0305 %

11. ACARREO EN SUSPENSION DE UN LARGO PERIODO.

Se ha considerado de interés comparar los valores computados de acarreo en suspensión de un largo período (1948-1966) determinados de aplicar las curvas de sedimentación de cada año a las curvas de duración de caudales (gráfico 14) respectivas, con el obtenido al usar la curva de sedimentación representativa de un año con valores de gasto medio que no difieran mucho de los valores medios del período. Se ha escogido el año 1961-1962 con tal fin, para este año el gasto medio ($Q = 3,50 \text{ m}^3/\text{seg}$) difiere del gasto me dio del período ($Q_p = 2,85 \text{ m}^3/\text{seg}$) en 19%. En la tabla 2 se indican los va lo res respectivos del valor medio del período así computado, el cual al ser multiplicado por el número de años ($n = 14$), conduce al resultado $5,98 \times 10^5$ toneladas, lo cual da una diferencia con el valor medido ($5,25 \times 10^5$) de 12%.

12. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

- 1° Los resultados obtenidos del muestreo con los diferentes muestreadores, indican variaciones muy notables en las concentraciones, especialmente en ríos poco profundos con transporte del sedimento gobernado por la turbulencia con elevada cantidad de sedimentos finos en suspensión como el río Aragua. Esto hace imperiosa la necesidad de normalizar el muestreo en escala nacional adoptando muestreadores integradores, los cuales han demostrado dar resultados más precisos en otros países más adelantados en estas técnicas.
- 2° Las pocas variaciones obtenidas para las curvas adimensionales en La Corcovada y Botalón, reflejan la inexactitud del muestreo empleando la botella en ríos donde es bajo el contenido de sedimentos finos en suspensión y el sedimento de lecho es arenoso como en el río Neveer en las estaciones mencionadas.
- 3° Debe preverse la adquisición de muestreadores de lecho, al igual que deben iniciarse estimaciones analíticas sobre la magnitud del acarreo de lecho y obtener relaciones entre éste y el acarreo en suspensión en otros ríos del país.
- 4° Para las curvas de sedimentación de los ríos estudiados, se ha determinado una pobre correlación entre el acarreo y el escurrimiento. Esto se ha atribuido al empleo de métodos imprecisos de muestreo, y a la forma como se manifiestan las precipitaciones en la zona.
- 5° Los cálculos efectuados para determinar el rendimiento de las diferentes cuencas, arrojó los siguientes resultados:

TABLA 2

SEDIMENTACION

RIO QUERECUAL EN QUERECUAL AREA 254 KM²

PERIODO 1952-66 CURVA SEDIMENTACION AÑO 1961-62 N° DE DIAS 5105

①	②	③	④	⑤	⑥	⑦
LIMITES %	INTERVALO %	ORD. MEDIA %	GASTO M ³ /SEG.	SEDIMENTO TON/DIA	$\frac{② \times ④}{100}$	$\frac{② \times ⑤}{100}$
0,00 - 0,02	0,02	0,01	166.00	36.000,00	0,034	7,2
0,02 - 0,1	0,08	0,06	106.00	22.000,00	0,086	17,6
0,1 - 0,5	0,4	0,3	44.00	8.000,00	0,180	32,0
0,5 - 1,5	1,0	1,0	21.50	2.300,00	0,220	23,0
1,5 - 5,0	3,5	3,25	12.75	700,00	0,446	24,50
5,0 - 15,0	10,0	10,0	6.20	86,00	0,620	8,60
15,0 - 25,0	10,0	20,0	3.80	21,10	0,380	2,10
25,0 - 35,0	10,0	30,0	2.68	10,00	0,268	1,00
35,0 - 45,0	10,0	40,0	1.90	5,60	0,190	0,56
45,0 - 55,0	10,0	50,0	1.35	3,00	0,135	0,30
55,0 - 65,0	10,0	60,0	0.98	1,50	0,098	0,15
65,0 - 75,0	10,0	70,0	0.70	0,88	0,070	0,09
75,0 - 85,0	10,0	80,0	0.52	0,68	0,052	0,07
85,0 - 95,0	10,0	90,0	0.36	0,43	0,036	0,04
95,0 - 98,5	3,5	96,75	0.21	0,25	0,007	0,009
98,5 - 99,5	1,0	99,0	0.12	0,16	0,001	0,002
99,5 - 99,9	0,4	99,7				
99,9 - 99,98	0,08	99,94				
99,98 - 100,00	0,02	99,99				
TOTAL					2,83	117,32

$\Sigma ⑥ = Q_m$

$\Sigma ⑦ = S_m$

N = NUMERO DE DIAS DEL PERIODO

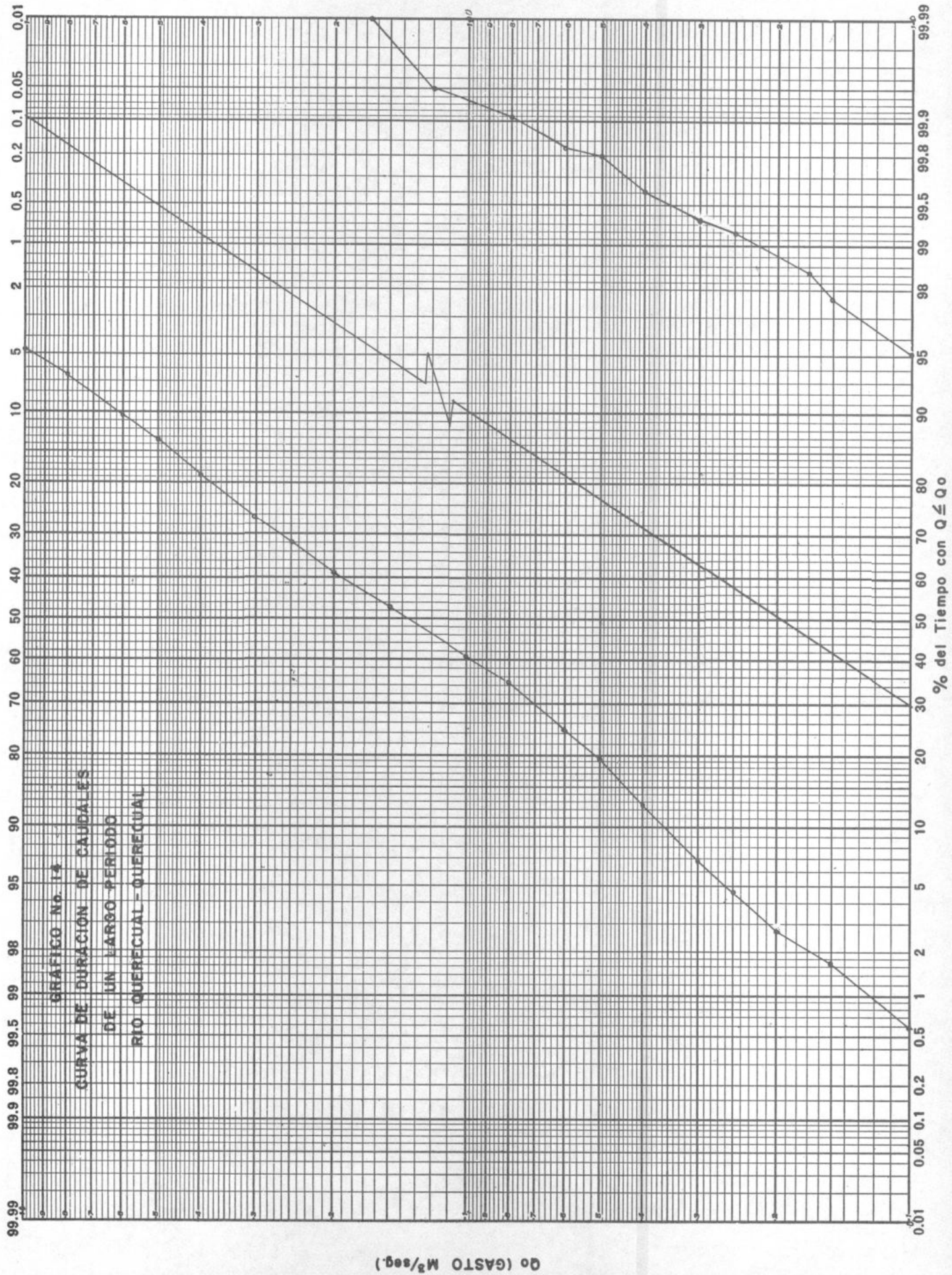
$V_a = \text{VOLUMEN MEDIO TOTAL ESCURRIDO} = \frac{86.400 \times Q_m \times N}{10^6} = \text{MILLONES DE M}^3$

$S_p = \text{ACARREO MEDIO TOTAL EN SUSPENSION} = \frac{S_m \times N}{10^3} = 5.98,8 \text{ MILES DE TONELADAS}$

$S_v = \text{VOLUMEN DE SEDIMENTOS EN SUSPENSION} = \frac{S_p}{1,12} = \text{MILES DE M}^3$

$\text{CONCENTRACION EN PESO} = \frac{S_p \times 10^5}{V_a \times 10^6} = \text{\%}$

PROCESO	COPIO	CALCULO	REVISO
FIRMA			
FECHA			



Río Estación	Rendimiento Ton/Km ² /año
Neverí en La Corcovada	243,2
Querecual en Querecual	142,3
Aragua en La Chorrera	92,3

Deben realizarse cálculos similares en otras cuencas, determinando si es posible, las zonas de mayor erodabilidad, las cuales requieren medidas inmediatas de conservación de sus suelos. Una verificación más exacta del aporte de sedimentos podría realizarse con el estudio y mediciones de sedimentos atrapados por embalses.

- 6° Tal como lo demuestran los análisis granulométricos, los sedimentos de lecho de los ríos considerados, presentan características muy similares y una amplia distribución sobre los cursos de los principales ríos de la zona.
- 7° Los aumentos de concentración en los ríos de la zona correspondientes a los últimos años, evidentes de las variaciones de pendiente de las curvas dobles de masa, permiten afirmar que el problema de la erosión es cada vez más grave, estimándose que la intensificación de las labores agrícolas, el efecto de intensas precipitaciones sobre áreas quemadas y desforestadas después de períodos de sequía, son los factores determinantes del problema
- 8° El cómputo del acarreo en suspensión realizado mediante el uso de la curva de duración de gastos y la curva de sedimentación de un año (1961-1962) para el cual el gasto medio y el volumen escurrido no di-

fieren notablemente de los valores medios del período, conduce a valores aceptables y concordantes con los valores anuales medidos al usar las curvas de duración y sedimentación de cada año.

- 9° Debe intensificarse el estudio de la naturaleza de los sedimentos transportados por los ríos en Venezuela, especialmente en lo referente a la granulometría y pesos específicos. Esto facilitaría una estimación más exacta de capacidades muertas de embalses, diseños de canales para riego y otros proyectos hidrológicos.

PROYECTO VII

ASPECTOS HIDROLOGICOS SOBRE INUNDACIONES EN LA CUENCA DEL RIO NEVERI - EDO. ANZOATEGUI

INDICE

	Pág.
1. Sinopsis	1
2. Introducción	2
3. Correlación Lluvia-Escorrentía ..	3
4. Estimación del índice de precipitación antecedente (I.P.A.)...	3
5. Correlación para obtener los escurrimientos	4
6. Determinación de los gastos máximos	4
7. Determinación de las frecuencias de los gastos máximos.....	6
8. Conclusión	6
9. Recomendaciones del Profesor Linsley	7

LISTA DE ANEXOS

1. Relación lluvia-esorrentía para Botalón.
2. Estimación de la humedad de la cuenca
- 3 a 9. Gráficos IPA-Intensidad de lluvia.
10. Relación escurrimiento-IPA-Precipitación.
11. Relación gastos máximos-escurrimientos en Botalón.
12. Hidrograma Unitario del río Neverí en La Corcovada.
13. Tránsito de la Avenida de Botalón a Barcelona.
14. Creciente de julio 1966 en río Neverí en La Corcovada.
15. Creciente de agosto 1966 río Neverí en La Corcovada.

1. SINOPSIS.

Debido a la importancia y crecimiento de la ciudad de Barcelona en los últimos años, el control de las crecientes extraordinarias del río Neverí ha cobrado un gran interés, ya que al estar situada la ciudad en la parte baja de la cuenca, se encuentra expuesta a severos daños debido al desborde de las aguas.

La finalidad de este proyecto es la de poder dar una orientación en la metodología a seguir, de los estudios hidrológicos que puedan guiar a futuros proyectos en la prevención de inundaciones. Debido a la carencia tanto de tiempo suficiente, como de datos que cubran toda la cuenca, no se pueden dar resultados definitivos, pero sí se espera haber logrado obtener una guía para los estudios y pronósticos que se realicen en un futuro.

2. INTRODUCCION.

El principal interés de este proyecto, consistió en efectuar una esti
mación del período de retorno de la creciente del río Neverí, que produz-
ca en la ciudad de Barcelona y zonas adyacentes, inundaciones considera-
bles en caso de no tomar las medidas necesarias.

La metodología seguida fué la de extrapolar la serie de valores de gas
tos máximos anuales obtenidos en las estaciones registradoras de La Corcova
da y Botalón, mediante la correlación del índice de precipitación antece-
dente, precipitación y gastos máximos observados en la cuenca.

En muchos casos debido a la carencia de datos se optó por asumir al
guno de ellos, para lograr avanzar en el método. Por lo tanto, recomenda-
mos; antes de utilizar cualquiera de los resultados aquí obtenidos, se revise
y amplíe la información básica obtenida, para así poder lograr una conclu-
sión más adaptada a la realidad.

3. CORRELACION LLUVIA-ESCORRENTIA.

Con la finalidad de obtener una idea de los escurrimientos en la cuenca del río Neverí, lo primero que se hizo fué la correlación entre la lluvia sobre la cuenca y los valores de esorrentía en la estación de Botallón, estación que cuenta con un período de registros más largos que la situada en La Corcovada.

En gráfico que se muestra en los anexos, se puede observar que la correlación obtenida es bastante pobre, por lo que se desechó completamente, para así buscar el alargamiento del registro de escurrimientos, por otro método que nos garantizará mejores resultados.

4. ESTIMACION DEL INDICE DE PRECIPITACION ANTECEDENTE (I.P.A.)

- a) Para calcular la variación del índice de precipitación antecedente, se estimó la evapotranspiración potencial y la lluvia media para el período 1963-65. Se asumió un valor de la ETP de 4 mm/día para todos los cálculos.
- b) Con el valor de la humedad de la cuenca estimada, se calculó el valor de "K" para la ecuación $I = I_0 K^t$ y se dibujó una curva de valores promedios del I.P.A. vs. época del año, siendo estos los valores iniciales de partida del I.P.A., que serían usados en los cortos períodos de lluvia seleccionados.
- c) Se calcularon las lluvias medias diarias para la cuenca para el período 1963-66, habiéndose determinado estas tormentas que fueran suficientemente grandes y cubrieran la mayor parte del área de la

cuenca. En unos casos se hizo hasta unos diez días antes de la tormenta, obteniéndose de esta forma valores iniciales del I.P.A. más reales. Finalmente se construyeron los gráficos de estas lluvias seleccionadas y los correspondientes I.P.A. calculados previamente. (Ver anexos).

5. CORRELACION PARA OBTENER LOS ESCURRIMIENTOS.

Como parámetros de esta correlación se utilizaron: 1º) láminas de lluvias grandes, 2º) los I.P.A. de días antes de la fecha de ocurrencia de cada tormenta y 3º) los valores de escurrimientos del día de la tormenta analizada. En la prueba de desviación de la correlación se obtuvo alguna dispersión de los valores, por lo que se considera ésta, solo regular.

A continuación se efectuó una selección de los días en que se tenían las mayores lluvias medias sobre la cuenca durante el período 1945-62 con sus respectivos I.P.A. El criterio que privó en la escogencia de estas tormentas fué el de que a la vez de ser apreciable sus valores, también lo fueran los escurrimientos correspondientes a sus fechas.

6. DETERMINACION DE LOS GASTOS MAXIMOS.

Para la derivación de las series de los gastos máximos anuales se construyó previamente un gráfico que relaciona los gastos medios diarios y los gastos máximos instantáneos en Botalón, considerándose el período 1961 a 1966 de la publicación "Resumen de Datos Hidrométricos del M.O.P.". La extensión de la serie de gastos máximos anuales hasta alcanzar un perío

do de 22 años, se efectuó con la ayuda de los gráficos lluvia l.p.a.-escurrimiento y escurrimiento-gasto máximo instantáneo.

Para la obtención de la serie de los gastos máximos anuales en La Corcovada se emplearon los gastos máximos anuales en Botalón y un gráfico que relaciona los gastos máximos en ambas estaciones. Puede notarse una marcada diferencia en las magnitudes de los gastos máximos en los dos sitios, la cual resulta de la diferencia de las secciones transversales respectivas y del efecto de almacenaje en el tramo del canal de 6 Km. de longitud entre Botalón y La Corcovada, en el cual se observa que decrece rápidamente la pendiente.

Mediante un análisis estadístico por el método de Gumbel se obtuvieron para la media de los gastos máximos anuales y desviación estándar 262 y 97,6 m³/seg., respectivamente y para los gastos a esperarse con 100 y 1000 años de período de retorno 635 y 850 m³/seg.

A continuación se determinó la relación entre las descargas en Botalón y en Barcelona; para lo cual se consideró un tiempo base de las crecientes en Botalón de 24 horas y un gasto máximo de los hidrogramas unitarios en Botalón de 28,0 m³/seg., para escurrimientos mayores de 17 mm. y de 17,7 m³/seg., para escurrimientos menores de 17 mm. Estos valores fueron derivados de la curva gastos máximos vs. láminas escurridas en Botalón. Asumiendo una forma semejante para el hidrograma unitario obtenido en La Corcovada para el correspondiente a Botalón, se determinaron los hidrogramas unitarios en este último, para escurrimientos mayores y menores de 17 mm., y transitados estos hidrogramas por el método de Muskingum con un valor asumido de la constante $K = 12$ horas y $x = 0.2$ se obtuvieron

en Barcelona picos de los hidrogramas unitarios de 16,3 y 13,6 m³/seg. para el primero y segundo caso, siendo por lo tanto las relaciones de los gastos en Barcelona y de Botalón 0,58 y 0,77.

7. DETERMINACION DE LAS FRECUENCIAS DE LOS GASTOS MAXIMOS.

El objetivo final del trabajo consistió en estimar la frecuencia de una creciente en Barcelona la cual causará un desbordamiento de las aguas del río Neverí. Se supuso que este fenómeno ocurriría al alcanzarse una altura de mira de 7,45 m. en la estación ubicada en la Escuela de Observadores Hidrometeorológicos de Barcelona, y que según la fórmula de Manning asumiéndose un $n = 0.047$, $S = 0.00072$, tendríase para dicha sección un gasto de 445 m³/seg.

Teniéndose por lo tanto según las relaciones de gastos máximos en Barcelona y Botalón, utilizando las relaciones obtenidas en Botalón, esta creciente tendría valores de 766 y 570 m³/seg., ó sea que las frecuencias según la curva de probabilidades de gastos máximos derivada para Botalón sería de 390 y 50 años respectivamente.

8. CONCLUSION.

Con una adecuada información de toda la cuenca y tomando en cuenta las probabilidades para prevención contra inundaciones combinada con un análisis económico, se pueden lograr una serie de alternativas para la prevención de inundaciones en la ciudad de Barcelona, teniéndose como base que el gasto de 445 m³/seg, en la Escuela de Observadores tiene una frecuencia que fluctúa entre los 50 y 390 años.

9. RECOMENDACIONES DEL PROFESOR LINSLEY.

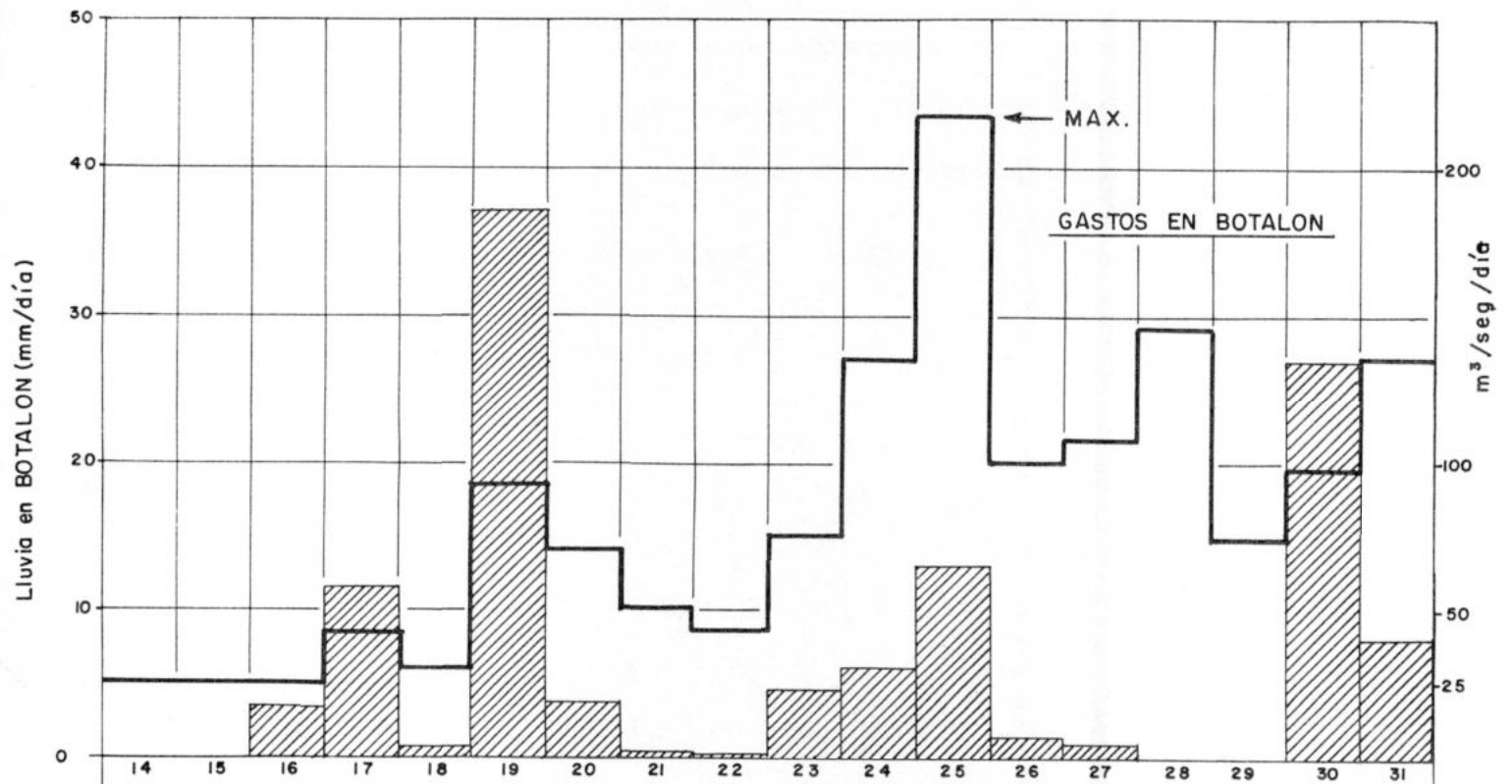
- 1° En el cálculo de la evapotranspiración se asume la zona similar a la zona de Florida en U.S.A. Apunta el Profesor Linsley que existe una estación en Curataquiche que estando cerca nos daría valores más reales y éstos muestran una variación de $\pm 7,0$ mm. en abril y mayo a ± 4 mm. en diciembre (valores de la tina).
- 2° La manera de calcular el factor K , de la fórmula $I = I_0 K^t$, se considera una forma original y por demás interesante.
- 3° Para el cálculo de I.P.A., considerando un período corto no se deben asumir valores promedios al comienzo, ya que esto nos traería errores. El I.P.A. debe calcularse en una base continua, siendo la mejor manera utilizando una computadora.
- 4° Considera que la diferencia entre los resultados de las estaciones Botalón y La Corcovada, se debe al efecto retardador del almacenaje en el canal que crece rápidamente por efectos de lo llano del terreno además que la lluvia va decreciendo aguas abajo.
- 5° Para el tránsito de la avenida entre Botalón y Barcelona, considera un valor de la K -de Muskingum de 12 horas, que resulta bastante alto para un tramo tan pequeño.
- 6° Al final el Profesor Linsley termina el proyecto con el siguiente comentario:

El proyecto desarrollado resultó muy interesante. Quizás con más tiempo y esfuerzo, se pudiera obtener una buena estimación de la

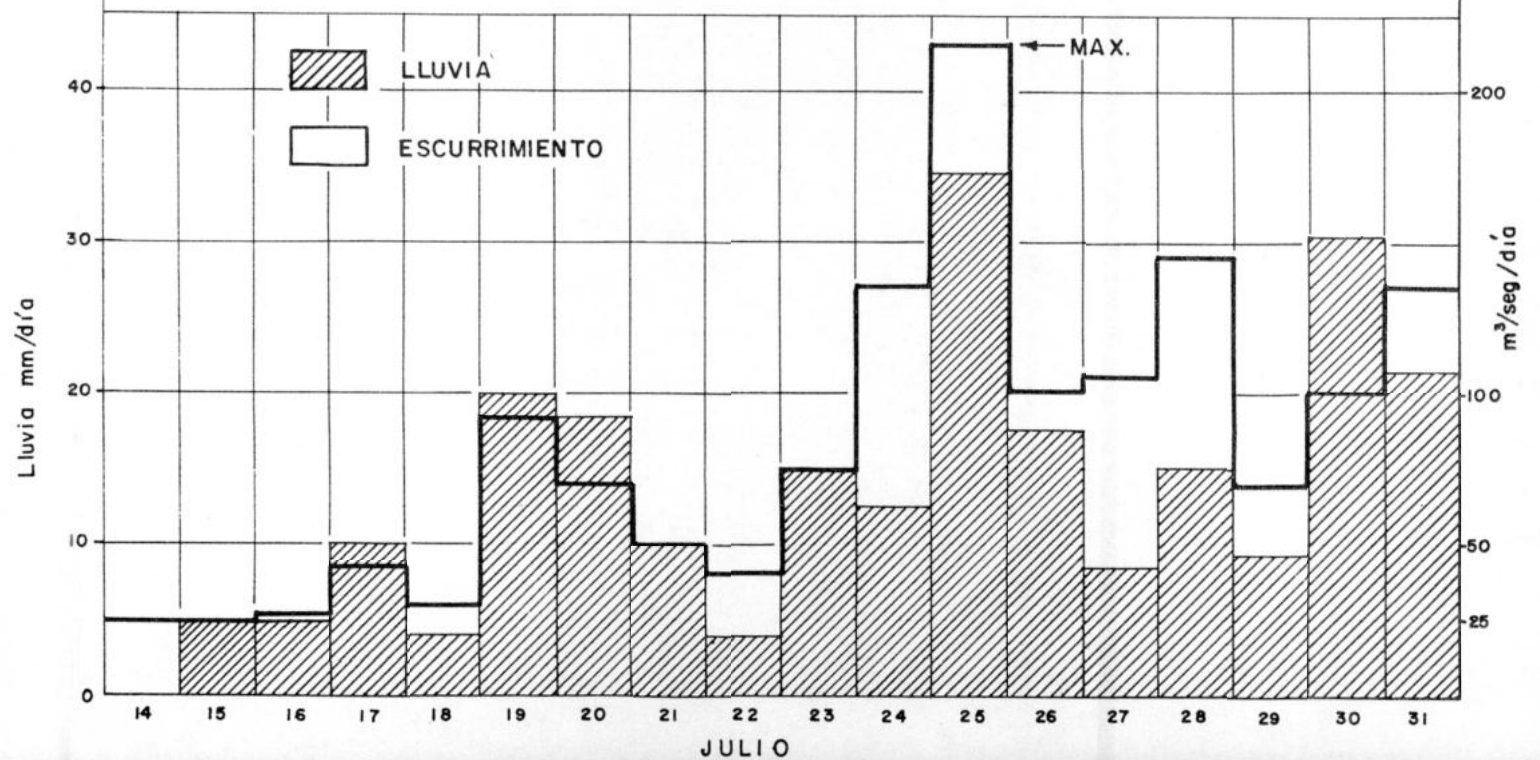
frecuencia de los picos altos en el río Neverí. El significado de los resultados es difícil de definir, debido a lo poco que se conoce con respecto a los tributarios.

GRAFICO N° 1
EJEMPLO DE LA FALTA DE CORRELACION

MAXIMO 1964



CUENCA DEL RIO NEVERI
GASTOS EN BOTALON



ESTIMACION HUMEDAD DE LA CUENCA

GRAFICO Nº 2

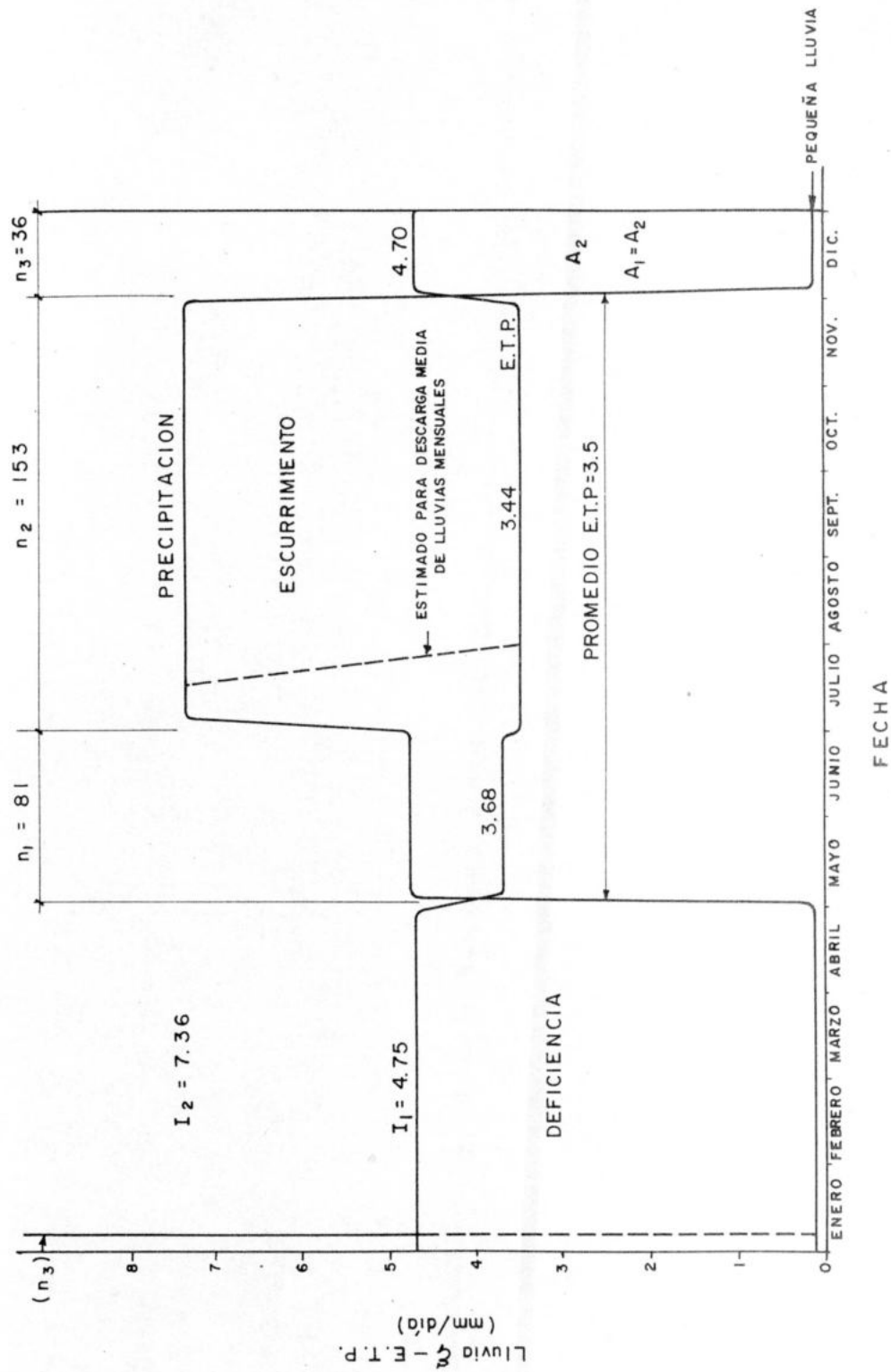
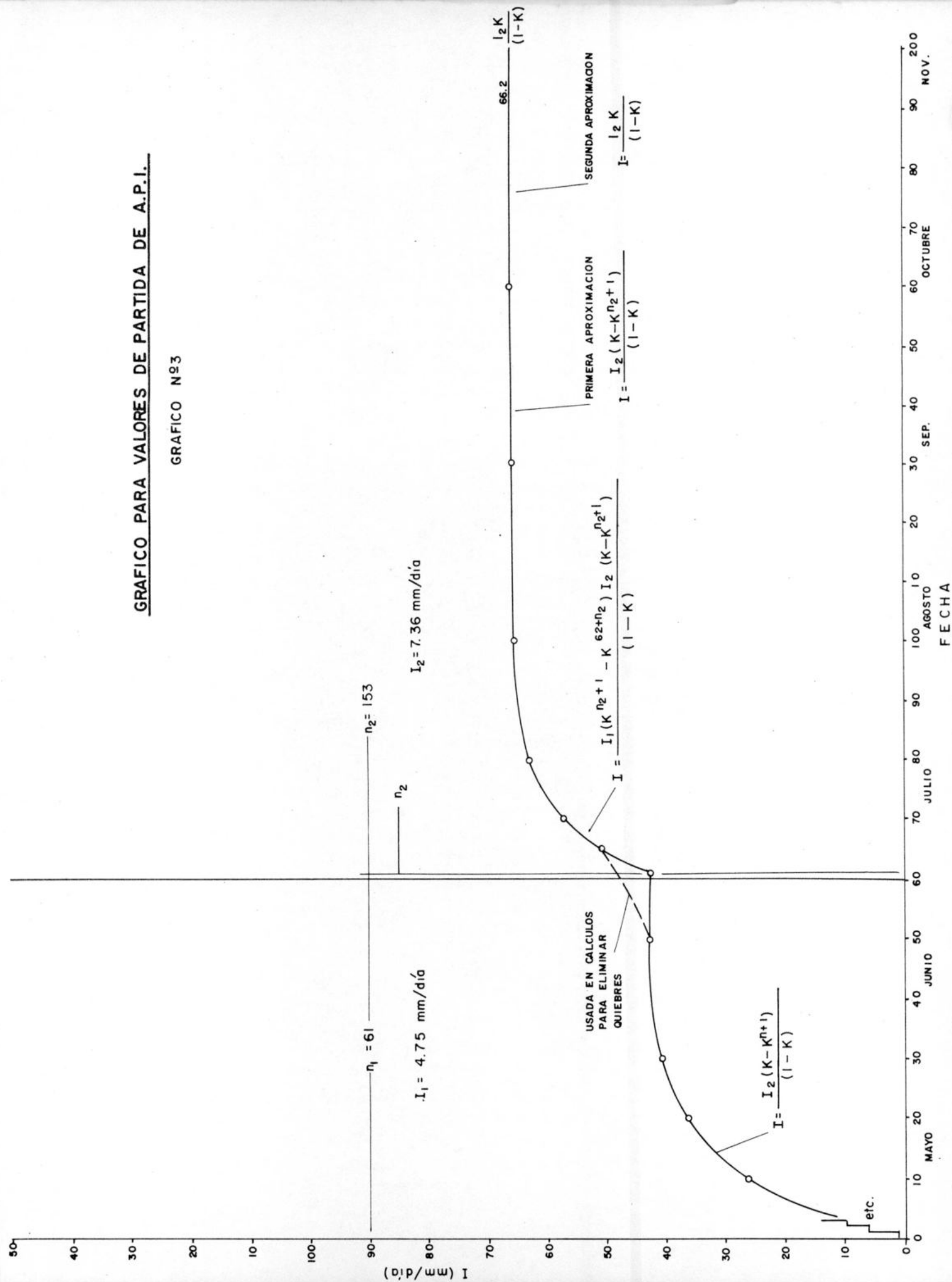


GRAFICO PARA VALORES DE PARTIDA DE A.P.I.

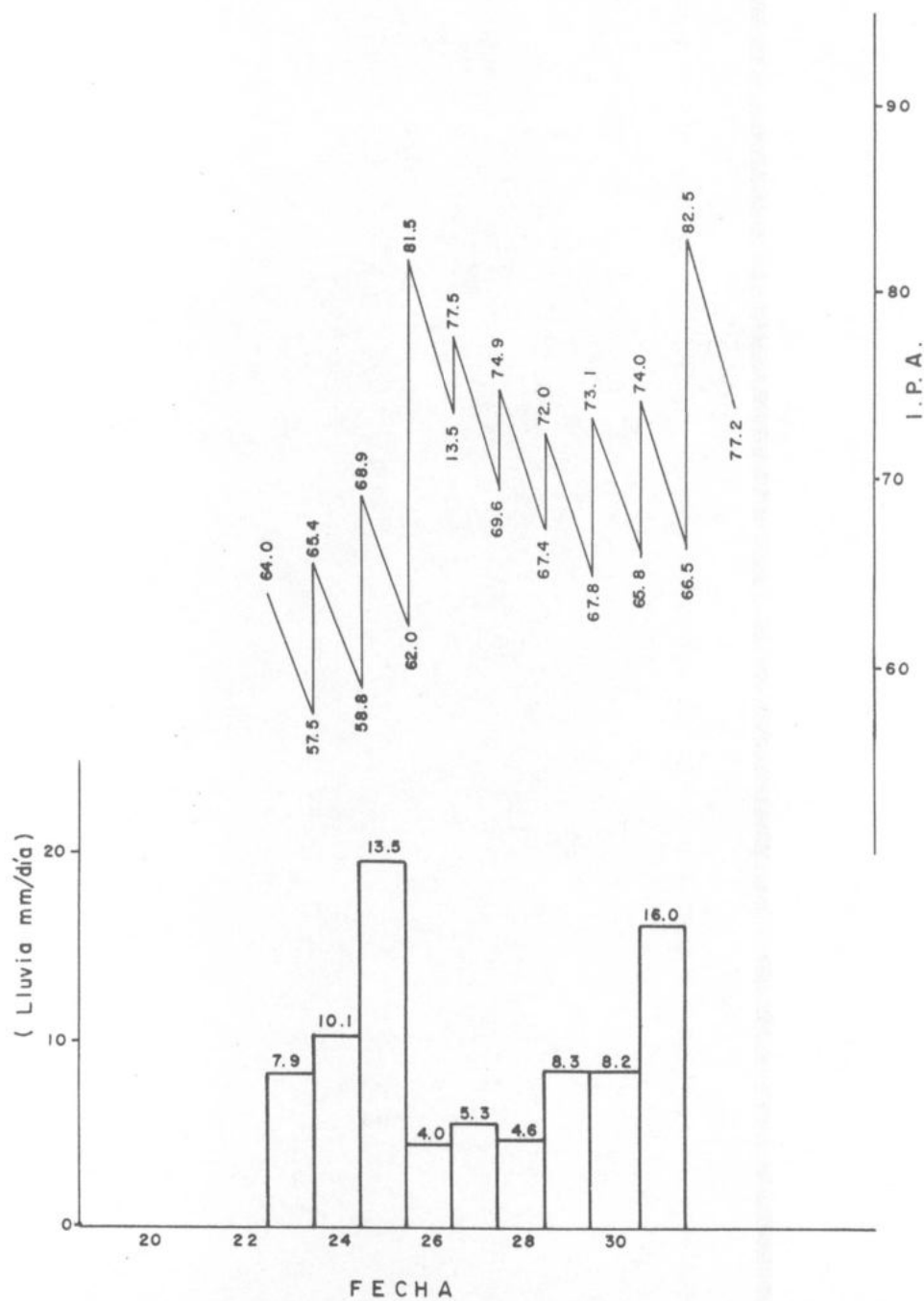
GRAFICO N°3



LLUVIA CUENCA DEL RIO NEVERI

Julio-63

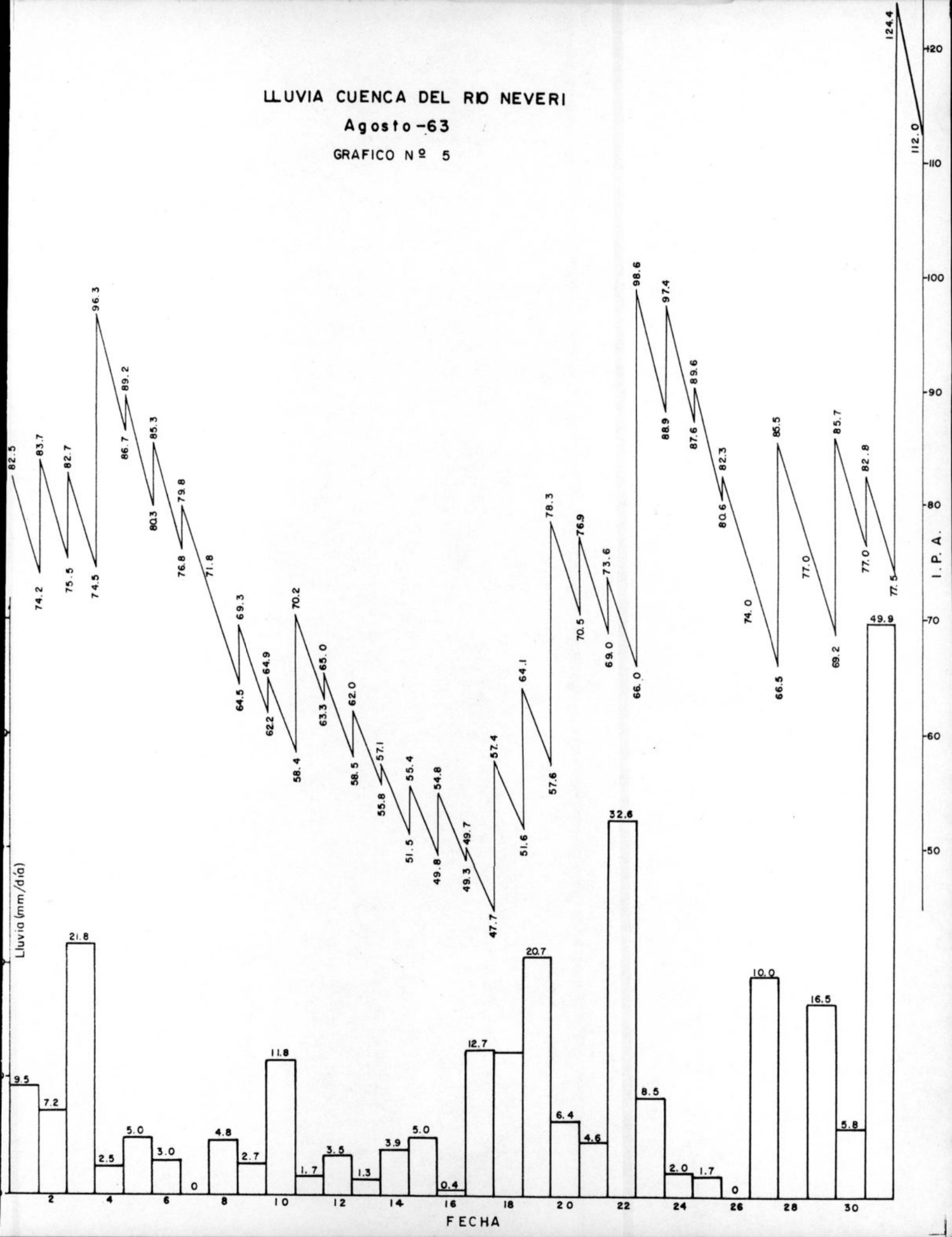
GRAFICO N° 4



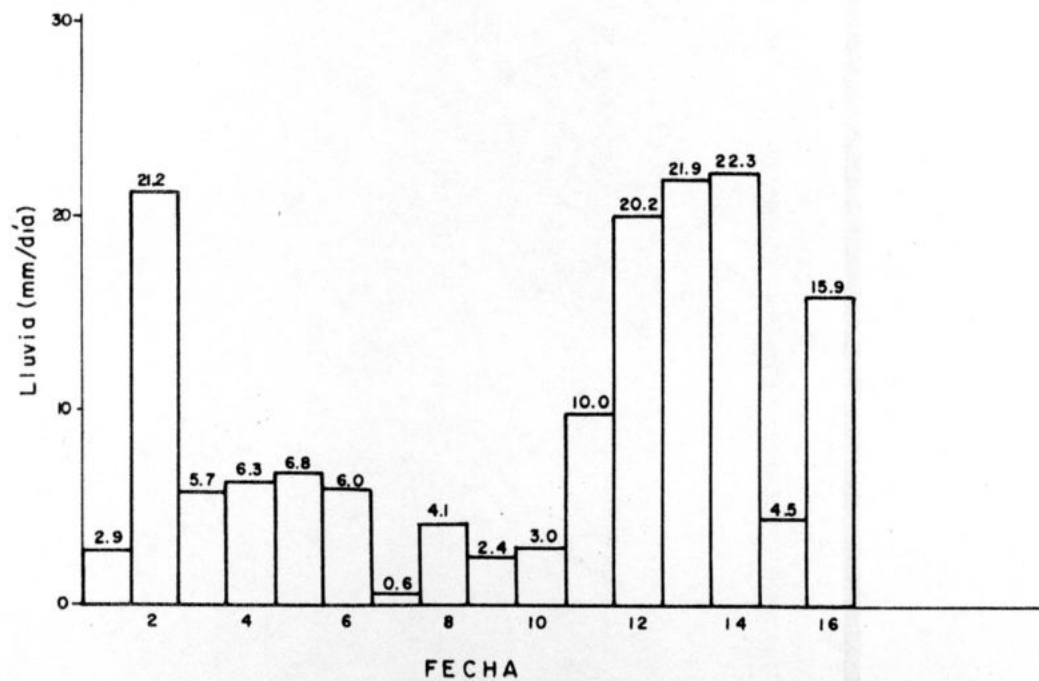
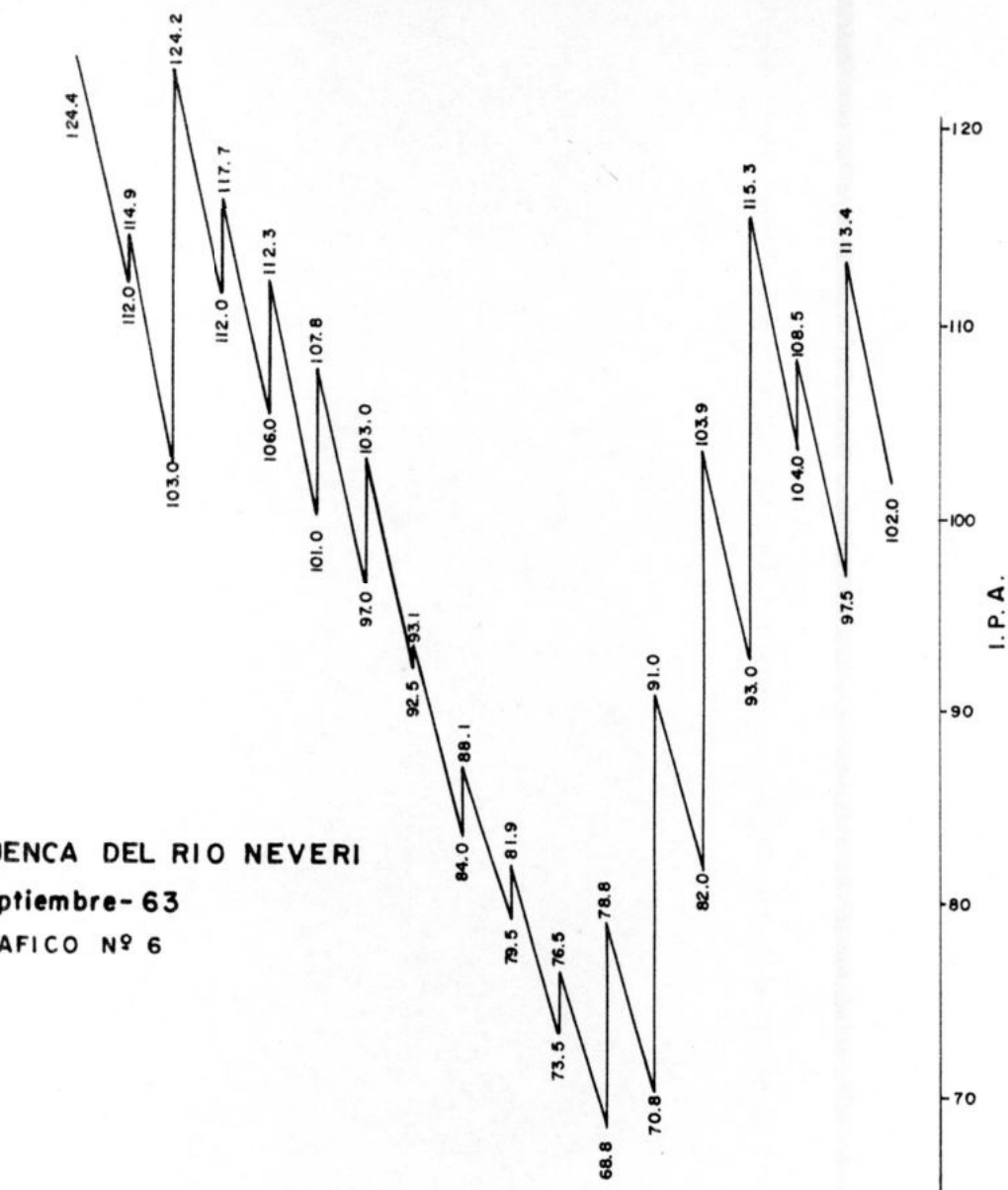
LLUVIA CUENCA DEL RIO NEVERI

Agosto -63

GRAFICO N° 5



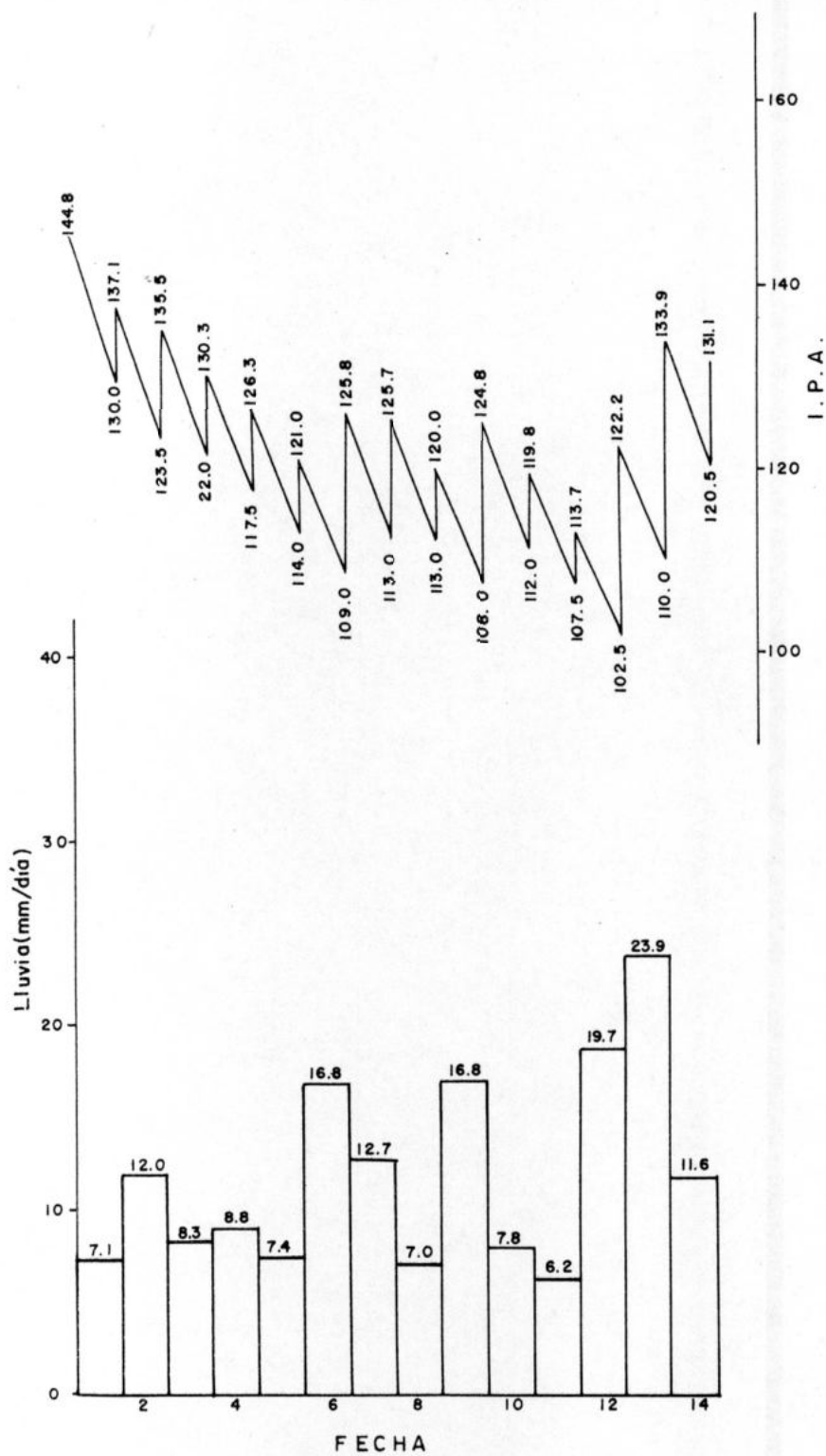
LLUVIA CUENCA DEL RIO NEVERI
Septiembre- 63
GRAFICO Nº 6



LLUVIA CUENCA DEL RIO NEVERI

Septiembre - 64

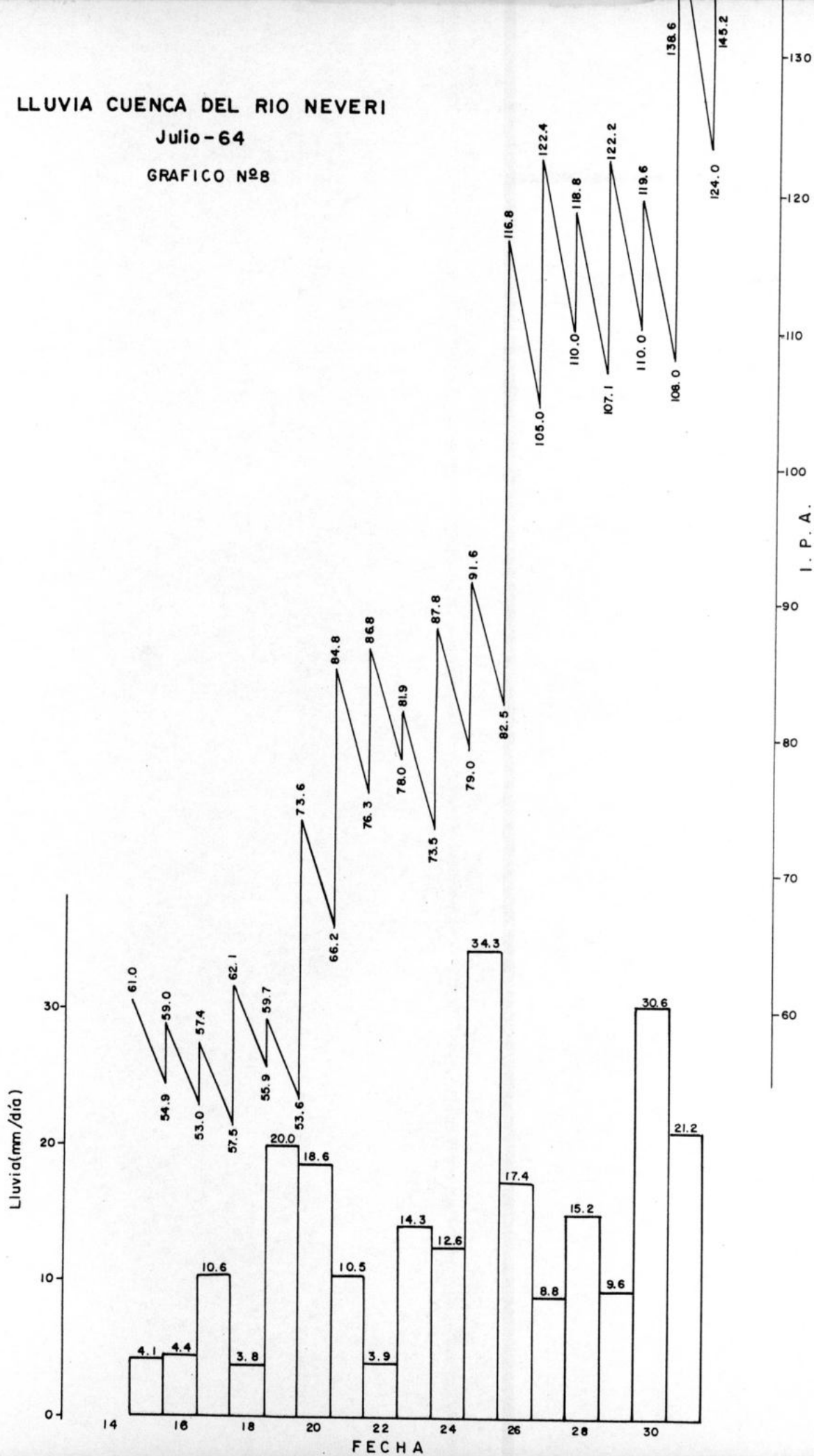
GRAFICO Nº 7



LLUVIA CUENCA DEL RIO NEVERI

Julio-64

GRAFICO N°8



LLUVIA CUENCA DEL RIO NEVERI

Agosto - 64

GRAFICO Nº9

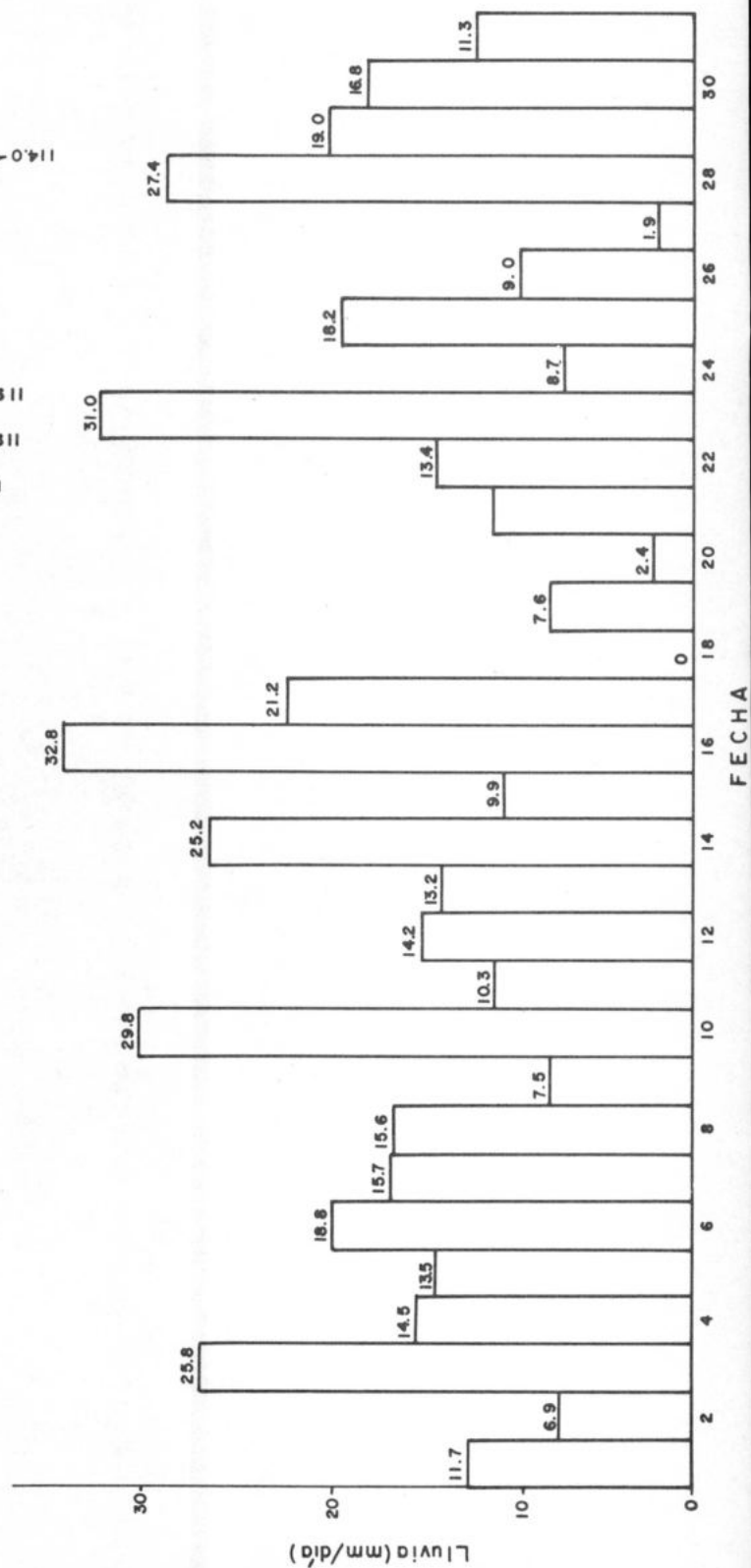
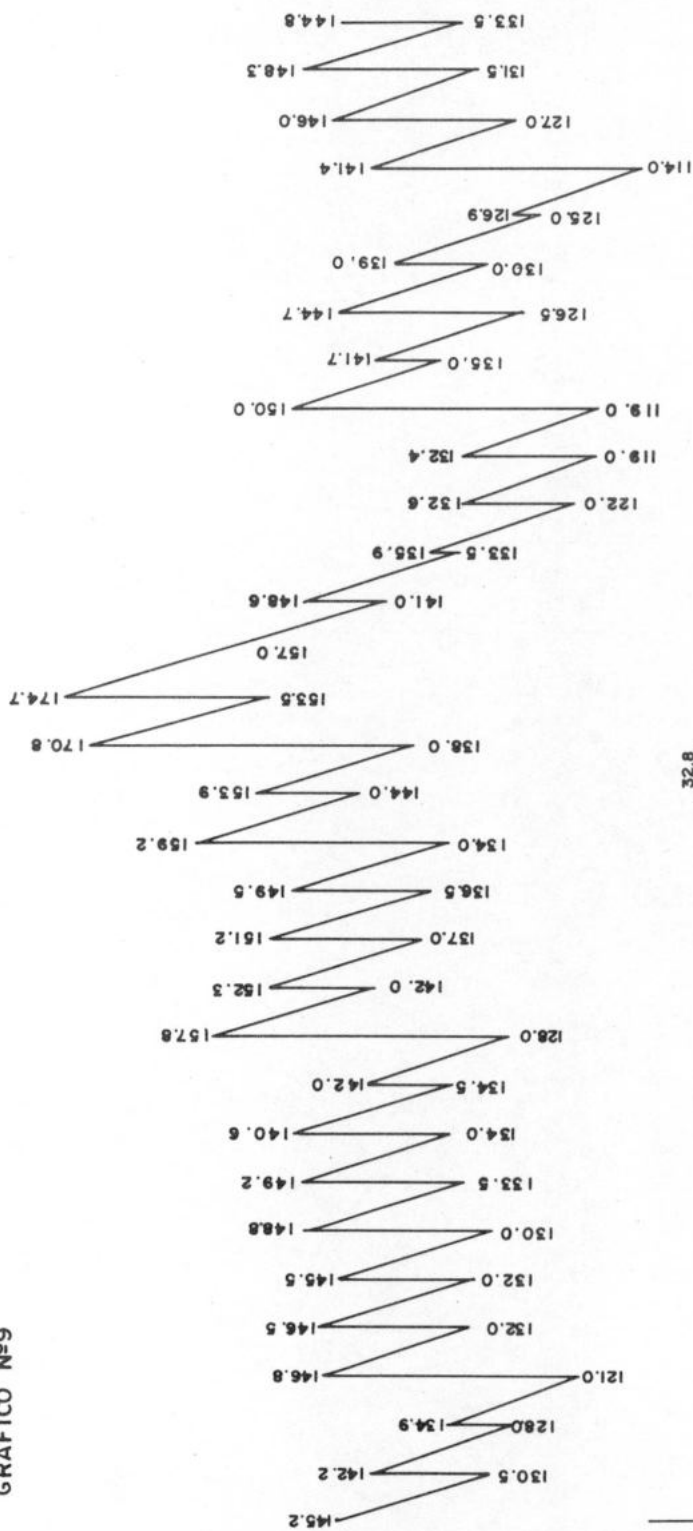
I. P. A.

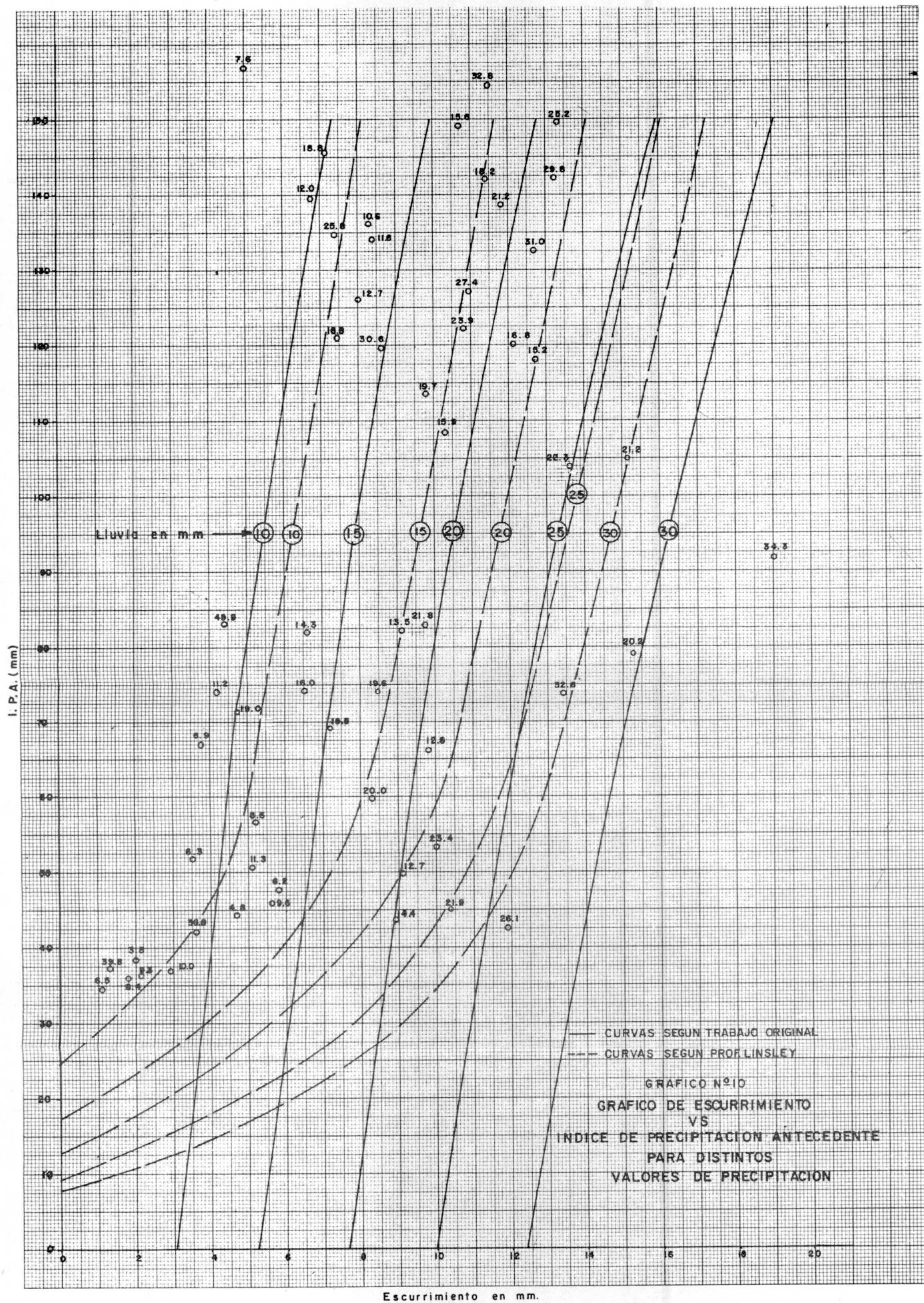
180

160

140

120





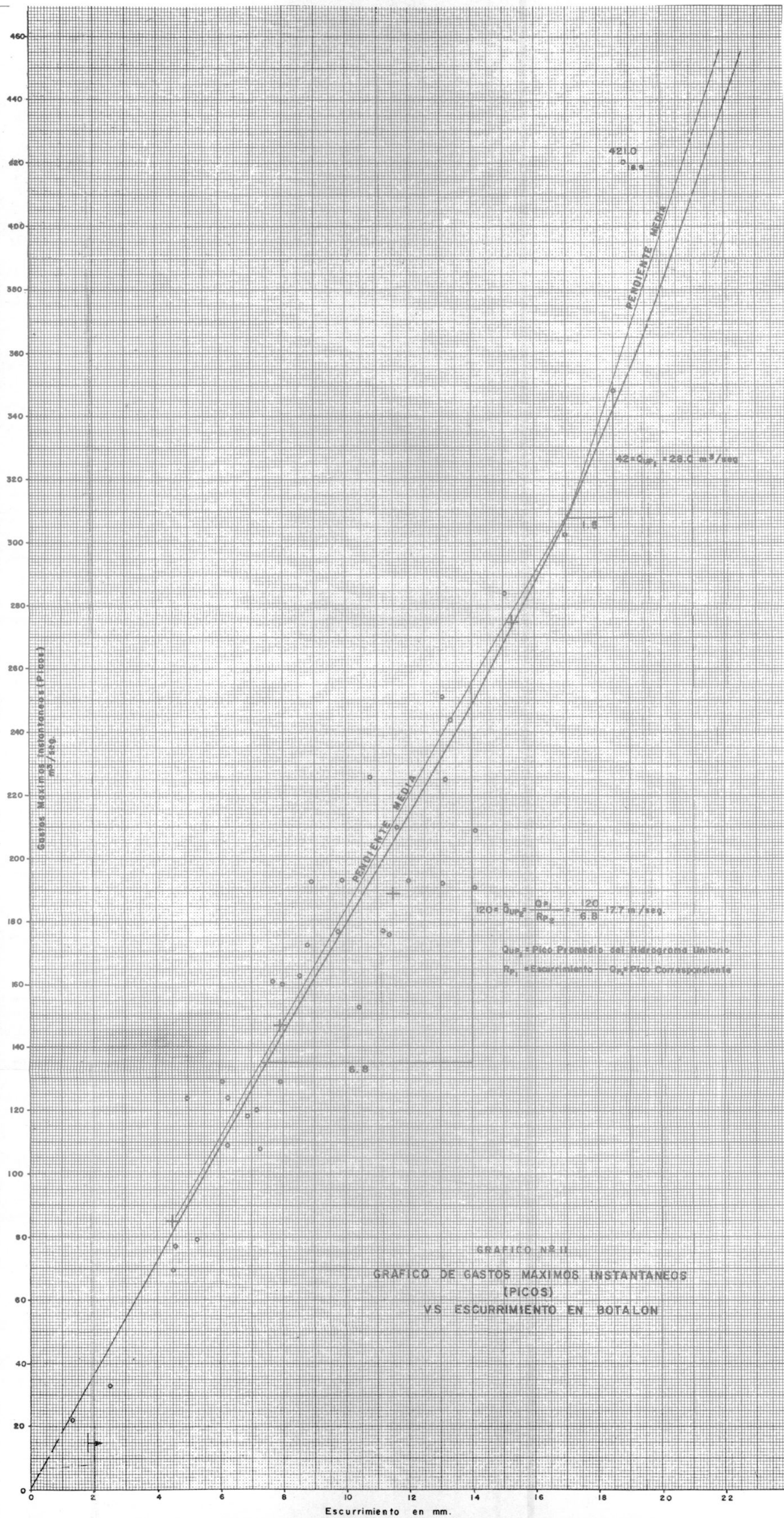


GRAFICO Nº 12
HIDROGRAMA UNITARIO
(1 mm.)
RIO NEVERI EN LA CORCOVADA
Area de la Cuenca: 942 Km.²

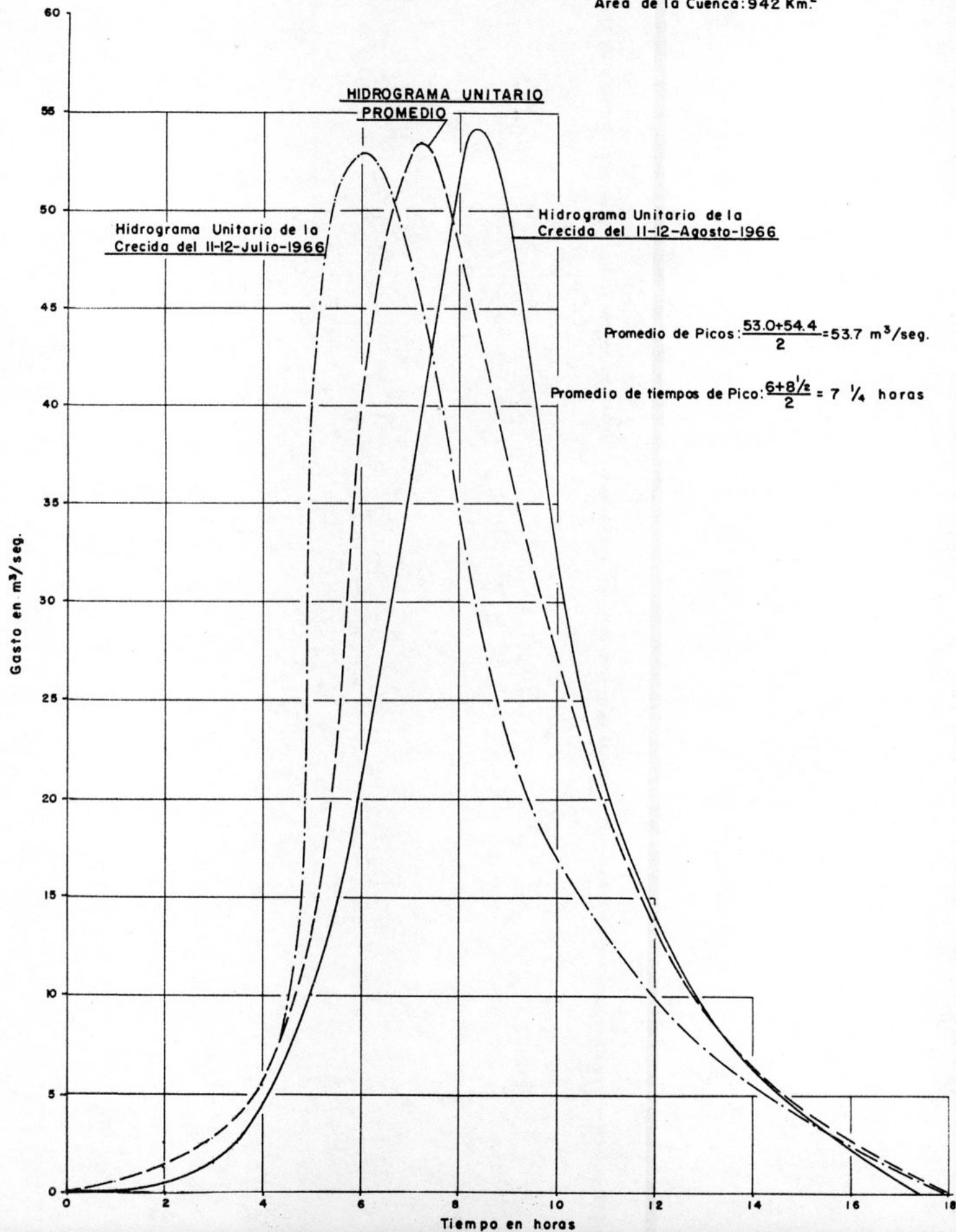


GRAFICO Nº 13

TRANSITO DE CRECIDAS DESDE BOTALON A BARCELONA

SEGUN EL METODO DE MUSKINGUM

(Asumiendo: $K = \text{travel time} = 12 \text{ horas}$; $x = 0.2$; $t = 1 \text{ hora}$)

Factor de reducción del Pico entre Botalón y Barcelona

Crecida ①: $\frac{16.3}{28.0} = 0.58$

Crecida ②: $\frac{13.6}{17.7} = 0.77$

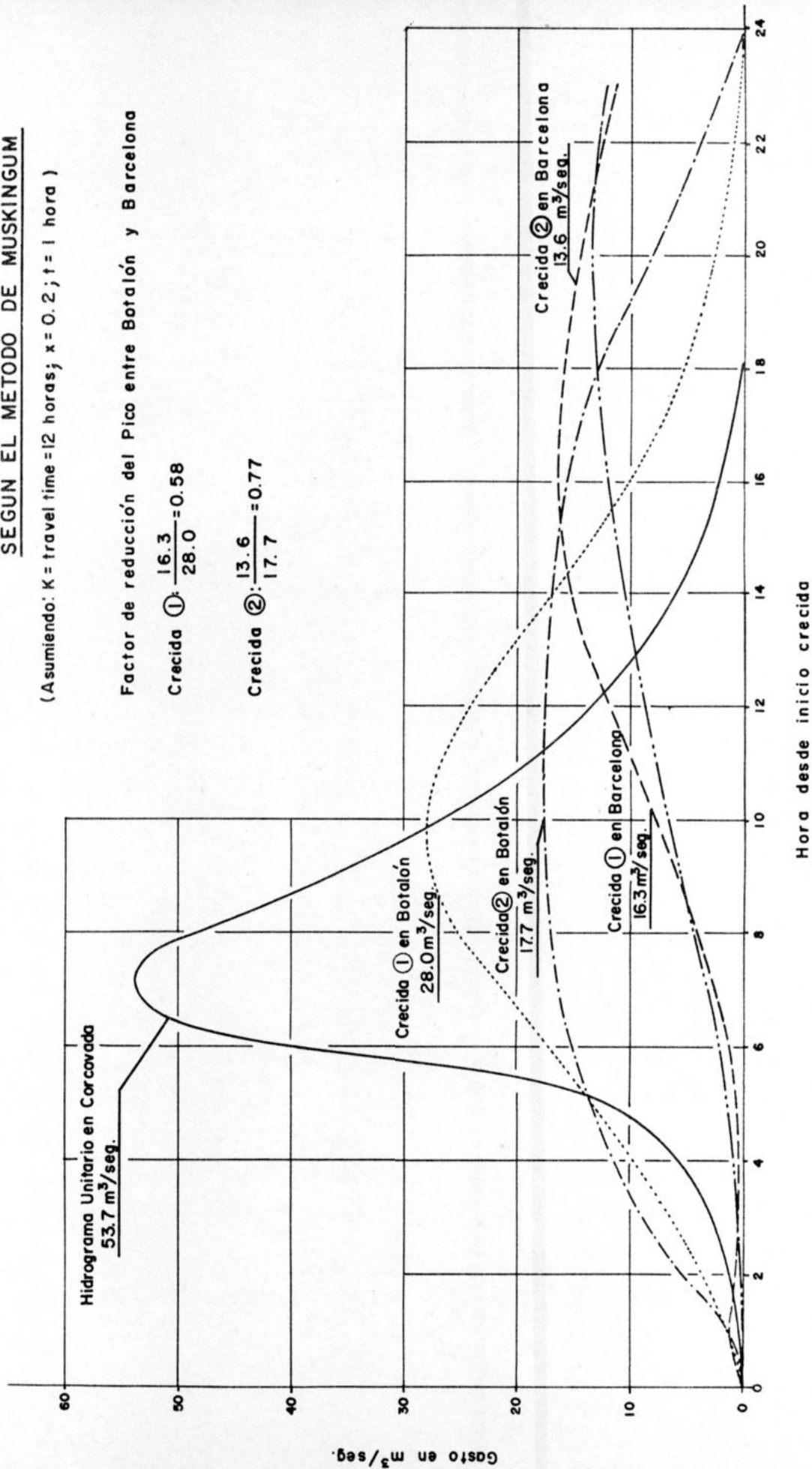


GRAFICO N° 14

RIO NEVERI EN LA CORCOVADA

CRECIENTE DEL 11-12 JULIO - 1966

Volumen Escurrimiento Directo = $941 \cdot 10^4 \text{ m}^3$

Superficie cuenca = 942 Km^2

Lamina escurrida = $\frac{941 \cdot 10^4 \text{ m}^3}{942 \cdot 10^6 \text{ m}^2} = 0.01 \text{ m} = 10 \text{ mm}$.

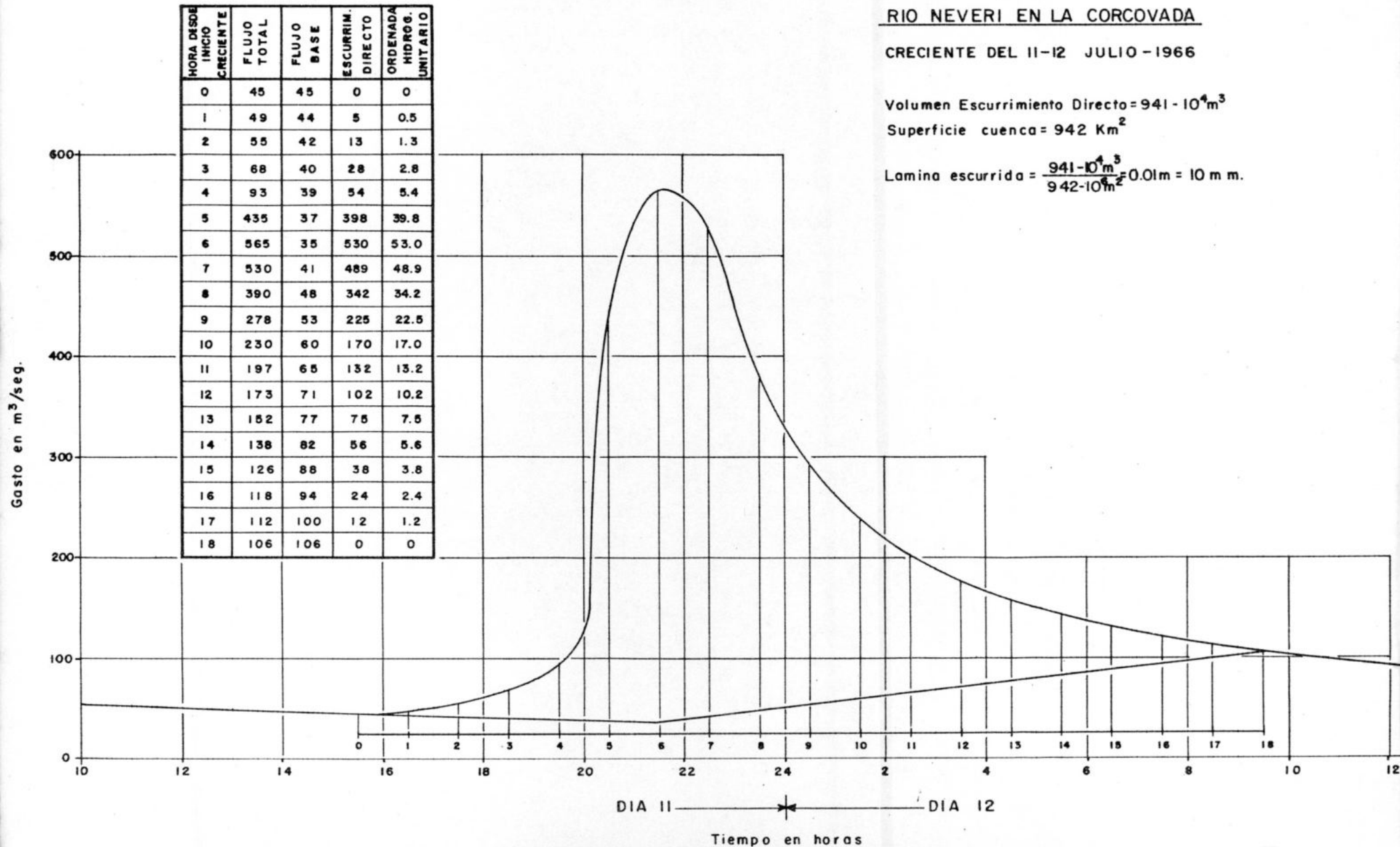


GRAFICO N°15

RIO NEVERI EN LA CORCOVADA

CRECIENTE 11-12 AGOSTO - 1966

Volumen Escurrimiento Directo = $3670 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

Superficie cuenca 942 km^2

$$\text{Límite escurrimiento} = \frac{3570 \cdot 10^6}{942 \cdot 10^6} = 3.79 \cdot 10^{-3} \text{ m} = 3.8 \text{ mm}$$

HORA DESDE INICIO CRECIENTE	FLUJO TOTAL	FLUJO BASE	ESCURRIMIENT. DIRECTO	ORDENADA HIDR. UNITARIO
0	0	0	0	0
1	7.6	6.7	0.8	0.2
2	8.0	6.2	1.8	0.5
3	11.1	6.0	5.1	1.3
4	22.2	5.9	16.3	4.3
5	44.0	5.7	38.3	10.1
6	64.5	5.2	79.3	20.9
7	143.0	5.0	138.0	36.3
8	201.6	4.8	196.7	51.7
8 1/2	211.2	4.8	206.4	54.4
9	195.0	6.0	189.0	49.7
10	126.6	8.0	118.6	31.2
11	84.0	10.1	73.9	19.6
12	52.5	12.2	40.3	13.2
13	50.4	14.6	35.8	9.4
14	41.0	16.7	24.3	6.4
15	38.0	18.6	19.2	4.0
16	29.0	21.0	8.0	2.1
17	25.2	23.0	2.2	0.8
17 1/2	24.8	24.0	0	0

