

**BASES PARA LA ELABORACION
DE UN PLAN MAESTRO DE DRENAJE
PARA LA CIUDAD DE CHARALLAVE**

ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA QUEBRADA CHARALLAVE

**TRABAJO ESPECIAL PRESENTADO
ANTE LA ILUSTRE
UNIVERSIDAD CATOLICA
ANDRES BELLO
PARA OPTAR AL TITULO
DE INGENIERO CIVIL**

**Profesor Guía:
Arnoldo José Gabaldon**

**Marcelo González Sanabria
Abel Mejía Betancourt**

Caracas, Julio 1971

BASES PARA LA ELABORACION
DE UN PLAN MAESTRO DE DRENAJE
PARA LA CIUDAD DE CHARALLAVE

ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA QUEBRADA CHARALLAVE

TRABAJO ESPECIAL PRESENTADO
ANTE LA ILUSTRE
UNIVERSIDAD CATOLICA
ANDRES BELLO
PARA OPTAR AL TITULO
DE INGENIERO CIVIL

Profesor Guia:
Arnoldo José Gabaldon

Marcelo González Sanabria
Abel Mejía Betancourt

Caracas, julio 1971

DEDICATORIA

A Nuestros Padres

RECONOCIMIENTO

Agradecemos la colaboración del Ing. Arnoldo Gabaldon, quien nos guió en la realización de este trabajo; a los Ingenieros Alfredo Flores y Ramón J. Guillarte, quienes nos orientaron en el uso del HSP; y la colaboración prestada por el personal de la División de Hidrología del M.O.P. quienes desinteresadamente contribuyeron en la elaboración de este trabajo.

I N D I C E

	Pág.
1. INTRODUCCION	1
1.1 Objetivos	1
1.2 Información Disponible	1
1.2.1 Estudios e Informes	1
1.2.2 Planos	2
1.2.3 Topografía	2
1.2.4 Pluviometría	3
1.2.5 Evaporación	3
1.2.6 Hidrometría	3
1.3 Delimitación de la Cuenca	3
2. DESCRIPCION DE LA CUENCA	4
2.1 Cuenca del Alto Tuy	4
2.2 Cuenca del Tuy Medio	4
2.3 Cuenca de Charallave	5
3. METODOLOGIA	8
3.1 Escogencia del Método	8
3.2 Método de Simulación Hidrológica	12
4. ACTIVIDADES REALIZADAS	16
5. RESULTADOS	20
5.1 Calibración	20
5.2 Producción en Charallave	22
5.3 Obtención de Crecientes para distintas frecuencias ..	23
5.4 Determinación de la mancha de inundación	25
5.4.1 Obtención de las curvas limnimétricas de gas-	25
tos	26
5.4.2 Dibujo de la mancha de inundación	26
5.5 Obtención de Hidrogramas	27
5.5.1 Hidrograma Típico	27

5.5.2	Hidrogramas totales para las distintas frecuencias	28
6.	ANALISIS DE LOS RESULTADOS	28
6.1	Calibración	28
6.2	Producción en Charallave	29
6.3	Obtención de crecientes para distintas frecuencias	29
6.4	Manchas de Inundación	30
7.	COMENTARIOS SOBRE EL TRABAJO	31
8.	BIBLIOGRAFIA	34

A N E X O S

- 1 - Información sobre Inundaciones pasadas (1969-1970)
- 2 - Escorrentía Simulada
- 3 - Secciones Representativas (Calibración)
- 4 - Producción Gastos medios diarios (calibración)
- 5 - Secciones para la producción en Charallave
- 6 - Escorrentía Simulada (Charallave)
- 7 - Gastos Medios diarios (Charallave)
- 8 - Resultados del Análisis de frecuencia (Gumbel)
- 9 - Ciclo Hidrológico
- 10 - Diagrama de Flujo del HSP
- 11 - Diagrama de Flujo de Actividades
- 12 - Determinación de la mancha de inundación

M A P A S

- 1) Mapa Ubicación
- 2) Mapa Isoyético
- 3) Mapa Segmentos (Calibración)
- 4) Mapa de los Tramos usados en la calibración
- 5) Mapa de los Tramos usados en la producción de gastos en Charallave.
- 6) Mancha de Inundación (Frec. 5 años)
- 7) Mancha de Inundación (Frec. 25 años)
- 8) Mancha de Inundación (Frec. 100 años)
- 9) Mancha de Inundación (Observación Directa)

T A B L A S

- 5-1) Parámetros Calibración
- 5-2) Máximas Avenidas Anuales

1. INTRODUCCION

1.1 Objetivos

El problema de las inundaciones es grave en Venezuela, y empeora cuando ocurren en poblaciones como Charallave, Estado Miranda, (Mapa 1) las cuales presentan un desarrollo industrial incipiente y donde se prevee un intenso desarrollo futuro.

Este estudio pretende colaborar en la solución del problema, estableciendo una base hidrológica suficiente para el conocimiento de las probables inundaciones de esa población. Con este fin se usó el método de simulación hidrológica desarrollado con el nombre de HYDROCOMP SIMULATION PROGRAM (HSP). Con el HSP se simularon los gastos en la Quebrada Charallave, determinándose los picos anuales, y aplicando el Método Gumbel se obtuvieron las crecientes para períodos de retorno de 2,3, 5, 10, 15, 25, 50 y 100 años, finalmente se determinaron las manchas de inundación correspondientes a las crecientes de 5, 25 y 100 años.

1.2 Información Disponible

1.2.1 Estudios e Informes

Existen algunos trabajos sobre el problema de Charallave, que han sido valiosos elementos de consulta en la elaboración de este estudio, tales como:

- Creciente máxima a esperarse en el Caño Curaceripa y en la Qda. Charallave. Ing. Renato Bertucci, Ing. Leopoldo Ayala. 1-2-62.

- Solución al problema de la Inundación en Charallave. Ing. Eugenio Carrillo, Ing. R. Scharffenorth. 26-6-62.
- Informe de la visita de inspección practicada a la Qda. Curaciripa en Charallave. Ing. José Llanos, Ing. German Rovatti. 13-3-62.
- Estimación de Crecientes de la Charallave en Charallave, Ing. Francisco Avellán. 13-3-67.
- Informe sobre el aprovechamiento integral de Recursos Hidráulicos de la Qda. Charallave, Tuy Medio, Edo. Miranda. Ing. Guido Pozewitz, 26-6-65.
- Informe de la visita realizada a las Qdas. Charallave y Curaciripa. Ing. Celestino Martínez, Ing. Víctor Sardi. Julio 1963.

Todo este material se encuentra en la Oficina de Planeamiento Dirección General de Recursos Hidráulicos del Ministerio de Obras Públicas.

1.2.2 Planos

- Planos escala 1:100.000 Cartografía Nacional. (1962)
- Planos escala 1:2.500 y 1: 5.000 Seravenca (1959)
- Planos escala 1:25.000 Cartografía Nacional (1962)

1.2.3 Topografía

- Secciones transversales en los cauces principales Samuel Monsalve, Marcelo González, Abel Mejía 8-4-71 (Anexo 3)
- Secciones transversales Qda. Charallave. Ofic. Piero Tristano 17-6-71 (Anexo 5).

1.2.4 Pluviometría

Las estaciones representativas de cada segmento en que se dividió la cuenca se escogieron partiendo de un minucioso estudio del plano isoyético de la zona, que se elaboró para tal efecto (Mapa 2).

Estación	Serial	Tipo	Período de Registro (años)	Organismo
La Emilia	5274	PRS	2	INOS
Buen Paso	1457	PRS	2	MOP
Charallave	0572	PRS	14	MOP

1.2.5 Evaporación

Estación	Serial	Período de Registro (años)	Organismo
Cúa Tovar	-	14	MOP

1.2.6 Hidrometría

Río Tuy en San Antonio, período de registro 2 años.

1.3 Delimitación de la Cuenca

Cuando se va a usar el modelo, se necesita disponer de registros pluviométricos, para que con estos se puedan ajustar los valores obtenidos en la simulación. Como en la Qda. Charallave no se tienen registros, se tomó la estación hidrométrica de "Hacienda

San Antonio", sobre el río Tuy, y con sus registros se calibró el mo
delo. La cuenca usada en la calibración se determinó tomando todas
las áreas cuyas aguas contribuyen al río Tuy, hasta la estación de
San Antonio (cerca de San Francisco de Yare) (Mapa 3), esta zona
comprende las llamadas cuencas del Alto Tuy y del Tuy Medio con
un área total de 1.850 Km².

2. DESCRIPCION DE LA CUENCA

La cuenca estudiada para la calibración del modelo está integrada
por los tramos alto y medio del río Tuy, presentando las siguientes carac
terísticas:

2.1 Cuenca del Alto Tuy

Comprende el tramo del Tuy, que va desde su nacimiento en
la Colonia Tovar hasta Táchata, predominando una zona montañosa
de vegetación densa en la cabecera de la cuenca, y vegetación me
dia en el resto de ésta.

2.2 Cuenca del Tuy Medio

Los llamados Valles del Tuy Medio se encuentran, entre la
Cordillera de la Costa y la Serranía del Interior, y limitados en la
Dirección este-oeste por las gargantas de Araguita y Táchata. La zo
na es bastante uniforme en cuanto a sus características fisiográficas

presentando vegetación mediana con predominio de arbustos y la particularidad de que los suelos son altamente impermeables.

En base a la precipitación y a la topografía se dividió la zona en tres segmentos (Mapa 3), los cuales se definen en el HSP, como un área con iguales características fisiográficas y climatológicas.

Segmento	Estacion		Area (Km ²)
	Pluviométrica	Evaporimétrica	
I	Buen Paso	Cúa-Tovar	434.4
II	La Emilia	Cúa-Tovar	569.5
III	Charallave	Cúa-Tovar	837.0

2.3 Cuenca de Charallave

La Qda. Charallave es una de las sub-cuencas del Tuy Medio, la quebrada desciende en forma violenta, desde los 650 mts. cerca de Paracotos, hasta descargar en el Tuy en la cota 160 mts. Tiene una longitud de 24.5 Kms. y un área contribuyente de 158 Km², aproximadamente. La población de Charallave, a 315 m.s.n.m., está ubicada sobre la margen derecha de la quebrada y limitada al oeste por los altos de Mume y Santa Elena; numerosas quebradas y torrenteras cruzan la ciudad, las más importantes son:

I Quebrada Guaremal

Desemboca en la Qda. Charallave, a la altura del puente de la vía que va hacia Caracas; tiene una longitud de 8 Kms. y un área de 13 Km².

II Quebrada Curaciripa:

Atraviesa la población y desagua en la Qda. Charallave a la altura del puente que une la ciudad con el Barrio Chupulún. La Qda. Curaciripa está parcialmente canalizada y dispone de controles aguas arriba de la ciudad; tiene una longitud de 3 Kms y un área contribuyente de 2 Kms².

III Quebrada Sucua:

Desemboca en la Qda. Charallave, aguas abajo de la población a la altura de la industria Leche Silsa y presenta un cauce muy inestable.

Con respecto a estas quebradas es interesante hacer notar:

- a) En ninguna de ellas circula agua exep^to cuando llueve.
- b) Los suelos en la zona son altamente arcillosos.
- c) Según los habitantes de la población al sobrevenir la creciente el arrastre sólido es bastante grande, llevando árboles y desperdicios los cuales taponan el río represándolo en estrechuras y puentes.
- d) En las cabeceras de la Qda. Charallave, se pudo establecer la existencia de una población de 3.500 personas aproximadamente las cuales han desforestado con fines de siembra, las laderas y cerros donde nace la quebrada.

- e) Numerosas inundaciones han azotado la población (Anexo 1), debidas principalmente a las Quebradas Charallave y Guaremal, las otras quebradas (Curaciripa y Sucua), también ocasionan daños, siendo estos de menor cuantía. El análisis de las crecientes para estas 2 últimas quebradas, se sale del alcance de este trabajo.

Con respecto al clima podemos señalar las siguientes características: se observa un clima bastante homogéneo, con totales de precipitación de 1.100 mm, observándose dos temporadas bien definidas, la seca entre Enero y Abril con un 10% de la precipitación anual, y otra temporada húmeda con un 76% de la lluvia anual.

La media anual de evaporación es de 2.200 mm, observándose una temperatura media de 25.5 °C. y que sigue el mismo patrón de la velocidad del viento, el cual tiene como dirección predominante el Este.

El balance general define las zonas bajas como sub-saturadas, la zonificación bioclimática general está basada en promedios de precipitaciones y temperatura, basándonos en la clasificación de mesoclimas establecida por Sánchez Carrillo (Ref. 9), se pueden diferenciar dos unidades bioclimáticas que son: zonas con mesoclima sub-húmedo seco, que corresponde a la zona de Charallave has

ta el Tuy, con formaciones higrófilas que pueden ser arbustivas o casi exclusivamente gramíneas. En esto influye decididamente el desarrollo de siembras y conucos, quemas etc., los cuales han ocasionado erosión y devastación de las laderas; sectores con mesoclima sub-húmedo, que comprende la zona de Táchata y en general hacia el Este, donde más se siente la influencia de los vientos Alisios.

En base a la situación descrita y a los registros de precipitación y evaporación se determinaron los parámetros que conformaron los datos de entrada del modelo.

3. METODOLOGIA

3.1 Escogencia del Método

En el estudio de los fenómenos Hidrológicos, como en todos los fenómenos de la naturaleza, es de vital importancia la selección adecuada de un método de evaluación que permita obtener resultados lo más cercano posible a la realidad del Sistema.

Entre los principales criterios para la escogencia del método más efectivo en la evaluación del ciclo hidrológico (Anexo 9) podemos citar los siguientes:

- 1) Disponibilidad de datos
- 2) Obtención de Resultados con un grado de precisión aceptable para el estudio.
- 3) Economía del Método.

- 4) Consistencia del Método
- 5) Aplicabilidad en el tiempo disponible para el estudio
- 6) Proyección de los resultados del pasado al futuro
- 7) Facilidad de operación
- 8) Posibilidad de correlacionar los resultados.
- 9) Experiencia previa en el uso del Método

Los criterios aquí enunciados pueden ser útiles a la hora de establecer las ventajas y desventajas de uno y otro método, aunque este estudio se limitará a discutir brevemente las bases de estos métodos, agrupándolos de la siguiente manera:

a) Fórmulas Empíricas:

Se basan en una relación directa entre la precipitación y el pico de la descarga.

La fórmula racional puede ser tomada como representativa de éste método. En base a los criterios anteriormente expuestos y del consenso de críticas hechas por varios autores (Ref. 7), se sacaron las siguientes conclusiones sobre éste método:

- 1) Necesita pocos datos y éstos son de fácil obtención.
- 2) Poca precisión para estudios importantes. Puede servir como fórmula preliminar de tanteo.
- 3) Por lo sencillo y rápido es muy económico.

- 4) Las tormentas analizadas deben durar igual o más que el tiempo de concentración de la cuenca. El coeficiente de escorrentía es considerado constante para la cuenca, cuando en realidad debe ser función de la magnitud de la tormenta, su intervalo de ocurrencia, así como de las características de la cuenca.
- 5) Su aplicabilidad se limita a cuencas pequeñas
- 6) Poca posibilidad de extrapolar resultados
- 7) Gran dependencia del criterio del proyectista
- 8) La experiencia indica que en la mayoría de los casos sobreestima las crecientes.

b) Análisis Estadístico

Se basa en la extrapolación de eventos en el tiempo. Este tipo de metodología presenta el grave inconveniente de la poca disposición de datos básicos para su aplicación, lo que lo convierte en algo utópico de aplicar en el estudio de cuencas pequeñas sin registro, como es el caso de Charallave.

c) Hidrogramas Unitarios Sintéticos

La obtención de Hidrogramas Unitarios es solo posible cuando existen registros. Por esto la interpolación regional de hidrogramas sintéticos representan la ventaja de obtener hidrogramas unitarios para cuencas sin registros. El método observa las siguientes características:

- 1) La transposición o interpolación de Hidrogramas Unitarios permite el cálculo del tiempo del retardo de la cuenca eliminando el efecto del tamaño y forma de la misma.
- 2) Necesita datos de varias cuencas
- 3) La principal desventaja de este método, es que los resultados se obtienen a partir de la simplificación y generalización del fenómeno hidrológico, el cual se ha demostrado depende en gran parte, de la forma de ocurrencia de la precipitación en el tiempo.

d) Simulación Hidrológica:

Con el desarrollo de las computadoras, la hidrología ha adquirido una nueva dimensión. La computadora ha hecho que la Simulación lluvia-escorrentía sea económicamente posible, siempre y cuando existan registros de precipitación. Una característica muy importante es que permite el chequeo de los resultados por medio de mediciones de escurrimiento. Además de que es posible estimar parámetros y demás datos hidrológicos en cuencas donde no existe ningún tipo de estudio ni registros, ya que sus funciones están basadas en las características físicas de la cuenca.

Existen tres tipos generales de modelos de Simulación Hidrológica:

- 1) Físicos: Son modelos a escala que reproducen físicamente la realidad del fenómeno. Los modelos físicos han tenido poca aceptación como es el caso del mo-

delo desarrollado por el profesor Ven Te Chow.

- 2) Analógicos: Estos modelos se han desarrollado en función de las características equivalentes entre el sistema estudiado y el modelo que lo simula. Como ejemplo se puede citar el "Modelo Cuenca Río Apure", desarrollado por el C.I.D.A.T. y los diferentes modelos realizados en la Universidad de Colorado.
- 3) Digitales: Se llaman modelos digitales ya que se basan en los problemas de las computadoras digitales, pudiéndose diferenciar en dos grupos: determinísticos y estocásticos (Ref. 16), clasificándose entre estos últimos el modelo utilizado en este estudio bajo el nombre de HYDROCOMP SIMULATION PROGRAM (HSP) que ha sido desarrollado en base al Stanford Watershed Model IV (Ref. 17). El H.S.P. presenta la ventaja de que los registros de lluvia pueden ser usados para simular gastos, además de que permite conocer casi todos los parámetros que componen el ciclo hidrológico. (Anexo 9).

3.2 Método de Simulación Hidrológica

La técnica de Simulación consiste en investigar y representar indirectamente las distintas variables que conforman el Sistema Hidrológico.

El Hydrocomp Simulation Program (HSP) es un modelo matemático computarizado, que envuelve todos los fenómenos del ciclo hidrológico, desde la precipitación, interacciones en la superficie de la tierra, evapotranspiración, hasta movimientos del agua subterránea y superficial.

El modelo se basa en el aislamiento de cada uno de los fenómenos que intervienen en el ciclo hidrológico, representando por medio de funciones matemáticas sus interacciones y variaciones en el tiempo.

La integración de todas las variables que forman el modelo se efectúa en tres fases, a través de un módulo por fase:

1) Archivo de Datos (MODULO LIBRARY)

Se puede considerar como el archivo de datos hidrometeorológicos del modelo, donde además de estar almacenados se programa su alimentación al módulo Lands.

2) Relación de Humedad en la Cuenca (MODULO LANDS)

En esta fase se simulan los procesos verticales del ciclo hidrológico (Anexo 13), obteniéndose valores totales de humedad del suelo, evapotranspiración, almacenamiento de agua subterránea y escurrimiento. Las funciones más importantes que componen esta fase son:

- a) Precipitación: Obtenible por medio de pluviómetros. El coeficiente de precipitación (K1) asigna la proporción de la lluvia total atribuida a cada segmento.
- b) Evapotranspiración Potencial: Obtenible a través de mediciones diarias en tinas evaporimétricas. El coeficiente de tina evaporimétrica clase A, ajusta los valores medidos en la Tina, a los resultantes de la evaporación en un lago (Ref. 1).

- c) **Intercepción:** Es la capacidad de retener la lluvia que posee la vegetación característica de la zona. El parámetro intercepción (EPXM) determina el valor de saturación del agua retenida por la vegetación, siendo esta removida por la evapotranspiración.
- d) **Areas Impermeables:** Se obtiene evaluando las áreas donde no hay infiltración, como ciudades, lagos, etc.. El parámetro (A), representa la relación entre el área impermeable y el área total de la zona.
- e) **Infiltración:** El parámetro de infiltración (infiltration) se obtiene de las características del suelo, don de parte del agua infiltrada se evapora, otra parte continuará moviéndose en la zona alta del suelo hasta el cauce del río y otra se acumulará como agua subterránea llegando tardamente a los cauces naturales.
- f) **Almacenamiento en la Zona Baja:** Representa la cantidad de agua almacenada en la zona baja del suelo la cual vuelve a la atmósfera en forma de vapor, por medio de la transpiración de las plantas (LZSN).
- g) **Almacenamiento en la Zona Alta:** Del agua infiltrada que queda en la zona alta del suelo, una parte de ella permanece almacenada en las depresiones de la cuenca, expresándose dicho parámetro (UZSN) en función del almacenamiento en la zona baja.. (LZSN).
- h) **Gasto Intermedio:** Representa la relación entre el gasto que se mueve en la zona alta del suelo hasta los cauces naturales y el gasto total infiltrado. A esta relación se le dá el nombre de "INTERFLOW".
- i) **Descarga del Agua Subterránea:** Este parámetro (KV) representa el límite por encima del cual el agua almacenada como (LZSN) descarga al río y por debajo del cual el río recarga el agua subterránea.
- j) **Pérdidas del Agua Infiltrada:** Los parámetros K24L y K24EL controlan las fracciones del agua que se pierden por percolación a través del suelo y por la transpiración de las plantas o evaporación del cauce respectivamente. Sus valores son característicos en cada zona.

- k) Coeficiente del Agua Subterránea y del Gasto Intermedio: Estos parámetros representan la mínima entre el caudal, una unidad de tiempo después, q_1 , y el caudal en cualquier momento, q_0 , para cada caso.

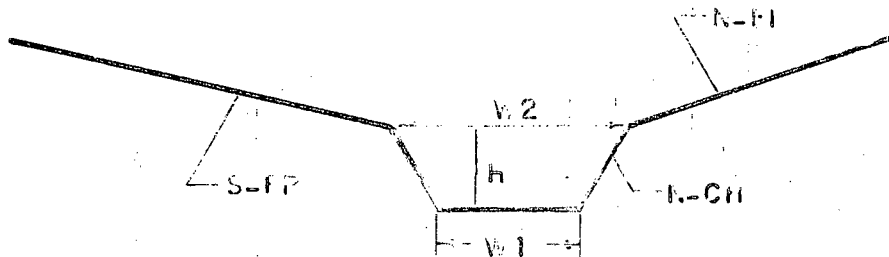
En general: $K = \frac{q_1}{q_0} = \text{Constante de recesión}$

- l) Otros Parámetros: Además de los anteriores existen otros parámetros de menor importancia como lo son: la longitud (L), pendiente (SS), y la N de Manning (NN) del escurrimiento superficial.

3) Canales (MODULO CHANNEL)

Ordena y transita la escorrentía de entrada a los canales. Esta fase envuelve la combinación de todas las variables desde la escorrentía hasta el hidrograma de salida (Anexo 4). A continuación se describen las funciones más importantes que integran esta fase:

- Áreas contribuyentes a cada tramo (*)
- Longitud del tramo (L)
- Punto de máxima y mínima cota del tramo (UP, DOWN)
- Características propias de la sección y planicie inundable del cauce en cada tramo. La sección típica es cogida debe transformarse en una sección trapecial equivalente. (W_1 , H , $S-FP$, $N-CH$, $N-FP$).



(*) Tramo, representa una parte del canal y su límite depende del sitio donde se desea obtener el caudal simulado.

Una vez obtenidos los resultados de los módulos Lands y Channel se hace necesario ajustar el sistema simulado al real, mediante un análisis detenido de los parámetros más importantes, variándolos de acuerdo a las características de la zona hasta que se obtenga una buena correlación entre lo real y lo simulado Ref. 1. Luego podemos aplicar el modelo en la extensión de los datos hidrológicos, obtención de registros en cuencas que adolezcan de esta información, efectos de cambios físicos en la cuenca, diseño de aliviaderos, drenajes urbanos etc..

4. ACTIVIDADES REALIZADAS

1 - Ubicación Estación Calibradora

Debido a que en la cuenca de Charallave no se encontraron registros para calibrar el modelo, se buscó la ubicación de la estación registradora (aguas abajo de la Qda. Charallave) más próxima a dicha cuenca; con un período de registro de 2 años aproximadamente (Ver Mapa 3).

2 - Demarcación de la Cuenca

En base a la ubicación de la estación de San Antonio sobre el río Tuy, se demarcó el área total de la cuenca (Ver Mapa 3).

3 - Ubicación de Estaciones Pluviométricas y Evaporimétricas en la cuenca y sus alrededores

Se ubicaron todas las estaciones pluvio-evaporimétricas en la zona (Ver Mapa 2)

4 - Plano Isoyético

Se calculó el promedio anual de precipitación por estación y se dibujaron las isoyetas (Ver Mapa 2).

5 - Escogencia de Segmentos

Se tomaron segmentos (Ver Mapa 3) de acuerdo a las características de la zona.

6 - Selección de los períodos de calibración y de producción

En base a los dos años de registro disponibles para la estación calibradora de San Antonio, se tomaron 2 años de datos para la estación de lluvia y evaporación de cada segmento. Además se tomaron los 14 años de registros de lluvia, disponibles de la estación de Charallave y 14 años de registros evaporimétricos de la estación de Cúa para el período de producción.

7 - Selección de estaciones pluviométricas y evaporimétricas para cada segmento.

Se tomó una estación pluviométrica representativa por cada segmento, y una sola estación evaporimétrica para los tres segmentos por la poca dispersión de los datos evaporimétricos. (Ver Mapa 3).

8 - Evaluación de Pluviogramas

Se procedió a evaluar las lluvias registradas por períodos de una hora. Calculando los totales diarios y los englobamientos necesarios.

9 - Codificación de los datos evaporimétricos

Se pasaron los datos de evaporación a planillas IBM.

10 - Perforación de datos pluvio-evaporimétricos

11 - CHEQ M7

Es un programa que chequea todas las relaciones lógicas de la precipitación asentadas en las planillas de datos utilizadas por el M.O.P., lográndose de esta manera la corrección de casi todos los errores que normalmente se cometen al evaluar las bandas del pluviógrafo.

12 - TECDHI

El sistema de Transformación, Edición y Chequeo de Datos Hidrológicos es un programa que se utiliza en la preparación y edición de los datos de entrada al modelo.

13 - Archivo de Datos (MODULO LIBRARY)

Permite el acceso directo a los discos donde se almacenan los datos hidrometeorológicos.

14 - Escogencia de los parámetros de la relación de humedad en la cuenca.

Se escogieron dichos parámetros en base a datos meteorológicos, relaciones empíricas, mediciones físicas, separación de hidrogramas y otros se escogieron a criterio para comenzar la calibración.

15 - Escogencia de los tramos del Módulo Channel

De acuerdo a su importancia se escogieron 15 tramos en la cuenca (Mapa 4).

16 - Parámetros del Módulo Channel

Los valores se escogieron en base a mediciones físicas (Anexo 3).

17 - Calibración del Módulo Lands.

Se compararon los valores de escurrimiento simulado con los registros en la estación de San Antonio, hasta ajustarlos como se observa en el Anexo 2.

18 - Calibración del Módulo Channel

Se compararon los volúmenes y caudales medios diarios, simulados y reales, hasta ajustar los valores como se observa en los anexos 2 y 4.

19 - Producción Módulo Lands, Segmento III

Se simuló solamente el segmento III donde está ubicada la subcuenca Charallave.

20 - Escogencia de los tramos del Módulo Channel, Segmento III

En base a los sitios donde se deseaba obtener registros simulados se escogieron 4 tramos.

21 - Producción Módulo Channel Qda. Charallave

Se simularon gastos medios diarios para cada uno de los tramos durante 14 años, registrándose las crecientes significativas de hora en hora.

22 - Análisis de Frecuencia

Se calcularon los picos de crecientes para tiempo de retorno de 2, 3, 5, 10, 15, 20, 50 y 100 años por el método de Gumbel.

23 - Demarcación de áreas inundables

Para las crecientes de 5, y 100 años se demarcaron las áreas inundables.

24 - Hidrogramas Unitarios

Obtención del Hidrograma Unitario típico de la quebrada y de los hidrogramas totales para distintas frecuencias.

En el Anexo 11, se presenta el diagrama de flujo de las actividades realizadas.

5. RESULTADOS

5.1 Calibración

El proceso de calibración del modelo consistió en ajustar los resultados de la simulación con los registros del Río Tuy en Hacienda San Antonio, para tal efecto se usaron los años de 1968 y 1969.

Se comenzó calibrando la relación de humedad de la cuenca (Módulo Lands) con los parámetros que lo conforman, tal como se describen en la parte correspondiente a metodología.

Estos parámetros se obtienen de la siguiente forma:

Mediciones Meteorológicas	Factor de Ajuste de Lluvia (K3) Rata de Evaporación (K3)
Medición y observación de la situación física	Longitud (L) Pendiente (SS) N de Manning (NN)
A partir de Gastos medios diarios registrados en estación calibradora	Recesión del agua subterránea, rata constante (KV) Recesión del agua subterránea, rata variable (KK24) Rata de recesión diaria del gasto intermedio (IRC) Percolación del agua subterránea profunda
Tablas y coeficiente empíricos (I)	Porcentaje de área impermeable (A) Almacenamiento por intercepción (EXPM) Evaporación desde los cauces (K24EL)
Tanteos con la computadora	Flujo intermedio (INTERFLOW) Infiltración (INFILTRATION) Almacenamiento en la zona alta nominal (UZSN) Almacenamiento en la zona baja (LZSN)

Una vez obtenidos los parámetros iniciales, se introdujeron en el modelo, obteniéndose los valores de escorrentía mensual para cada segmento. (Mapa 3), se ponderó esta escorrentía en función del área del segmento y se sumaron, comparando estos resultados con la escorrentía mensual en la estación que se usó para calibrar. De esta forma haciendo sucesivos ajustes consistentes fundamentalmente en cambiar el almacenamiento en la zona baja, el interflujo y la infiltración, se va acercando el resultado del modelo al de la escorrentía en la estación calibradora, finalmente se obtuvieron los parámetros óptimos (Tabla 5.1), con los cuales se obtuvo la escorrentía simulada (Anexo 2).

Esta escorrentía se transitó por el sistema de canales (Módulo Channel), usado para la calibración, los tramos se escogieron una vez que se estudió en cuales sitios sería importante en el futuro obtener registros, además se tomó en cuenta la magnitud de los aportes líquidos al Tuy (Mapa 3). Las secciones representativas para cada tramo se determinaron mediante levantamientos topográficos (Anexo 3), obteniendo finalmente la producción de gastos medios diarios (Anexo 4). Estos resultados se dibujaron y se compararon con los registros en la estación que se usó para calibrar, tanto los volúmenes mensuales (Anexo 2), correspondientes a la calibración del Módulo Lands, como los gastos medios diarios (Anexo 4), correspondientes a todo el sistema simulado (relación de humedad en la cuenca y sistema de canales), observándose que los hidrogramas simulados siguen la misma tendencia que los hidrogramas registrados.

TABLA N° 5-1

Parámetros	Segmento		
	I	II	III
K1	1.25	0.84	1.29
A	0.01	0.01	0.03
EPXM	3.80	3.80	3.80
UZSN	30.00	61.00	20.00
LZSN	420.00	670.00	687.00
K3	0.30	0.30	0.30
K24L	0.00	0.10	0.10
K24EL	0.00	0.00	0.00
INFILTRATION	5.20	5.20	2.20
INTERFLOW	2.00	2.50	1.50
L	100.00	100.00	100.00
SS	0.10	0.10	0.10
NN	0.20	0.20	0.20
IRC	0.36	0.36	0.36
KV	0.00	0.00	0.00
KK24	0.97	0.97	0.97

La producción final, tanto de esorrentía mensual como de gastos medios diarios en cada tramo y para los 14 años de simulación (1956-1969), se depositaron en la Oficina de Planeamiento.

5.3 Obtención de las crecientes para distintas frecuencias

Para la determinación de la mancha de inundación, es necesario conocer los niveles para distintas avenidas. El análisis de frecuencia se hizo en base a los caudales, y por medio de curvas altura contra gastos, se obtuvieron los niveles correspondientes a las crecientes de 5, 25 y 100 años de período de retorno. Según criterio expresado por el Profesor Linsley (2), el tomar caudales en vez de niveles para el análisis de frecuencia es una práctica aconsejable argumentando que es una ventaja ya que, cualquier cambio en el limnógrafo, afecta los valores registrados y hay que hacer ajustes.

La selección de datos se hizo en base a una serie anual, obtenida de las crecientes máximas en los gastos simulados, para cada tramo. A esta serie anual (Tabla 5.2), se le aplicó el método de Gumbel, a fin de obtener la relación de frecuencia acumulativa de la serie (Anexo 8).

Este método se basa en una distribución de valores extremos (X_i), observados en n muestras de igual tamaño N y si la distribución de los valores es exponencial, esta serie converge a una función exponencial cuando se incrementa X_i .

T A B L A N° 5-2

MAXIMAS DESCARGAS ANUALES

Sitio Guaremal				Charallave-Puente Caracas				Charallave-Puente Chupulón				Charallave-Cloaca				
Gasto m ³ /s.	Fecha D. M. H.			Gasto m ³ /s.	Fecha D. M. H.			Gasto m ³ /s.	Fecha D. M. H.			Gasto m ³ /s.	Fecha D. M. H.			Año
3.0	5	12	09	12.3	5	12	10	14.6	5	12	10	15.0	5	12	11	1956
1.0	12	5	18	9.4	12	5	19	10.5	12	5	19	10.3	12	5	20	1957
18.0	10	8	18	66.2	10	8	19	74.7	10	8	20	71.2	10	8	10	1958
13.6	14	9	21	48.4	14	9	21	55.9	14	9	22	54.0	14	9	23	1959
5.2	12	8	01	19.6	12	8	02	23.0	12	8	02	23.3	12	8	03	1960
18.3	24	10	22	62.1	24	10	21	73.4	24	10	22	70.3	24	10	23	1961
2.1	6	5	17	7.6	6	5	17	8.2	6	5	18	7.8	6	5	19	1962
62.4	7	5	22	228.4	7	5	22	264.5	7	5	22	261.4	7	5	22	1963
8.4	24	5	06	30.8	24	5	07	33.8	24	5	08	32.6	24	5	08	1964
15.3	17	7	08	65.0	17	7	08	79.7	17	7	08	79.7	17	7	08	1965
2.8	17	7	23	10.8	7	7	24	12.7	8	7	01	11.8	8	7	01	1966
2.8	10	10	20	9.7	19	10	20	10.1	19	10	21	10.2	19	10	22	1967
3.0	27	7	13	10.6	30	7	17	12.5	27	7	15	12.2	27	7	15	1968
13.7	4	11	21	49.0	22	6	03	53.1	22	6	04	52.4	22	6	04	1969

la ecuación básica es:

$$P(x) = e^{-e^{-a(x-x_f)}}$$

- donde
- P = probabilidad acumulativa de que cualquier extremo n es inferior a X_i
 - a = parámetro de dispersión
 - x_f = moda de la distribución
 - \bar{x} = media aritmética

para una muestra muy grande y por medio de la teoría de los valores extremos, se comprueba que:

$$x_f = \bar{x} - 0.45005 \sigma_x \text{ donde } \sigma_x = \text{desviación típica}$$

$$a = \frac{1.28255}{\sigma_x}$$

el período de retorno se calcula mediante:

$$T_r = \frac{1}{1 - P}$$

Gumbel se basa en un análisis por mínimos cuadrados, para hallar a $1-x_f$, partiendo de una serie anual (2). De esta forma se puede extrapolar cuando no coinciden el período de retorno y el de registro. Gumbel fija como condición, para aplicar su método un período de registro de 25 años, en este trabajo no se puede mantener esta condición.

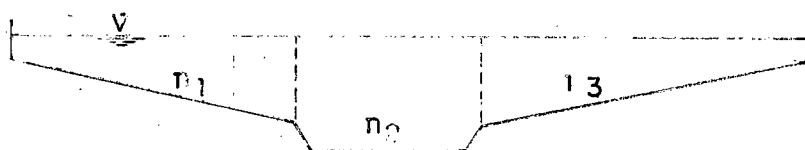
5.4 Determinación de la mancha de inundación

5.4.1 Obtención de las curvas limnimétricas de gastos.

Con la ayuda de baqueanos con los cuales se recorrió el cauce y basándonos en estudios e informes sobre las inundaciones en Charallave se determinaron secciones representativas en dos tramos distintos (Anexo 8).

Se resolvió la ecuación de Manning en las distintas secciones obteniendo la relación entre la altura normal en el río y el gasto (Anexo 8). El procedimiento fué el siguiente: Se hizo la división entre el cauce y las planicies de inundación, resolviendo la ecuación:

$$Q = \frac{AR^{2/3} S^{1/2}}{n}$$



en cada caso y para alturas normales de 1 metro en 1 metro y sumando los gastos correspondientes a cada altura; la determinación de la n , según el criterio de Chow (4); la determinación de la pendiente del río, mediante una poligonal (Anexo 8) y la pendiente de las planicies de inunda-

ción se determinó en plano de la zona Esc. 1:2.500.

5.4.2 Dibujo de la mancha de inundación

Se dibujaron manchas de inundación para las crecientes con una frecuencia de 5, 25 y 100 años (Mapas 6,7,8,9) además a título comparativo se añade la mancha de inundación dibujada en forma aproximada por la Oficina de Planeamiento en fecha (26-7-65)

Para obtener la mancha para cada frecuencia, se procedió de la siguiente manera:

- a) Se determina la creciente para la frecuencia dada y para el tramo correspondiente.
- b) Con el valor de gasto obtenido, se obtuvo de la curva limnimétrica de la sección en particular, la altura correspondiente.
- c) Con esta altura se determinó en el dibujo de la sección y en función de su ubicación hasta donde llega la inundación.
- d) En un plano escala 1:2.500 se dibuja la mancha en base a los puntos ya conocidos.
- e) Se pasaron estos resultados a un plano escala 1:5.000

5.5 Obtención de Hidrogramas

5.5.1 Hidrograma Típico

Siguiendo la práctica normal de la División de Hidrología, se procedió de la siguiente forma a calcular el hidrograma típico de la cuenca en el tramo 3, ya que es el que tiene mayores gastos.

- a) Se determinaron 5 crecientes significativas verificándose que las lluvias que la producen tienen una duración entre 2 y 3 horas.

Año	Mes	Día	Gastos (M ³ s.)							Hora Q
			17	18	19	20	21	22	23	
1958	8	10	22	44	69	74	59	47	32	Hora Q
1959	9	14	20	21	22	23	0	1	2	Hora Q
			22	47	55	51	39	28	24	Hora Q
1961	9	24	20	21	22	23	0	1	2	Hora Q
			31	62	73	66	64	52	40	Hora Q
1963	5	07	20	21	22	23	0	1	2	Hora Q
			60	62	264	151	138	82	61	Hora Q
1965	7	17	5	6	7	8	9	10	11	Hora Q
			23	42	55	79	74	58	46	Hora Q

- b) Se calcularon los hidrogramas unitarios para cada una de estas crecientes.

Creciente	Volumen (M ³)	Vol/Area K (mm)	1/K	Pico Unitario M ² /s/mm.
1958	613.800	7.673	0.130	6.760
1959	396.000	4.950	0.202	6.670
1961	538.200	6.725	0.149	6.258
1963	1.821.600	22.775	0.044	8.980
1965	549.000	6.815	0.145	6.890

- c) Se calculó el Pico Unitario promedio y el Tiempo Promedio de Ocurrencia, y ambos valores se multiplicaron por 1.25 y 0.75 (criterio seguido en la División de Hidrología, en la interpretación de los resultados del HSP).
- d) La creciente de 1965, se eliminó, ya que presenta una duración mayor que la de las demás y no tiene un hidrograma uniforme.
- e) Finalmente se obtuvieron:
Pico Unitario Promedio = 7.17 M3/s/mm
Tiempo Promedio de ocurrencia del Pico = 2.25 horas
- f) Sobre los hidrogramas unitarios para las crecientes de 1958, 1959, 1961, 1963, graficamente se dibujó el hidrograma unitario típico.

5.5.2 Hidrogramas totales para las distintas frecuencias

Se dividió el pico obtenido en las crecientes correspondientes a tiempos de retorno de 2.3, 5, 10, 15, 25, 50 y 100 años, entre el pico unitario, obteniendo un factor, este factor multiplicado por las ordenadas del hidrograma unitario define la forma de los hidrogramas totales para cada tiempo de retorno.

6. ANALISIS DE LOS RESULTADOS

6.1 Calibración

Los resultados del proceso de calibración fueron aceptables, obteniéndose finalmente una diferencia menor del 1.5% entre los volúmenes totales simulados y registrados en la estación fluviométrica de San Antonio. En lo referente a los gastos y velocidades medias, se ajustó el modelo hasta que la serie de valores simulados,

fueron considerados estadísticamente iguales a los valores registrados. En cuanto a la diferencia de ocurrencia de los valores puntuales en el tiempo se pueden señalar dos causas principales:

- a) La utilización de solo 3 estaciones pluviométricas para representar la precipitación de un área de 1800 Kms².
- b) Las características propias de las lluvias en zonas tropicales, en donde la precipitación se concentra en áreas muy pequeñas haciéndose muy difícil su registro. En general podemos concluir: que dada la homogeneidad de condiciones en el segmento 3, donde se encuentra Charallave, se pudieron transferir los resultados de la calibración de este segmento a la zona de Charallave.

6.2 Producción en Charallave

La cuenca de Charallave concuerda con las características de una zona de pocas pérdidas, siendo los gastos en la quebrada mínimos y poco estables. El gasto subterráneo es pequeño, mientras que el gasto superficial es considerable, lo que también está de acuerdo con las condiciones observadas "in situ" de grandes crecientes de corta duración (máximo 6 horas).

6.3 Obtención de crecientes para distintas frecuencia

Las crecientes obtenidas usando el método de Gumbel para una serie anual de 14 años nos limitan un poco la confiabilidad de las predicciones para tiempos de retorno menores de 5 años.

Con el objeto de dar una idea del rango de valores en que deben estar situados los valores reales para las frecuencias estudiadas se presentan los siguientes cuadros:

Cuadros

- a) Crecientes calculadas en la cuenca de la Qda. Charallave (hasta la ciudad de Charallave, área 85 Kms², precipitación media anual 1.100 mm aproximadamente).

Método de Evaluación	Tiempo de Retorno (años)				
	5	10	20	25	100
Gregory-Arnold	-	-	360	-	-
Clark	125	250	-	400	640
Simulación	115	163	-	223	312

- b) Crecientes máximas registradas por fluviógrafos en cuencas similares a Charallave.

Estación	Area	Lluvia Media Anual (mm)	Período de Registro	Gasto Máximo M ³ /seg.
Tuy en Hda. Barrios. Edo. Miranda.	248	1.000	5	188
Los Guayos en Pte. Guayos Edo. Carabobo	94	950	19	180
Capaya en el Peñón Edo. Miranda	162	1.900	3	233

6.4 Manchas de Inundación

Se compararon las manchas obtenidas (Mapas 6, 7, 8, 9) con informaciones de los habitantes de la ciudad, y para tales efectos se incluye en este trabajo la zona inundada por la creciente del

año 1955 según el informe levantado en el sitio por la División de Planeamiento del M.O.P.

Finalmente se considera interesante exponer algunos puntos que pudieran ser objeto de análisis en la ampliación y aplicación de este estudio:

- a) La delimitación de las manchas de inundación, podrían ser determinadas con mayor exactitud calculando las curvas de remanso originadas por las crecientes; esto siempre y cuando estudios económicos de las zonas inundables requieran una mayor precisión. En este estudio se simplificaron los cálculos al suponerse regímenes uniformes.
- b) Es necesario evaluar los drenajes de la ciudad, pues aparentemente están en condiciones deplorables.
- c) La ubicación del puente que une a Charallave con la vía hacia Caracas, no parece ser la más conveniente.
- d) La zona donde desemboca la Qda. Cuaremal en la Qda. Charallave presenta condiciones poco convenientes por el ángulo que forman ambos cauces, el cual se estimó mayor de 120° con respecto a las direcciones de sus flujos.

7. COMENTARIOS SOBRE EL TRABAJO

Este trabajo representa un aporte en la solución del problema de las inundaciones en Charallave, y también, presenta la oportunidad de evaluar el uso del HSP en cuencas pequeñas sin registro.

El haber usado el HSP en este trabajo, obliga en la medida de nuestra experiencia, a hacer algunos comentarios, críticas, recomendaciones etc. para que ayuden a orientar trabajos similares.

Algunas publicaciones al respecto (7), señalan la existencia de puntos oscuros y contradicciones, en los resultados obtenidos de modelos de

terminísticos, tales como el HSP. En primer lugar se recomienda hacer un análisis de sensibilidad, de forma de determinar como varían los resultados cuando el cálculo de ciertos parámetros es crítico. Esto tiene gran importancia en la determinación de restricciones de la simulación, y si estas no son determinables ni siquiera en forma aproximada por lo menos sirve para estimar los rangos en que se mueven estas restricciones.

Trabajos realizados en la Universidad de Colorado (Ref. 8), han demostrado la existencia de errores inherentes al uso de modelos hidrológicos. Cuando estos errores no pueden ser evaluados se hace imprescindible la determinación de su rango. Existe una tendencia de aceptar los resultados de la simulación en forma pasiva, sin tener en cuenta por ejemplo: errores en el muestreo de la lluvia, es decir, tomar estaciones no representativas de la zona o estación que no refleje en sus registros la realidad; cambios en urbanismo, desforestación, quemas etc., factores que afectan en forma terminante el ciclo hidrológico y por ende los parámetros y resultados del modelo.

Con respecto a este trabajo en particular, debe decirse que era más apropiado usar lluvias de 15 minutos en 15 minutos, ya que dada las características de poca infiltración de la cuenca, las crecientes pasan muy rápidamente, sobre este respecto, en el trabajo (Ref. 8) "Effect of Rainfall Variability on Streamflow Simulation" por el D.R. Dawdy and J.M. Burgmann, se dice que en lluvias de extremadamente alta intensidad y corta duración, lluvias de 15', no son lo suficientemente representativas. Otro aspecto importante de recalcar es que este trabajo se ha enfocado

fundamentalmente hacia la determinación de crecientes, por lo tanto debió haberse calibrado con crecientes y no con gastos medios que fué como se hizo. Esto según autoridades en la materia (Ref. 7), no está totalmente claro, pero al calibrar con crecientes se obtienen valores simulados mayores que los obtenidos al calibrar con gastos medios diarios.

Es interesante anotar, que las interacciones entre los componentes del ciclo hidrológico no pueden ser pasadas por alto por ello es fundamental, que el modelo permita determinar la mayor cantidad de parámetros fuera de él. En el H. S. P. el 30% de los parámetros son ajustados por el modelo en el proceso de calibración. De la misma manera, los parámetros se desvían de sus verdaderos valores, en orden de minimizar la diferencia entre la situación simulada y la real, obteniendo finalmente un grupo de parámetros que pueden ser erróneos, aunque los resultados de la calibración se an más o menos aceptables. Esto incide de una forma significativa en trabajos como este donde se transfieren los resultados de toda la calibración del Tuy Medio, a Charallave que es una pequeña cuenca sin registro. Otra fuente de errores, es la aplicación de método de Gumbel. Un análisis detallado de esto sale por completo del alcance de este estudio, sin embargo cabe hacer algunas observaciones. En primer lugar no se cumplió la condición que pone Gumbel referente a un período de registro mayor de 25 años, para T_r menores de 5 años. A esto hay que añadir, problemas e imprecisiones implícitas en el uso del método de Gumbel, lo cual ha quedado demostrado, cuando Barricelli, Broobs y Carruther (Ref. 4) aplicando la idea de Gumbel con

algunos datos meteorológicos, han encontrado que para datos de temperatura, la aproximación de Gumbel sobreestima y para lluvia subestima los valores máximos alcanzados para un período largo.

Por último se recomienda hacer una evaluación económica del uso del modelo, a fin de justificar su aplicabilidad en cada caso en particular; así mismo, estudiar la posibilidad de disponer de otros modelos, los cuales, puede que en algunos casos sean más económicos y fáciles de aplicar, determinando que sistema se adapta mejor, para cada problema específico. En resumen puede decirse que: no obstante la simulación ha suministrado a la Hidrología una herramienta valiosísima, es una técnica que todavía está en desarrollo y depende en un grado bastante alto de decisiones subjetivas del proyectista. Además se recalca la necesidad de cuantificar los errores que se cometen al trabajar con simulación hidrológica.

BIBLIOGRAFIA

- 1) Manual de Operación del HSP. División de Hidrología, Ministerio de Obras Públicas.
- 2) Hidrología para Ingenieros. Linsley, Kohler, Paulhus, McGraw-Hill
- 3) Water Resources Engineering. Linsley, Frazini. McGraw-Hill
- 4) Handbook Of Applied Hydrology. Ven Te Chow. McGraw-Hill
- 5) Applied Hydrology, Linsley, Kohler, Paulhus, McGraw-Hill
- 6) Journal Of Hydrology New Zealand 1968.
- 7) Considerations Involved in Evaluating Mathematical Modeling Of Urban Hydrologic Systems. David R. Dawdy. U.S.A. Government Printing Office.
- 8) Effect Of Rainfall variability on Streamflow Simulation D.R. Dawdy and J.M. Bergmann. Water Resources Research Vol 5 N° 5. Oct. 1969.
- 9) Informe Climatológico en el Valle del Tuy. Triangulo Santa Teresa-Ocumare-Charallave. Informe Técnico N° 2. Ing. José López, Armando Monteagudo.
- 10) Aspectos Geográficos del Estado Miranda. Marco Aurelio Vila
- 11) Boletín de Geología N° 21. Ministerio de Minas e Hidrocarburos. Dirección de Geología.
- 12) Anuarios de Inundaciones. MOP. Hidrología 1969-1970
- 13) Inventario Nacional de Aguas Superficiales. Coplanarh, Volúmen I
- 14) Apuntes de Ingeniería Hidráulica. Ing. Hipólito Kwiers.
- 15) A rainfall-Runoff Simulation Model for Estimation of Flood Peaks for Small Drainage Basins... a Progress Report. David R. Dawdy, Robert N. Lichty and James M. Bergman. U.S. Geological Survey.
- 16) Water Resources System Analysis Review of Stochastic Processes. Ven Te Chow and Dale D. Meredith. U.S. Department Of The Interior.
- 17) Digital Simulation in Hydrology. Stanford Watershed Model. Norman H. Crawford, Ray K. Linsley.

- 18) Anuarios Pluviométricos. I.N.O.S.
- 19) Anuarios Climatológicos. M. O. P.
- 20) Anuarios Hidrométricos. Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Obras Hidráulicas. División de Hidrología.
- 21) Manual de Evaluación de Pluviogramas. Ministerio de Obras Públicas
- 22) Censo de las Estaciones Meteorológicas de Venezuela. Comité Nacional permanente de Meteorología e Hidrología, Mayo 1968.
- 23) A Two-Phase Approach To Prediction of Peak Rates and Frequencies Of Runoff for Small Ungaged Water Saeds. Corns Luverne Larson, 1965.
- 24) Open-Channel Hydraulics. Vente Chow. 1959.
- 25) La simulación y la Hidrología. Ing. Freddy Jimenes.
- 26) Flood Plain Information Vicinity of Jachson, Mississippi Cany Creer. Corps of Engineers, U.S. Army. 1969.

ANEXO I

INFORMACION SOBRE INUNDACION
 RESUMEN GENERAL

INUNDACION EN Los Valles del Tuy FECHA 15-06-70
 AREA INUNDADA 0,93 Km² RIO(S) Quebrada Charallave
 ESTADO Miranda REGION HIDROGRAFICA 6 DISTRITO HIDROLOGICO 4
 PERDIDAS DE VIDAS HUMANAS Ninguna HABITANTES AFECTADOS 100
 VIVIENDAS 18 COMERCIOS _____ INDUSTRIAS _____

CARACTERISTICA DE LA INUNDACION

ORIGEN		ZONA		DURACION	ARRASTRE
Fluvial		Rural		Muy breve	Turbio

ALTURA DE AGUA PROMEDIO EN EDIFICACION 0.30 m. TERRENO 0.60 m. DURACION 3 horas

PERDIDAS APROXIMADAS EN BOLIVARES

EDIFICACIONES	AGRICULTURA	VIAS DE COMUNICACION	INSTALACIONES	SERVICIOS	MAQUINARIAS
9.800	5.700	-	40.000	1.200	
MUEBLES	ENSERES	MERCANCIAS	INACTIVIDAD		ANIMALES
1.400	900	4.000	PERSONAL	COMERCIO	1.300
			200	400	
OBRAS DE PROTEC.	EVACUACION	LIMPIEZA	MUTUO AUXILIO	INDIRECTAS	
		300	5.000	4.000	

TOTAL GENERAL DE PERDIDAS EN BOLIVARES 74.200

HIDROLOGIA

RIOS	CAUDAL MAXIMO		VOLUMEN ESCURRIDO				MAXIMOS REGISTRADOS	
	(m ³ /seg)	MIRA (m)	(m ³ x10 ⁶)	DESDE	HASTA	HORAS	GASTO (m ³ /seg)	PERIODO AÑOS
Quebrada Charallave	*							

FRECUENCIA

REPORTADA Menor a la del año anterior

CALCULADA POR ANALISIS ESTADISTICO _____ AÑOS

OBSERVACIONES Las pérdidas en instalaciones se refieren al Puente La Cabrera que fué dañado por la creciente. * No tiene control fluviométrico

INUNDACION DE: Charallave FECHA 22-09-69

RIO (S) Quebrada Charallave

REGION HIDROGRAFICA del Tuy DISTRITO HIDROMETEOROLOGICO IV

DESCRIPCION DE LOS HECHOS

El día 22 de septiembre entre las horas 16:00 y 19:30 aproximadamente, se registraron precipitaciones en las cabeceras de la quebrada Charallave e incluso dentro del mismo tramo que abarca la población en sí, produciéndose violentamente una crecida de dicha quebrada que inundó Charallave, excluyendo su parte central la cual, debido a la topografía del terreno, pudo burlar la acometida de las aguas. La altura promedio del agua osciló entre los 80 y los 90 cms. habiendo producido daños de cierta consideración a unas 30 casas, incluyendo comerciales. El motivo principal que se le atribuye a la inundación fué la obstrucción casi total del cauce natural de la quebrada a lo largo de su margen derecha en pleno poblado.

La violencia del impacto fué tal que provocó la rotura del gasoducto propiedad de la Venezolana Atlantic C.A., dejando inactiva durante varios días a una de las industrias alfareras que alimenta, y destrozando la columna central sobre la cual descansaba el puente "Vallecito, paralizando por tanto el tránsito de vehículos en ambos sentidos.

La avalancha también arrastró alrededor de unos cinco vehículos, pero en general no hubo daños personales que lamentar. Los barrios más afectados seriamente fueron: El Placer, Chupulón, Pueblo Abajo y en menor cuantía, Pueblo Nuevo o Pueblo Arriba.

ENCUESTA SOCIO-ECONOMICA RESUMEN

CAUSA(S) DE LA INUNDACION Quebrada Charallave

ALTURA DE AGUA SOBRE EL PISO: MAXIMA 1m MEDIA 0.80 m DURACION 4 HORAS FECHA 09-69

CIUDAD(ES) O POBLADO(S) AFECTADO(S) Charallave y sus barrios adyacentes: El Placer, Chupulún, Pueblo Abajo y una parte de Pueblo Arriba ó Pueblo Nuevo.

HABITANTES AFECTADOS 111

INGRESO FAMILIAR PROMEDIO Bs. 57 x 3 (15 familias) DIAS INACTIVOS Bs. 2.565

CANTIDAD DE EDIFICACIONES DAÑADAS				Bs.
	POR DEMOLER	POR REPARAR		
EDIFICIOS	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
CASAS	<input type="text" value="14"/>	<input type="text"/>	<input type="text" value="14"/>	<input type="text" value="82.350"/>
RANCHOS	<input type="text" value="2"/>	<input type="text"/>	<input type="text" value="2"/>	<input type="text" value="500"/>
	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>	<input type="text"/>
TOTAL	<input type="text" value="16"/>	<input type="text"/>	<input type="text" value="16"/>	TOTAL Bs. <input type="text" value="82.850"/>

MERCANCIAS	25.750,00	OBRAS DE PROTECCION	
MAQUINARIAS	14.050,00	EVACUACION	
MUEBLES Y UTILES DE OFICINA	23.600,00	LIMPIEZA	2.540
ANIMALES DOMESTICOS	430,00		
JARDINES Y CULTIVOS	1.000,00		
PASTOS			
Enseres Domésticos	8.550,00		
	Bs. 73.380,00		Bs. <input type="text"/>

PERDIDAS POR INACTIVIDAD DE LOS NEGOCIOS

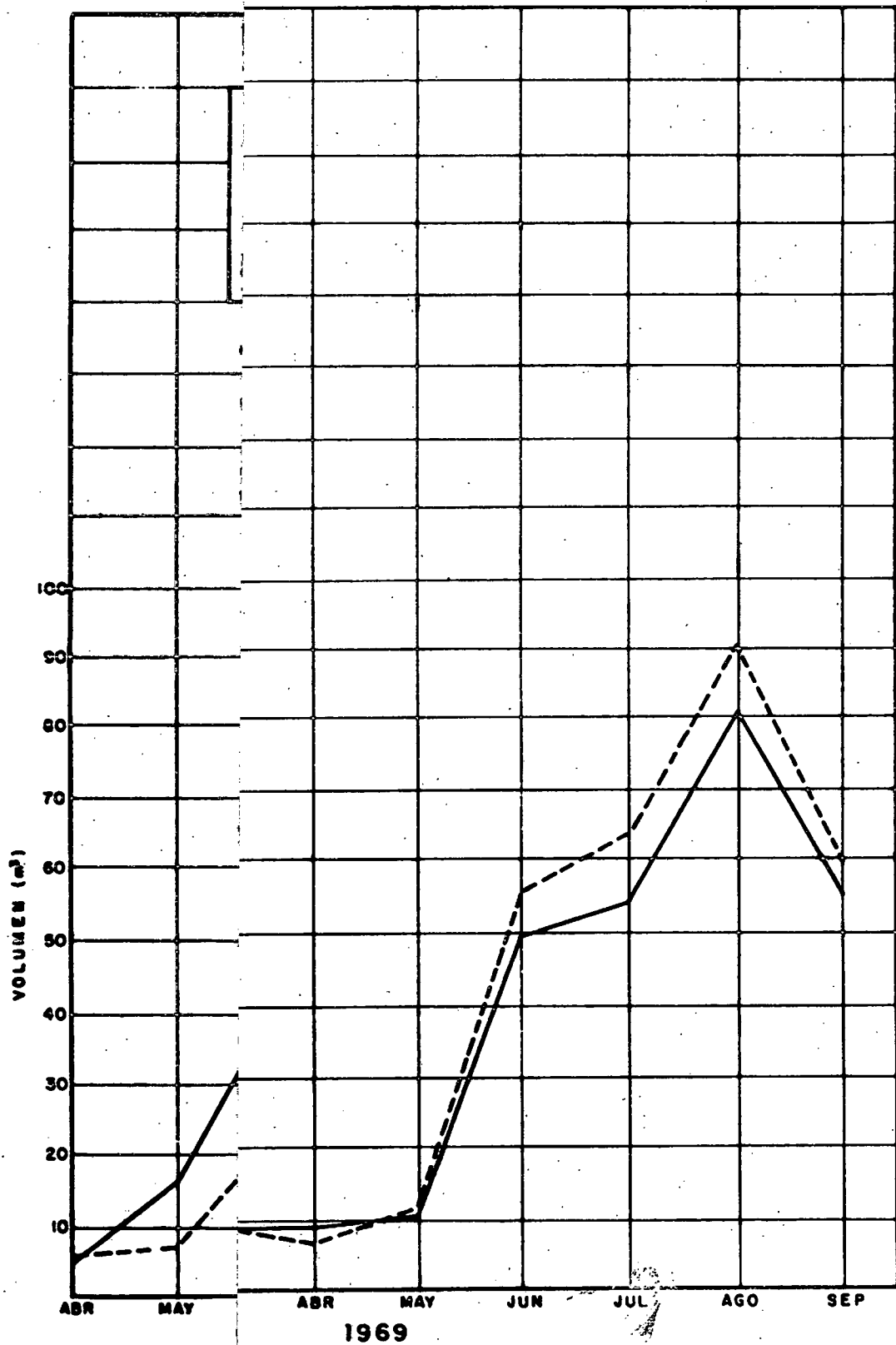
PERDIDAS POR INACTIVIDAD DEL PERSONAL

PERDIDAS INDIRECTAS

PERDIDAS DE VIDAS HUMANAS NO TOTAL GENERAL DE PERDIDAS EN Bs. 193.735

OBSERVACIONES: _____

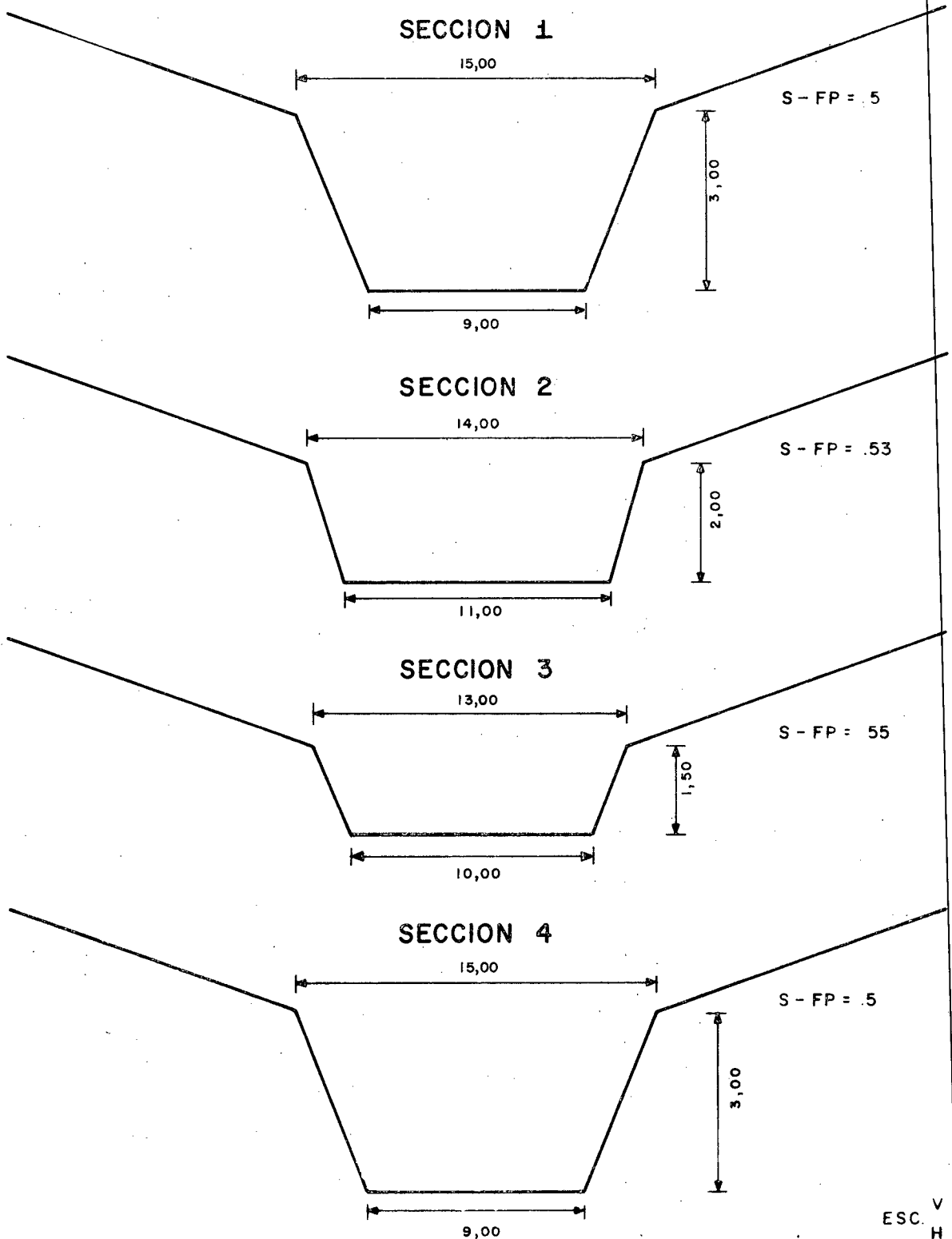
ANEXO 2



ANEXO 3

ESTUDIO HIDROLOGICO QDA. CHARALLAVE
HOYA RIO TUY HASTA SAN FCO. DE YARE
TRAMO CALIBRACION

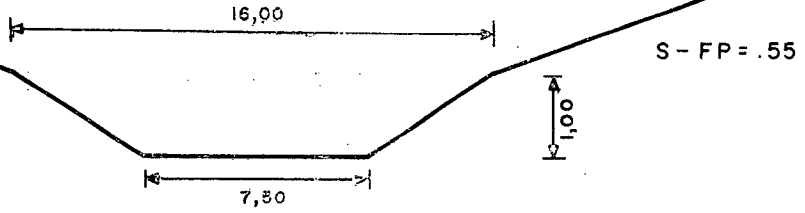
SECCIONES TIPICAS



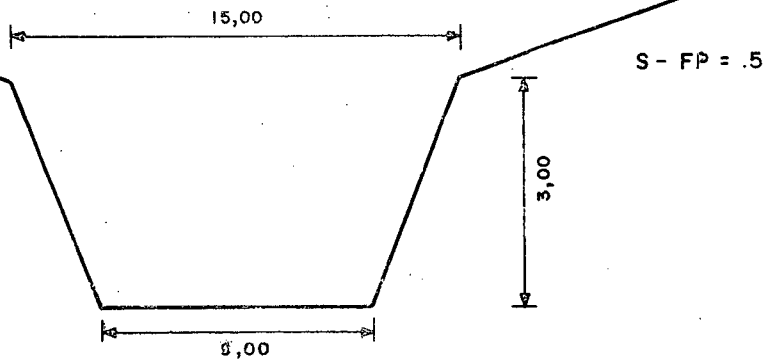
CARRETERA RUTA 100
CANTON CHARALLAVE
SAN FCO. DE YARE
CALIBRACION

SECCIONES TIPICAS

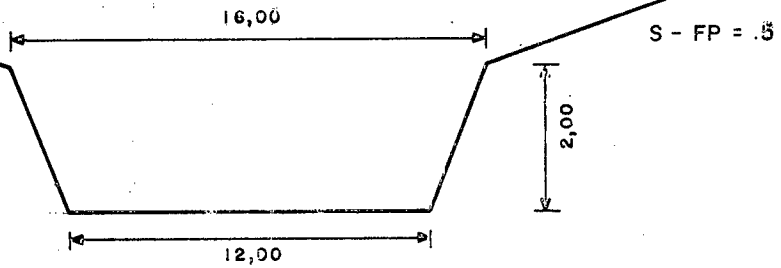
SECCION 5



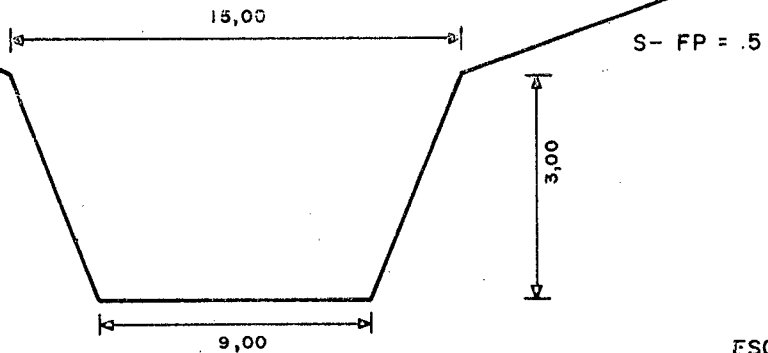
SECCION 6



SECCION 7



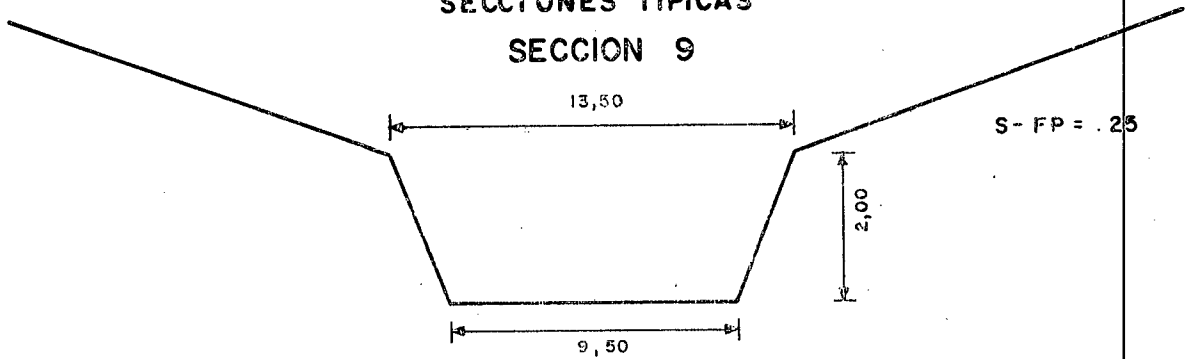
SECCION 8



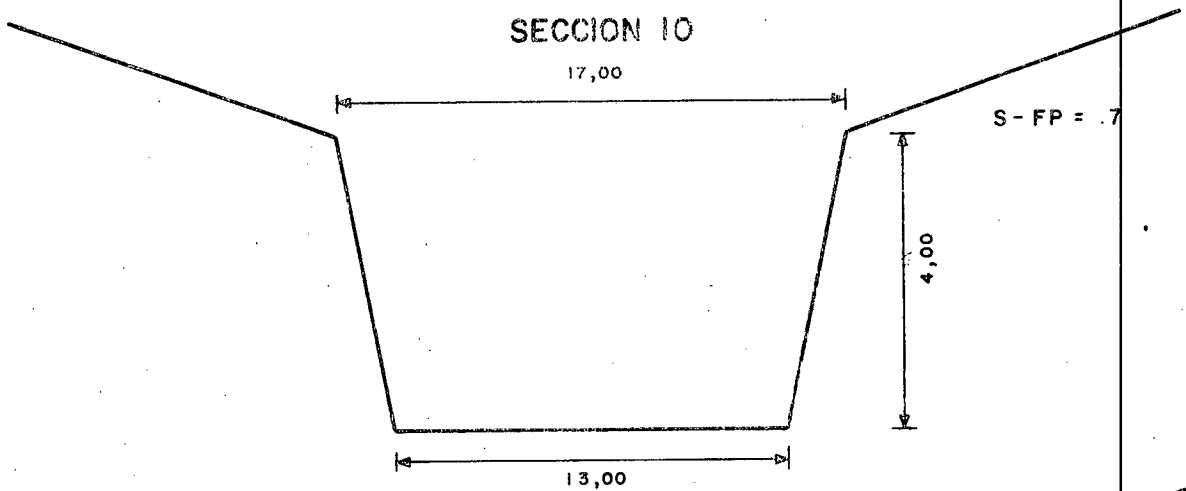
ESTUDIO HIDROLOGICO ODA. CHARALLAVE
HOYA RIO TUY HASTA SAN FCO. DE YARE
TRAMO CALIBRACION

SECCIONES TIPICAS

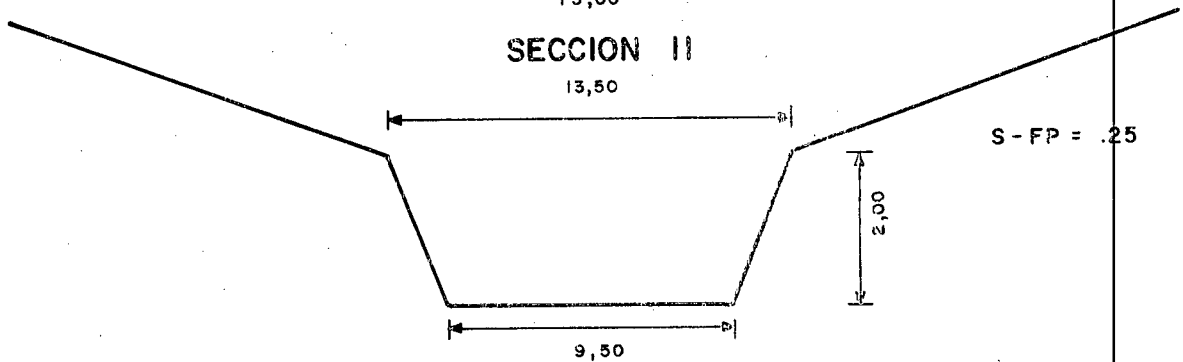
SECCION 9



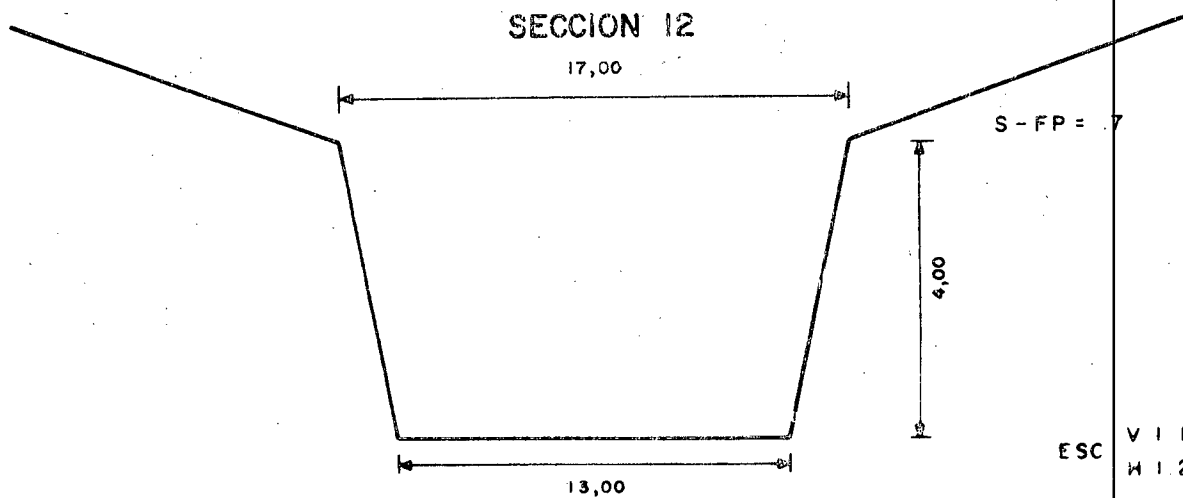
SECCION 10



SECCION 11

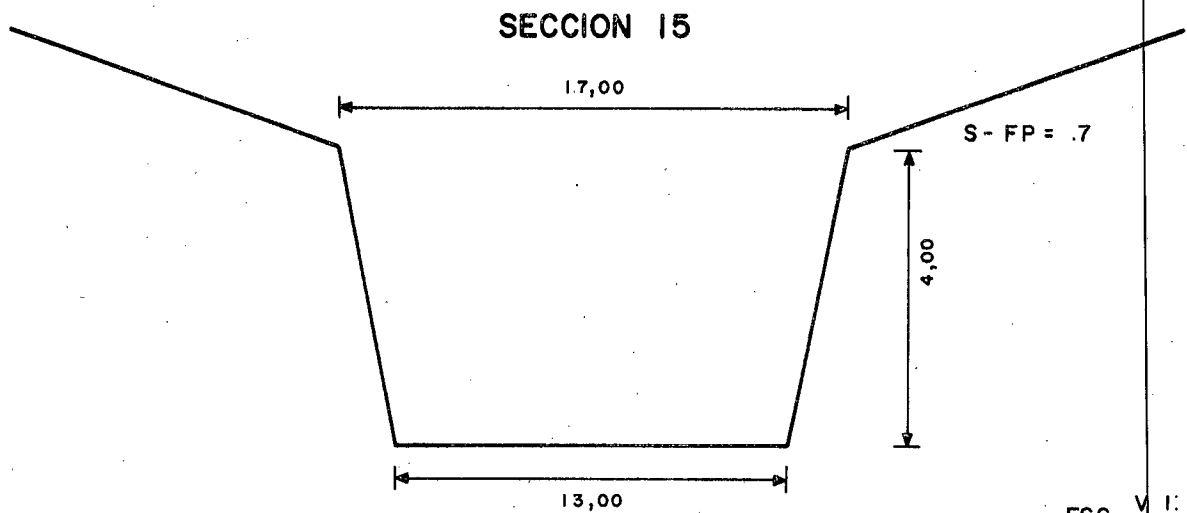
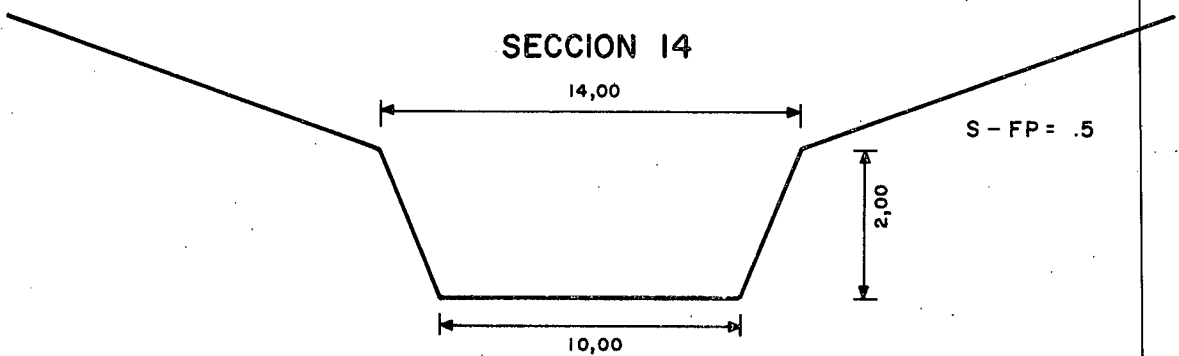
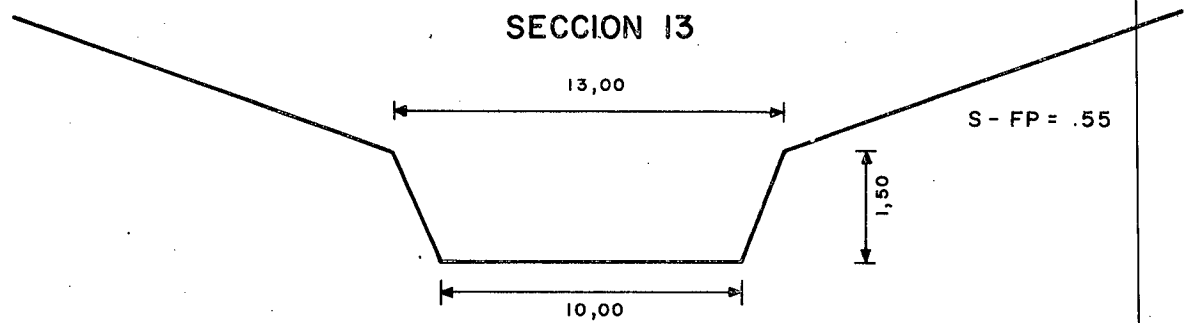


SECCION 12



ESTUDIO HIDROLOGICO QDA. CHARALLAVE
HOYA RIO TUY HASTA SAN FCO. DE YARE
TRAMO CALIBRACION

SECCIONES TIPICAS



ANEXO 4

HYDROCOMP CHANNELS/RESERVOIR SIMULATION

DATE 6/26/71 PROGRAM DATED 70/11/01
 QUEBRADA CHARALLAVE
 MGS-AMB - ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA QUEBRADA CHARALLAVE

ANALYSIS

DATA
 OUTPUT

PARAMETERS
 NETWORK

CHANNEL FLOW TIME IN REACH	IS	MIN	AT BANKFULL STAGE, VELOCITY IS	DISCHARGE	C.M.S.
606.9	1	IS	1.4 M/SEC.	49.4	C.M.S.
239.0	2	IS	1.3 M/SEC.	31.4	C.M.S.
222.0	3	IS	1.3 M/SEC.	26.8	C.M.S.
258.1	4	IS	1.1 M/SEC.	39.5	C.M.S.
480.8	5	IS	0.9 M/SEC.	10.8	C.M.S.
143.8	6	IS	1.6 M/SEC.	58.4	C.M.S.
233.6	7	IS	1.8 M/SEC.	49.9	C.M.S.
189.6	8	IS	1.6 M/SEC.	57.0	C.M.S.
194.2	9	IS	1.8 M/SEC.	41.4	C.M.S.
107.1	10	IS	1.9 M/SEC.	112.1	C.M.S.
192.4	11	IS	1.7 M/SEC.	39.8	C.M.S.
184.0	12	IS	0.8 M/SEC.	48.9	C.M.S.
202.7	13	IS	1.4 M/SEC.	29.4	C.M.S.
313.5	14	IS	1.7 M/SEC.	40.8	C.M.S.
283.2	15	IS	0.7 M/SEC.	42.4	C.M.S.

MINIMUM FLOW TIME IS 107 MINUTES

ROUTING INTERVAL SHOULD NOT EXCEED 120 MINUTES

EXECUTE HYDROGRAPH BYPASS SET TO 150

CHANNEL INFLOW INCREMENT ON DISK 60 MIN

ROUTING INTERVAL ASSIGNED IS 60 MINUTES

WARNING: TIME MISMATCH IN CHANNEL SYSTEM

DAY	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUNE	JULY	AUG	SEPT	OCT	NOV	DEC
1				2.9	1.8	6.6	11.5	22.6	14.1	16.4	7.6	5.1
2				2.3	1.7	5.3	10.3	16.6	15.8	25.1	8.0	4.9
3				2.2	2.6	5.4	10.8	15.6	16.9	16.3	7.4	4.8
4				2.1	1.7	12.5	12.9	14.7	15.5	15.0	7.3	4.6
5				2.1	1.8	8.2	19.5	14.0	14.2	14.3	6.9	4.5
6				2.0	1.6	10.2	14.6	13.5	13.5	13.8	6.7	4.4
7				1.9	1.6	6.7	11.2	13.1	13.0	13.3	6.5	4.2
8				1.9	1.5	8.4	10.4	13.6	12.6	12.9	6.3	4.1
9				1.8	1.5	5.2	10.0	23.9	12.2	14.0	12.7	8.5
10				1.8	1.4	9.2	10.7	29.1	11.8	13.5	13.7	5.3
11				1.7	1.4	6.0	9.6	19.9	12.5	12.5	7.7	5.1
12				1.7	2.0	5.4	9.3	15.7	11.5	11.9	7.2	5.0
13				1.6	1.3	6.3	9.1	14.7	15.8	11.5	6.8	4.8
14				1.6	1.3	13.2	8.8	15.1	21.2	11.1	6.5	4.7
15				1.5	1.3	6.9	8.7	15.4	17.0	10.8	6.3	4.5
16				1.5	1.3	8.0	8.5	14.1	12.9	10.5	7.0	4.4
17				1.4	2.8	26.4	9.1	15.1	12.6	10.2	6.2	4.3
18				1.4	3.9	9.9	10.3	13.9	11.9	9.8	6.1	5.5
19				1.3	1.6	8.2	11.8	13.4	14.2	9.5	10.3	4.4
20				1.3	1.6	9.7	9.3	13.0	12.7	10.3	7.1	4.3
21				1.2	2.4	7.3	13.2	12.5	11.2	9.7	6.9	4.1
22				3.7	1.7	7.0	21.7	14.3	15.3	10.1	6.7	4.0
23				2.2	2.8	9.8	15.2	13.8	15.1	9.4	6.5	3.9
24				3.8	2.8	11.6	18.6	13.4	14.7	9.1	6.3	3.8
25				6.0	1.6	8.6	25.4	12.7	16.1	8.8	6.1	3.7
26				2.1	1.6	10.2	17.9	14.5	15.2	8.5	5.9	3.6
27				2.0	3.0	13.1	33.7	14.7	18.3	8.9	5.8	3.4
28				2.0	5.8	11.5	29.5	18.5	17.8	8.2	5.6	3.3
29				1.9	4.7	13.1	21.8	14.6	16.1	8.1	5.4	3.2
30				1.9	6.0	13.2	32.5	15.4	18.8	8.3	5.2	3.1
31				1.9	3.4	15.6	35.9	15.6	18.8	7.7	5.2	3.0

CENTRO DE INVESTIGACIONES

SIMULATION

MEAN	0.0	0.0	0.0	2.1	1.6	10.2	17.9	14.5	15.2	8.5	5.9	3.6
VOL	0.0	0.0	0.0	5.5	6.3	24.6	41.8	42.2	38.2	31.2	18.7	11.9
MAX	0.0	0.0	0.0	6.0	6.1	26.4	35.9	29.2	21.3	25.1	13.8	8.5
MIN	0.0	0.0	0.0	1.3	1.3	5.2	8.5	12.6	11.2	7.7	5.3	3.1
ANNUAL MEAN	7.0	VOLUME	220.4	MILLION CUBIC METERS								

MAXIMUM DISCHARGE AT CHARAV 50.6 C.M.S. ON JULY 30 AT 20
 CHANNEL WATER BALANCE -0.3 M. CM. IN 222.2 INIT 0.0 FINL
 RESERVOIR SURFACES 0.0 M. CM. 2.1 OUT 220.4

DAY	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUNE	JULY	AUG	SEPT	OCT	NOV	DEC
1	3.9	2.4	2.0	1.3	2.4	6.9	24.0	30.4	43.6	14.2	25.5	18.4
2	7.4	2.3	1.9	1.3	2.4	10.3	20.0	25.7	34.4	14.3	23.7	17.8
3	4.1	2.8	18.5	1.2	2.3	16.6	18.2	27.6	28.3	14.6	22.6	17.6
4	3.9	2.5	23.5	1.2	2.5	9.8	17.6	34.1	25.5	18.2	50.9	16.9
5	3.8	2.4	5.8	1.2	4.0	10.9	17.0	32.1	25.1	23.5	85.6	16.4
6	3.7	2.3	4.0	1.1	4.7	8.4	17.0	27.2	27.5	20.9	33.1	15.9
7	3.6	2.3	3.3	1.1	2.7	11.5	17.0	27.3	23.9	30.7	45.3	15.4
8	3.5	2.2	2.9	1.1	4.1	22.9	20.5	32.6	22.3	32.7	54.2	15.0
9	3.4	2.1	2.8	1.0	3.1	21.2	16.5	41.0	21.3	23.8	38.3	14.5
10	3.3	2.1	2.7	1.0	2.7	18.0	30.2	33.9	20.7	19.5	30.4	15.7
11	3.2	2.0	2.6	1.0	2.6	13.5	55.9	55.9	19.9	17.8	26.7	22.9
12	3.1	1.9	2.5	0.9	3.6	13.3	49.3	58.8	22.0	18.7	24.9	20.2
13	3.0	1.9	2.4	1.0	2.8	26.0	30.8	38.6	23.0	18.9	23.7	37.3
14	2.9	1.8	2.3	0.9	2.7	16.7	23.5	40.3	19.7	20.8	22.9	28.6
15	2.8	1.8	2.3	2.1	4.0	17.1	20.4	40.6	16.0	22.9	22.0	20.2
16	2.7	1.7	2.2	1.0	3.0	16.0	21.3	34.9	17.4	20.5	22.2	27.8
17	2.6	1.6	2.1	3.4	2.7	52.2	23.6	31.2	16.8	18.1	24.7	48.2
18	2.6	1.6	2.1	1.1	9.9	30.8	23.9	29.4	16.9	17.0	26.7	27.7
19	2.5	1.5	2.0	2.3	6.0	19.7	23.6	29.7	16.6	16.3	25.5	20.6
20	2.7	1.5	1.9	13.5	4.1	15.1	32.6	31.3	16.0	15.9	28.3	16.9
21	2.4	2.3	1.9	8.3	11.2	14.3	32.9	32.2	15.5	15.3	31.0	15.9
22	2.3	1.7	1.8	3.0	6.0	135.1	28.4	31.1	17.1	80.4	28.3	15.2
23	2.2	6.2	1.8	2.4	6.1	71.2	25.6	29.7	17.5	42.3	27.1	14.7
24	2.1	9.5	1.7	6.1	5.4	48.8	25.4	28.3	17.8	26.7	25.1	14.2
25	2.1	2.6	1.7	4.3	5.4	32.7	23.2	36.9	20.8	42.0	23.3	14.0
26	2.0	2.3	1.6	2.8	4.9	25.5	21.5	37.6	19.8	39.3	22.1	13.4
27	3.4	2.2	1.6	2.8	4.7	23.2	22.6	29.6	16.7	44.7	21.2	13.0
28	2.4	2.1	1.5	2.7	4.6	21.1	35.6	27.5	15.7	44.5	20.6	12.6
29	2.3	2.3	1.5	2.6	6.8	19.8	34.3	27.9	15.1	39.4	20.0	12.2
30	3.4	3.4	1.4	2.5	6.0	21.6	58.6	28.3	14.6	33.2	19.3	11.9
31	2.5	2.5	1.4	2.5	5.6	5.6	41.3	35.3	28.4	28.4	19.3	11.5

SIMULATION

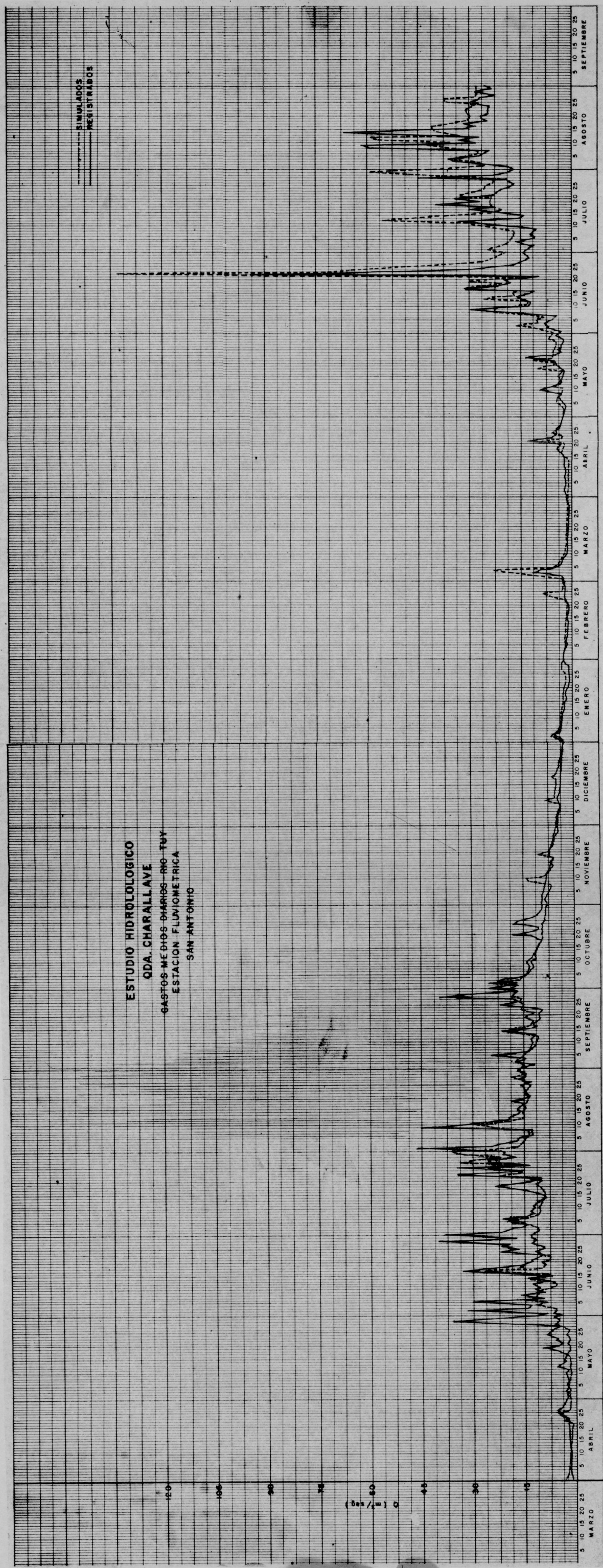
MEAN	3.1	2.5	3.5	2.6	4.5	25.7	27.5	33.8	21.0	27.0	29.9	18.8
VOI	8.4	6.1	9.4	6.7	12.1	66.7	73.8	90.6	54.5	72.3	77.5	50.5
MAX	7.5	9.5	23.6	13.5	11.2	135.1	58.7	58.8	43.7	80.5	85.7	48.3
MIN	2.1	1.5	1.4	0.9	2.3	7.0	16.5	25.8	14.7	14.2	19.3	11.6
ANNUAL MEAN	16.8	VOLUME	528.7	MILLION CUBIC METERS								

MAXIMUM DISCHARGE AT CHARAV 216.0 C.M.S. ON JUNE 22 AT 04
 CHANNEL WATER BALANCE -2.8 M. CM. IN 525.9 INIT 2.1 FINL 2.1 OUT 528.7
 RESERVOIR SURFACES 0.0 M. CM.

CHANNEL SIMULATION ENDS JANUARY 1 70

ESTUDIO HIDROLOGICO
ODA. CHARALLAVE
GASTOS MEDOS DIARIOS - NO - TUV
ESTACION FLUJOMETRICA
SAN ANTONIO

--- SIMULADOS
--- REGISTRADOS



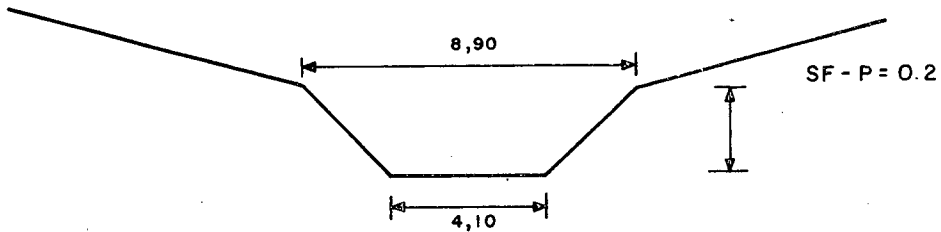
1969

1968

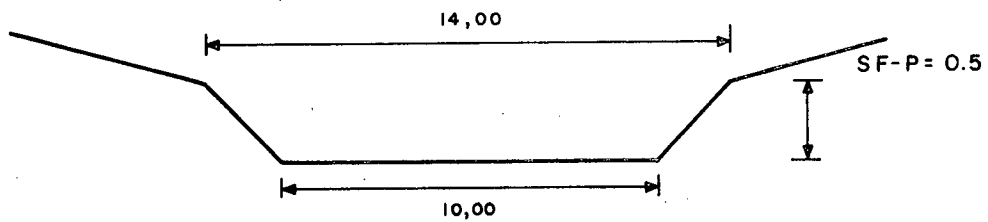
ESTUDIO HIDROLOGICO QDA.CHARALLAVE
HOYA RIO TUY HASTA SAN FCO. DE YARE
TRAMOS PRODUCCION

SECCIONES TIPICAS

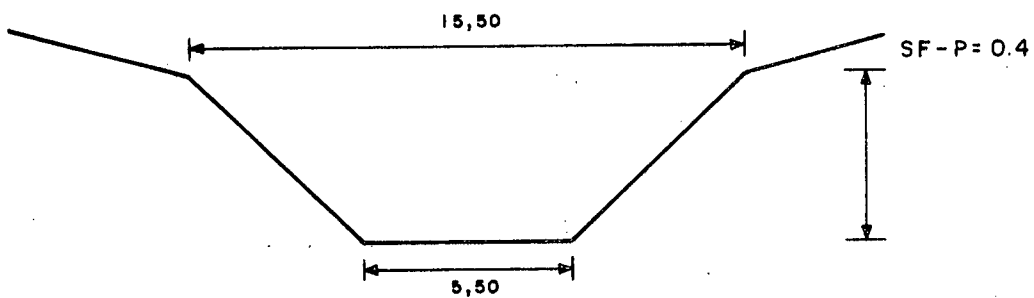
SECCION 1



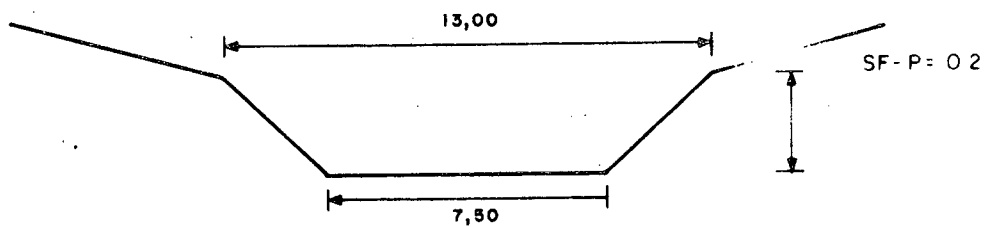
SECCION 2



SECCION 3



SECCION 4



ANEXO 6

(A manera de ilustracion se presentan los resultados del año 1963)

SEGMENT # 1 WATER YEAR 1962-63 HYDROCOMP PL/1 70/11/01

RIO TUY

	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUNE	JULY	AUG	SEPT	OCT	NOV	DEC	ANNUAL
TOTAL	1.1	0.3	2.2	39.1	104.1	54.0	69.1	26.5	46.6	20.8	11.0	7.7	382.4 MMS
SURFACE	0.0	0.0	0.0	21.5	53.0	4.6	10.8	0.0	12.4	0.3	0.0	0.0	102.5 MMS
IMPRV RUNOFF	2.8	1.0	0.9	0.2	0.0	1.7	3.8	9.3	7.4	4.9	1.2	4.0	37.3 MMS
INTERFLOW	0.0	0.0	0.0	10.0	32.0	20.4	21.2	0.6	13.6	2.1	0.1	0.0	100.2 MMS
BASE_STREAM	0.8	0.3	0.4	3.9	9.8	21.6	32.3	24.6	16.6	15.6	9.9	6.7	142.5 MMS
_RECHARGE	0.1	0.0	0.2	0.6	2.3	4.7	3.8	0.6	2.0	1.3	0.5	0.5	16.4 MMS
PRECIP	16.8	6.4	77.4	139.3	345.7	319.9	211.6	64.5	167.7	127.7	69.7	58.0	1604.8 MMS
EVP/TRAN_NET	49.6	39.3	51.3	72.2	74.9	110.4	106.9	90.0	115.6	119.5	86.9	82.0	998.3 MMS
_POTENTIAL	124.0	140.0	217.0	120.0	93.0	120.0	124.0	124.0	150.0	155.0	120.0	124.0	1611.0 MMS
STORAGES_UZS	0.00	0.0	18.9	5.1	22.9	33.2	19.3	9.3	11.0	12.1	10.0	6.0	
LZS	329.93	296.1	296.8	340.7	481.2	604.6	649.6	625.2	626.0	614.7	593.1	566.3	
SGW	0.60	0.3	1.7	3.2	14.0	34.5	36.3	17.0	18.0	14.0	8.4	6.1	
INDICIES_GWS	0.02	0.0	0.1	0.1	0.5	1.3	1.4	0.7	0.7	0.5	0.3	0.2	

BALANCE -0.038 MMS

CENTRO DE COMPUTACION

ANEXO 7

(A manera de ilustración se presentan los resultados del año 1963)

DAY	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUNE	JULY	AUG	SEPT	OCT	NOV	DEC
1				27.2	0.3	1.6	1.1	0.4	0.5	0.3	0.3	0.2
2				3.0	0.3	2.8	1.1	0.4	0.7	0.3	0.3	0.2
3			0.1	1.0	2.1	1.5	1.0	0.4	0.6	0.3	0.3	0.2
4				0.4	1.8	1.2	0.9	1.0	0.5	0.3	0.3	0.2
5				0.2	1.1	1.0	0.9	0.5	0.5	0.3	0.3	0.2
6				0.1	0.9	0.9	0.9	1.4	0.4	0.3	0.3	0.2
7	0.1			0.1	40.5	3.3	0.9	0.8	0.6	0.4	0.4	0.1
8				0.1	25.5	1.9	0.9	0.8	0.5	0.4	0.3	0.1
9				0.1	6.8	1.1	0.8	0.9	0.4	0.4	0.3	0.1
10				0.1	2.6	0.9	1.6	0.4	1.2	0.3	0.3	0.1
11				0.1	1.0	0.7	0.9	0.6	1.7	0.3	0.3	0.1
12				0.1	3.5	0.6	0.8	0.4	0.7	0.4	0.4	0.1
13				0.1	2.7	0.6	0.8	0.4	0.5	0.3	0.3	0.1
14				0.1	1.0	0.6	0.7	0.4	0.5	0.4	0.4	0.2
15				0.1	0.6	0.5	0.7	0.6	0.4	0.3	0.3	0.2
16				0.1	0.4	0.5	9.9	0.7	0.4	0.4	0.3	0.2
17				0.1	0.7	0.8	4.9	0.7	0.4	0.4	0.3	0.2
18				0.1	0.5	0.6	2.2	0.6	14.2	0.7	0.2	0.2
19				0.1	0.4	0.6	1.3	0.6	8.2	1.0	0.2	0.1
20				0.1	0.5	0.7	1.8	0.6	3.1	0.7	0.2	0.1
21				0.1	0.5	2.0	1.4	0.6	1.4	0.5	0.2	0.1
22				0.1	0.3	10.6	2.2	0.6	0.9	0.5	0.2	0.1
23				0.1	0.3	4.4	8.7	0.5	0.7	0.4	0.5	0.1
24				0.1	0.3	3.0	4.6	0.5	0.6	0.4	0.3	0.2
25				0.1	1.7	1.6	2.3	0.5	0.5	0.4	0.2	0.2
26				0.6	0.6	1.1	1.5	0.5	0.6	0.6	0.2	0.2
27				1.1	1.1	1.0	1.2	0.6	0.5	0.6	0.2	0.1
28				0.6	0.6	1.7	1.1	0.5	0.5	0.4	0.2	0.1
29				0.1	0.5	1.5	1.2	0.5	0.5	0.4	0.2	0.1
30				0.2	0.4	1.0	1.0	0.5	0.5	0.4	0.2	0.1
31				1.0	0.4	1.0	0.4	0.4	0.4	0.4	0.2	0.1

SIMULATION

MEAN	0.0	0.0	0.1	1.2	3.1	1.7	2.1	0.8	1.4	0.6	0.3	0.2
VOL	0.1	0.0	0.2	3.0	8.2	4.3	5.5	2.1	3.7	1.7	0.9	0.6
MAX	0.2	0.0	1.1	27.2	40.5	10.7	9.9	1.6	14.3	1.8	0.5	0.9
MIN	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.4	0.7	0.5	0.4	0.4	0.2	0.2
ANNUAL MEAN	1.0	VOLUME	30.3	MILLION CUBIC METERS								

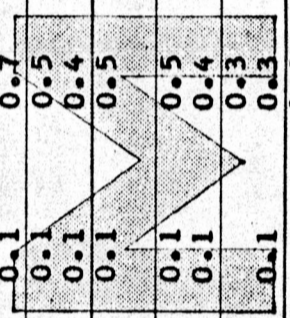
MAXIMUM DISCHARGE AT CHARAVE

264.5 C.M.S. ON MAY

7 AT 22

CENTRO DE COMPTON

DAY	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	JUNE	JULY	AUG	SEPT	OCT	NOV	DEC
1				28.0		0.4	1.6	1.2	0.5	0.5	0.4	0.2
2				3.3		0.4	3.0	1.2	0.4	0.8	0.4	0.2
3			0.1	1.1		2.2	1.6	1.1	0.4	0.7	0.3	0.2
4				0.5		1.9	1.2	1.0	1.0	0.5	0.3	0.2
5				0.2		1.2	1.1	0.9	0.5	0.5	0.3	0.2
6				0.2		1.0	1.0	0.9	1.5	0.5	0.3	0.2
7	0.2			0.1	40.5	3.5	1.0	0.9	0.6	0.4	0.4	0.2
8				0.1	28.6	2.1	0.9	0.9	0.5	0.4	0.3	0.2
9				0.1	7.4	1.2	0.9	0.9	0.5	0.4	0.3	0.1
10				0.1	2.8	0.9	0.9	1.7	0.4	1.2	0.3	0.1
11				0.1	1.0	0.7	0.8	0.9	0.7	1.9	0.3	0.1
12				0.1	3.6	0.7	0.8	0.9	0.5	0.7	0.4	0.1
13				0.1	3.1	0.6	0.8	0.8	0.4	0.6	0.3	0.9
14				0.1	1.1	0.7	0.8	0.8	0.4	0.5	0.5	0.2
15				0.1	0.6	0.6	0.7	0.8	0.6	0.5	0.3	0.2
16				0.1	0.4	0.6	10.1	0.7	0.4	0.4	0.3	0.2
17				0.1	0.7	0.9	5.4	0.7	0.4	0.4	0.3	0.2
18				0.1	0.5	0.7	2.4	0.7	14.4	0.7	0.3	0.2
19				0.1	0.4	0.6	1.4	0.7	9.2	1.1	0.3	0.2
20				0.1	0.5	0.8	1.9	0.6	3.4	0.8	0.2	0.2
21				0.1	0.5	1.9	1.5	0.6	1.5	0.6	0.3	0.1
22				0.1	0.4	11.3	2.4	0.6	0.9	0.5	0.2	0.1
23				0.1	0.3	4.8	9.0	0.6	0.7	0.4	0.5	0.5
24				0.1	0.3	3.2	5.0	0.6	0.6	0.4	0.3	0.2
25					1.8	1.7	2.5	0.5	0.6	0.4	0.3	0.2
26					0.6	1.2	1.6	0.5	0.7	0.7	0.2	0.2
27					1.2	1.1	1.3	0.7	0.6	0.6	0.2	0.2
28					0.6	1.8	1.2	0.5	0.5	0.4	0.2	0.2
29					0.5	1.6	1.2	0.5	0.5	0.4	0.2	0.1
30				0.1	0.4	1.7	1.1	0.5	0.5	0.4	0.2	0.1
31				1.0	0.4		1.1	0.5		0.4	0.2	0.1



CENTRO DE COMPTON

SIMULATION

MEAN	0.0	0.0	0.1	1.2	3.2	1.8	2.2	0.8	1.5	0.7	0.4	0.2
VOL	0.1	0.0	0.2	3.2	8.6	4.6	5.8	2.2	3.9	1.8	0.9	0.7
MAX	0.2	0.0	1.1	28.1	40.6	11.3	10.1	1.7	14.4	2.0	0.6	0.9
MIN	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1	0.4	0.8	0.5	0.5	0.4	0.3	0.2
ANNUAL MEAN	1.0	VOLUME	32.0	MILLION CUBIC METERS								

MAXIMUM DISCHARGE AT CHARAVE 261.4 C.M.S. ON MAY 7 AT 22
 CHANNEL WATER BALANCE 0.5 M. CM. IN 32.5 INIT 0.1 FINL 0.1 OUT 32.0
 RESERVOIR SURFACES 0.0 M. CM.

QUEBRADA CHARALLAVE					AT CHARAVE	
DAY	JAN	FEB	MAR	APR	MAY	
1				28.0		
2				3.3		
3			0.1	1.1		
4				0.5		
5				0.2		
6				0.2		
7	0.2			0.1	40.5	
8				0.1	28.6	
9				0.1	7.4	
10				0.1	2.8	
11				0.1	1.0	
12				0.1	3.6	
13				0.1	3.1	
14				0.1	1.1	
15				0.1	0.6	
16				0.1	0.4	
17				0.1	0.7	
18				0.1	0.5	
19				0.1	0.4	
20				0.1	0.5	
21				0.1	0.5	
22				0.1	0.4	
23					0.3	
24				0.1	0.3	
25					1.8	
26					0.6	
27					1.2	
28				0.2	0.6	
29				0.1	0.5	
30			0.1		0.4	
31			0.2		0.4	
			1.0		0.4	

SIMULATION

MEAN	0.0	0.0	0.1	1.2	3.2
VOL	0.1	0.0	0.2	3.2	8.6
MAX	0.2	0.0	1.1	28.1	40.6
MIN	0.0	0.0	0.0	0.1	0.1
ANNUAL MEAN	1.0	VOLUME	32.0	MILLION CUBIC ME	

MAXIMUM DISCHARGE AT CHARAVE 261.4 C.M.S. ON
 CHANNEL WATER BALANCE 0.5 M. CM. IN
 RESERVOIR SURFACES 0.0 M. CM.

DATE	TIME	GUAREMAL	CHARAVE	CHARAVE	CHARAVE
FEBRUARY 1963					
MARCH 1963					
APRIL 1963					
APR 01	4:00	23	73	62	50
APR 01	5:00	24	94	98	82
APR 01	6:00		89	108	102
APR 01	7:00		69	89	95
APR 01	8:00		46	71	80
APR 01	9:00		30	48	57
APR 01	10:00		20	33	40
APR 01	11:00			22	28
APR 01	12:00				20
MAY 1963					
MAY 07	16:00	20	61	49	37
MAY 07	17:00		76	79	65
MAY 07	18:00		75	91	85
MAY 07	19:00		57	74	80
MAY 07	20:00		38	60	67
MAY 07	21:00		44	62	68
MAY 07	22:00	62	228	264	261
MAY 07	23:00		123	151	149
MAY 08	0:00		101	138	155
MAY 08	1:00		57	82	95
MAY 08	2:00		40	61	75
MAY 08	3:00		27	40	49
MAY 08	4:00		20	29	36
MAY 08	5:00			22	26
MAY 08	6:00				21
MAY 08	13:00		36	38	34
MAY 08	14:00		33	37	37
MAY 08	15:00		29	38	40
MAY 08	16:00		23	31	34
MAY 08	17:00			26	29
MAY 08	18:00			21	24
MAY 08	19:00				20
JUNE 1963					
JUN 22	2:00			21	
JUN 22	3:00			22	22
JUN 22	4:00				20
JULY 1963					
JUL 16	15:00		28	27	21
JUL 16	16:00		32	35	31
JUL 16	17:00		27	35	34
JUL 16	18:00		21	29	31
JUL 16	19:00			23	26
JUL 16	20:00				22
JUL 23	13:00			22	20
JUL 23	14:00				20
AUGUST 1963					

MTC

CENTRO DE

ANEXO 8

 ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA QUEBRADA CHARALLAVE
 MARCELO GONZALEZ - ABEL MEJIA
 TRAMO 4 ODA CHARALLAVE (SILSA) = 85.1 KM2

CALCULO DE FRECUENCIAS
 METODO DE GUMBEL

ANOS DE REGISTRO 14

DATOS HISTORICOS

15.00	10.30	71.20	54.00	23.30	70.30	7.80	261.40	32.60	78.90
11.80	10.20	12.20	52.40						

VALOR MEDIO 50.8

DESVIACION STD 63.5

TR VALOR 0/0(2.3)

2.3 55.1 1.00

5.0 113.0 2.05

10.0 160.2 2.90

25.0 219.9 3.99

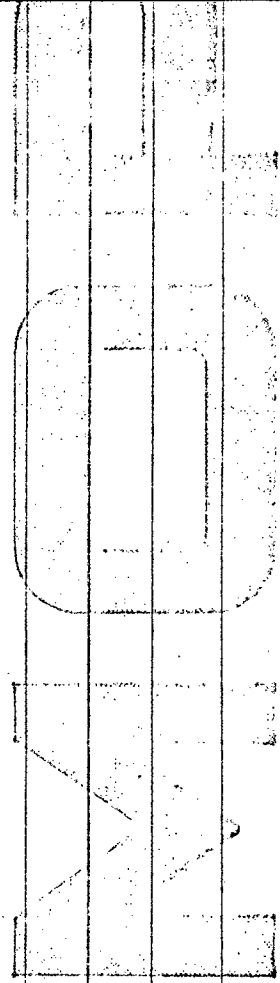
50.0 264.0 4.79

100.0 307.9 5.58

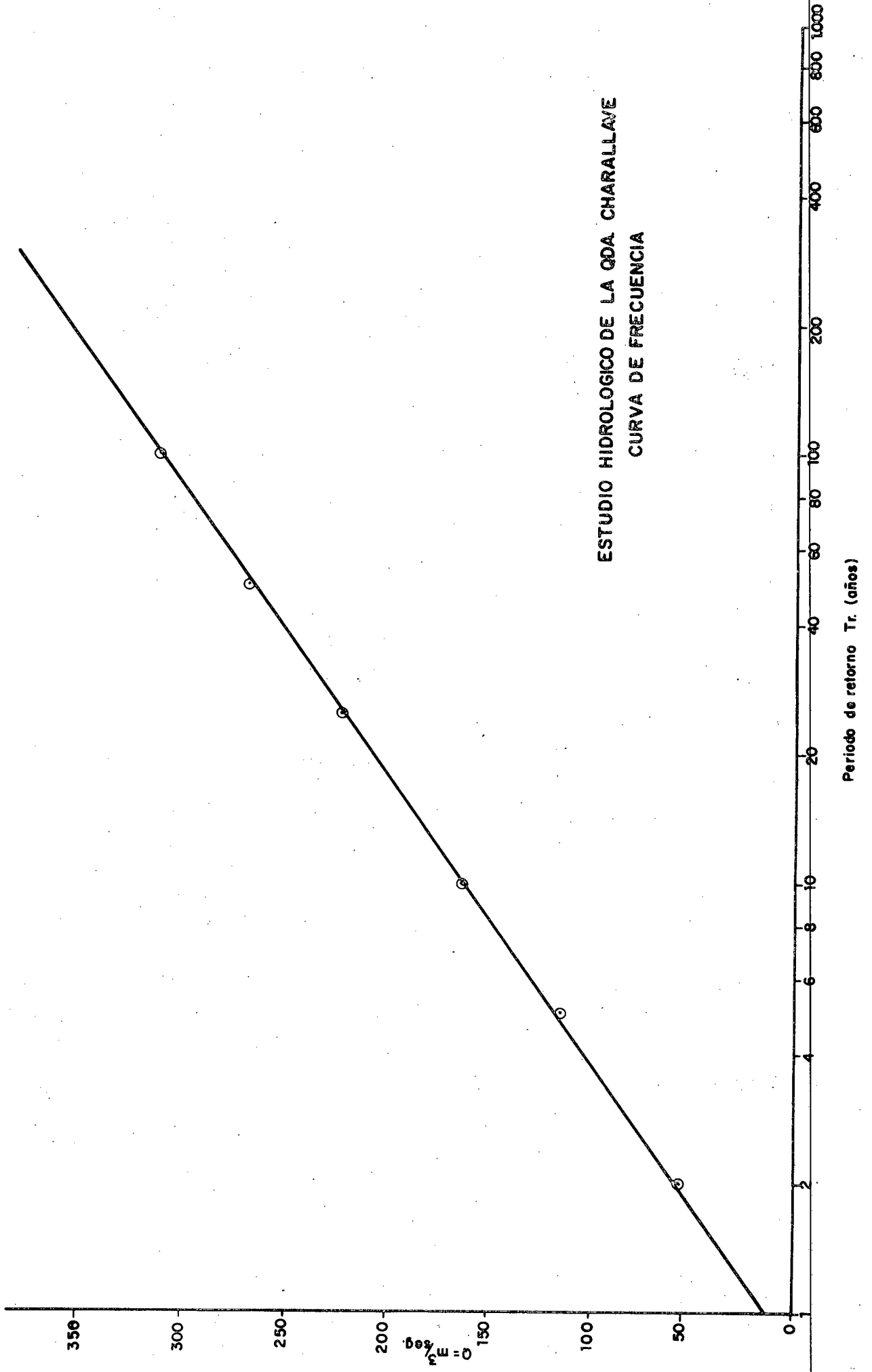
CENTRO DE COMPUTAC

RESULTADOS PROBABILISTICOS

NO.	VALOR	PR.	PROBAB.
1	261.4	15.00	0.06667
2	78.9	7.50	0.13333
3	71.2	5.00	0.20000
4	70.3	3.75	0.26667
5	54.0	3.00	0.33333
6	52.4	2.50	0.40000
7	32.6	2.14	0.46667
8	23.3	1.88	0.53333
9	15.0	1.67	0.60000
10	12.2	1.50	0.66667
11	11.8	1.36	0.73333
12	10.3	1.25	0.80000
13	10.2	1.15	0.86667
14	7.8	1.07	0.93333



CENITRO DE COPIA



 ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA QUEBRADA CHARALLAVE
 MARCELO GONZALEZ - ABEL MEJIA
 TRAMO 3 QDA CHARALLAVE (CHUPULUN) AREA = 80.1 KM2

CALCULO DE FRECUENCIAS
 METODO DE GUMBEL

ANOS DE REGISTRO 14

DATOS HISTORICOS

14.60	10.50	74.70	55.90	23.00	73.40	8.20	264.50	33.80	79.70
12.70	10.10	12.50	53.10						

VALOR MEDIO 51.9

DESVIACION STD 64.4

TR VALOR 07012.31

2.3 56.3 1.00

5.0 114.9 2.04

10.0 162.7 2.89

25.0 223.2 3.97

50.0 267.9 4.76

100.0 312.4 5.55

VALOR

CANTIDAD DE COMPUTACION

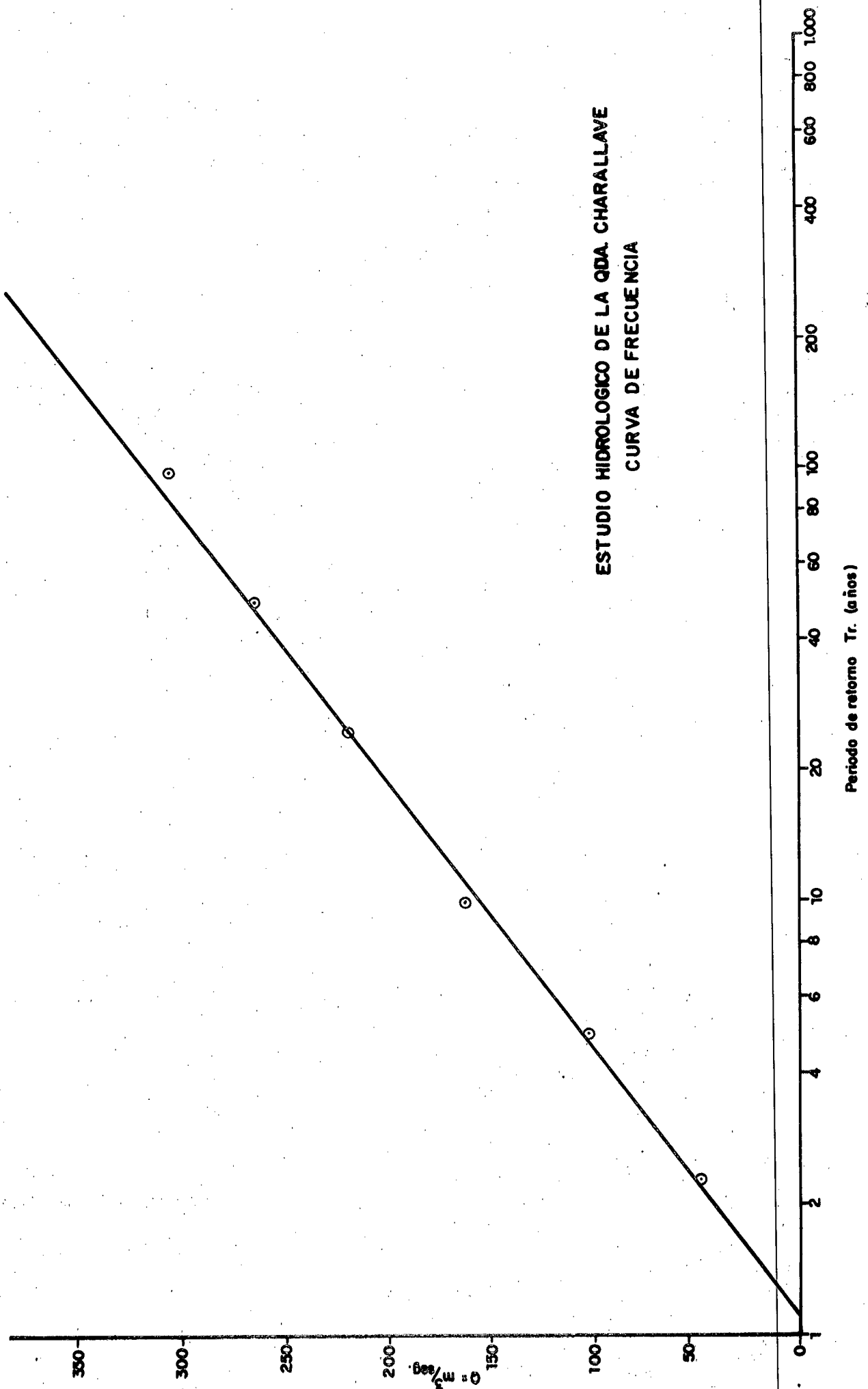
RESULTADOS PROBABILISTICOS

NO.	VALOR	PR.	PROBAB.
1	264.5	15.00	0.06667
2	79.7	7.50	0.13333
3	74.7	5.00	0.20000
4	73.4	3.75	0.26667
5	55.9	3.00	0.33333
6	53.1	2.50	0.40000
7	33.8	2.14	0.46667
8	23.0	1.88	0.53333
9	14.6	1.67	0.60000
10	12.7	1.50	0.66667
11	12.5	1.36	0.73333
12	10.5	1.25	0.80000
13	10.1	1.15	0.86667
14	8.2	1.07	0.93333

NAO

CENTRO DE COMPUTAC

ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA QDA. CHARALLAVE
CURVA DE FRECUENCIA



 ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA QUEBRADA CHARALLAVE
 MARCELO GONZALEZ - ABEL MEJIA
 TRAMO 2 ODA CHARALLAVE (EL PLACER) AREA = 62.0 KM2

CALCULO DE FRECUENCIAS
 METODO DE GUMBEL

ANOS DE REGISTRO 14

DATOS HISTORICOS

12.20	9.40	66.20	48.40	19.60	62.10	7.60	228.40	30.80	65.00
10.60	9.70	10.60	49.00						

VALOR MEDIO 45.0

DESVIACION STD 55.4

FR VALOR 0/0(2.31)

2.3 48.6 1.00

5.0 99.3 2.04

10.0 140.4 2.88

25.0 192.5 3.95

50.0 231.0 4.74

100.0 269.3 5.52

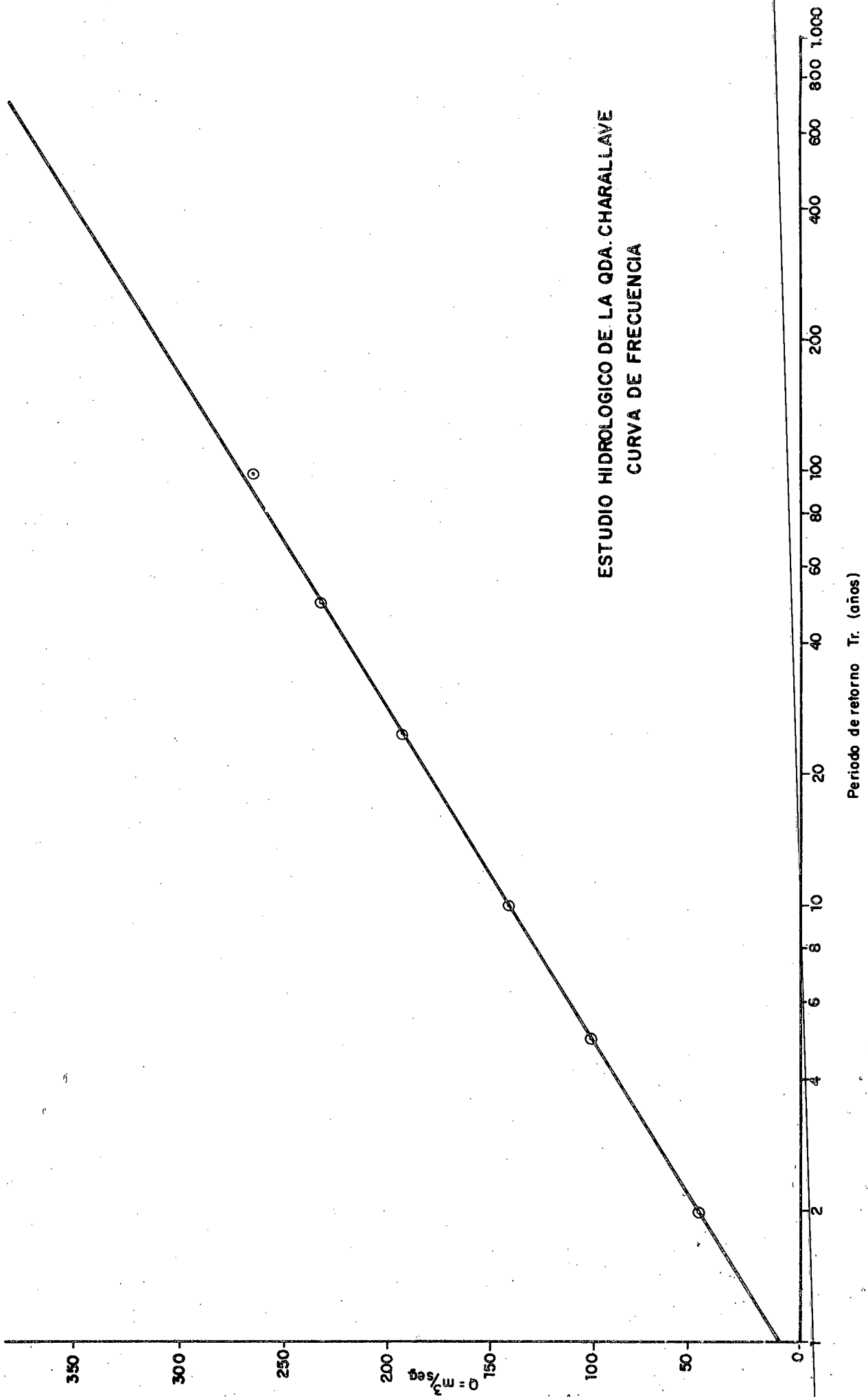
CENTRO DE COMPUTACION

RESULTADOS PROBABILISTICOS

NO.	VALOR	PR.	PROBAB.
1	228.4	15.00	0.06667
2	66.2	7.50	0.13333
3	65.0	5.00	0.20000
4	62.1	3.75	0.26667
5	49.0	3.00	0.33333
6	48.4	2.50	0.40000
7	30.8	2.14	0.46667
8	19.6	1.88	0.53333
9	12.3	1.67	0.60000
10	10.8	1.50	0.66667
11	10.6	1.36	0.73333
12	9.7	1.25	0.80000
13	9.4	1.15	0.86667
14	7.6	1.07	0.93333

MAPA

CENTRO DE COMPUTAC



 ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA QUEBRADA CHARALLAVE
 MARCELO GONZALEZ - ABEL MEJIA
 TRAMO 1 ODA GUAREMAL (PTE CHARALLAVE) AREA = 13.0 KM2

CALCULO DE FRECUENCIAS
 METODO DE GUMBEL

ANOS DE REGISTRO 14

DATOS HISTORICOS

3.00	2.40	18.00	13.60	5.20	18.30	2.10	62.40	8.40	15.30
2.80	2.80	3.00	13.70						

VALOR MEDIO 12.2

DESVIACION STD 15.1

TR VALOR 0.0(2.3)

2.3 13.2 1.00

5.0 27.0 2.04

10.0 38.3 2.89

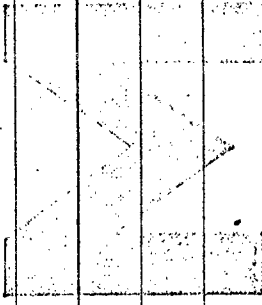
25.0 52.5 3.97

50.0 63.1 4.76

100.0 73.5 5.55

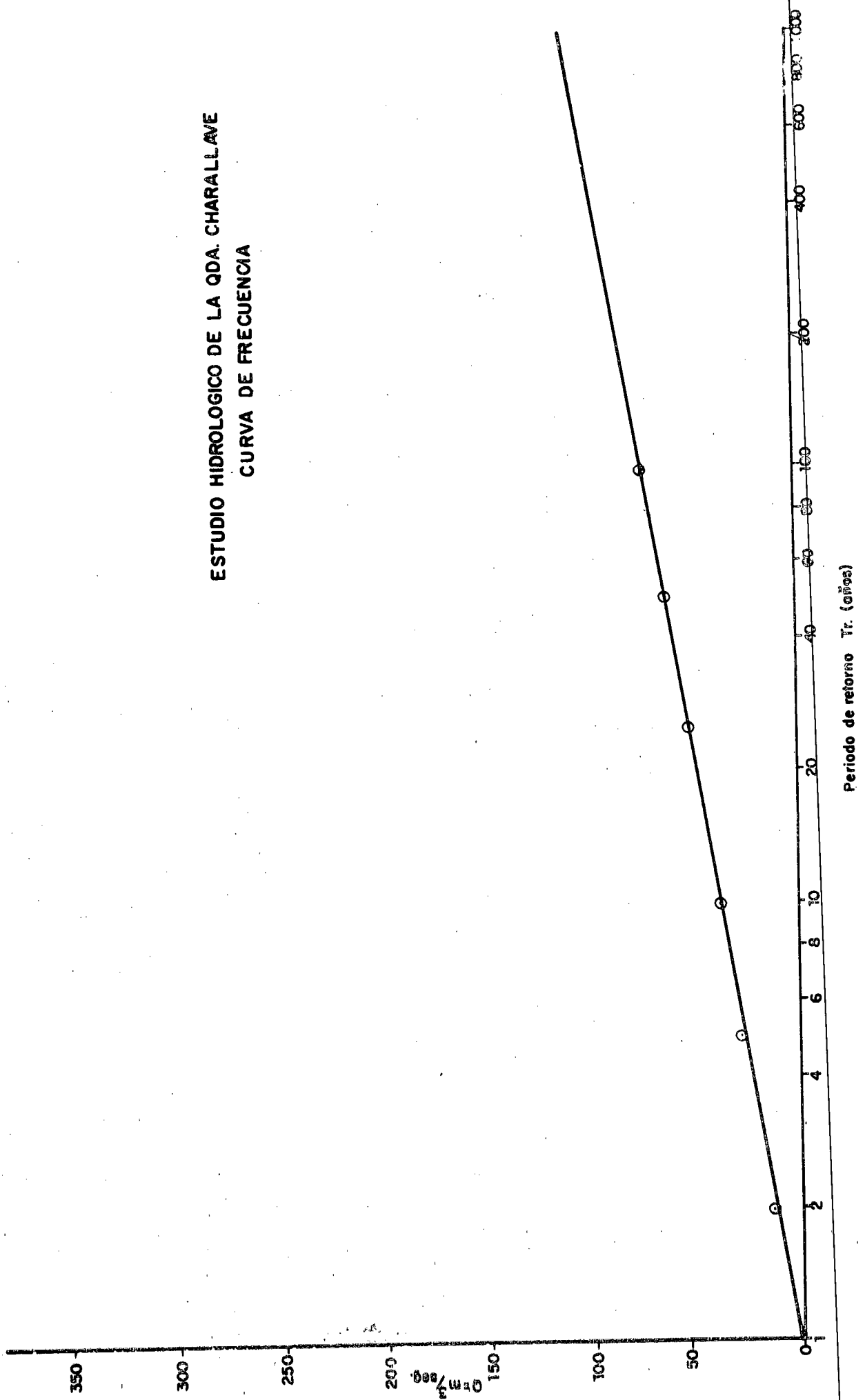
RESULTADOS PROBABILISTICOS

NO.	VALOR	PR.	PROBAB.
1	62.4	15.00	0.06667
2	18.3	7.50	0.13333
3	18.0	5.00	0.20000
4	15.3	3.75	0.26667
5	13.7	3.00	0.33333
6	13.6	2.50	0.40000
7	8.4	2.14	0.46667
8	5.2	1.88	0.53333
9	3.0	1.67	0.60000
10	3.0	1.50	0.66667
11	2.8	1.36	0.73333
12	2.8	1.25	0.80000
13	2.4	1.15	0.86667
14	2.1	1.07	0.93333

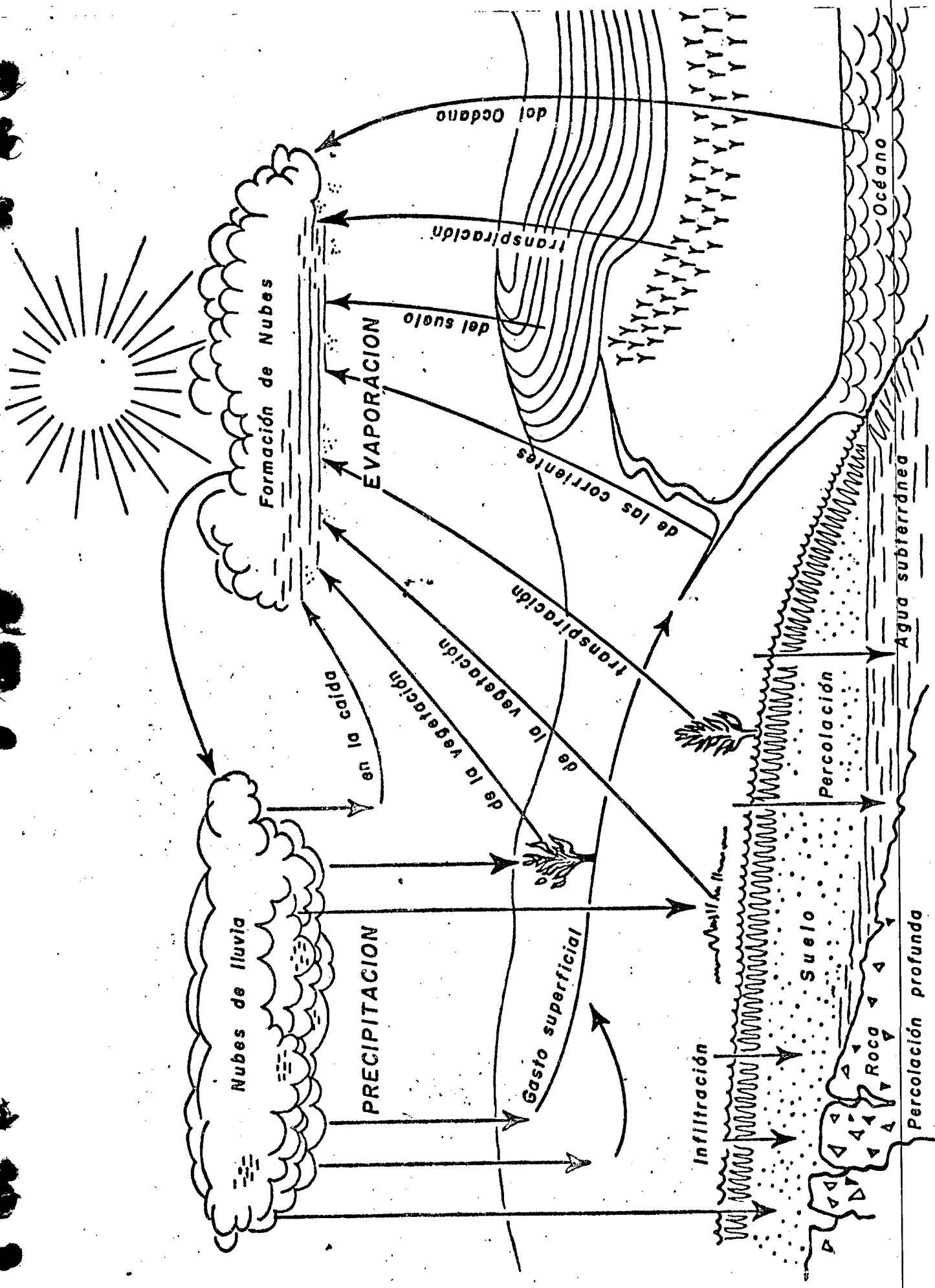


CENTRO DE INVESTIGACIONES

ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA QDA. CHARALLAVE
CURVA DE FRECUENCIA



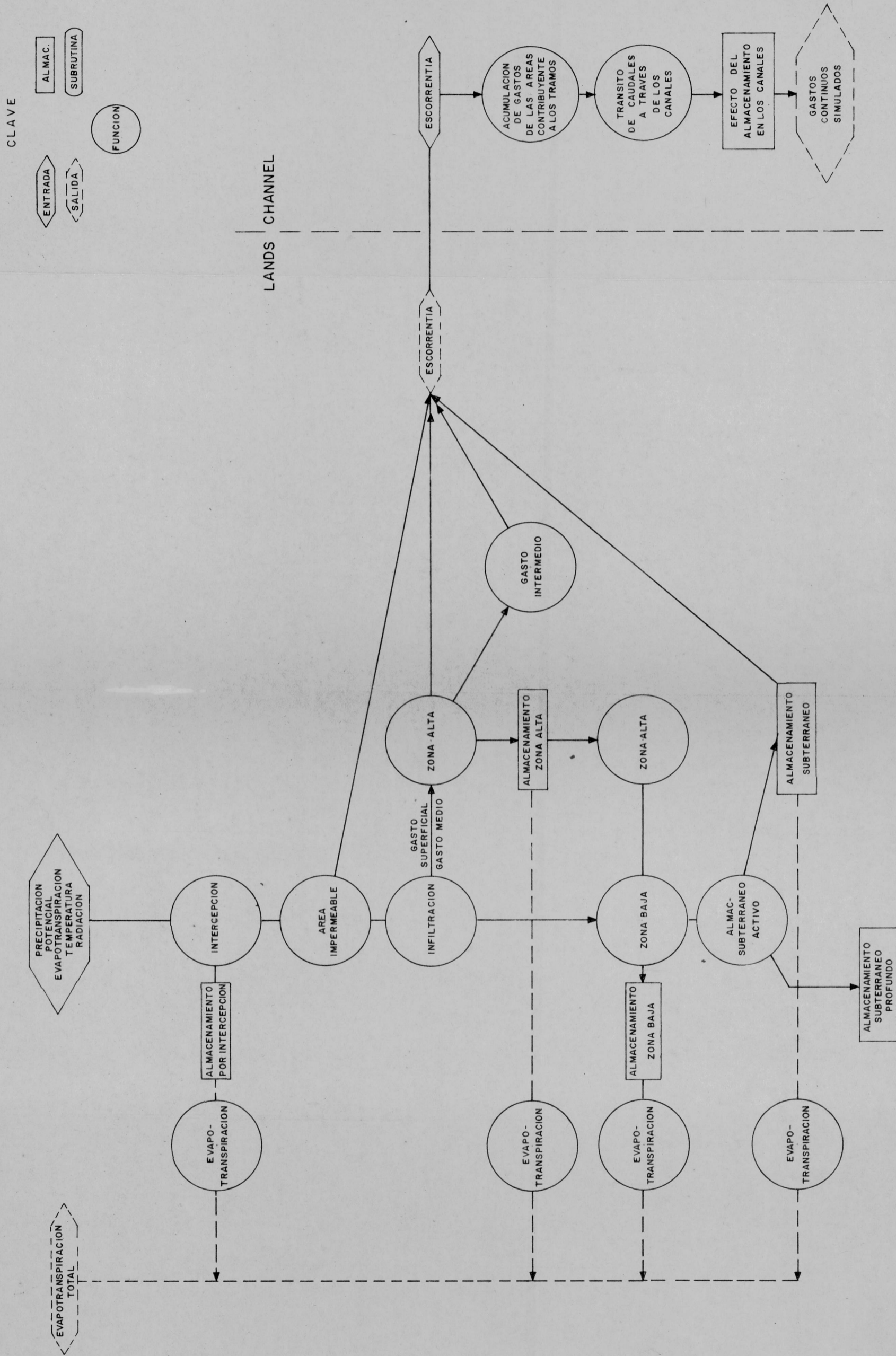
ANEXO 9



Ciclo Hidrológico

ANEXO 10

DIAGRAMA DE FLUJO
STANFORD WATERSHED MODEL IV
MOULOS LANDS-CHANNEL

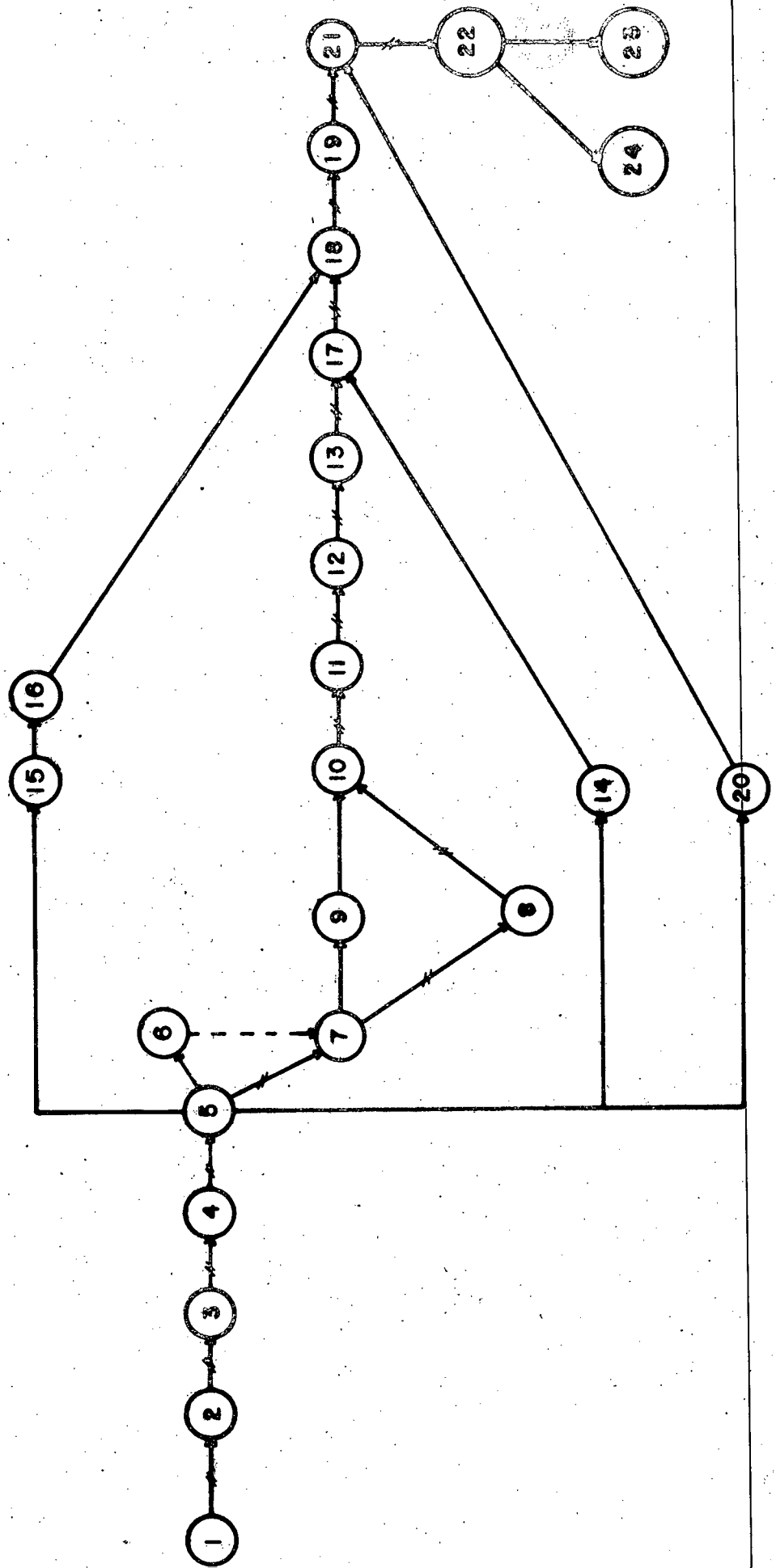


ANEXO III

DIAGRAMA DE FLUJO

ACTIVIDADES

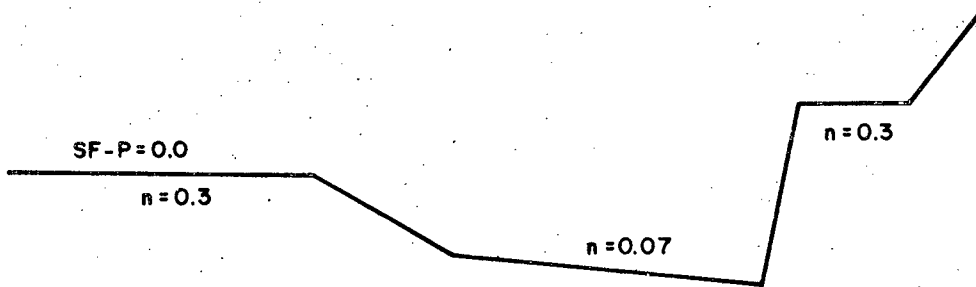
—— CAMINO CRITICO



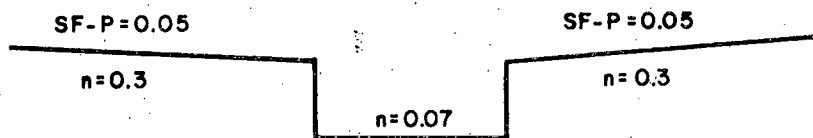
ANEXO 12

ESTUDIO HIDROLOGICO QDA. CHARALLAVE
SECCIONES DE GASTO
PARA CURVAS LINIMETRICAS

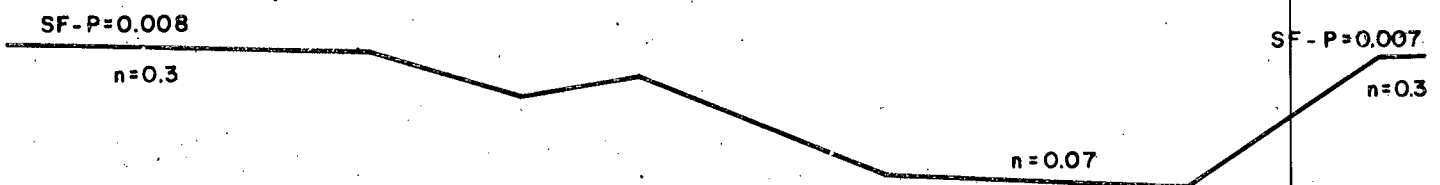
SECCION "EL PLACER"



SECCION "QDA. GUAREMAL"

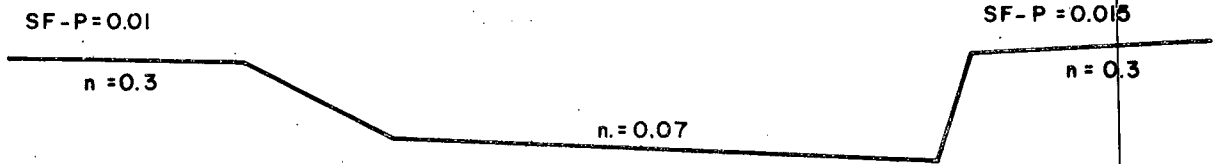


SECCION "ESTADIUM"



ESTUDIO HIDROLOGICO QDA. CHARALLAVE
SECCIONES DE GASTO
PARA CURVAS LINIMETRICAS

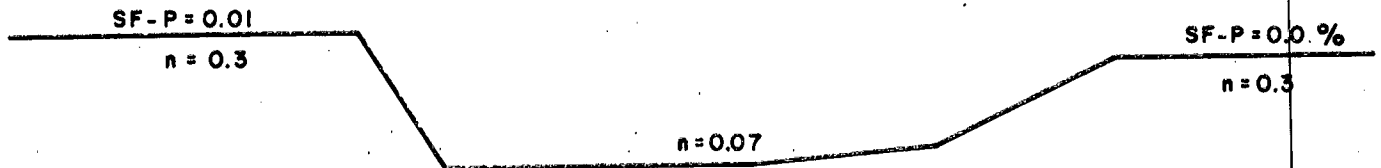
SECCION "CLOACA"



SECCION "CALLE RICAURTE"

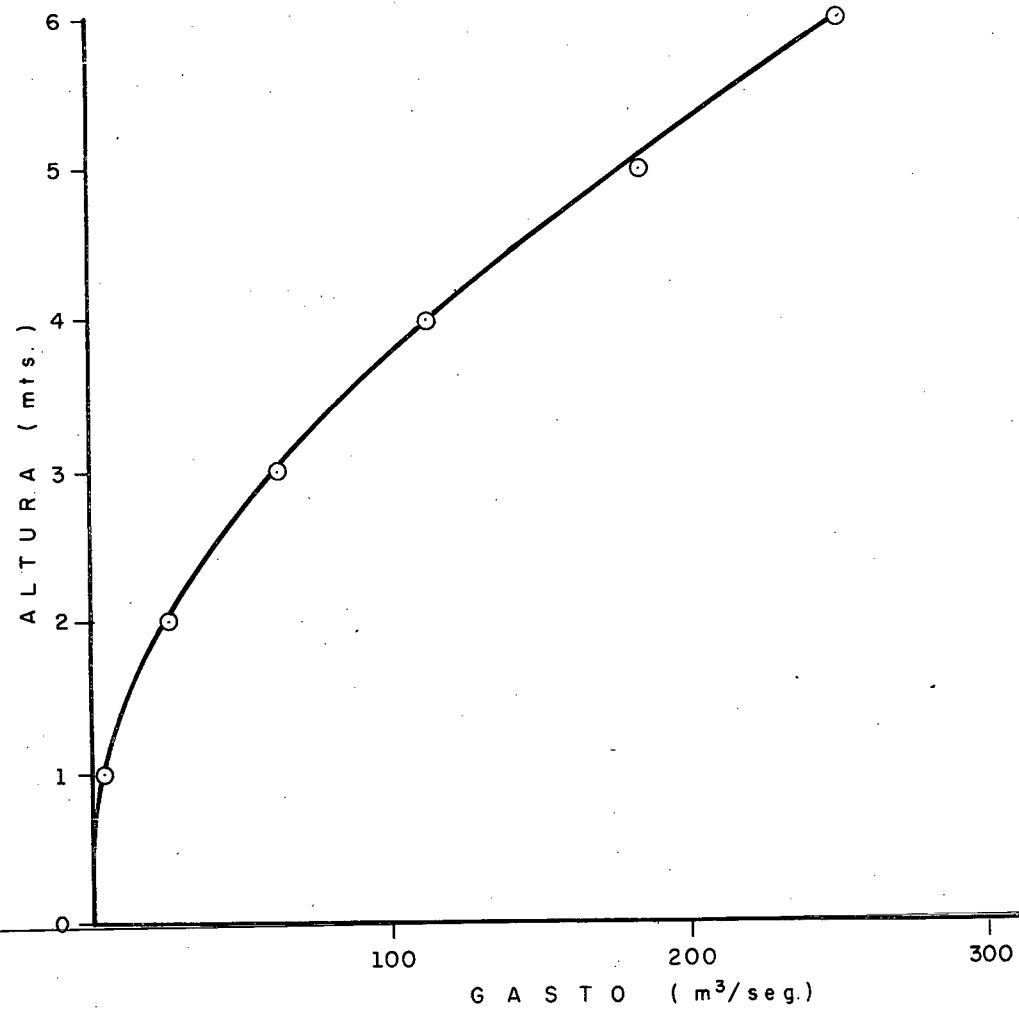


SECCION "CHUPULUN"

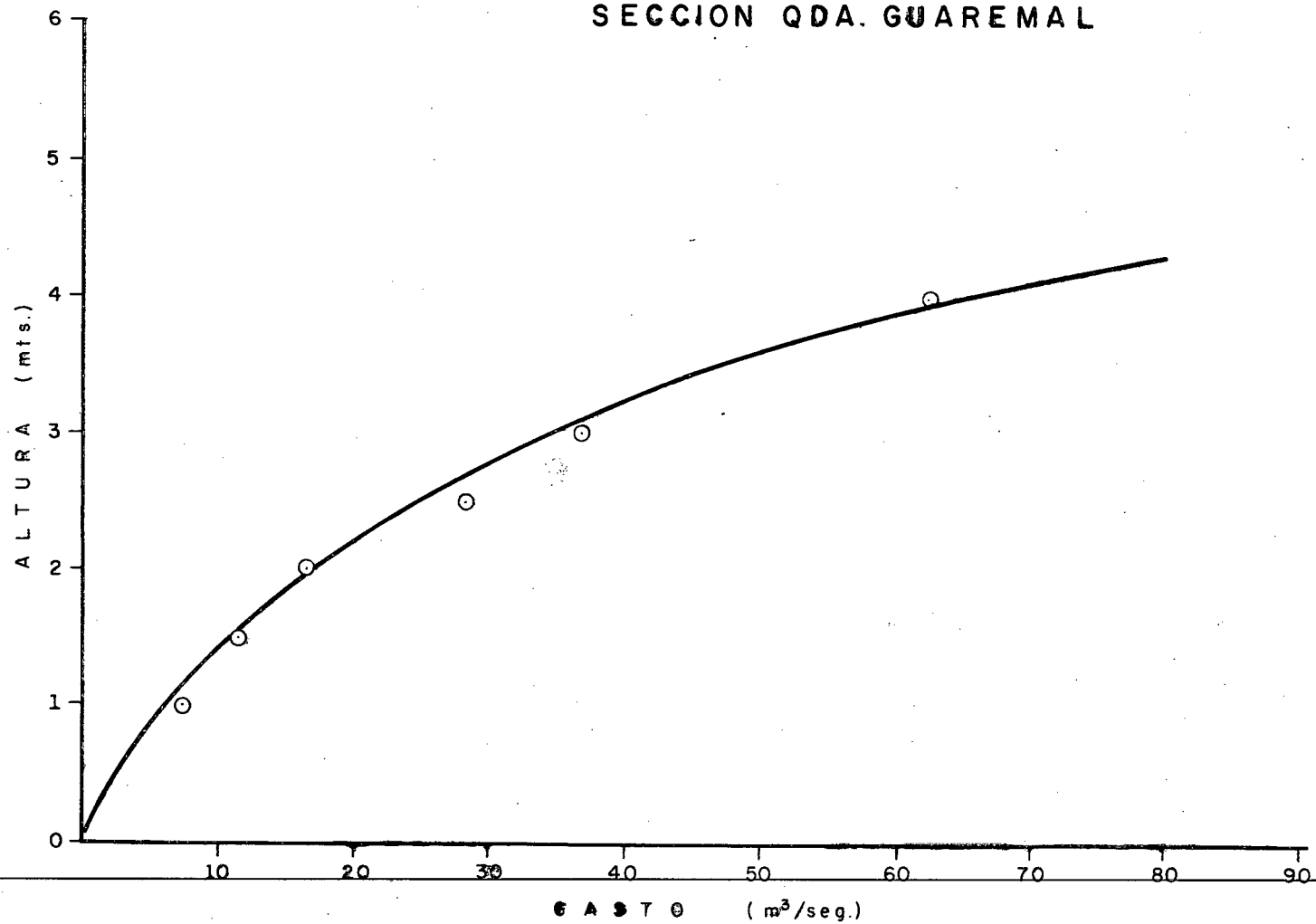


ESC: V 1:250
H 1:250

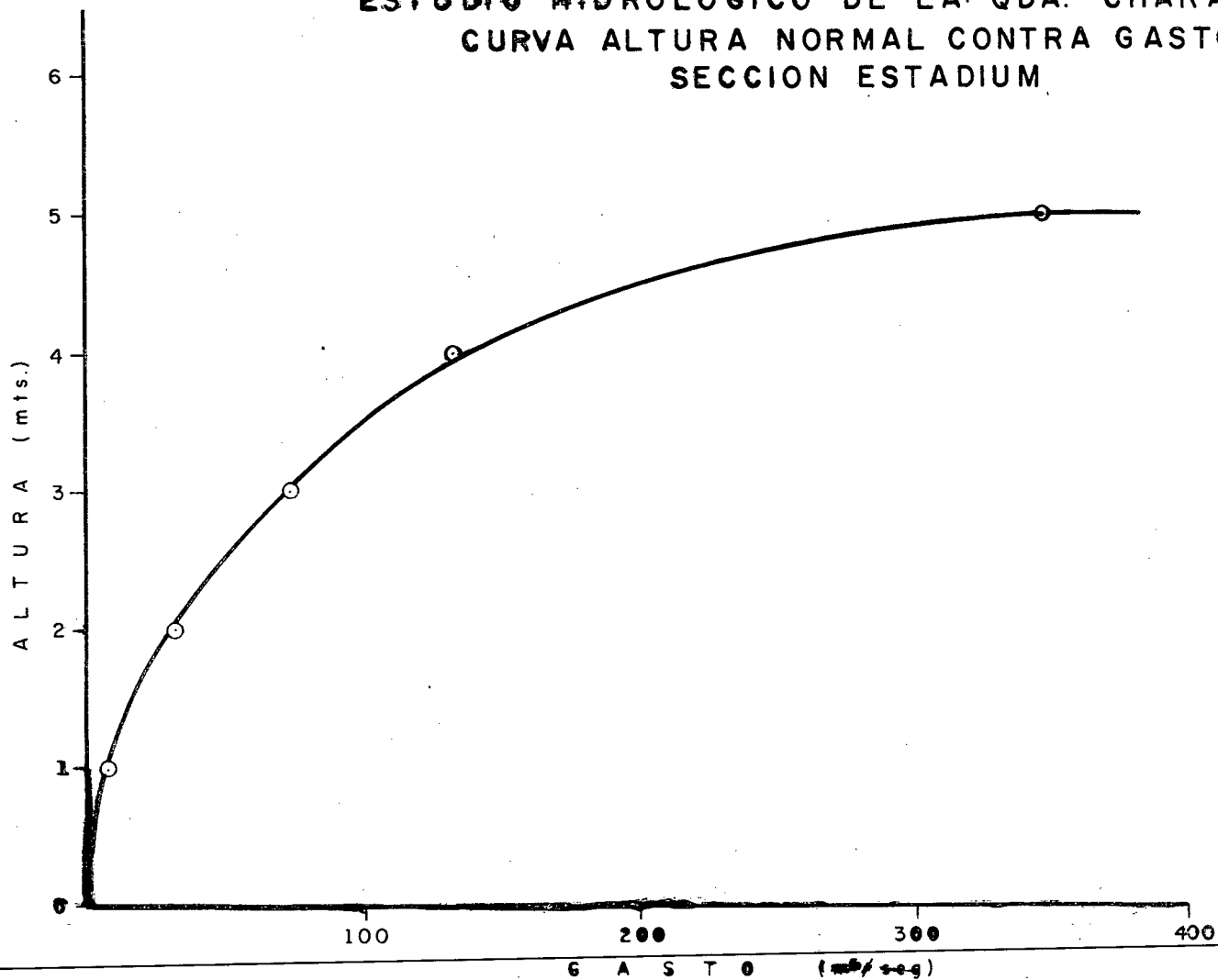
ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA QDA. CHARALLAVE
CURVA ALTURA NORMAL CONTRA GASTOS
SECCION EL PLACER



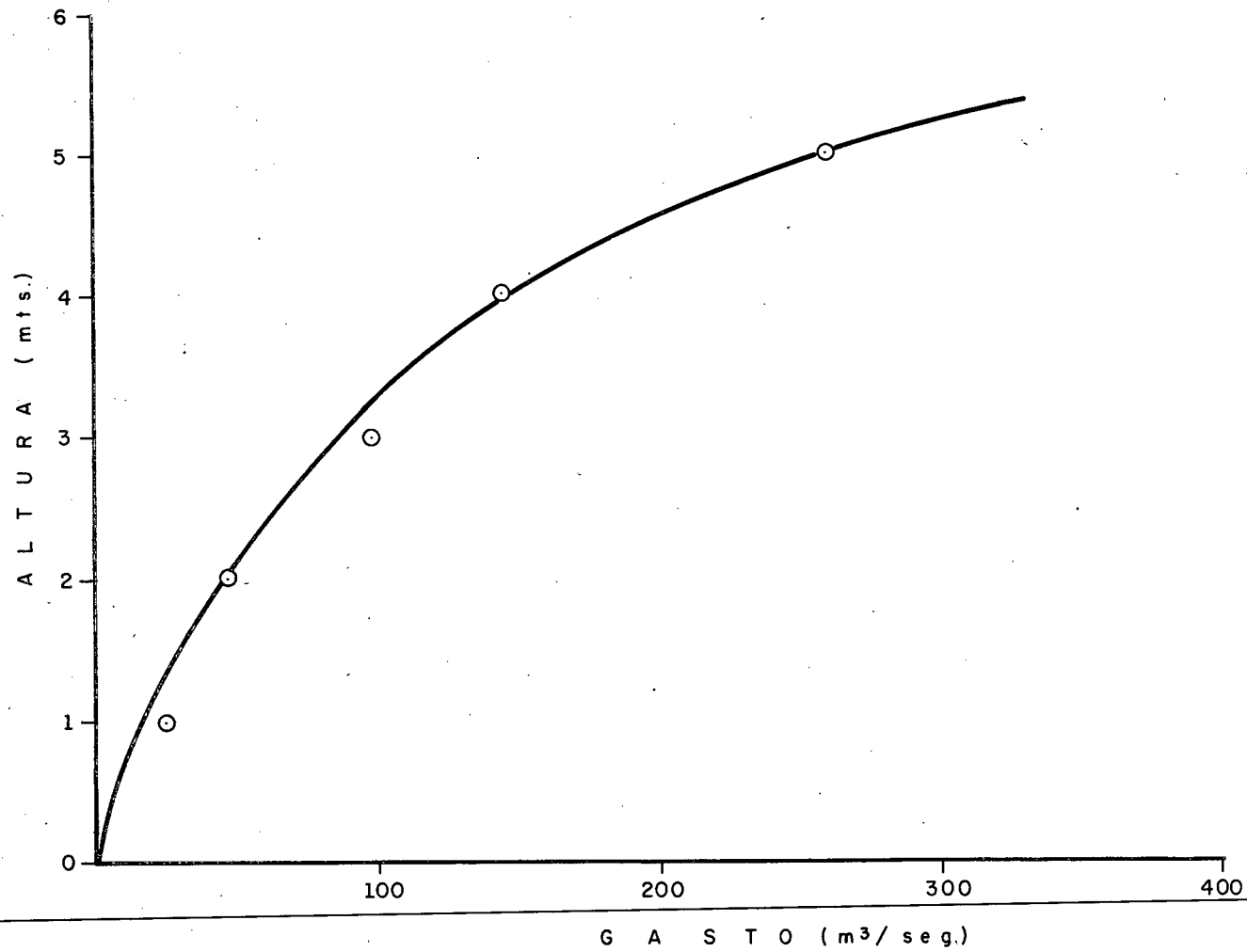
ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA QDA. CHARALLAVE
CURVA ALTURA NORMAL CONTRA GASTOS
SECCION QDA. GUAREMAL



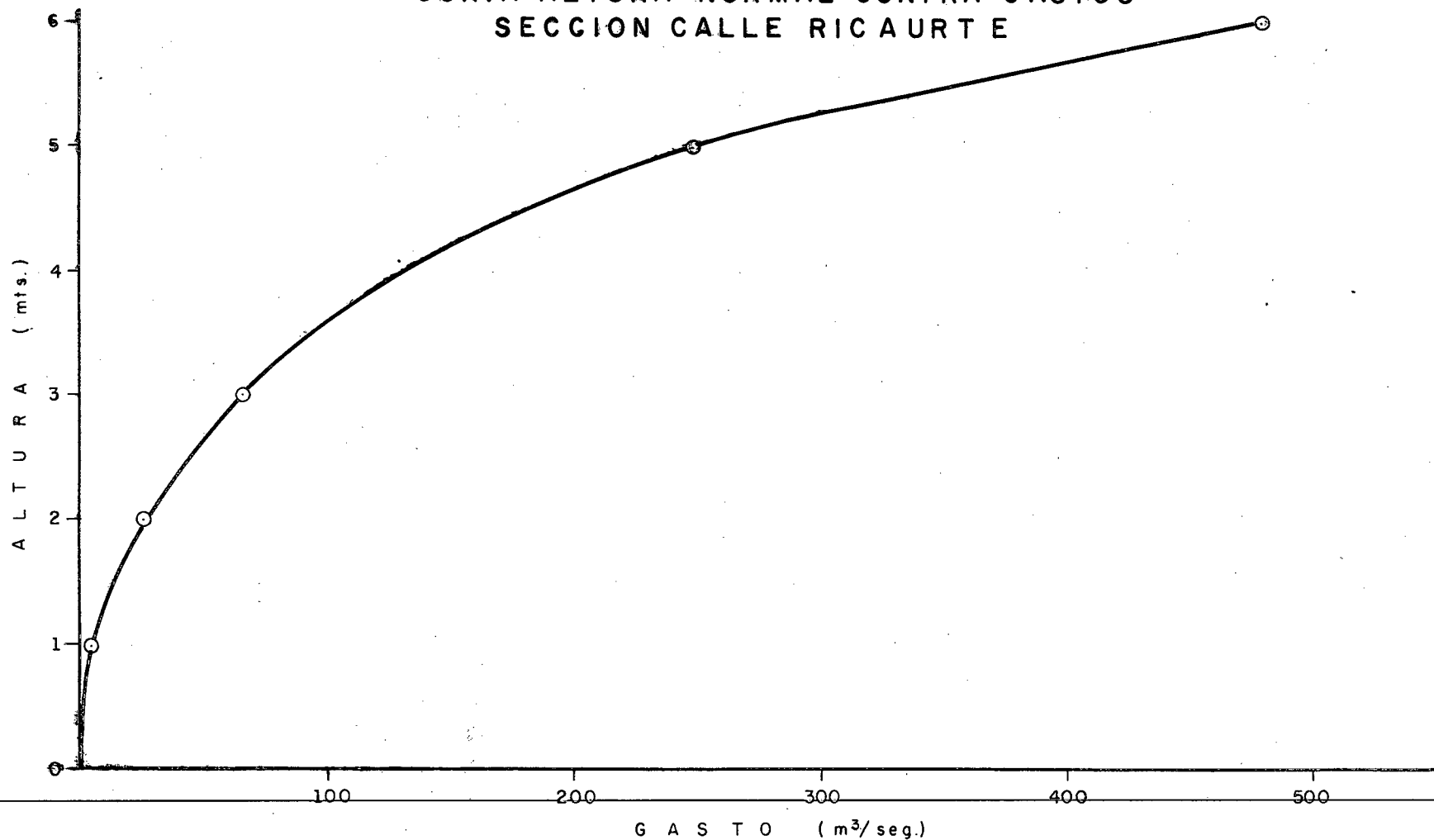
ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA QDA. CHARALLAVE
CURVA ALTURA NORMAL CONTRA GASTOS
SECCION ESTADIUM



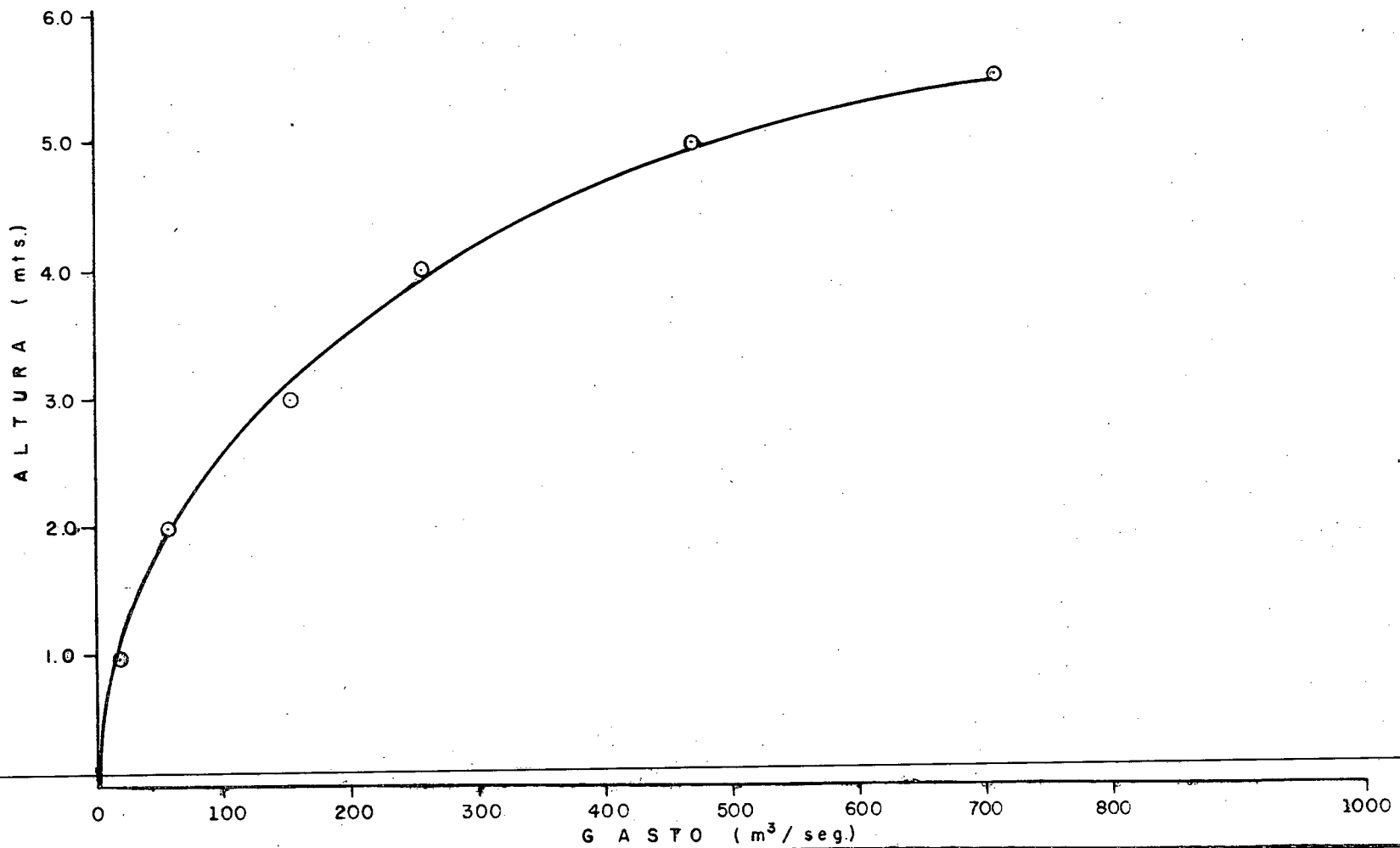
ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA QDA. CHARALLAVE
CURVA ALTURA NORMAL CONTRA GASTOS
SECCION PUENTE HACIA BARRIO CHUPULUN



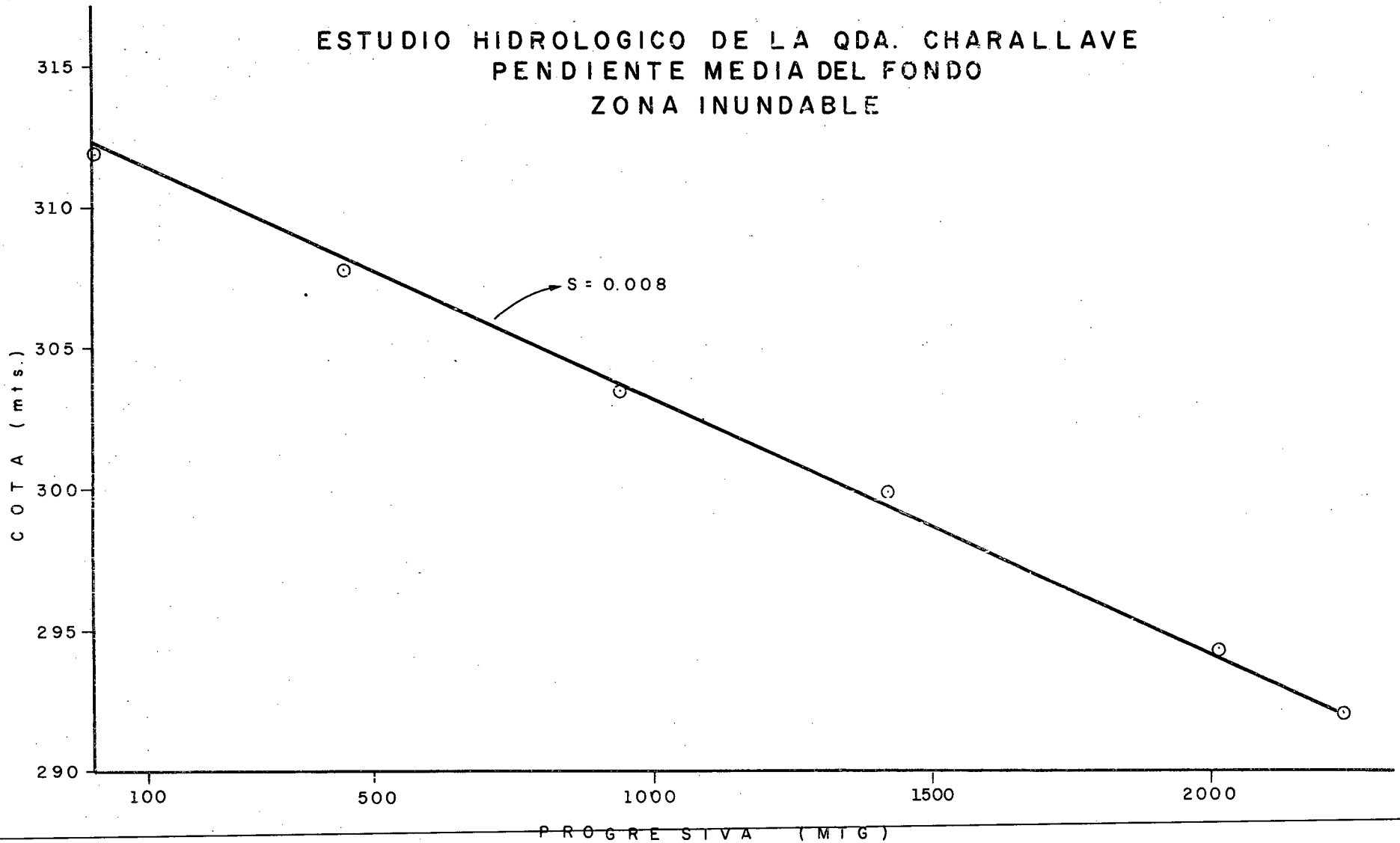
ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA QDA. CHARALLAVE
CURVA ALTURA NORMAL CONTRA GASTOS
SECCION CALLE RICAURTE



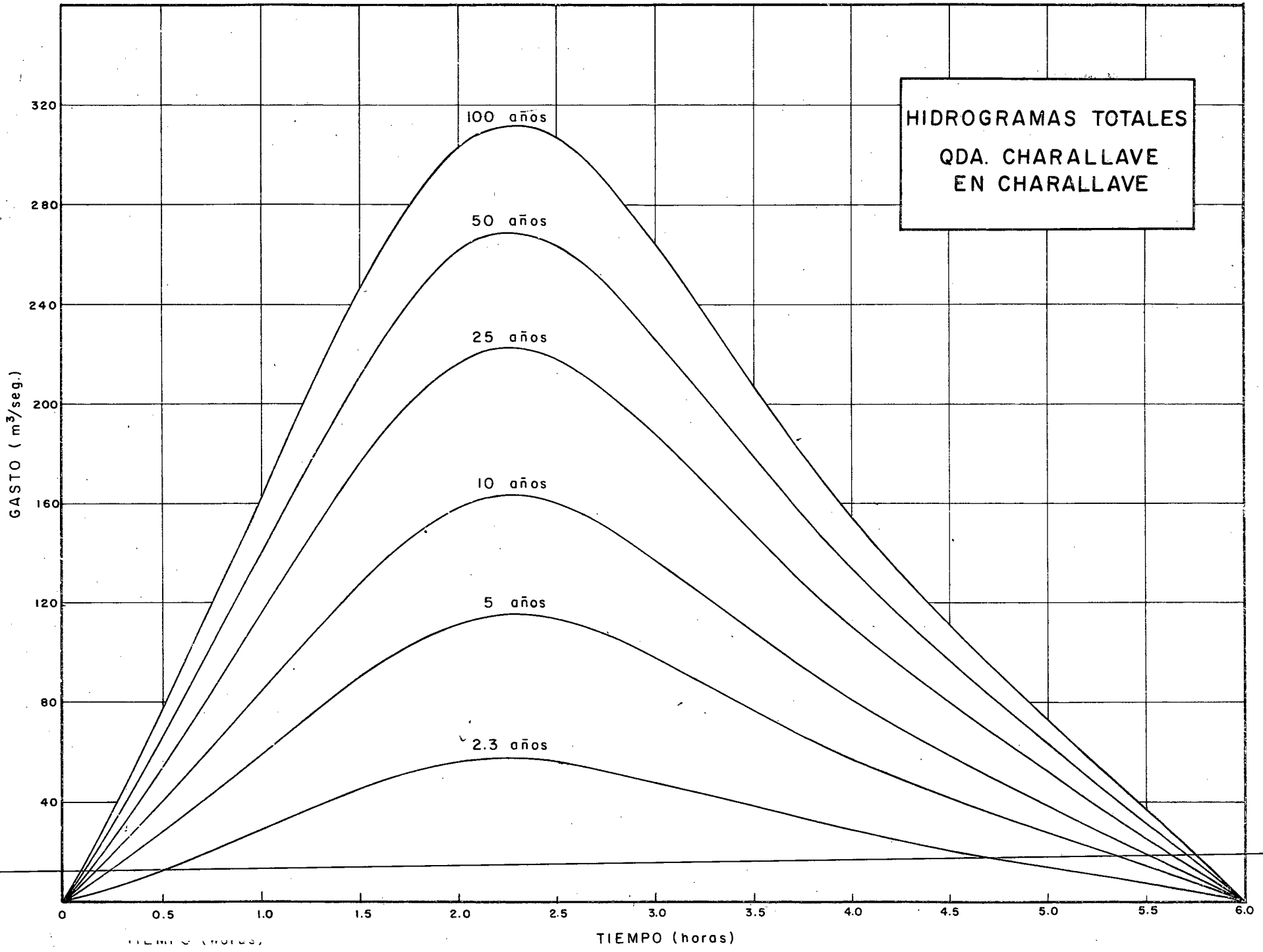
ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA QDA. CHARALLAVE
CURVA ALTURA NORMAL CONTRA GASTOS
SECCION CLOACA



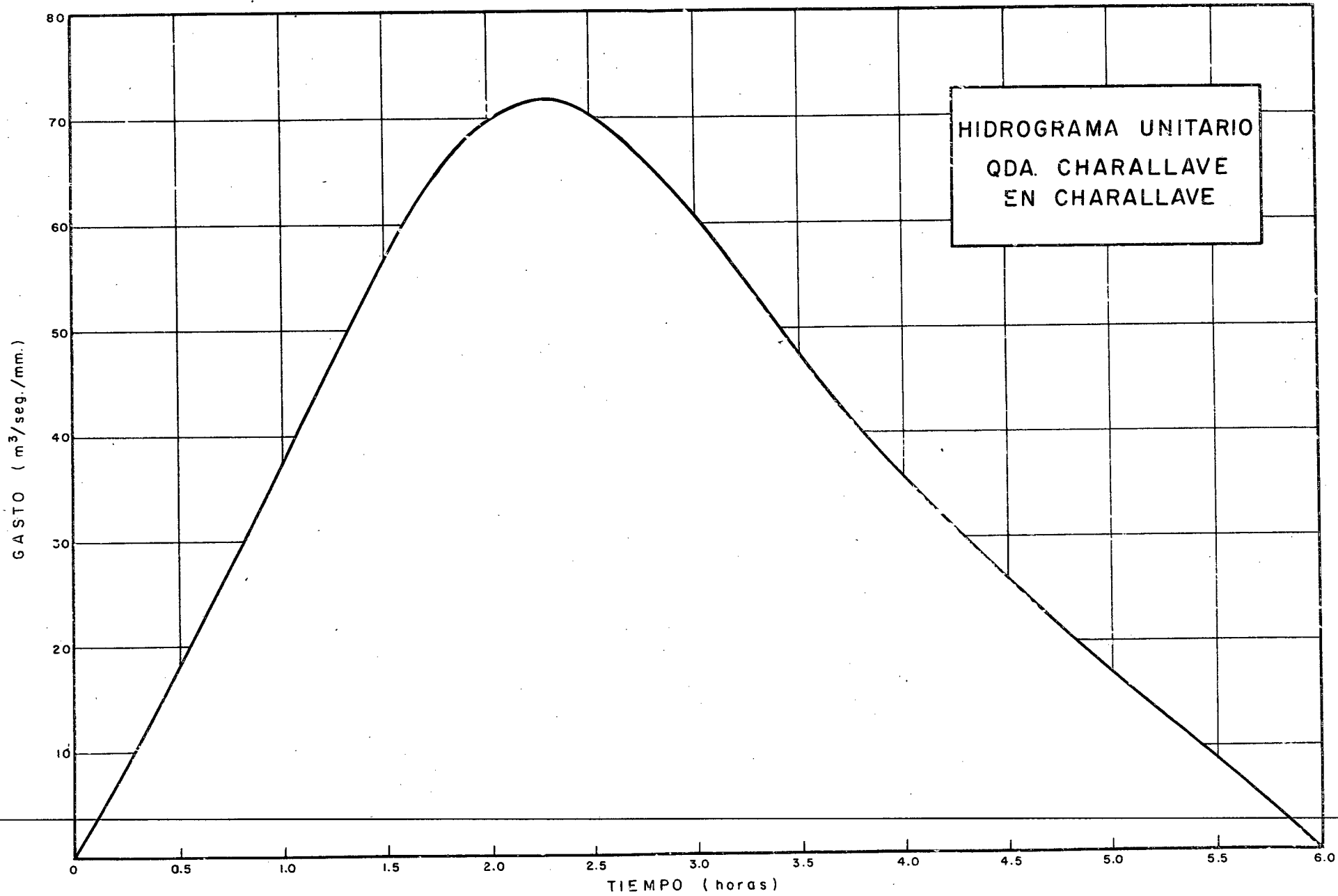
ESTUDIO HIDROLOGICO DE LA QDA. CHARALLAVE
PENDIENTE MEDIA DEL FONDO
ZONA INUNDABLE



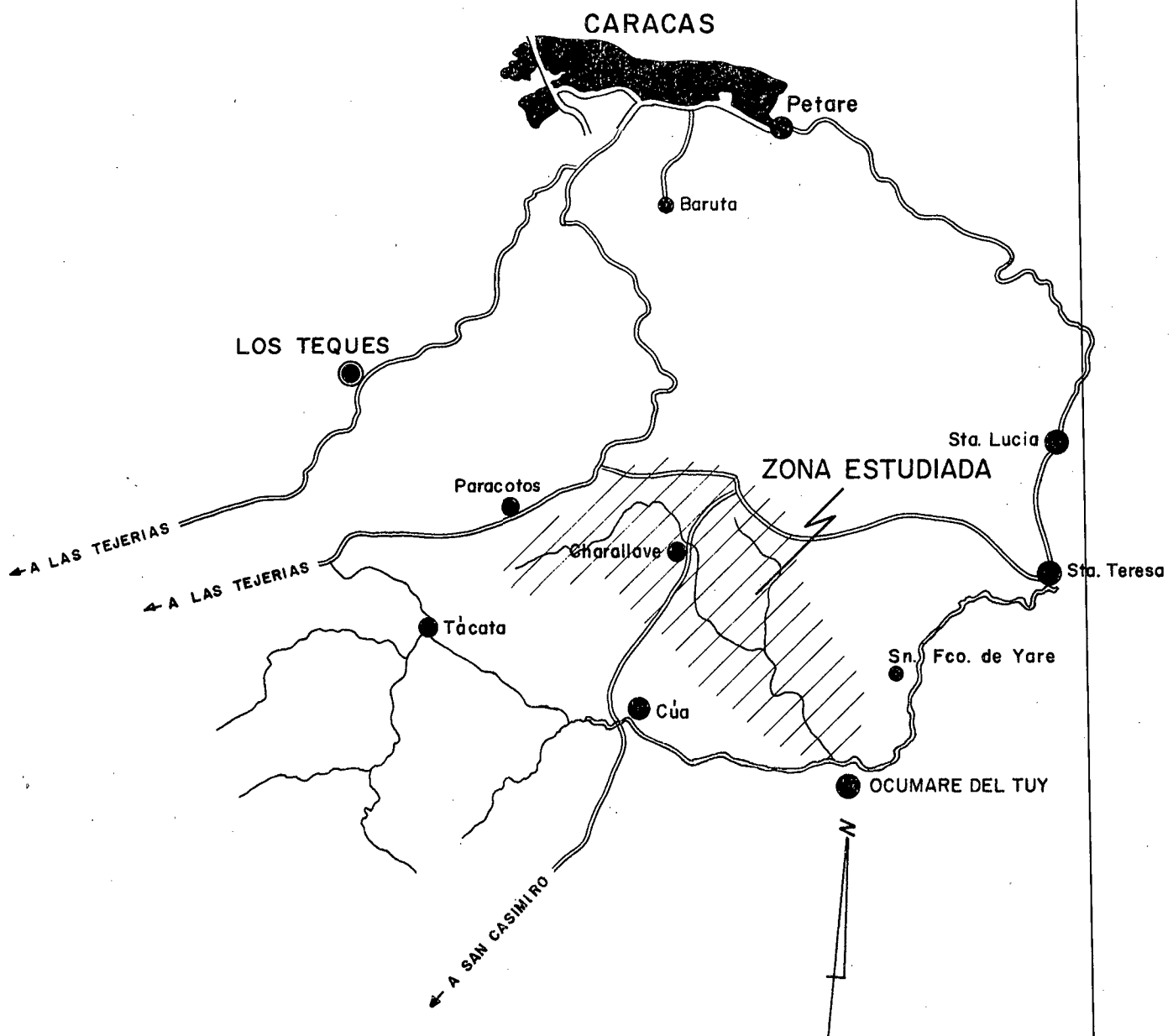
A N E X O 13



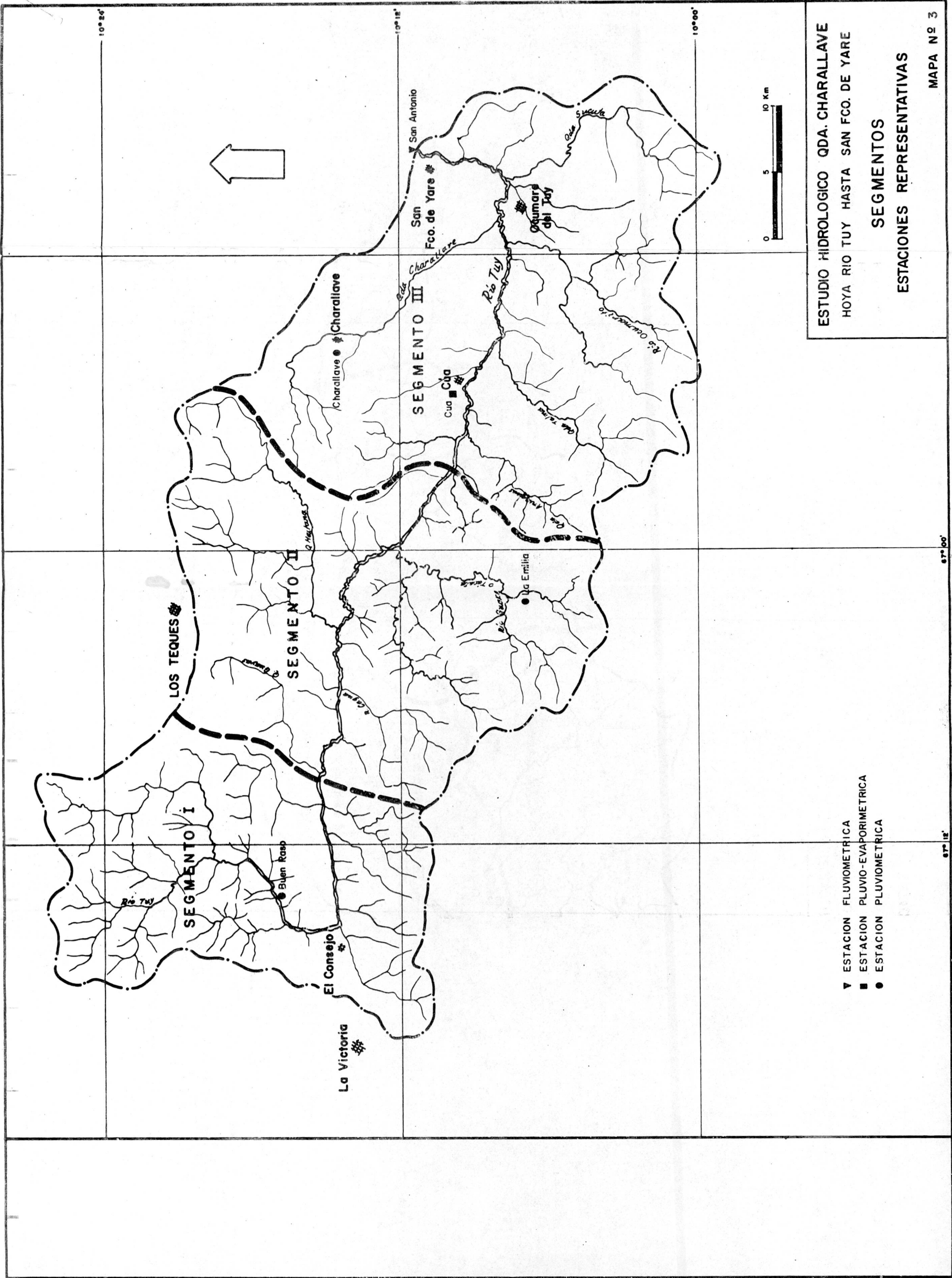
HIDROGRAMAS TOTALES
QDA. CHARALLAVE
EN CHARALLAVE



M A P A S



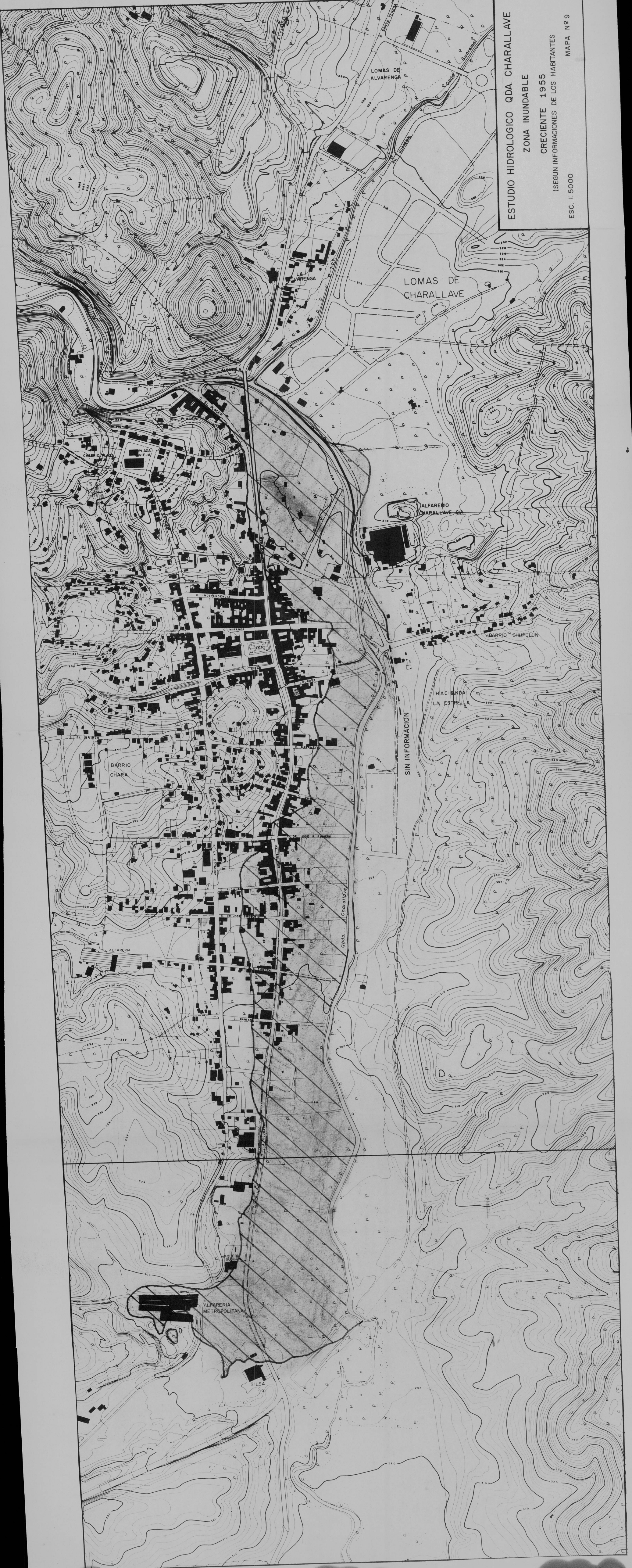
PLANO DE UBICACION



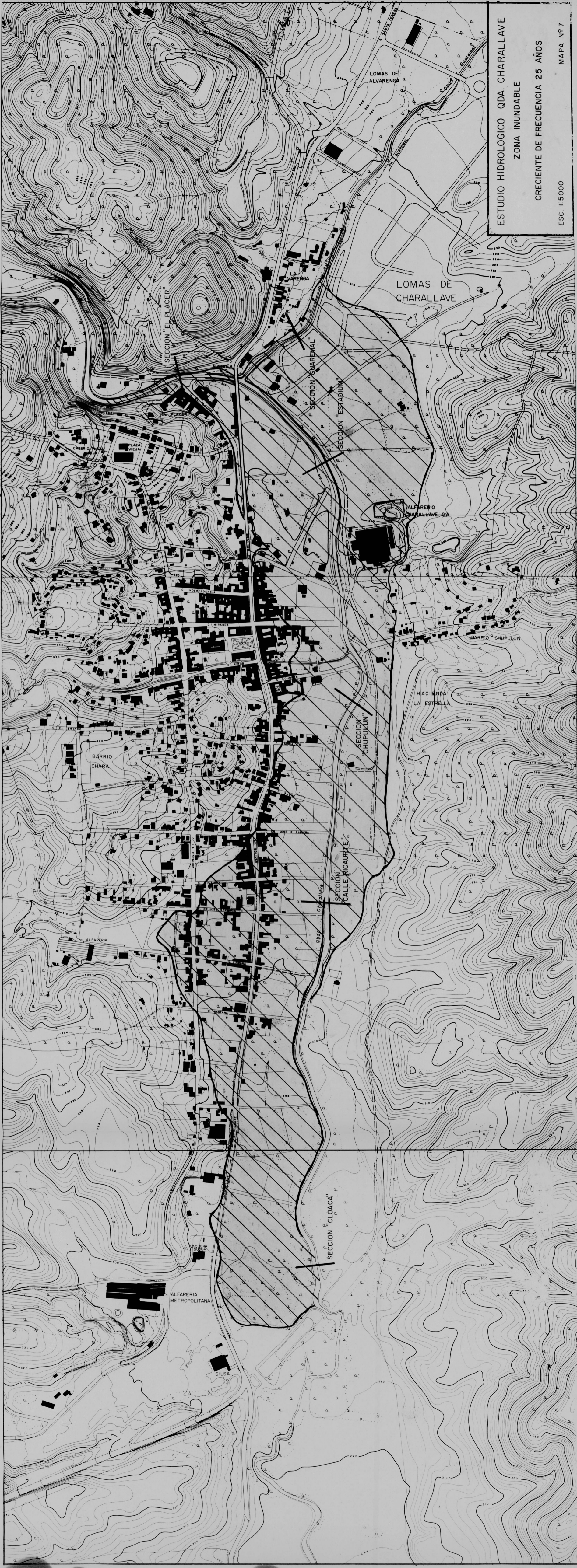
- ▼ ESTACION FLUVIOMETRICA
- ESTACION PLUVIO-EVAPORIMETRICA
- ESTACION PLUVIOMETRICA

ESTUDIO HIDROLOGICO QDA. CHARALLAVE
 HOYA RIO TUY HASTA SAN FCO. DE YARE
 SEGMENTOS
 ESTACIONES REPRESENTATIVAS
 MAPA N° 3

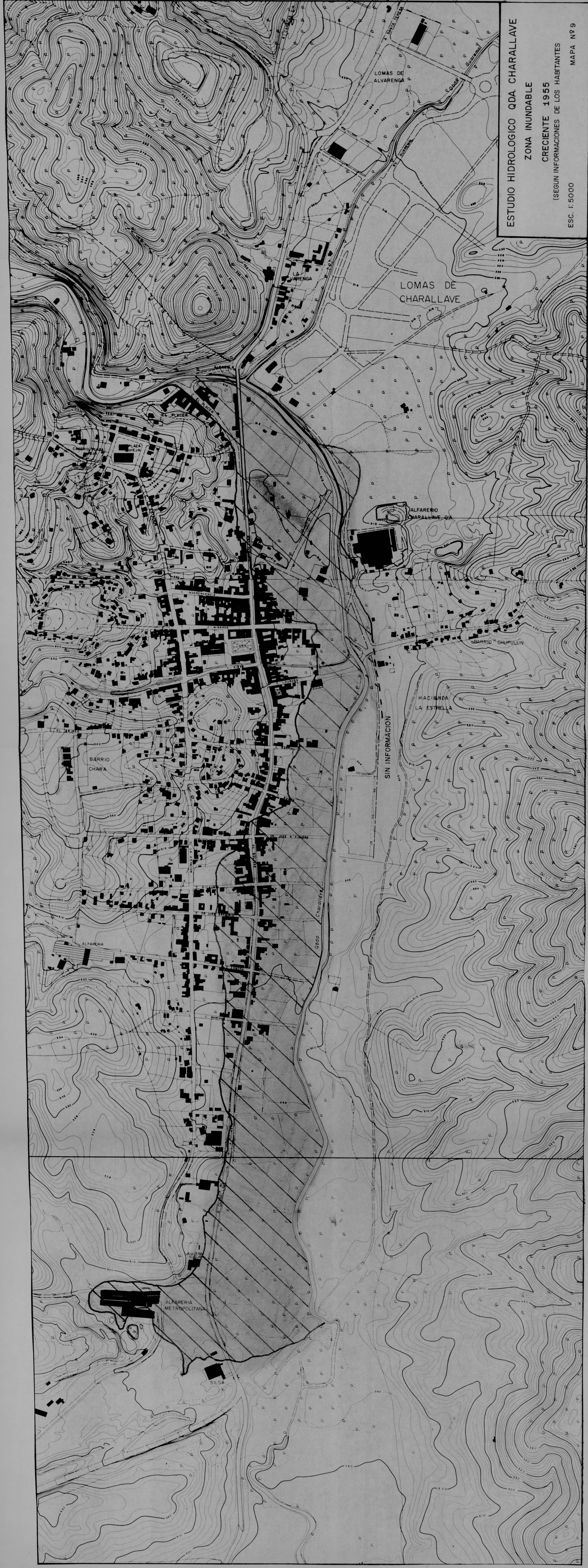
ESTUDIO HIDROLOGICO QDA CHARALLAVE
ZONA INUNDABLE
CRECIENTE 1955
(SEGUN INFORMACIONES DE LOS HABITANTES)
ESC. 1:5000
MAPA N°9

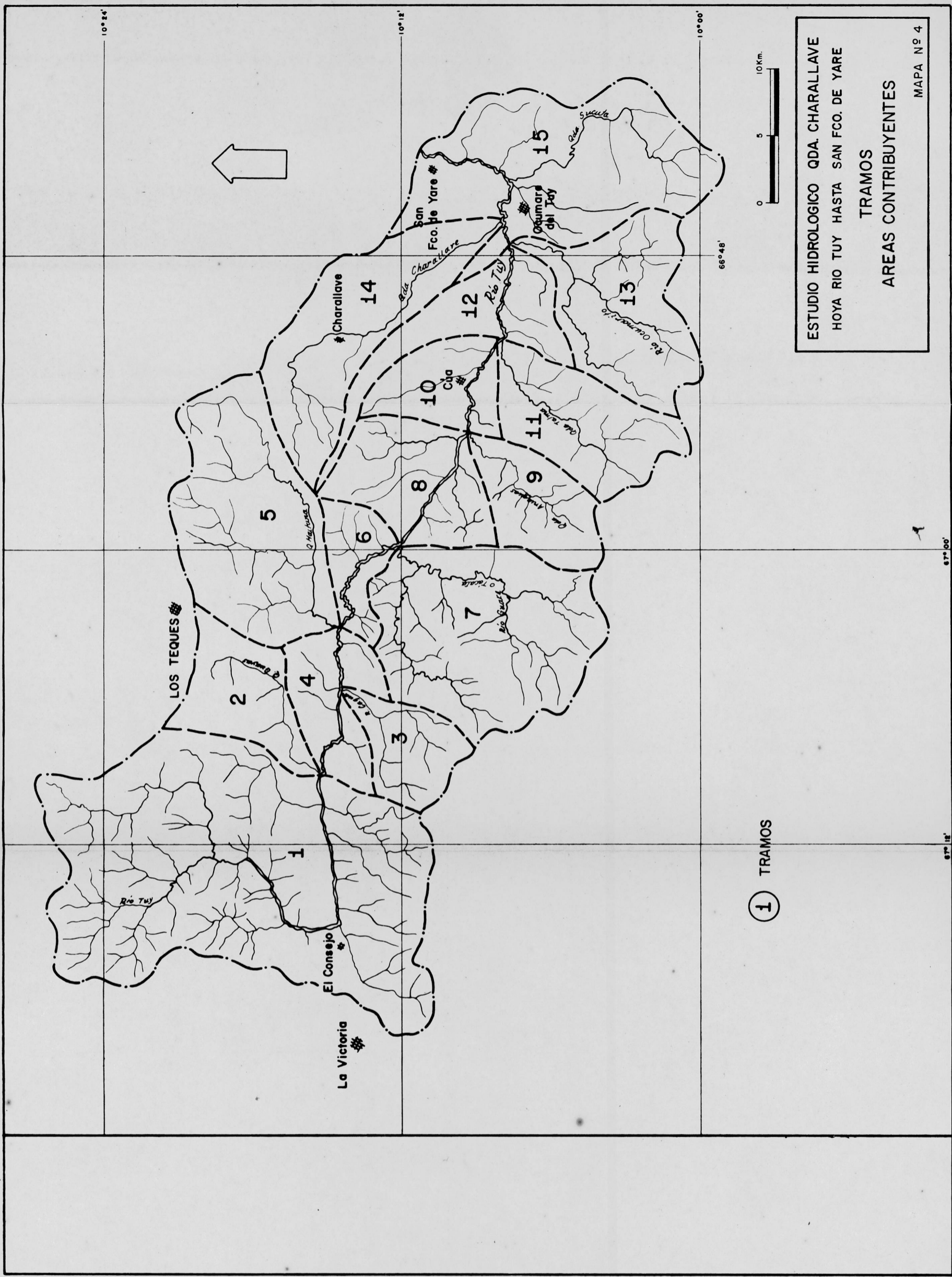


ESTUDIO HIDROLOGICO QDA. CHARALLAVE
ZONA INUNDABLE
CRECIENTE DE FRECUENCIA 25 AÑOS
ESC. 1:5000
MAPA Nº 7



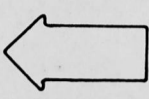
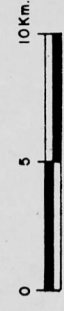
ESTUDIO HIDROLOGICO QDA CHARALLAVE
ZONA INUNDABLE
CRECIENTE 1955
(SEGUN INFORMACIONES DE LOS HABITANTES
ESC. 1:5000
MAPA N° 9





ESTUDIO HIDROLOGICO QDA. CHARALLAVE
 HOYA RIO TUY HASTA SAN FCO. DE YARE
 TRAMOS
 AREAS CONTRIBUYENTES
 MAPA N° 4

1 TRAMOS



FE DE ERRATAS

- Los volúmenes en el Anexo 2 están en millones de M3.
- En los resultados de la computadora del Anexo 4 donde dice "Quebrada Charallave" y "at Charav", debe decir "Rio Tuy en San Antonio" y "at San Antonio" respectivamente.
- En el anexo 10 donde dice MOULOS debe decir MODULOS