

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS

**MEJORAMIENTO DE LAS TOMAS
SOBRE LOS RIOS TURMERO Y
ARAGUA DEL SISTEMA DE RIEGO DE
TAIGUAIGUAY, Y TUY DEL SISTEMA
DE RIEGO DEL RIO TUY**

LABORATORIO DE HIDRAULICA

SARDIMAR, C.A.

DICIEMBRE 1964

TOMA SOBRE EL RIO TURMERO PARA ALIMENTACION
DEL EMBALSE DE TAIGUAIGUAY

MODERNIZACION DE LAS OBRAS DE TOMA

1. Introducción

El Embalse de Taiguaiguay se alimenta con las aportaciones directa del Río Minas y de la hoya en donde está ubicado, pero la más efectiva dotación se logra por la derivación de parte de las aguas de los Ríos Turmero y Aragua.

La proporción de estas aportaciones es la siguiente:

Del Río Turmero, mediante el canal Turmero Aragua.	41%
Del Río Aragua, incluyendo los excedentes de riego de Suata.	26%
Río Minas y hoya directa.	<u>33%</u>
	100%

Aguas abajo de la población de Turmero (Edo. Aragua) y sobre el río del mismo nombre están construídas las obras de Toma que alimentan el canal Turmero a Taiguaiguay.

Este canal se intercepta con el Río Aragua y no lo pasa en sifón o puente sino que vierte sus aguas al cauce del Aragua para volverlas a tomar, sumándole los aportes del Río Aragua, y conducir las hasta el embalse de Taiguaiguay, mediante el canal Aragua-Taiguaiguay.

Las obras de toma sobre el Río Turmero son del tipo convencional con un azud para alzar el pelo de agua, dos compuertas de limpieza, ante-toma y toma con dos compuertas radiales. No existe canal

moderador de entrada, sólo el umbral de antetoma.

Este tipo de toma que en ríos de aguas abundantes y poco arrastre podría quizás funcionar bien, con ligeras modificaciones, si se manipulan de modo adecuado las compuertas tanto de toma como de limpieza; en ríos torrenciales como es el caso del Turmero en la zona, su funcionamiento es muy deficiente aún cuando se tomase bajo carga y se siguiese un método adecuado de operación.

En las obras construídas el material grueso de arrastre inva de la zona de antetoma y penetra al canal depositando gran cantidad de azolves que deben ser removidas anualmente por medios mecánicos conduciendo a altos costos de conservación.

En la fotografía panorámica Nº 1, se puede observar el estado de las Obras de Toma sobre el Río Turmero para el día 30 de Octubre de 1963. En ese momento se derivaba (a borde libre) todo el gasto del río permaneciendo las compuertas de limpieza cerradas. Luego se intentó hacer una limpieza de tipo intermitente; la Foto 2, muestra la zona de antetoma cuando se cerraron todas las compuertas y empezaban a subir las aguas para crear el pequeño lago.

2.- Hidrología

Sardimar, C.A. obtuvo de la División de Hidrología de la Dirección de Obras Hidráulicas la curva de duración de los gastos medios diarios que se representa en el Gráfico de la Fig. 2 y registra los valores obtenidos entre 1953 y 1962 para el Río Turmero en la Estación de Aforo de Turmero.

La proximidad entre el sitio de aforos y la toma sobre el Río Turmero permite tomar los valores aforados sin alteración para el lugar de la derivación.

La cuenca tributaria es de 192 Km^2 y la altitud en el sitio de aforos es de 452 m. sobre el nivel del mar, así pues los ríos tributarios del Turmero descienden desde la fila a unos 2.300 m. de altitud en sólo un recorrido de aproximadamente 17 Km. para el Río Guayabita y 20 Km. para el Río Paya; es decir que puede estimarse una pendiente media del 10% para la cuenca superior del río.

Analizando la curva de duración de los gastos se encuentra un gasto máximo característico de $2,5 \text{ m}^3/\text{s}$; un mínimo característico de sólo $0,025 \text{ m}^3$ por segundo, y gasto semipermanente de $0,5 \text{ m}^3$ por segundo con un módulo de $0,82 \text{ m}^3/\text{s}$ computado con base a 19 años de registro (1943 a 1962).

El gasto mínimo minimorum es de cero litros por segundo y el máximo maximorum es de $220 \text{ m}^3/\text{s}$ registrados en el mes de Septiembre de 1945. Todos estos datos han sido tomados de la publicación de la División de Hidrometeorología de la Dirección de Obras Hidráulicas intitulada "Resumen de Datos Hidrométricos 1940-1962" Tipo-Lit Cartografía Nacional Julio de 1963.

En esos años de registro las crecientes máximas anuales se agrupan así:

Entre 10	y	50 m^3/s	11
" 50	"	100 "	4
" 100	"	150 "	2
" 150	"	200 "	0
" 200	"	220 "	2

Como se vé el régimen de gastos corresponde a la naturaleza torrencial del río que presenta una gran diferencia entre los gastos medios por día y los valores que arrojan los picos de las crecientes.

En el gráfico de la Fig. 3 se señalan algunos hidrogramas correspondientes a crecientes típicas las que son de muy corta duración por lo cual, y así lo debieron considerar los proyectistas del sistema, es antieconómico dar una gran capacidad a las obras de toma y al canal de derivación puesto que la mayor capacidad de estas obras sería aprovechada en un porcentaje muy pequeño del tiempo.

El canal de derivación que parte del río Turmero fué proyectado para una capacidad máxima de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ y sólo se aprovecha un 77% del escurrimiento total del río según puede deducirse del estudio efectuado por el Ing. Luis Castro Medina intitulado "Balance Hidrológico del Sistema de Riego Taiguaiguay" (Marzo de 1963).

En el referido informe del Ing. Castro Medina se dice:

"Todo el volúmen de agua que lleva el río, no se desvía por el canal, debido a que aguas abajo hay fincas con derechos de agua, también hay que dejar algo para que los peces no mueran y por último, el caso de crecientes en las que el canal no tiene suficiente capacidad para toda el agua. Por todo esto, y después de ciertas consideraciones, hubieron de hacerse unos descuentos a las aportaciones del río, que varían entre 30 y 110 ham-mes, según fuera el caudal del río o sea, que el río nunca se seca y el canal no tomó agua mientras el gasto del río no pasara de 110 l/seg., que es lo correspondiente a las 30 ham-mes".

En el "Resumen de Datos Hidrométricos" ya citado se dan valores registrados para el Río Turmero, en Turmero para los años climáticos 43-44 a 61-62 en estos 19 años el volumen escurrido medio anual es de 25,999 millones de metros cúbicos.

En el Informe de Castro Medina se estima un derrame anual

medio de 27,150 millones de metros cúbicos, siendo oportuno notar la poca diferencia entre estas cifras si se tiene en cuenta que en el citado informe sobre el Balance Hidrológico del Sistema Taiguaiguay su autor tuvo que suponer un período hidrológico desde 1924 a 1954 no disponiendo sino de sólo 10 años de registro fluvial, mediante la deducción de escurrimientos con base a datos de precipitación pluvial en las zonas aledañas de Maracay, La Victoria y Tejerías.

En el Informe del Ing. Castro Medina se estima que el rendimiento promedio anual del canal Turmero-Aragua es de 22,07 millones de m³, lo cual indica que se supuso que 4,78 millones de m³ pasarían anualmente en promedio por sobre la cresta del azud durante las crecientes, si se descuentan 0,3 hectómetros cúbicos por año que es necesario dejar pasar aguas abajo de la toma para atender al suministro de fincas con derechos de agua.

Volúmenes escurridos durante los años hidrológicos en millones de metros cúbicos.

Los valores correspondientes a los años hidrológicos 1924-1925 a 1942-43 son los deducidos por el Ing. Castro Medina mediante la precipitación pluvial de la zona; los otros datos corresponden a valores registrados que aparecen en el Resumen de Datos Hidrométricos.

Año Hidrológico	Volumen Líquido	Año Hidrológico	Volumen Líquido
1924-5	33,15	1943-4	30,21
1925-6	8,90	1944-5	32,90
1926-7	26,25	1945-6	31,87
1927-8	32,80	1946-7	18,14
1928-9	29,15	1947-8	16,66

Año Hidrológico	Volumen Líquido	Año Hidrológico	Volumen Líquido
1929-30	31,50	1948-9	24,38
1930- 1	14,00	1949-50	11,46
1931- 2	47,25	1950- 1	49,08
1932- 3	37,25	1951- 2	35,90
1933- 4	57,60	1952- 3	30,95
1934- 5	20,20	1953- 4	18,44
1935- 6	23,25	1954- 5	25,83
1936- 7	30,05	1955- 6	43,70
1937- 8	22,20	1956- 7	30,43
1938- 9	34,45	1957- 8	16,72
1939-40	15,10	1958- 9	28,19
1940- 1	9,80	1959-60	11,86
1941- 2	12,50	1960- 1	20,28
1942- 3	19,60	1961- 2	16,97

A continuación, se dá el año hidrológico y el mes de gasto líquido máximo, superior o igual a la máxima capacidad del canal Turmero-Aragua es decir $10 \text{ m}^3/\text{s}$; también aparecen los gastos medios mensuales correspondientes a los meses señalados.

Año Hidrológico	Mes	Gasto máximo instantáneo	Gasto mensual medio
1943-4	Septiembre	15,4	2,22
1944-5	Julio	16,5	0,72
"	Septiembre	21,7	3,32
"	Octubre	16,0	1,88
"	Noviembre	48,0	2,54
1954-6	Julio	12,5	1,02
"	Agosto	19,0	1,38
"	Septiembre	220,0	4,43
1946-7	Abril	47,5	0,59
"	Agosto	12,3	0,62
"	Diciembre	27,0	0,83

Año Hidrológico	Mes	Gasto máximo instantáneo	Gasto mensual medio
1947-8	Julio	105,0	0,74
"	Agosto	123,0	1,32
"	Septiembre	96,0	1,47
"	Octubre	18,6	1,35
1948-9	Mayo	10,1	0,28
"	Julio	27,4	0,99
"	Agosto	22,2	1,83
"	Septiembre	97,6	1,77
"	Octubre	14,2	1,85
1949-50	Julio	11,4	0,28
"	Septiembre	17,5	0,53
"	Octubre	16,8	1,04
"	Noviembre	17,2	0,96
1950-51	Junio	11,4	0,98
"	Agosto	205,0	3,27
"	Septiembre	27,5	3,15
"	Octubre	70,0	3,90
"	Noviembre	11,7	2,55
1951-2	Julio	17,5	2,00
"	Agosto	50,0	2,33
"	Septiembre	60,5	3,29
"	Noviembre	10,7	1,29
1952-3	Agosto	23,5	1,68
"	Septiembre	45,8	1,82
"	Octubre	30,9	1,80
"	Noviembre	68,4	2,15
1953-4	Junio	56,5	0,90
"	Agosto	16,0	1,32
"	Septiembre	11,6	1,43
1954-5	Agosto	14,1	0,91
"	Septiembre	37,0	1,23
"	Octubre	29,7	2,77
"	Noviembre	30,4	2,05

Año Hidrológico	Mes	Gasto máximo instantáneo	Gasto mensual medio
1955-6	Junio	24,5	0,87
"	Agosto	25,5	1,63
"	Septiembre	34,6	3,08
"	Octubre	44,5	3,29
"	Noviembre	23,3	3,12
1956-7	Agosto	10,6	2,09
1957-8	Agosto	11,5	0,57
"	Septiembre	33,4	0,97
"	Octubre	36,2	1,34
1958-9	Junio	52,5	1,87
"	Agosto	112,0	2,40
"	Septiembre	21,9	2,21
1959-60	Agosto	22,1	0,61
1960-1	Septiembre	17,5	1,77
1961-2	Julio	21,5	0,60
"	Septiembre	21,5	1,48
"	Octubre	18,6	1,29

Según se puede ver por la tabla anterior el período analizado abarca 228 meses de los cuales sólo 61 aparecen con gastos instantáneos mayores a los $10 \text{ m}^3/\text{s}$. Es probable que dentro de los meses señalados hubiesen otras crecientes con gastos instantáneos mayores a los $10 \text{ m}^3/\text{s}$, pues en la tabla sólo se señalan el más alto pico de cada mes, sin embargo los gastos medios mensuales correspondientes son pequeños y solamente una vez el gasto mensual medio supera a los $4 \text{ m}^3/\text{s}$ con un máximo de $4,43 \text{ m}^3/\text{s}$ durante el mes de Septiembre de 1945. En los 19 años analizados solamente nueve meses indican un gasto medio mensual superior a los $3 \text{ m}^3/\text{s}$.

En la tabla que sigue se señalan los gastos medios diarios superiores a los $5 \text{ m}^3/\text{s}$ con indicación del día en

que ocurrieron dentro del período 1942 a 1963. En ese lapso de 21 años hidrológicos o sea de 7670 días sólo ocurrieron gastos medios diarios superiores a los $5 \text{ m}^3/\text{s}$ en 50 días; y superiores a $10 \text{ m}^3/\text{s}$ en apenas 8 días.

Días en que ocurrieron gastos medios superiores a $5 \text{ m}^3/\text{s}$

Día	Mes	Año	Gasto medio diario
26	Octubre	1942	6,34
29	Julio	1943	5,37
1	Septiembre	1943	15,40
3	Octubre	1943	6,48
4	"	"	5,05
5	"	"	5,05
6	"	"	5,05
9	Septiembre	1944	5,25
18	"	"	5,79
2	Noviembre	"	6,70
4	Septiembre	1945	24,70
5	"	"	5,92
6	"	"	6,51
11	"	"	5,19
12	"	"	5,01
18	"	"	5,19
22	Abril	1946	6,27
16	Diciembre	"	5,67
30	Julio	1947	9,59
9	Agosto	"	13,40
14	Septiembre	"	9,21
29	"	1948	10,00
30	"	"	10,00
2	Agosto	1950	7,40

Día	Mes	Año	Gasto medio diario
18	Agosto	1950	6,59
20	"	"	25,50
9	Septiembre	"	8,70
10	"	"	7,00
28	"	"	5,81
7	Octubre	"	5,82
8	"	"	6,86
9	"	"	5,54
10	"	"	5,27
11	"	"	5,27
12	"	"	5,02
14	"	"	7,70
24	Agosto	1951	7,43
8	Septiembre	"	13,60
9	"	"	7,46
1	"	1952	5,70
27	"	"	5,19
18	Octubre	"	5,19
22	Noviembre	"	8,40
23	"	1953	6,43
21	Junio	"	5,04
24	Septiembre	1955	6,88
25	Octubre	"	5,81
28	"	"	5,45
11	Agosto	1958	10,90
15	"	"	5,38

De todo lo expuesto surgen las siguientes conclusiones con respecto a la hidrología del Río Turmero en Turmero:

- a) Que el derrame del río es poco abundante.
- b) Que las crecientes son de poca duración y de una frecuencia máxima de 5 por año las que tienen un

pico mayor a los $10 \text{ m}^3/\text{s}$.

- c) Que aproximadamente un 23% del escurrimiento total del río no es aprovechable para el trasvase a Taiguaiguay.
- d) Que la capacidad del canal es suficiente para derivar la totalidad de los gastos medios diarios, salvo contados días en un largo período en que aquellos superan a los $10 \text{ m}^3/\text{s}$ y las pocas horas durante las cortas crecientes en que el gasto instantáneo es mayor a la capacidad del canal.
- e) Que se puede notar una progresiva pérdida de las propiedades de retención de la hoya, debida seguramente a desforestaciones y sería oportuno tomar medidas conservacionistas.

3.- Características del río en la zona

a) Singularidades.— El perfil longitudinal que se muestra en la Fig. 4 ha sido tomado de la planialtimetría suministrada por el Ministerio y abarca una longitud de un kilómetro hacia aguas arriba de las obras actuales de toma. En dicho perfil se puede observar una rápida en la progresiva 600 metros; salvo esta singularidad el río se muestra bien definido a lo menos en su cauce menor.

b) Pendiente de fondo.— Aguas arriba y abajo de la singularidad de la progresiva 600 m. el fondo del cauce menor presenta una pendiente media del $2,7^0/00$ como puede verse en la Fig. 4 en la cual se señala esta pendiente media por medio de las rectas

de trazos. Esta pendiente puede ser considerada como la de compensación para la fecha del levantamiento.

c) Sección transversal. - Las secciones transversales del cauce menor están bien definidas y en la Fig. 5 aparecen superpuestas varias secciones típicas y la que se aconseja tomar como sección media representativa; esta resulta ser un trapecio de 7 m. de base con taludes 1:1,5.

d) Granulometría del material de fondo. - En la Fig. 6 se ha dibujado en coordenadas naturales la línea granulométrica de una muestra de los aluviones del fondo del Río Turmero tomados en las proximidades de las obras de derivación. Esta muestra fué ensayada en el Laboratorio de Geotécnica de la Dirección de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas.

Como podrá apreciarse la línea de mezcla presenta para diámetros menores a 10 mm la forma de cuarto de círculo característica de los materiales aluvionales de fondo de río.

La rama entre 10 y 30 mm sería indicativa de la presencia de ciertos materiales más gruesos con escasos diámetros intermedios, cuya presencia podría explicarse de diferentes maneras, pero que no quitan validez a las conclusiones a que pudiera llegarse utilizando la referida línea de mezcla.

Las características útiles de esta línea de mezcla para nuestro estudio son las siguientes:

$$d_{90} = 7 \text{ mm}$$

$$d_{65} = 2,7 \text{ mm}$$

$$d_{50} = 1,7 \text{ mm}$$

$$d_{35} = 0,9 \text{ mm}$$

2.460 10⁻³
1.62

$$\begin{aligned}d_m &= 3,5 \text{ mm} \\ \text{P.E.} &= \gamma_s = 2,68 \\ \gamma'_s &= 1,68\end{aligned}$$

La descripción que hace el Laboratorio es la siguiente: Arena limpia, mal gradada, 20% de grava fina, granos lajosos y sub-redondos. Duros de tamaño máximo 3 cm, 69% arena media y fina. Sub-redonda dura, 1% de finos no plásticos grises. (S.P.)

4.- Rugosidad del perímetro mojado del cauce menor.

Se sabe que la rugosidad del fondo móvil en los ríos varía con el estado de aguas. En este trabajo se seguirá el criterio de Einstein y Barbarossa que es uno de los procedimientos recomendados en "Friction Factors in Open Channels" del Comité de Hidromecánica de la División de Hidráulica de la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (Proceeding Nº 3464 Journal of the Hydraulics Division A.S.C.E. Marzo 1963).

El criterio antes señalado aparece el artículo intitulado "River Channel Roughness" H.A. Einstein and N.L. Barbarossa Transactions ASCE Vol. 117, 1952 pp 1121-1146 y también en la publicación de V. Sardi "Curva de gastos para la sección canalizada con fondo natural del Río Guaire", Revista del Colegio de Ingenieros de Venezuela Nº 282.

Einstein y Barbarossa establecen que si en un río con fondo liso (sin dunas ni rizos) la velocidad media es V para un radio hidráulico R' y coeficiente de rugosidad n_r

$$V = \frac{1}{n_r} R'^{\frac{2}{3}} \sqrt{i}$$

para mantener esta misma velocidad cuando el fondo presenta ondulaciones es necesario aumentar el radio hidráulico en una cierta cantidad R'' , en este caso tendríamos

$$V = \frac{1}{n_r} (R' + R'')^{2/3} \sqrt{i}$$

Luego establecen que R'' es función de la pendiente de fondo, de la granulometría del material de arrastre, del peso específico del mismo y del radio hidráulico R' , mediante la siguiente ecuación

$$\psi = f\left(\frac{\gamma'}{\gamma}, \frac{d_{35}}{R' i}\right)$$

Siendo

$$\psi = \frac{V}{\sqrt{g R'' i}}$$

En las cuales, además de los valores ya definidos,

γ = peso específico del agua

γ' = peso específico aparente (bajo agua) del material de fondo.

d_{35} = diámetro de la línea de mezcla por el cual pasa el 35% del material.

i = pendiente media del lecho.

El valor de la función ψ lo determinaron por mediciones en diferentes ríos y trazaron el gráfico representativo que se da en la Fig. 7.

En la tabla que sigue se dan los valores del coeficiente de rugosidad efectivo del fondo n_s para diferentes estados de agua, así como los de las rugosidades medias ponderadas (n) y los gastos líquidos correspondientes, resultantes de la aplicación del Método Einstein-Barbarossa.

h	n_s	n	Q
0,20	0,030	0,030	0,81 m ³ /s
0,50	0,021	0,023	5,08 "
1,00	0,017	0,022	17,26 "
1,50	0,016	0,023	33,87 "
2,00	0,016	0,024	54,60 "
2,50	0,016	0,024 ⁴	81,00 "
3,00	0,016	0,024 ⁶	114,00 "

El cálculo de las rugosidades medias ponderadas se efectuó suponiendo para los taludes un coeficiente $n_t = 0,03$.

5.- Estimación del gasto sólido de arrastre

Para esta estimación se usó la expresión transformada de Meyer-Peter Müller.

$$g'_s = 25 \left[\left(\frac{n_r}{n_s} \right)^{3/2} \frac{\omega n_s^{3/2}}{n_s^{3/2} p_s + n_t^{3/2} p_t} i - 0.047 \gamma'_s d_m \right]$$

En la cual:

g'_s : Gasto unitario de arrastre en toneladas de peso aparente

n_r : Coeficiente de rugosidad del material de fondo, según la fórmula de Strickler.

n_s : Coeficiente de rugosidad del fondo en su conjunto, determinado por el método de Einstein-Barbarossa.

ω : Área de la sección mojada.

p_s : Perímetro mojado del fondo en la zona en donde se verifica el arrastre, en metros.

p_t : Perímetro mojado de los taludes, supuestos fijos, en donde se verifica el arrastre; en metros.

i : Pendiente media del lecho.

γ_s : Peso específico aparente del material de arrastre en toneladas.

d_m : Diámetro medio característico del material de arrastre en metros.

En el siguiente cuadro se dan los diversos valores del arrastre total G_s en toneladas de peso real por segundo para los correspondientes tirantes h , en metros y gastos líquidos Q , en m^3/s .

También se dán los tantos por mil respectivos

h	Q	G_s	o/oo
0,20	0,81	0	0
0,50	5,08	0,0021	0,41
1,00	17,26	0,0089	0,52
1,50	33,87	0,0152	0,45
2,00	54,60	0,0204	0,38
2,50	81,00	0,0254	0,31
3,00	114,00	0,0301	0,26

6 - Ley de similitud en los modelos

Es sabido que en los modelos de hidráulica fluvial y en especial en los de tomas de derivación las fuerzas preponderantes son las de inercia y la gravedad, por lo tanto rige la Ley de Froude.

Sin embargo es necesario analizar el efecto de las otras fuerzas tales como viscosidad y tensión superficial puesto que no es el caso de considerar las fuerzas elásticas.

Con respecto al efecto de la tensión superficial se han elegido escalas que permiten tener para los estados de agua investigados tirantes mínimos mayores a los límites establecidos para poder descar-

cartar estas fuerzas.

El efecto de la viscosidad se analiza generalmente mediante el parámetro de Reynolds y se sabe que para valores altos de este número son despreciables los efectos de la viscosidad. Según Allen es suficiente que el número de Reynolds sea mayor a 1400, pero en el presente caso se ha preferido usar el criterio de la United States Waterways Experiment Station que es más conservador pues equivale a un número de Reynolds de 2174 para una temperatura del agua de 26° C. Se ha tenido cuidado de verificar la plena turbulencia en diferentes zonas del modelo.

El tamaño de las estructuras permite despreciar las pérdidas por fricción ante el valor de las pérdidas locales por singularidad, sin embargo se ha procurado utilizar acabados bien lisos con barnizado de la madera alcanzando valores de $n = 0,0085$; como se ha podido medir en experimentos llevados a cabo en el Laboratorio anteriormente con madera de balsa barnizada con laca sintética.

El problema de la representación de los arrastres de fondo es por lo regular bastante difícil de resolver en los modelos fluviales puesto que es raro el caso en que los granulares que se puedan utilizar en el modelo estén a escala sin llegar a alcanzar un estado de finura tal para los cuales no rijan las leyes de arrastre y más bien las de las masas pulverulentas.

Un expediente muy usado es el de la distorsión de escalas pero en nuestro caso no es aconsejable tal distorsión pues bien lo hace notar Chauvin cuando dice "Otro inconveniente de la distorsión es que la escala de las velocidades verticales es diferente de la de las velocidades horizontales" y después agrega, que el flujo en las tomas de agua y obras análogas está más o menos perturbado por tal

distorsión y que sólo sería admisible en los cursos de agua relativamente anchos.

Es práctica corriente en los laboratorios de hidráulica cuando se ensayan modelos de tomas el uso de granulares naturales de río de magnitud discreta sin que estén necesariamente a la misma escala geométrica del modelo pero interpretando los resultados por comparación con condiciones análogas y el estudio de los bancos formados, su movimiento y zonas locales de desmezcla.

Modelos hechos bajo estas bases han conducido a prototipos de magnifico funcionamiento y la sorprendente correlación que existe entre los resultados obtenidos en el modelo y las verificaciones del comportamiento del prototipo, reiteradamente logrado en varios problemas de hidráulica fluvial, justifican la seguridad de que los ensayos de modelos hidráulico-fluviales proporcionen la réplica del proceso fluvial principal con un elevadísimo coeficiente de certidumbre".

La granulometría del material de fondo en los lugares de las tomas del Río Turmero y del Aragua para el Embalse de Taiguai-guay no ha permitido representarla a escala en el modelo como fué el caso de la toma de Suata modelo ensayado anteriormente en nuestro Laboratorio para el Ministerio de Obras Públicas lo que principalmente obligó a ejecutar de cada toma dos modelos a escalas diferentes es decir a escala 1:50 y 1:25.

En ambos modelos se usó el mismo material granular y la similitud de los resultados obtenidos en ellos permite llevar los resultados al prototipo. No sólo fué semejante el comportamiento de los bancos aluvionales y su configuración para los diversos es-

tados de agua sino que las zonas de desmezcla locales se ubicaron en semejantes lugares con igual extensión.

Además la comparación con los modelos que representaban el estado actual de las obras permitió calibrar cuantitativamente las características de funcionamiento de las diversas soluciones estudiadas hasta lograr la óptima que se presenta.

Es satisfactorio hacer notar que la configuración de los bancos aluvionales en el modelo de las obras actuales de toma, fué muy similar a la que se verifica en el prototipo como lo manifestó el Ingeniero Rogelio González, Director del Sistema de Riego de Suata Taiguaiguay, con ocasión de la visita que se efectuó a nuestro Laboratorio con motivo de observar el funcionamiento de los modelos.

7.- Modelos.

Se han ejecutado tres modelos correspondientes a la Toma del Río Turmero para la alimentación del Embalse de Taiguaiguay que son: un modelo testigo de las obras actuales y dos modelos de las obras de mejoramiento a escalas diferentes. El modelo de las obras actuales sirvió para indicar el funcionamiento de las mismas y poder usarlo como término de comparación con respecto al funcionamiento de las obras de mejora que se ensayaron. Los dos modelos de las obras de mejoramiento se efectuaron uno a escala 1:50 y el otro a escala doble, es decir 1:25; en el primero de estos se ensayaron diversos dispositivos y en el segundo se afinaron los resultados introduciendo algunas modificaciones en una serie de ensayos los que de un modo enunciativo pero no limitativo se mencionan a continuación. Los modelos a escala diferente sirvieron principalmente para verificar la semejanza de los fenómenos estu-

diados llegando a resultados concordantes. En los ensayos se usó la arena cuya curva granulométrica se muestra en la Fig. 8 bajo la denominación de "Arena tipo A"; después se usó como comprobación la "Arena tipo B" en la solución definitiva.

Serie a..- Modelo testigo de las obras actuales a escala 1:50.

Se comenzaron las series de ensayos con fondo granular plano a cota de la solera de la toma; luego se hizo pasar un ciclo de diversos gastos normales y de crecientes adicionando el material granular de arrastre, obteniendo al fin la configuración de los bancos de equilibrio para el estado de aguas que primero se ensayó. Como ya se dijo se obtuvo una disposición del fondo del río en la zona muy similar a la observada en el prototipo, disposición que persistió en su forma general cuando se ensayaron otros estados de agua.

La arena utilizada fué la tipo A y se suministró en proporciones que variaron del uno al dos por mil; es decir en cantidades mayores a la que trae el río en el prototipo. Se observó que la cantidad total de arrastre que penetró en cada experiencia por la toma sumada a la que salió por las compuertas de limpieza fué proporcional a la dotación de gasto sólido, como era de esperarse, pero que las proporciones entre el gasto sólido que pasaba por la toma al de la limpieza que permanecía prácticamente constante si se mantenía constante las respectivas relaciones del gasto líquido.

En la curva I de la Fig. 9 se muestra la relación entre

$$\frac{G_t}{G_L} \text{ y } \frac{Q_t}{Q_L} ; \text{ siendo}$$

G_t = Gasto sólido de arrastre que penetra en la toma.

G_L = Gasto sólido de arrastre que sale por la limpieza.

Q_t = Gasto líquido de toma.

Q_L = Gasto líquido de limpieza.

Se hizo funcionar el modelo para gastos de toma, en prototipo, de 5 y 10 m³/s también se observó el funcionamiento para 13 m³/s que, aún cuando el caso es irreal en la actualidad puesto que la capacidad máxima de diseño del canal de derivación es de 10 m³/s, permitió tener una mayor latitud en la experimentación.

No se pudieron ensayar gastos de limpieza menores a los 3 m³/s, en prototipo, pues aún cuando sólo se abriese una de las compuertas de limpieza, su apertura para estos gastos es tal que rápidamente se atarquina la entrada de la respectiva compuerta de limpieza, debido a esto fué que se tuvo que experimentar con $Q_t = 13$ m³/s para obtener un menor valor de $\frac{Q_L}{Q_t}$ llegando a una cifra que no pudo ser menor de $\frac{1}{4,34}$.

Si se observa la curva de I de la Fig. 9 se vé que para valores de $\frac{Q_t}{Q_L}$ por encima 1,50 la cantidad de arrastre que penetra en la toma es mayor que la que sale por la limpieza, llegando a hacer el efecto de esta última prácticamente nulatorio.

Así por ejemplo si en la toma se deriva un gasto de 10 m³/s y por la limpieza pasan 2 m³/s (relación $\frac{Q_t}{Q_L} = \frac{5}{1}$ que por cierto no es muy económica pues desperdicia mucha agua en la limpieza) se obtiene una relación $\frac{G_t}{G_L} = 10$ es decir que por la toma pasa un gasto sólido de arrastre 10 veces mayor al que pasa por las compuertas de limpieza, si se redujese el gasto

líquido en la limpieza la desproporción con respecto a los gastos sólidos sería mayor.

Basta la observación del funcionamiento de esta toma en el modelo para comprobar lo inadecuado de la misma cuando se establece sobre un río con fuerte arrastre, el banco aluvional se eleva rápidamente frente al umbral de toma y lo rebasa en casi toda su longitud produciéndose un activo paso de material sobre dicho umbral y hacia el canal de derivación (Ver fotos Nos. 5 y 6). El efecto de las compuertas de limpieza quedó localizado a una muy pequeña zona (Foto No 7).

Las fotos Nos. 8 y 9 muestran las obras actuales de toma durante el paso de una creciente y la foto Nº 10 cómo quedan dispuestos los bancos después del paso de la creciente. En la foto Nº 9 se puede observar la gran actividad del banco aluvional penetrando a la antetoma por la parte central del umbral.

Después del paso de la creciente, como puede verse en la Foto Nº 10, ha desaparecido casi por completo el pequeño embudo provocado en el banco aluvional por las compuertas de limpieza durante su trabajo normal y se ha atarquinado la antetoma.

Es interesante consignar aquí que un funcionamiento análogo al descrito puede observarse fácilmente en escala natural en la toma para el canal principal del Sistema de Suata en Olga Elena (San Mateo, Edo. Aragua) el hecho que allí las aguas son claras, por provenir del Embalse de Suata que vuelve sus aguas al Río Aragua pocos kilómetros aguas arriba, permite ver claramente el fondo y los movimientos del banco aluvional. El comportamiento es un todo similar al observado en el modelo, lo cual abona cualita-

tivamente a favor de estas pruebas sobre modelo y sería de desear que se efectuaran investigaciones en las cuales se determinen las cantidades de material de arrastre que pasan por la toma de Olga Elena y por la pequeña compuerta desarenadora de esa estructura para entonces poder hacer comparaciones cuantitativas con modelos de esa obra.

También se ensayó el funcionamiento discontinuo de la toma con limpieza periódica; para lo cual una vez formado el banco aluvional se cerraban las compuertas de toma y se abrían rápidamente las de limpieza. En diferentes ocasiones se repitió esta operación no lográndose una limpieza efectiva de la zona frente al umbral de toma ni aún en el caso de la colocación del muro separador de que se hablará más adelante y al poco tiempo de reanudar la operación de toma comenzaba a pasar los arrastres.

Después de concluidos los ensayos relativos al funcionamiento del modelo de la obra actual, se trató de lograr alguna mejora directamente sobre el modelo mediante lo siguiente:

- a) Tratando de operar la toma de manera más eficiente, para lo cual, primero se tomó bajo carga y luego se abrió una u otra de las cuatro compuertas tratando de provocar algún movimiento helicoidal de las aguas que favoreciera la depresión del banco frente a la entrada de la toma a no ser que el método más racional de toma bajo carga permitió retardar la bajada del banco aluvional, pero una vez que éste llegó frente al umbral de toma penetró en la antetoma en la misma forma.
- b) Introduciendo pequeñas alteraciones en la estructura, así se incrementó la altura del umbral hasta donde lo

permitió la capacidad de la captación sin que derramara efluente alguno sobre el azud; al cabo de cierto tiempo se establecieron los bancos a mayor cota pero con la misma configuración y efectos. Después se ensayó, sin resultados, diversas formas de umbral con curvatura cóncava y convexa así como umbrales con pendiente en la cresta y con entalladuras.

Por último se probó colocando un muro de separación paralelo al umbral de toma, a fin de crear un canal moderador. Este artificio no mejoró el funcionamiento de una manera efectiva.

Su mayor contribución fué impedir en parte el suministro de sólidos de arrastre provenientes de la zona frente al azud durante la toma en estado de crecida, y de disminuir las velocidades en la embocadura de la toma, pero durante el funcionamiento normal, la situación fué muy similar a los ensayos anteriores.

Serie b.- Esta serie corresponde a una sucesión de ensayos efectuados de muchas formas estudiadas en modelo a escala 1:50.

b-1 Consiste la estructura estudiada en un umbral recto en esviaje que termina en forma de muro cóncavo que limita la compuerta de limpieza de tipo estrecho. El muro sumergible del umbral comienza con una entalladura aguas arriba de la cual se ubica un muro deflector cóncavo insumergible. El canal de toma que determina el umbral ya descrito, está limitado hacia la zona del azud por un muro insumergible perpendicular al mismo (Ver fotos Nos. 11, 12 y 13).

Con esta disposición ya se logra una gran mejoría en el funcionamiento continuo para casi todos los estados de agua. Sin embargo, no se puede evitar el paso de un cierto porcentaje de arrastre (Véase en la Foto Nº 12, depósito de material en la antetoma al lado izquierdo de la fotografía). Cuando se toma en estado de creciente dicho porcentaje es mayor (Ver Foto Nº 13). El funcionamiento discontinuo no es muy eficiente.

b-2 Disposición igual a b-1, pero se aumenta la longitud del muro separador (Ver fotos Nos. 14 y 15). Se logra un mejor funcionamiento pero la condición de limpieza discontinua empeora.

b-3 Se disminuye la longitud del umbral de toma, se modifica su forma y se hace una entalladura en pendiente en su extremo aguas abajo. Se aproxima hacia la toma el muro separador y se le dota de una curva fuerte hacia la compuerta de limpieza. Se aumenta la longitud del muro deflector insumergible. Ver Fotos 16 y 17.

Con esta disposición se logra un buen funcionamiento de limpieza continua pero la limpieza discontinua no se puede hacer de manera efectiva.

b-4 Se desarma parcialmente el modelo y se coloca un conducto sumergido que comunica la parte inferior del umbral curvo con el canal de limpieza. Con este dispositivo se logra una buena operación de limpieza discontinua, pero la limpieza continua deja de ser eficiente pues el conducto crea un obstáculo que produce una disminución de la fuerza de arrastre en el extremo del canal de toma, consecuentemente se eleva el

banco aluvional dentro de dicho canal permitiendo una mayor entrada de arrastre a la toma. Esta condición se mejora aumentando el gasto líquido de limpieza o la carga si se aumenta la cota del azud.

Deseándose mantener baja la relación $\frac{Q_t}{Q_L}$ y no pudiéndose

alterar profundamente las condiciones del azud por estar este construido, hubo necesidad de introducir nuevos conceptos en las obras de captación.

b-5 Aprovechando solamente la parte del modelo que representa la compuerta de toma y las de limpieza se ejecutó un nuevo modelo de las estructuras de captación a escala 1:50. Ahora el umbral de toma es de menor longitud y tiene mayor curvatura; se aumenta el muro deflector insumergible y se le da mayor curvatura. El muro separador se hace más corto y se le adiciona una compuerta que, colocada lateralmente al canal de toma, servirá para la limpieza discontinua.

Los primeros ensayos con esta disposición dieron resultados promisorios, pero se había restado capacidad a la captación, lográndose solamente 8,5 m³/s para la carga a la cota superior de las tablas colocadas actualmente sobre la cresta del azud. Hubo pues necesidad de modificar el umbral de toma, alargándolo y alterando las cotas de las entalladuras; este proceso fué muy laborioso, pues cuando se lograba una mayor capacidad de captación, también se producían alteraciones en la disposición del banco aluvional, con peligro de que entrase un mayor porcentaje de materiales de arrastre hacia las

compuertas de toma.

La foto N° 18 muestra la disposición a que se llegó durante una operación de toma con limpieza continua para $Q_t = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ en el prototipo y $Q_L = \frac{Q_t}{6}$; la Foto N° 19 da el funcionamiento en caso de crecida.

La foto N° 20 fué tomada con ocasión de una de las visitas periódicas que hicieron los Ingenieros Inspectores del Ministerio Enrique Angulo y Alfredo Carrillo.

La disposición de la serie b-5 dió magníficos resultados, pero en ciertos estados de agua la perturbación producida por el extremo del muro separador ponía en suspensión los materiales más finos y, debido a la proximidad del umbral de toma, no había suficiente recorrido para que volvieran a su condición de sólidos de arrastre sobre el banco aluvional y había una tendencia a que penetraran a la antetoma. Esta situación se mejoró al colocar la reja o grilla que se disponía para atajar los grandes cuerpos flotantes, pero parecía natural que el remedio más efectivo era alargar suficientemente el muro separador.

Antes de llegar a esto se probaron otros dispositivos que se reseñan en los ensayos b-6 y b-7.

b-6 Se alargó un poco el muro separador insumergible.

b-7 A continuación del muro separador insumergible se colocó un umbral de poca altura.

b-8 Se probó el efecto de hacer entrar las aguas en dirección paralela al azud, cerrándoles el paso en el sentido general de la corriente, mediante un muro colocado a la entrada

del canal de toma. Esta disposición lograba ciertos efectos favorables, pero configuraba el banco aluvional en forma peligrosa con mayores alturas hacia el umbral de toma; esta situación se corrigió como se dice en b-9.

b-9 En la disposición descrita en b-8 se colocó una pantalla inclinada según el eje del azud con paso inferior. Así se logró una buena disposición del banco aluvional dentro del canal de toma, pero resultaba muy alto frente a la parte más estrecha del canal de toma.

b-10 Con el fin de reducir la altura del banco frente al umbral de toma se colocó un travesaño de poca altura a cota superior del umbral de toma, normal al muro separador en donde se apoya y ubicado a la salida de la primera entalladura del umbral de toma. Esta disposición dió muy buenos resultados para cualquier estado de aguas, pero era algo artificiosa y costosa.

En la Foto No 21 se puede ver en funcionamiento la disposición a la que se llegó; en ella claramente se notan las estructuras reseñadas en b-6, b-7, b-8, b-9 y b-10.

b-11 Se volvió a la disposición señalada en b-5 pero se colocó un aquietador en forma de parrilla horizontal, ver foto N° 22.

b-12 Se agregó otro aquietador con la parrilla dispuesta en otro sentido, ubicándolo frente al umbral de toma. Estas nuevas estructuras produjeron el efecto deseado y depresión del banco aluvional, pero producían una pérdida de carga de bastante significación y aumento de altura del banco en la

ay comprobándose que en nada se alteraban los resultados.

c-3 Se estudió con detalle la operación de limpieza discontinua observando gran efectividad de la compuerta lateral

de limpieza. El torrente producido fué tan activo que tendía a clavar rápidamente el álveo del río hacia aguas arriba y la cuantía del arrastre era tal que no dejaba completamente limpia la zona del canal de toma, frente al umbral.

c-4 Se colocó un pequeño umbral sumergido a la entrada del canal de toma y normal al mismo, a fin de contener la entrada de aluviones durante la operación de limpieza discontinua. Así se logró el efecto perseguido pero se disminuyó el poder de limpieza frente a las obras de toma propiamente dichas.

c-5 Se acercó el umbral hacia la compuerta lateral. Se mejora la situación pero crea demasiada turbulencia en el funcionamiento a limpieza continua.

c-6 Se colocó una planta sumergida, con caída cerca de la compuerta lateral de limpieza, con resultados sorprendentemente buenos y se consideró alcanzada la solución (Ver fotos Nos. 28 y 29).

8.- Funcionamiento de los modelos definitivos

En el modelo a escala 1:50 que representaba la solución definitiva, se verificaron las siguientes condiciones de funcionamiento:

1º Gasto máximo de toma $10 \text{ m}^3/\text{s}$ y diversos valores para el gasto de limpieza. Se efectuó una serie de mediciones con dotación sólida de arrastre del $0,5^0/\text{oo}$ y del $2^0/\text{oo}$ del gasto líquido.

2º Gasto de toma $5 \text{ m}^3/\text{s}$ y diversos valores para el gasto de limpieza con dotaciones sólidas iguales al caso anterior. También se efectuó un ensayo para $Q_t = 7,5 \text{ m}^3/\text{s}$

3º Gasto de toma 10 m³/s, durante una crecida equivalente a 100 m³/s en prototipo con dotación de gasto sólido de arrastre correspondiente. Se dieron diversos valores a la relación $\frac{Q_t}{Q_L}$ y los valores resultantes de $\frac{G_t}{G_L}$ mostraron pequeñas dispersiones con respecto a la curva trazada en la Fig. 9.

4º Toma de 5 m³/s con compuerta de limpieza cerrada y limpieza intermitente.

Para este estado de agua el arrastre teórico en el río es del 0,41 ‰ del gasto líquido, sin embargo en el modelo se prefirió usar una dotación de arrastre un 50% mayor es decir 0,6 ‰.

Después de alcanzado el equilibrio de los bancos aluvionales, se cerraron las compuertas hasta que el nivel del lago llegó a cresta de azud; entonces se efectuó la limpieza (con duración de 90 segundos en el modelo) abriendo totalmente las dos compuertas de limpieza, después se cerraron estas compuertas de limpieza y se derivó normalmente el gasto equivalente a los 5 m³/s. Se anotó el tiempo de llenado del canal de toma hasta que comenzó a pasar arrastre hacia el canal de derivación; entonces se volvió a efectuar otra operación de limpieza y así sucesivamente se ejecutaron varios ensayos de este funcionamiento, llegando a que en promedio puede establecerse la siguiente relación:

$$\frac{\text{Tiempo de atarquinamiento}}{\text{Tiempo de limpieza}} = 60$$

La capacidad útil de atarquinamiento resultó en promedio, para el prototipo, de 88,5 toneladas.

Para alcanzar esta capacidad en el prototipo con un un gasto líquido de $5 \text{ m}^3/\text{s}$ y uno sólido correspondiente del $0,41^0/00,0$ sean 0,00205 toneladas/segundo se necesitarán:

$$\frac{88,5}{0,00205} = 43170 \text{ segundos}$$

o sean 12 horas.

Y la limpieza deberá durar en el prototipo

$$\frac{12}{60} = 0,2 \text{ horas}$$

es decir 12 minutos, o mejor $1/4$ de hora.

5º Limpieza intermitente para $Q_t = 3 \text{ m}^3/\text{s}$. Para este estado de agua el arrastre efectivo medio del fondo es casi nulo, sobre todo cuando este estado de régimen es de larga duración por la tendencia a la pavimentación del lecho con clastos de mayor tamaño.

En el modelo se intentó la operación con el respectivo gasto y una dotación sólida del $0,2^0/00$ se necesitó 8 horas de funcionamiento para alcanzar un grado de atarquinamiento que amerite una limpieza, resultando la siguiente relación:

$$\frac{\text{Tiempo de atarquinamiento}}{\text{Tiempo de limpieza}} = 230$$

Si para este estado de aguas se cumple continuamente la ley de Meyer-Peter Müller se obtiene para el prototipo un gasto sólido de arrastre del orden de 0,0006 Ton/seg y por lo tanto se tardaría en atarquinarse el canal de toma unas 40 horas, bastaría pues una limpieza de unos 11 minutos al final de cada período de atarquinamiento.

En este caso se podría prescribir como norma viable de funcionamiento, una limpieza de 15 minutos cada día.

9.- Análisis del funcionamiento de los modelos

En la Fig. 9 se han dibujado una serie de puntos representativos de los experimentos expresando la relación $\frac{G_t}{G_L}$ en función de $\frac{Q_t}{Q_L}$ cuya notación ya fué definida en el Nº 7. En el gráfico se ha dibujado una curva media representativa y como puede verse se obtuvieron magníficos resultados.

En la Fig. 9 se ha dibujado como término de comparación la curva correspondiente a la toma de Bartley ensayada sobre modelo por el Bureau of Reclamation de los Estados Unidos (Hydraulic Lab. Report. Nº Hyd-384); y así mismo la curva que representa el funcionamiento del modelo testigo de las obras actuales de derivación (curva I de la Fig. 9 como ya se dijo en el Nº 7).

La curva de la Fig. 10 muestra la relación entre el gasto sólido de arrastre que puede pasar al canal de derivación en la toma actual (G'_t) y el que pasaría por la toma modificada conforme al proyecto de mejoras ensayado en modelo (G_t) en función de la relación $\frac{Q_t}{Q_L}$

La curva señala que las obras de toma actuales permiten el paso al canal de derivación de una cantidad de material de arrastre

mayor a quinientas veces del que pasaría por las obras de toma modificadas según el proyecto de mejoras propuesto.

10.- El Proyecto de modernización

La cota de la cresta del azud construido resultó baja, así pues hubo que llegar hasta la cota del tablero que el Ministerio tuvo que colocar para suplementar el efecto de retención del azud. Estas tablas podrán quedar (haciéndoles las reparaciones necesarias) o en un futuro sustituirlas mediante el relleno de concreto que se indica en los planos, obteniendo una obra permanente que requiere menor conservación.

En el proyecto de obras de mejoramiento se ha procurado conservar en lo posible las estructuras actuales como puede verse al comparar los planos elaborados con los de la estructura original.

El proyecto consta esencialmente de:

- a) Un muro separador insumergible que crea un canal de toma. Este muro sirve de apoyo, hacia aguas arriba, a la reja o grilla inclinada que servirá para contener los grandes sólidos flotantes; y se une hacia aguas abajo con el edificio de compuertas de limpieza. En el muro se ha dispuesto un vano que comunica con el canal de limpieza discontinua.
- b) Una canal de limpieza discontinua adyacente al muro separador el cual está gobernado por una compuerta radial.
- c) El canal de toma está limitado, enfrente al muro separador, por un muro deflector insumergible y a continuación por un umbral cóncavo de toma que termina al lado

de la compuerta pequeña para limpieza continua.

- d) El umbral de toma hace verter las aguas en una antetoma que es la misma de las obras actuales.
- e) El edificio de las compuertas de toma en nada se modifica. Las dos compuertas de limpieza actuales se suprimen. Una de estas compuertas puede utilizarse colocándola en el extremo del nuevo canal de limpieza discontinua.
- f) Se han dispuesto en el canal de toma unas trabas normales al sentido general de la corriente, cuya disposición se estudió cuidadosamente para producir el máximo efecto perseguido.

11.- Normas para el funcionamiento de la toma

De los ensayos realizados se ha obtenido la información necesaria para elaborar ciertas normas para la operación efectiva de la toma.

Pueden distinguirse los siguientes casos de funcionamiento.

A) Derivación durante crecientes. - Se ajustarán las compuertas de toma de manera a derivar el máximo gasto de que es capaz el canal de derivación (10 m³/s) y se abre completamente la compuerta pequeña de limpieza continua. Al terminar la creciente es conveniente hacer una limpieza del canal de toma abriendo completamente la compuerta grande de limpieza intermitente. Después se ajustarán las compuertas para toma según el estado de aguas correspondiente.

B) Gasto en el río mayor a 10 m³/s. - Se operará la toma con limpieza continua. Primero se regularán las compuertas radiales de

toma hasta limitar el gasto de derivación al máximo tolerable en el canal ($10 \text{ m}^3/\text{s}$) el excedente se dejará pasar por la pequeña compuerta de limpieza continua; el gasto que erogare esta compuerta no deberá ser menor a $1/8$ del gasto de derivación.

C) Gasto en el río menor o igual a $5 \text{ m}^3/\text{s}$.- Se derivará bajo el régimen de limpieza discontinua para lo cual deberán permanecer cerradas las dos compuertas de limpieza siendo recomendable ajustar las compuertas de toma para derivar bajo carga teniendo cuidado de que no vierta agua sobre el azud.

Si el gasto está alrededor de $5 \text{ m}^3/\text{s}$ deberán hacerse dos limpiezas diarias (cada 12 horas) de la manera siguiente:

- 1º Se cerrarán las dos compuertas de toma.
- 2º Cuando el agua comience a verter sobre el azud se abrirán completa y rápidamente las dos compuertas de limpieza
- 3º El tiempo que dure la operación de limpieza será el necesario para que se deprima notablemente el banco aluvional en el canal de toma. Se estima este tiempo en 15 minutos.
- 4º Una vez terminada la operación de limpieza se cerrarán las dos compuertas de limpieza y se abrirán las compuertas de toma ajustándolas al estado de agua correspondiente.

Si el gasto es igual o menor a los $3 \text{ m}^3/\text{s}$ se podrá hacer una sola operación al día, o espaciarla más según el caso.

D) Gasto del río entre 10 y $5 \text{ m}^3/\text{s}$.- Podrá operarse la toma con limpieza continua o discontinua siguiendo los procedimien-

tos descritos, de acuerdo con lo que resulte más conveniente.

Una vez aforadas en sitio la compuerta de limpieza continúa y las de toma podría prepararse, con vista a las normas de funcionamiento aquí descritas, una instrucción sencilla y precisa para el tomero.

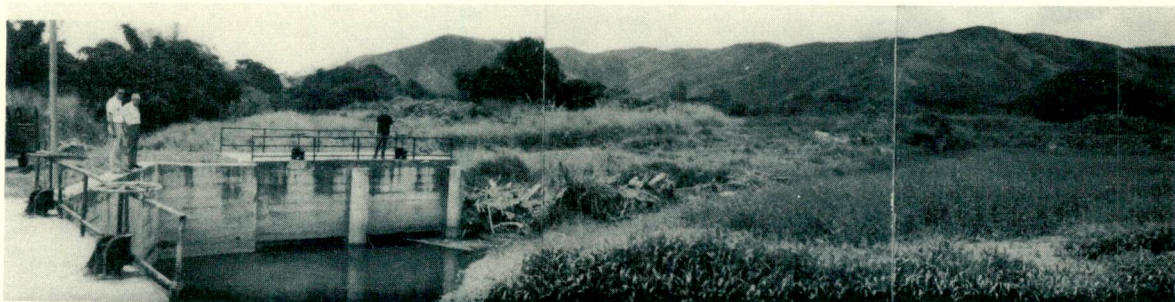


Foto Nº 1.-

Vista panorámica de las Obras
de Toma en el Río Turmero. Derivación
de gastos de estiaje.

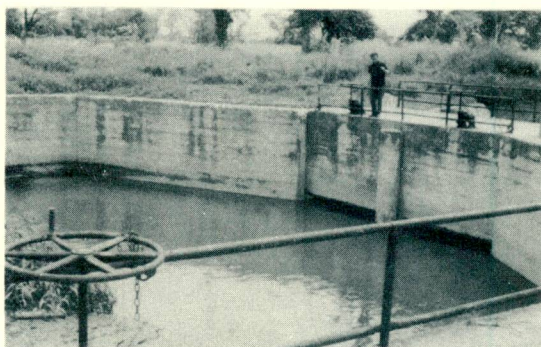


Foto No 2.-

Antetoma. Compuer
tas cerradas para crear
carga antes de efectuar la
limpieza.



Foto No 3.-

Vista general de la antetoma.
Se abren las compuertas de lim-
pieza. Obsérvese el atarquinamien
to del fondo y la altura de los
bancos aluvionales por encima del
umbral de antetoma.

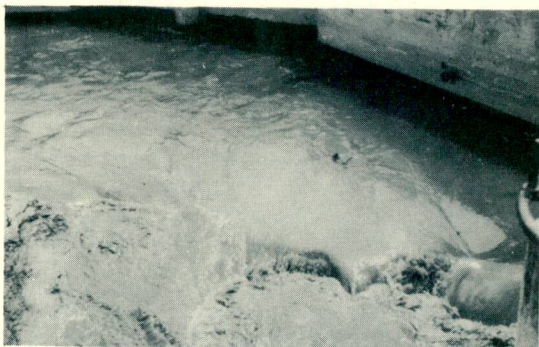


Foto No 4.-

Detalle de la ante
toma. Termina la operación
de limpieza. Obsérvese la
limitada acción de ella.



Foto No 5.-

Modelo de las obras ac-
tuales de toma $Q_t = 10 \text{ m}^3/\text{s}$;
 $Q_L = 3 \text{ m}^3/\text{s}$. Obsérvese el paso
de material hacia la toma y la
disposición del banco aluvional.

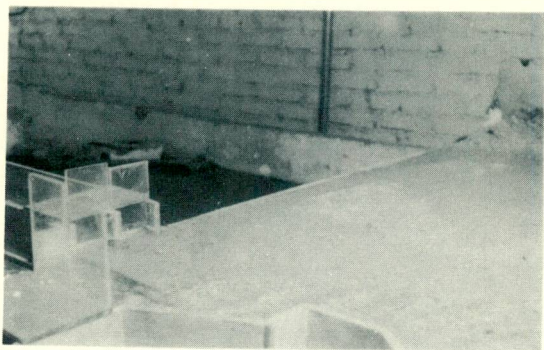


Foto No 6.-

Modelo de las obras
actuales de toma. Vista ge-
neral.



Foto No 7.-

Modelo de las obras ac
tuales de toma. Obsérvese el
efecto de las compuertas de lim
pieza sobre el banco aluvional
frente al umbral de toma.

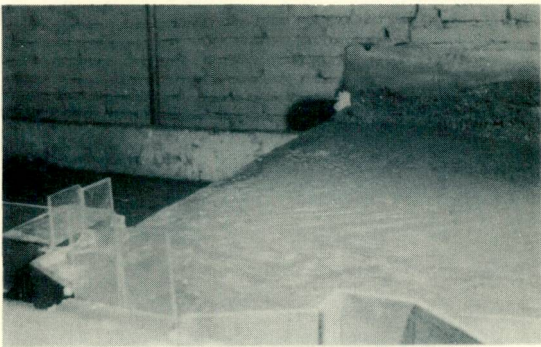


Foto No 8.-

Modelo de las
obras actuales de toma.
Vista general durante una
creciente.

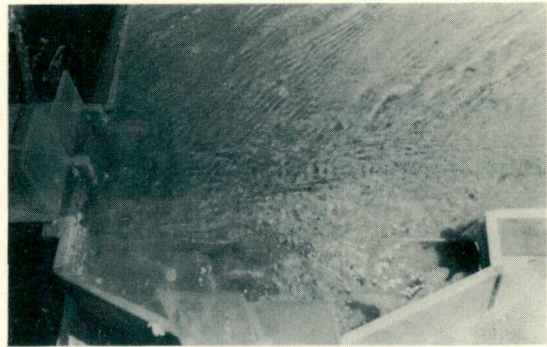


Foto No 9.-

Modelo de las obras ac
tuales de toma. Vista funciona
miento de toma derivando 10 m³/s
durante creciente. Obsérvese ac-
tiva penetración del banco alu-
vional en parte central del um-
bral.

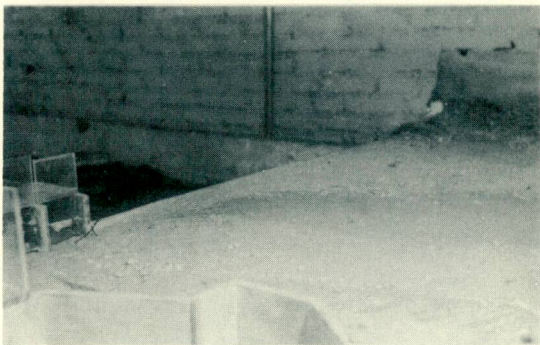


Foto No 10.-

Modelo de las
obras actuales de toma.
Disposición bancos des-
pués de una creciente.

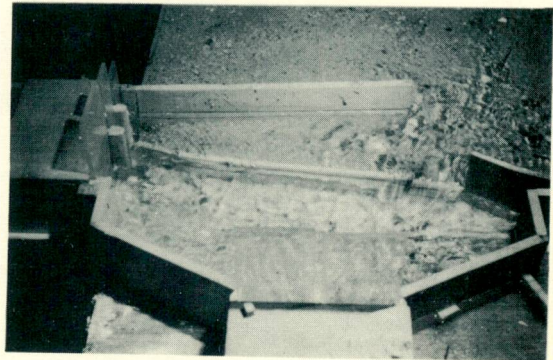


Foto No 11.-

Toma en el Río Turmero.
Ensayo de la disposición b-1,
para $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$.

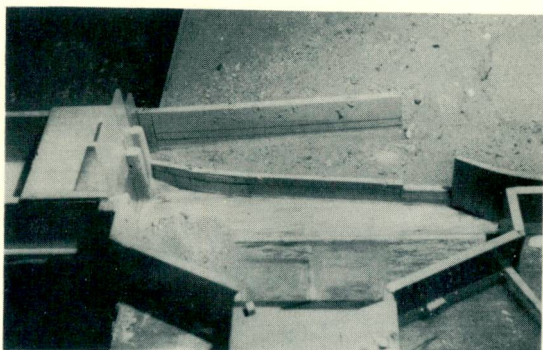


Foto No 12.-

Toma Río Turmero.
Disposición de mejora b-1
después de ensayo.

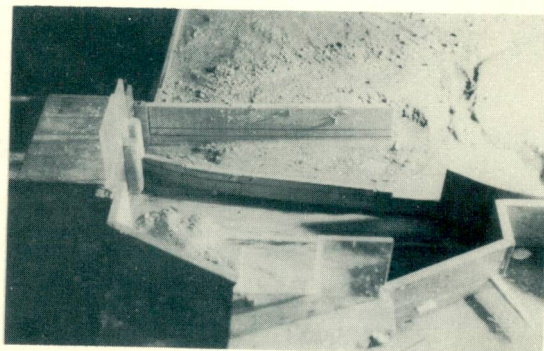


Foto No 13.-

Toma Río Turmero. Me-
jora b-1 después de ensayo de
toma en creciente. Obsérvese
la disposición de los bancos
aluvionales.

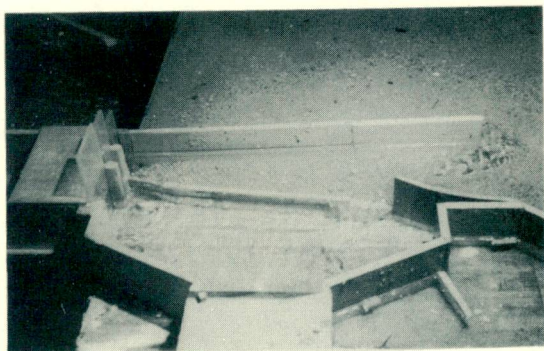


Foto No 14.-

Toma Río Turmero.
Ensayo disposición b-2
para $Q = 10 \text{ m}^3/\text{s}$.

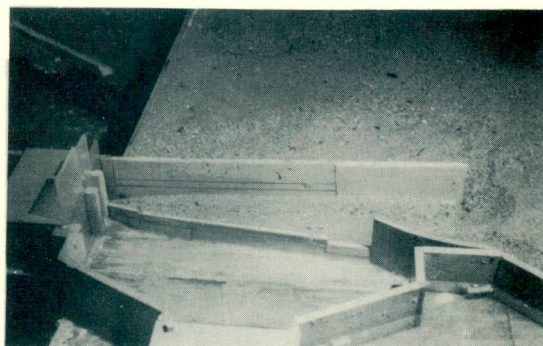


Foto No 15.-

Toma Río Turmero. La
disposición b-2 después de en-
sayo. Nótese la mejor configu-
ración del banco aluvional en
canal moderador.

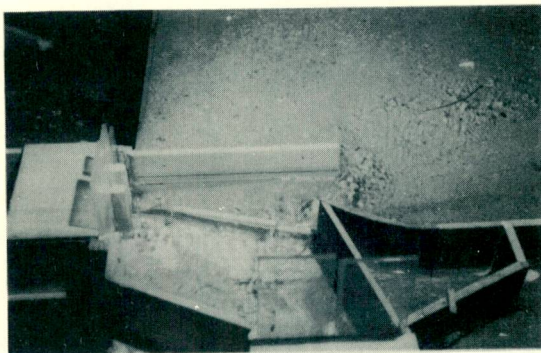


Foto No 16.-

Toma Río Turmero.
Disposición b-3. Vista ge
neral durante el funcionam
miento.

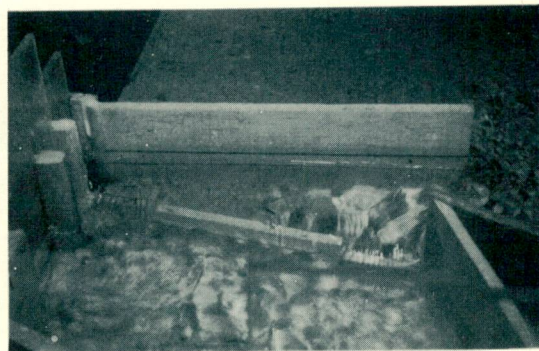


Foto No 17.-

Toma Río Turmero. Dis-
posición b-3 en funcionam
iento.
Detalle.



Foto No 18.-

Toma Río Turmero.
Ensayo de la disposición
b-5. $Q_t = 10 \text{ m}^3/\text{s}$ limpieza
continua, $Q_L = 1,7 \text{ m}^3/\text{s}$



Foto No 19.-

Toma Río Turmero. Dis-
posición b-5. Toma durante una
crecida.



Foto No 20.-

Toma Río Turmero.
Disposición b-5. Ingenie-
ros Inspectores E. Angulo
y Carrillo, observan el fun-
cionamiento que les muestra
el Ing. Martínez en el Labo-
ratorio SARDIMAR.



Foto No 21.-

Toma Río Turmero. Dis-
posición b-10. Obsérvese los
elementos colocados en los ensa-
yos b-6 á b-10.

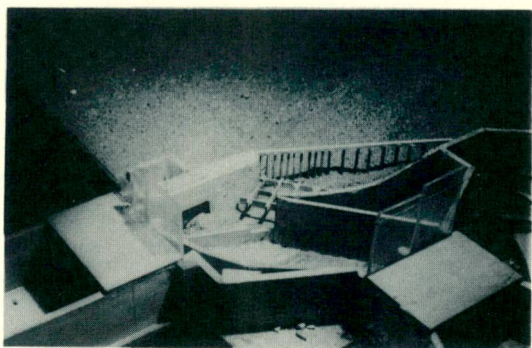


Foto No 22.-

Toma Río Turmero
Disposición b-11.

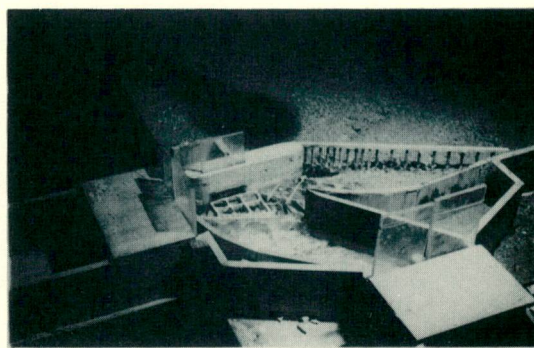


Foto No 23.-

Toma Río Turmero.
Disposición b-12.

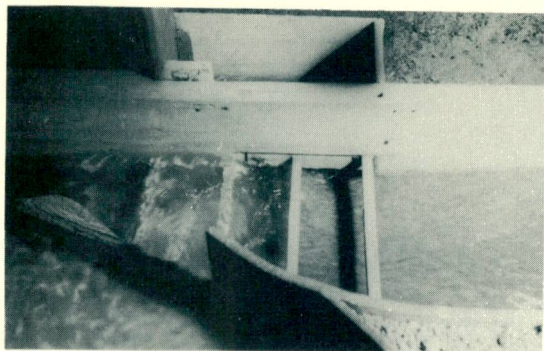


Foto No 24.-

Toma Río Turmero.
Modelo Serie C (Esc.1:25)
en funcionamiento.



Foto No 25.-

Toma Río Turmero. Mo-
delo serie C (Esc. 1:25). Ban-
co aluvional dentro del canal
de toma. Curvas de nivel en
centímetros.

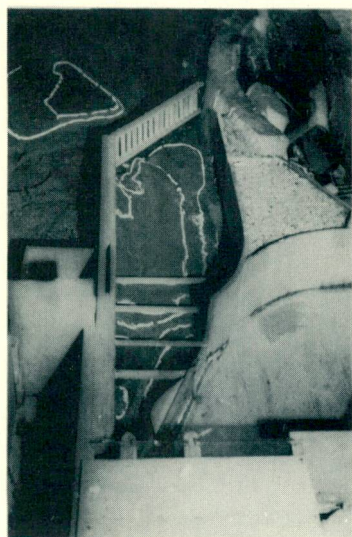


Foto No 26.-

Toma Río Turmero.
Modelo de la Serie C. As-
pecto general.

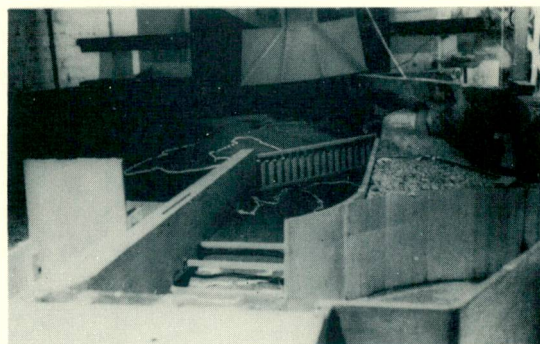


Foto No 27.-

Toma Río Turmero. Mode-
lo de la Serie C. Vista hacia
aguas arriba.

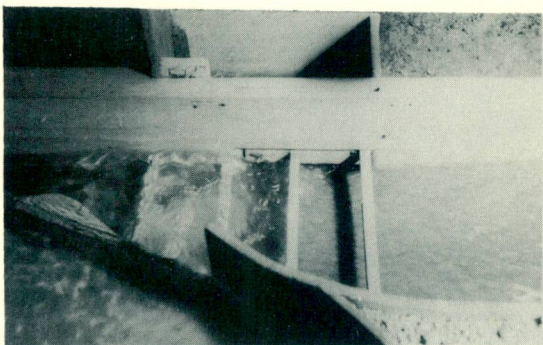


Foto No 28.-

Toma Río Turmero.
Modelo a escala 1:25. Disposición c-6. Operación de lim
pieza discontinua.

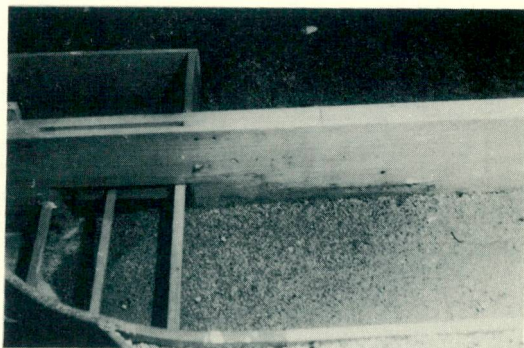


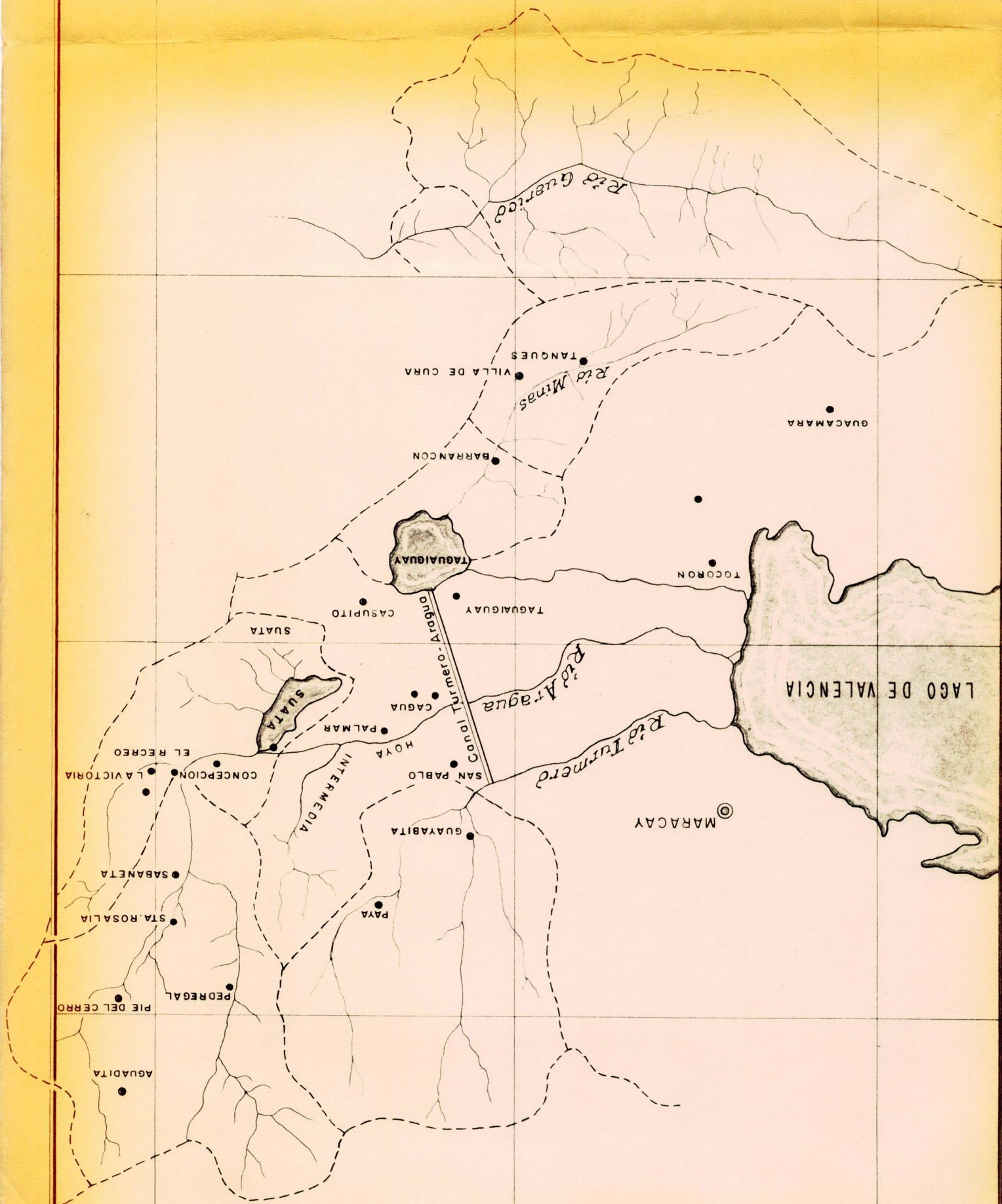
Foto No 29.-

Toma Río Turmero. Mo-
delo a escala 1:25. Disposición c-6. Vista del fondo del canal de toma después de una limpieza. El banco aluvional es de pequeño espesor sobre la solera alta del fondo.

MAPA DE LOS SISTEMAS SUATA Y TAGUAIQUAY

Figura Nº 1

ESCALA 1:250.000



Rio Turmero en Turmero
Curva de Duracion.
Año 1953-62 (3287 dias)

P. Ibarra

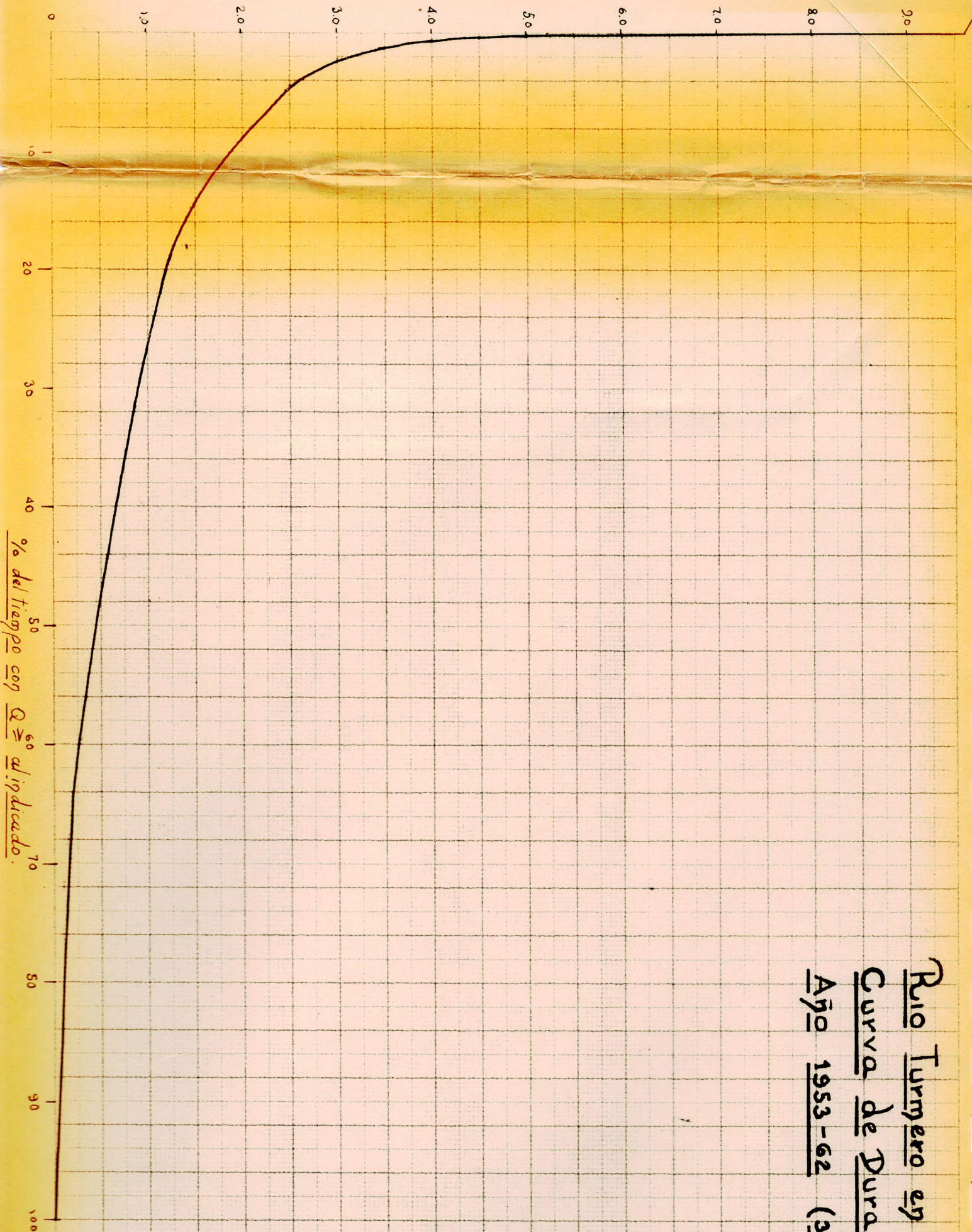


Figura 1

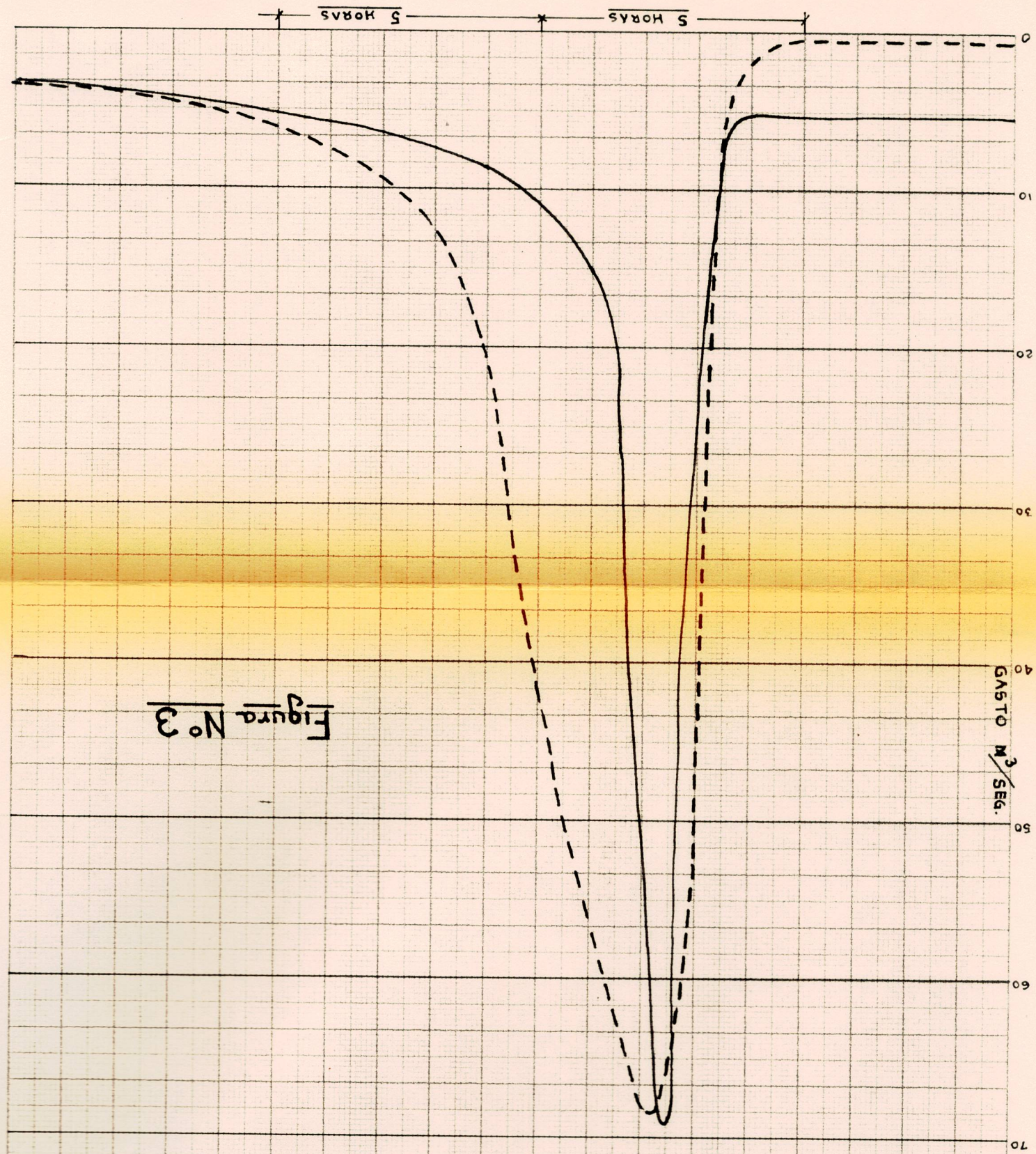


Figura No 3

Rio Turmero
En Turmero

Avenida dias 9 y 10 Oct-52

Avenida dias 20 y 21 Jun-53

Rio Turmero aguas arriba de la Toma
Perfil longitudinal de la zona central
del cauce menor
Pendiente media 2.7‰

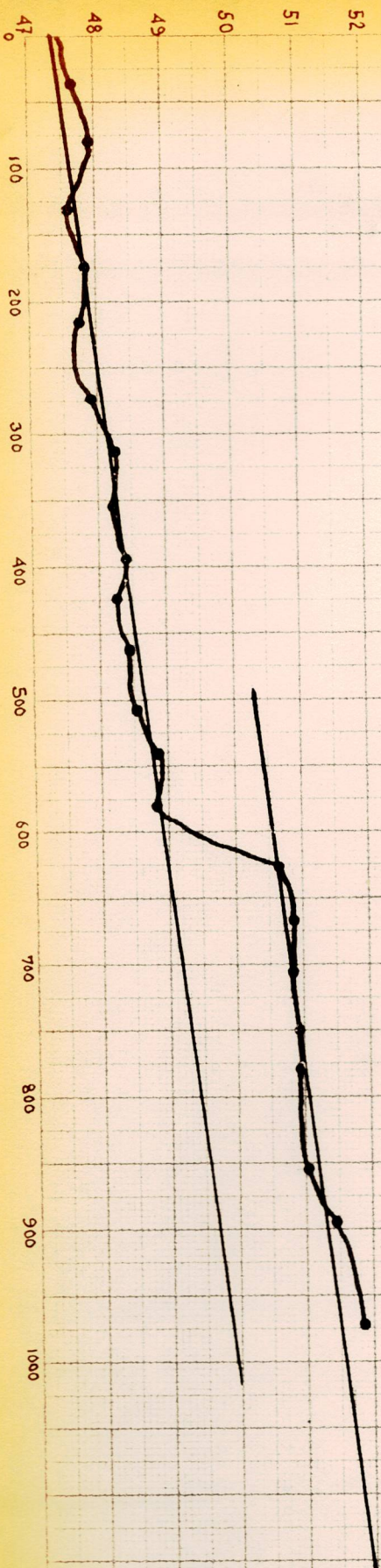


Figura N°4

RIO TURMERO

SECCION TRANSVERSAL MEDIA CARACTERISTICA DEL CAUCE MENOR . -

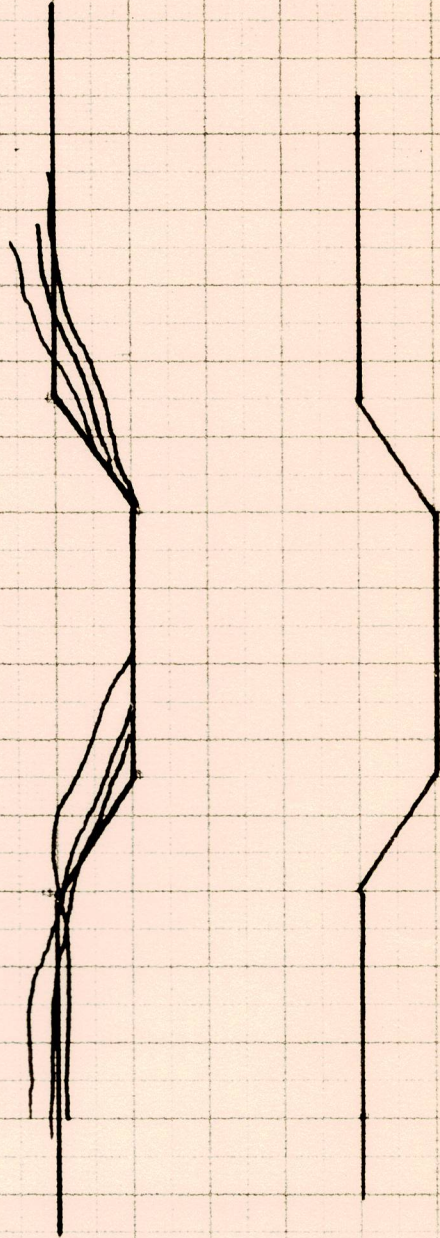


FIGURA N° 5

Rio Turmero
Granulometria del material de fondo
Area de la linea de mezcla 35 cm²
Escalas { $\eta = 10$ (10 cm = 1 cm)
 $\varepsilon = 0.1$ (1% = 0.1 cm)

$$d_m = \frac{A}{100 \eta \varepsilon} = \frac{35}{100} = 0.35 \text{ cm} = 3.5 \text{ mm}$$

$$d_{90} = 7 \text{ mm}$$

$$d_{65} = 2.6 \text{ mm}$$

$$d_{50} = 1.7 \text{ mm}$$

$$d_{35} = 0.9 \text{ mm}$$

Figura N°6

GRAFICO EINSTEIN-BARBAROSSA

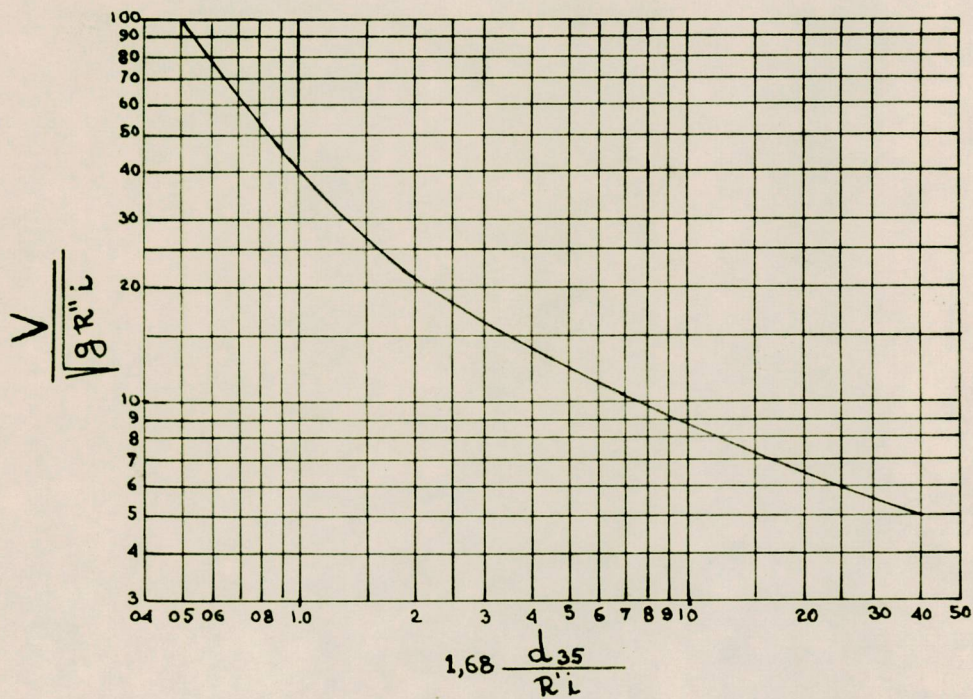
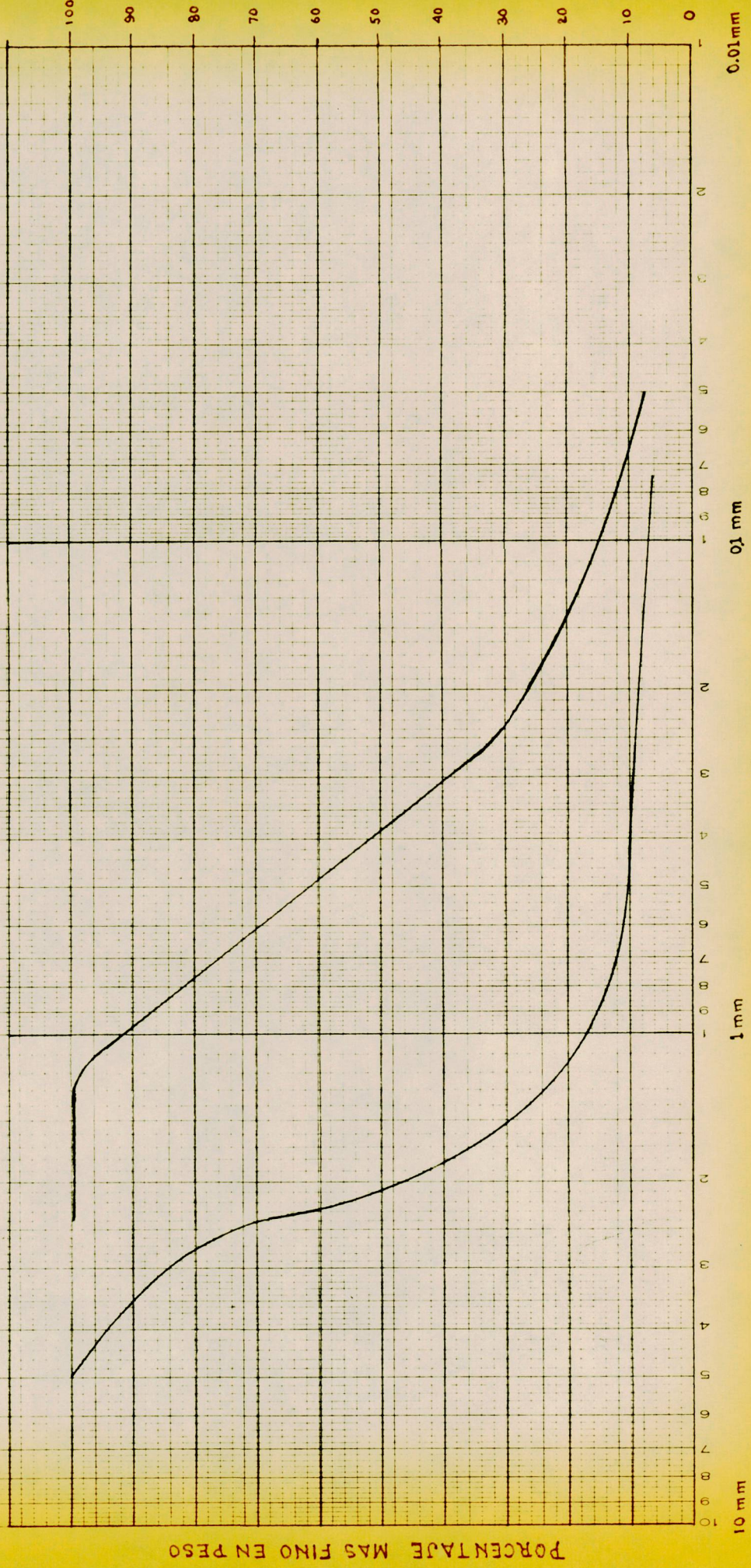


FIGURA N°7

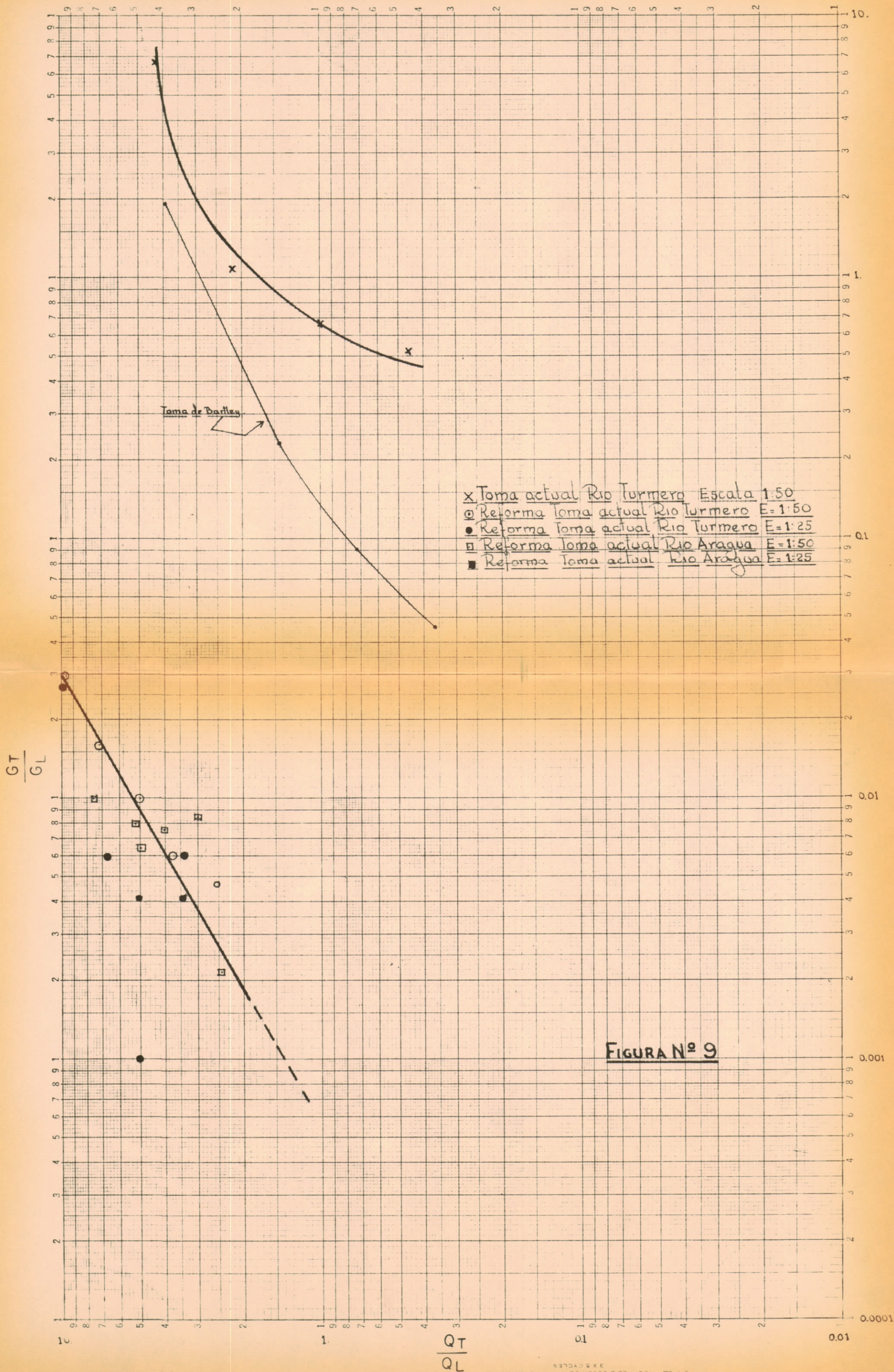
171-340-L312 DIETZEN GRAPH PAPER
SEMI-LOGARITHMIC
3 CYCLES X 12 DIVISIONS PER INCH

FIGURA N° 8

EUGENE DIETZEN CO.
CHICAGO, ILL. U.S.A.



Granulometria de los materiales usados en los modelos.



Comparación entre funcionamiento
Toma propuesta y Toma actual.

Rio Turmero

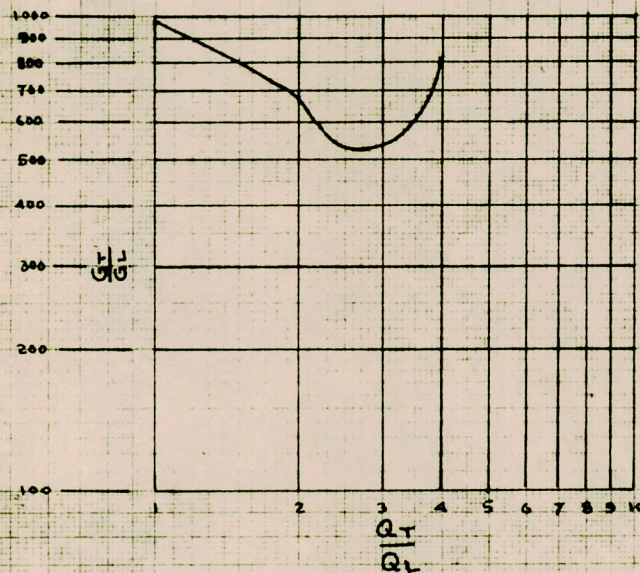
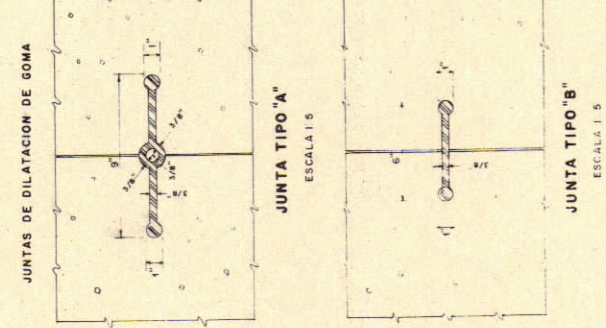
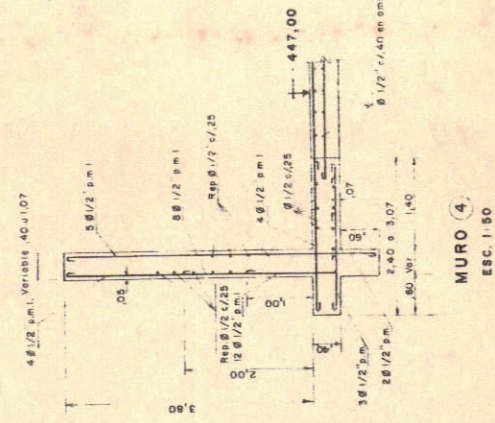
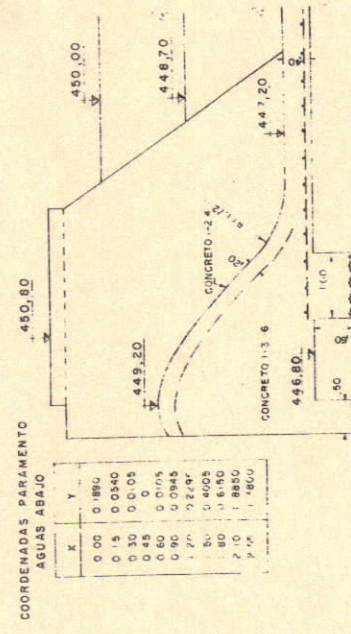
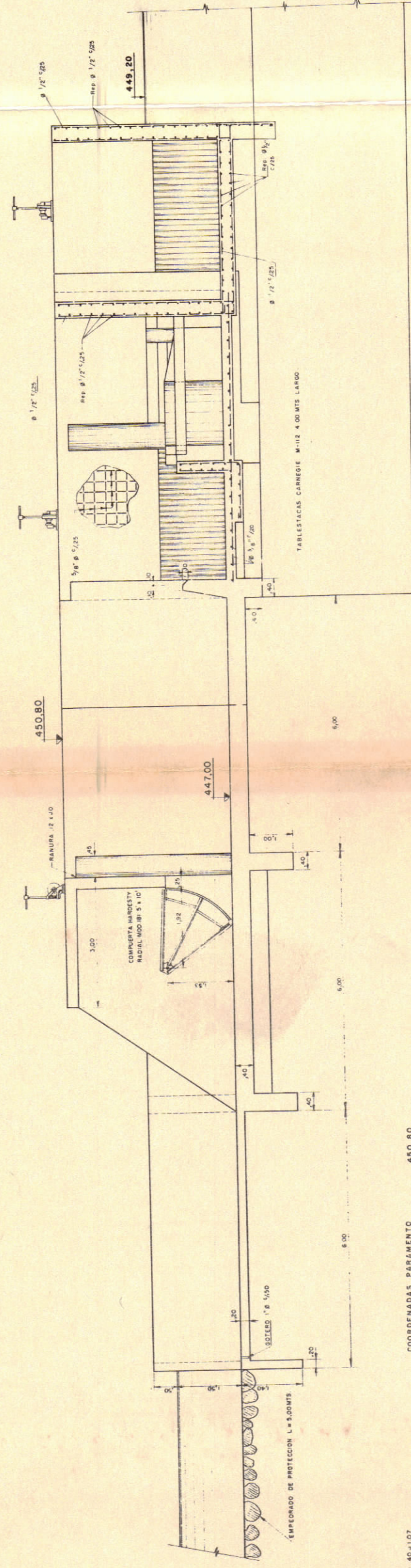
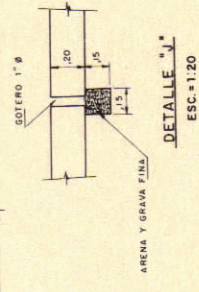
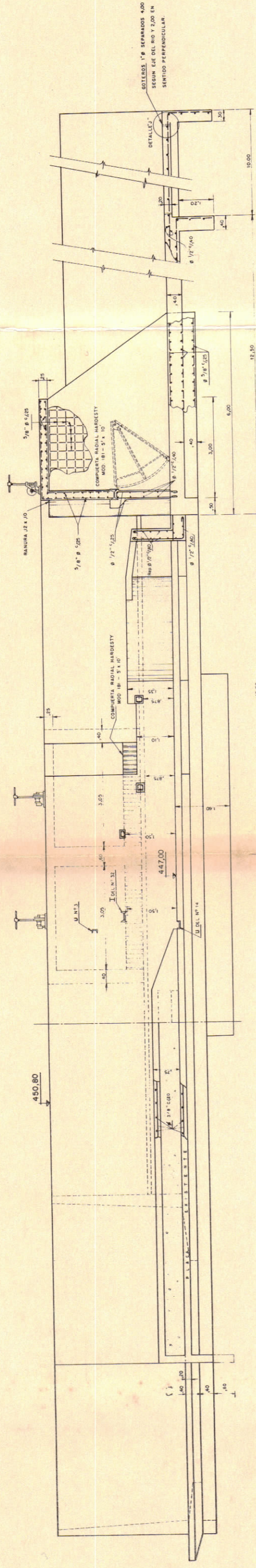


Figura N° 10



REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS		TOME, SOBRE EL RIO TURMISO SISTEMA DE RIEGO "AGUA GUAY" MEJORAMIENTO DE LA OBRA DE DERIVACION		SECCIONES		HOJA N° 2
VENTANA 1 SARDIMARCA V S S C M M M D		TOTAL 10 - 1984 1984-1985		1984 TOTAL	TOTAL OBRAS 3	
		NO. C/205				

NOTA: La cantidad del concreto armado es de $R_{ca} \geq 8 \text{ " (Kg/cm}^2 \text{)}$
concreto este R_c de tubos y admisión de 1.6 kg/cm^2

