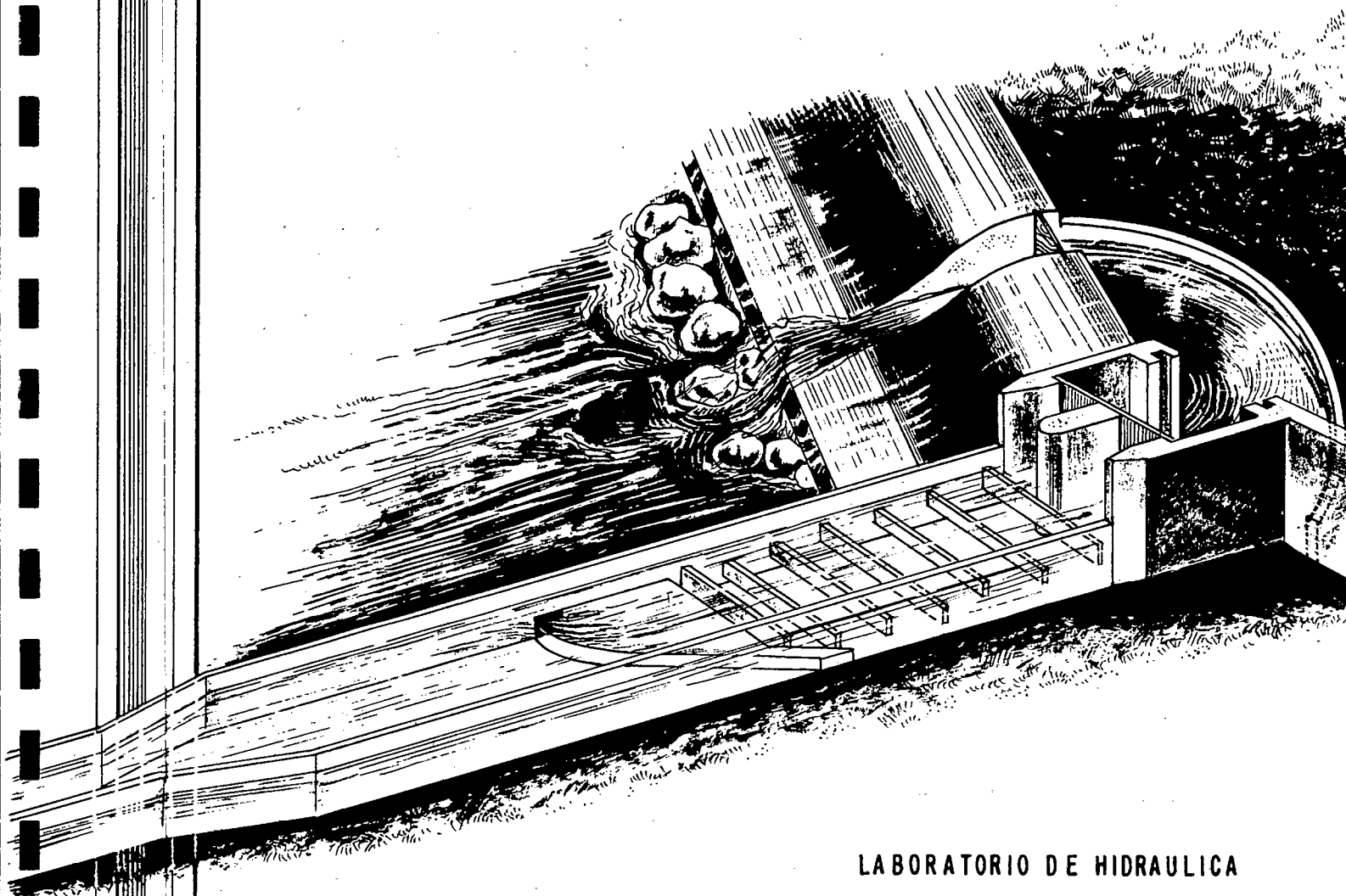


MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS

MEJORAMIENTO DE LA TOMA DEL
RIO TUY
SISTEMA RIEGO TUY



LABORATORIO DE HIDRAULICA
SARDIMAR, C. A.
DICIEMBRE 1964

MEJORAMIENTO DE LAS OBRAS DE TOMA DEL

SISTEMA DE RIEGO DEL TUY(CUA)

Estado Miranda

1. Introducción

El sistema de riego del Tuy fué construído hace ya varios años siendo uno de los más antiguos ejecutados por el Ministerio de Obras Públicas. Es un pequeño sistema con dotación máxima del canal principal de 1,4 m³/s.

Las obras de toma se encuentran a unos 300 m. en línea recta al Sur-Oeste del puente sobre el Río Tuy de la carretera Cúa San Sebastián.

Las obras de derivación actuales, consisten en un azud y una toma frontal situada en la margen izquierda del Río Tuy. La toma está provista de dos compuertas que se accionan desde una plataforma ubicada a mayor cota que la cresta del vertedero.

De la estructura de toma parte un canal cubierto, de forma rectangular de 1 m. de base por 1,15 de altura en concreto armado con pendiente longitudinal del 0,15°/oo.

Las obras no tienen compuertas de limpieza, solamente existe una escotadura en el azud, próxima al edificio de toma, que puede cerrarse con tablonés. No se ha podido averiguar la razón de esta disposición, pero puede suponerse que la intención de colocar la escotadura fué la de mantener deprimido el banco aluvional frente a la toma en la época de crecientes, durante la cual se dejaría libre la escotadura colocando los tablonés sólo en época de verano, cuando el mayor porcentaje del gasto del río sería derivado hacia el canal de toma.

Cuando el aporte del río es pequeño la cantidad de sólidos de arrastre es prácticamente nula y entonces la derivación no tiene inconvenientes; pero al presentar el río repuntes de cierta importancia es natural que los arrastres penetren en el canal de toma y no existe en la obra actual manera de poderlos eliminar del canal con las consecuencias previsibles. Es por esto que se hace necesario modificar las obras para lograr la purga de los materiales de arrastre y evitar su ingreso al canal de toma.

2.- Características del río Tuy en el sitio de toma

A continuación se analizan las características más notables del río Tuy en la zona de Cúa en donde están ubicadas las obras de toma, con el objetivo principal de dar una idea general del río en ese lugar, pero es conveniente resaltar el hecho de que muchas de las características analizadas no tienen influencia directa en el funcionamiento de la toma ni en la conducción de los ensayos de los modelos hidráulico-fluviales pertinentes.

2-a) Cuenca imbrífera

El Río Tuy nace en la fila de la Colonia Tovar a 2000 m. de altitud sobre el nivel del mar y se dirige con rumbo Sur hasta las inmediaciones de El Consejo (Edo. Aragua) para luego cruzar hacia el Este y después en dirección Sur-Este hasta Cúa (Edo. Miranda).

Hasta la estación de aforo en Tazón (Longitud $66^{\circ} 53'$. Latitud $10^{\circ} 09'$), cerca de Cúa, la cuenca imbrífera tiene una superficie de 1180 Km^2 y la altitud del sitio de aforo es de 415 m. sobre el nivel del mar. La pendiente media del río has-

ta Cúa es de 2,4%.

La Fig. 1 muestra la hoya del río Tuy hasta Tazón y es copia del mapa que aparece en el Registro Fluviométrico 1940-1954 de la Dirección de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas.

2-b) Hidrología

En los veintium años de registro que aparecen en el Resumen de Datos Hidrométricos (Ministerio de Obras Públicas, Dirección de Obras Hidráulicas 1963) que comprenden los años 1941 a 1962, aparece un gasto máximo de $385 \text{ m}^3/\text{s}$ que ocurrió en el mes de Junio de 1950 y uno mínimo minimorum de $0,12 \text{ m}^3/\text{s}$ ocurrido en el mes de Mayo de 1961.

Durante esos años de registro, las crecientes máximas anuales fluctúan entre $43,8 \text{ m}^3/\text{s}$ (en el mes de Julio de 1952) y la ya citada de $385 \text{ m}^3/\text{s}$, y se agrupan así:

Menor a	$50 \text{ m}^3/\text{s}$	1
Entre	50 y 100 "	5
"	100 y 150 "	4
"	150 y 200 "	4
"	200 y 250 "	5
"	250 y 300 "	1
"	300 y 350 "	0
"	350 y 400 "	1

21

En los 252 meses de registro aparecen 29 crecientes mayores a los $100 \text{ m}^3/\text{s}$ agrupadas así:

1941-42 (Abril a Marzo) 2 crecientes mayores a 100 m³/s

42-43	2	"	"	"	"
43-44	1	"	"	"	"
44-45	4	"	"	"	"
45-46	2	"	"	"	"
46-47	5	"	"	"	"
47-48	0	"	"	"	"
48-49	2	"	"	"	"
49-50	2	"	"	"	"
50-51	3	"	"	"	"
51-52	1	"	"	"	"
52-53	0	"	"	"	"
53-54	1	"	"	"	"
54-55	1	"	"	"	"
55-56	0	"	"	"	"
56-57	0	"	"	"	"
57-58	0	"	"	"	"
58-59	1	"	"	"	"
59-60	0	"	"	"	"
60-61	3	"	"	"	"
61-62	1	"	"	"	"

La Fig. 2 representa la curva de duración de los gastos medios diarios que hemos preparado con base a los respectivos datos que aparecen en el ya citado Registro Fluviométrico. En ella pueden apreciarse los siguientes valores que caracterizan el régimen de derrames:

Gasto máximo característico

Gasto mínimo característico

Gasto semipermanente

El módulo del río en los 13 años que aparecen en el Registro Fluviométrico es de $8,52 \text{ m}^3/\text{s}$, bajando a $7,22 \text{ m}^3/\text{s}$ cuando se le adicionan los años 1954 a 1961.

El volumen medio escurrido durante los años 1941 a 1961 es de $227,875 \text{ Hm}^3/\text{por año}$.

En la tabla que sigue se copian los derrames anuales durante los años registrados, los gastos medios anuales respectivos así como el gasto máximo y mínimo.

Período	Volumen escurrido Hm^3	Gasto medio m^3/s	Gasto máximo m^3/s	Gasto mínimo m^3/s
1941-42	174,761	5,54	170	0,45
42-43	309,325	9,81	290	0,75
43-44	324,013	10,20	142	1,85
44-45	291,458	9,25	213	1,50
45-46	270,812	8,59	157	2,04
46-47	467,693	14,80	220	2,02
47-48	143,370	4,53	59	0,72
48-49	224,599	7,12	205	0,75
49-50	146,381	4,64	182	0,73
50-51	383,080	12,10	385	1,20
51-52	397,540	12,60	127	1,60
52-53	164,685	5,22	44	1,35
53-54	201,660	6,39	200	0,70

Período	Volumen escurrido Hm^3	Gasto medio m^3/s	Gasto máximo m^3/s	Gasto mínimo m^3/s
54-55	232,770	7,38	130	0,68
55-56	180,498	5,70	54	0,55
56-57	153,202	4,86	90	1,08
57-58	99,171	3,14	76	0,54
58-59	186,138	5,90	215	0,60
59-60	91,683	2,90	90	0,30
60-61	211,405	6,70	193	0,56
61-62	131,140	4,15	116	0,12

En la Fig. 3 se ha dibujado la curva de los promedios sucesivos de los módulos anuales del río, pudiendo observarse una marcada tendencia a la disminución de los derrames a partir del período 1952-53.

En la parte inferior de la figura aparece la curva de los promedios sucesivos de los gastos mínimos, en ella también se observa la tendencia a la disminución de los valores correlativamente con la curva de derrames medios sucesivos.

2-c) Perfil longitudinal del cauce.

Inmediatamente aguas abajo de las obras de toma, el río presenta un tramo bastante recto que se considera apto para servir como tramo base. El perfil longitudinal del cauce en este tramo aparece en la Fig. 4; en ella también aparece (en la parte superior) un esquema de las anchuras del cauce referidas a un eje recto; comparando esta planta con el perfil longitudinal respectivo, se puede observar la correspondencia entre los angostamientos y ensachamientos

con las zonas más profundas y aquellas más elevadas del perfil, la cual corresponde perfectamente a un mecanismo hidráulico fluvial de fondo móvil con bermas relativamente más resistentes.

La recta más probable representativa del perfil medio del cauce fué determinada por mínimos cuadrados y se ha trazado también en la Fig. 4. La pendiente de esta línea resultó ser $0,00513 \approx 5^{\circ}/\text{oo.}$

2-d) Sección transversal.

El ancho medio del fondo activo en el tramo base escogido es de 21 m. con dispersiones máximas de +10 y -8.

La forma promedio puede asimilarse a un trapecio con taludes 1:1.

2-e) Aluviones del fondo.

Las muestras del material de fondo fueron analizadas por el Laboratorio de Geotécnica de la Dirección de Obras Hidráulicas del Ministerio de Obras Públicas, haciendo la siguiente descripción del material de la muestra N° 12635: "Grava limpia bien gradada: 64% de grava de angulares duros y en lajas de tamaño máximo de 4 cm. 33% de arena, de gruesa a fina, angular, dura. 3% de finos limos grises. (GW)".

El análisis granulométrico de las dos muestras obtenidas es prácticamente igual para ambas y en la Fig. 5 aparece la línea de cribado promedia en coordenadas naturales, pudiéndose observar que afecta la forma general de las líneas de mezcla de los aluviones naturales no alterados.

Las características más resaltantes del material de fondo son las siguientes:

$$d_{90} = 26 \text{ mm}$$

$$d_{65} = 15 \text{ "}$$

$$d_{50} = 9 \text{ "}$$

$$d_{35} = 5 \text{ "}$$

$$d_m = 10 \text{ "}$$

2-f) Rugosidad media ponderada del tramo base.

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 N° 3464 Journal of the Hydraulics Division A.S.C.E. Marzo 1963).

El criterio antes señalado aparece en 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 N° 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

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

para mantener esta misma velocidad cuando el fondo presenta ondu-

laciones 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

$$\psi = f\left(\frac{\gamma_1}{\gamma}, \frac{d_{35}}{R' i}\right)$$

Siendo

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

En las cuales, además de los valores ya definidos,

γ = peso específico del agua

γ_1 = 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 de diferentes ríos y trazaron el gráfico representativo que se da en la Fig. 6, y el de n_r por la fórmula de Strickler.

En la Tabla que sigue se dan los valores del coefi -

ciente 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.

Para la rugosidad de los taludes se adoptó el valor $n_t = 0,030$. Se tomó como ancho activo de fondo p_s el ancho medio de 21 m.

El perímetro de los taludes se calcula por la fórmula

$$p_t = 2 \sqrt{2} h$$

y el perímetro mojado

$$p = p_s + p_t$$

h	n_s	n	Q
4,80	0,0212	0,0248	830
4,10	0,0213	0,0246	640
3,40	0,0215	0,0243	468
2,70	0,0230	0,0250	307
2,20	0,0236	0,0252	218
1,60	0,0260	0,0268	120
1,45	0,0269	0,0274	100
1,35	0,0279	0,0282	86
1,25	0,0288	0,0290	74
1,17	0,0306	0,0306	61
1,10	0,0326	0,0324	53
0,85	0,0335	0,0332	34
0,75	0,0362	0,0357	26
0,60	0,0410	0,0401	16
0,33	0,0452	0,0446	5,2

2-g) Arrastre de fondo

Se aplicó la fórmula de Meyer-Peter Müller con las características medias del tramo base.

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

En la cual

G'_s = Gasto total de arrastre en toneladas de peso aparente.

p_s = Ancho activo del fondo = 21 m.

$K_s = \frac{1}{n_s}$ Coeficiente de rugosidad del fondo en su conjunto.

$K_r = \frac{1}{n_r}$ Coeficiente de rugosidad del material de fondo, según la fórmula de Strickler.

ω = Area de la sección mojada

$K_t = \frac{1}{n_t}$ Coeficiente de los taludes fijos (Se adoptó $n_t = 0,03$).

p_t = Perímetro mojado de los taludes.

J = Pendiente de la línea de energía = 0,005

γ'_s = Peso específico aparente del material de fondo en toneladas pesadas bajo agua = 1,68 Ton.

d_m = Diámetro medio característico del material de fondo, en metros; $d_m = 0,01$ m.

Para determinar la cesación del gasto sólido global se aplicó la fórmula usando como coeficiente del segundo término del cor-

chete el valor 0,03 en lugar de 0,047 como se recomienda en el trabajo original de los Profesores Meyer-Peter y Müller. Se obtuvo que para gastos menores a $5 \text{ m}^3/\text{s}$ cesa el movimiento global del fondo; aún cuando esto no quiere decir que termina totalmente el arrastre, pues entonces intervienen fenómenos de clasificación del material de fondo y pavimentación del lecho con clastos de mayor tamaño debiendo ocurrir ciertos arrastres de materiales menudos.

La observación del río en estiaje permite suponer que para gastos del orden de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ el arrastre es prácticamente nulo.

En la siguiente tabla se dan los gastos sólidos de arrastre para diversos gastos líquidos y el tanto por mil correspondiente.

$Q \text{ m}^3/\text{s}$	$G_s \text{ Ton/s}$	o/oo
830	1,26	1,52
640	1,04	1,63
468	0,82	1,75
307	0,56	1,82
218	0,42	1,93
120	0,22	1,83
100	0,18	1,80
86	0,14	1,63
74	0,11	1,49
61	0,08	1,31
53	0,06	1,13
34	0,03	0,88
26	0,02	0,77
16	0,0038	0,24
5	0,00	0,00

Nótese que la mayor proporción del gasto sólido de arrastre al gasto líquido correspondiente está para valores de estos

últimos, comprendidos entre 120 y 307 m³/s.

En la Fig. 7 se representan los gastos sólidos en función de los correspondientes gastos líquidos.

3.- Modelos. Se ensayaron 3 modelos todos a escala 1:6,6 que se describen más abajo de en los apartes 3-a, 3-b y 3-c.

La ley de similitud usada fué la de Froude, sin distorción de escalas.

El hecho de ser bastantes gruesos los aluviones del lecho en el prototipo permitió en este caso, usar arenas cuyas líneas granulométricas estuviesen en la zona de las gravas del río a la escala adoptada, aunque como es sabido en este tipo de modelos no necesariamente el material de arrastre debe estar en la misma escala.

Los modelos se operaron usando preferentemente la arena más fina (Arena N° 1, ver Fig. 8). Con la arena más gruesa (Arena N° 2) se verificó el funcionamiento de la solución definitiva obteniendo los mismos resultados cualitativamente.

El material de arrastre se suministró mediante la tolva con vibrador del Laboratorio, la que posee en su parte inferior un esparcidor en abanico; al fondo, en las Fotos Nos. 3 y 4 puede verse la tolva y el esparcidor de arrastres. La arena se recuperó mediante trampas de malla fina de cobre.

Los gastos líquidos se midieron utilizando un vertedero triangular de 90°.

En algunas ocasiones el suministro de material de arrastre se efectuó a mano para observar mejor el movimiento de los bancos y detectar el camino de los arrastres provenientes de diversas direcciones.

Todas las modalidades ensayadas se operaron para el caso de toma, de $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$ durante una creciente equivalente a $100 \text{ m}^3/\text{s}$ con proporción de arrastre de $1,8^\circ/\text{oo}$ del gasto líquido; y para toma $1,4$ $1,00$ y $0,50 \text{ m}^3/\text{s}$ con gastos de río iguales al de toma.

Cuando ocurren gastos pequeños en el río el arrastre es prácticamente nulo, sin embargo a los fines de probar la efectividad de las modificaciones ensayadas, en estos casos se suministró un arrastre máximo del $2^\circ/\text{oo}$ del correspondiente gasto líquido.

3-a) Modelo de las obras actuales de toma. Se representó en el azud la escotadura próxima al edificio de compuertas (Ver foto N° 2 del prototipo) pudiéndose comprobar en el modelo lo siguiente:

- 1) Que durante la operación de toma en creciente el arrastre penetra al canal de toma y no es efectiva la acción de la escotadura abierta.
- 2) Que cuando bajan las aguas se manifiesta una mayor actividad de los arrastres frente a la escotadura determinando en la configuración del banco próximo aguas arriba del azud, un pequeño cono de depresión que no es efectivo para mantener limpia la zona de ante-toma.

Se ensayaron algunos dispositivos en la antetoma para conducir mejor los arrastres hacia la escotadura y tratar de aprovecharla con el fin de mantener los bancos aluviales deprimidos frente a las compuertas de toma, pero no se logró ningún resultado efectivo.

3-b-I) Se ejecutó un modelo de tanteo de una solución, que ya había sido probada en nuestro Laboratorio en otras oportunidades, pero tratando de no modificar el ancho del canal actual.

Esta solución consistía en dotar al canal, inmediatamente aguas abajo de las compuertas de toma, de una compuerta abierta en su paramento que dá hacia el río, con el fin de desviar los arrastres y evacuarlos en el cauce después de la caída del azud. No se podía colocar ningún umbral en el fondo para ayudar a guiar los arrastres hacia la compuerta de purga pues son tan estrictas las condiciones de régimen en el canal con solamente 10 cm. de borde libre que cualquier obstáculo de cierta magnitud en el fondo hubiese reducido la capacidad portante del canal. Además, la agitación provocada por la pila separadora de las compuertas de toma y el abocinamiento que sigue al edificio de compuertas provoca la suspensión de los arrastres más finos que de este modo siguen hacia aguas abajo.

Este ensayo aunque mejoraba las condiciones no permitía lograr el resultado apetecido y un cierto porcentaje de los arrastres pasaban al canal de alimentación del sistema.

3-b-II) En el modelo anterior, después de las compuertas de toma se bajó el fondo del canal en una cantidad equivalente a 40 cm. del prototipo y en una longitud correspondiente a 20 m., creando un foso o depresión que terminaba aguas abajo en un paramento cóncavo con el fin de conducir los arrastres hacia la compuerta de purga.

Teóricamente esta solución permitía una mejor guía de los arrastres sin modificar la capacidad portante del canal, pero obligaba a demoler parte del canal actualmente

construido. El ensayo dió resultados mejores que el que se describe en 3-b-I, pero la turbulencia de las aguas provocaba la suspensión de algunos materiales de arrastre, que por esta razón seguían hacia el canal.

En vista de que se hacía indispensable demoler parte del canal, se procuró disminuir la velocidad de las aguas, como se describe en el ensayo siguiente.

3-c-I) Se efectuó un nuevo modelo en el cual se conserva el ancho del edificio de compuertas hasta el lugar en donde se ubica la compuerta de limpieza haciendo inmediatamente aguas abajo de esta la embocadura para reducir a las dimensiones del canal. En las Fotos Nos. 3 y 4 se vé claramente la embocadura y la posición de la compuerta de purga correspondiente a este ensayo (que después hubo de moverse hacia aguas arriba).

El fondo está limitado por una grada de subida de paramento curvo, para conducir los arrastres hasta la compuerta de limpieza. En las Fotos Nos. 11 y 12, a la izquierda de ellas, se vé la huella de este paramento.

Se obtuvo un buen efecto de limpieza continua, pero el banco aluvional dentro de la estructura alcanzaba a una altura que no pareció conveniente.

3-c-II) Para tratar de disminuir la altura del banco dentro de la estructura, se probó con subir el fondo hasta la cota del canal. Mejoró la condición, observada anteriormente, del banco aluvional dentro de la estructura, pero las condiciones de limpieza continua empeoraron y una pequeña lengua

de material tendía a seguir hacia aguas abajo del canal por su margen izquierda.

3-c-III) Se colocó un umbral curvo sobre el fondo para guiar los filetes inferiores hacia la compuerta de purga. Se mejoró el funcionamiento del modelo con la dotación de una semiplatea que crea una mejor succión de los materiales de fondo (Ver foto N° 11).

3-c-IV) Solución definitiva

A fin de lograr la máxima depresión del banco aluvional dentro de la estructura, se estudiaron las dimensiones y posiciones de una serie de trabas transversales hasta lograr una disposición óptima. En las fotos que acompañan este informe pueden verse las referidas traviesas así como el efecto de las mismas.

Este dispositivo corresponde a lo que hemos denominado "trabas tipo Simca" y cuya aplicación hidráulico fluvial y en especial a tomas de derivación se viene desarrollando en nuestro Laboratorio y será motivo de una publicación especial.

Las condiciones de ante-toma se mejoraron colocando el umbral curvo que aparece en los planos antes de la entrada de las compuertas de toma (Ver foto N° 13). Este umbral permite retener en parte los aluviones del río que tenderían a penetrar en la toma en fuerte proporción durante los estiajes, si no se toma bajo carga, debido en este caso a la mayor gradiente local de la línea de energía.

4.- Funcionamiento del modelo de la solución adoptada.

El comportamiento del modelo fué inmejorable en todos los ensayos efectuados. El arrastre es conducido exclusivamente hacia la compuerta de purga sin que pase al canal. En las varias horas que duraron los ensayos no se pudo recoger al final del canal cantidad substancial de arrastre.

Los ensayos se verificaron primero con la Arena N° 1 y luego con la Arena N° 2, con los mismos resultados en cuanto al proceso de purga de los arrastres.

Se probaron los siguientes estados de agua:

- a) Creciente de $100 \text{ m}^3/\text{s}$ y derivación de $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$
- b) Creciente de $30 \text{ m}^3/\text{s}$ y derivación de $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$
- c) Gasto en el río $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$ y derivación de $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$
(se ponderó el arrastre al 2°/oo del gasto líquido)
- d) Gasto en el río de $1,4 \text{ m}^3/\text{s}$; derivación de $1 \text{ m}^3/\text{s}$ y de $0,5 \text{ m}^3/\text{s}$.
- e) Gasto en el río y derivación de $0,50 \text{ m}^3/\text{s}$.

El gasto de limpieza fué, en cada serie, primero de $1/5$ del gasto de toma y luego se llevó a un mínimo de $1/8$ del mismo.

No se recomienda en el caso en que el río traiga arrastres usar un gasto de limpieza menor al límite de $1/8$ del gasto de toma.

5.- Normas para el funcionamiento de la toma.

- a) Caso de estados de agua en el río mayores a $3 \text{ m}^3/\text{s}$

Se mantendrá abierta la compuerta de limpieza y se regularán las de toma para obtener el gasto de demanda.

- b) Estados de agua en el río entre 3 y $1,6 \text{ m}^3/\text{s}$. Se regulan las compuertas de toma y la de limpieza de acuerdo con la demanda procurándose que el gasto de la compuerta de limpieza no sea menor a $1/8$ del gasto de toma.
- c) Para gastos del río iguales a la demanda debe permanecer cerrada la compuerta de limpieza y solamente se la accionará periódicamente. En estos estados de agua se supone que el río no aporte arrastres significativos.

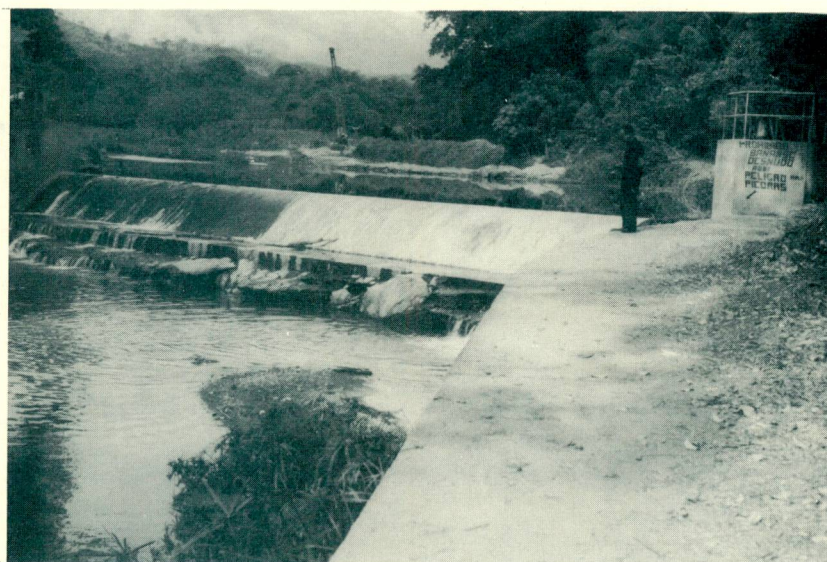


Foto N° 1.-

Toma de Cúa. Obras actuales
Azud-Edificio de Compuertas y Canal
cubierto.

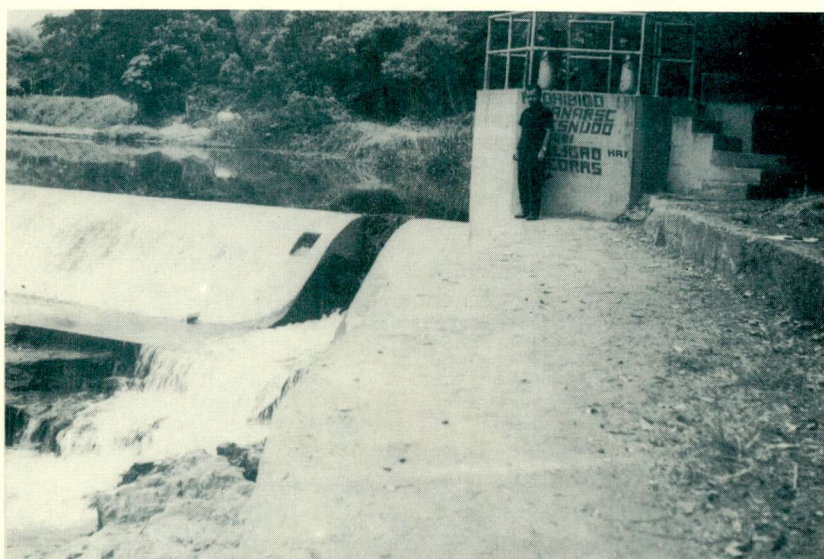


Foto N° 2.-

Toma de Cúa. Obras actuales
Obsérvese la escotadura en el Azud.



Foto N° 3.-

Los Ingenieros Inspectores observan
el funcionamiento del modelo definitivo.

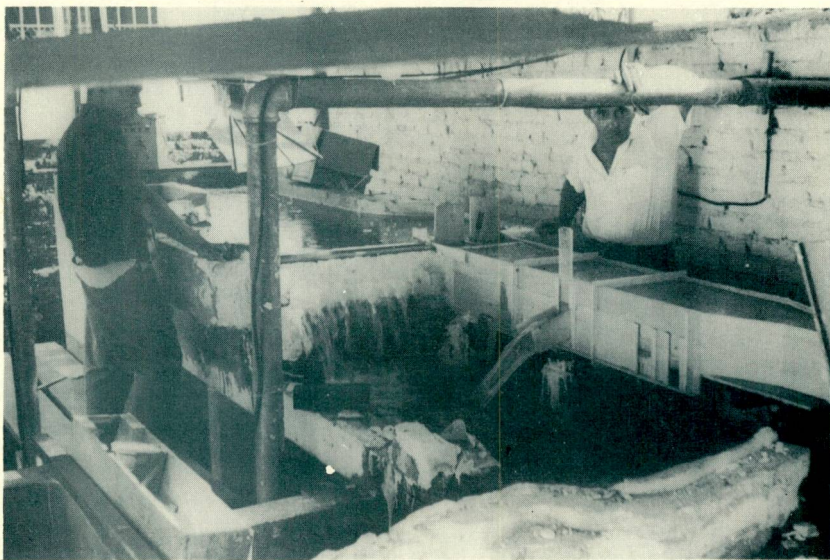


Foto N° 4.-

Operación de derivación durante una creciente.

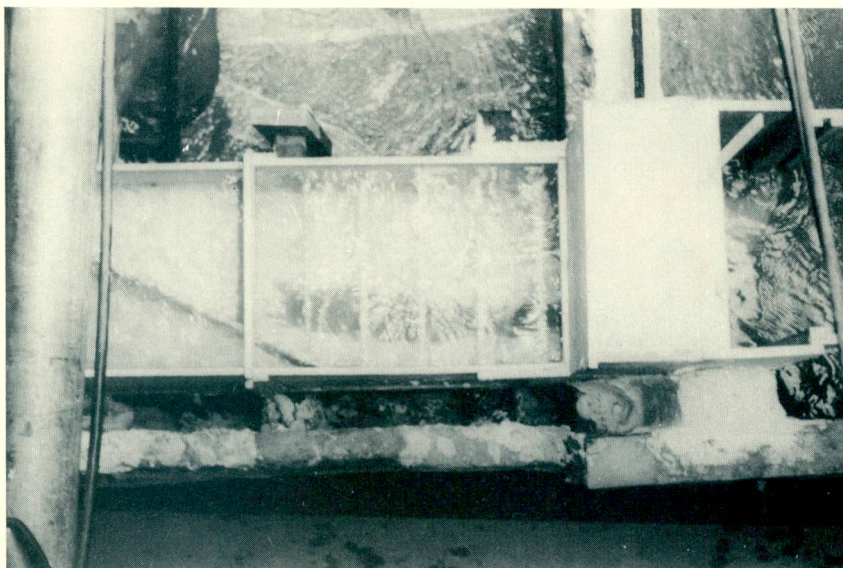


Foto N^o 5.-

Derivación del gasto máximo.
Obsérvese el camino del banco aluvional.

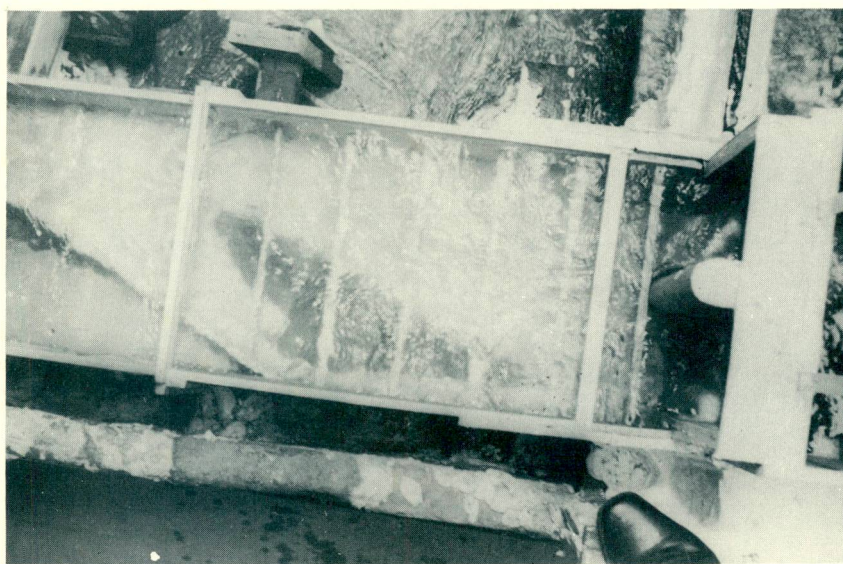


Foto N^o 6.-

Caso igual al anterior. Obsérvese la
pila central de apoyo de las compuertas y el ban-
co aluvional.

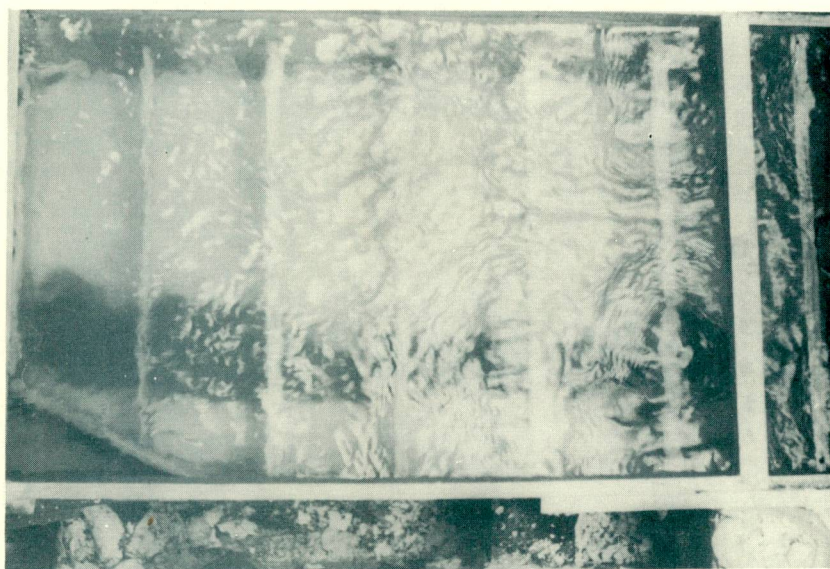


Foto N^o 7.-

Otra forma del banco aluvional. Obsérvese la tendencia a correr por la margen izquierda del canal.

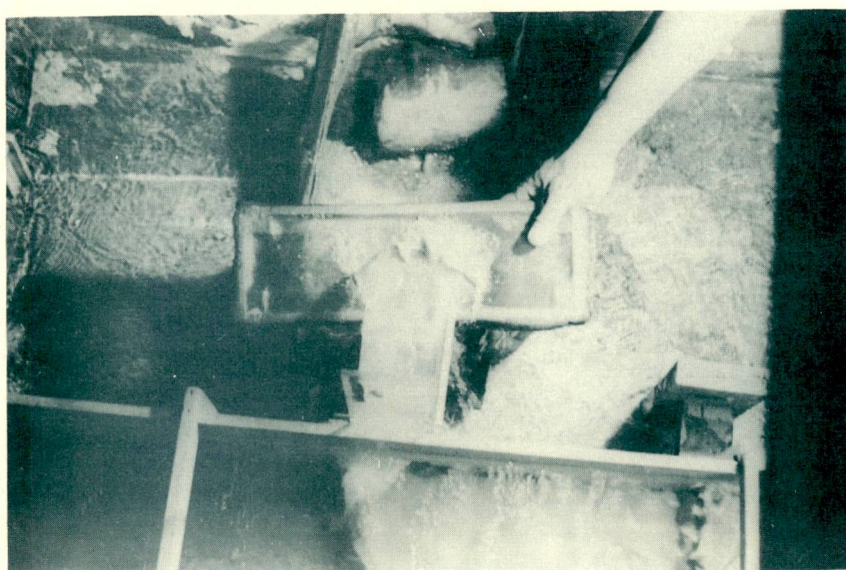


Foto N^o 8.-

Efluente de limpieza. Obsérvese los arrastres depositados en la malla.

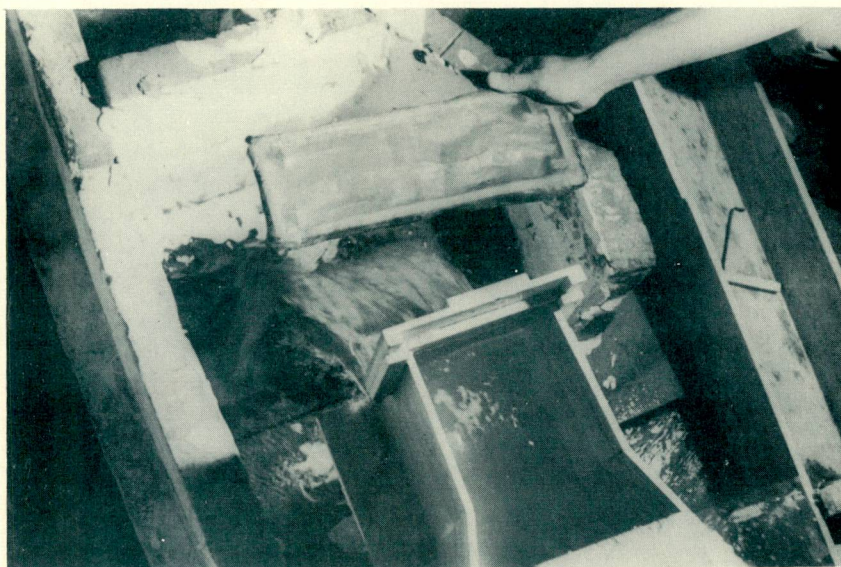


Foto N° 9.-

Salida del canal. Obsérvese la limpieza del agua totalmente depositada de arrastres.

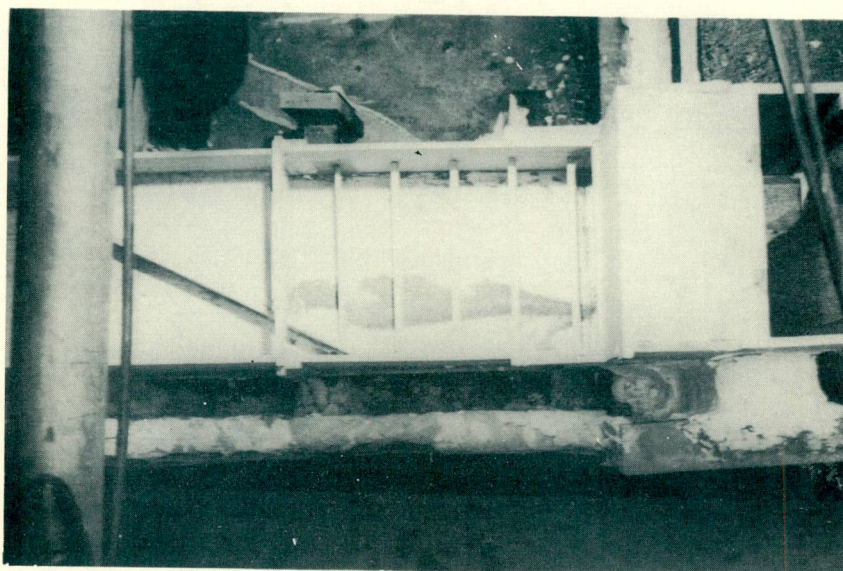


Foto N° 10.-

Situación del fondo del canal de toma después de una operación de toma con limpieza continua.

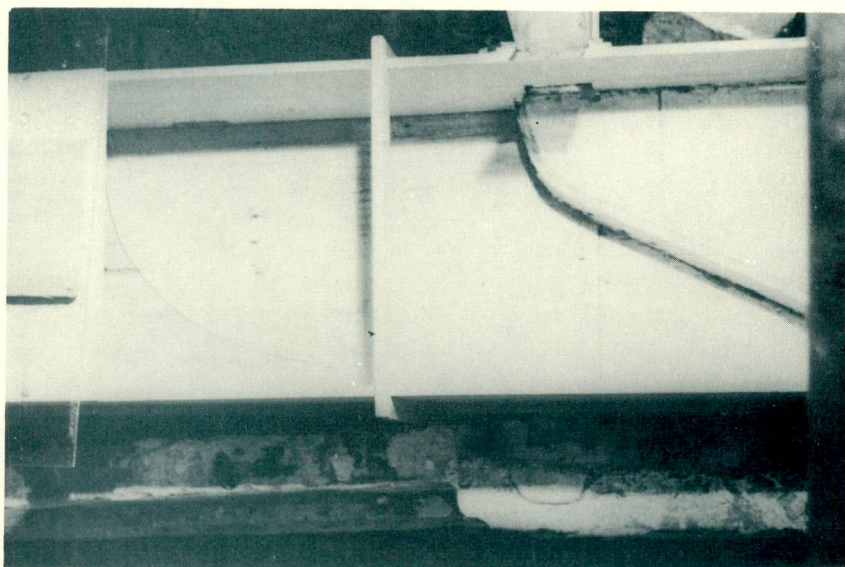


Foto N^o 11.-

Canal después de una operación de toma con limpieza continua. Vista aguas abajo del umbral curvo. Nótese la limpieza del fondo.

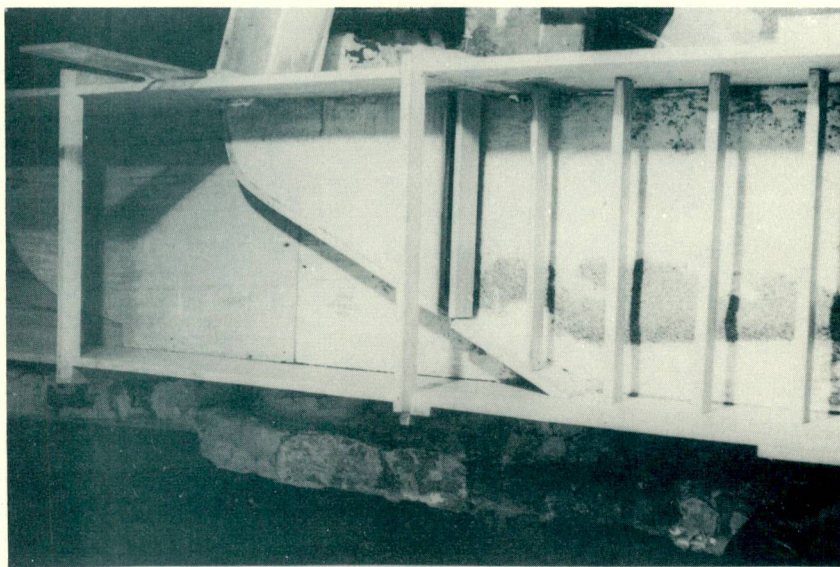


Foto N^o 12.-

Otro detalle de la anterior. Nótese las trabas deflectoras, el umbral curvo y la caja captadora.

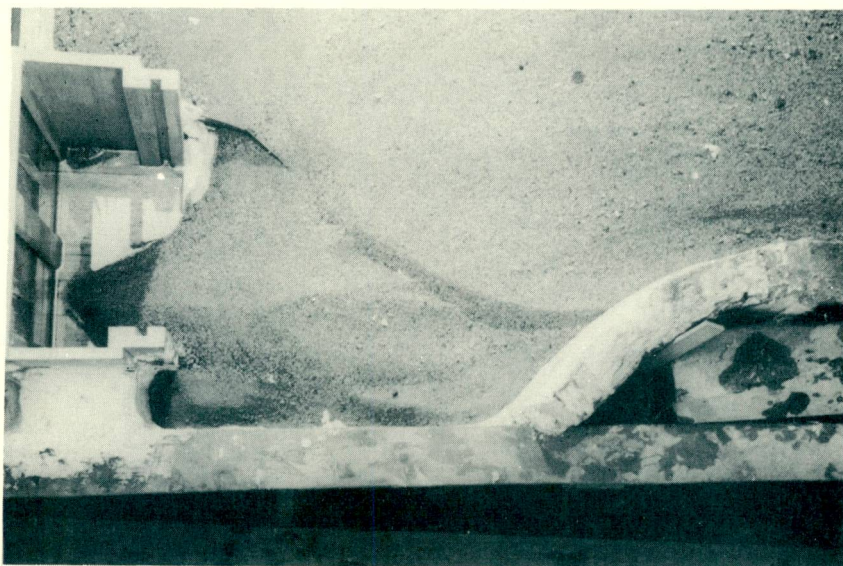


Foto N° 13.-

La posición del banco aluvional a la entrada de la toma.

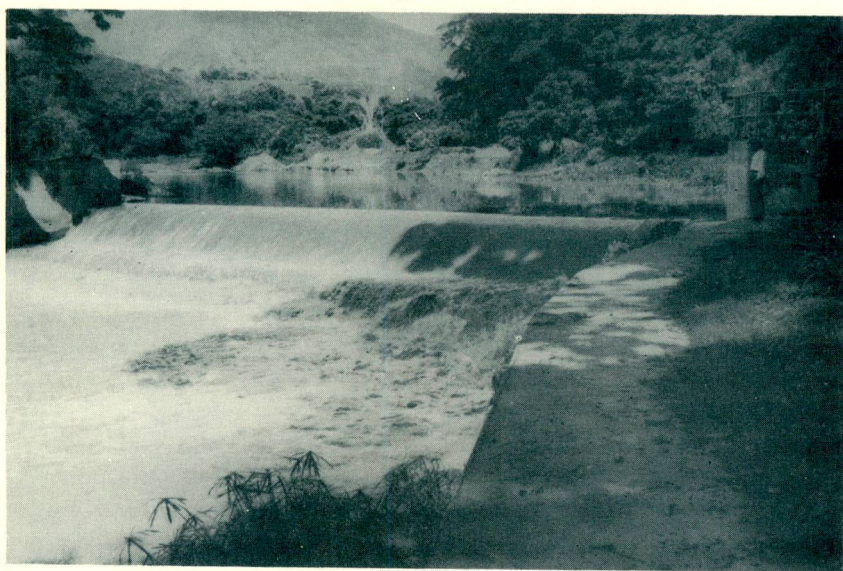


Foto N° 14.-

Toma de Cúa. Obras actuales. Río Tuy vertiendo sobre el Azud. Cómparese con Foto 2.

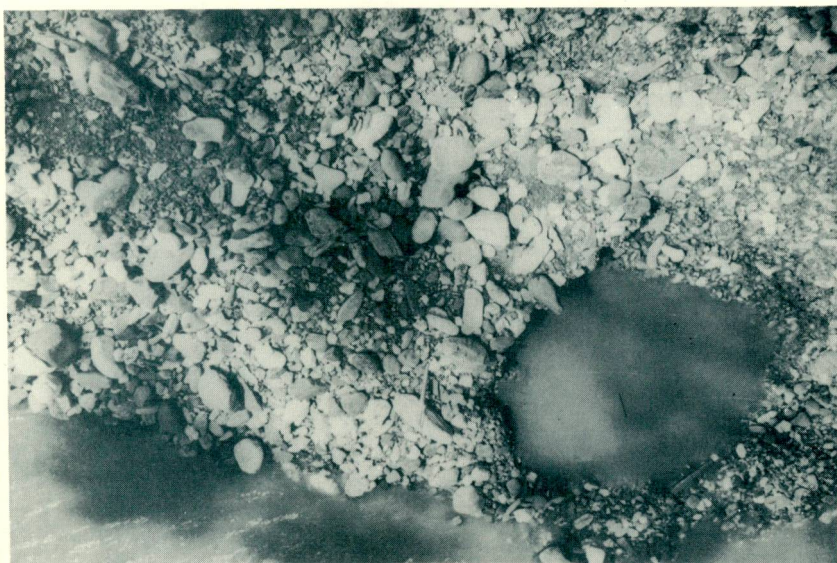


Foto N^o 15.-

Material de fondo del Río. Sitio en que
se tomó la muestra N^o 1.



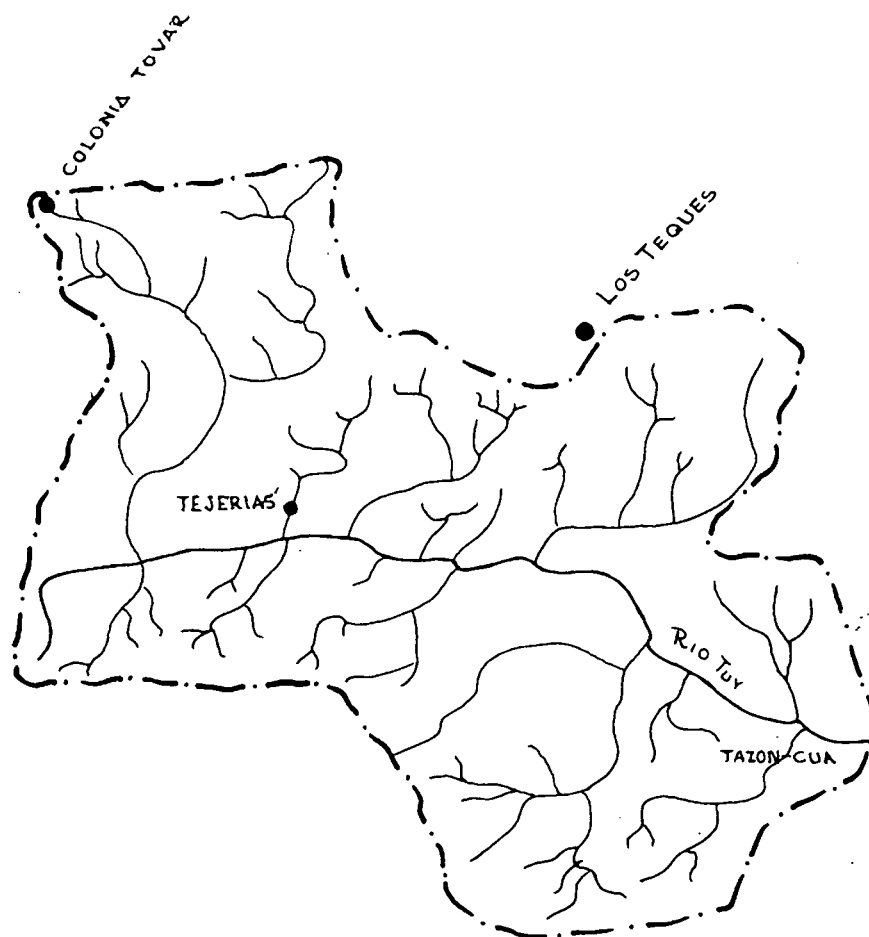
Foto N^o 16.-

Material de fondo del Río sitio en que
se tomó la muestra No 2.



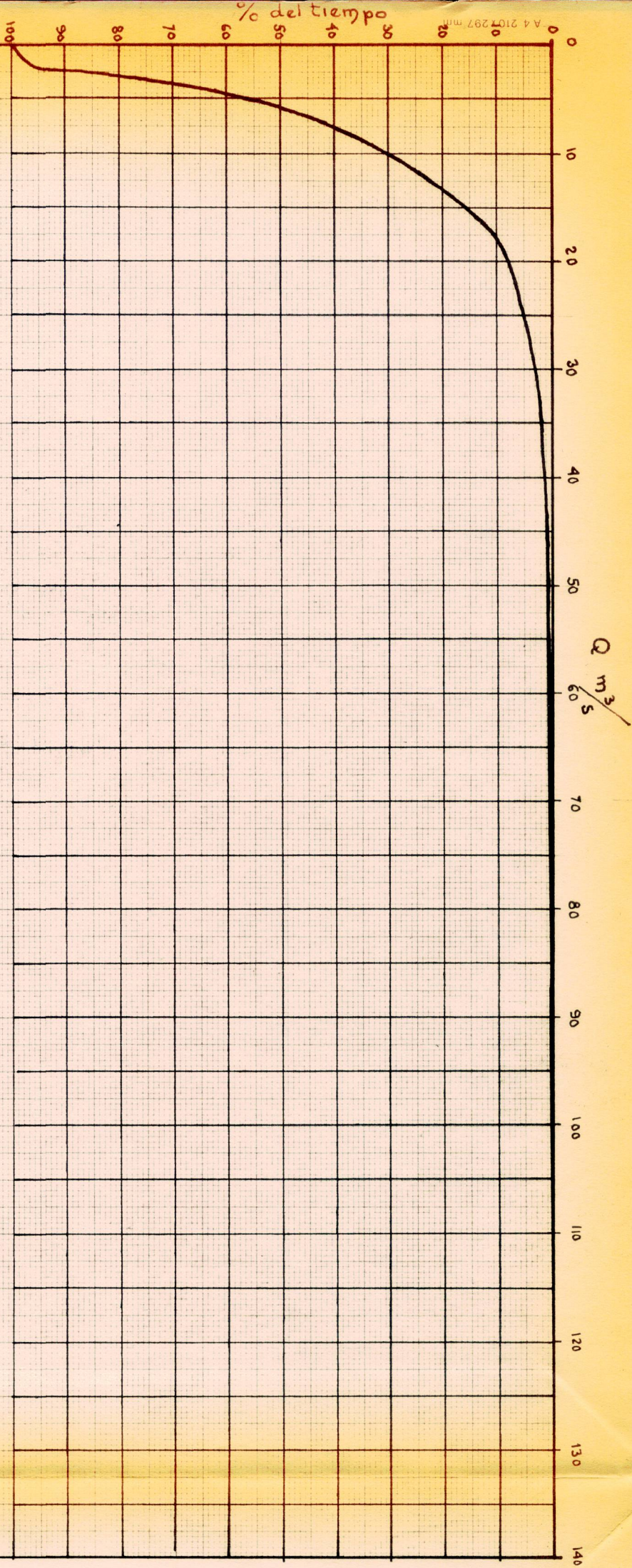
Foto N° 17.-

El Dr. Jaime Arévalo observa el funcionamiento del modelo.



RIO TUY EN CUA
HOYA DEL RIO TUY

FIG N° 1



RIO ILY EN CUA
CURVA DE DURACION DE LOS
GASTOS MEDIOS DIARIOS
EN 4748 DIAS

FIG N° 2

PROMEDIO SUCESIVOS DE LOS MODULOS ANUALES

1943-44 45 46 47 48 49 1949-50 1950-51 52 53 54 55 56 57 58 59 1959-60 1960-61 1961-62

PROMEDIO SUCESIVO DE LOS GASTOS MINIMOS

RIO TUY EN CUA

FIGURA Nº 3

ESCALA DE ANCHOS 1:1000
 ESCALA LONGITUDINAL 1:2000

ANCHO MEDIO DEL CAUCE

PERFIL LONGITUDINAL

FIGURA N° 4

RIO TUY
 AGUAS ABAJO DE LA TOMA DE CUA

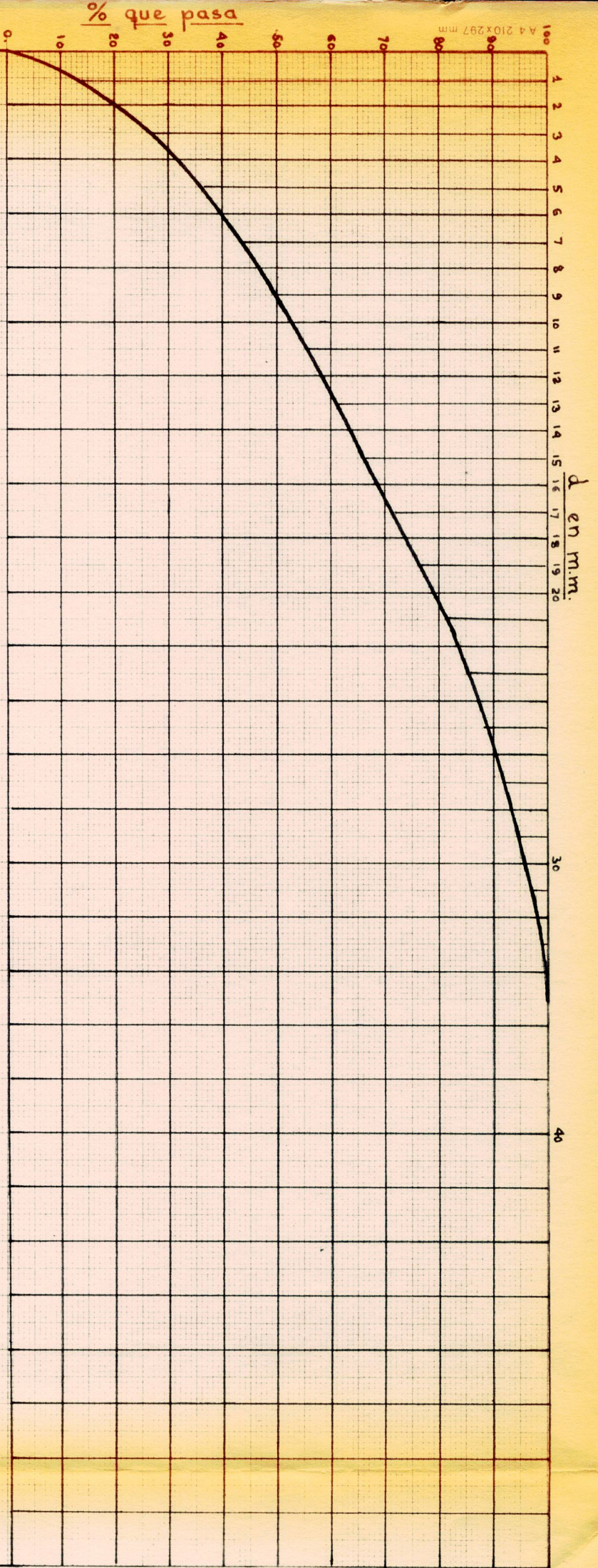
ESCALAS
 V 1:100
 H 1:2000

DATUM 44.00

Pendiente media del cauce

Pendiente media 5‰

20 m



Rio Tuy (en Cua)

Linea granulométrica del material de fondo

Escala vertical 1% = 1 m.m.

Escala horizontal 1 m = 5 m.m.

d medio = 10 m.m.

d₉₀ = 26 m.m.

d₆₅ = 15 m.m.

d₅₀ = 9 m.m.

d₃₅ = 5 m.m.

Fig N° 5

GRAFICO EINSTEIN ~ BARBARROSA

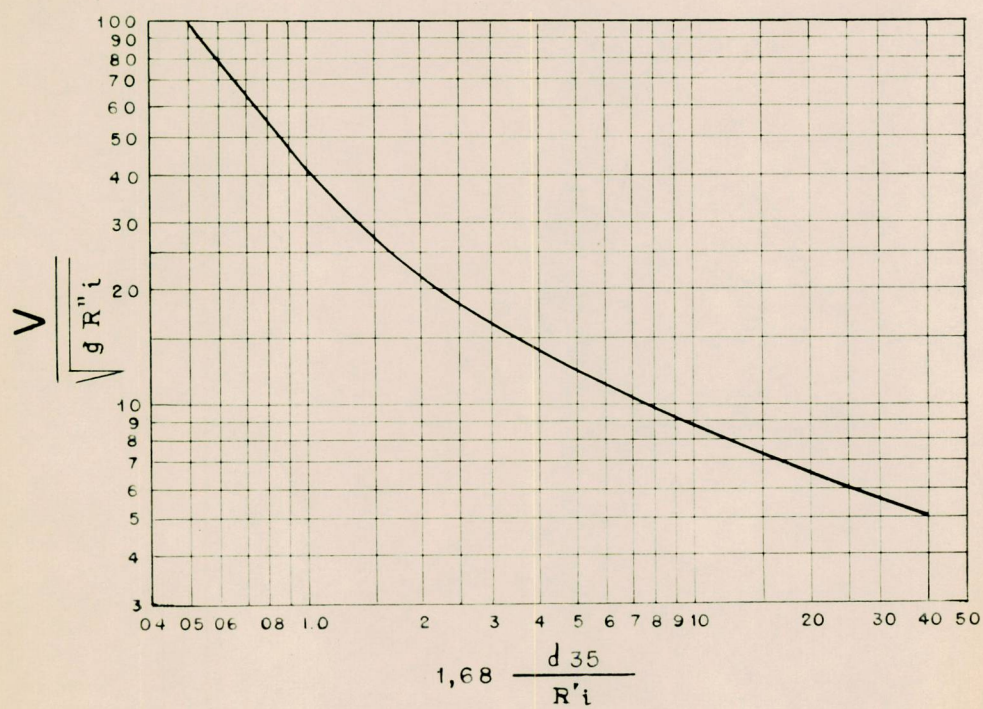
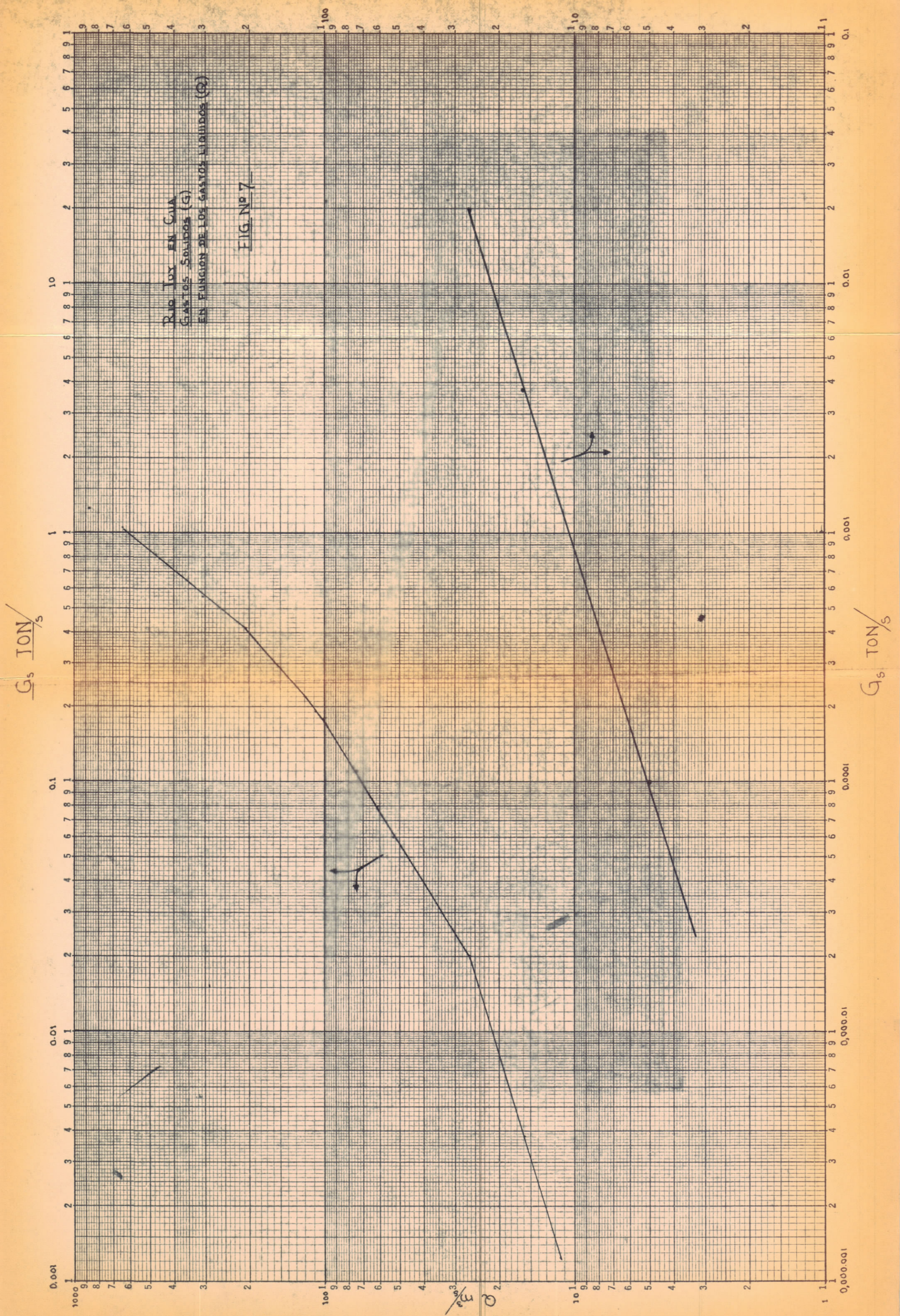
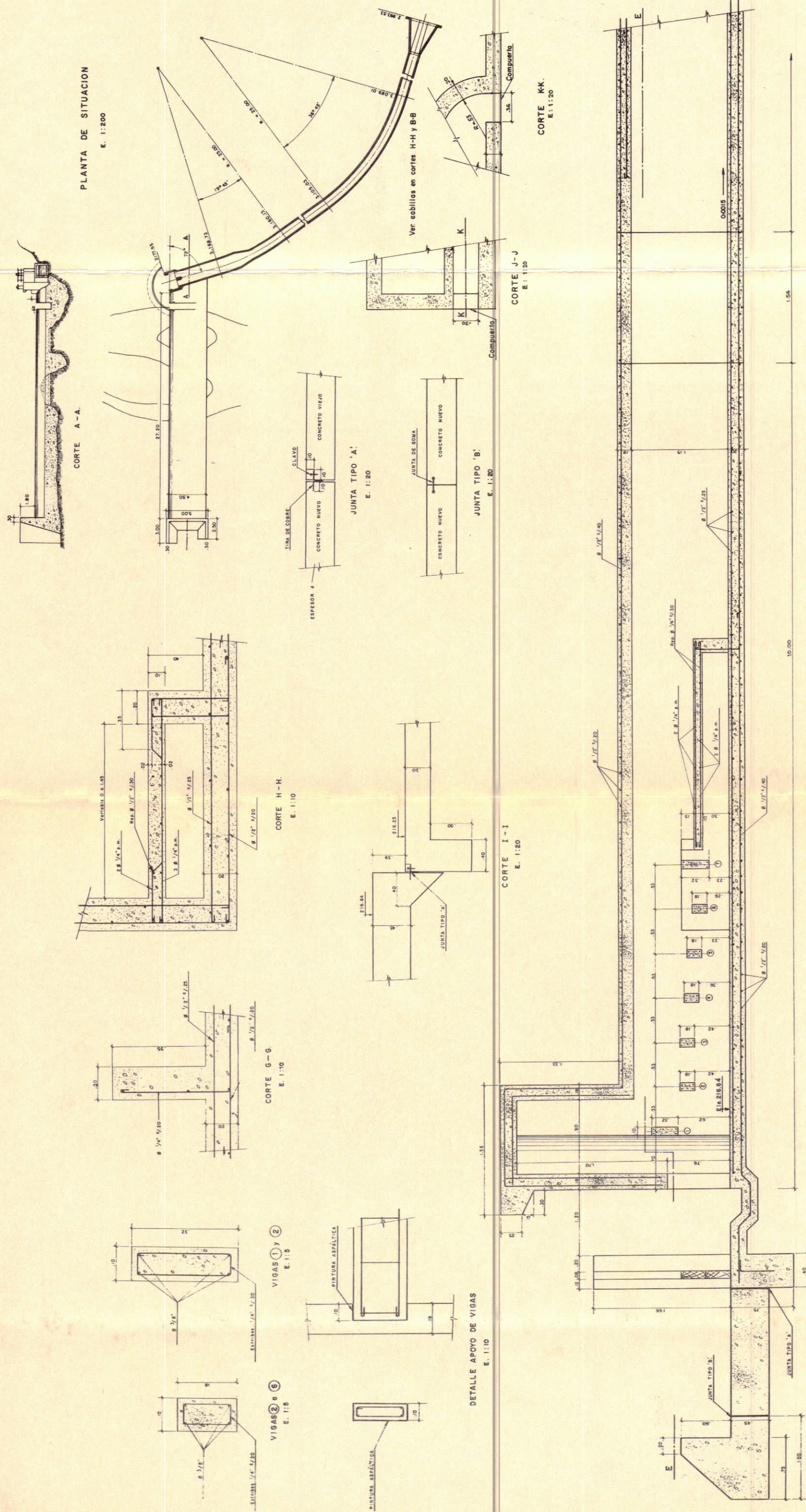
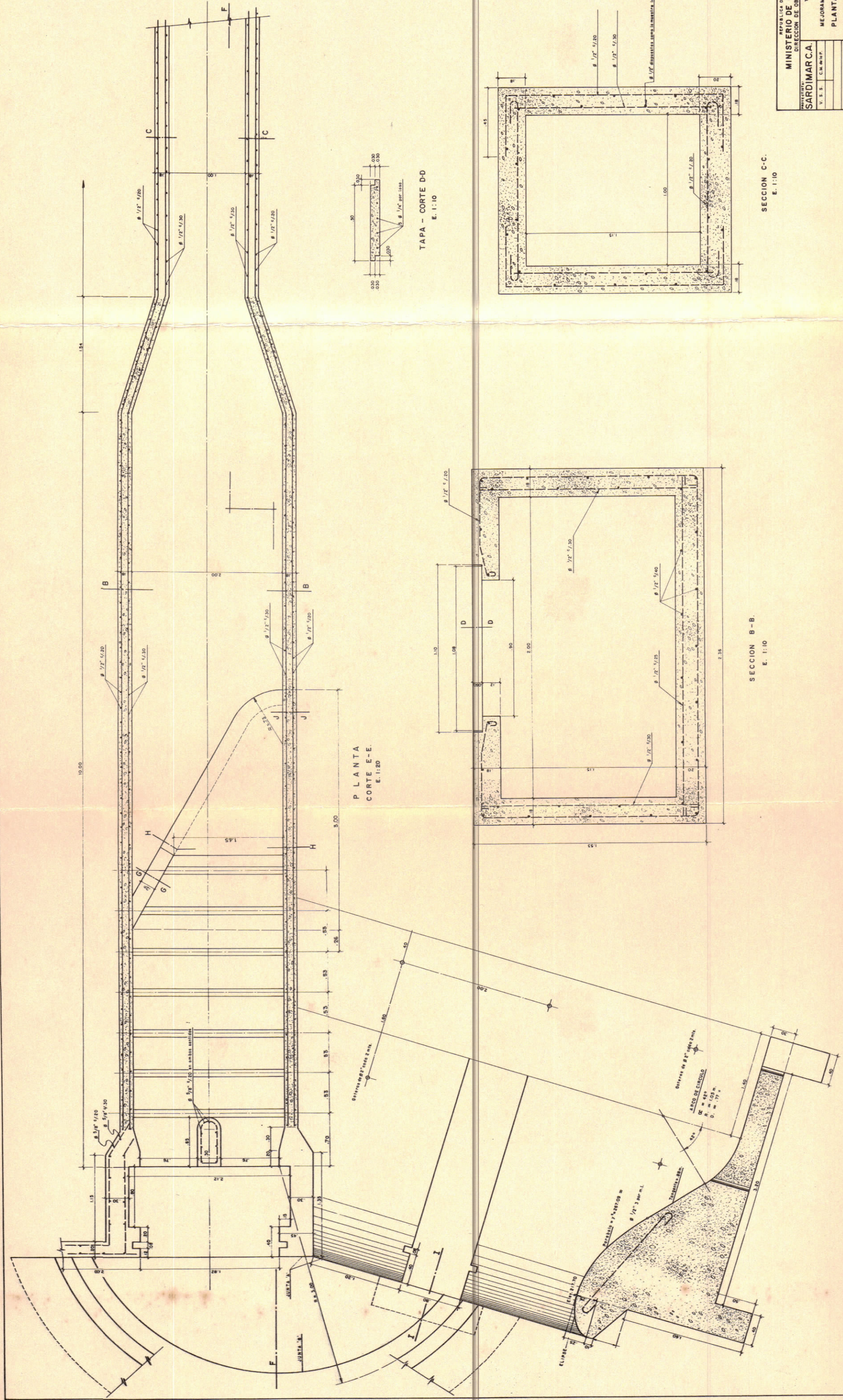


FIGURA Nº 6





REPUBLICA DE VENEZUELA	
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS	
DIRECCION DE OBRAS PUBLICAS	
SARDIMAR C.A.	
MEJORAMIENTO DE LA OBRA DE DERIVACION	
PLANTA, SECCIONES Y CORTES	
FECHA: 8-5-1984	HOJA N° 1
PROYECTO	INDICADAS
TOTAL HOJAS 2	REP.



REPUBLICA DE VENEZUELA	
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS	
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS	
TOMA SOBRE EL RIO TUY	
SISTEMA DE RIEGO TUY	
MEJORAMIENTO DE LA OBRA DE DERIVACION	
PLANTA - CORTE Y SECCIONES	
PROYECTO	FECHA
REVISADO	FECHA
APROBADO	FECHA
TOTAL	2