

0  
H 35  
A 29a  
III

36598

CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES

ANTEPROYECTO DE LA OBRA DE TOMA DEL CANAL DE DIOS Y  
OBRAS COMPLEMENTARIAS

PROVINCIA SANTIAGO DEL ESTERO - CHACO

EXPEDIENTE N° 1664



INFORME FINAL

0/H.35  
A 29a  
III  
H 2226

Autor: Ing. José Luis Aradas  
Colaborador: Ing. Jorge Arancibia

Noviembre 1992

## INDICE

	Pág.
1. <u>Introducción</u>	1
2. <u>Información Utilizada</u>	3
2.1 Antecedentes	3
2.2 Estudios Básicos Realizados	4
3. <u>Viajes de Reconocimiento</u>	5
4. <u>Hidrología</u>	8
5. <u>Identificación de sitios para localizar la obra de Toma</u>	11
5.1 Estudios Hidráulicos	11
5.2 Identificación preliminar	12
5.3 Preselección de sitios	15
5.4 Alternativas de Obra	16
5.4.1 <u>Consideraciones Generales</u>	16
5.4.2 <u>Criterios de Diseño</u>	17
5.4.3 <u>Descripción de las Obras</u>	18
5.5 Presupuestos	22
5.6 Selección del sitio de emplazamiento	22
6. <u>Anteproyecto de las Obras</u>	23
6.1 Descripción General	23
6.2 Criterios de Diseño	23
6.2.1 <u>Grado de precisión</u>	23
6.2.2 <u>Criterios Generales</u>	23
6.2.3 <u>Particulares</u>	24
6.3 Estudios Hidráulicos	24
6.4 Descripción de las Obras	27
6.5 Desvío del Río	29
7. <u>Presupuesto</u>	31
8. <u>Definición de las normas de Operación de la Toma</u>	32
9. <u>Metodología de Mantenimiento del Canal de Dios</u>	34

10.	<u>Dimensionamiento de los Reservorios de Agua para Poblaciones</u>	37
10.1	Antecedentes	37
10.2	Selección del dimensionamiento de los reservorios	38
11.	<u>Conclusiones y Recomendaciones</u>	44

### ANEXOS

- ANEXO A - Estudios de Suelos
- ANEXO B - Estudios de Sedimentos
- ANEXO C - Topografía

1

ANTEPROYECTO DE LA OBRA DE TOMA DEL CANAL DE DIOS Y  
OBRAS COMPLEMENTARIAS - INFORME FINAL

1. Introducción

Este informe final presenta las tareas realizadas correspondientes a la identificación de soluciones alternativas de la toma, selección de soluciones del sitio, tipo y disposición de obras de toma, definición de las normas de operación de la toma, la metodología de mantenimiento del canal, el dimensionamiento de los reservorios de agua para poblaciones, y el anteproyecto de la obra de toma y obras complementarias.

El Canal de Dios tiene como finalidad proveer de agua potable a importantes localidades de la región chaco-santiagueña, y en menor medida para consumo pecuario y agrícola.

La obra de toma actual se ubica en la Provincia de Salta en el paraje San Miguel (Departamento Anta), a unos 5 km. del límite interprovincial entre Santiago del Estero y Salta, en el río Salado. Como consecuencia de la creciente de 1984 se produjeron serios inconvenientes en la obra de toma como producto de la erosión fluvial, la que ha provocado que la boca-toma quede fuera de servicio. Actualmente el Canal de Dios es alimentado por medio de un canal que se desarrolla aguas arriba de la toma actual.

A efectos de dar solución al problema de la toma de agua para alimentar al Canal de Dios, el Consejo Federal de Inversiones encomendó al Ing. José Luis Aradas realizar un estudio a nivel de Anteproyecto de la obra de toma y obras complementarias.

El Plan de trabajos se ha dividido en las siguientes cuatro etapas.

- I. Identificación de soluciones alternativas de la toma.
- II. Selección de soluciones de emplazamiento, tipo y disposición de obras de la toma.
- III. Definición de las normas de operación de la toma, la metodología de mantenimiento del canal y el dimensionamiento de los reservorios de agua para poblaciones.

#### IV. Anteproyecto de la toma y obras complementarias.

Las tareas se han realizado sobre la base de la información disponible a la fecha, el reconocimiento terrestre realizado a la zona de estudio, los relevamientos topográficos realizados en forma expeditiva y estudios de suelos. El tramo de río adoptado para seleccionar la localización de la obra de toma surgió de considerar la traza del Canal de Dios, ya construido, como así también las ubicaciones de la toma nueva y vieja.

La selección del sitio de emplazamiento de la obra de toma se ha realizado sobre la base de una preselección de localizaciones posibles. Para cada sitio seleccionado se han estudiado dos alternativas de disposición de obras. Una localizada aguas abajo de la toma actual y la otra es la rehabilitación de la toma actual, para ambas alternativas se han realizado cálculos y presupuestos con el único objeto de establecer costos comparativos que permitan seleccionar el mejor sitio de emplazamiento.

El alcance de este informe final corresponde a las etapas I, II, III y IV citadas en el Plan de Trabajos.

## 2. Información Utilizada

### 2.1 Antecedentes

Se presentan a continuación los antecedentes y estudios básicos disponibles a la fecha de presentación de este informe.

#### - Hidrología

Estadística Hidrológica hasta 1980, Agua y Energía Eléctrica.

Estadística Hidrológica años 72-73; 82-83, Agua y Energía Eléctrica.

#### - Topografía

# Instituto Geográfico Militar - I.G.M., Planchetas, escala 1:250.000

Hoja 2563; III Joaquín V. González, Provincias de Salta, Chaco y Santiago del Estero.

Hoja 2763; I Nueva Esperanza, Provincias de Santiago del Estero, Salta y Tucumán.

Hoja 2763; III Santiago del Estero.

# Planimetría General, escala 1:100.000, Dirección General de Recursos Hídricos, año 1977.

#### - Informes

# Obra de Toma Canal de Dios. Dirección General de Recursos Hídricos, año 1977. No se ha contado con la totalidad del informe.

# Evaluación de las condiciones actuales de funcionamiento del Canal de Dios y condiciones de diseño en distintos tramos, C.F.I., Ing. Jorge Arancibia, año 1990.

# Proyecto Norte a Sur Hídrico, Segunda Fase. Sólidos en Suspensión y Análisis de Sedimentos, área río Salado, realizado por Lic. Rodolfo C. de Felippi, Ing. Pedro Romagnoli, año 1980.

## 2.2 Estudios Básicos Realizados

### - Relevamientos de Campo

Se han realizado relevamientos topográficos expeditivos en las zonas de la obra de toma actual y en la obra de toma vieja.

Dichos relevamientos consistieron en perfiles transversales al río, perfiles longitudinales, planimetrías y poligonales de apoyo.

El Anexo C, topografía, presenta los relevamientos efectuados.

### - Medición de caudales líquidos y sólidos

# Informe sobre aforos líquidos, aforos sólidos y análisis químico en la zona de estudio, Convenio Bilateral C.F.I., Provincia de Santiago del Estero, fecha 10/10/91.

- Evaluación de sólidos en suspensión y análisis de aptitud del Agua para consumo humano en la zona de estudio de la Toma del Canal de Dios, Recursos Hídricos de la Provincia de Santiago del Estero, Ing. Mario Basan, Marzo 1992. Administración Provincial de Recursos Hídricos, Sgo. del Estero. Se presenta en el Anexo B, Estudios de sedimentos.

Estudio Geotécnico de los suelos de Fundaciones, Foussats, Tudino Construcciones, Sebintaso, 1992. Se presenta en el Anexo A, Estudios de suelo.

### 3. Viajes de Reconocimiento

Con fecha 16/12/91, los Ings. José Luis Aradas y Jorge Arancibia han realizado un viaje a la zona de estudio, el que finalizó el día 20/12/91.

El 17/12/91 en las oficinas de Recursos Hídricos se ha mantenido una reunión con los Ing. Sánchez y Agr. Corvalán de Recursos Hídricos e Ing. Raquel Pérez del C.F.I. y los Ings. José Luis Aradas y Jorge Arancibia, en la cual se trataron aspectos de los trabajos de campo.

El 17/12/91 en la Secretaría de Planeamiento se ha mantenido una reunión con el Ing. Moreta, Secretario de Planeamiento, habiendo participado por el C.F.I. la Ing. Raquel Pérez y por Recursos Hídricos de la Provincia de Santiago del Estero el Ing. Sánchez, y los Ings. Aradas y Arancibia. Se trató el alcance del trabajo, como así también la necesidad de realizar perforaciones para identificar el tipo y características mecánicas del suelo en el lugar a determinar por los proyectistas.

El día 17/12/91 por la tarde, se realizó el viaje a la zona de estudio arribando a Monte Quemado a las 22 hs. El 18/12/91 se recorrió la zona aledaña a la toma vieja comprobándose el deterioro de la misma. También se recorrieron los paleocauces existentes.

Se ha recorrido la margen izquierda del río en la zona de la toma vieja en un recorrido de aproximadamente 1 km, a efectos de encontrar un tramo en la margen del río que resulte adecuado para localizar el bocal para la toma, habiendo observado una curva que podría resultar interesante si fuera factible prolongarla mediante la eliminación de una saliente; esta zona se indica en la Figura N° 5.1, zona 1.

La costa, en la margen izquierda, del río en la zona de la toma vieja tiene una profundidad de aproximadamente 4 m., presentando características inestables ya que el río está produciendo desmoronamientos en forma frecuente. La visita se concluyó con un recorrido a la obra de toma existente, en la cual se ha analizado la posibilidad de rehabilitarla. Es de hacer notar que las laderas presentan similares características a las ya citadas en la zona de la toma vieja.

Frente a la toma actual el cauce principal del río tiende a recostarse hacia la margen derecha.

Sobre la base del reconocimiento terrestre se formuló un plan de trabajos topográficos.

El día 19/12/91 se emprendió el regreso a Santiago del Estero arribando a las 15 hs.; por la tarde se mantuvo una reunión con el Ing. Alvarado interiorizándolo de los aspectos generales de la visita al lugar de trabajo.

El día 20/12/91 el Ing. Aradas emprendió el regreso a Buenos Aires, mientras que el Ing. Arancibia lo hizo el día 21/12/91.

Con fecha 7 de abril de 1992 el Ing. Jorge Arancibia viajó a la Provincia de Santiago de Estero para analizar junto con los profesionales y técnicos de la Administración de Recursos Hídricos los resultados de los trabajos de campo topobatimétricos, los aforos líquidos y sólidos efectuados. También se cambiaron opiniones con los técnicos responsables del mantenimiento del canal sobre las alternativas del mantenimiento del canal y su vinculación con el funcionamiento y adecuación de los reservorios para agua potable.

Se obtuvieron también datos pluviométricos en localidades intermedias, datos éstos suministrados por la oficina del Convenio Provincia - C.F.I.

Con fecha 10 de abril de 1992 se emprendió el regreso a Buenos Aires.

El día 8/09/92 los Ings. J. L. Aradas y J. Arancibia realizaron un nuevo viaje a la zona de estudio. Se ha mantenido una reunión con el Ing. Alvarado donde se discutieron distintos aspectos de la marcha de los trabajos. También se conversó con el Ing. Sánchez sobre la marcha de los trabajos de campo.

El día 9/09/92 se realizó el viaje a la Toma, haciendo una escala en las oficinas de Recursos Hídricos, Monte Quemado, donde se mantuvo una reunión con el Sr. Eugenio Raschi, funcionario de Recursos Hídricos, con quien se discutieron aspectos del anteproyecto preliminar.

En la Toma, acompañados por el Sr. Pérez, se ha realizado una recorrida por las instalaciones de la misma. El viaje continuó hacia El Tunal con el objeto de obtener información hidrológica, habiéndose entrevistado con el Ing. Zamora, quien manifestó que no se disponía la información solicitada. Habiendo suministrado una curva cota-área-volumen correspondiente al A.H. El Tunal.

El día 10/09/92 se realizó una visita a la Administración General de Aguas de Salta (A.G.A.S.) con el objeto de obtener información hidrológica, es de destacar que no se ha conseguido la información solicitada.

4. Hidrología

- Introducción

El estudio consistió en estimar un caudal de crecida probable en correspondencia con los sitios donde se proyecta emplazar las obras de toma.

El problema se encaró mediante un estudio estadístico de valores extremos, lo cual es consistente con el tipo y cantidad de información manejada y con el alcance de los estudios.

El objetivo de dicha estimación está orientado al diseño de las obras.

- Información analizada

La información básica que se tuvo en cuenta para la presente estimación fueron series históricas de caudales máximos medios diarios anuales pertenecientes a las siguientes estaciones de aforo: El Tunal y El Arenal.

Dicha información puede ser considerada como perteneciente a dos marcos temporales y físicos distintos.

Un primer registro de caudales pertenece a una situación que denominaremos "sin obras", es decir, caudales registrados antes que las obras de Cabra Corral y su presa compensadora El Tunal se construyeran.

El segundo grupo de registros corresponde a aforos posteriores a la construcción de dichas obras.

Los Cuadros N° 4.1 y 4.2 presentan ambos registros de caudales.

Por otra parte, el recorrido realizado a la zona de estudio aportó datos acerca del aspecto morfológico de la cuenca.

Se comprobó la presencia de numerosos bañados que demorarían el traslado de las aguas, amortiguando los picos de crecidas que puedan producirse en la zona de la toma.

Otro dato de importancia es el caudal máximo vertido por el vertedero de la presa El Tunal (2.000 m<sup>3</sup>/s), lo cual impone una condición de borde para el desarrollo del estudio.

- Análisis Estadístico

. Funciones de distribución

Como dijimos anteriormente, se realizó un estudio estadístico de valores extremos.

Para tal fin se ajustaron las series históricas "sin obras" de El Tunal y El Arenal mediante el método de California y el método de Gumbel.

El primero consiste en realizar una regresión lineal entre los caudales y el logaritmo natural del tiempo de recurrencia.

El segundo consiste en ajustar la serie de caudales con una función de distribución de tipo:

$$F(x) = e^{(-e)^{-y}}$$
  
(El símbolo ^ utilizado significa elevado a ...)

Luego extrapolando con el valor de tiempo de recurrencia elegido para el estudio se obtiene el caudal correspondiente a dicha recurrencia.

En el Cuadro N° 4.3 se presentan los valores obtenidos para cada estación de aforo y por cada método de ajuste.

Dichos valores indican que el caudal máximo que puede pasar por el vertedero de El Tunal (2.000 m<sup>3</sup>/s) se corresponde con una recurrencia de 1.000 años por el método de California y aproximadamente 2.500 años por el método de Gumbel.

Asimismo se ha analizado un ajuste con la función de distribución de Gumbel, para la serie de caudales máximos medios anuales registrados en las estaciones El Arenal y El Tunal en la situación con obras de Cabra Corral y El Tunal. Se hace notar que los registros disponibles para este último caso, 10 años, resultan insuficientes para realizar un estudio estadístico, no obstante se lo ha realizado a efectos de obtener órdenes de magnitud de caudales para distintas recurrencias.

10

El Gráfico N° 4.1 presenta el resultado de los estudios estadísticos, los mismos indican una considerable disminución en los picos de crecidas para distintas recurrencias.

Se realizaron curvas de permanencia de caudales para las cuatro series históricas aforadas, a saber:

El Tunal, sin obras y con obras (Gráfico N° 4.2)  
El Arenal, sin obras y con obras (Gráfico N° 4.3)

Los Gráficos N° 4.2 y 4.3 ponen de manifiesto una importante atenuación en los valores de permanencia de caudales registrados aguas abajo de El Tunal.

Adoptando una recurrencia de 100 años, en El Tunal, para la serie sin obras de regulación, se obtiene el caudal de 1200 m<sup>3</sup>/s.

Caben realizar los siguientes comentarios respecto al caudal adoptado.

- a) El período de retorno para el caudal adoptado resulta de 100 años, en la hipótesis de no considerar las obras de regulación, Cabra Corral y El Tunal y tampoco considerar la amortiguación del pico en el tramo EL Tunal - Canal de Dios.
- b) El período de retorno resulta mayor de 1000 años para el caso de considerar las obras de regulación y no considerar el efecto amortiguador del pico de crecida. Es de hacer notar que el período de retorno se ha calculado sobre la base del estudio estadístico con 10 años de registros.
- c) El caudal de 2000 m<sup>3</sup>/s que puede descargar el vertedero de El Tunal lleva implícito un tiempo de recurrencia que excede el requerido para el diseño de obras objeto del estudio.

El período de retorno indicado en a) resulta adecuado para el diseño, mientras que el caudal es considerablemente conservador; de b) podría inferirse que el caudal adoptado tendría un período de retorno mayor de 100 años.

Sobre la base de lo expuesto se adoptó un caudal de crecida para el diseño de las obras de 1200 m<sup>3</sup>/s que se considera conservador.

**REGISTRO DE CAUDALES MAXIMOS MEDIOS DIARIOS**

**ESTACION : EL TUNAL**

<b>AÑO</b>	<b>CAUDAL (1) [m3/S]</b>
1943	245.00
1944	705.00
1945	218.00
1946	211.00
1947	309.00
1948	409.00
1949	1092.00
1950	456.00
1951	247.00
1952	268.00
1953	512.00
1954	502.00
1955	303.00
1956	147.00
1957	199.00
1958	361.00
1959	317.00
1960	349.00
1961	348.00
1962	136.00
1963	837.00
1964	371.00
1965	875.00
1966	200.00
1967	130.00
1968	355.00
1969	324.00
1970	145.00
1971	348.00
1972	171.00
1973	-
1974	510.00
1975	153.00
1976	260.00
1977	103.00
1978	30.00
1979	302.00
1980	332.00

(1) Los valores registrados a partir de 1974 son posteriores a la construcción de las obras de Cabra Corral y El Tunal

## REGISTRO DE CAUDALES MAXIMOS MEDIOS DIARIOS

ESTACION : EL ARENAL

AÑO	CAUDAL (1) [m3/S]
1935	233.00
1936	296.00
1937	252.00
1938	196.00
1939	272.00
1940	119.00
1941	119.00
1942	99.00
1943	117.00
1944	300.00
1945	159.00
1946	129.00
1947	132.00
1948	153.00
1949	257.00
1950	253.00
1951	149.00
1952	210.00
1953	264.00
1954	216.00
1955	194.00
1956	114.00
1957	142.00
1958	168.00
1959	162.00
1960	180.00
1961	152.00
1962	85.00
1963	255.00
1964	175.00
1965	174.00
1966	47.00
1967	58.00
1968	139.00
1969	111.00
1970	68.00
1971	122.00
1972	92.00
1973	-
1974	170.00
1975	82.00
1976	130.00
1977	92.00
1978	168.00
1979	132.00
1980	131.00
1981	180.00
1982	153.00
1983	102.00

(1) Los valores registrados a partir de 1974 son posteriores a la construcción de las obras de Cabra Corral y El Tunal

Cuadro 4.3

**ESTUDIO ESTADISTICO**  
**RESUMEN DE RESULTADOS**

T.R.	CAUDALES OBTENIDOS [m <sup>3</sup> /s]			
	EL TUNAL		EL ARENAL	
	CALIFORNIA	GUMBEL	CALIFORNIA	GUMBEL
2500	2230.00	1870.00	680.00	600.00
2000	2200.00	1850.00	660.00	580.00
1500	2100.00	1800.00	640.00	560.00
1000	2000.00	1700.00	610.00	540.00
500	1800.00	1550.00	560.00	500.00

G. 106 • 001 • Probabilidad GUMBEL - Aritmética

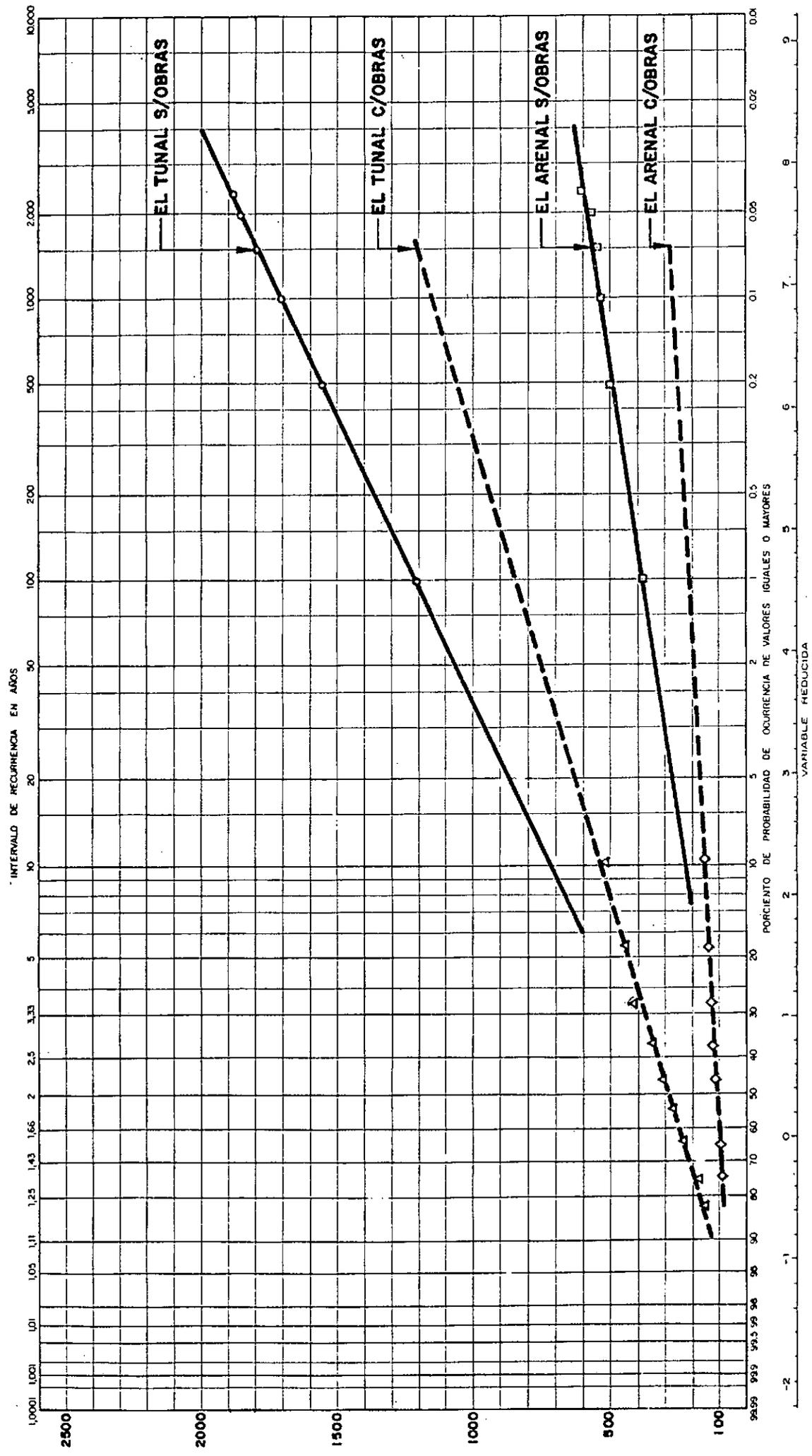
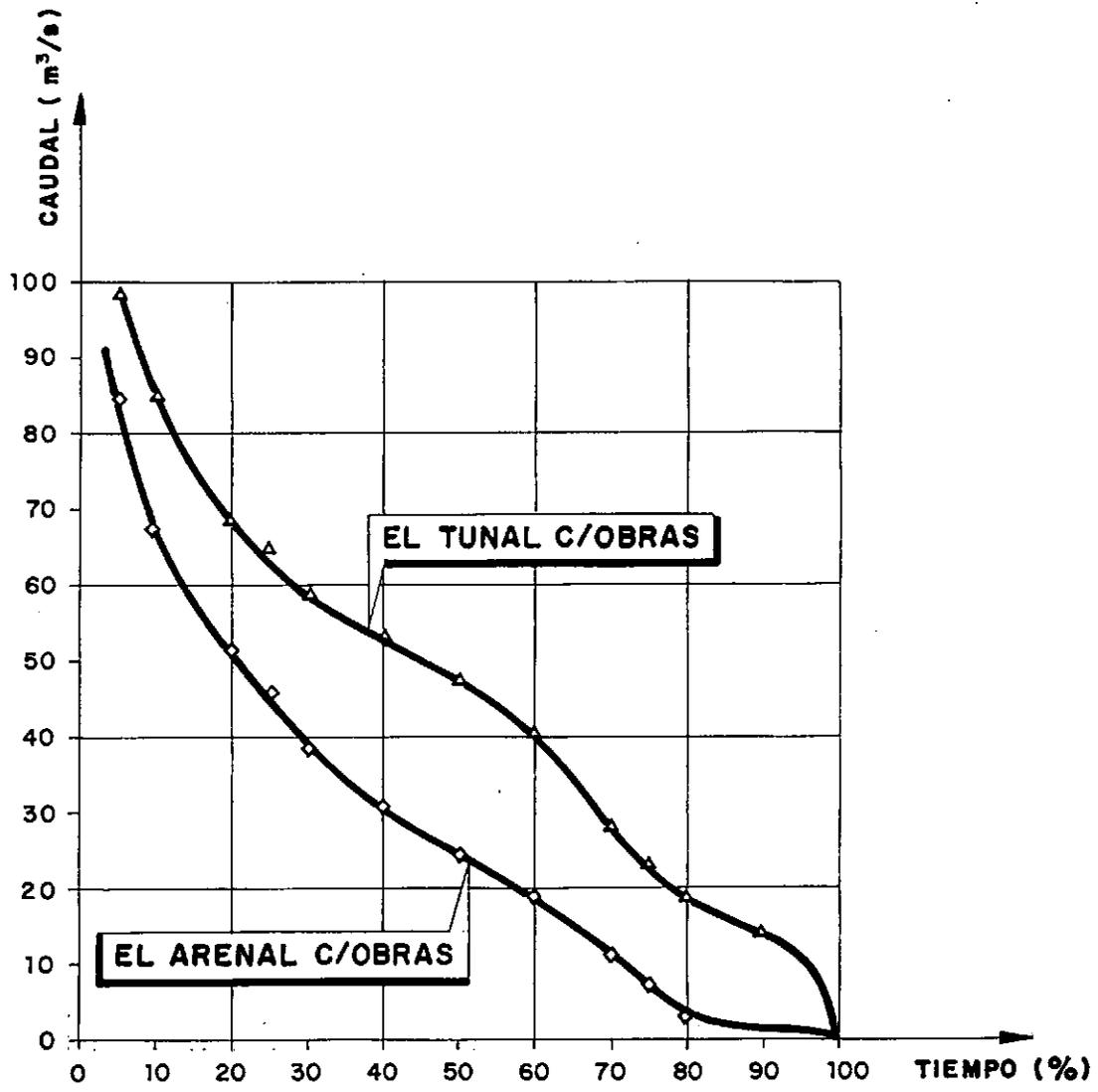
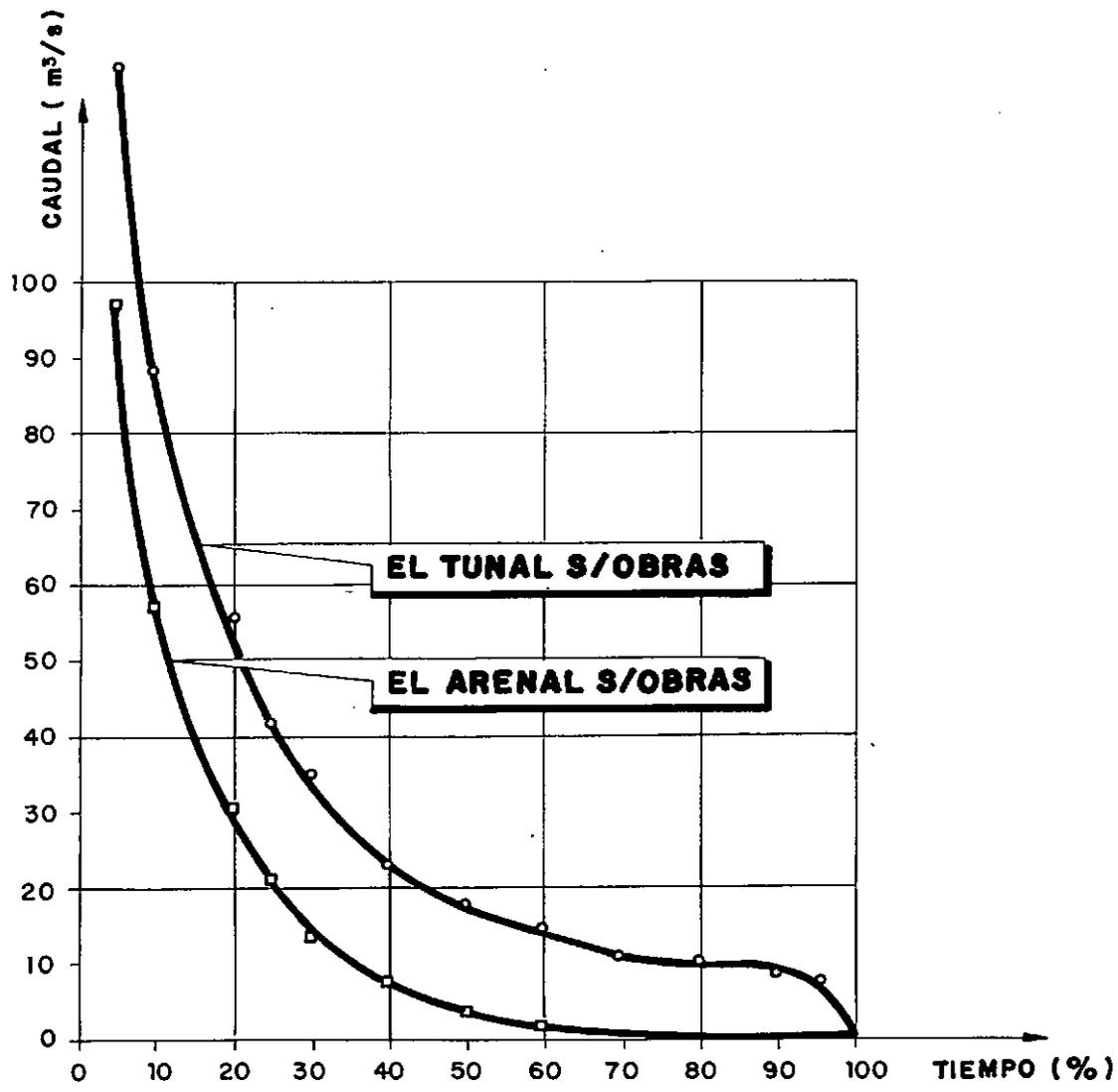


Gráfico No 4.1 - ESTUDIOS ESTADISTICOS



**Gráfico No 4.2 - CURVAS DE PERMANENCIA DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES ( Considerando las obras de Cabra Corral y El Tunal )**



**Gráfico No 4.3 - CURVAS DE PERMANENCIA DE CAUDALES MEDIOS MENSUALES ( Sin considerar las obras de Cebra Corral y El Tunal )**

17

## 5. Identificación de sitios para localizar la obra de Toma

### 5.1. Estudios Hidráulicos

Los estudios hidráulicos realizados tuvieron por objeto, en la etapa de selección del sitio, caracterizar el régimen hidráulico del río en el tramo en estudio para distintos caudales y realizar cálculos hidráulicos para los esquemas de obras propuestos para la selección del sitio.

La determinación de los niveles de agua o curva de remanso se ha realizado considerando el río en condiciones naturales y se ha utilizado el programa H.E.C. 2 que simula numéricamente el escurrimiento permanente basado en el "Standard Step Method". Se ha realizado la simulación en un tramo de aproximadamente 6,3 km de longitud.

Las secciones transversales utilizadas fueron las relevadas, marzo, 1992, o sea los perfiles N° 4, 1, 2, 3, 5, 10, 9, 8, 6, además se han supuesto perfiles transversales debido a que en el tramo en estudio los perfiles relevados están localizados en las zonas de las tomas nueva y vieja, quedando sin relevamiento una longitud, entre los perfiles relevados más cercanos, de aproximadamente 4 km. Los perfiles se han supuesto sobre la base de los relevados y la morfología del río. En el Anexo C, Topografía, se presentan los citados perfiles.

Se ha efectuado una calibración en el tramo comprendido entre los perfiles N° 4 a N° 5 considerando el aforo realizado en la sección 2, para ello se han variado los tirantes iniciales y las rugosidades, caracterizadas por el número de Manning, hasta obtener la cota de agua medida en la sección de calibración, el caudal adoptado fue de 28 m<sup>3</sup>/s igual al aforado.

Asimismo se ha comparado el nivel de agua con el aforo realizado, el 19/03/92 en la Toma Actual, con el calculado en el tramo de río en estudio. El resultado obtenido por medio de la simulación tiene un tirante máximo en correspondencia con la sección de aforo de 1,12 m, mientras el tirante máximo medido es de 1,18 m, para un caudal de 47 m<sup>3</sup>/s.

Los Cuadros N° 5.1 a 5.6 presentan los resultados obtenidos para todos los caudales analizados.

Para la selección del sitio de implantación de la obra de Toma se han planteado dos soluciones alternativas de

disposición de obras con dos variantes para cada alternativa. Una alternativa se localiza aguas abajo de la toma actual, y la otra es la rehabilitación de la toma actual.

Los cálculos hidráulicos para las alternativas consideradas, consistieron en determinar curvas de descarga por los azudes, perfiles hidráulicos aguas arriba de los azudes, derivación de caudales por la toma y azud, conducciones y verificaciones hidráulicas.

Los Cuadros N° 5.7 y 5.8 presentan los valores de descarga de caudales sobre el azud y niveles de agua, aguas arriba del azud, respectivamente, para la Alternativa 1.

Se ha realizado la verificación hidráulica de la obra de toma actual, considerando la disposición de obras adoptada en el proyecto original (año 1977).

Los Cuadros N° 5.9 y 5.10 presentan los valores de descarga de caudales sobre el azud y niveles de agua, aguas arriba del azud respectivamente, para la Alternativa 2.

Es común para ambas Alternativas el diseño de un descargador de fondo cuyo objetivo es la remoción del material depositado frente al bocal de entrada.

Los cálculos realizados consistieron en dimensionar la estructura de descarga de manera que provoque una velocidad que supere la crítica de transporte del material depositado.

## 5.2 Identificación preliminar

La identificación de sitios para localizar la obra de toma se realizó sobre un tramo del río de aproximadamente 6,3 km que se desarrolla entre la toma actual y la toma vieja. La selección del tramo se efectuó considerando que el aspecto dominante es la localización del Canal de Dios dado que las condiciones hidrológicas, geológicas, morfológicas y constructivas no presentan considerables diferencias en el tramo seleccionado.

Asimismo se han adoptado los criterios generales de localización, requerimientos y limitaciones del sistema de suministro de agua y consideraciones sobre el escenario particular del proyecto.

La elección del sitio de implantación de la toma es gobernada por diversos factores intrínsecos a cada caso, sin embargo es de destacar que para un río como el Salado con

una carga importante de sedimentos se ha tenido en cuenta las siguientes consideraciones:

i) Efecto de las curvas

En zonas bajas como las del tramo de río en estudio, las curvas del cauce juegan un rol significativo en la configuración y comportamiento del río, ya que las corrientes secundarias producen un efecto combinado de erosión (lado cóncavo o exterior) y sedimentación (lado convexo o interior). Esto implica que próximo a una curva la orilla exterior es la apropiada para la implantación de la toma para evitar el ingreso de sedimentos de fondo.

ii) Alineamiento de la toma

La toma debe estar alineada de tal forma que produzca una curvatura de la corriente principal hacia la misma, o sea que la dirección del flujo del río debe cambiar lo menos posible. El ángulo ideal para una toma depende entre otras cosas de la relación del caudal, con los anchos del río y de la toma.

Se ha evaluado en forma preliminar los requerimientos y limitaciones del sistema de suministro de agua, los que se describen en el punto 4.

Los resultados obtenidos del estudio hidrológico e hidráulico indican en una primera aproximación que para caudales del orden de 10 m<sup>3</sup>/seg, cuya permanencia es del 70%, la toma actual estaría fuera de servicio. Para el módulo (período 72-73; 82-83) del orden de los 30 m<sup>3</sup>/seg, la toma actual también estaría fuera de servicio ya que la cota de agua coincide con la cota de fondo del canal de aducción.

En la zona de la toma vieja existiría la posibilidad de vincular el río con el Canal de Dios, se hace notar que los tirantes de agua serían pequeños para caudales bajos.

Referente al escenario particular del proyecto se ha tenido en cuenta el comportamiento del río considerando la dinámica a la que responde debido a las condiciones naturales que lo gobiernan y en el caso del tramo en estudio, los condicionantes impuestos por la realización de obras hidráulicas, como son el aprovechamiento Hidroeléctrico Cabra Corral y el compensador El Tunal.

El río al ingresar en el territorio de la provincia de Santiago del Estero escurre con una muy débil pendiente por la zona conocida como Bañado del Copo que se extiende sobre

una superficie aproximada de 32.000 has. en las que se producen importantes pérdidas por evaporación e infiltración.

La dinámica del río se ha ido modificando por causa de la operación del embalse Cabra Corral, produciendo cambios en zonas de erosión y deposición en procura de una nueva estabilización. En el tramo comprendido entre las estaciones El Tunal y El Arenal son producidas importantes pérdidas en los caudales de escurrimiento. En dicho tramo se produce para el río no regulado una pérdida media del 53% del caudal medio anual de El Tunal, mientras que a partir de su regulación la pérdida es del orden del 37% respecto de El Tunal.

Del relevamiento planimétrico realizado en la zona de la toma actual, se infiere que el curso de agua frente a la toma actual tiende a recostarse sobre la margen derecha, quedando una zona de playa del orden de los 120 m. En una distancia de aproximadamente 100 m (entre los perfiles 6 y 8) el curso principal tiende a recostarse sobre la margen izquierda. Sigue su recorrido hasta el perfil 10 atravesando una zona de islas.

En la zona de la toma vieja en correspondencia con el perfil 3, cuyo ancho de río es de 700 m, el curso de agua principal está alejado de la margen izquierda en aproximadamente 350 m, luego el río se contrae, pasando en un recorrido de 500 m a una sección de un ancho aproximado de 200 m para finalmente tener una expansión del orden de 200 m. Aguas abajo del Perfil 4 el río presenta una curva con su concavidad en la margen izquierda.

Teniendo en cuenta los aspectos descriptos se han adoptado como sitios para la implantación de la obra de toma los indicados en la Figura N° 5.1.

La zona 1 se ha seleccionado considerando que a) tendría una curvatura apropiada, b) el curso tendería a recostarse sobre la margen izquierda; no obstante las obras irían emplazadas en una zona de bañados y paleocauces lo que indicaría una gran variedad en la condición de fundación de las obras.

La zona 2 se ha seleccionado con el criterio de rehabilitar las obras de cabecera, que se considera que tienen una adecuada tipología de diseño.

La zona 3 se ha elegido con el criterio de que exista gradiente hidráulico suficiente como para disponer de una toma libre, sin azud nivelador.

En general, el estudio hidráulico preliminar indicaría que para caudales de alta permanencia se vería comprometida la derivación del agua por gravedad, problema solucionable con un azud sumergido.

Los sitios seleccionados se consideran adecuados para realizar una comparación de costos de obra que permita seleccionar un sitio para luego realizar el Anteproyecto Preliminar.

### 5.3 Preselección de sitios

Se describen a continuación las consideraciones realizadas para preseleccionar los sitios en los cuales se prepararán los esquemas de obra a efectos de la comparación de costos y en consecuencia seleccionar el sitio.

La rehabilitación de la Toma Actual se funda en que la obra de regulación y control, la de mayor costo, estaría en buen estado y no ha sufrido deterioros importantes. Para que sea operable resulta necesario que tenga dominancia de cota de agua en la aducción. Este aspecto implicaría dotar de un nivel de agua adecuado a la aducción, sin riesgos de ocasionar migraciones del río o crear mayores causas de inestabilidad del cauce. La información disponible, el reconocimiento de la zona y evaluaciones preliminares indicaron que esta alternativa resultaba factible, por lo que se la preseleccionó para su comparación con otras alternativas.

Los otros sitios alternativos se seleccionaron con el criterio de evaluar la posibilidad y/o conveniencia de construir una nueva aducción y estructura de toma.

El sitio localizado aguas arriba, en el paraje denominado "El Vencido" en jurisdicción de la Provincia de Salta, se supuso con el criterio que exista gradiente hidráulico suficiente como para emplazar una toma libre, sin azud nivelador, ya que en el caso que hubiera que disponer de un azud no se justificaría la adopción del sitio ya que se suma a la obra de toma un costo considerable debido a la canalización, del orden de los 10 km, para empalmar con el Canal de Dios.

Por otro lado se evaluó también, cualitativamente, el caso de toma libre y empalmar con la obra de toma actual lo que implicaría prever protecciones importantes en el canal para épocas de crecida, los costos de protección sumados a los de excavación harían no justificable este sitio. También se ha tenido en cuenta que el curso de agua, para épocas de bajos

caudales, escurre dividido en dos brazos, lo que dificultaría tener gradiente hidráulico suficiente.

Finalmente la traza de canal se desarrollaría, en parte, en jurisdicción de la Provincia de Salta, alejado del límite interprovincial, interfiriendo con campos privados de esa Provincia.

Sobre la base de las consideraciones expuestas el sitio localizado aguas arriba de la toma existente no se ha preseleccionado.

El sitio localizado aguas abajo surgió como factible, luego de los primeros análisis y relevamientos efectuados, considerando que existía cota suficiente para localizar la toma y empalmar con el Canal de Dios.

El canal de empalme es del orden de los 6 km, o sea que existe una diferencia de 4 km respecto del canal correspondiente al sitio de aguas arriba. Otra ventaja sería que las obras se emplazarían en territorio de Santiago del Estero.

Por lo expuesto se han preseleccionado dos sitios localizados en la Toma Actual y el de aguas abajo de la misma.

## 5.4 Alternativas de Obra

### 5.4.1 Consideraciones Generales

Este capítulo presenta los esquemas de obras desarrollados para seleccionar el sitio de implantación de la obra de toma del Canal de Dios, habiéndose definido el diseño para estimar su costo asociado.

Los esquemas de obras se han formulado sobre la base del análisis de los antecedentes disponibles, de las características hidrológicas, hidráulicas y morfológicas del río, complementados con un reconocimiento terrestre al área de estudio y conversaciones con técnicos de la Administración de Recursos Hidráulicos de la Provincia de Santiago del Estero.

Se han planteado básicamente dos soluciones alternativas de disposición de obras, las que se han denominado Alternativa 1 y Alternativa 2.

La Alternativa 1, localizada aguas abajo de la toma vieja,

Consistente.

existente en un azud nivelador, bocal de entrada, canal de aducción, obra de control y un canal de salida que se conecta con el Canal de Dios. También incluye obras de defensa de márgenes.

La Alternativa 2, consiste en la rehabilitación de la obra de toma actual y está compuesta de un azud nivelador, reparación del bocal de entrada, canal aductor a la obra de control y rejas. Se han contemplado obras de defensa de márgenes y encauzamiento del cauce del río Salado.

Los tipos de toma adoptados para las Alternativas estudiadas corresponden a las denominadas tomas laterales localizadas en la margen del río y en general son utilizadas para pequeños caudales derivados y poca fluctuación de niveles. (Caudal máximo a derivar 5 m<sup>3</sup>/s)

La permanencia de un nivel mínimo necesario para realizar la derivación está garantizada por medio del azud nivelador.

El tipo de toma adoptado surge como resultado de realizar evaluaciones cualitativas de éste y otros tipos de tomas tales como:

- Las tomas en torre consisten en un prisma o cilindro con aperturas de toma que se apoya en un block de hormigón construido sobre el fondo del río. Su entrada está protegida por rejas. La conducción del agua al punto de interés se realiza por medio de una tubería. Para un río como el Salado este tipo de obra no sería aconsejable considerando la cantidad de sedimentos de arrastre que colmataría la toma así como el conducto de aducción. Además como el curso principal es divagante se corre el peligro que en épocas de bajos niveles la toma quede en seco. Por otra parte, su altura permite que sea utilizada para un amplio rango de variación de los niveles de agua, condición que no se presenta en el tramo del río en estudio.
- Las tomas sumergidas se han descartado por las mismas consideraciones expuestas para la torre de toma.
- Las tomas de fondo han sido desarrolladas para ríos en montaña, lo que no se corresponde con el río que nos ocupa.

#### 5.4.2 Criterios de Diseño

Para la preparación de los esquemas de obras se adoptaron criterios de diseño de proyecto necesarios para alcanzar los objetivos del estudio correspondientes a la selección del

sitio de emplazamiento de la obra de toma y sus obras complementarias, de manera de obtener uniformidad y coherencia suficiente para que los presupuestos correspondientes resulten comparables.

Los trabajos realizados para la definición de los esquemas de obra y protecciones tuvieron un grado de precisión y detalle suficientes como para permitir comparaciones entre las alternativas con el objeto de seleccionar el sitio más conveniente.

La disposición de las obras es simple incorporando el concepto de obra masiva, sacrificando relativamente el ahorro de materiales en función de una celeridad de construcción y una mayor claridad en los lineamientos y detalles de los mismos. Los criterios para dimensionar los azudes fueron razonablemente conservadores con el fin de no subestimar los costos de construcción.

Los canales adoptados resultaron de sección trapecial y con taludes que se suponen estables.

Las normas técnicas seguidas corresponden en general a los lineamientos de "Guía de diseño hidráulico" del Cuerpo de Ingenieros de los EE.UU. y los manuales del "Bureau of Reclamation" de los EE.UU. complementadas con bibliografía específica para temas particulares.

#### 5.4.3 Descripción de las Obras

Se han formulado básicamente dos alternativas de disposición de obras, denominadas Alternativa 1 y Alternativa 2.

##### **Alternativa 1**

Se localiza aproximadamente 1,5 km aguas abajo de la toma actual.

Se han planteado dos variantes, llamadas A y B.

Para esta alternativa, en cualquiera de sus variantes, se ha evaluado la cota del umbral del azud y la correspondiente incidencia en la sección a excavar para el canal de aducción. Se han realizado dos evaluaciones: minimizando la excavación del canal, lo que requiere mayor cota para el azud, por una parte, y por otra se contempló minimizar la cota del umbral del azud.

En la evaluación que minimiza excavación, la cota del umbral del azud fue obtenida considerando que para un caudal de

diseño de 1.200 m<sup>3</sup>/s no se produzcan inundaciones en las zonas aledañas. La cota del azud resultó de aproximadamente 106,5 m, lo que implica una altura máxima de azud de 4,5 m, una cota para la solera del bocal de 105 m y un ancho de fondo del canal de 4,00 m. La cota de la solera del bocal fue calculada como la diferencia entre la cota del umbral del azud y el tirante normal, más las pérdidas localizadas en la obra de control para un caudal de 5 m<sup>3</sup>/s en el canal de aducción.

La evaluación estudiada para minimizar la cota del umbral del azud implica mayor excavación en las obras de conducción y mayor volumen de obra en la estructura de control. La cota del azud surgió de considerar una pendiente mínima en el canal de conducción. La cota de solera del bocal de aducción resultó de 102,70 m, la cota de agua en la solera del bocal de 104 m y la cota del azud 104.

Una evaluación cualitativa indica que una diferencia de 2,5 m en la altura del azud trae aparejado un menor costo para la evaluación con cota de umbral de azud mínima, en consecuencia se ha adoptado la de menor cota de azud.

La obra de control se dimensionó con el criterio de tener baja pérdida de carga, y consecuentemente menor cota de umbral del azud.

#### - Variante A

Consiste en un azud derivador, un descargador de fondo, bocal de entrada, canal de aducción, estructura de rejas, obra de control y el canal de salida que empalma con el Canal de Dios.

El azud tiene una cota de coronamiento de 104, y una longitud de 550 m medidos sobre el coronamiento, la altura medida desde el nivel de fundación es de 4,00 m, previendo 2,00 m para la fundación. El azud se ha previsto de gaviones con protección de enrocado aguas arriba. La longitud vertedora es de 500 m rematando en dos estribos de 25 m cada uno.

El descargador de fondo forma parte del cierre frontal, el recinto del canal alimentador está formado por la zona de compuerta, un muro de gaviones que prolonga la pila extrema derecha del descargador y el bocal de entrada. La cámara de compuertas es de hormigón y está compuesta por dos pilas extremas de 1,00 de espesor, y una longitud de 7,00 m, una pila intermedia de aproximadamente 6,00 m de longitud de un espesor de

0,50 m. Entre las pilas extremas y la intermedia se ha previsto 1 pila de 1,30 m de longitud y 0,50 m de espesor. Las pilas van provistas de recatas para permitir el deslizamiento de las compuertas.

Se han previsto 4 compuertas de descarga de un ancho útil de 0,50 m y una altura de 0,70 m. Asimismo se han dispuesto cierres de emergencia aguas arriba y abajo de las compuertas del descargador, para la eventualidad que haya que reparar la compuerta de control. Sobre las pilas apoya una pasarela con un ancho de 4,00 m.

T El bocal de entrada tiene una longitud de 18,0 m, se prevé un diente de 0,70 m de altura respecto de la solera de fondo, el bocal está constituido por gaviones.

El canal aductor a la obra de control tiene un ancho de fondo de 5,50 m y taludes 2,5H:1V.

La obra de control está constituida por una estructura para alojar las rejas y la cámara de compuertas. La cámara de compuertas está formada por dos pilas extremas de un ancho de 1,00 m y una longitud de 7,50 m, 3 pilas intermedias de 0,50 m de espesor. Se han diseñado cuatro compuertas de 1,00 m de ancho por 1,20 m de alto. Se han previsto ataguías aguas arriba y abajo de la compuerta de control. Sobre las pilas apoya una pasarela de 4,00 m de ancho.

A la salida de la obra de control se ha previsto una transición al canal de salida con una variación del ancho de fondo de 5,50 m a 4,00 m. La longitud del canal de salida hasta empalmar con el Canal de Dios, es de aproximadamente 6.600 m.

#### - Variante B

Esta variante se diferencia de la descrita anteriormente en: a) no lleva descargador de fondo y b) el azud se ha proyectado con gaviones cilíndricos, los que son arrojados teniendo la ventaja de su mayor facilidad constructiva.

El resto de las obras son iguales a las descritas en la Variante A.

Las Figuras N° 5.2 y 5.3 presentan los esquemas de obras, mientras que la Figura N° 5.6 presenta los cortes y planta de las estructuras del descargador y control.

## Alternativa 2

Esta alternativa consiste en la rehabilitación de la toma actual.

El proyecto de la toma consiste en un bocal de entrada, canal de aducción a la compuerta de regulación y obra de control. La regulación se realiza por medio de una compuerta automática con nivel constante aguas abajo, la regularización del nivel de aguas abajo se combina con un vertedero fijo y por diez compuertas de 0,47 m de ancho por 0,65 m de alto, localizadas en el umbral del vertedero.

Como consecuencia de la creciente de 1984 se produjeron serios inconvenientes como ser la destrucción del bocal de entrada, canal de aducción a la compuerta de regulación, defensas y muro de transición en margen derecha. Asimismo los tirantes de agua en el río no son suficientes para derivar el caudal a la obra de toma.

Las obras propuestas para la rehabilitación de la toma consisten en un azud que permitirá elevar el nivel de agua y de esa manera tener dominancia en la captación. Se ha previsto un descargador de fondo, la reconstrucción del bocal de entrada y el canal de aducción. Considerando que el curso principal está recostado sobre la margen derecha se han previsto espigones, localizados sobre la misma margen, a efectos de dirigir los filetes de agua hacia la toma. Se han dispuesto protecciones con colchonetas en ambas márgenes en una longitud de 100 m aguas arriba y aguas abajo de la toma.

También en esta alternativa se han desarrollado dos variantes, denominadas Variantes A y B. Se diferencian en que en la Variante A dispone de un descargador de fondo para limpiar el material de arrastre que se deposite en el bocal de entrada, mientras que la Variante B no dispone de descargador. Además se diferencian en el tipo de azud, uno de gaviones con protección de piedra y en la Variante B se diseñó con gaviones cilíndricos arrojados.

La cota de coronamiento del azud es de 110,30 y la altura medida desde la fundación es del orden de los 4,00 m, la longitud de vertedero es de 220 m y los estribos tienen una longitud de 15 m cada uno. La estructura del descargador de fondo es similar a la descrita en la Alternativa 1.

Las Figuras N° 5.4 y 5.5 presentan los esquemas de disposición de obras, mientras que la Figura N° 5.6 presenta la planta y cortes de la estructura de los descargadores.

**5.5 Presupuestos**

Se presenta en este punto los Presupuestos de Obra de las alternativas analizadas correspondientes a la selección del sitio de emplazamiento y tipo de obra de toma.

El cómputo y presupuesto fue realizado con el único objeto de comparar los costos de las distintas alternativas.

La fecha de referencia para la estimación de los presupuestos de obra es la correspondiente a marzo de 1992.

Los presupuestos de las alternativas se realizaron teniendo en cuenta las características de cada una de ellas, el tipo de obras civiles y equipamiento mecánico adoptado, como así también las características topográficas. Es de hacer notar que en esta etapa de los trabajos no se ha contado con información geotécnica, por lo que no se ha considerado el tipo de fundación.

El grado de detalle y precisión de los cálculos de las obras de las distintas alternativas, se realizó en base a la información disponible y compatible con el grado de avance del estudio, es decir selección del sitio de implantación de la estructura de toma.

Se hace notar que fueron considerados los rubros de costo más significativos y que no se han considerado los costos indirectos.

Los Cuadros N° 5.11 a 5.14 presentan los presupuestos de las Alternativas consideradas, mientras que el Cuadro N° 5.15 presenta la comparación de costos.

**5.6 Selección del sitio de emplazamiento**

En los estudios preliminares se habían seleccionado tres sitios para el emplazamiento de la toma. Un sitio se correspondía con el emplazamiento de la toma actual y los otros dos se localizaban aguas abajo de la toma existente, en la zona de la toma vieja, y el otro sitio aguas arriba de la toma actual.

Para los sitios preseleccionados se han realizado esquemas de obras con sus correspondientes presupuestos.

De la comparación de los presupuestos surge como sitio seleccionado para desarrollar el Anteproyecto, la Alternativa 2 o sea la rehabilitación de la Toma Actual.

## PERFILES HIDRAULICOS

RIO SALADO  
OBRA DE TOMA CANAL DE DIOS

CAUDAL [m3/seg]= 5.000

SECCION No	DIST. ENTRE PROGRESIVAS [mts.]	COTA FONDO MINIMA [mts.]	COTA DE AGUA [mts.]	COTA CRITICA [mts.]	COTA DE ENERGIA [mts.]	VELOC. EN EL CANAL PRINC. [m/seg.]	AREA MOJADA [m2]
4.000	0.000	103.400	103.690	103.640	103.720	0.790	6.570
1.000	700.000	104.100	104.280	104.220	104.300	0.630	8.800
2.000	290.000	103.900	104.360	104.120	104.370	0.450	11.030
3.000	470.000	104.300	104.750	104.750	104.820	1.180	4.230
5.000	150.000	106.900	107.270	107.270	107.370	1.410	3.550
51.000	350.000	106.930	107.530	107.300	107.550	0.580	8.590
52.000	500.000	106.960	107.620	107.330	107.630	0.490	10.190
81.000	500.000	106.970	107.650	107.150	107.660	0.280	18.070
11.000	500.000	106.980	107.660	107.110	107.660	0.070	73.350
31.000	500.000	106.990	107.660	107.440	107.660	0.300	16.500
32.000	500.000	107.010	107.700	107.460	107.710	0.280	18.000
61.000	500.000	107.020	107.720	107.260	107.720	0.170	29.240
10.000	500.000	106.000	107.720	106.540	107.720	0.040	90.070
9.000	240.000	105.700	107.720	106.250	107.730	0.120	47.860
8.000	290.000	106.800	107.720	106.980	107.730	0.190	26.630
6.000	320.000	107.400	107.710	107.640	107.730	0.720	6.970

## PERFILES HIDRAULICOS

RIO SALADO  
OBRA DE TOMA CANAL DE DIOS

CAUDAL [m3/seg.] = 10.000

SECCION No	DIST. ENTRE PROGRESIVAS [mts.]	COTA FONDO MINIMA [mts.]	COTA DE AGUA [mts.]	COTA CRITICA [mts.]	COTA DE ENERGIA [mts.]	VELOC. EN EL CANAL PRINC. [m/seg.]	AREA MOJADA [m2]
4.000	0.000	103.400	103.770	103.720	103.810	0.960	11.130
1.000	700.000	104.100	104.360	104.280	104.380	0.760	14.750
2.000	290.000	103.900	104.470	104.210	104.490	0.630	15.920
3.000	470.000	104.300	104.860	104.860	104.920	1.160	8.630
5.000	150.000	106.900	107.390	107.390	107.530	1.650	6.040
51.000	350.000	106.930	107.690	107.420	107.720	0.750	13.270
52.000	500.000	106.960	107.800	107.450	107.820	0.630	15.960
81.000	500.000	106.970	107.850	107.250	107.860	0.400	25.020
11.000	500.000	106.980	107.860	107.170	107.860	0.100	107.250
31.000	500.000	106.990	107.860	107.530	107.870	0.260	38.890
32.000	500.000	107.010	107.890	107.550	107.900	0.260	38.220
61.000	500.000	107.020	107.910	107.340	107.910	0.190	55.120
10.000	500.000	106.000	107.910	106.710	107.910	0.700	130.410
9.000	240.000	105.700	107.910	106.400	107.910	0.180	64.460
8.000	290.000	106.800	107.910	107.080	107.920	0.280	35.620
6.000	320.000	107.400	107.910	107.720	107.930	0.600	16.550

## PERFILES HIDRAULICOS

RIO SALADO  
OBRA DE TOMA CANAL DE DIOS

CAUDAL [m <sup>3</sup> /seg]=	30.000
-------------------------------	--------

SECCION No	DIST. ENTRE PROGRESIVAS [mts.]	COTA FONDO MINIMA [mts.]	COTA DE AGUA [mts.]	COTA CRITICA [mts.]	COTA DE ENERGIA [mts.]	VELOC. EN EL CANAL PRINC. [m/seg.]	AREA MOJADA [m <sup>2</sup> ]
4.000	0.000	103.400	103.940	103.890	104.020	1.310	24.910
1.000	700.000	104.100	104.530	104.420	104.570	0.920	33.960
2.000	290.000	103.900	104.710	104.480	104.760	1.030	29.400
3.000	470.000	104.300	105.090	105.020	105.150	1.080	27.790
5.000	150.000	106.900	107.690	107.690	107.920	2.120	14.170
51.000	350.000	106.930	108.080	107.720	108.120	0.880	36.730
52.000	500.000	106.960	108.190	107.760	108.210	0.740	44.380
81.000	500.000	106.970	108.250	107.530	108.280	0.650	45.980
11.000	500.000	106.980	108.280	107.310	108.280	0.170	177.460
31.000	500.000	106.990	108.280	107.710	108.290	0.240	124.340
32.000	500.000	107.010	108.290	107.730	108.300	0.250	122.450
61.000	500.000	107.020	108.300	107.540	108.300	0.260	124.510
10.000	500.000	106.000	108.310	107.140	108.310	0.130	221.140
9.000	240.000	105.700	108.300	106.760	108.310	0.320	108.100
8.000	290.000	106.800	108.300	107.360	108.310	0.480	62.730
6.000	320.000	107.400	108.320	107.920	108.330	0.520	60.570

## PERFILES HIDRAULICOS

RIO SALADO  
OBRA DE TOMA CANAL DE DIOS

CAUDAL [m3/seg]:	50.000
------------------	--------

SECCION No	DIST. ENTRE PROGRESIVAS [mts.]	COTA FONDO MINIMA [mts.]	COTA DE AGUA [mts.]	COTA CRITICA [mts.]	COTA DE ENERGIA [mts.]	VELOC. EN EL CANAL PRINC. [m/seg.]	AREA MOJADA [m2]
4.000	0.000	103.400	104.050	103.990	104.160	1.550	34.520
1.000	700.000	104.100	104.640	104.520	104.700	0.990	51.160
2.000	290.000	103.900	104.810	104.700	104.890	1.290	39.590
3.000	470.000	104.300	105.230	105.130	105.290	1.020	49.010
5.000	150.000	106.900	107.930	107.930	108.130	2.000	26.270
51.000	350.000	106.930	108.250	107.960	108.300	1.030	53.210
52.000	500.000	106.960	108.360	107.990	108.400	0.890	61.300
81.000	500.000	106.970	108.430	107.730	108.470	0.850	58.700
11.000	500.000	106.980	108.480	107.410	108.480	0.240	212.800
31.000	500.000	106.990	108.480	107.820	108.490	0.280	191.420
32.000	500.000	107.010	108.490	107.840	108.500	0.280	188.560
61.000	500.000	107.020	108.500	107.740	108.510	0.330	159.800
10.000	500.000	106.000	108.510	107.370	108.510	0.180	270.540
9.000	240.000	105.700	108.500	107.020	108.510	0.440	130.470
8.000	290.000	106.800	108.500	107.560	108.520	0.650	77.350
6.000	320.000	107.400	108.520	108.110	108.540	0.550	96.620

## PERFILES HIDRAULICOS

RIO SALADO  
OBRA DE TOMA CANAL DE DIOS

CAUDAL [m <sup>3</sup> /seg]:	100.000
-------------------------------	---------

SECCION No	DIST. ENTRE PROGRESIVAS [mts.]	COTA FONDO MINIMA [mts.]	COTA DE AGUA [mts.]	COTA CRITICA [mts.]	COTA DE ENERGIA [mts.]	VELOC. EN EL CANAL PRINC. [m/seg.]	AREA MOJADA [m <sup>2</sup> ]
4.000	0.000	103.400	104.230	104.230	104.390	1.950	61.200
1.000	700.000	104.100	104.820	104.680	104.900	1.260	81.580
2.000	290.000	103.900	105.260	104.900	105.330	1.140	91.120
3.000	470.000	104.300	105.420	105.280	105.490	1.160	85.980
5.000	150.000	106.900	108.150	108.150	108.410	2.340	46.770
51.000	350.000	106.930	108.510	108.200	108.590	1.350	84.990
52.000	500.000	106.960	108.640	108.240	108.700	1.140	107.750
81.000	500.000	106.970	108.710	108.150	108.790	1.270	78.710
11.000	500.000	106.980	108.800	107.560	108.810	0.380	268.580
31.000	500.000	106.990	108.810	107.970	108.810	0.300	384.910
32.000	500.000	107.010	108.820	107.990	108.820	0.300	380.770
61.000	500.000	107.020	108.820	107.890	108.830	0.480	217.310
10.000	500.000	106.000	108.830	107.500	108.840	0.290	349.960
9.000	240.000	105.700	108.820	107.650	108.840	0.670	166.220
8.000	290.000	106.800	108.800	107.980	108.850	0.980	109.550
6.000	320.000	107.400	108.860	108.280	108.880	0.680	155.140

## PERFILES HIDRAULICOS

RIO SALADO  
OBRA DE TOMA CANAL DE DIOS

CAUDAL [m <sup>3</sup> /seg]:	150.000
-------------------------------	---------

SECCION NO	DIST. ENTRE PROGRESIVAS [mts.]	COTA FONDO MINIMA [mts.]	COTA DE AGUA [mts.]	COTA CRITICA [mts.]	COTA DE ENERGIA [mts.]	VELOC. EN EL CANAL PRINC. [m/seg.]	AREA MOJADA [m <sup>2</sup> ]
4.000	0.000	103.400	104.350	104.340	104.520	2.150	87.020
1.000	700.000	104.100	104.950	104.780	105.060	1.510	102.200
2.000	290.000	103.900	105.460	105.050	105.550	1.380	113.340
3.000	470.000	104.300	105.640	105.360	105.700	1.090	137.680
5.000	150.000	106.900	0.000	108.320	108.630	2.610	63.010
51.000	350.000	106.930	108.700	108.340	108.790	1.480	129.060
52.000	500.000	106.960	108.830	108.380	108.890	1.260	154.210
81.000	500.000	106.970	108.860	108.370	109.000	1.650	94.460
11.000	500.000	106.980	109.010	107.670	109.020	0.500	304.050
31.000	500.000	106.990	109.020	108.060	109.030	0.330	517.760
32.000	500.000	107.010	109.030	108.080	109.030	0.330	517.050
61.000	500.000	107.020	109.030	108.010	109.040	0.610	255.910
10.000	500.000	106.000	109.040	107.720	109.050	0.380	402.470
9.000	240.000	105.700	109.020	107.950	109.060	0.880	189.420
8.000	290.000	106.800	109.000	108.200	109.080	1.230	134.190
6.000	320.000	107.400	109.070	108.400	109.110	0.810	194.140

## CURVA DE DESCARGA SOBRE EL AZUD

## ALTERNATIVA 1

H (m)	COTA (m)	V1 (m/s)	C	CAUDAL (m <sup>3</sup> /s)
0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
0.1	104.1	0.81	0.79	23.5
0.3	104.3	1.40	0.83	128
0.6	104.6	1.99	0.83	365
0.8	104.8	2.89	0.84	563
1.0	105.0	2.56	0.84	787
1.3	105.3	2.94	0.84	1193
1.4	105.4	3.02	0.84	1304
1.5	105.5	3.13	0.84	1446
2.0	106.0	3.61	0.84	2227

## PERFIL HIDRAULICO AGUAS ARRIBA DEL AZUD

ALTERNATIVA 1

CAUDAL[m3/seg] = 1200.00

SECCION No	DIST. ENTRE PROGRESIVAS [mts.]	COTA FONDO MINIMA [mts.]	COTA DE AGUA [mts.]	COTA CRITICA [mts.]	COTA DE ENERGIA [mts.]	VELOC. EN EL CANAL PRINC. [m/seg.]	AREA MOJADA [m2]
1.00	0.00	102.00	105.30	103.64	105.34	1.04	1322.47
2.00	400.00	102.35	105.30	103.99	105.36	1.23	1137.24
3.00	400.00	102.70	105.31	104.35	105.39	1.50	954.12
4.00	400.00	103.05	105.32	104.70	105.44	1.89	776.24
5.00	400.00	103.40	105.35	105.35	106.00	3.88	335.64
6.00	700.00	104.10	106.47	106.06	107.02	3.35	365.24
7.00	290.00	103.90	108.00	106.70	108.39	2.87	442.17
8.00	470.00	104.30	108.38	106.26	108.40	0.66	1930.18
9.00	150.00	107.00	109.53	109.53	110.21	4.28	343.25

**CURVA DE DESCARGA SOBRE EL AZUD**

ALTERNATIVA 2

H [m]	COTA [m]	V1 [m/s]	C	CAUDAL [m <sup>3</sup> /s]
0.1	110.4	0.8	0.8	9.4
0.3	110.6	1.4	0.8	51.2
0.5	110.8	1.8	0.8	110.8
1.0	111.3	2.6	0.8	314.5
1.5	111.8	3.1	0.8	578.1
2.0	112.3	3.6	0.8	890.0
2.5	112.8	4.0	0.8	1243.4

## PERFIL HIDRAULICO AGUAS ARRIBA DEL AZUD

ALTERNATIVA 2

CAUDAL [m<sup>3</sup>/seg] = 1200.00

SECCION No	DIST. ENTRE PROGRESIVAS [mts.]	COTA FONDO MINIMA [mts.]	COTA DE AGUA [mts.]	COTA CRITICA [mts.]	COTA DE ENERGIA [mts.]	VELOC. EN EL CANAL PRINC. [m/seg.]	AREA MOJADA [m <sup>2</sup> ]
1.00	0.00	107.40	112.75	109.69	112.82	1.26	1009.90
2.00	25.00	106.90	112.77	109.39	112.82	1.08	1156.00
3.00	300.00	107.40	112.78	109.61	112.83	1.05	1161.36
4.00	300.00	108.03	112.76	110.24	112.84	1.22	991.63
5.00	300.00	108.66	112.74	110.87	112.85	1.48	819.99
6.00	300.00	109.29	112.70	111.51	112.88	1.88	641.96
7.00	300.00	109.92	112.60	112.13	112.96	2.65	451.75

## RESUMEN DEL COMPUTO Y PRESUPUESTO DE LAS OBRAS

ALTERNATIVA :	1
VARIANTE :	A

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO [\$/unidad]	SUBTOTAL [\$]
<b>1. – ATAGUIAS DE TRABAJO</b>				
1.1. – Terraplenes	m3.	2268.0	3.6	8164.8
1.2. – Remoción	m3.	1890.0	3.0	5670.0
<b>2. – EXCAVACION</b>				
2.1. – Bajo agua	m3.	27219.0	3.0	81657.0
2.2. – En seco	m3.	270918.0	2.0	541836.0
<b>3. – MEJORAMIENTO DEL SUELO</b>	m3.			
3.1. – Excavación	m3.	2650.0	3.0	7950.0
3.2. – Relleno	m3.	3180.0	3.6	11448.0
<b>4. – GAVIONES</b>				
4.1. – Gavión	m3.	20172.0	50.0	1008600.0
4.2. – Geotextil	m2.	14469.0	1.5	21703.5
<b>5. – HORMIGON ARMADO</b>				
5.1. – Hormigón	m3.	616.4	250.0	154100.0
5.2. – Acero estructural	tn.	43.1	720.0	31066.6
<b>6. – PROTECCIONES</b>				
6.1. – Colchonetas (e=0.23 m.)	m2.	9356.0	15.1	141275.6
6.2. – Geotextil	m2.	9356.0	1.5	14034.0
6.3. – Enrocado de protección	m3.	4081.0	20.0	81620.0
<b>7. – ELEMENTOS METALICOS</b>				
7.1. – Compuertas y recatas	kg.	804.0	2.1	1688.4
7.2. – Ataguías	kg.	1706.3	1.8	3071.3
7.3. – Rejas	kg.	1608.0	2.1	3376.8
<b>COSTO DE LA OBRA</b>				<b>2117262.0</b>

## Notas :

(1) El precio unitario utilizado incluye el costo de la piedra y del alambre.

(2) Este valor no incluye costos indirectos.

La mano de obra está incluida en los precios unitarios asignados a cada ítem.

## RESUMEN DEL COMPUTO Y PRESUPUESTO DE LAS OBRAS

ALTERNATIVA :	1
VARIANTE :	B

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO [\$/unidad]	SUBTOTAL [\$]
<b>1. – ATAGUIAS DE TRABAJO</b>				
1.1. – Terraplenes	m3.	0.0	3.6	0.0
1.2. – Remoción	m3.	0.0	3.0	0.0
<b>2. – EXCAVACION</b>				
2.1. – Bajo agua	m3.	4849.0	3.0	14547.0
2.2. – En seco	m3.	270918.0	2.0	541836.0
<b>3. – MEJORAMIENTO DEL SUELO</b>	m3.			
3.1. – Excavación	m3.	2450.0	3.0	7350.0
3.2. – Relleno	m3.	2940.0	3.6	10584.0
<b>4. – GAVIONES</b>				
4.1. – Gavión	m3.	8985.0	50.0	449250.0
4.2. – Geotextil	m2.	5220.0	1.5	7830.0
<b>5. – HORMIGON ARMADO</b>				
5.1. – Hormigón	m3.	430.0	250.0	107500.0
5.2. – Acero estructural	tn.	30.1	720.0	21672.0
<b>6. – PROTECCIONES</b>				
6.1. – Colchonetas (e=0.23 m.)	m2.	9106.0	15.1	137500.6
6.2. – Geotextil	m2.	9106.0	1.5	13659.0
6.3. – Enrocado de protección	m3.	0.0	20.0	0.0
<b>7. – ELEMENTOS METALICOS</b>				
7.1. – Compuertas y recatas	kg.	576.0	2.1	1209.6
7.2. – Ataguías	kg.	806.0	1.8	1450.8
7.3. – Rejas	kg.	968.0	2.1	2032.8
<b>COSTO DE LA OBRA</b>				<b>1316421.6</b>

## Notas :

(1) El precio unitario utilizado incluye el costo de la piedra y del alambre.

(2) Este valor no incluye costos indirectos.

La mano de obra está incluida en los precios unitarios asignados a cada ítem.

RESUMEN DEL COMPUTO Y PRESUPUESTO DE LAS OBRAS

ALTERNATIVA :	2
VARIANTE :	A

ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO [\$/unidad]	SUBTOTAL [\$]
<b>1.- ATAGUIAS DE TRABAJO</b>				
1.1.- Terraplenes	m3.	2268.0	3.6	8164.8
1.2.- Remoción	m3.	1890.0	3.0	5670.0
<b>2.- EXCAVACION</b>				
2.1.- Bajo agua	m3.	21038.0	3.0	63114.0
2.2.- En seco	m3.	10560.0	2.0	21120.0
<b>3.- MEJORAMIENTO DEL SUELO</b>	m3.			
3.1.- Excavación	m3.	200.0	3.0	600.0
3.2.- Relleno	m3.	240.0	3.6	864.0
<b>4.- GAVIONES</b>				
4.1.- Gavión (1)	m3.	12062.0	50.0	603100.0
4.2.- Geotextil	m2.	9533.6	1.5	14300.4
<b>5.- HORMIGON ARMADO</b>				
5.1.- Hormigón	m3.	186.3	250.0	46580.0
5.2.- Acero estructural	tn.	13.0	720.0	9390.5
<b>6.- PROTECCIONES</b>				
6.1.- Colchonetas (e=0.23 m.)	m2.	5880.0	15.1	88788.0
6.2.- Geotextil	m2.	5880.0	1.5	8820.0
6.3.- Enrocado de protección	m3.	2475.0	20.0	49500.0
<b>7.- ELEMENTOS METALICOS</b>				
7.1.- Compuertas y recatas	kg.	368.0	2.1	772.8
7.2.- Ataguías	kg.	900.0	1.8	1620.0
7.3.- Rejas	kg.	640.0	2.1	1344.0
<b>COSTO DE LA OBRA (2)</b>				<b>923748.5</b>

Notas :

- (1) El precio unitario utilizado incluye el costo de la piedra y del alambre.
- (2) Este valor no incluye costos indirectos.  
La mano de obra está incluida en los precios unitarios asignados a cada item.

## RESUMEN DEL COMPUTO Y PRESUPUESTO DE LAS OBRAS

ALTERNATIVA :	2
VARIANTE :	B

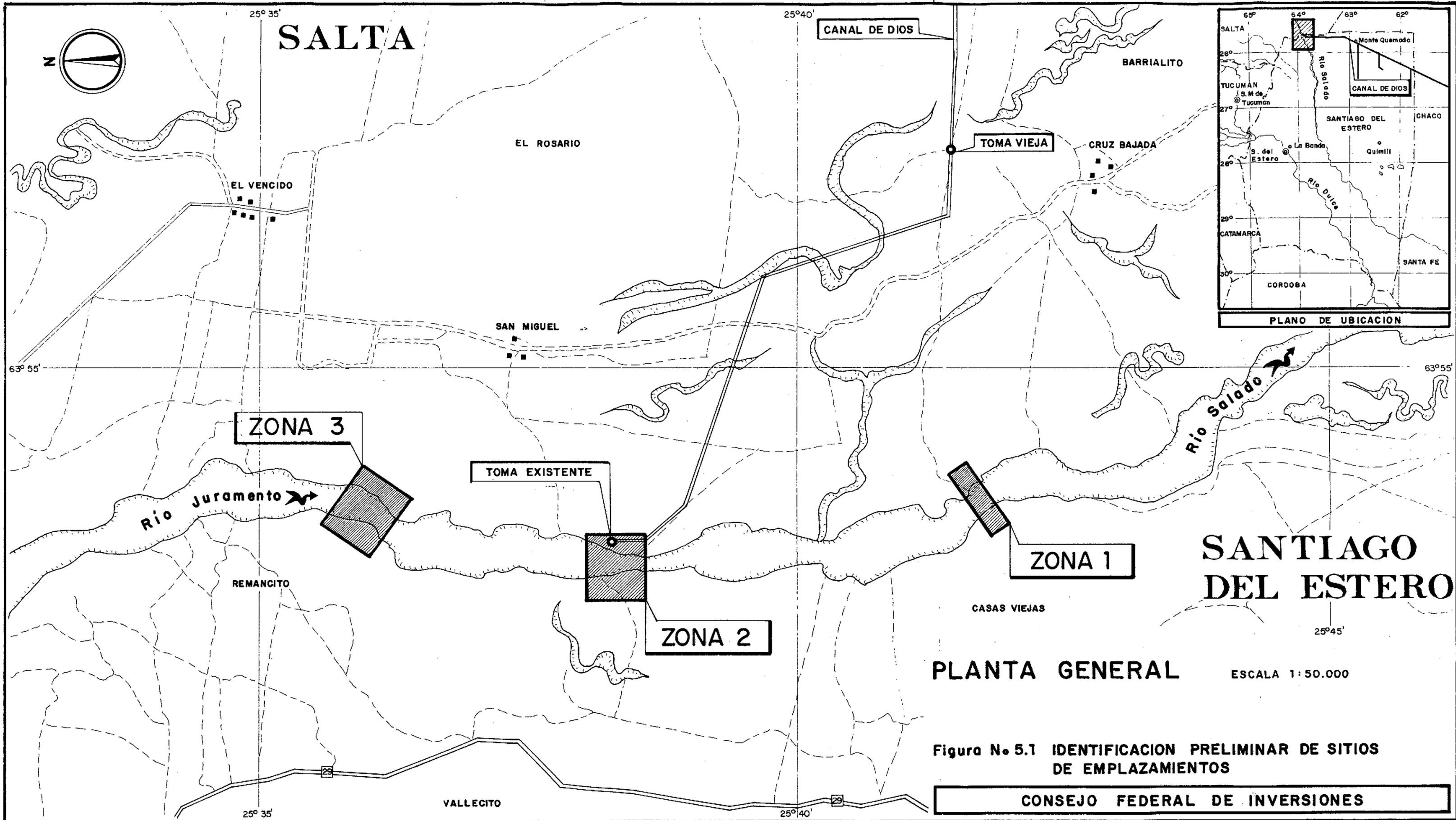
ITEM	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNITARIO [\$/unidad]	SUBTOTAL [\$]
<b>1. – ATAGUIAS DE TRABAJO</b>				
1.1. – Terraplenes	m3.	0.0	3.6	0.0
1.2. – Remoción	m3.	0.0	3.0	0.0
<b>2. – EXCAVACION</b>				
2.1. – Bajo agua	m3.	6040.0	3.0	18120.0
2.2. – En seco	m3.	10560.0	2.0	21120.0
<b>3. – MEJORAMIENTO DEL SUELO</b>				
3.1. – Excavación	m3.	0.0	3.0	0.0
3.2. – Relleno	m3.	0.0	3.6	0.0
<b>4. – GAVIONES</b>				
4.1. – Gavión (1)	m3.	8408.0	50.0	420400.0
4.2. – Geotextil	m2.	3793.0	1.5	5689.5
<b>5. – HORMIGON ARMADO</b>				
5.1. – Hormigón	m3.	0.0	250.0	0.0
5.2. – Acero estructural	tn.	0.0	720.0	0.0
<b>6. – PROTECCIONES</b>				
6.1. – Colchonetas (e=0.23 m.)	m2.	5600.0	15.1	84560.0
6.2. – Geotextil	m2.	5600.0	1.5	8400.0
6.3. – Enrocado de protección	m3.	0.0	20.0	0.0
<b>7. – ELEMENTOS METALICOS</b>				
7.1. – Compuertas y recatas	kg.	140.0	2.1	294.0
7.2. – Ataguías	kg.	300.0	1.8	540.0
7.3. – Rejas	kg.	640.0	2.1	1344.0
<b>COSTO DE LA OBRA (2)</b>				<b>560467.5</b>

## Notas :

- (1) El precio unitario utilizado incluye el costo de la piedra y del alambre.  
(2) Este valor no incluye costos indirectos.  
La mano de obra está incluida en los precios unitarios asignados en cada ítem.

## CUADRO COMPARATIVO DE COSTOS

DESCRIPCION DE LA ALTERNATIVA		COSTO [\$]	VARIACION RESPECTO ALTERNATIVA 2A [%]
2A	Rehabilitación de la toma existente. Con descargador de fondo.	923748.0	1.0
2B	Rehabilitación de la toma existente. Sin descargador de fondo.	560467.0	-60.7
1A	Construcción de una nueva obra de toma. Con descargador de fondo.	2117262.0	377.8
1B	Construcción de una nueva obra de toma. Sin descargador de fondo.	1316421.0	62.2



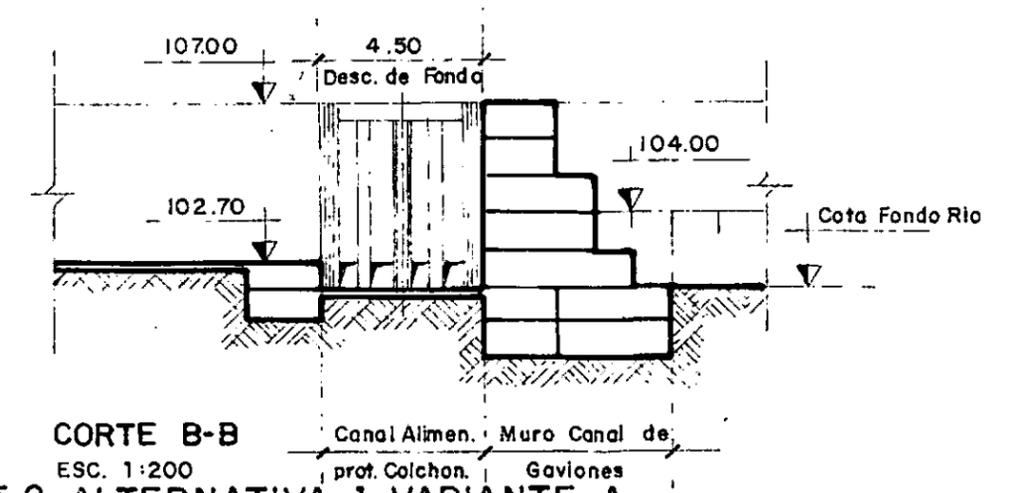
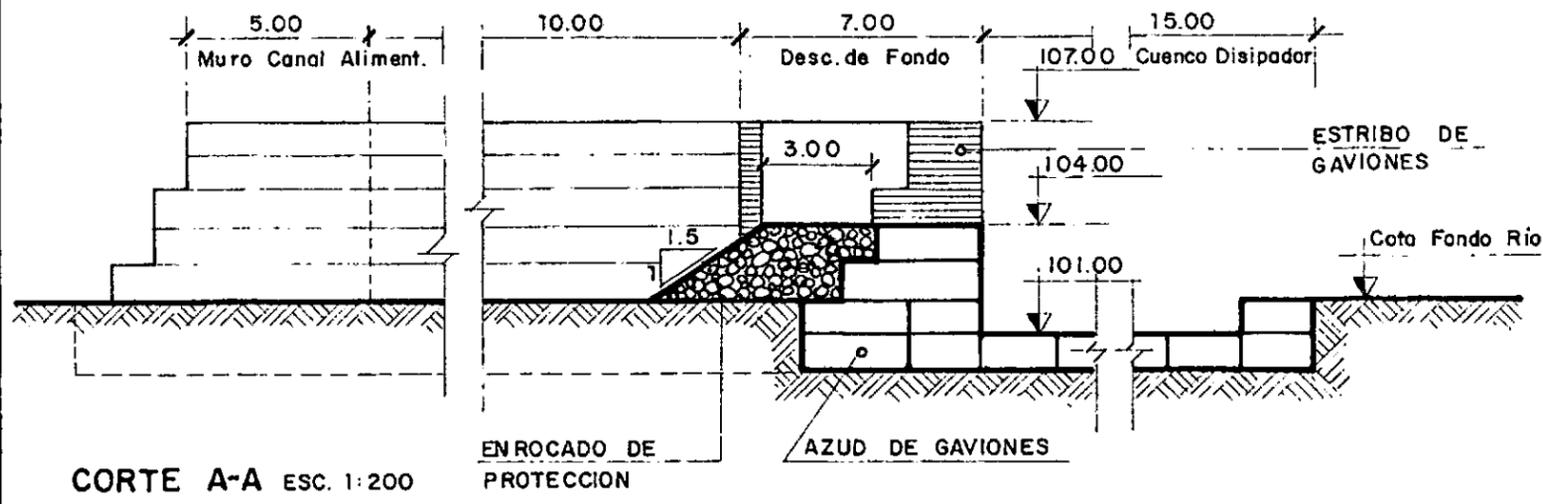
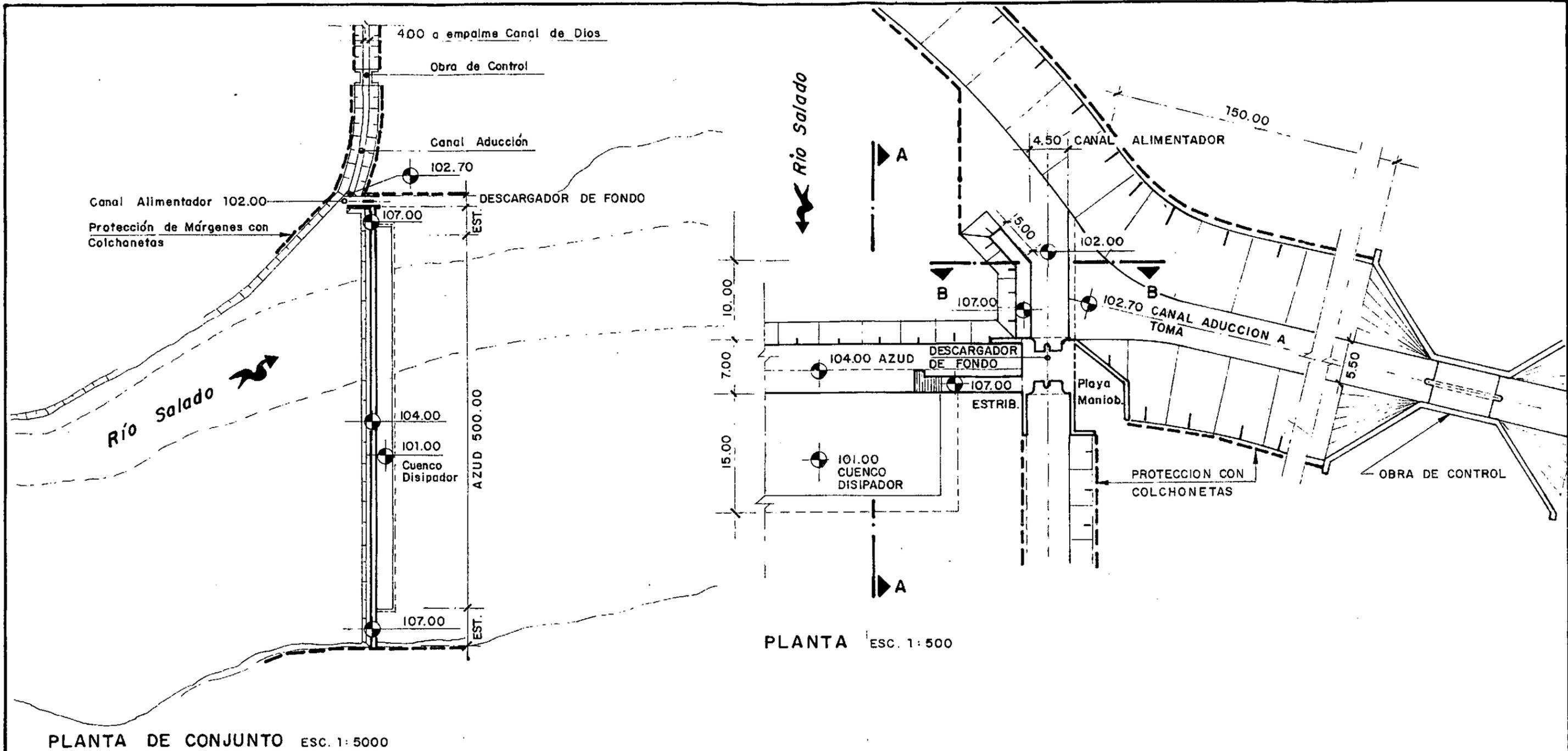
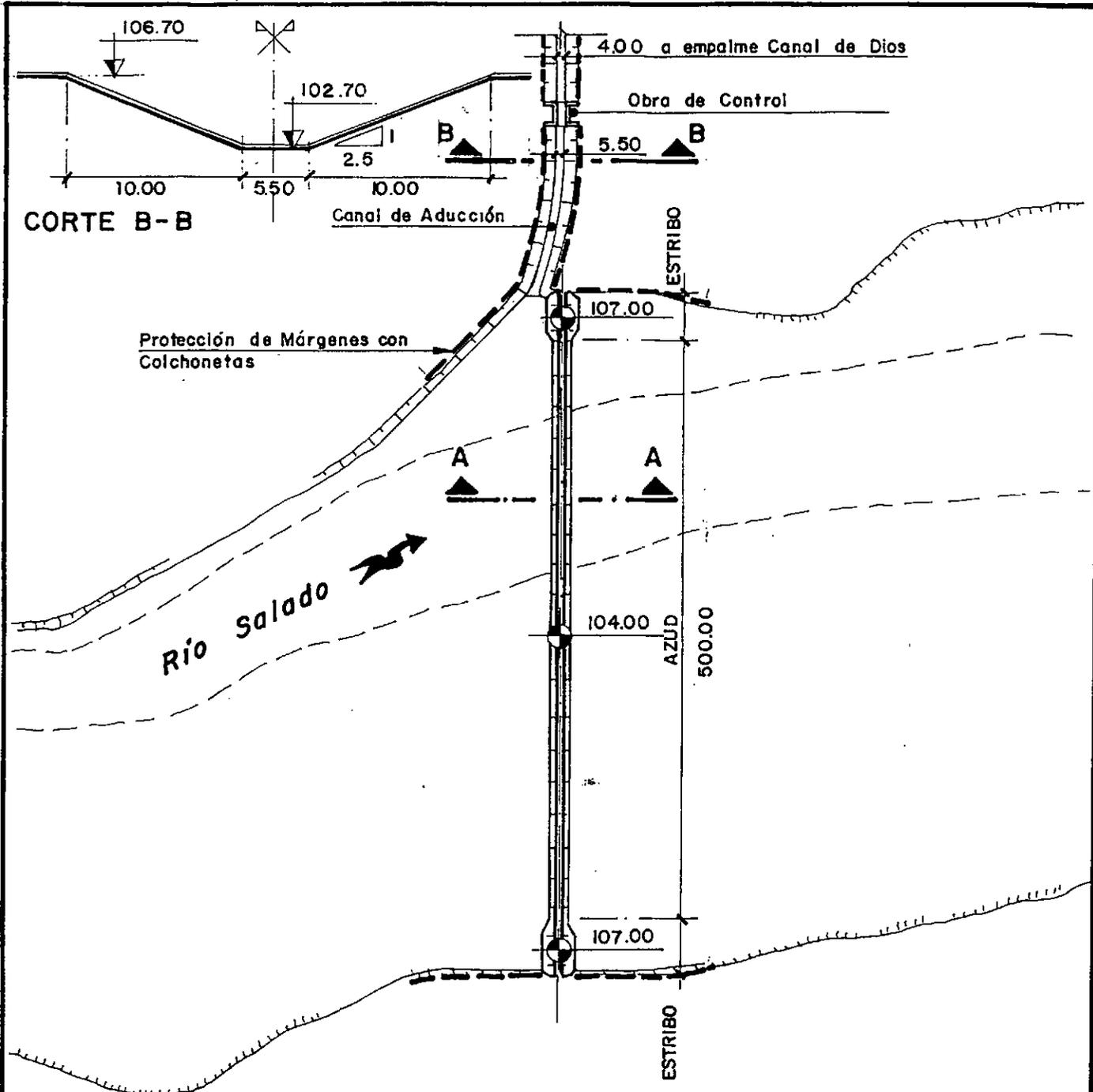
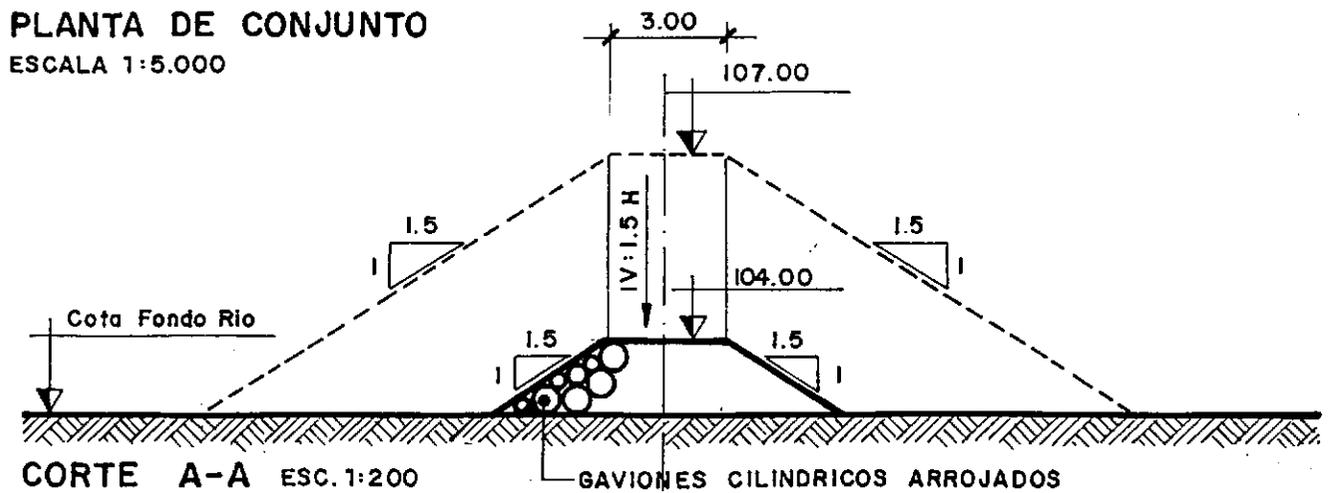


Figura No 5.2 ALTERNATIVA 1 VARIANTE A  
ESQUEMAS DE DISPOSICION DE OBRAS



**PLANTA DE CONJUNTO**

ESCALA 1:5.000

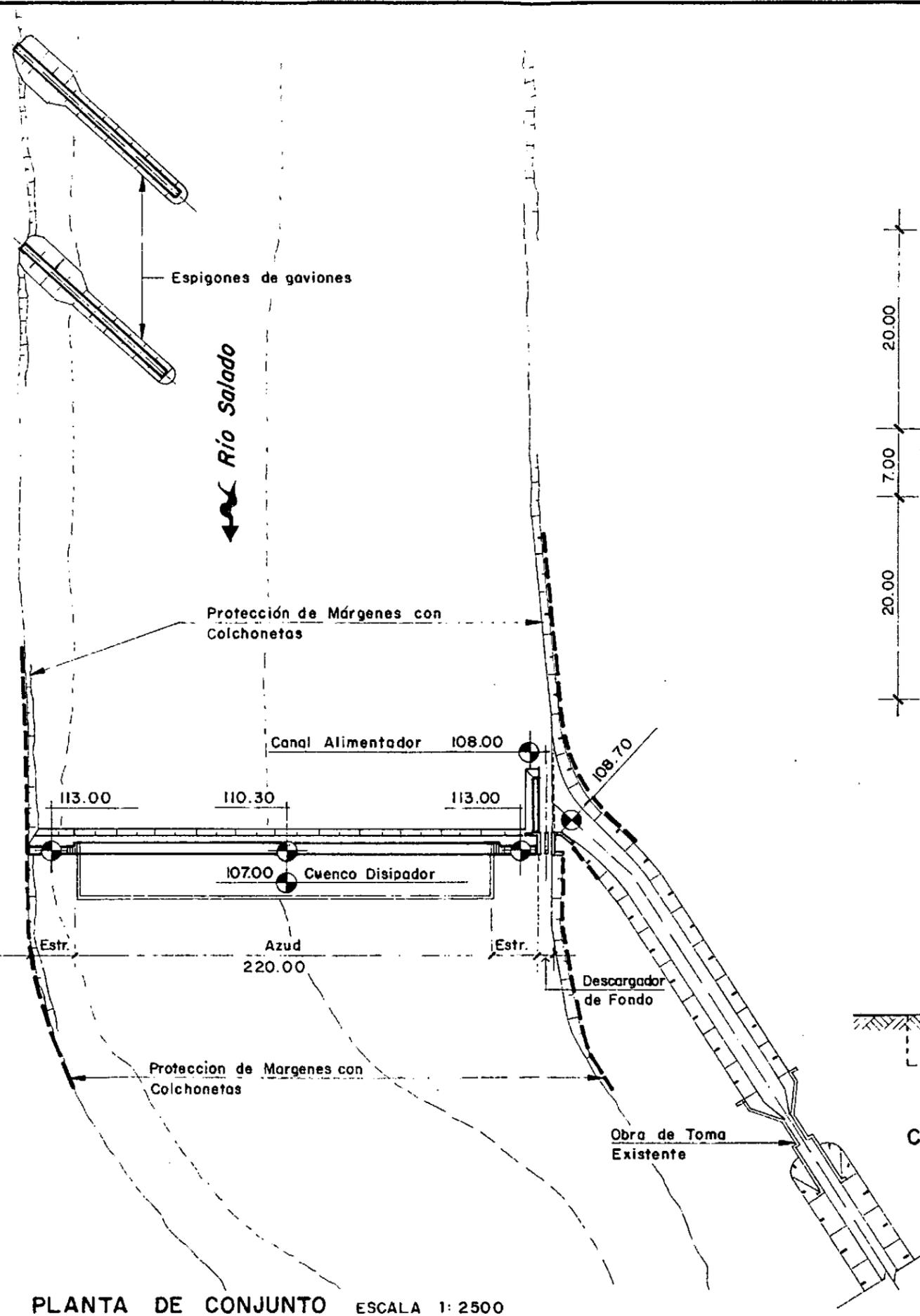


**CORTE A-A ESC. 1:200**

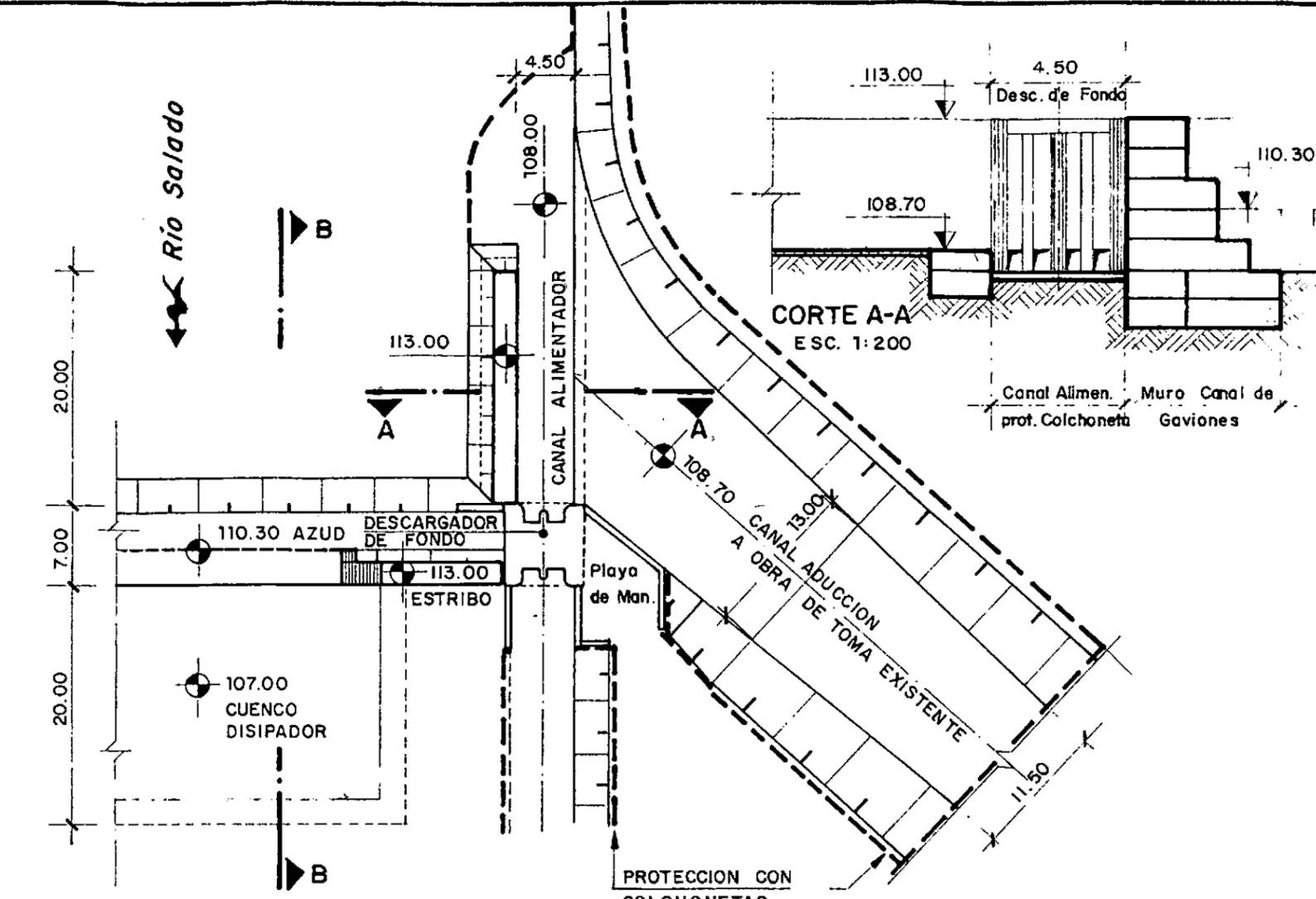
Figura No. 5.3 ALTERNATIVA 1 VARIANTE B

ESQUEMAS DE DISPOSICION DE OBRAS

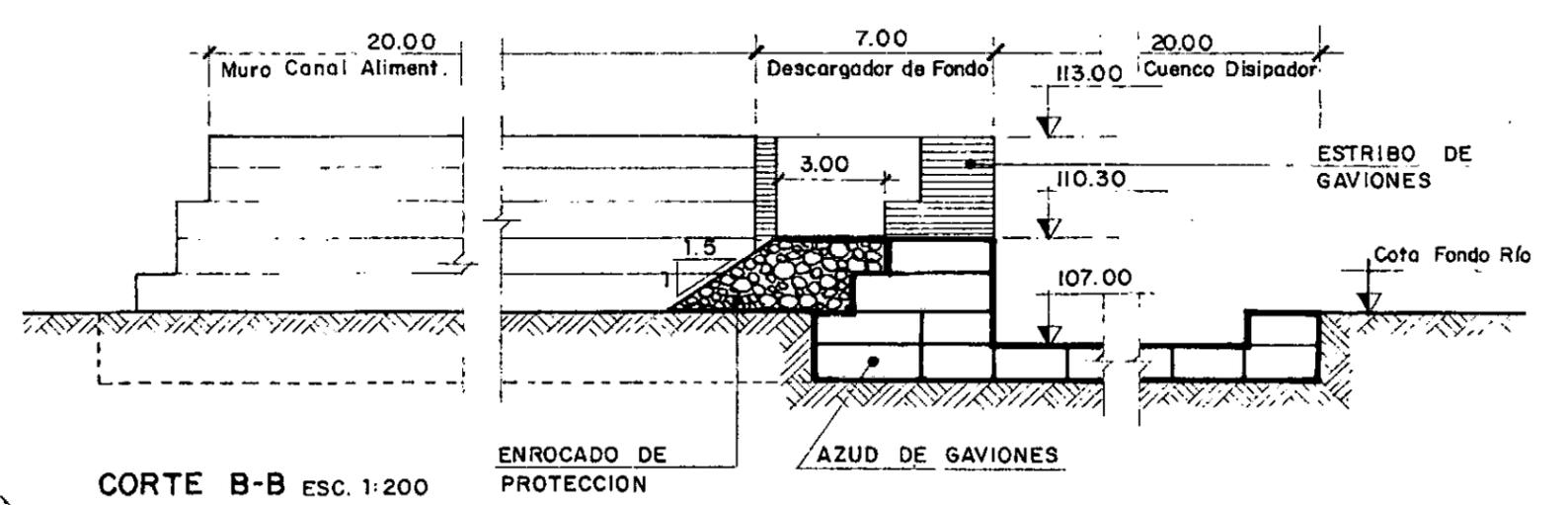
**CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES**



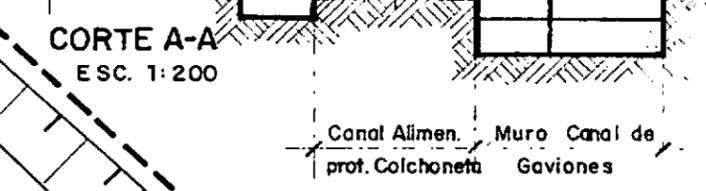
PLANTA DE CONJUNTO ESCALA 1:2500



PLANTA ESCALA 1:500



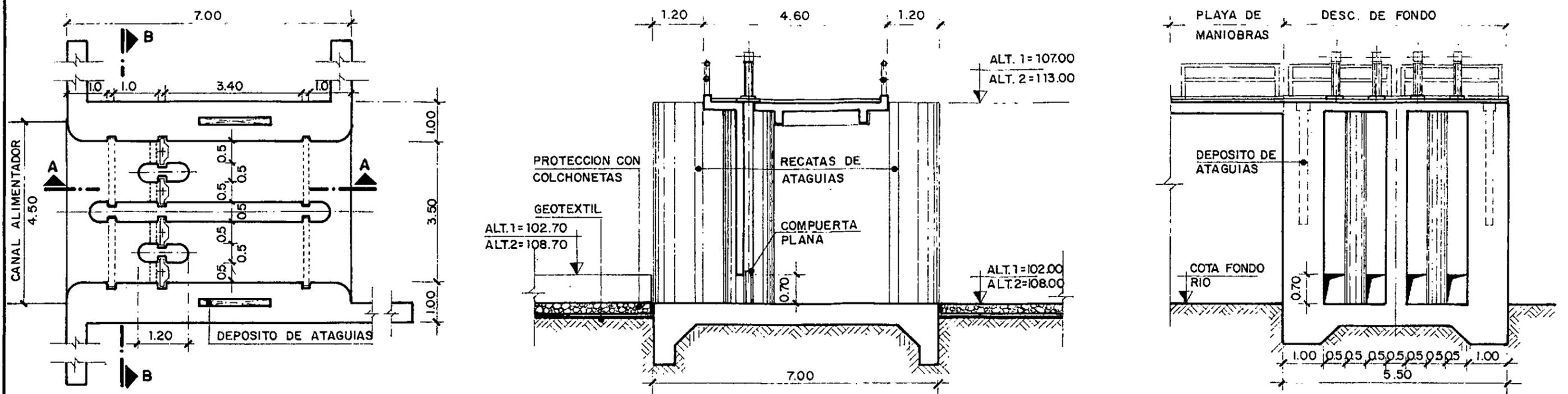
CORTE B-B ESC. 1:200



CORTE A-A ESC. 1:200

Figura No. 5.4 ALTERNATIVA 2 VARIANTE A  
ESQUEMAS DE DISPOSICION DE OBRAS

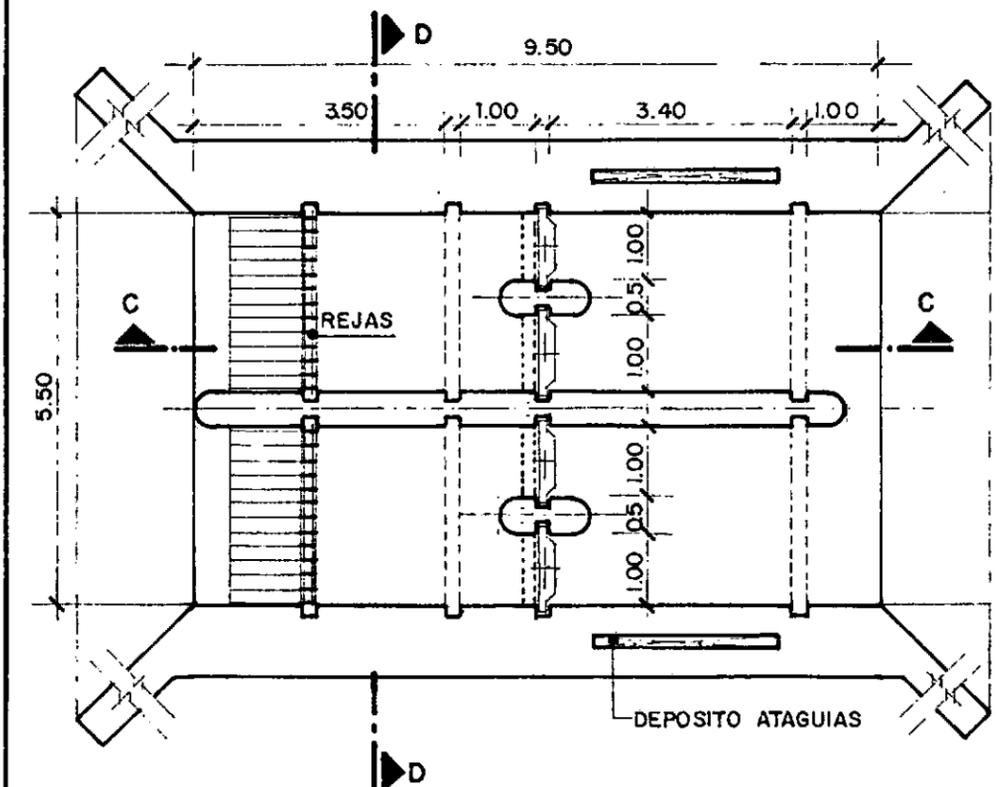




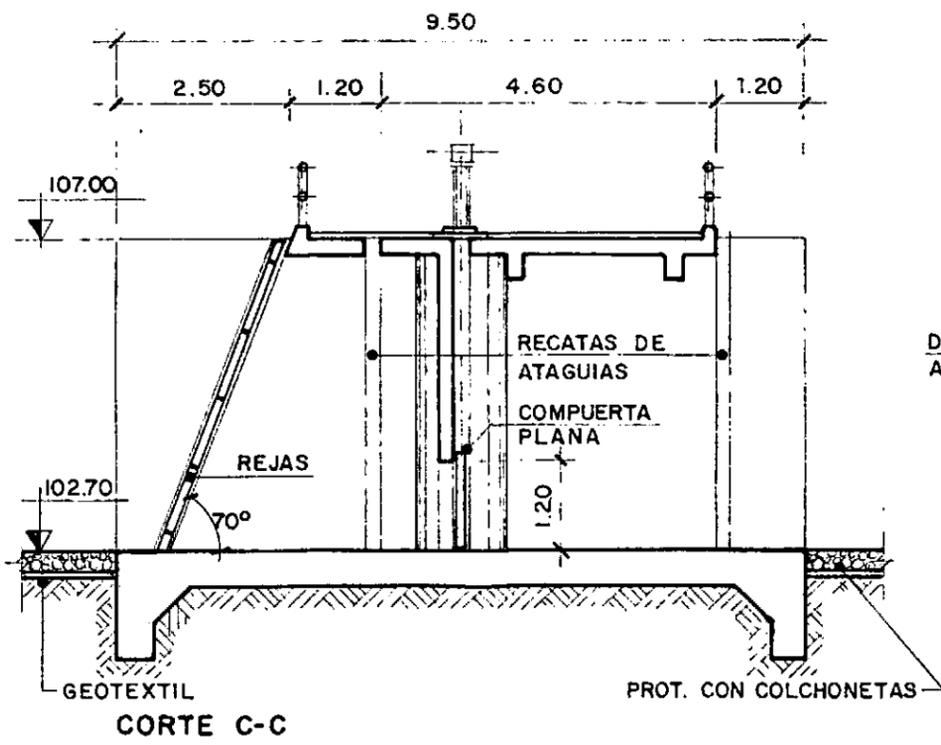
**DESCARGADOR DE FONDO** ESCALA 1:100  
PLANTA

**CORTE A-A**

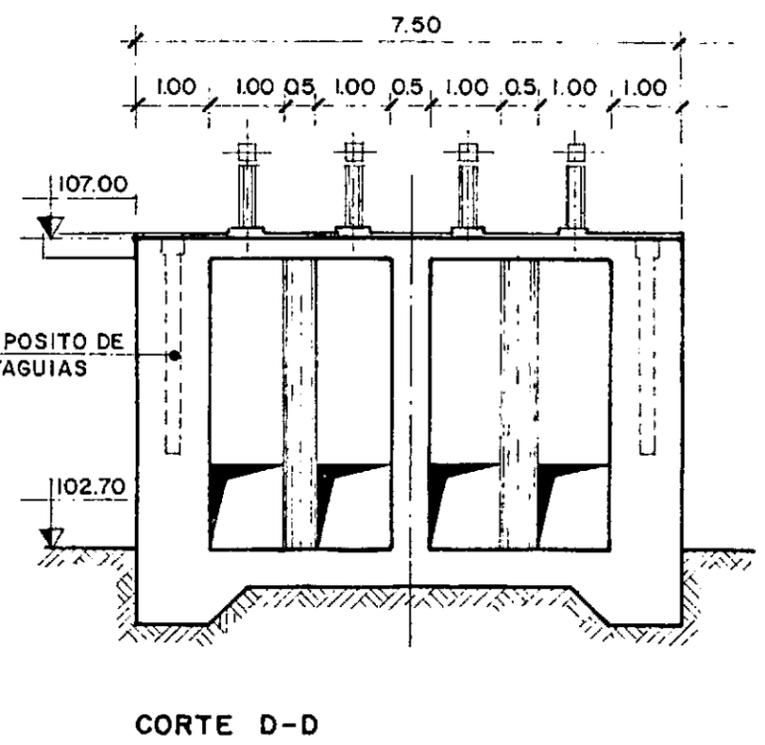
**CORTE B-B**



**OBRA DE CONTROL** ESCALA 1:100  
PLANTA



**CORTE C-C**



**CORTE D-D**

Figura No 5.6 DESCARGADOR DE FONDO Y OBRA DE CONTROL  
PLANTAS Y CORTES

## 6. Anteproyecto de las Obras

### 6.1 Descripción General

Este capítulo presenta la solución seleccionada para la obra de toma del Canal de Dios y obras complementarias, o sea la rehabilitación de la toma actual y sus obras complementarias. Dicha solución es la Alternativa 2, con sus Variantes A y B.

La disposición de obras se ha formulado sobre la base de estudios realizados, antecedentes disponibles, características hidrológicas e hidráulicas del río, complementados con reconocimientos terrestres al área de estudio, relevamientos topográficos y estudios de suelos realizados para la etapa de anteproyecto preliminar.

La disposición de obras consiste, en forma general, para la Variante A en un azud derivador, descargador de fondo, una embocadura lateral localizada en la margen izquierda del río, espigones en la margen derecha, canal de aducción, transición a la obra de control, mientras que la Variante B no contempla descargador de fondo, como así tampoco espigones. La obra de control, común a ambas variantes, está constituida por una compuerta de sector de regulación automática, que permite mantener un nivel de agua constante aguas abajo de la misma, aguas abajo de ésta un azud vertedor equipado con pequeñas compuertas de sector permiten regular los caudales al Canal de Dios. Aguas arriba de la compuerta de sector se prevé una ataguía.

### 6.2 Criterios de Diseño

#### 6.2.1 Grado de precisión

El grado de precisión y detalle de los trabajos realizados para la definición de las obras y el cálculo del presupuesto de construcción correspondió a un nivel de Anteproyecto Preliminar.

#### 6.2.2 Criterios Generales

Las obras de hormigón fueron predimensionadas para determinar espesores y cuantías de acero.

Los criterios para dimensionar los taludes fueron razonablemente conservadores con el fin de no subestimar los costos de construcción.

Tanto para el diseño de protecciones como de obras, se han adoptado niveles de agua correspondientes a una crecida de 1200 m<sup>3</sup>/s. Se han adoptado coeficientes de Manning para el

cauce del río del orden de 0,035, a utilizarse en el cálculo de perfiles hidráulicos.

Los canales y protecciones se han proyectado con el criterio de que sean estables desde el punto de vista de la erosión.

Las normas técnicas seguidas corresponden en general a los lineamientos de "Guía de diseño hidráulico" del Cuerpo de Ingenierías de los EE.UU. y los manuales del "Bureau of Reclamation" de los EE.UU. complementados con bibliografía específica para temas particulares.

### 6.2.3 Particulares

#### a) Geotecnia

Se ha analizado cada estructura en forma independiente, (muros y estructura del descargador de fondo) en lo referente a su fundación, adoptándose la solución más segura de acuerdo con los antecedentes geotécnicos disponibles a la fecha (octubre 1992) incluidos en el Anexo A.

La estructura del descargador como así los muros de hormigón se fundarán mediante pilotes hincados o excavados hasta los mantos con adecuada capacidad portante.

Mediante un programa de computación se verificó la estabilidad de la barranca del río.

#### b) Estructurales

Sobre la base de la geometría de las distintas obras se estimaron espesores de hormigón y cuantías de hierro a los efectos de poder calcular el costo de las obras. El cálculo consistió en definir las solicitaciones principales sobre esquemas estáticos básicos que representan los esquemas de comportamiento como los de las cargas que se van a producir durante su vida útil.

Se han considerado solo las solicitaciones principales y sus combinaciones: peso propio, sobrecarga vial, acción del agua y acción del suelo.

### 6.3 Estudios Hidráulicos

Los estudios hidráulicos realizados consistieron en la verificación de la obra de toma actual, azud derivador y descargador de fondo.

### Obra de toma actual

La verificación consistió en calcular las pérdidas de carga entre la obra de control, que tiene 10 compuertas de sector de 0,47 m de ancho x 0,65 m de alto, las compuertas trabajan como orificio libre y se consideró un  $h = 0,33$  m y un coeficiente de descarga de 0,7 erogando un caudal de 5 m<sup>3</sup>/s, lo que verifica la condición de erogar un caudal de 5 m<sup>3</sup>/s.

La compuerta de regulación para una apertura de 0,54 m, eroga un caudal de 5 m<sup>3</sup>/s lo que resulta aceptable.

La atagüa con apertura total, trabajando como orificio sumergido, con  $h = 0,20$  m descarga un caudal del orden de 7 m<sup>3</sup>/s lo que es también aceptable.

Resumiendo, en la obra de toma, en el tramo entre el vertedero y el final del canal de aducción, la pérdida de carga total es de 0,33 m.

### Azud derivador

Los cálculos realizados son los convencionales, o sea se obtuvo la descarga sobre el azud para distintos caudales. También se realizaron los correspondientes cálculos para el dimensionamiento de la pileta de quietamiento.

El coeficiente de descarga sobre el azud fue sacado de Open Channel Flow, Henderson, donde el caudal viene expresado por:

$$Q = C \times C_B \times B \times \frac{h^2}{3} \times \left( \frac{2}{3} \times 9,8 \times h \right)^{1/2}$$

$C$  = coeficiente función de  $L$ ;  $h$  y  $Re$

$C_B$  = coeficiente función de  $h$ ;  $C$  y  $B$

La curva de descarga se presenta en el Cuadro N° 6.1.

### Estructura de disipación

El caudal de diseño adoptado resultó de 1200 m<sup>3</sup>/s, la longitud de la cresta igual a 220 m. Se verificó para caudales de 800 m<sup>3</sup>/s, 600 m<sup>3</sup>/s y 200 m<sup>3</sup>/s que corresponden aproximadamente a 2/3; 1/2 y 1/5 respectivamente del caudal de diseño.

El Cuadro N° 6.2 presenta un resumen de resultados obtenidos.

#### Descargador de fondo

El descargador de fondo tiene por objeto mejorar el funcionamiento de la toma y minimizar los futuros trabajos de mantenimiento, como así también permitir erogar un caudal obligado por el río.

Aguas arriba del descargador de fondo se formará un canal de ancho gradualmente creciente que liberará de sedimentos a la zona contigua al bocal de entrada al canal de aducción.

El descargador de fondo permitirá evacuar un caudal de 15 m<sup>3</sup>/s para un desnivel del orden de 1,70 m, habiéndose adoptado como coeficiente de descarga por orificio de 0,7.

Se ha verificado la capacidad de arrastre del descargador, calculando la velocidad media correspondiente a la tensión crítica, dicha velocidad debe ser menor a la velocidad media en el canal de entrada, para que sea efectivo el arrastre de sedimentos.

Los valores obtenidos fueron los siguientes

d (mm)	T <sub>c</sub> t/m <sup>2</sup>	V <sub>c</sub> m/s	V m/s	V <sub>o</sub> m/s
0.1	0,00001	0,00013	0,004	1,35
0.5	0.03	0,015	0.40	1.35
1	0.035	0,023	0,57	1,35

dmm = diámetros de la partícula de sedimentos

T<sub>c</sub> = tensión crítica

V<sub>c</sub> = velocidad crítica

V = velocidad media correspondiente a la crítica;  

$$V = 2.5 V_c \ln \left( \frac{12.3 R}{\Delta} \right); \Delta: 0,65 d(\text{mm})$$
 R: Radio hidráulico

$\Delta$  = rugosidad

V<sub>o</sub> = velocidad media en el canal de entrada, se ha considerado un caudal de 15 m<sup>3</sup>/s

47

Los diámetros adoptados, surgieron del Informe Proyecto NOA Hídrico, Sólidos en suspensión y Análisis de sedimentos, año 1980.

#### Perfiles hidráulicos

Se han determinado niveles de agua, considerando el río en condiciones naturales y con azud.

La determinación de los niveles de agua se ha realizado utilizando el Programa HEC 2 que simula numéricamente el escurrimiento permanente basado en el "Standard Step Method". La simulación se ha efectuado sobre la base de los nuevos relevamientos efectuados. Se ha realizado la simulación en un tramo, para el caso de escurrimiento natural, de una longitud del orden de los 4 km; mientras que considerando el azud la longitud resultó del orden de 2,7 km.

Los perfiles utilizados para determinar los niveles de agua, en condiciones naturales, fueron los perfiles N°s. 10; 9; 8; 6 y del 13 al 26, mientras que para los niveles de agua en condiciones con azud se utilizaron los perfiles del 13 al 26. Los perfiles hidráulicos N°s. 13 a 26 fueron relevados para la última etapa de los estudios.

Los Cuadros N°s. 6.3 y 6.4 presentan los niveles de agua en las condiciones analizadas. El Cuadro N° 6.5 presenta las curvas de restitución.

### 6.4 Descripción de las Obras

#### 6.4.1 Alternativa 2. Variante A

Las obras previstas para la rehabilitación de la obra de toma del Canal de Dios consisten en: azud derivador, canal de entrada, descargador de fondo, bocal al canal de aducción y canal de aducción a la obra, toma y espigones de encauzamiento del flujo.

El azud derivador tiene como función sobre elevar el pelo de agua permitiendo el ingreso de caudales a la toma. Considerando su baja altura, 3,0 m, medidos respecto al terreno natural y la gran cantidad de aporte de sedimentos que trae el río es de esperar una rápida colmatación del pequeño embalse que se formará debido al azud. Este se ha diseñado de gaviones siendo su cota de coronamiento 110,30 m, la longitud vertedora es de 220 m. El azud remata sobre la margen derecha del río por medio de un estribo, también de gaviones, con una cota de coronamiento de 113,0 m.

El canal de entrada conduce el agua hacia el canal aductor y descargador de fondo, y está formado por dos paredes curvas, para facilitar la remoción de sedimentos, al permitir que se forme una corriente secundaria por efecto de la curva, el ancho del canal es de 6,70 y la cota de fondo 108,60, revestido con colchonetas de piedra.

El descargador está formado por dos pilas extremas, ancho 1,00 m, y una longitud de 8,00 m y por una pila intermedia, ancho 0,50 m, y una longitud de 7,00 m.

Entre las pilas extremas y la intermedia se han dispuesto dos pilas de 0,50 m de ancho y una longitud de 1,20 m. Las pilas apoyan sobre una losa de 0,50 m y la fundación se realiza por medio de pilotes perforados cuyo diámetro es de 0,70 m.

Se han previsto seis (6) compuertas de cierre de 0,70 m de ancho y 0,90 m de alto, y ataguías aguas arriba y abajo de las compuertas de cierre, el cierre del descargador se completa con tabiques que apoyan sobre las pilas. Asimismo se ha diseñado un puente de servicio cuyo ancho es de 5,60 m.

El bocal de entrada está formado por un diente de 1,00 m de alto, y de 20 m de ancho, siendo su forma curva. El canal de aducción tiene una longitud del orden de 100 m hasta empalmar con el canal existente. AL inicio desde el bocal en una longitud de 25 m es de ancho variable, pasando de un ancho de 20 m a 11,50 m, por medio de una transición. Es de sección rectangular en los 25 m iniciales y de sección trapecial, de ancho de fondo 11,50 m y taludes 2H:1V, en los restantes 75 m. El tramo de canal de aducción existente se ha previsto llevarlo a la cota original de proyecto, ello implica la realización de un relleno.

La obra de toma existente consiste en un sistema de rejas, y ataguías. Ambos elementos deben reponerse. Una compuerta de sector de regulación automática, que permite mantener un nivel constante aguas abajo de la misma, un azud con pequeñas compuertas para la regulación de los caudales que alimentan al Canal de Dios. El nivel de agua constante aguas abajo de la compuerta de regulación es de 109,60 m.

La transición entre el canal de aducción y la toma está construida en hormigón, siendo necesario la reposición total del muro localizado en la margen derecha.

Los espigones están ubicados en margen derecha y tienen como misión encauzar el flujo provocando una ligera curvatura de los filetes frente a la toma en las condiciones normales de

operación de la misma (o sea para los caudales comprendidos entre 10 m<sup>3</sup>/s y 30 m<sup>3</sup>/s).

Los espigones están diseñados de gaviones, con inclinación hacia aguas abajo del orden de 70 grados. La Figura N° 6.1 presenta un esquema tentativo de disposición de los espigones.

El modelo estático adoptado para el predimensionado de la estructura del descargador de fondo fue un esquema tipo " " invertida que transmite las cargas al nivel superior de los pilotes, habiéndose adoptado 4 pilotes de 0,70 m de diámetro resultando un total de 12 pilotes.

Los muros de ala han sido considerados con empujes diferenciales y predimensionados como muros de contención de suelos, realizando verificaciones al vuelco y deslizamiento, adoptando una fundación con pilotes de diámetro de 0,70 m y 0,40 m del lado del agua y suelo respectivamente. El muro guía a la salida del descargador, ubicado en la margen derecha, tiene fundación directa considerando que no está solicitado a empujes diferenciales, siendo el único muro con este tipo de fundación.

El muro guía de forma curva se ha diseñado con una solera y tabiques laterales, previendo un relleno de piedra para dar un peso tal que evite la flotación. Para evitar asentamientos diferenciales con el descargador y azud o rotaciones rígidas se han previsto pilotes para su fundación.

Se han efectuado verificaciones de la estabilidad de las barrancas, en las zonas 1; 2 y 4, las que están indicadas en el Anexo C, Topografía Hoja N° 22. Los cálculos se han efectuado sobre la base de las perforaciones realizadas.

Los factores de seguridad obtenidos fueron para las zonas 1; 2 y 4 de 1,3; 1 y 4 respectivamente.

El Plano N° 01 presenta la disposición general de las obras, mientras que el Plano N° 02, presenta las obras del descargador de fondo.

#### 6.4.2 Alternativa 2. Variante B

Esta variante consiste en: azud derivador, bocal de entrada, canal de aducción y obra de toma.

El azud derivador, al igual que en la Variante A, tiene como función sobreelevar el pelo de agua permitiendo el ingreso de agua a la toma. Se ha diseñado de gaviones, siendo su

cota de coronamiento de 110,30 m, en una longitud de 205 m y de 109,60 en una longitud de 15,00 m. El azud remata sobre las márgenes del río mediante dos estribos, también de gaviones, con una cota de coronamiento de 113 m.

La menor cota, 109,60 m, coincide con la cota del bocal de entrada al canal de aducción, lo que producirá una mayor llamada y en consecuencia menor posibilidad de embancamiento frente a la toma.

En el supuesto que se adopte esta variante constructiva, deberá ser observado en el prototipo su funcionamiento y en caso que la admisión de material de fondo al canal de aducción fuese significativa su configuración deberá adaptarse para modificar este comportamiento y disminuir el costo de limpieza de la aducción.

El bocal de entrada está formado por un diente de 1,00 m de alto y 20 m de ancho. El canal de aducción tiene una longitud del orden de 100 m hasta empalmar con el canal existente y se lo ha diseñado de sección trapecial protegiendo sus taludes con geotextil y colchonetas. La obra de toma no ofrece variantes respecto a lo descrito en el punto 6.4.1. La Figura N° 6.3 presenta la disposición general de obras de esta variante.

## 6.5 Desvío del Río

La Figura N° 6.2 presenta un esquema del manejo del agua durante la construcción. El desvío del río se prevé en dos etapas.

En la primer etapa, el agua se conduce por el cauce natural del río, mientras se construye un recinto por medio de ataguías. Construido el recinto se realizan las obras del descargador de fondo, muros de ala, bocal de entrada al canal de aducción, parte del canal de aducción a la toma y las protecciones en las barrancas de la margen izquierda del río. Asimismo se comienza la construcción del azud derivador y pileta de aquietamiento.

En la segunda etapa, los caudales son derivados por el descargador de fondo y por el tramo construido del azud. En el bocal de entrada se dispondrá de un tapón a efectos de no permitir el pasaje del agua.

En esta etapa también se crea un recinto con ataguías, para continuar la construcción del azud y pileta de aquietamiento y protecciones de márgenes derecha.

Cuadro N° 6.1: Descarga por el Azud

## Cotas-Caudales

Cota m	Caudal m <sup>3</sup> /s
110,4	9,4
110,6	51,2
110,8	110,8
111,3	314,5
111,8	578,1
112,3	890,0
112,8	1243

Cuadro N° 6.2: Estructura de Disipación

## Resumen de Resultados

Caudal en m<sup>3</sup>/s

Características	1200	800	500	250
H <sub>e</sub> (m)	2,50	1,90	1,40	0,85
q (m <sup>3</sup> /s.m)	5,45	3,64	2,27	1,10
V <sub>1</sub> (m/s)	9,80	9,4	9,0	8,5
d <sub>1</sub> (m)	0,55	0,4	0,25	0,13
V <sub>1</sub> <sup>2</sup> /2g	4,90	4,5	4,1	3,70
H (m)	5,47	4,9	4,35	3,85
F	4,21	4,81	5,70	7,50
d <sub>2</sub> (m)	3,00	2,45	1,90	1,35
T.W (m)	3,34	2,70	2,10	1,47
L (m)	18,00	13,48	10,5	7,4

Nota:

- H<sub>e</sub> = Altura de energía sobre el azud  
 q = Caudal específico  
 V<sub>1</sub> = Velocidad al pie del azud (ag.abajo)  
 d<sub>1</sub> = Tirante al pie del azud (ag.abajo)  
 H = Altura de energía al pie del azud (ag.abajo)  
 F = N° Froude  
 d<sub>2</sub> = Tirante conjugado  
 T.W. = Tirante conjugado con revancha (1,1 x d<sub>2</sub>)  
 L = Longitud de pileta

Cuadro N° 6.3: Niveles de agua en condiciones naturales

Cotas de agua para distintos caudales						
Perfil N°	Q = 5 m <sup>3</sup> /s	Q = 10 m <sup>3</sup> /s	Q = 30 m <sup>3</sup> /s	Q = 100 m <sup>3</sup> /s	Q = 800 m <sup>3</sup> /s	Q=1200 m <sup>3</sup> /s
12	106,87	106,97	107,20	107,56	108,71	109,11
11	107,07	107,20	107,45	107,86	109,47	109,95
10	107,16	107,30	107,60	108,08	109,67	110,15
9	107,19	107,38	107,74	108,26	109,75	110,06
8	107,25	107,49	108,01	108,68	110,80	111,67
6	107,81	107,98	108,40	109,01	111,30	112,21
13	107,85	108,03	108,44	109,05	111,39	112,31
14	107,99	108,05	108,47	109,10	111,45	112,37
15	108,49	108,59	108,78	109,24	111,51	112,42
16	108,61	108,72	108,94	109,37	111,53	112,44
17	108,90	109,09	109,24	109,64	111,61	112,50
18	109,02	109,20	109,42	109,79	111,67	112,53
19	109,16	109,31	109,55	109,94	111,75	112,61
20	109,47	109,49	109,69	110,06	111,84	112,68
21	109,48	109,50	109,69	110,07	111,88	112,72
22	109,68	109,81	110,09	110,29	111,03	112,71
23	110,14	110,24	110,47	110,80	112,14	112,86
24	110,31	110,41	110,64	111,07	112,37	113,01
25	110,46	110,63	110,88	111,33	112,53	113,13
26	110,58	110,73	111,08	111,53	112,71	113,25

Cuadro N° 6.4: Niveles de agua - Aguas arriba del azud

Niveles de agua para distintos caudales						
Perfil N°	Q=14,4 m <sup>3</sup> /s	Q=36,2 m <sup>3</sup> /s	Q=115,8 m <sup>3</sup> /s	Q=583 m <sup>3</sup> /s	Q=895 m <sup>3</sup> /s	Q=1250 m <sup>3</sup> /s
13	110,4	110,60	110,80	111,80	112,30	112,80
14	110,4	110,60	110,80	111,82	112,34	112,85
15	110,4	110,60	110,80	111,84	112,36	112,89
16	110,4	110,60	110,81	111,85	112,37	112,90
17	110,4	110,60	110,81	111,88	112,41	112,94
18	110,4	110,61	110,82	111,90	112,43	112,96
19	110,4	110,61	110,83	111,93	112,48	113,01
20	110,4	110,61	110,83	111,97	112,53	113,07
21	110,4	110,61	110,84	111,99	112,55	113,10
22	110,4	110,60	110,82	111,97	112,54	113,10
23	110,43	110,71	110,92	112,11	112,65	113,20
24	110,50	110,87	111,16	112,75	112,77	113,30
25	110,70	111,13	111,40	112,36	112,86	113,38
26	110,85	111,31	111,59	112,51	112,97	113,48

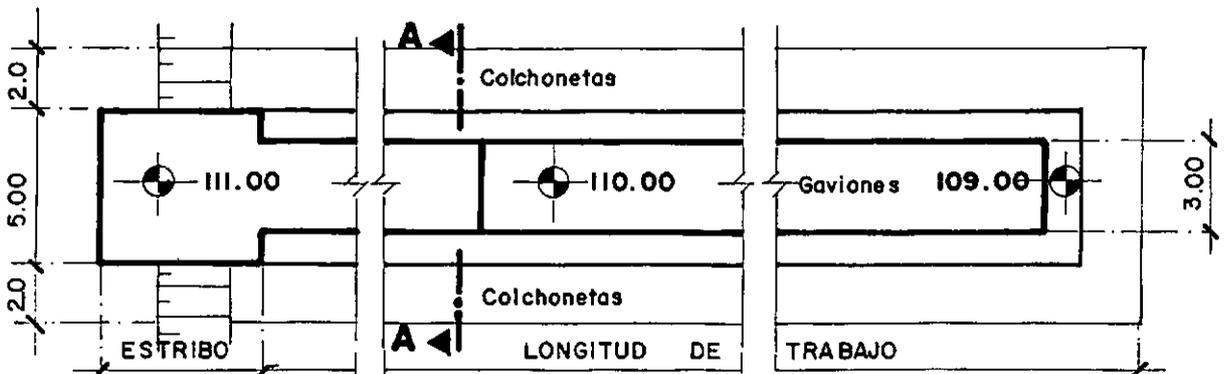
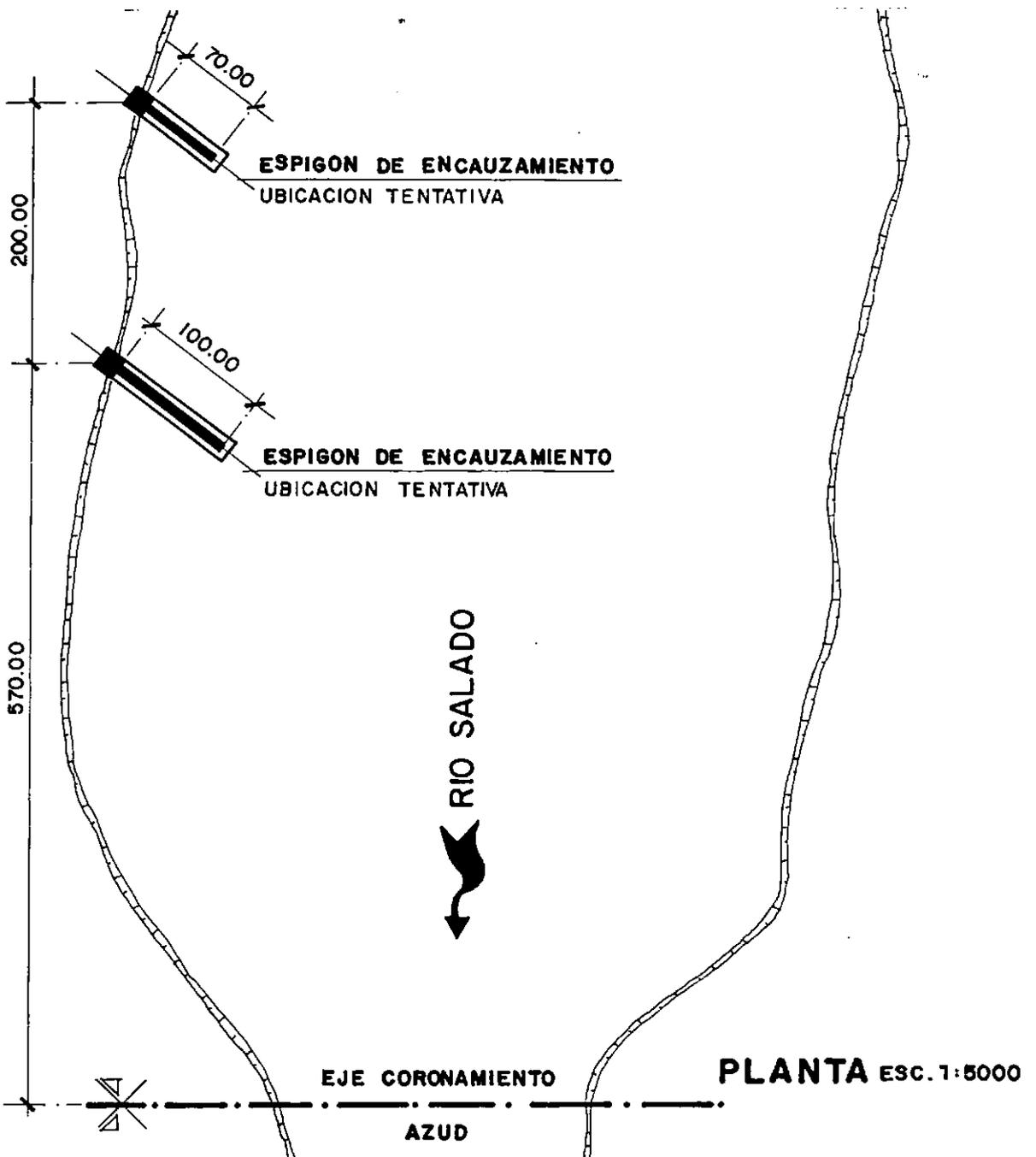
Cuadro N° 6.5: Curva de restitución

## Cotas-Caudales en la restitución

---

Cota m	Caudal m <sup>3</sup> /s
107,85	5
108,03	10
108,44	30
108,66	50
109,05	100
109,80	250
110,62	500
111,39	800
111,86	1000
112,31	1200

---



PLANTA ESPIGON ESC. 1:250

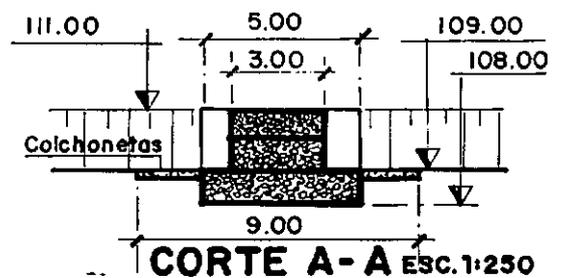
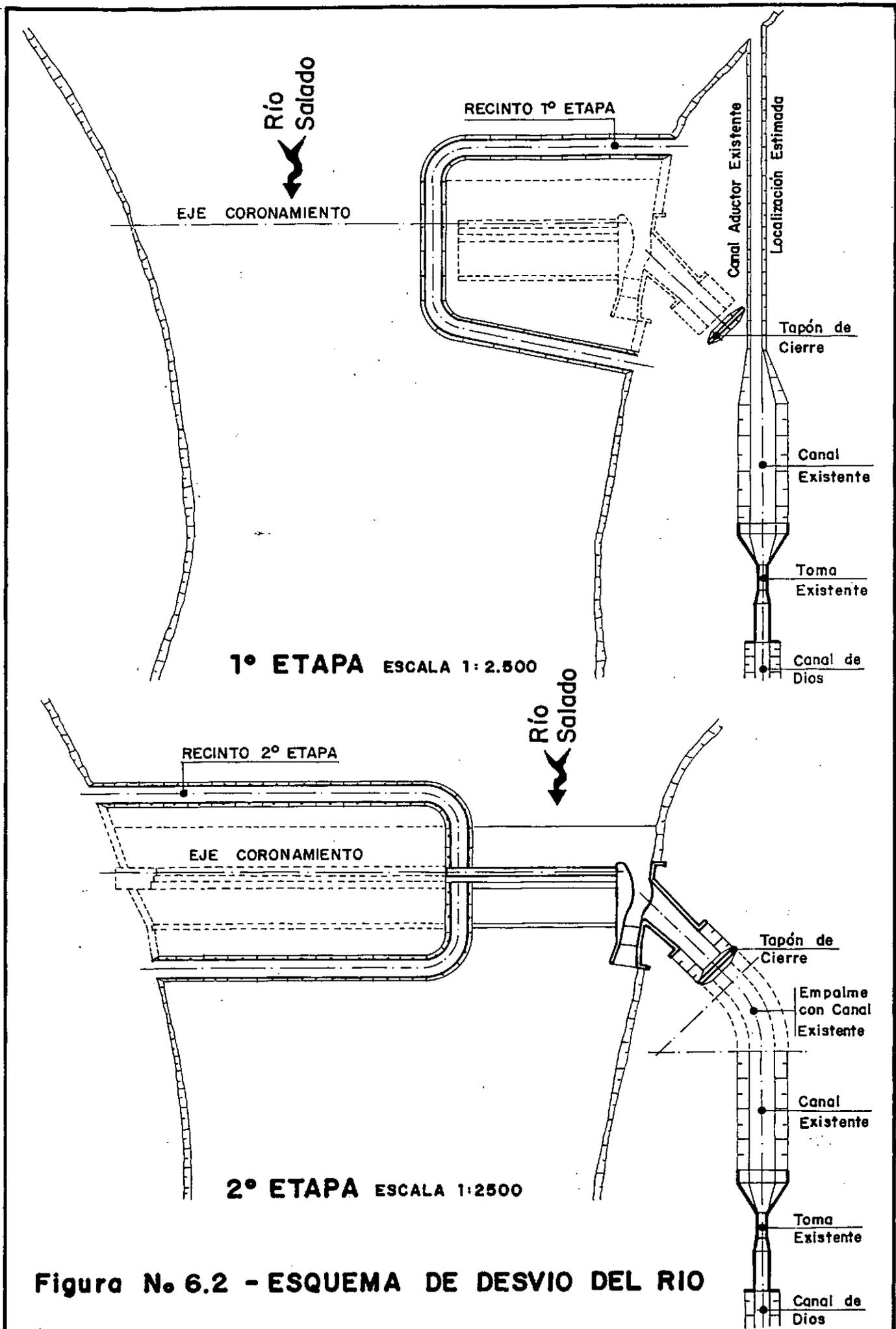
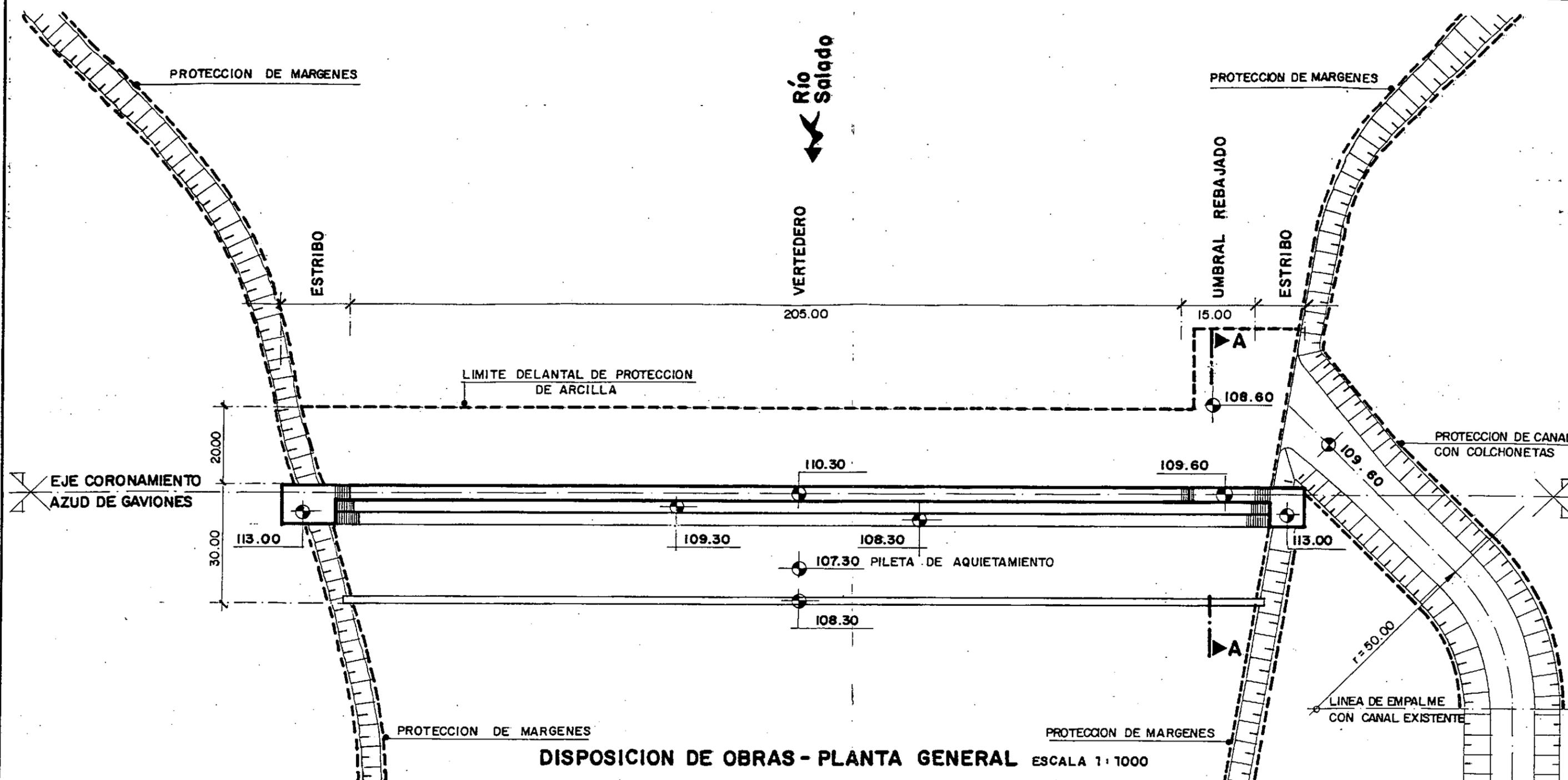


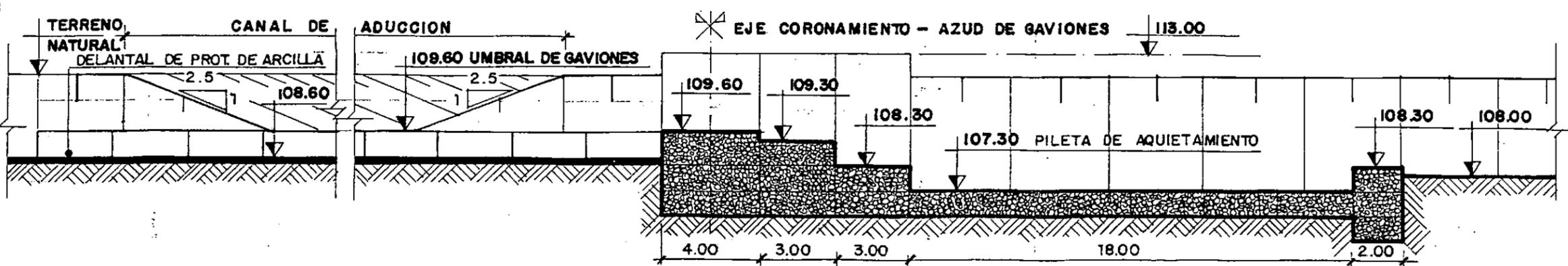
Figura No. 6.1 ESQUEMAS DE  
ESPIGONES



**Figura No. 6.2 - ESQUEMA DE DESVIO DEL RIO**

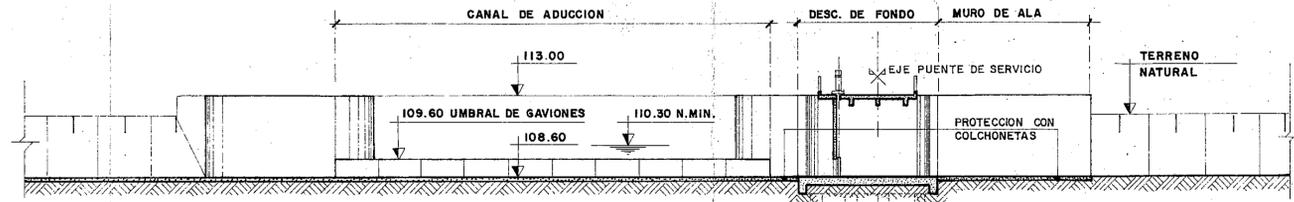
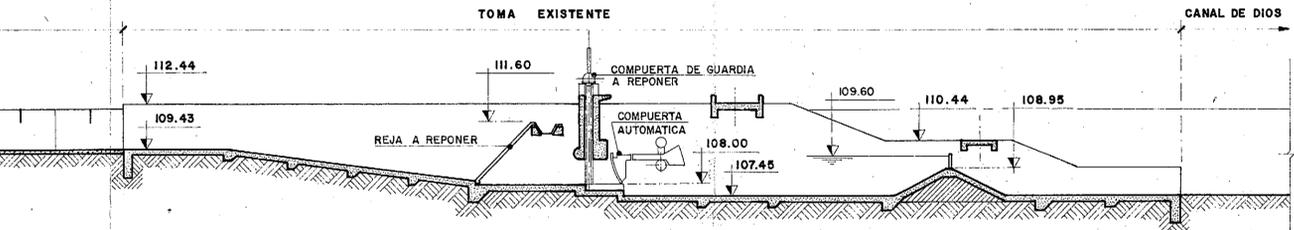
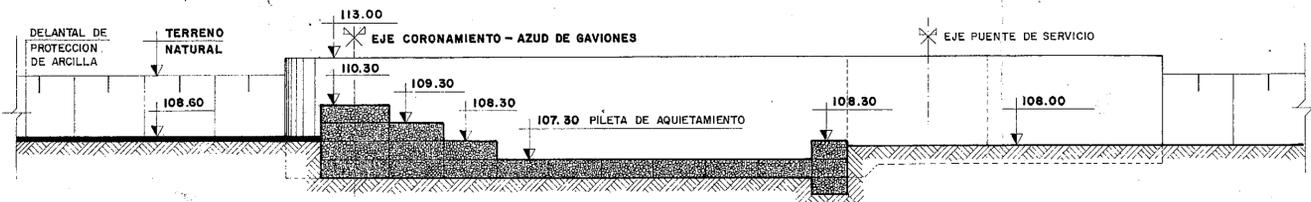
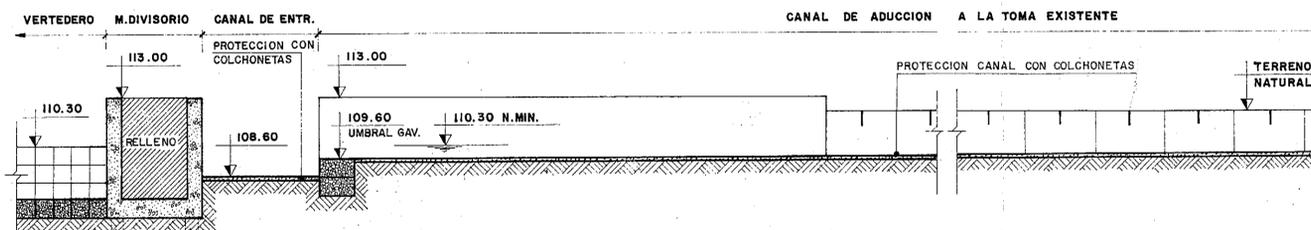
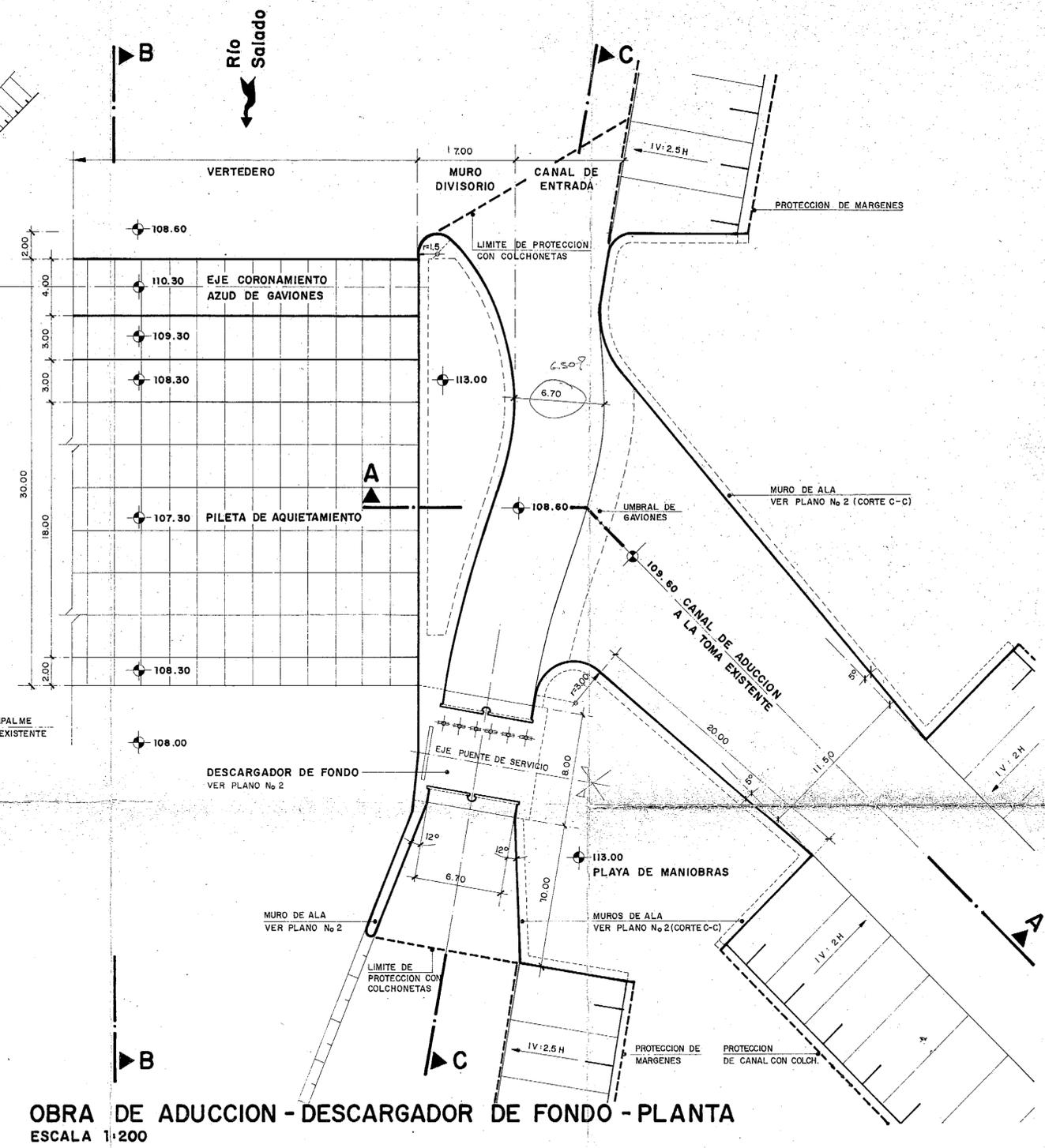
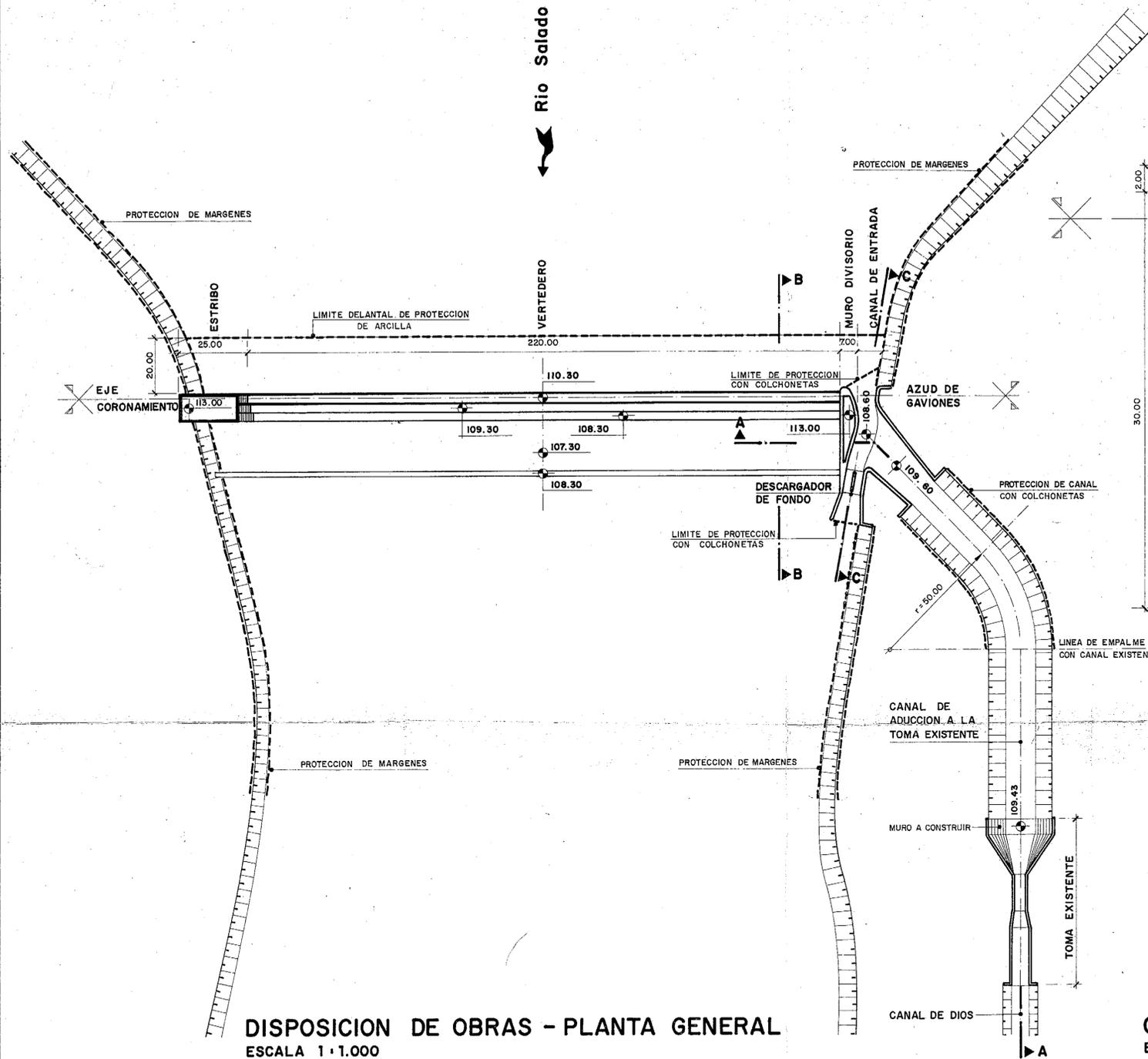


**DISPOSICION DE OBRAS - PLANTA GENERAL** ESCALA 1:1000



**CORTE A-A** ESCALA 1:200

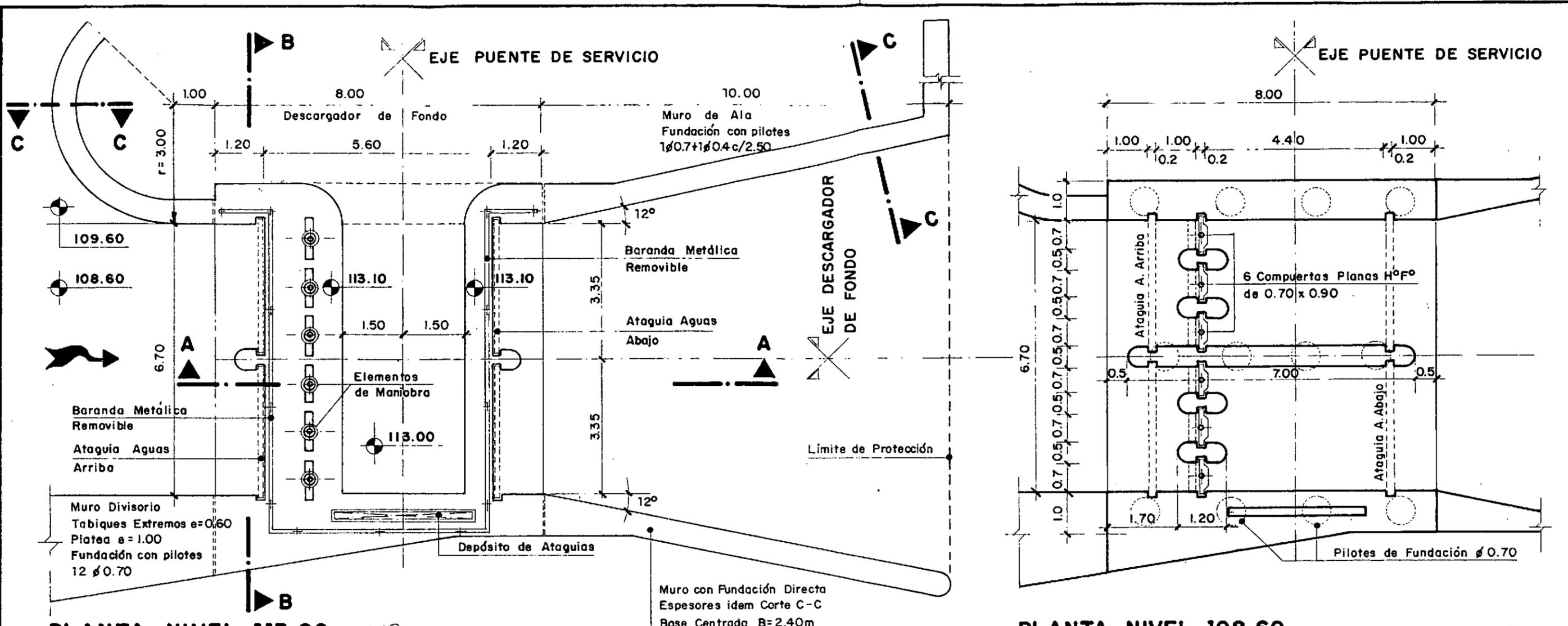
**Figura No.6.3 - DISPOSICION GENERAL DE OBRAS**  
Planta y Corte  
Alternativa 2 Variante B



**Plano No 1 - DISPOSICION GENERAL DE OBRAS**  
Plantas y Cortes  
ALTERNATIVA 2 - VARIANTE A

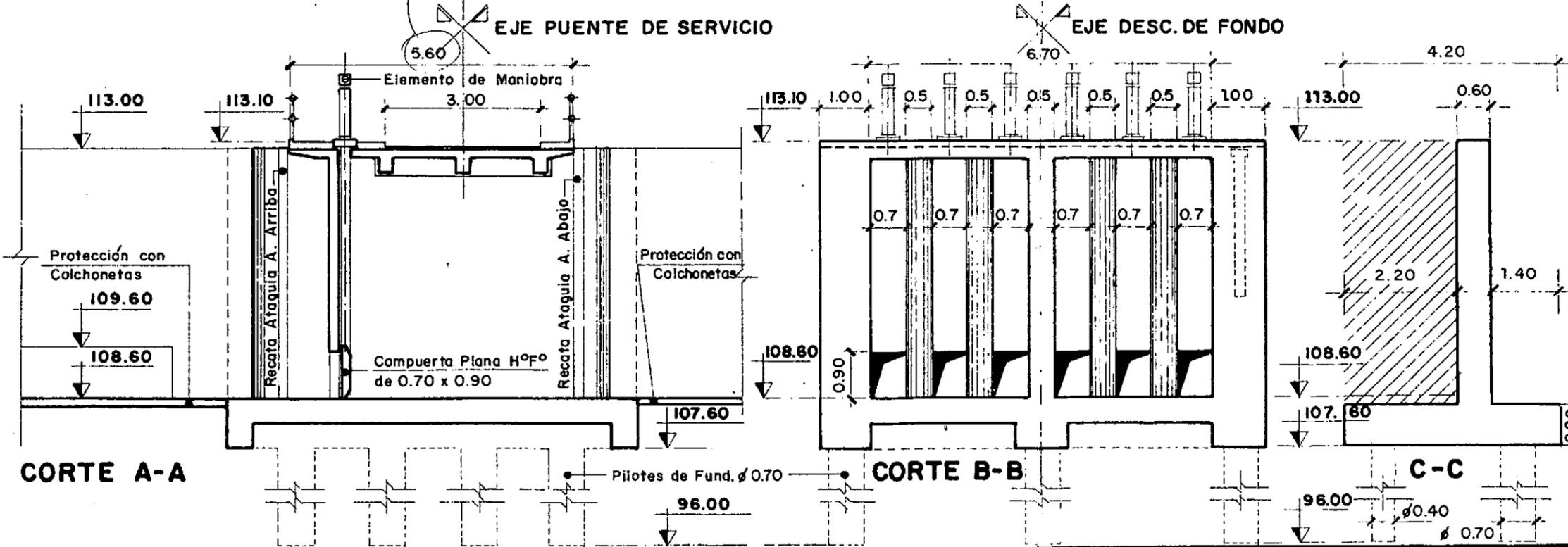
**CONSEJO FEDERAL DE INVERSIONES**

NOTAS  
1 - ESTE PLANO NO DEBE SER UTILIZADO PARA EJECUTAR LA CONSTRUCCION  
2 - NIVELES DE FUNDACION SUPUESTOS



PLANTA NIVEL 113.00

PLANTA NIVEL 108.60



CORTE A-A

CORTE B-B

C-C

- NOTAS
- 1 - ESTE PLANO NO DEBE SER UTILIZADO PARA EJECUTAR LA CONSTRUCCION
  - 2 - NIVELES DE FUNDACION SUPUESTOS

Plano No 2  
DESCARGADOR DE FONDO-Plantas y Cortes (Esc.1:100)

7. Presupuesto

Se presenta en este Capítulo los Presupuestos de Obra correspondientes a Alternativa 2, Variantes A y B.

La fecha de referencia para la estimación del presupuesto de obra es la correspondiente al mes de setiembre de 1992.

El grado de detalle y precisión de los cálculos de las obras se realizó en base a la información disponible y compatible con el grado de avance del estudio y fueron considerados los rubros de costo más significativos. Los precios unitarios incluidos en el presupuesto han sido determinados siguiendo la metodología usual en este tipo de cálculo.

Se calcularon los costos directos como la suma de la incidencia de: materiales, mano de obra y equipo. Al costo directo así definido se le adicionó el 20% en concepto de costos indirectos. Dentro de este ítem se considera la incidencia de los sueldos del personal jerárquico de la obra: capataces, personal técnico, más las movilidades de obra, gastos de comunicación, papelería, etc.

Sobre la suma de los costos directos más indirectos, se adicionó un 50% en concepto de rubros tales como; costo del Proyecto Ejecutivo, ensayos de suelos complementarios, costo de garantías, gastos financieros, gastos generales de la empresa, beneficio del contratista, etc.

No se ha adicionado el impuesto al valor agregado (IVA), por lo que, de corresponder, deberá ser incluido.

Los Cuadros N° 7.1 y 7.2 presentan los presupuestos correspondientes a las Variantes A y B, respectivamente.

54

**Cuadro N° 7.1: Resumen del Cómputo y Presupuesto de las Obras  
Alternativa 2, Variante A**

Item	Unidad	Canti- dad	Costo Unita- rio \$	Sub- total \$
1. Movilización	G1	-	-	220.000
2. Desvío del Río	G1	-	-	120.000
3. Excavación	m3	16.000	6,00	96.000
4. Protecciones				
4.1 Movimiento de Suelos	m1	570	58	33.060
4.2 Prov. y Colocac.de Geotextil	m2	6.810	2,34	15.935
4.3 Prov.y Colocac.de Colchonetas	m2	6.810	42	286.020
4.4 Espigones				
Geotextil	m2	1.710	2,34	4.001
Colchonetas	m2	390	42	16.380
Gaviones	m3	1.810	118	213.580
5. Azud				
5.1 Geotextil	m2	14.400	2,34	33.696
5.2 Prov.y Colocac.de Gaviones	m3	13.200	118	1.557.600
5.3 Protección	m2	2.400	12,00	28.800
6. Hormigón Armado				
6.1 Hormigón	m3	1.500	400	600.000
6.2 Armaduras	t	135	1.300	175.500
7. Fundación				
Pilotes 0 0,70	m1	924	524	484.176
Pilotes 0 0,40	m1	792	200	158.400
8. Elementos Metálicos				
8.1 Compuertas	Unit.	6	45.000	270.000
8.2 Ataguías	kg	720	5,50	3.960
8.3 Reposición de rejas	kg	350	8,00	2.800
8.4 Reposición de ataguías	kg	500	5,50	2.750
Costo de las Obras				4.322.658

**Cuadro N° 7.2: Resumen del Cómputo y Presupuesto de las Obras Alternativa 2, Variante B**

Item	Unidad	Canti- dad	Costo Unita- rio \$	Sub- total \$
1. Movilización	G1	-	-	220.000
2. Desvío del Río	G1	-	-	120.000
3. Excavación	m3	16.000	6,00	96.000
4. Protecciones				
4.1 Movimiento de Suelos	m1	635	58	36.830
4.2 Prov. y Colocac.de Geotextil	m2	7.360	2,34	17.222
4.3 Prov.y Colocac.de Colchonetas	m2	7.360	42	309.120
4.4 Espigones				
Geotextil	m2	-	-	-
Colchonetas	m2	-	-	-
Gaviones	m3	-	-	-
5. Azud				
5.1 Geotextil	m2	14.400	2,34	33.696
5.2 Prov.y Colocac.de Gaviones	m3	13.200	118	1.557.600
5.3 Protección	m2	2.400	12,00	28.800
6. Hormigón Armado				
6.1 Hormigón	m3	120	400	48.000
6.2 Armaduras	t	11	1.300	14.300
7. Fundación				
Pilotes 0 0,70	m1	100	524	52.400
Pilotes 0 0,40	m1	100	200	20.000
8. Elementos Metálicos				
8.1 Compuertas	Unit.	-	-	-
8.2 Ataguías	kg	-	-	-
8.3 Reposición de rejas	kg	350	8,00	2.800
8.4 Reposición de ataguías	kg	500	5,50	2.750
Costo de las Obras				2.559.518

## 8 Definición de las normas de Operación de la Toma

La toma del canal de Dios está dotada de una compuerta de sector automática que regula el caudal de entrada a la estructura de toma localizada aguas abajo de la misma, la que consiste en un vertedero y una serie de pequeñas compuertas de sector que permiten controlar las descargas al canal en función del uso consuntivo.

Aguas arriba de la compuerta de sector se prevé una compuerta deslizante para cumplir funciones de atagüa y que es necesario actualmente reparar. También es necesario dentro de los trabajos de rehabilitación de la estructura de toma reponer o reconstruir las rejas que deberían evitar la entrada de troncos y otros elementos flotantes al canal y dotarlas de un sistema de limpieza adecuado.

La toma actual no prevé un descargador de fondo.

En el diseño de anteproyecto preliminar se decidió la incorporación del mismo como una estructura complementaria del sistema de captación y aducción.

La estructura de toma actual está provista de un desarenador de características no convencionales, el que en la actualidad no funciona.

Por otra parte la magnitud y características granulométricas del aporte de sólidos en suspensión del río en la aducción (diámetro medio inferior al tamiz N° 200, aporte medio anual de 3,372 kg/m<sup>3</sup>/s y aporte durante los meses de enero a marzo del orden de 2,052 kg/m<sup>3</sup>/s) como se observa de los registros de Agua y Energía Eléctrica en el Tunal, el NOA Hídrico y los muestreos realizados para la elaboración de este informe así como los gradientes de cota disponibles para la descarga al río, son tales que la implementación de un desarenador de dimensiones y costo económicamente justificable capaz de eliminar una fracción de los sedimentos que contribuya sensiblemente al mejoramiento del funcionamiento y a la reducción del costo de mantenimiento del canal no es económicamente justificable.

A los efectos del análisis de la operación conjunta del sistema se ha supuesto en consecuencia que no se proyecta un nuevo desarenador y que el actual continúa sin cumplir funciones de interés.

Por otra parte teniendo en cuenta que la mayor parte del aporte anual de sedimentos se realiza en los meses de enero a marzo, o meses de aguas altas y que estos meses son

también de precipitaciones mucho mayores a las del resto del año, resulta aconsejable interrumpir el servicio durante los meses de verano o en una parte de este período. El período de interrupción del servicio podría utilizarse para efectuar trabajos de limpieza y mantenimiento del canal. Esto llevaría a la necesidad de prever la eliminación del material en suspensión que quedaría depositado en el canal de aducción entre el abocinamiento de entrada y la reja futura. Durante los períodos de interrupción del funcionamiento de la toma: Esta limpieza se realizará bajo agua.

Por otra parte, contando con un adecuado sistema de reservorios que resulte de rehabilitar, mejorar y ampliar los existentes además de construir otros, se podría programar una metodología de una o más interrupciones de suministro durante el año, posibilitando un buen mantenimiento del canal, con trabajo de los equipos en seco, al mismo tiempo que un buen servicio de agua para poblaciones y para uso agropecuario.

El abocinamiento de entrada del canal de acceso debe protegerse y mantenerse, frecuentemente teniendo en cuenta que la estabilidad natural de las laderas es precaria.

El comportamiento de la estructura debe controlarse periódicamente efectuándose las reparaciones y/o mantenimiento necesarios.

En especial debe controlarse la cota de agua en el canal de acceso para detectar eventuales variaciones por procesos de erosión - deposición en el río Salado o en el umbral ubicado aguas abajo del abocinamiento de entrada - y su influencia en la carga hidráulica sobre la estructura de toma y en la eventual entrada de sedimentos en el canal de acceso a esta estructura.

9 Metodología de Mantenimiento del Canal de Dios

La metodología de mantenimiento del Canal de Dios parte de las siguientes premisas, avaladas por estudios previos resumidos en el informe "Evaluación de las condiciones actuales de funcionamiento del Canal de Dios y Condiciones de diseño en los distintos tramos", autor Ing. Jorge H. Arancibia, C.F.I., 1990 ya citado y por el análisis de los datos hidrométricos y de sólidos en suspensión relevados para este estudio (Ver Informe "Evaluación de Sólidos en Suspensión y Análisis de aptitud de agua para consumo humano en la zona de estudio de la toma del Canal de Dios" del Ing. Bazán de la oficina del convenio C.F.I., Provincia de Santiago del Estero).

La capacidad de transporte de sólidos en suspensión del canal, determinada teniendo en cuenta las características hidráulicas de la sección y los tamaños de los materiales en suspensión es del orden de 320 g/m<sup>3</sup> y resulta ampliamente excedida por los materiales que ingresan al canal ya que el material sólido que puede transportar el canal es del orden del 10% del promedio anual que transporta el río y de un 20% del aporte promedio del río durante los nueve meses que resultan de excluir los meses de crecida anual.

Por lo tanto y ante la imposibilidad técnico-económica de construir una presa derivadora con volumen muerto compatible con una vida útil de al menos 30 a 50 años que retenga una proporción sensible de estos sedimentos o un desarenador de grandes dimensiones, con el mismo fin, se optó por prever un mantenimiento programado que incluya la eliminación periódica del material depositado en el lecho y taludes del canal.

La limpieza de sedimentos programada considera las diversas alternativas siguientes:

- a) Limpieza de sedimentos con el canal en operación. Esta alternativa tiene la ventaja de no interrumpir el servicio minimizando la capacidad necesaria de los reservorios de agua potable para poblaciones y eliminando los períodos de transición desde la entrada de agua en la toma hasta el funcionamiento en régimen permanente del canal, que se presenta en otras alternativas de operación y mantenimiento, con sus consecuencias en pérdidas por infiltración (sobre todo en los tramos en que el canal atraviesa paleocauces) y demoras operativas.

- b) Limpieza del canal en seco con interrupción del servicio de agua durante uno o dos períodos programados, considerando en cada caso capacidades de reservorios de agua potable suficientes para el abastecimiento de agua a las poblaciones.

La comparación y relación de alternativas se hizo mediante la determinación del mínimo valor presente de inversión más mantenimiento para una tasa del 10% anual para un período de operación de 25 años. Complementariamente se verificó estimativamente que el consumo agrícola y pecuario durante los períodos de interrupción del suministro pueda ser satisfecho por las lluvias y/o por los reservorios de agua cruda de los campesinos. Se aclara que se ha supuesto que en el futuro los campesinos incrementarán el número y tamaño de los reservorios de agua cruda para bebida del ganado y riego.

Se han considerado para estos análisis observaciones pluviométricas diarias para Monte Quemado obtenidas por el Servicio Meteorológico Nacional.

Para la planificación de los períodos de interrupción del servicio de agua se tuvo en cuenta los siguientes períodos en los que el suministro de agua resulta esencial:

- Comienzo de otoño (meses de marzo y abril). Se requiere suministrar agua para los cultivos ya que es época de riego de presiembra.
- Final del invierno (meses de setiembre y octubre). Durante dos meses como mínimo debe prestarse el servicio de agua ya que en esa época llueve poco y no existen pasturas para alimento del ganado.
- Época de lluvias. En esta época si bien se cuenta con abundante precipitación y por lo tanto no existe déficit de agua para riego y ganadería, deben abastecerse los reservorios que alimentan las plantas potabilizadoras de las poblaciones. Dentro del período de noviembre a febrero puede ubicarse una época de suministro de agua en función de las necesidades, (lluvias y especiales circunstancias de ese año) con cierta elasticidad.

La alternativa de suministro de agua en más de un período programado es desde el punto de vista funcional adecuada ya que:

- Se suministra agua a las plantas potabilizadoras evitando prolongadas épocas de corte.

- Se logra un adecuado servicio para la agricultura y la ganadería ya que se asegura el suministro del recurso en los momentos que el mismo es más necesario.
- Se hace posible organizar el mantenimiento en forma eficiente al efectuarse el mismo en períodos fijos del año, con cargas de sedimentos y condiciones de trabajo previsibles en función de la experiencia de los años anteriores.

10 Dimensionamiento de los Reservorios de Agua para Poblaciones

10.1 Antecedentes

Las normas de operación de la toma dependerán de la metodología de operación y mantenimiento del canal, del consumo y de la capacidad de los reservorios de acumulación.

En el informe "Evaluación de las condiciones actuales de funcionamiento del Canal de Dios y condiciones de diseño en distintos tramos" del Ing. Jorge H. Arancibia, C.F.I., 1990, se resumen :

- a) Las demandas hídricas de agua potable de las diversas localidades a las que abastece el canal. Esta demanda se calculó en base a una dotación de 250 l/habitante.día (estimada para una red futura con instalación de medidores) para las poblaciones que cuentan con planta potabilizadora y 150 l/habitante.día para las poblaciones que no cuentan con planta potabilizadora y sistema de distribución domiciliaria. En el caso de IFIA, cuya población está en decrecimiento se disminuyó la estimación de la población futura de 1.800 a 1.000 hab y se adoptó una dotación de 150 l/habitante.día, y a sus poblaciones actuales y futuras, de acuerdo a determinaciones de los técnicos de la Dirección Provincial de Agua Potable de la Provincia de Santiago del Estero para los Proyectos de Plantas Potabilizadoras y de distribución de agua en esa Provincia y estimados en función de datos de población para los reservorios de la Provincia de Chaco, se muestra el cuadro siguiente:

Abastecimiento para Agua Potable.

Población	Población Futura hab.	Dotación l/hab.día	Consumo Futuro m3/día
Urutaú	750	250	188
El Caburé	2.250	250	563
Los Pirpintos	3.500	250	875
Pampa de los Guanacos	7.000	250	1.750
Monte Quemado	15.000	250	3.750
I.F.I.A.	1.000	150	150
Campo Gallo	10.500	250	2.625
Río Muerto	970	150	146
Los Frentones	3.600	150	540
Pampa del Infierno	5.570	150	836
Concepción del Ber	5.600	150	840
Taco Pozo	5.600	150	840

Fuente: "Evaluación de las Condiciones de Funcionamiento del Canal de Dios" por el Ing. Jorge H. Arancibia. Contiene ajustes con los criterios explicados en el punto a)

Se incluye también en el referido informe un cuadro que muestra el estado y capacidad de las represas y la estimación del abastecimiento a cada población y una breve descripción de las características esenciales y el estado de los reservorios, sus tomas y las plantas potabilizadoras (cuando existen), el que se adjunta como Cuadro N° 10.1.

b) Demanda de riego y pecuario

El caudal previsto para riego es algo superior a 0,20 m3/s, el que permite regar 400 has en años normales.

Los particulares han construido tomas libres a ambos márgenes del canal cada 2 km y reservorios de agua cruda los que son utilizados tanto para riego como para ganadería.

Para la estimación de la demanda pecuaria se establece una dotación de 50 l/cabeza/día y una receptividad de 5 ha/cabeza, adoptándose una franja de influencia de 5 km a ambos márgenes del canal.

La Figura N° 10.1 presenta la traza del canal con indicación de las localidades, reservorios y plantas potabilizadoras.

66

Las pérdidas por infiltración son importantes en correspondencia con los paleocauces, si bien estas pérdidas en la actualidad se ven disminuidas en gran parte debido a los sedimentos finos que aporta el agua conducida por el canal.

Las pérdidas por evaporación son de interés debido al clima de la zona. En Pampa de los Guanacos existe una estación con 10 años de registros de evaporación. Un valor promedio mensual en el mes de diciembre en el área del canal es del orden de 0,18 m.

## 10.2 Selección del dimensionamiento de los reservorios

Los criterios seguidos para el dimensionamiento son:

- Estando la capacidad de transporte de sólidos en suspensión en el canal en el orden de 320 g/m<sup>3</sup>, aportes superiores de material sólido originarán deposiciones y embanques en el canal que será necesario remover periódicamente.
- El aporte de sólidos en suspensión se determina en cada alternativa de mantenimiento del canal mediante los valores promedio mensuales de los meses de funcionamiento entre los cortes de funcionamiento supuestos (Ver Cuadro N° 10.2).

Tanto los costos estimados para los reservorios como para la operación y mantenimiento son directos.

El costo de operación y mantenimiento se calculó en las alternativas siguientes:

- a) El canal opera todo el año. El ingreso de material sólido es de 3,37 kg/m<sup>3</sup> para los 12 meses de operación con un caudal medio de 3,5 m<sup>3</sup>/s, la sedimentación en el canal es de:

$$(3,37 - 0,32) \text{ kg/m}^3 \times 3,5 \text{ m}^3/\text{s} \times 31,536 \times 10^6 \text{ s/año} = \\ = 336.647 \text{ tn/año}$$

Considerando un peso específico medio de 1,5 tn/m<sup>3</sup> para el material depositado esto equivale a un volumen de sedimentación anual de 224.431 m<sup>3</sup>.

Se supone en esta alternativa que la extracción se hace sin cortar el escurrimiento de agua y que el equipo

está constituido por dos retroexcavadoras tipo Poclain L.C. 80, una cargadora y equipos auxiliares.

El costo de extracción de 224.431 m3 de material a 3,00 \$/m3 resulta aproximadamente 675.000 \$/año.

- b) El canal opera con interrupciones del servicio
  - b.1) El canal opera 9 meses, saliendo de operación en el período enero a marzo. En este caso el ingreso de material sólido promedio en los nueve meses de funcionamiento es de 1.318 kg/m3.

La sedimentación en el canal luego de los nueve meses de funcionamiento es de:

$$(1,318 - 0,32) \text{ kg/m}^3 \times 3,5 \text{ m}^3/\text{s} \times 2.592.000 \text{ s/mes} \times 9 \text{ meses} = 81.650 \text{ tn/año}$$

lo que equivale a 54.434 m3/año de material depositado (suponiendo un peso específico medio de 1,5 tn/m3 para el material depositado).

Se supone en esta alternativa que la extracción se hace en seco durante los meses de corte del escurrimiento de agua y que el equipo está constituido por dos retroexcavadoras y una cargadora durante 3 meses.

El costo de extracción de 54.434 m3 de material a 2,5 \$/m3 resulta aproximadamente igual a 137.000 \$/año.

- b.2) El canal opera 6 meses durante los períodos de setiembre- noviembre y marzo-mayo, realizándose durante los restantes meses (dos períodos de corte de 3 meses cada uno) los trabajos de operación y mantenimiento.

El ingreso de material sólido en los 6 meses de funcionamiento del canal es:

$$2,54 \text{ kg/m}^3 \times 3,5 \text{ m}^3/\text{s} \times 2.592.000 \text{ s/mes} \times 6 \text{ meses} = 138.257 \text{ tn/año}$$

lo que equivale a 92.171 m3/año de material depositado (con peso específico  $\gamma = 1,5 \text{ tn/m}^3$ )

Se supone que la extracción del material se hace en seco durante los períodos de corte.

El costo de extracción de 92.171 m3/año de material a 2,5 \$/m3 resulta aproximadamente igual a 230.500 \$/año.

En la alternativa a) no se requeriría ampliar los reservorios existentes pero serían necesarios trabajos de rehabilitación, desembanque, adecuación de conexiones al canal y de mejora de taludes e impermeabilización estimados globalmente en 0,8 x 10^6 \$. En la alternativa b1) se requeriría incrementar el volumen de represas de forma de atender el consumo de poblaciones durante 4,5 meses. En la alternativa b2) se requeriría incrementar el volumen de represas de forma de atender el consumo de poblaciones durante 2,5 meses.

En el cuadro siguiente se muestran los costos estimados del incremento de volumen de reservorios. Los valores presentes netos del costo de mantenimiento del canal para una tasa del 10% anual y un período de operación supuesto de 25 años y el valor presente del costo de inversión más operación y mantenimiento de las tres alternativas analizadas.

Alternativa	1 Costo mejora o rehabilitación e incremento de reservorios 10^6 \$	2 Valor presente de mantenimien- to del Canal 10^6 \$	3 = 1 + 2 Valor presente total 10^6 \$
a	0,8	6,13	6,93
b1	3,6	1,24	4,84
b2	1,8	2,09	3,89

El consumo futuro en m3/día de la sumatoria de los reservorios de Urutaú, El Caburé, Los Pirpintos, Pampa de los Guanacos, Monte Quemado, I.F.I.A., Campo Gallo, Río Muerto, Los Frentones, Pampa del Infierno y Taco Pozo es de 12.263 m3/día.

De ellos los más voluminosos son Monte Quemado 3.750 m3/día, Campo Gallo 2.625 m3/día, Pampa de los Guanacos 1.750 m3/día y Los Pirpintos de 875 m3/día.

Los costos de los reservorios se estimaron tomando dimensiones relativas del tipo de las existentes (por ejemplo en Monte Quemado las dos represas existentes tienen

69

dimensiones de 200 m x 100 m x 5 m), taludes laterales de 1,5 en 1 y revestimientos de suelo cemento de 10 cm de espesor y asumiendo los siguientes costos unitarios. Excavación de represas: 2 \$/m<sup>3</sup>, suelo cemento 75 \$/m<sup>3</sup>.

El cuadro muestra que el orden de conveniencia técnico-económica de las alternativas sería en primer lugar la alternativa b2) y en segundo término la alternativa b1) y en tercer lugar la alternativa a).

Por lo tanto se concluye que es más conveniente la alternativa de realizar cortes programados frente a la alternativa de una operación continua del canal.

Por otra parte el hecho de presentar las ventajas de realizar el mantenimiento en seco y con posibilidad de variar el equipamiento, junto con la de asegurar simultáneamente el suministro de agua en los momentos de mayor necesidad, además de su menor inversión inicial, hacen que la alternativa b2) sea la recomendada.

El cuadro siguiente muestra los volúmenes de reservorios seleccionados (correspondientes a la alternativa b2) o sea para 2,5 meses de consumo futuro):

Población	Volumen (m <sup>3</sup> ) necesario
Urutaú	14.100
El Caburé	42.300
Los Pirpintos	65.600
Pampa de los Guanacos	131.200
Monte Quemado	281.300
I.F.I.A.	11.300
Campo Gallo	197.000
Río Muerto	11.000
Los Frentones	40.500
Pampa del Infierno	63.000
Taco Pozo	63.000

En la Figura N° 10.2 se presentan los proyectos tipo y especificaciones constructivas de estas obras.

El revestimiento de las represas considerado en los estudios de dimensionamiento es, como se mencionó más arriba, el suelo cemento.

Su elección se basó en: a) su adaptabilidad a los suelos del área, con poco contenido arcilloso, b) la amplia experiencia existente en Santiago del Estero en este tipo de

70

revestimientos sobre todo en el sistema de riego del Río Dulce y su costo. Sin embargo es de considerar que los reservorios existentes en la zona se han hecho con ladrillos, fabricados en el lugar, y juntas tomadas con cemento, lo que aún a costa de insumir mano de obra intensiva, podría resultar, si la misma es barata, una variante competitiva.

En cuanto al cronograma de inversiones es necesario comenzar primero por la rehabilitación, desembanque, adecuación de conexiones, y mejora de taludes y revestimiento de los reservorios existentes, lo que insumirá aproximadamente, U\$S 800.000 para continuar de inmediato o simultáneamente con la ampliación de aquellos reservorios que presentan déficit más críticos como Monte Quemado, Pampa de los Guanacos, Campo Gallo y Los Pirpintos.

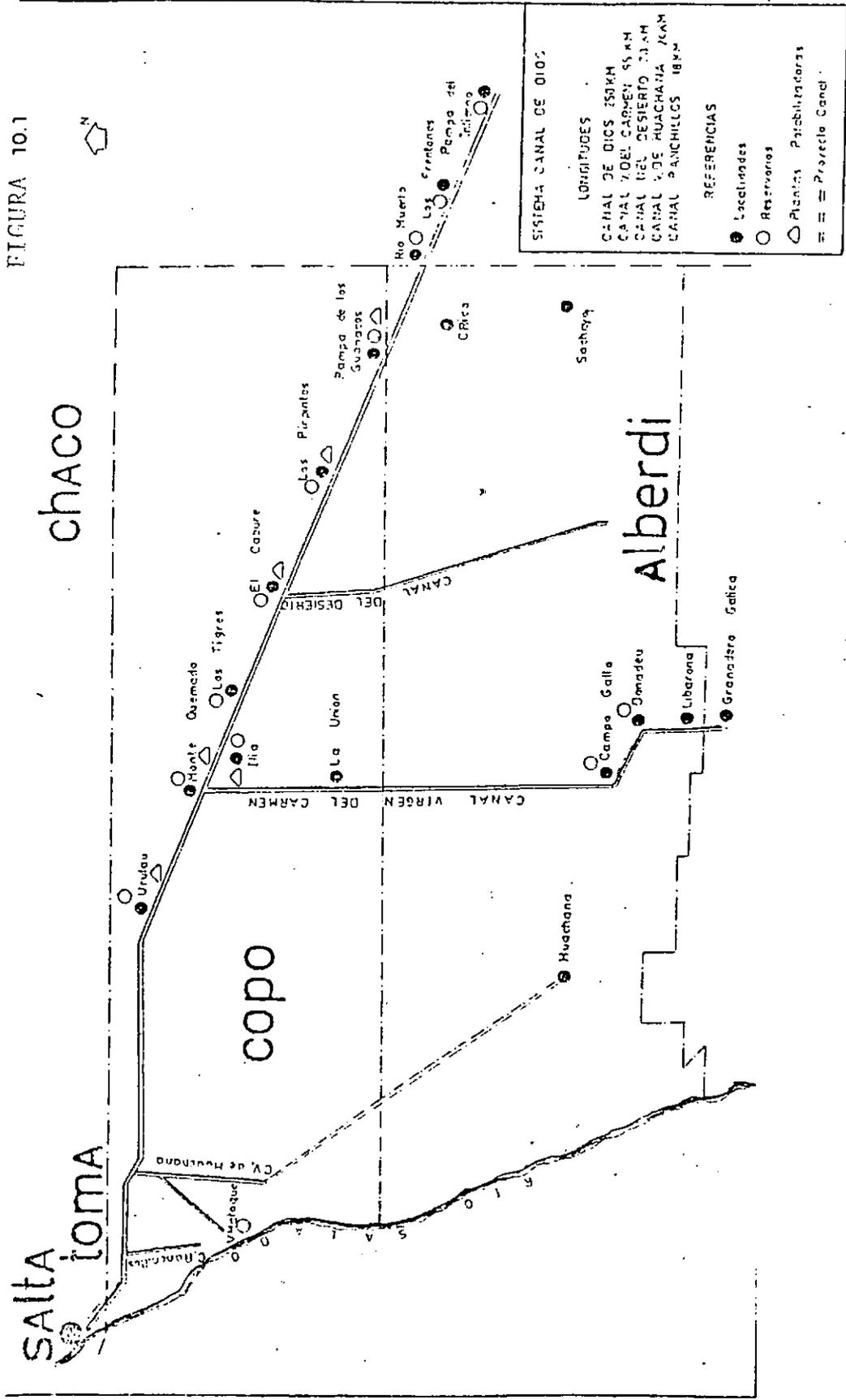
Cuadro N° 10.1: Represas Públicas para Abastecimiento de Agua Potable

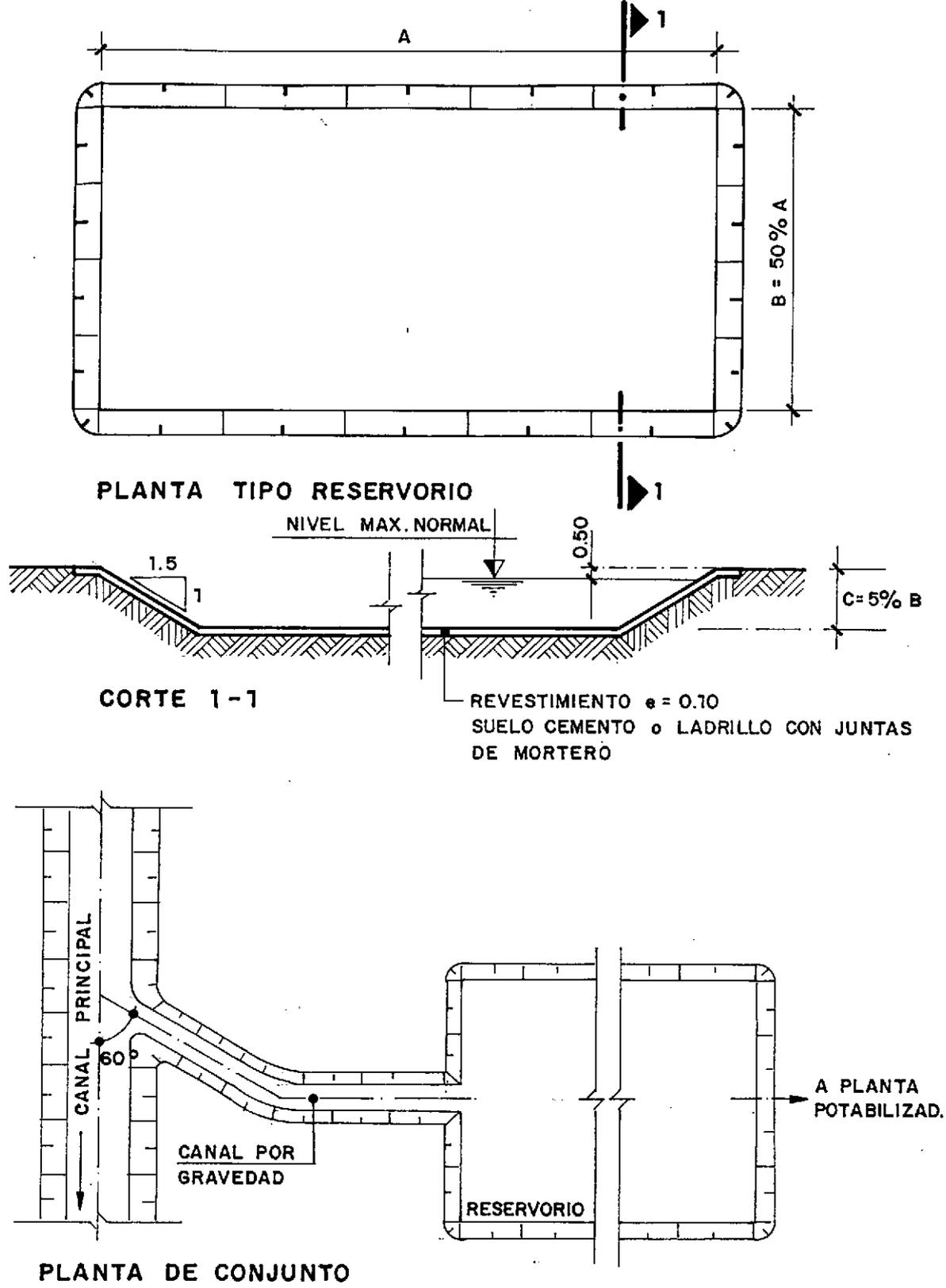
Población	Cant.de Represa N°	Cap.Tot Represa m3	Porc.de Utiliz. %	Planta Potab.	Abast. Actual días	Abast. Futuro días
Urutau	1	20.000	66,00	Si	30/45	15
Monte Quemado	2	200.000	15,00	Si	10/15	4
El Cabure	2	30.000	100,00	Si	60	33
Los Pirpintos	2	30.000	50,00	Si	20/25	14
I.F.I.A.	2	20.000	100,00	Si		22
Los Tigres	1	2.000	100,00			7
Pampa de los Guanacos	2	50.000	50,00	Si	30	5
Río Muerto	2	30.000	100,00			150
Los Frentones	3	52.000	23,08			8
Pampa del Infierno	2	50.000	100,00			34
Villa Matoque /	2	20.000	0			0
Campo Gallo /	3	115.000	80,00	Si		51
Donadeu	3	32.400	25,00			

INDICES DE SUSPENSIÓN EN KG/MG/SES

		SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEPT	PROMEDIO
1973	1973	0.308	0.332	0.367	0.396	3.812	13.734	0.749	2.194	0.394	0.356	0.323	0.130	1.269	0.482
1974	1974	0.349	0.796	0.291	1.476	5.309	8.006	0.645	2.332	0.392	0.453	0.214	0.417	2.162	0.719
1975	1975	0.544	0.426	0.295	1.650	13.789	3.355	0.318	1.162	1.148	0.421	0.259	0.278	3.599	0.597
1976	1976	0.355	0.416	0.570	3.133	1.375	16.458	11.497	4.264	2.609	1.259	0.423	0.396	3.915	1.408
1977	1977	0.908	0.669	1.134	7.659	13.404	21.341	19.577	4.405	2.670	0.750	1.217	1.572	6.393	2.346
1978	1978	0.685	0.512	0.747	3.545	1.9005	1.455	3.578	2.155	1.131	0.769	0.910	0.645	3.290	1.52
1979	1979	0.852	0.327	0.730	1.591	2.193	2.606	3.749	2.300	0.721	0.473	0.457	0.440	1.282	0.904
1980	1980	0.453	0.295	0.152	0.359	4.269	17.558	10.158	18.770	2.197	1.318	2.578	1.485	4.706	2.516
1981	1981	1.584	1.447	1.357	2.749	0.279	1.260	17.579	3.590	0.392	0.569	0.523	0.340	2.701	1.32
PROMEDIO		0.617	0.630	0.603	2.562	3.163	10.325	3.894	4.305	1.206	0.616	0.728	0.644	3.372	1.313
MAXIMO		1.584	1.447	1.357	7.659	13.404	21.341	19.577	18.770	2.609	1.318	2.578	1.485	6.993	2.516
MINIMO		0.349	0.300	0.152	0.266	0.279	1.260	0.749	1.162	0.392	0.356	0.214	0.130	1.269	0.482

CUADRO No. 10.2





**ESPECIFICACIONES CONSTRUCTIVAS**

SUELO CEMENTO - CANTIDAD DE CEMENTO POR m<sup>3</sup> SEGUN ENSAYOS, SUELOS DE TAMAÑO MAXIMO 3/4" CON 10 A 35% DE FINOS QUE PASAN TAMIZ No 200  
 COMPACTACION - CON LA HUMEDAD OPTIMA DE LABORATORIO S/ ENSAYOS

**TOLERANCIAS**

SE ADMITE UNA TOLERANCIA GEOMETRICA DE +- 5% DE LAS DIMENSIONES  
 PRUEBAS DE IMPERMEABILIZACION A DETERMINAR POR LA INSPECCION

Figura No 10.2 CARACTERISTICAS DE PROYECTO TIPO DE RESERVORIOS

11. Conclusiones y Recomendaciones

Sobre la base de los estudios realizados se concluye lo siguiente:

- 1) El presupuesto de las obras, correspondiente a la Alternativa 2, Variante A, asciende a la suma de cuatro millones trescientos veintidos mil seiscientos cincuenta y ocho pesos (\$ 4.322.658).
- 2) El presupuesto de las obras, correspondientes a la Alternativa 2, Variante B, asciende a la suma de dos millones quinientos cincuenta y nueve mil quinientos dieciocho pesos (\$ 2.559.518).
- 3) El caudal de diseño para las obras puede considerarse conservador ( $Q = 1200 \text{ m}^3/\text{s}$ ).
- 4) Deberán profundizarse los estudios de fundación de las obras, así como la funcionalidad de los espigones.
- 5) Resulta esencial un efectivo control y mantenimiento para las obras una vez construidas, considerando la cantidad de sedimentos en suspensión que transporta el río.
- 6) Se seleccionó como norma de operación de la toma y metodología de mantenimiento del canal, el funcionamiento del mismo con dos cortes programados. Los reservorios de agua potable para las poblaciones se dimensionaron según las normas de operación mencionadas.

En base a las conclusiones mencionadas se formulan las siguientes recomendaciones.

Realizar la preparación de documentos de licitación y preparación del proyecto ejecutivo definiendo en esta etapa la variante a construir. En caso de seleccionar la Variante A, las investigaciones básicas adicionales necesarias a realizar durante el proyecto ejecutivo consistirán, esencialmente, en trabajos geotécnicos que complementen los realizados, para los estudios presentados en este informe.