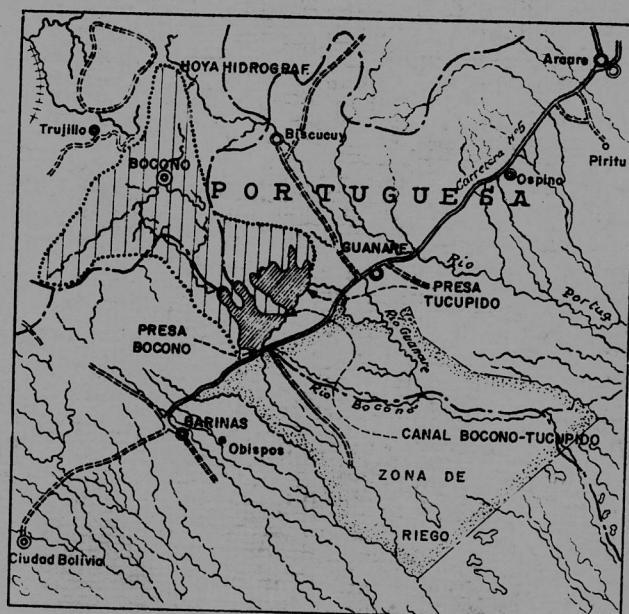


REPUBLICA DE VENEZUELA
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS
COMISION BOCONO TUCUPIDO

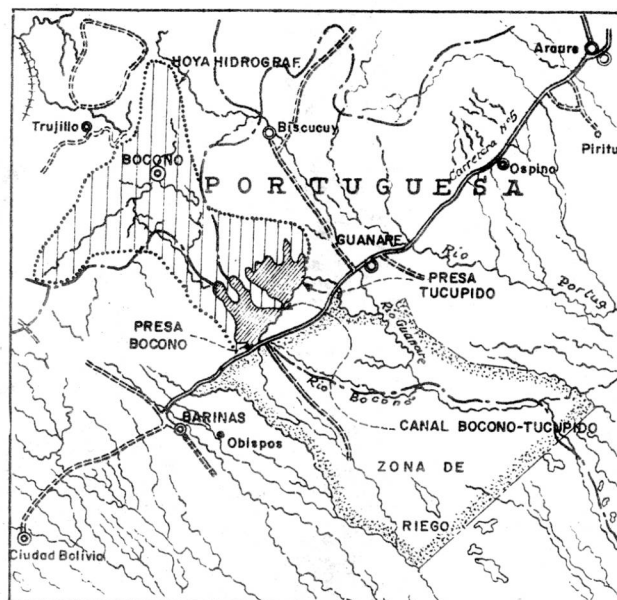
SISTEMA BOCONO - TUCUPIDO
EMBALSE BOCONO
ANTEPROYECTO
OBRAS DE TOMA, ALIVIADERO
Y
PLANTA HIDROELECTRICA



Octubre de 1964

REPUBLICA DE VENEZUELA
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS
COMISION BOCONO TUCUPIDO

SISTEMA BOCONO - TUCUPIDO
EMBALSE BOCONO
ANTEPROYECTO
VOLUMEN I
OBRAS DE TOMA Y ALIVIADERO



Febrero de 1964

REPUBLICA DE VENEZUELA
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS
COMISION DEL BOCONO-TUCUPIDO

Nº _____

Caracas,

154° y 105°

M E M O R A N D U M

PARA: Director de Obras Hidráulicas
DE: Jefe de la Comisión Boconó-Tucupido
ASUNTO: Anteproyecto del Aliviadero y Obras de Toma
de la Presa Boconó.

Tengo el gusto de remitirle, anexo al presente memorándum, Informe sobre el estudio del Anteproyecto del Aliviadero y Obras de Toma de la Presa Boconó, ejecutado en ésta Comisión.

Dicho estudio tendió primordialmente a seleccionar las estructuras y el conjunto de éstas más convenientes desde el punto de vista económico y funcional y en éste informe se describen las características físicas de cada una de las soluciones consideradas y los trabajos ejecutados.

Atentamente,


Ingº José M. Ortega Martínez
Jefe de la Comisión

JMOM/avm.-

I N D I C E

RESUMEN DEL INFORME HIDROLOGICO.....	Pag	1
RESUMEN DEL INFORME GEOLOGICO.....	"	6
DEMANDAS DE RIEGO.....	"	10
DESCRIPCION DEL CONJUNTO DE OBRAS I.....	"	11
Aliviadero	"	12
Túnel de Desviación	"	15
Obras de Toma	"	16
Toma Auxiliar	"	19
DESCRIPCION DEL CONJUNTO DE OBRAS II.....	"	25
Túnel de Desviación y Obras de Toma	"	25
Aliviadero.....	"	27
RESUMEN DE COSTOS Y CONCLUSIONES.....	"	31
ANEXO I: TABLAS Y GRAFICOS		
ANEXO II: PLANOS		

SISTEMA BOCONO-TUCUPIDO
EMBALSE BOCONO
ANTEPROYECTO DE LAS OBRAS DE TOMA Y ALIVIADERO

Este informe recoge los resultados obtenidos en los estudios que se han venido efectuando para la selección de las estructuras de toma y aliviadero, de modo que estas cumplan con los requisitos hidráulicos y geológicos exigidos, siendo también lo más económicas posibles.

La información básica, en cuanto los aspectos hidrológicos y geológicos, requerida para la ejecución de estos anteproyectos fué obtenida de los trabajos siguientes:

- 1) Informe Hidrológico Preliminar de las Cuencas de los ríos Boconó y Tucupido rendido por la División de Hidrometeorología y fechado en Marzo de 1.962.
- 2) Informe sobre las Condiciones de Fundación para la Construcción de las Obras de Presa "Peña Larga" sobre el río Boconó, Estado Barinas, División de Geotecnica, Agosto de 1.963.

En este informe se han incluido resúmenes de los mencionados trabajos con el objeto de hacer más claro el cuadro del anteproyecto. También se incluyen algunas consideraciones acerca de las demandas de riego y descripciones generales de los Conjuntos de Obras I y II.

RESUMEN DEL INFORME HIDROLOGICO

En la página 20 y siguientes del informe preparado por la División de Hidrometeorología se presentan los estudios efectuados para la estimación de la creciente máxima del río Boconó a la entrada del embalse.

Cuatro fueron los aspectos considerados para la estimación de la creciente:

- a) Estimación de las lluvias máximas
- b) Obtención del hidrograma unitario.

c) Estimación de las pérdidas.

d) Creciente máxima

A continuación se explican los estudios e investigaciones hechas en cada uno de los cuatro aspectos:

a) Estimación de las lluvias máximas

Se cuenta con el registro de un total de 40 estaciones - además del estudio "Las causas meteorológicas de las lluvias de extraordinaria magnitud en Venezuela por A.W. Gol, publicado en julio de 1.960.

Del examen de estos datos se obtuvo como primera conclusión que había dos zonas bien diferenciadas respecto al régimen de precipitaciones: 1) La situada delante de la primera fila de Los Andes, con vegetación espesa y elevaciones comprendidas entre 1000 y 1500 m. Esta zona corresponde a la cuenca del Boconó situada entre el embalse y la confluencia de los ríos Burate y Negro. 2) La situada detrás de la primera fila, de vegetación baja, y con elevaciones de 1200 a 4000 m.. Esta zona corresponde a los ríos Burate y Negro.

Del análisis de los pluviogramas de las zonas en cuestión y de los resultados obtenidos, podemos llegar a las siguientes conclusiones:

1) Las duraciones más largas de lluvias registradas no son mayores de 12 horas, con la característica de que la mayoría de la precipitación ocurre en las 4 ó 5 primeras horas. Se escogió como duración tipo, la de 6 horas, que tiene la particularidad de ser el tiempo de concentración de la cuenca.

2) Los valores de las lluvias están basados en los obtenidos para frecuencia de 1 vez en 100 años y se escogieron los siguientes valores: para la zona de los ríos Burate y Negro 150 mm. y para la zona de la cuenca baja, 300 mm, valor que concuerda bastante bien con los datos por A.W. Gol.

3) En vista de la correlación existente entre los valores de A.W. Gol. y los calculados, se optó por distribuir la lluvia de acuerdo a la curva de intensidades dada por Gol.

b) Obtención del hidrograma unitario:

Se analizaron todas las crecientes registradas en el limnigrafo de Peña Larga, obteniéndose las características principales de éste, como picos, volúmenes escurridos, ancho de base, tiempo necesario para la ocurrencia del pico, etc. Con estos datos se trató de obtener un hidrograma unitario representativo o una relación pico a volumen, o algo del tipo empírico; todos los intentos resultaron fallidos debido principalmente a falta de uniformidad de las lluvias generadores, no solamente en cuanto al tiempo sino en cuanto al área.

En vista de los inconvenientes surgidos, se tomó la resolución de calcular el hidrograma unitario empleando el método de C.O. Clark, que ha dado buenos resultados en situaciones similares. Para su obtención se procedió a dividir la zona en 4 partes a saber:

1.- Cuenca del río Burate, con área de 343 Km^2 y tiempo de concentración de 2 horas, hasta la confluencia con el río Negro.

2.- Cuenca del río Negro, con área de 510 Km^2 y tiempo de concentración de 3 horas en el mismo sitio.

3.- Cuenca baja del río Boconó, comprendida entre la confluencia anterior y la entrada al embalse, (cota 276), con área de 532 Km^2 y tiempo de concentración de 3 horas.

4.- Hoya directa del embalse con área de 450 Km^2 , tiempo de concentración de 1 hora.

De esta superficie buena parte corresponderá al embalse, lo que indica que la lluvia directa sobre él debe ser tomada en cuenta.

Se calcularon tres hidrogramas unitarios, uno para el río Burate, otro para el río Negro y un tercero para la cuenca baja del río Boconó, por el ya mencionado método de Clark, tomando un tiempo de retardo de 2 horas para el Burate y 2 - horas y 40 minutos para los otros.

La lluvia de 300 mm. para la cuenca baja y 150 mm. para las dos restantes, son puntuales por lo que hubo que reducirlas a lluvias sobre área, de la siguiente manera:

1.- Para la cuenca del río Burate se aplicó un factor de 0,60 tomando en consideración que la orientación OE de la cuenca, la sitúa en sotavento, teniendo una barrera de altitudes hasta 3,800 m, lo que hace dificultoso el paso de una-lluvia extendida.

2.- Para la cuenca del río Negro se tomó un factor de 0,70 mayor que el anterior, ya que se encuentra bastante más expuesta a la dirección de la lluvia y la barrera disminuye- a altitud máxima de 2.000 m.

3.- Para la cuenca baja se tomó 0,85 por ser una cuenca estrecha y orientada en la dirección general de la tormenta.

c) Pérdidas:

Se hizo una estimación conservadora de las péridas, llegándose a los siguientes valores:

1.- En la cuenca del río Burate se tomaron 7,5 mm. en - la primera hora y 2,5 mm. en cada una de las 5 horas restantes, lo que da un total de 20 mm.

2.- En la cuenca del río Negro, 10 mm. en la primera hora y 3 mm. en cada una de las restantes. Un total de 30 mm. - El valor es mayor que el anterior debido a que hay más vegeta- ción y menor pendiente.

3.- En la cuenca baja, que posee una copiosa vegetación y mucho menor pendiente, se tomó 25 mm. en la primera hora y 6 mm. en las subsiguientes 5 horas.

Aplicando las reducciones por área y las pérdidas correspondientes, llegamos a las siguientes lluvias efectivas:

Río Burate	70 mm.
Río Negro	80 mm.
Cuenca Baja	200 mm.

Esto resulta en una lluvia efectiva media sobre toda la cuenca de 122 mm.

d) Creciente máxima.

Las lluvias máximas efectivas fueron distribuidas según patrón que dé la máxima creciete que con ellas se pueda crear para cada zona; aplicando estos patrones se obtuvieron las siguientes crecientes:

Río Burate	1.566 m ³ /seg.
Río Negro	2.305 m ³ /seg.
Cuenca Baja	5.951 m ³ /seg.

Se consideró ahora como caso más desfavorable, aquel en el cual los picos coincidan en la entrada del embalse, lo que significa que en el río Burate comenzaría a llover una hora después que en el río Negro y dos horas antes que en la cuenca baja. El pico total resultante es de 9.800 m³/seg. con un volumen de 183×10^6 m³. No se tomó ningún poder de amortiguación de los cauces, lo que hace más conservador el valor obtenido.

El hidrograma resultante se puede ver en el gráfico N° 1. El gráfico N° 2 representa el hidrograma de la creciete una vez añadida la lluvia directa sobre el embalse, la cual fué estimado en 255 mm. en 6 horas con la misma distribución de la cuenca baja.

El gráfico N° 3 es el hidrograma de la creciente producida por las cuencas del Boconó y el Tucupido conjuntamente.

La creciente obtenida no presenta semejanza con las registradas cuando se representan en un gráfico de porcentaje de volumen escurrido contra tiempo. Representando solo la creciente de la cuenca baja, sí se encuentra una marcada semejanza, esto nos indica que el camino seguido es el correcto ya que con anterioridad habíamos dicho que las crecientes registradas eran representativas de la cuenca baja del río Boconó.

RESUMEN DEL INFORME GEOLOGICO

La División de Geotecnia ha venido realizando los estudios geológicos necesarios para el conocimiento de las condiciones de fundación de las estructuras del embalse Boconó, y en Agosto de 1.963 presentó el correspondiente informe al respecto.

Según este informe, el área donde se asentarán las estructuras está formada por una interestratificación de capas de arenisca y lutita, pero de acuerdo a sus características litológicas se han diferenciado dos variedades rocosas para cada una de ellas y son las siguientes:

a.- Arenisca de Grano Fino: Es una roca maciza y dura, por lo general se presenta fracturada causando agrietamientos que evidencian circulación de agua; es de color gris claro en estado fresco y de color marrón con manchas rojizas cuando meteorizadas.

El espesor de sus capas varía desde algunos centímetros hasta un poco más de un metro, pero a veces aparece formando paquetes que alcanzan hasta 9 metros de espesor, ocasionalmente algo mayores.

b.- Arenisca Lutítica: Es de grano fino a medio, fracturada y dura, también tiene grietas irregulares que indican circulación de agua. Su carácter lutítico se debe a que el elemento cementante es lutita y su color es gris oscuro, dentro de

misma roca se encuentran intervalos finamente bandeados, cuyas bandas están formadas por arenisca intercalada con lutita de espesores microscópicos hasta un máximo de un centímetro. Hay otra variedad que se ha denominado "concrecionada" debido a que la arenisca aparenta como cantos subredondeados a formas alargadas rodeados por finísimas vetas de lutita. Esta roca por meteorización exhibe colores marrones en diferentes tonos hasta rojos fuertes. Su espesor es variable desde algunos centímetros hasta capas con algo más de un metro, pero también se observan paquetes hasta de 7 metros de espesor.

c.- Lutita: Se presenta fracturada, localmente con nódulos arcillosos duros y de formas alargadas dispuestas como "rosario" siguiendo paralelamente los planos de estratificación. Es negro intenso, variando a colores grises más claros debido a efectos de meteorización. También a veces se observan pequeñas y aislados cristales de pirita y yeso. Los espesores reconocidos fluctúan desde pocos centímetros hasta 14 metros; sin embargo estos grandes espesores no corresponden totalmente a lutita, sino se encuentran intercalados delgados espesores hasta de 20 centímetros de arenisca.

d.- Lutita Arenácea: Es menos común, presenta variabilidad en el contenido de arena, constituyéndose en una roca de transición entre la lutita y arenisca lutítica. Es de color negro con zonas grises por meteorización. Los espesores varían desde 0.50 a 3.50 metros.

El eje propuesto para el aliviadero por la compañía Tipton & Kalmbach interceptará casi normalmente el rumbo de las capas de roca, las cuales tienen un rumbo medio de Norte 60° Este y buzamiento variable entre 30° y 70° hacia el Noroeste.

Las características geológicas a lo largo del eje propuesto para excavar el túnel de desviación, son las mismas ya indicadas para la excavación del aliviadero, es decir una interestratificación de capas de areniscas y lutitas con rumbo general de Norte 60° Este y buzamientos aguas arriba variable entre 30° y 70° al Noroeste; de acuerdo a esta orientación, el

eje del túnel en el primer tramo interceptará las capas bajo un ángulo de 55° y en el segundo tramo, después de la curva, será bajo un ángulo de 75°

Aún cuando la localización de estos ejes han variado un poco en nuestros anteproyectos, se considera que las condiciones geológicas fundamentales no varían.

Durante los estudios no se observó en el estribo izquierdo, donde estan localizados el aliviadero y las obras de toma zonas afectadas por fallas u otra perturbación que pueda ocasionar dificultades en la excavacion de tuneles, no descartándose que interiormente aparezcan signos de los movimientos sísmicos habidos en la región en tiempos antiguos.

Con la excavación de los túneles de exploración, aparecieron capas de areniscas agrietadas y en ocasiones rellenas con arcilla plástica con espesores hasta de 10 centímetros siguiendo la estratificación de las capas, otras veces estas arcillas aparecen entre el contacto de la lutita y arenisca.

Las diferentes condiciones físicas que existen entre la arenisca y la lutita, influirán en la efectividad de las voladuras, por lo tanto inicialmente deberán hacerse pruebas de voladuras para establecer el comportamiento de las rocas a ser removidas; luego se programará el tipo, profundidad, orientación y distribución de los barrenos, como también la clase y cantidad de explosivos, así se podrá obtener bastante rendimiento con un mínimo de sobre excavación.

La fragmentación de la roca por las voladuras estará favorecida por el agrietamiento de las areniscas. Localmente puede necesitarse entibación temporal para sostener el techo donde la roca se desprende con facilidad al perder humedad, o en caso contrario colocar a las distancias previstas en el proyecto, los anillos o arcos metálicos necesarios y definitivos que incluirán como refuerzos dentro del revestimiento de concreto.

La colocación de estos arcos será a una distancia prudencial del frente de avance del túnel para que no sea afectada por las voladuras, como tampoco vayan a ocasionar dificultades para el normal desarrollo de otras actividades, tales como la continuación de la excavación, transporte de los fragmentos de roca, movimiento del personal y máquinas.

Durante la exploración geológica no se constató el nivel de agua en el subsuelo, pero probablemente durante la excavación se observen o aparezcan zonas húmedas y pequeñas filtraciones que se acentúan en época de lluvias. La excavación de los tuneles será a través de un conjunto de capas de areniscas y lutitas interestratificadas; se estima que no surgiran problemas en la excavación pero probablemente se tendrán algunos desprendimientos pequeños de fragmentos de roca y la presencia de zonas húmedas hasta filtraciones que serán controlables. La construcción de la obra requiere del abastecimiento de unos -- 200.000 m³ de roca con condiciones físicas aceptables para el enrocamiento del talud aguas arriba de la presa y un volumen adicional para obras menores.

Fuentes que suministren el volumen indicado se encuentran en sitios alejados, por lo tanto es conveniente estudiar el posible aprovechamiento de los fragmentos de roca que se excaven durante la construcción de las obras.

La lutita como material para la construcción está definitivamente descartada; en cambio la arenisca puede emplearse en forma limitada de acuerdo a sus características físicas variables debido a diferentes estados de meteorización y a su posición intercalada entre capas de lutita, ésto implicaría -- una cuidadosa ejecución de las voladuras para obtener mediante selección a mano los fragmentos de roca deseados.

En ningún caso se deberá emplear en la obra principal u obras anexas, la mezcla de fragmentos de arenisca y lutita obtenido con las voladuras, pues la lutita se desintegra con relativa facilidad y rápidamente en contacto con el agua; ésto ocasionaría asentamiento dentro de cualquier acumulación de material.

Cualquier volumen de roca que se aproveche de las excavaciones será bastante bajo, luego el volumen restante deberá obtenerse de otras fuentes, tal como la cantera de la Mesa de Zorro, estudiada al efecto, que dista a unos 100 kms., por la carretera Guanare a Biscucuy, donde se obtendría un volumen de roca caliza muy superior al requerido, sin embargo un volumen adicional pequeño se puede obtener, mediante selección mecánica, de las terrazas aguas abajo del sitio de presa donde abundan peñones de roca cuarcítica con diámetro variables entre 15 a 30 centímetros, ocasionalmente mayores, mezclados con arena y limo arenoso.

Cuando el invierno permita traficar hacia las colinas que constituyen el estribo derecho de la presa "La Puerta" - sobre el río Tucupido, se harán estudios más extensivos de las capas de areniscas que se prolongan hasta el río Boconó, pues en estudios de superficies preliminares se observó que existen algunas capas de areniscas con espesor suficiente como para obtener un volumen considerable de roca apta para enrocamiento.

DEMANDAS DE RIEGO

Las demandas de riego fueron calculadas por la División de Agroeconomía usando el método de Lowry-Johnson, con la lluvia promedio de las estaciones:

OP	PR	3128	Barrancas M.O.P.
OP	PC	3213	Boconó-Caserío.
OP	PR	3118	Marqueseña.
OP	PR	3253	Mijagual
OP	PR	3252	Sabaneta
OP	PR	3222	San Hipólito

Dichas estaciones se encuentran en la zona de riego o en sus cercanías. La evaporación se tomó como el promedio de las estaciones.

PO	EL	3148	Barinas - Socony
PO	EL	2293	Guanare - Hda. Coromoto

La temperatura fué tomada de la estación San Carlos- Edo Cojedes. MAC. Se usó una eficiencia de 0.595. Los resultados aparecen en la tabla 1.

El gráfico N° 4 representa la capacidad requerida de la toma para servir diferentes áreas basándonos en las máximas demandas de riego y suponiendo funcionamiento cónstítúe. Bajo estas condiciones aparece el mes de Marzo como el más severo ya que requiere de una lámina máxima de 0.282 m, ó sean $1.05 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{seg/ha}$.

DESCRIPCION DEL CONJUNTO DE OBRAS N° 1

Se describen a continuación las obras de aliviadero y tomas seleccionadas, después de numerosas comparaciones económicas, para construir lo que llamaremos el Conjunto de Obras I, (Véase plano N° 1).

La características más importantes de esta disposición es la de que el aliviadero tendrá un funcionamiento frecuente ya que será la única estructura disponible para derramar los excedentes de agua que lleguen al embalse.

Las estructuras que constituyen esta disposición son las siguientes: presa de tierra sobre el Río Boconó, túnel de desviación durante la construcción que será usado después para las obras de toma, aliviadero para derramar los excedentes de agua, obras de toma auxiliar que permitirían extraer agua del embalse aun cuando las obras principales de toma tuviesen que ser puestas fuera de servicio por cualquier razón y por último la planta hidroeléctrica.

ALIVIADERO

El aliviadero del embalse del río Boconó se diseñó usando los valores dados por la División de Hidrometeorología para la crecida máxima que podría producir la hoya del Boconó y las hoya combinadas del Boconó y el Tucupido.

A continuación se da un resumen de los datos usados:

1a. Etapa: Boconó solo.

Pico de la crecida: $11800 \text{ m}^3/\text{s}$,

Volumen de la crecida: $213,5 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Duración: 16 horas.

2a. Etapa: Boconó-Tucupido.

Pico de la crecida: $17200 \text{ m}^3/\text{s}$.

Volumen de la crecida: $280 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Duración: 16 horas.

Para la selección del aliviadero se estudiaron tres soluciones generales de las siguientes características:

Solución 1) Aliviadero del tipo "Morning-Glory", estudiado en la etapa preliminar elaborada por Tipton & Kalmbach, con una cresta cuyo desarrollo es de 73.79 mts. y un túnel de 7.00 mts. de diámetro interno y 8% de pendiente. La descarga máxima alcanzada por este aliviadero es de $1100 \text{ m}^3/\text{s}$. cuando el nivel del agua en el embalse sube 4.00 mts. sobre la cresta.

Aun cuando el costo de esta estructura, calculado por la compañía Tipton and Kalmbach resultaba ligeramente inferior a la solución del aliviadero en canal abierto, se consideró desventajoso desde el punto de vista de funcionamiento dados los inconvenientes inherentes a este tipo de estructura.

Solución 2) Aliviadero de cresta frontal y canal abierto: consistente en una cresta vertiente, con o sin compuertas, que continúa en un canal abierto de ancho variable hasta llegar al pozo amortiguador.

Se iniciaron los estudios de este tipo de aliviadero considerando la cresta a elevación 260,00 sin compuertas. Después de efectuar los correspondientes transitos de crecientes por el embalse se obtuvieron los siguientes resultados:

<u>Longitud de Cresta</u>	<u>Gasto afluente Máximo</u>	<u>Elev. Máxima de aguas.</u>
40.00	750.00	263.94
50.00	850.00	263.86
60.00	980.00	263.78

De las cifras anteriores sacamos por conclusión que un aliviadero libre no podría ser usado dado que las grandes longitudes de cresta requeridas harían necesario un canal de descarga sumamente ancho y costoso

La posibilidad de reducir el ancho del canal para disminuir los cortes también fué estudiada pero debido a lo problemático de estas reducciones en régimen supercrítico no se pudo obtener ningún resultado realmente efectivo.

La experiencia anterior nos condujo al estudio de crestas controladas por compuertas que, como es bien sabido, resultan de una longitud mucho menor que las libres para una misma descarga.

Este tipo de aliviadero consistiría de una cresta frontal controlada que continuaría en un canal abierto de ancho creciente hasta llegar al pozo amortiguador. El objeto de incrementar el ancho del canal era de reducir la altura y la longitud del pozo con la correspondiente disminución de costo. A continuación se da un resumen de las diferentes combinaciones estudiadas para este tipo de aliviadero.

<u>Longitud de Cresta</u>	<u>Descarga Máxima</u>	<u>Nivel Máximo alcanzado</u>	<u>Ancho de pozo</u>
15.00	735 m ³ /s	263.78	17.70 y 25.00 m.
20.00	950 m ³ /s	263.63	22.70, 30.00 y 35.00 m.
25.00	1150 m ³ /s	263.49	27.70, 35.00 y 40.00 m.
30.00	1344 m ³ /s	263.37	25.00, 32.70, 40 y 45.00 m.

La elevación de la cresta era de 257.00 y el nivel normal todavía se mantenía a la cota 260.00.

De todas estas combinaciones la que resultó económicamente más atractiva fué la de longitud de cresta = 15.00 mts. y ancho de pozo = 25.00 mts. (Véase tabla 2), con un costo estimado de Bs. 9.614.300, sin embargo al dibujar un gráfico de longitud de aliviadero v.s. costo de aliviadero más presa (gráfico-Nº 5), se observó que la solución más económica de conjunto -- era la de longitud de aliviadero igual a cero.

Debido a que el criterio económico nos conducía a la solución de "no aliviadero", decidimos adoptar otro criterio para la escogencia de la longitud de cresta más conveniente. Este criterio fué el de tener un aliviadero cuya descarga máxima fuese la mayor posible sin exceder la capacidad del cauce del río, la cual ha sido estimada en 1200 m³/s, y con una descarga a nivel normal de más de 400 m³/s.

La longitud de cresta que cumplió con estos requisitos -- fué la de 25.00 mts. la cual a su vez tenía, como combinación más económica, un pozo de 40.00 mts. de ancho (Véase plano Nº-2).

El costo de este aliviadero fué estimado en Bs. 10.579.900 ligeramente superior a la solución túnel seleccionada.

Solución 3) Aliviadero de cresta frontal y túnel: consiste en una cresta vertiente controlada después de la cual sigue una transición hasta un túnel circular. El túnel termina en la zona de cortes bajos y continua un canal abierto de ancho variable que finaliza en el pozo amortiguador. Dentro de esta --

disposición se estudiaron los siguientes casos:

<u>Longitud de Cresta</u>	<u>Descarga Máxima</u>	<u>Nivel Máximo Alcanzado</u>	<u>Anchos de Pozo</u>
10,00	965 m ³ /s	263,54	20,25 y 30 m.
15,00	1100 m ³ /s	263.49	20,25 y 30 m.
20,00	1225 m ³ /s	263.39	20,25 y 30 m.

Con este tipo de aliviadero se observó la misma tendencia de la curva de longitud de cresta v.s costo de aliviadero + presa que en la solución anterior, es decir, resulta más económico no hacer aliviadero y sobre-elevar la presa para almacenar toda la creciente.

Véase tabla 3 y gráfico N° 6.

Se procedió a juzgar las alternativas de esta solución basándonos en el criterio anteriormente fijado para las descargas del aliviadero resultando que una cresta de 15.00 m. de longitud, cuya descarga máxima es de 1100 m³/s. lo cumplía perfectamente.

Esta cresta de 15.00 m. en combinación con un pozo de 30.00 m., considerado como el más económico, da por resultado un aliviadero cuyo costo es de Bs. 9.434,660. Por esta razón de costo, ligeramente inferior a la solución de canalabierto, y sobre todo debido a que con el túnel se evita la posibilidad de derrumbes, se escogió esta solución para el Conjunto de Obras I. (Véase plano N° 3).

TUNEL DE DESVIACION

Los estudios de desviación del río "Boconó" se hicieron a partir del informe preparado por la División de Hidrometereología en el cual se presenta una creciente con un período de retorno de 15 años. Las características de esta creciente son las siguientes.

Pico de la creciente:	2300 m ³ /s.
Volumen total:	43x10 ⁶ m ³ .
Duración:	15 horas.

Para la desviación de esta creciente se consideró un túnel de 7.00 mts. de diámetro, con pendiente de 1% y cuyo eje en la boca de entrada estaría a la cota 201.50.

Efectuado el correspondiente tránsito de la creciente por el método gráfico de Goodrige (Véase gráfico N° 7); se concluyó que el agua subiría hasta la elevación 212,50 detrás de la ataguía, requiriéndose por tanto que ésta tuviera su cresta al menos a la elevación 215.00. La descarga máxima por el túnel sería de unos 410 m³/s.

Como bien se conoce, el sitio del Boconó está situado en una zona de alta y prolongada pluviosidad, sin embargo se estimó que esta ataguía de aproximadamente 20 mts. de alto podría ser construida en el corto período seco que hay en la zona.

En definitiva puede decirse que una ataguía con la cresta a la elevación 215.00 mts., la cual es factible de construir en el corto período de verano que se registra en la zona, es suficiente para desviar la creciente que ocurre 1 vez cada 15 años a través de un túnel de 7.00 mts. de diámetro y pendiente de 1%.

OBRAS DE TOMA

Las obras de toma se proyectaron haciendo uso del túnel de desviación que ya existiría para el momento de su construcción.

La escogencia de la estructura más conveniente se hizo basándose en la comparación económica de los elementos no comunes a 4 alternativas, es decir, no se tomaron en cuenta elementos tales como rejillas, compuertas, tapon de concreto, etc. por considerarse que sus costos serían prácticamente los mismos y no tendrían influencia en la escogencia.

de una de las soluciones.

A continuación se dá una breve descripción de las alternativas estudiadas:

ALTERNATIVA I: (Véase Planos Nos. 4 y 5) Obras de toma del tipo convencional que constan de una torre de rejillas de 25.00 mts. de altura conectada al túnel de desviación por un túnel vertical de 7.00 mts. de diámetro.

Una chimenea de 5.00 mts. de diámetro sirve de acceso a dos compuertas de emergencia de 3.50 x 4.50 mts. del tipo-fixed-wheel, localizada en el eje de la presa.

Este tipo de toma fué descartado por dos razones principales:

- a) Su costo era mayor en Bs. 500.000 a la alternativa escogida y
- b) La inspección del conducto no podría ser hecha en toda su longitud ya que las compuertas de emergencia se encuentran situadas en el eje de la presa.

ALTERNATIVA II: (Véase Plano N° 6).

Esta segunda alternativa permite interrumpir el paso de agua desde el comienzo del túnel, lo cual se considera muy ventajoso dadas las condiciones geológicas del sitio. Consiste esta alternativa en una torre de rejillas que sube hasta la cresta de la presa y que sirve también como torre de operación a una compuerta "fixed-wheel" de 6.50 x 5.00 mts. instalada para emergencia. Esta entrada se une al túnel de desviación por medio de un túnel de 6.50 mts. de diámetro con 60° de pendiente y dos curvas circulares de empalme. La torre tendrá acceso desde la cresta de la presa por medio de un puente de 72.00 mts. de luz capaz de permitir el paso de un vehículo liviano.

Esta alternativa tenía un costo mayor en Bs. 867.860 a la alternativa III pero presentaba características muy superiores en cuanto a funcionamiento hidráulico, fue por esto -

que se decidió modificarla dando así su origen a la alternativa IV.

ALTERNATIVA III: (Véase Plano N° 7)

Esta alternativa también permite cortar el paso de agua desde el comienzo del túnel y consta de una torre para la operación de ocho compuertas deslizantes de 3.00 x 3.00 donde también están instaladas las rejillas. La conexión con el túnel de desviación se hace por túnel vertical de 6.50 mts. de diámetro.

Aún cuando esta alternativa resultó ser la más económica, presentaba el inconveniente de las ocho compuertas, las cuales aumentaban las pérdidas de carga con la consiguiente pérdida de energía producida y presentaban un riesgo adicional de posibles accidentes en una de ellas. Por estas razones se descartó esta disposición de las obras de toma.

ALTERNATIVA IV: (Véase plano N° 8)

Después de la venida del Ingeniero Consultor Barry Cooke y siguiendo sus sugerencias se resolvió cambiar ciertos detalles de la alternativa III con el objeto de hacerla más económica y adoptarla en el Conjunto de Obras I.

Se hicieron las modificaciones sugeridas y las obras de toma quedaron en la siguiente forma:

Estructura de rejillas que sube hasta la cresta de la presa y que es también usada para la operación de una compuerta "fixed wheel" de 10.00 x 9.00 mts. que permite cortar el paso de agua desde el comienzo del túnel. El acceso a esta torre es por medio de un puente de 70 mts. de luz capaz de permitir el paso de un vehículo liviano. Dicha toma está conectada al túnel de 7.00 m. de diámetro por medio de un túnel inclinado de 6.50 m. Desde el eje de la presa en adelante se instalará un conducto de acero de un diámetro que se ha estimado en 5.20 m. y que se ramificará al llegar a la planta hidroeléctrica para entrar en las correspondientes turbinas.

TOMA AUXILIAR

En vista de la gran zona de riego que en el futuro dependerá de la toma principal del embalse "Boconó" se decidió contemplar el diseño de una toma auxiliar que permitiría el riego de esa gran zona aún cuando la estructura principal estuviese en reparación. Antecedentes de este razonamiento son los de las presas Trinity y Navajo en los Estados Unidos a las cuales se ha provisto de tomas auxiliares a la principal.

La capacidad de esta estructura se fijó en 100 m³/s a nivel mínimo del embalse (230.00 m) admitiéndose así un racionamiento máximo de 31.7% en el mes de febrero.

Esta toma auxiliar consiste en una estructura de rejillas conectadas a un túnel circular de 3.50 mts. de diámetro, L= 147 m. y S = 3.5%, que trabajará a presión hasta la cámara de compuertas.

Después de la cámara de compuertas el túnel continua como conducto a superficie libre que desemboca en el túnel del aliviadero. Este arreglo de hacer desembocar la toma auxiliar en el aliviadero permite ahorrarse las estructuras de disipación de energía ya que se usarían las del aliviadero, además es fácil prever que la toma auxiliar no funcionaría nunca cuando el aliviadero esté trabajando. Una chimenea de 3.50 mts. de diámetro dará acceso a la cámara de compuertas donde estarán situadas 2 compuertas de emergencia y 2 de regulación de 2.00 x 3.00 mts. deslizantes de alta presión.

Para llegar a esta combinación de diámetro de túnel, número compuertas y pendientes del conducto, se estudiaron 3 casos:

- a) D= 4.00 m.
S= 0.00
1 compuerta de 3 x 3.50 m.
- b) D= 4.00 m.
S= 1.5%
2 compuertas de 2.25 x 2.75 m.

c) $D = 3.5 \%$

$S = 3.5 \%$

2 compuertas de 3.00×2.00 m.

Consideramos que el caso c) era el más económico de todos y fué el escogido.

En los planos Nos. 9,10,11 y 12 que se anexan, puede verse el diseño preliminar de esta estructura.

Se han descrito las estructuras que forman el Conjunto de Obras I del río "Boconó" y la forma como se llegó a su esco - gencia. A continuación se presentan los presupuestos estima - dos de cada una de ellas.

TOMA PRINCIPAL

Nº	Descripción	Unid.	Cantid.	Precio Unitario	Costo Total
1º	Excavación a cielo abierto	M ³	55.470	10.00	554.700,00
2º	Concreto en la torre	M ³	2.500	360.00	900.000,00
3º	Puente de acceso - en la Torre	M ²	260	1.000,00	260.000,00
4º	Rejillas de acero - en la Torre	Kg	72.000	3.50	252.000,00
5º	Compuertas delizante	Kg	300.000	5.00	1.500.000,00
6º	Excavación del túnel Horizontal	M ³	15.835	150.00	2.375.250,00
7º	Excavación del túnel Inclinado; Ø= 8' a 300 Bs/m ³ . Adicional Bs. 30 m ³ .	M ³	116 2.933	300.00 30.00	34.800,00 87.991,00
8º	Revestimiento de Concreto en los túneles	M ³	4.939	180.00	889.020,00
9º	Entibado de acero de los túneles (Cost. a 1.20)	Kg	337.870	2.50	844.675,00
10º	Tubería de acero e=3/4 diámetro - 5.20 mts.	Kg	693.900	3.50	2.428.650,00
11º	4 Válvulas Howell Bunger de 100" de diámetro.	Unidad	4	225.000,00	900.000,00

Sub-Total Bs.....11.027.085,00

Vienen Bs 11.027.085,00

Gastos de Administración,

Inspección e Imprevistos,

20%

Bs.. 2.200.000,00

Bs.. 13.227.085,00

TOMA AUXILIAR

Nº	Descripción	Unid.	Cantid.	Precio Unitario	Costo Total
1º	Excavación a cielo abierto	M ³	1.500	10,00	15.000,00
2º	Excavación del túnel vertical de -	M ³	252	300,00	75.600,00
	D.I=3.50 300 Bs/m ³	M ³	606	30,00	18.180,00
	Adicional 30 Bs/3				
3º	Excavación del túnel horizontal	M ³	3.260	150,00	489.000,00
4º	Entibado de acero (Costillas a 1.50 m.)	Kgs.	107.779	2,50	269.500,00
5º	Revestimiento de concreto en los - túneles	M ³	1.633	180,00	293.940,00
6º	Concreto estructural en la torre - de entrada.	M ³	173	300,00	5.900,00
7º	Rejillas de acero en la torre.	Kgs.	33.855	3.50	118.429,00
8º	4 Compuertas de - 3.00 x 200 (inclusive malacates y - marcos)	Kgs	360.960	5.00	1.804.800,00
Sub-Total					Bs. 3.136.412,00
Gastos de Administración..					
Inspección = 10%.....					Bs 313.641,00
Imprevistos = 10%.....					Bs 313.641,00
Total.....					Bs 3.763.694,00

ALIVIADERO

Nº	Descripción	Unid.	Cantid.	Precio Unitario	Costo Total
1º	Excavación a cielo abierto sin clasificar	M ³	99.465,00	10,00	994.650,00
2º	Excavación del túnel inclinado del aliviadero Ø 8=300 B/m ³ .	M ³	303.55	300,00	91.065,00
	Adicional 30 B/m ³		6.007,00	30,00	180.210,00
3º	Excavación del túnel horizontal	M ³	10.278,00	150,00	1.541.700,00
4º	Entibado de acero para el túnel	M ³	310.500,00	2.50	776.250,00
5º	Revestimiento de concreto en el túnel	M ³	6.011.30	180.00	1.082.034,00
6º	Concreto ciclopeo en el cimacio y pilas	M ³	1.100,00	180,00	198.000,00
7º	Concreto Estructural en los Muros de aliviadero	M ³	8.868,00	300,00	2.660.400,00
8º	Concreto en losa del Rapido de salida e=1.50	M ³	3.400,00	200,00	680.000,00
9º	Compuertas Radiales	Kg	77.100,00	5,00	385.500,00
10º	Puente de acceso al Aliviadero.	M ²	96,00	600,00	57.600,00
Sub-Total					8.647.409,00
Administración, Inspección, Etc					1.729.481,00
Total.....Bs.					<u>10.376.890,00</u>

DESCRIPCION DEL CONJUNTO DE OBRAS II

De acuerdo con las conclusiones y recomendaciones derivadas de un intercambio de ideas con el Ing° Consultor J. Barry Cooke, se procedió a estudiar una disposición de las estructuras para el aprovechamiento del Río Boconó diferente al Conjunto de Obras I con el objeto de hacer una comparación económica y determinar la más favorable.

Este Conjunto de Obras II consiste en una presa de tierra sobre el Río Boconó, dos túneles de desviación durante la constitución que serían luego aprovechados para la instalación de las obras de toma, un aliviadero de funcionamiento solo en casos de emergencia y la planta hidroeléctrica (Véase plano N° 13).

Las características más importantes de este Conjunto es el uso de las obras de toma para la evacuación de los excedentes de agua que lleguen al embalse reservandose el aliviadero para el caso que estas no funcionen por cualquier razón.

A continuación se describen los criterios seguidos en la escogencia de las obras de toma y el aliviadero.

TUNEL DE DESVIACION Y OBRAS DE TOMA

En este punto es donde se encuentran las principales diferencias entre los dos conjuntos de Obras, debido al uso de dos túneles de 5.00 m. de diámetro en vez del único de 7.00 m.

Durante el tiempo de desviación del río éstos dos túneles permitirían una operación flexible al poderse desviar por un túnel mientras se trabaja en el otro y viceversa

Una vez terminada la fase de desviación se procederá a adaptar los túneles utilizandolos como obras de toma para extraer el agua necesaria para las turbinas y el riego y -- además

servir como vías de alivio cuando se registrare alguna creciente.

En total se instalarían 4 válvulas Howell-Bunger, - 2 en cada túnel, de 100" de diámetro y que descargarían un total de 520 m³/s. con el embalse a elevación 265.00 o sea a Nivel Normal. (Véase gráficos Nos. 8 y 9).

La selección de la capacidad de descarga y por consiguiente del tamaño de las válvulas, se hizo considerando que con una descarga total de 350 m³/s a nivel normal se puede controlar con toda seguridad el río, ya que permite desaguar el volumen aportado en el mes más húmedo en record con un factor de seguridad de 2 y se puede desaguar el volumen aportado en el mes de Noviembre más húmedo con un factor de seguridad de 4; se puede desaguar el volumen aportado durante el invierno del año más húmedo manteniendo un factor de seguridad de 2,98. Siguiendo el criterio del Cuerpo de Ingenieros de E.U. se decidió que uno solo de los túneles deberá entonces tener una capacidad a nivel normal del 75% de la capacidad total requerida para las tomas, ó sea $0,75 \times 350 = 260 \text{ m}^3/\text{s}$. Esta capacidad es suplida por un túnel equipado con 2 válvulas Howell Bunger de 100 " de diámetro.

A su vez, este tamaño de válvulas satisface plenamente las necesidades para riego, las que han sido fijadas en 175 m³/s para 150.000 Has., habiéndose fijado que un solo túnel con 2 válvulas abiertas deberá ser capaz de suplir este gasto en el embalse en la cota 230,00.

En caso que se presentase la creciente máxima las válvulas comenzarían a descargar a plena capacidad sin tener que recurrir al aliviadero. En esta forma, descargando 520 - m³/s, el nivel del embalse subiría hasta la cota 268.50 y tardaría 4 días y 16 horas en volver a la cota 265.00 (Véase gráfico N° 10).

El aliviadero solo sería usado en caso de que el-comenzar a subir el nivel por encima de la elevación 265.00 nos encontramos con los túneles fuera de servicio por cual -

quier razón; como ésta situación tiene muy pocas probabilidades de presentarse el aliviadero requerido puede simplificarse bastante y el pozo amortiguador sería eliminado sustituyendo por un salto en "sky".

Cada uno de los dos túneles estaría provisto de las siguientes partes: Torre de toma donde estarán colocadas las rejillas y una compuerta "fixed wheel" de 7.50 x 5.00 m. que cortaría el agua desde el comienzo del túnel. A esta torre se tendría acceso por un puente de aproximadamente 75 mts. de luz. Desde la torre continuaría un túnel inclinado a 45° de 5.00 mts. de diámetro que iría a empalmarse con el túnel de desviación.

Desde el eje de la presa el túnel iría revestido con un conducto de acero de 4.25 mts. de diámetro que se bifurcaría al llegar a la planta hidroeléctrica en 2 conductos, uno que entra en la correspondientes turbinas y otro que terminaría en una válvula "Howell-Bunger de 100" de diámetro (Véase plano N° 14).

ALIVIADERO

Como se ha explicado anteriormente el aliviadero estará destinado a funcionar solo cuando no se cuente con las tomas y sea necesario evacuar algún excedente de agua.

Por los estudios anteriormente realizados conocimos que mientras más pequeñas fuese la cresta menos costaría el aliviadero así que adoptamos una longitud de 10.00 mts. por considerar que este era el mínimo posible.

En cuanto a la elevación de la cresta la fijamos de tal forma que en caso de tener que evacuar la máxima crecienta por el aliviadero el nivel máximo del agua no subiría por encima de los 268.50 antes fijados. Para este efecto se realizaron los transitos de avenidas siguientes:

Elevación	Gasto	Elevación Máxima
<u>Cresta</u>	<u>Máximo</u>	<u>del agua</u>
264,00	265 m ³ /s	269,23
262,00	410 "	269.06
262,00	580 "	268.90
258,00	765 "	268.70

La elevación de la cresta la fijamos en 258,00 aún cuando por los resultados anteriores nos damos cuenta que el agua sube 20 cms. por encima del límite fijado o sea que estaríamos disminuyendo en 20 cms. el borde libre. Dado los esporádico del funcionamiento del aliviadero, lo costoso de bajar la cresta por debajo de 258,00 y lo poco que se excede - el valor de 268.50, creemos justificado dejar la cresta en - 258,00.

Así pues el aliviadero tendrá una cresta de 10.00 mts. de longitud a la cota 258.00 y sobre la cual irían dos compuertas de 10.70 x 5.00. La descarga máxima sería de 765 m³/s.

Después de la cresta continúa una transición al túnel circular de 6.50 de diámetro y 7% de pendiente que termina en un "flip" de tal forma que el agua es arrojada al cauce del río lejos de las demás estructuras. (Véase planos Nos. 15, 16 y 17)

Desde ahora se sabe que cuando funcione el aliviadero este lanzamiento del agua va a causar erosión en el cauce del río, pero se piensa que esta no será retroactiva y por tanto no perjudicará la estabilidad de las otras estructuras. Quizás la planta hidroeléctrica sufra un poco dado que el lanzamiento del agua puede crear barreras materiales en el río que provoquen un remanso del agua.

La perspectiva de ahorrarse el pozo amortiguador y la seguridad de lo esporádico del funcionamiento del aliviadero hacen este riesgo plenamente justificado.

Son estas las estructuras que componen el Conjunto de Obras II y a continuación presentamos los costos estimados de cada una de ellas.

OBRAS DE TOMA

Nº	Descripción	Unid.	Cantid.	Precio Unit.	Costo Total
1º	Excavación a cielo abierto sin clasificar.	M ³	30.985,00	10,00	309.850,00
2º	Excavación de dos túneles de D.I=5.00	M ³	22.608,00	150,00	3.391.200,00
3º	Excavación de dos ramales inclinados	M ³	216,00 1.027,00	300,00 30,00	95.610,00
4º	Entibado de acero para los dos túneles y dos ramales	Kgs	593.040,00	2,50	1.482.600,00
5º	Revestimiento de concreto en los túneles y ramales	M ³	7.292,00	180,00	1.312.560,00
6º	Concreto estructural en las dos torres de toma.	M ³	3.720,00	360,00	1.339.200,00
7º	Puente de acceso a la torre L=80,00 m. y b=4.00 m.	M ²	320,00	1.000,00	320.000,00
8º	2 compuertas "fixed wheel"	Kgs	360.000,00	5,00	1.800.000,00
9º	Rejillas para las 2 torres.	Kgs	75.000,00	3,50	262.500,00
10º	2 Conductos de acero de Ø 4.25 m.	Kgs	952.000,00	3,50	3.332.000,00
11º	4 Válvulas Howell Bunger de 100" de diámetro.	Pieza	4	225.000,00	900.000,00
Sub-Total					14.545.520,00
Gastos de Administración, Inspección etc (10%)...					1.500.000,00
Imprevistos 10%.....					1.500.000,00
TOTAL.....					17.545.520,00

ALIVIADERO

Nº	Descripción	Unid.	Cantid.	Precio Unit.	Costo Total
1º	Excavación a cielo abierto sin clasificar	M ³	28.342,00	10,00	283.420,00
2º	Excavación del túnel inclinado del aliviadero	M ³	245,00 5.775,00	300,00 30,00	246.750,00
3º	Excavación del- túnel del ali - viadero	M ³	14.146,00	150,00	2.121.900,00
4º	Entibado de acero en el túnel del - aliviadero	Kg	195.888,00	2,50	489.720,00
5º	Revestimiento de concreto en el - túnel del alivia- dero	M ³	6.000,00	180,00	1.080.000,00
6º	Concreto ciclopeo en el cimacio y - pilas	M ³	660,00	180,00	118.800,00
7º	Concreto estructu- ral en canal de - salida y "flip"	M ³	342,00	300,00	102.600,00
8º	Compuertas radia- les (2)	Kg	50.000,00	5,00	250.000,00
9º	Puente de acero aprox. 13 m. de- luz y b=4.00 m	M ²	52,00	700,00	36.400,00
Sub-Total.....E\$					4.729.590,00
Gastos de Administración, Inspección 10%.....E\$					473.000,00
Imprevistos 10%.....E\$					473.000,00
Total.....E\$					5.675.590,00

RESUMEN DE COSTOS Y CONCLUSIONES

Resumiendo los precios anteriormente estimados llegamos a las siguientes cantidades como costos de los Conjuntos de Obras I y II.

CONJUNTO DE OBRAS I.

Presa: (272.00)	Bs.	41.000.000
Toma Principal	"	13.227.087
Toma Auxiliar	"	3.763.694
Aliviadero	"	10.376.890
Total	Bs	<u>68.367.671</u>

CONJUNTO DE OBRAS II

Presa (272.00)	Bs	41.000.000
Tomas	"	17.545.520
Aliviadero	"	5.675.590
Total	Bs	<u>64.221.110</u>

Como lo demuestran las cifras anteriores, existe una diferencia de Bs. 4.146.561 a favor del Conjunto de Obras II, lo cual lo hace evidentemente más atractivo que el I.

Existen además otros factores que inclinan aún más la balanza hacia el Conjunto II, como son los siguientes:

a) Construcción y puesta en servicio.

Esta solución, con dos túneles de fondo, permite una operación más flexible durante el período de construcción y de la puesta en servicio de las obras. Durante la construcción, permite ir alternando las diversas fases de excavación, vaciado y colocación del forro de acero a fin de obtener un rendimiento máximo de los equipos con la consiguiente disminución en el tiempo total de las obras.

Si se construyera el túnel de 7.00 m. de diámetro, sería necesario esperar todo el año, que es el tiempo de construcción de dicho túnel, antes de empezar a trabajar en el cauce del río y colocar terraplén. Además, sería necesario colocar inmediatamente el revestidor de acero, ya que posteriormente sería imposible debido a la necesidad de pasar por el túnel los aportes de verano del río. En caso de que se colocara en invierno, sería necesario esperar a tener lista la presa y cerrar las compuertas de emergencia de las torres-tomas, con el consiguiente retraso en la puesta en servicio de la planta.

b) Facilidad de Operación.-

El hecho de disponer de dos túneles que tienen cada uno una capacidad normal de aproximadamente $260 \text{ m}^3/\text{s}$. permite una flexibilidad de operación ya que prácticamente se puede en cualquier momento, si así se desea, suspender las operaciones de uno de los túneles a fin de examinarlo ó repararlo sin afectar en lo más mínimo el suministro de agua para riego durante la época de verano. Unicamente quedaría afectada, principalmente durante la época de riego, la producción de energía. Sin embargo, ésta es un producto secundario del sistema, además de que siendo un sistema interconectado, podrá ser suplida temporalmente por alguna otra planta. Por otra parte, la unidad que estaría en funcionamiento podría suplir gran parte de la producción poniéndola a funcionar a su capacidad total. Con una capacidad como la expuesta, se puede desaguar el volumen aportado en el mes más húmedo en record manteniendo un factor de seguridad de 3.10 y se puede desaguar el volumen de agua aportado durante el mes de Noviembre más húmedo manteniendo un factor de seguridad mayor de 6; se puede desaguar al volumen aportado durante el invierno del año más húmedo manteniendo un factor de seguridad de 4.50

c) Control Total del Río.-

El uso de los dispositivos de toma como reguladores permite obtener un control total del río, el que prácticamente quedará convertido en un canal alimentador de la zona de riego. Al reducir la descarga máxima a unos $520 \text{ m}^3/\text{s.}$, todas las demás estructuras de derivación podrán ser reducidas en tamaño y en costo y las riberas podrán ser pobladas sin tener que ejecutar obras de protección especiales.

d) Planta Eléctrica más fácil de localizar y construir.-

Al usar dos túneles, es factible construir la planta y casas de válvulas inmediatamente a continuación de los portales de los túneles, ya que puede ser construída en el espacio libre que quede entre ellos, desviando el río por medio de dos flumes construídos a la salida de cada túnel. Entre los dos flumes construídos una estaguía a fin de mantener seco el sitio de trabajo. Una vez construída la planta propiamente dicha, se procedería a construir la parte correspondiente a las casas de válvulas, las que quedarías situadas sobre los flumenes de desviación provisional.

Son todas estas razones las que nos llevan a considerar el Conjunto de Obras II como el más conveniente para el aprovechamiento del río Boconó y por lo cual creemos que el proyecto definitivo debe ser elaborado en base a este esquema.

B I B L I O G R A F I A

Informe hidrológico preliminar de las cuencas de los ríos Boconó y Tucupido.

División de Hidrometeorología. Mayo de 1.962.

Informe sobre las condiciones de fundación para la construcción de las obras de la presa "Peña Larga" sobre el río Boconó, Estado Barinas. División de Geotecnia. Agosto de 1.963.

Cálculo de la creciente con frecuencia una vez en 15 años. Río Boconó en Peña Larga.

Report on the economic feasibility of stage development of the Boconó-Tucupido project. Tipton and Kalmbach. Mayo de 1.962.

Resumen de datos hidrométricos 1940 - 1962. División de Hidrometeorología. Julio de 1.963.

Valves, gates and steel conduits.

United States Bureau of Reclamation.

Turbines and pumps. United States Bureau of Reclamation.

Design of Small Dams. United States Bureau of Reclamation.

Review of August 1.963 by J.B. Cooke. Boconó Tunnel. Boconó Tucupido Project. Octubre de 1.963.

A N E X O I

SISTEMA BOCONO-TUCUPIDO
Requerimientos de Riego en metros (Método Lowry-Johnson)

	A Ñ O S							
	1952-53	1953-54	1954-55	1955-56	1956-57	1957-58	1958-59	1959-60
ABRIL	-	0,066	-	0,114	0,158	0,143	0,176	0,166
MAYO	-	-	-	-	-	-	-	-
JUNIO	-	0,056	-	-	-	-	-	-
JULIO	-	-	-	-	-	-	-	-
AGOSTO	-	-	-	-	0,032	-	-	-
SEPTIEMBRE	0,010	-	0,034	-	-	0,022	0,047	-
OCTUBRE	-	0,082	-	-	-	-	-	-
NOVIEMBRE	0,133	0,077	0,086	0,082	0,017	0,066	0,099	0,081
DICIEMBRE	0,168	0,203	0,183	0,202	0,198	0,119	0,181	0,124
ENERO	0,202	0,234	0,168	0,205	0,217	0,212	0,249	0,161
FEBRERO	0,217	0,237	0,207	0,207	0,203	0,234	0,252	0,247
MARZO	0,235	0,275	0,187	0,196	0,264	0,254	0,264	0,282
T o t a l...	0,965	1,230	0,865	1,006	1,089	1,050	1,268	1,061

BOCONO SOLO - Costo del Aliviadero

Solución 2 : Canal Abierto

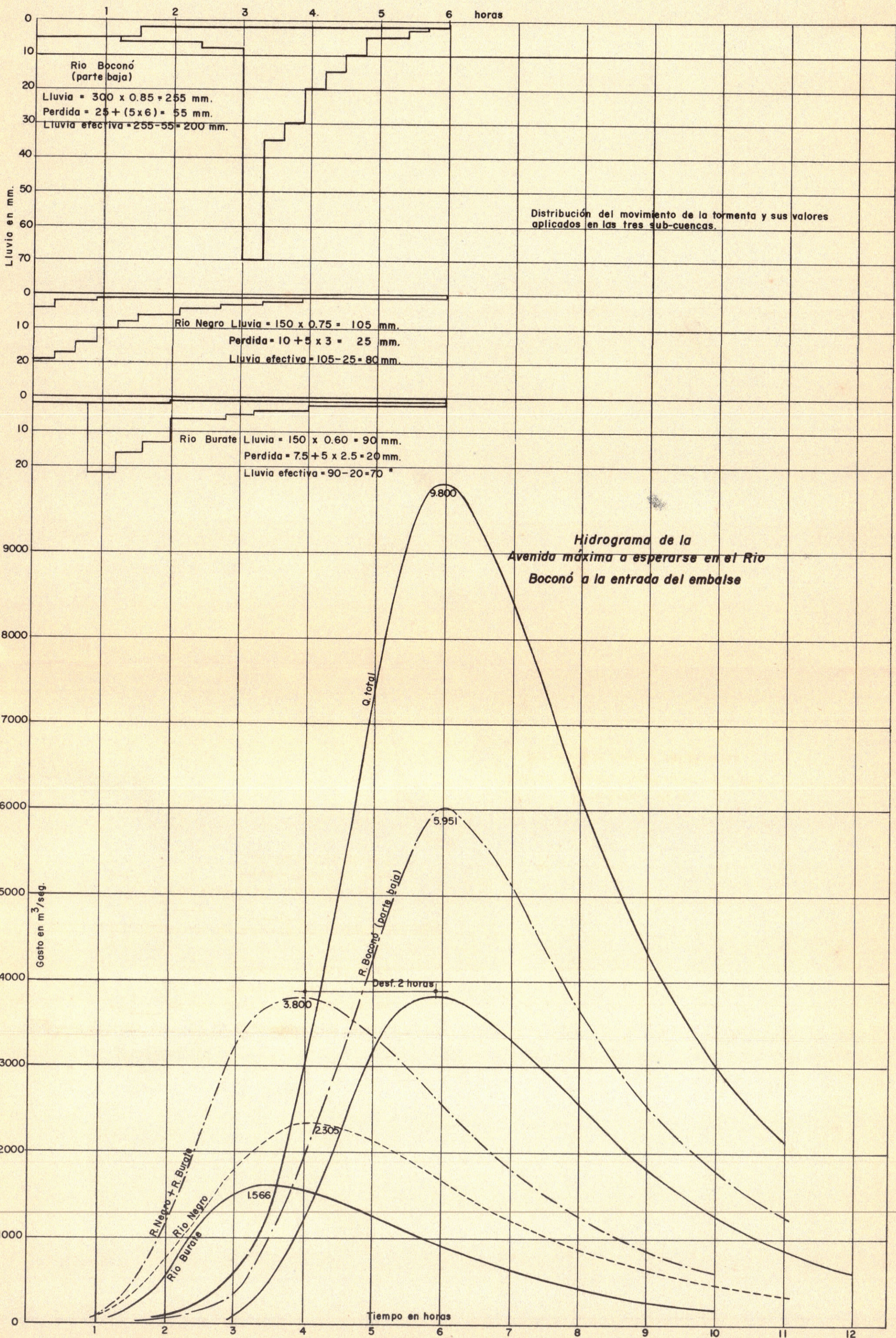
Longitud de Cresta	15		20			25			30			
Ancho de Pozo	17,70	25	22,70	30	35	27,70	35	40	25	32,70	40	45
Q máximo m ³ /seg.	734		948			1.150			1.344			
COTAS												
Cresta de la Presa	266,78		266,63			266,49			266,37			
Máxima Elevación Agua	263,78		263,63			263,49			263,37			
Cresta del Aliviadero	256,00		256,00			256,00			256,00			
Canal de Aproximación	253,00		253,00			253,00			253,00			
Restitución p.Q máximo	194,50		195,00			195,40			195,80			
Solera del Pozo	177,00	179,20	177,92	180,12	181,12	178,84	180,71	181,62	176,56	179,24	180,05	180,56
LONGITUDES (m)												
Canal	254,70	248,25	252,50	247,15	244,50	250,15	245,52	243,27	255,84	249,10	247,10	245,84
Pozo	76,15	64,75	66,10	64,70	60,40	71,21	63,46	59,53	82,73	71,21	67,73	65,53
EXCAVACION (m ³)												
Canal (Δ)	474.693	466.417	510.887	502.122	512.155	537.635	529.027	538.669	596.603	591.171	603.512	616.519
Pozo	146.763	176.807	147.618	150.612	160.640	153.501	157.737	161.340	169.577	168.119	175.646	183.178
CONCRETO (m ³)												
Cimacio	523	523	679	679	679	828	828	828	978	978	978	978
Canal losa fondo	3.100	3.324	3.950	4.460	4.385	4.788	4.945	5.371	4.924	5.601	5.861	6.357
muros	1.777	1.738	1.940	1.907	1.817	1.777	1.623	1.742	2.032	1.691	1.666	1.613
Pozo losa fondo	1.999	2.427	2.251	2.912	3.171	2.959	3.332	3.572	3.102	3.493	4.064	4.423
muros	6.194	3.858	5.040	3.826	3.180	5.359	3.722	2.808	7.046	5.360	4.616	4.076
COSTO (Bs.)												
Aliviadero	94.100	94.100	122.200	122.200	122.200	149.000	149.000	149.000	176.000	176.000	176.000	176.000
Canal (Δ)	5.900.000	5.850.400	6.480.870	6.485.320	6.543.650	6.866.700	6.766.200	6.983.500	7.560.400	7.539.200	7.707.100	7.920.500
Pozo	4.035.300	3.603.800	3.690.380	3.427.620	3.353.600	4.002.500	3.546.500	3.310.600	4.782.300	4.255.800	4.184.900	4.143.000
Compuertas	66.000	66.000	103.200	103.200	103.200	136.800	136.800	136.800	176.400	176.400	176.400	176.400
TOTAL Bs.	10.095.400	9.614.300	10.396.650	10.138.340	10.122.650	11.155.000	10.598.500	10.579.900	12.695.100	12.147.400	12.244.400	12.415.900

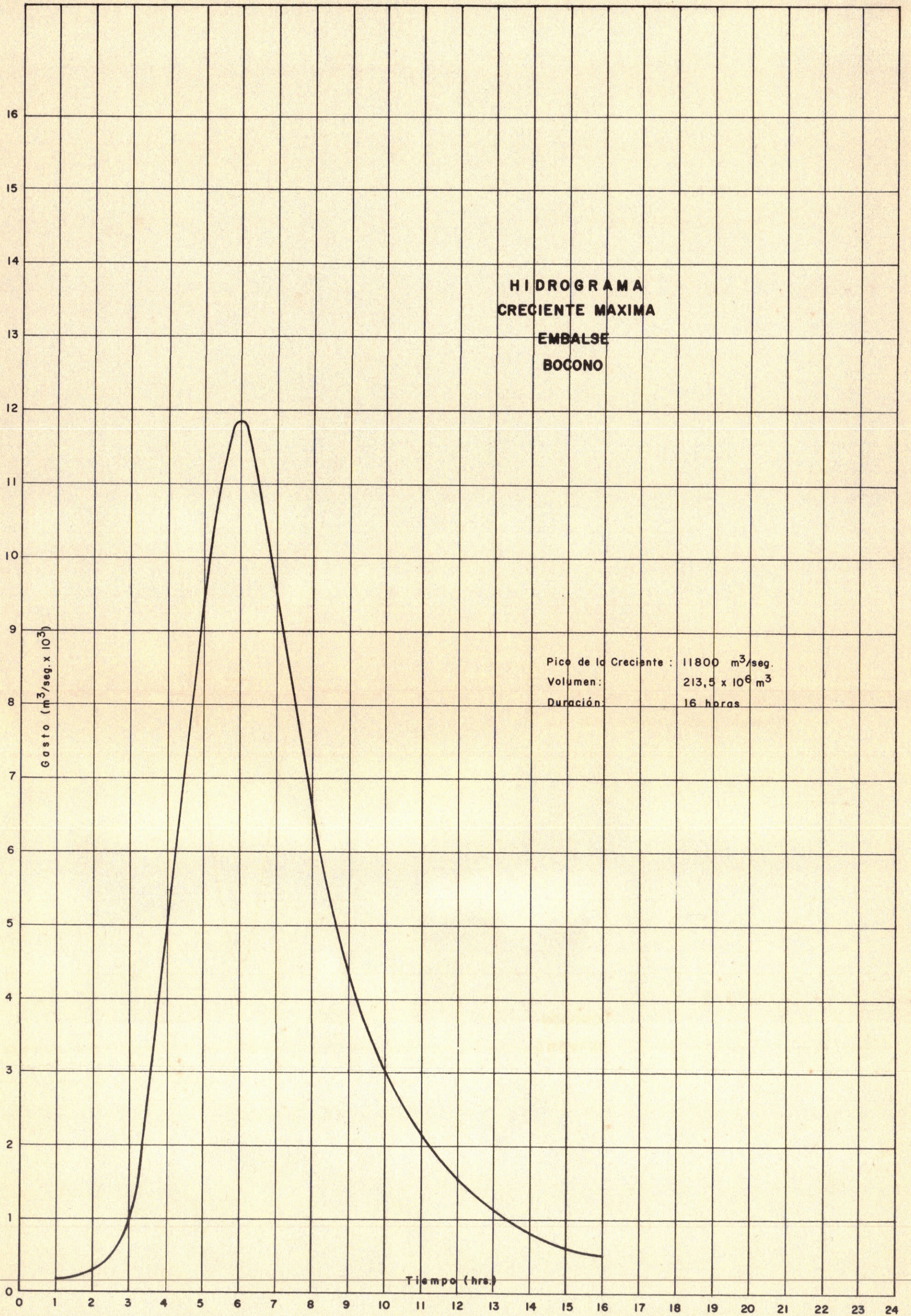
(⬆) Incluye canal de aproximación

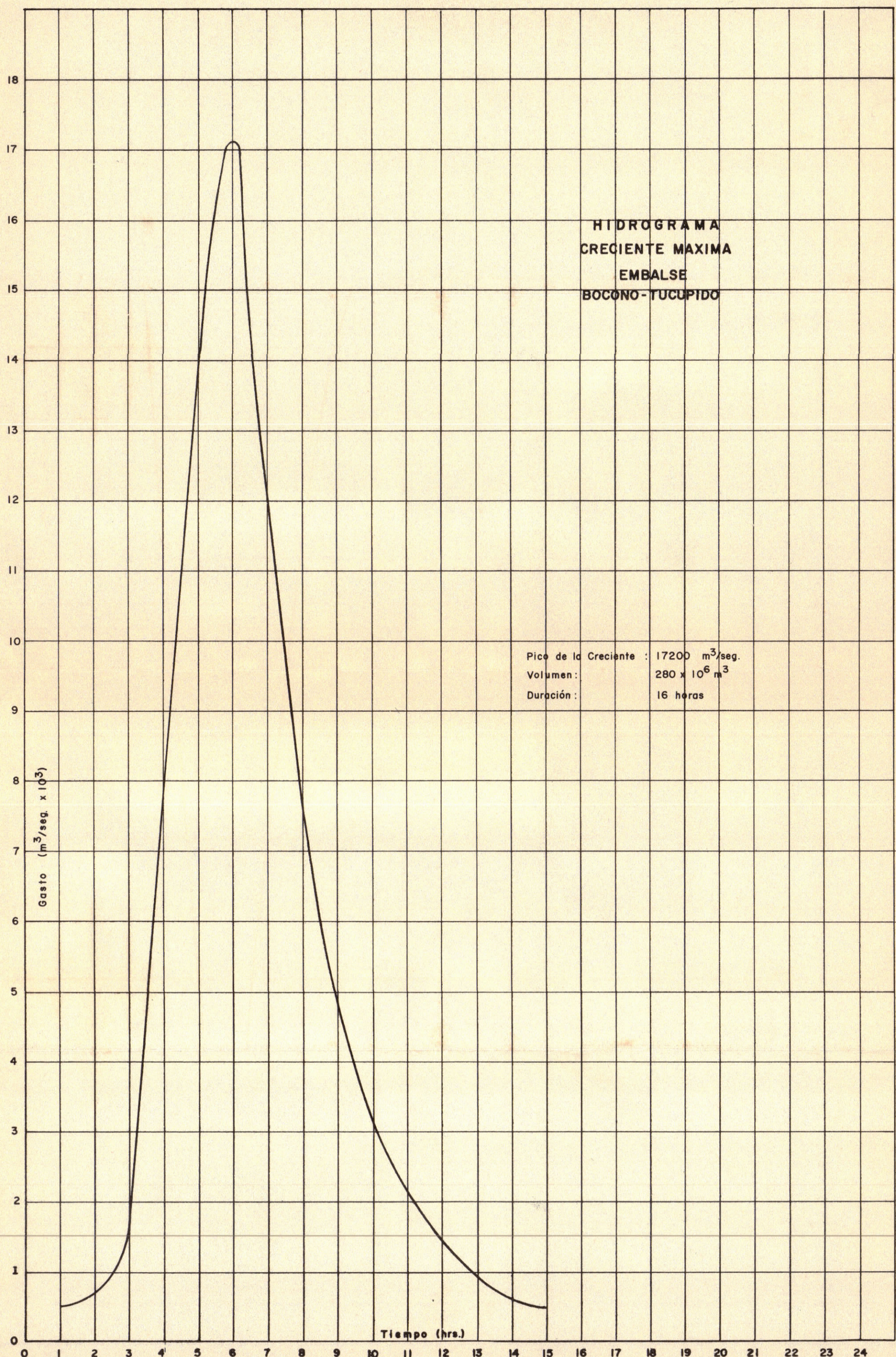
BOCONO SOLO - Costo del Aliviadero

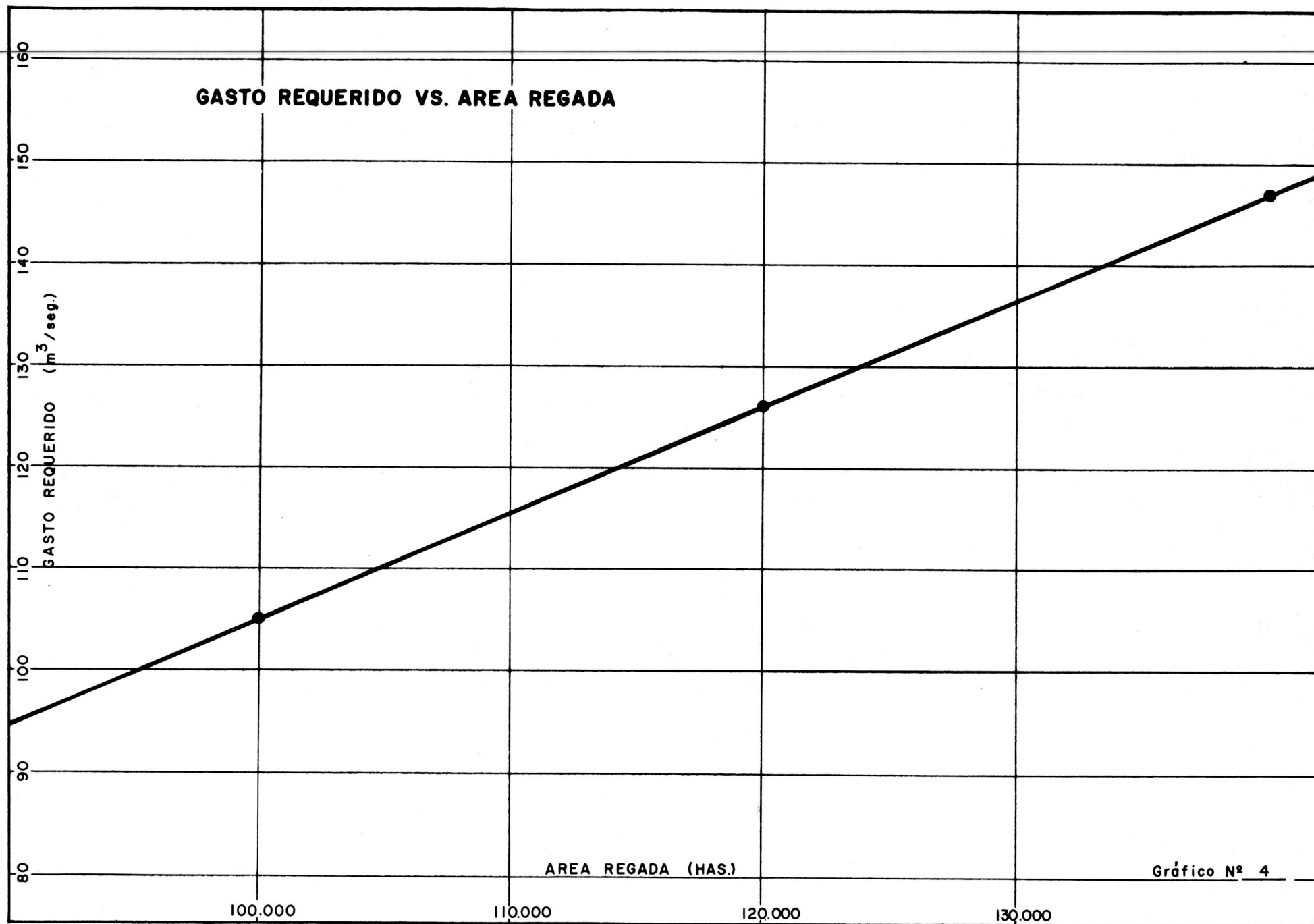
Solución 3: Tunnel

Longitud de Cresta	10			15			20		
Ancho de Pozo	20,00	25,00	30,00	20,00	25,00	30,00	20,00	25,00	30,00
Q máximo :	965			1.100			1.225		
Diametro del Tunnel	7,50			8,00			8,50		
COTAS									
Cresta de la Presa	266,54			266,49			266,39		
Máxima Elevación del Agua	263,54			263,49			263,39		
Cresta del Aliviadero	251,00			253,00			254,00		
Canal de Aproximación	248,00			250,00			251,00		
Restitución para Q máximo	195,00			195,30			195,50		
Solera del Pozo	177,50	180,00	182,00	177,00	179,00	181,00	176,00	177,00	179,00
LONGITUDES									
Tunel inclinado	60,00			60,00			60,00		
Tunel horizontal	186,00			180,00			170,50		
Pozo	75,00	67,00	60,00	80,00	72,00	65,00	85,00	77,00	70,00
EXCAVACIONES									
Canal y Pozo	320.590	263.506	184.461	321.052	278.924	195.328	322.728	310.140	204.957
Tunel inclinado	5.784			8.224			10.213		
Tunel horizontal	11.310			11.959			13.118		
CONCRETO									
Tunel inclinado	864			1.150			1.330		
Tunel horizontal	3.100			3.143			3.447		
Placas del rapido y pozo	2.800	3.300	3.985	2.920	3.530	4.275	3.339	3.859	4.805
Muros rapido	227	307	361	311	386	550	427	476	729
Muros pozo	6.180	4.367	2.681	7.470	5.358	3.690	8.621	6.345	4.739
COSTOS									
Tunel inclinado	2.072.160	2.072.160	2.072.160	2.915.700	2.915.700	2.915.700	3.587.700	3.587.700	3.587.700
Tunel horizontal	1.906.000	1.906.000	1.906.000	1.981.650	1.981.650	1.981.650	2.173.500	2.173.500	2.173.500
Rapido y pozo	5.997.000	4.915.610	3.688.260	6.502.320	5.486.340	4.264.780	7.040.530	6.236.650	4.887.920
Compuertas	211.760	211.760	211.760	272.530	272.530	272.530	330.400	330.400	330.400
T o t a l	10.186.920	9.105.530	7.878.180	11.672.200	10.656.220	9.434.660	13.132.130	12.328.250	10.979.520

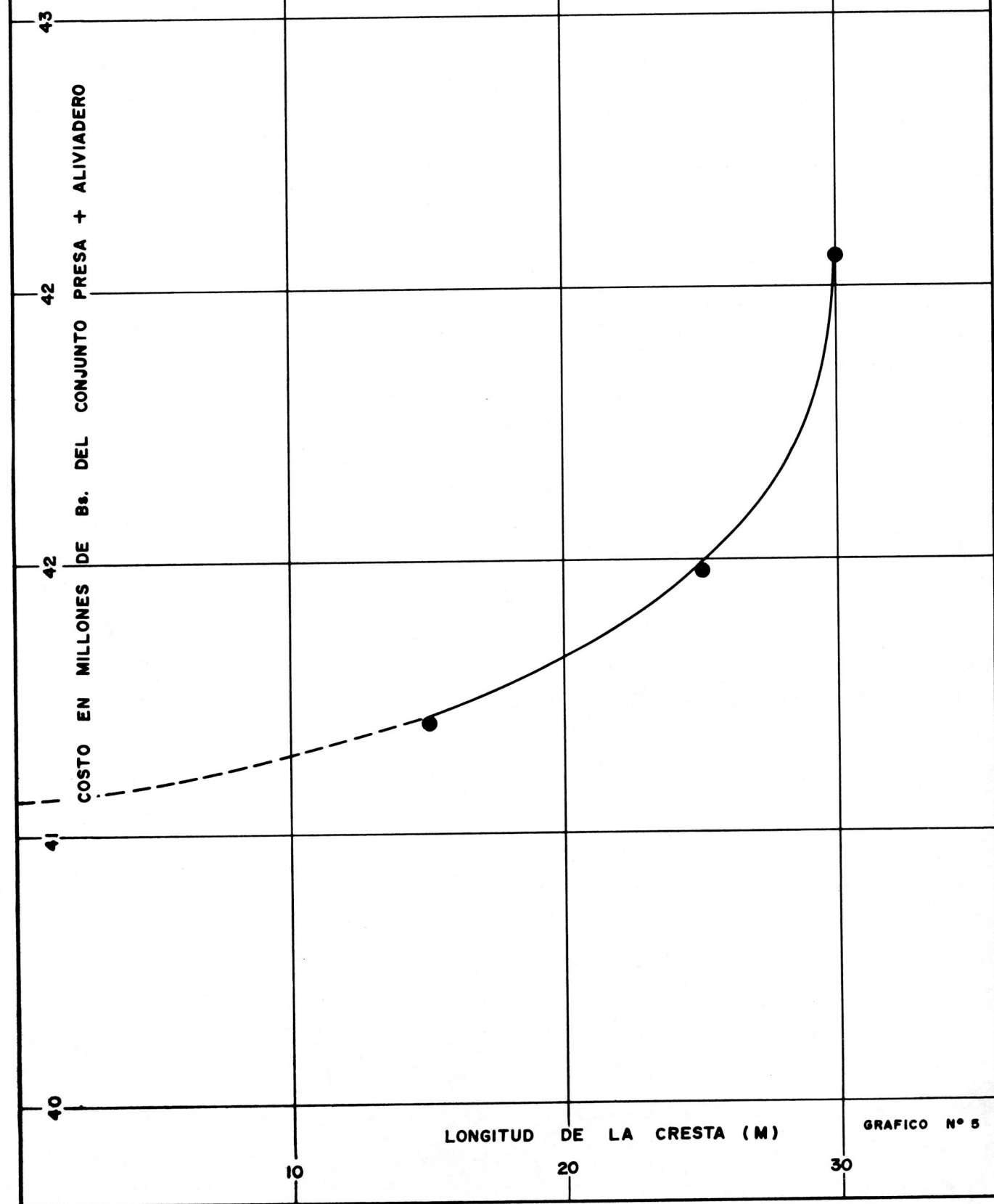








COSTO DE PRESA MAS ALIVIADERO VS. LONGITUD DE CRESTA
SOLUCION 2: ALIVIADERO EN CANAL ABIERTO



COSTO DE PRESA MAS ALIVIADERO VS. LONGITUD DE CRESTA
SOLUCION 3: ALIVIADERO EN TUNEL

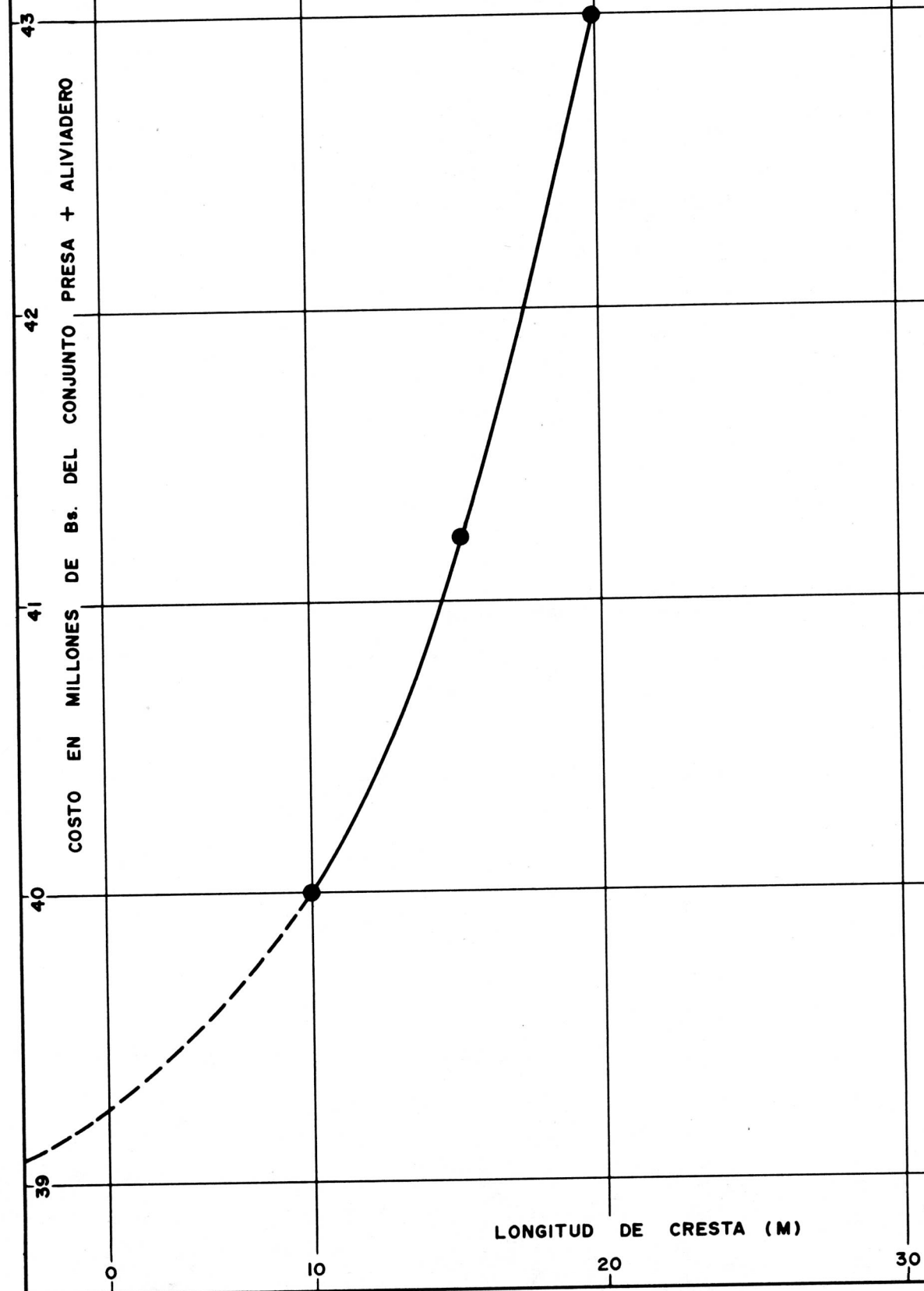


GRAFICO N° 6

CURVA DE DESCARGA DE UN TUNEL DE BOCONO
CON UNA VALVULA HOWEL BUNGER

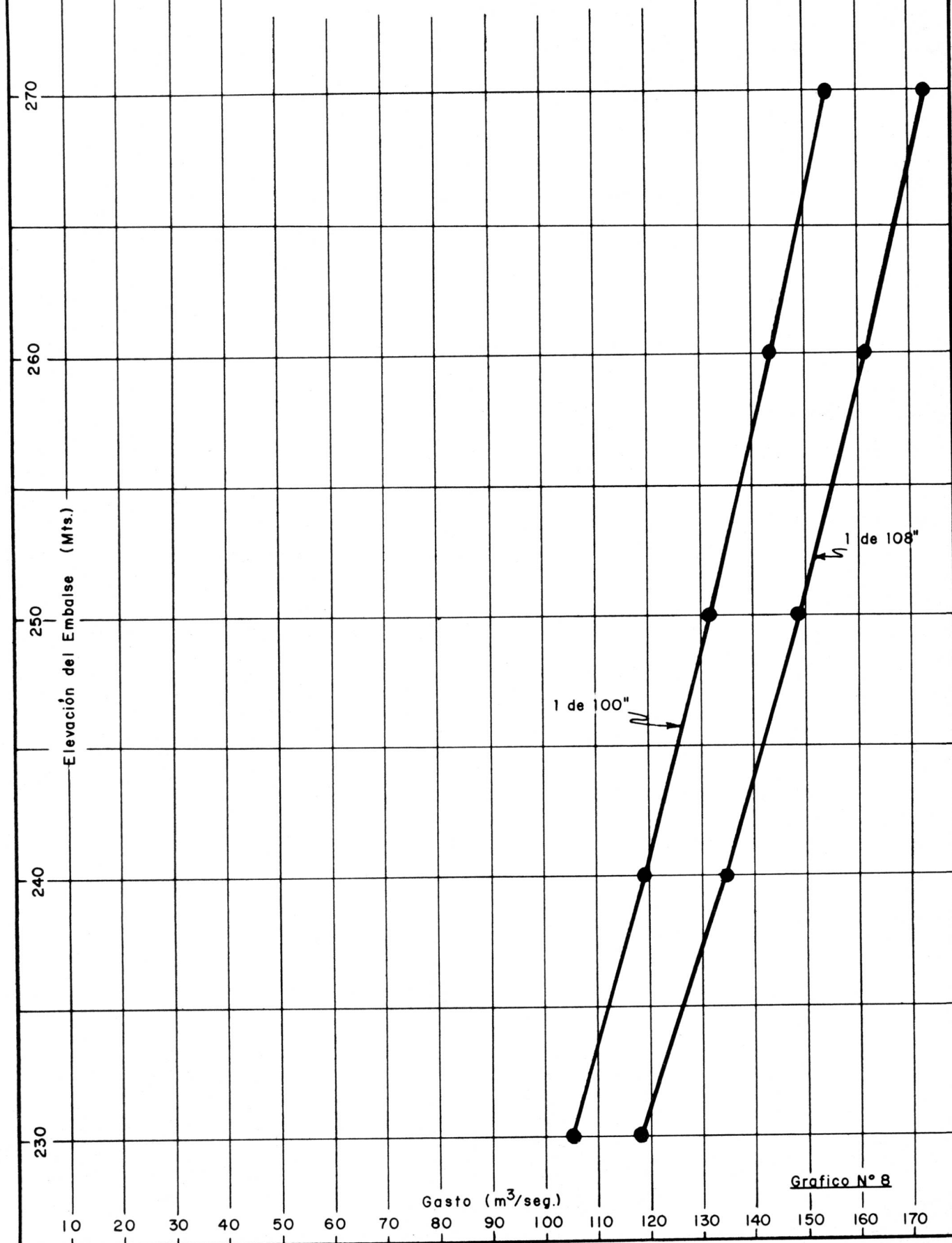


Grafico N° 8

CURVA DE DESCARGA DE 2 VALVULAS HOWELL BUNGER

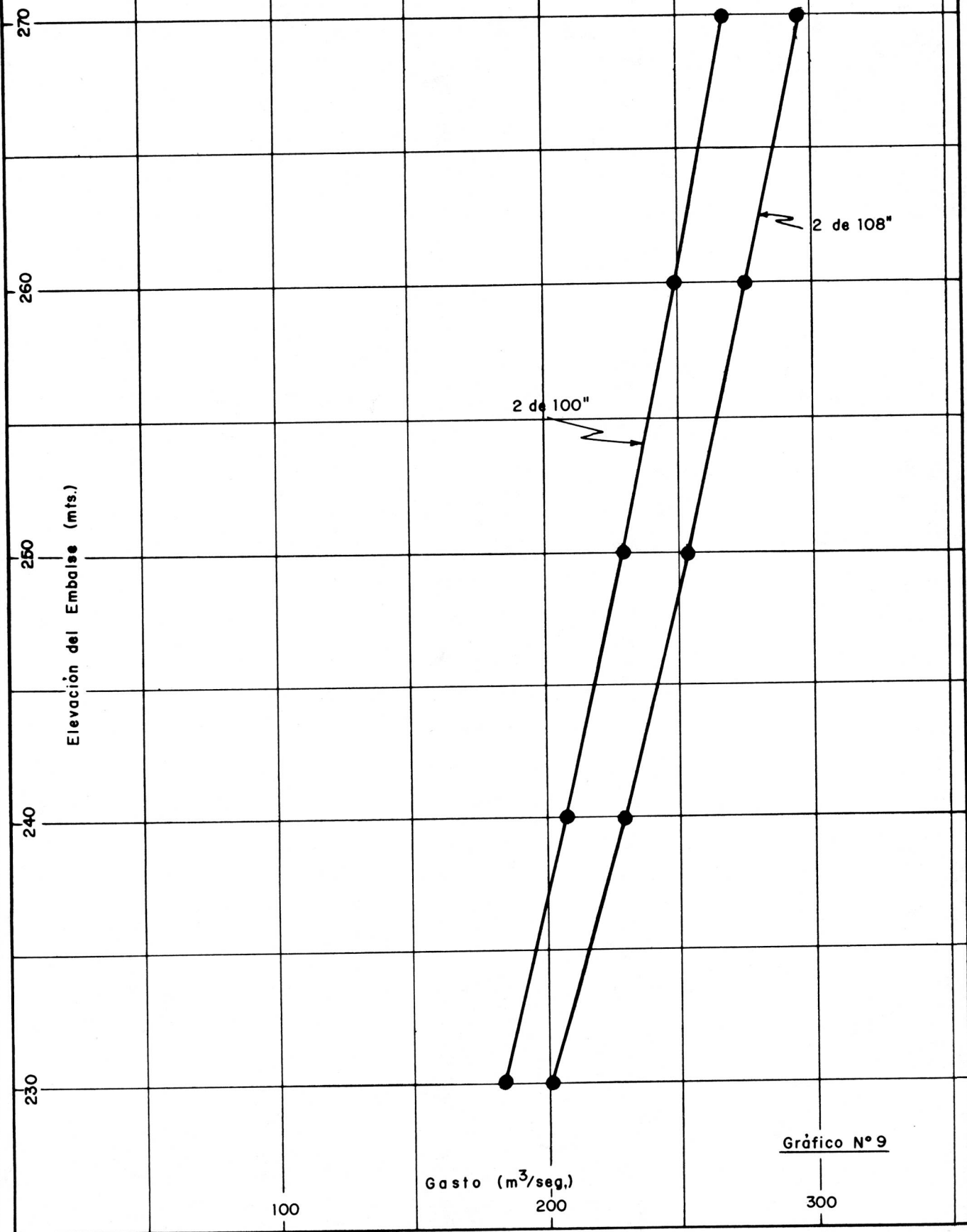


Gráfico N° 9

EMBALSE BOCONO

Evacuación de la Creciente Máxima por los Conductos de Toma

4 VALVULAS HOWELL-BUNGER DE 100"
TOTALMENTE ABIERTAS.-

LEC. PLAN. 1026
VOL. $\pm 179.3 \times 10^6 \text{ m}^3$

$Q = 520 \text{ m}^3/\text{seg.}$

T (horas)

A N E X O I I

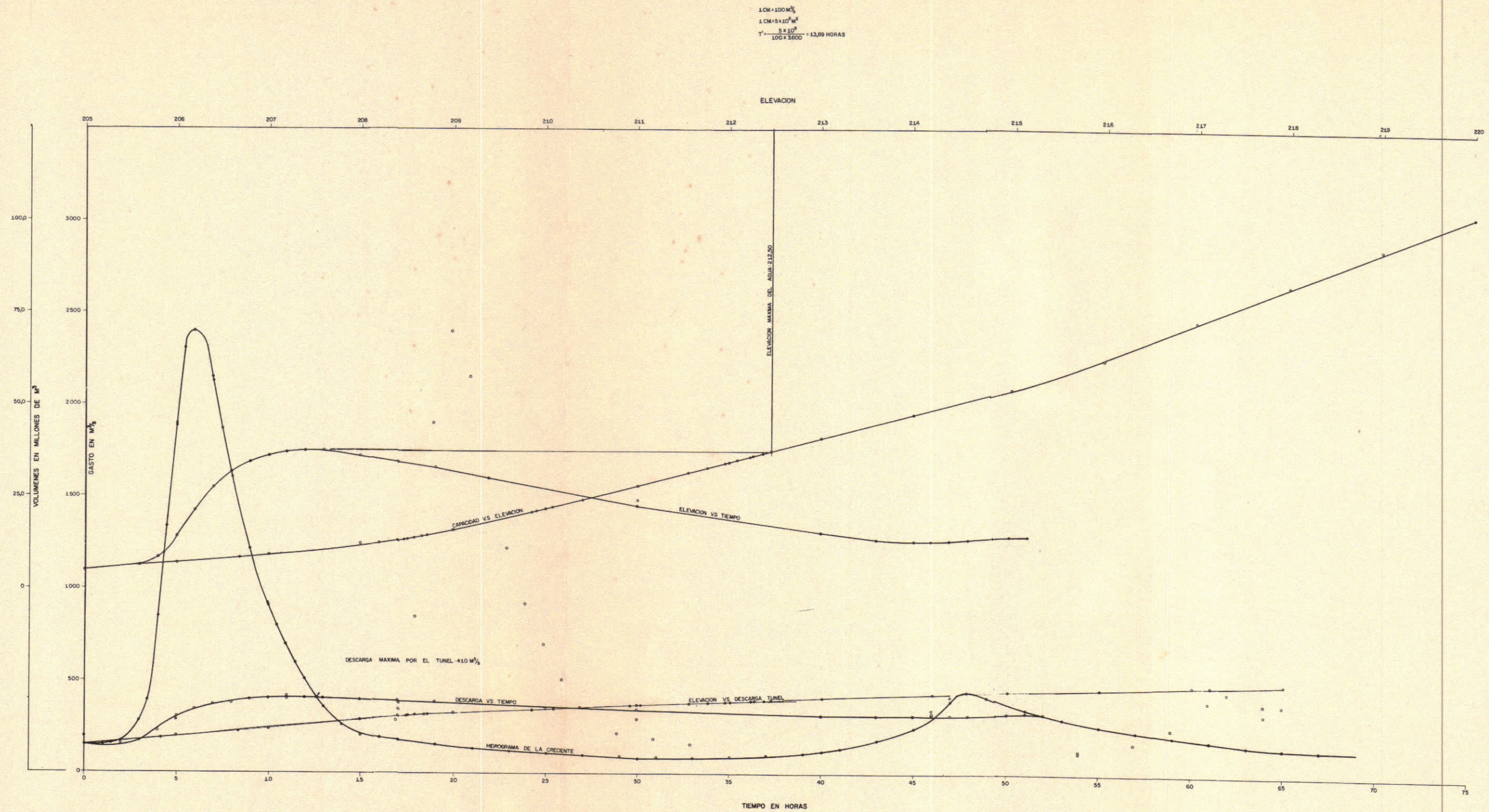
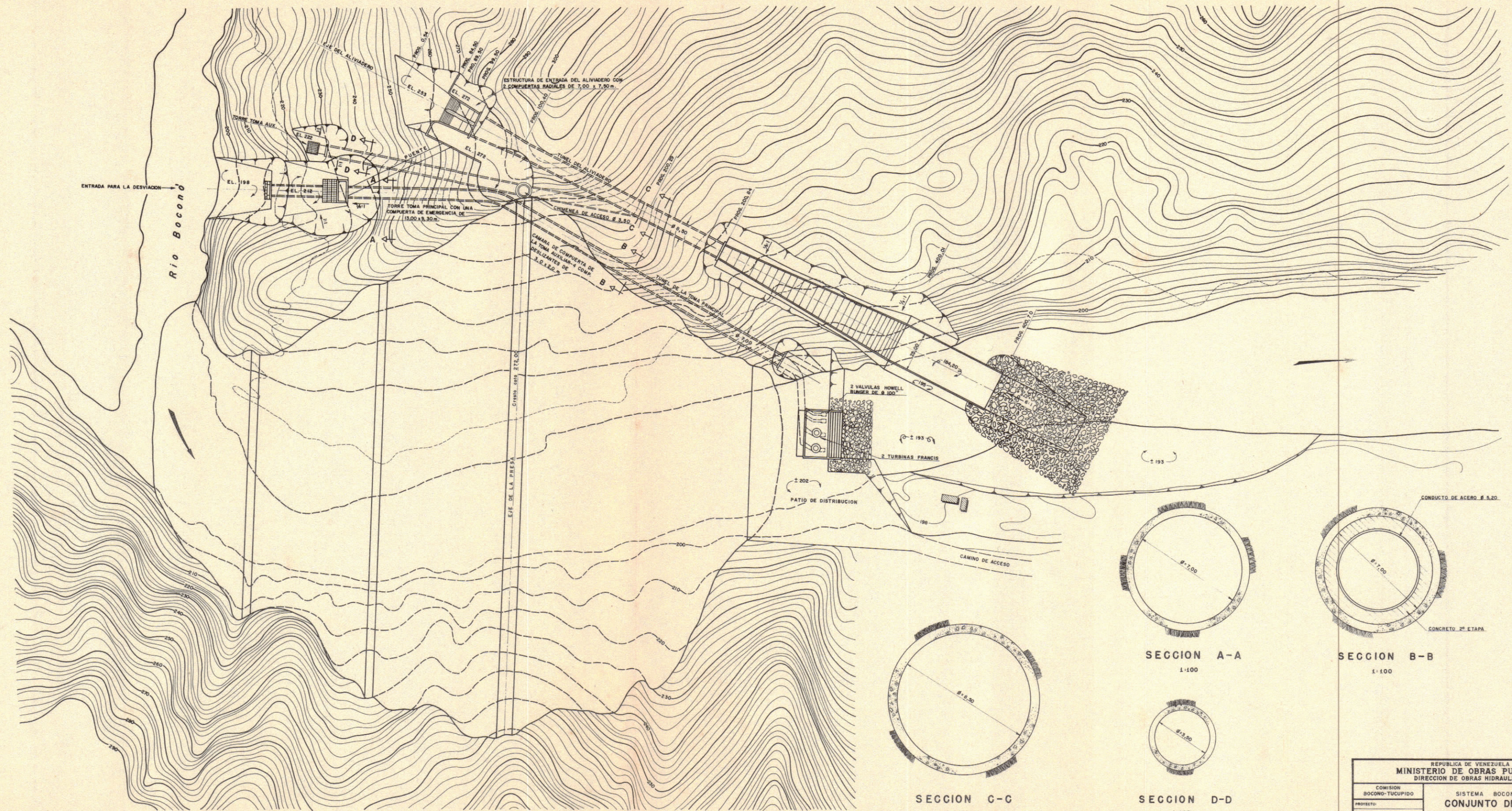
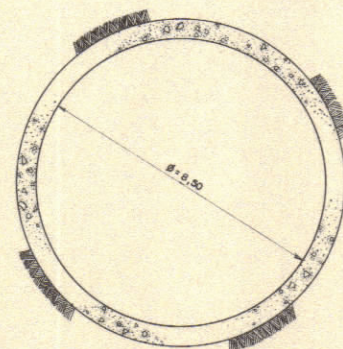


GRAFICO N° 7

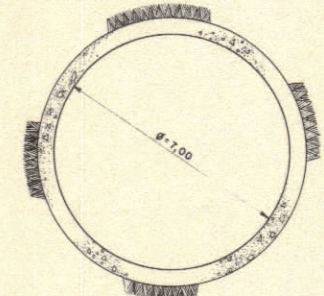
REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
TRANSITO DE LA CRECIENTE DE DESVIACION DEL RIO BOCONO			
METODO GRAFICO DE GOODRIDGE			
DIVISION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS BASICOS PROYECTO: CALCULO: DISEÑO: REVISOR: CONFORME: APROBADO:	LUIS BOUTER	FECHA: 17 ENERO 1963 ESCALA (S): INDICADAS	SERIE: TOTAL TOTAL HOJAS: REF.



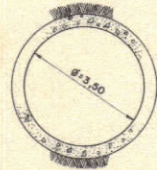
PLANTA
1:1000



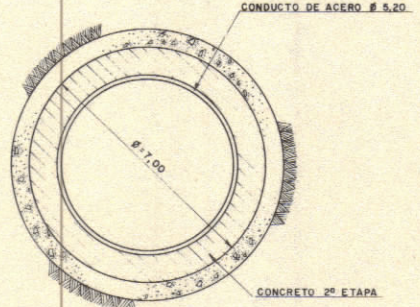
SECCION A-A
1:100



SECCION B-B
1:100

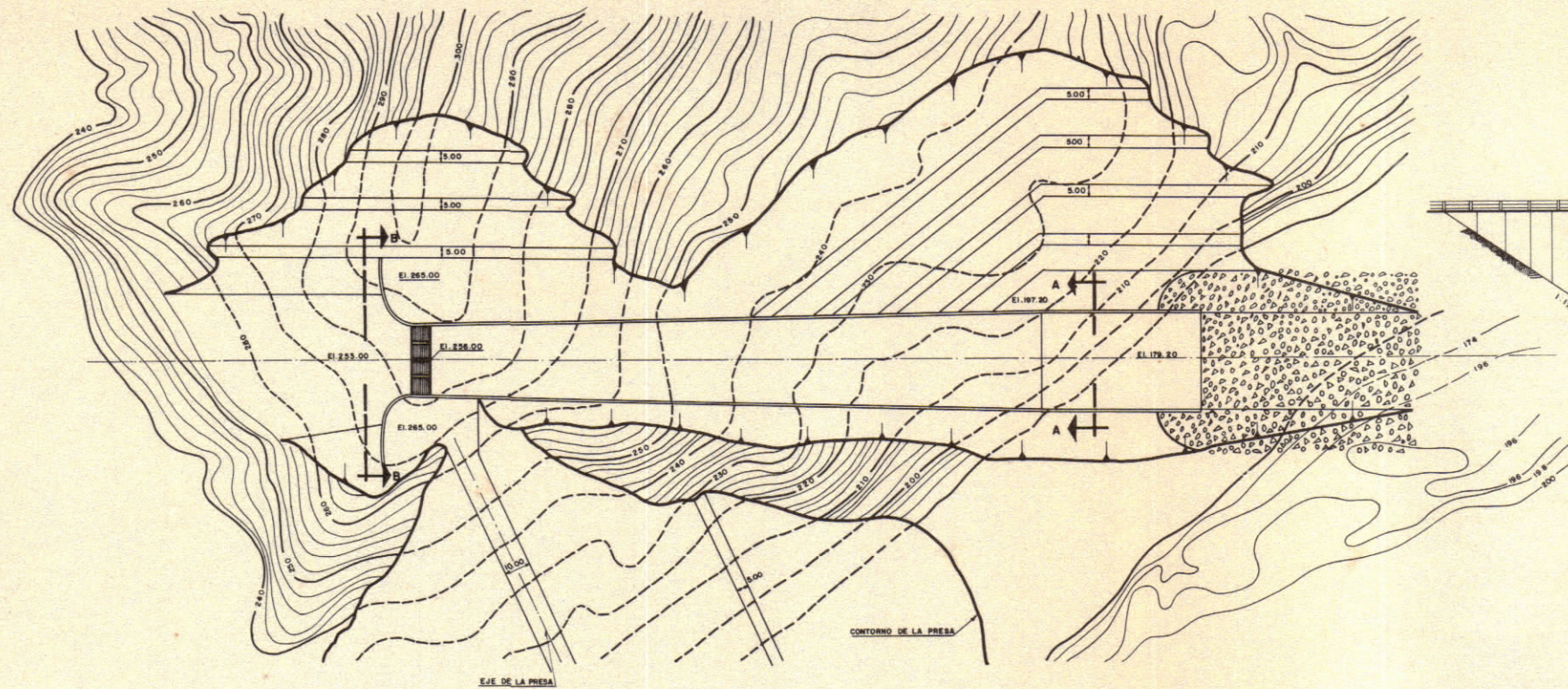


SECCION C-C
1:100

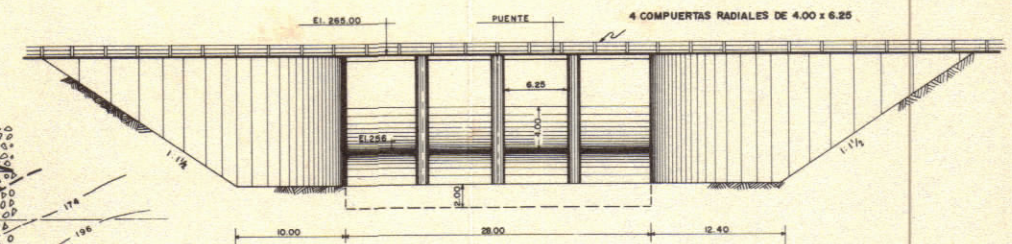


SECCION D-D
1:100

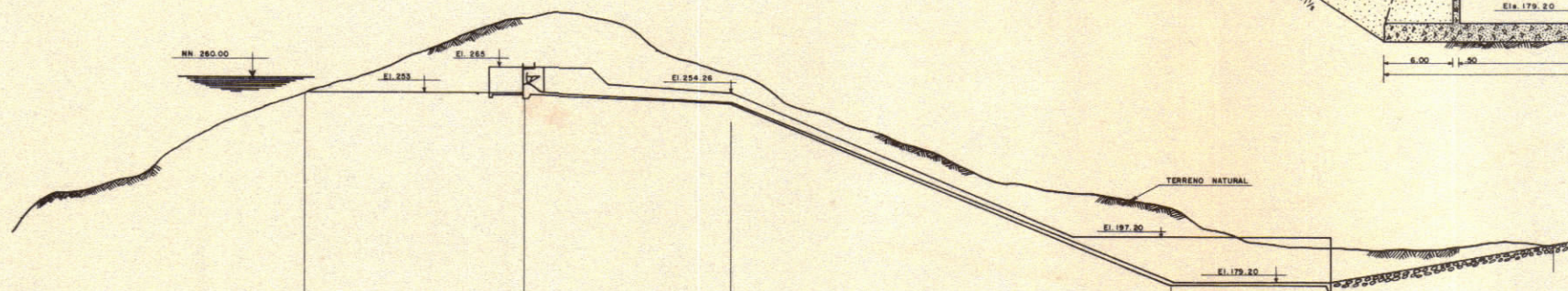
REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
COMISION BOCONO-TUCUPIDO		SISTEMA BOCONO-TUCUPIDO CONJUNTO DE OBRAS I -EMBALSE BOCONO- DESCARTADO	
PROYECTO: CALCULO: DISEÑO: Eliezer Bustillos R.	REVISOR: CONFORME: <i>[Signature]</i> CONFORME: <i>[Signature]</i> APROBADO:	FECHA: 5 de Mayo de 1964 ESCALA (S): INDICADA	SERIE: TOTAL: TOTAL HOJAS: REF.
		HOJA Nº 1	



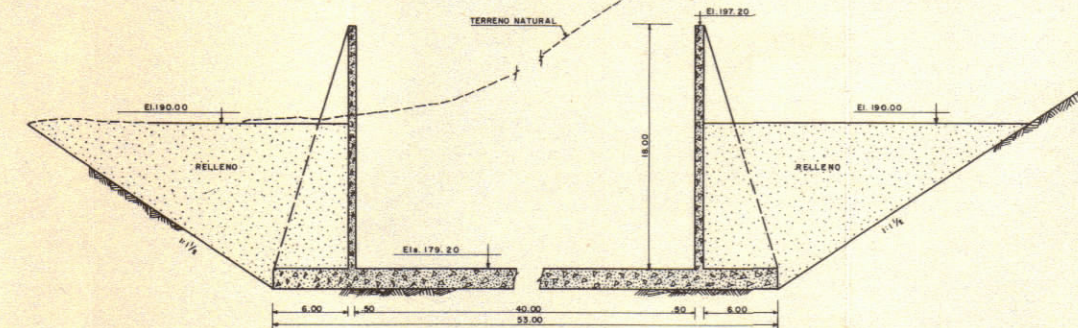
PLANTA DE ALIVIADERO
Esc. 1:1000



**VISTA FRONTAL
DEL ALIVIADERO B-B**
Esc. 1:250



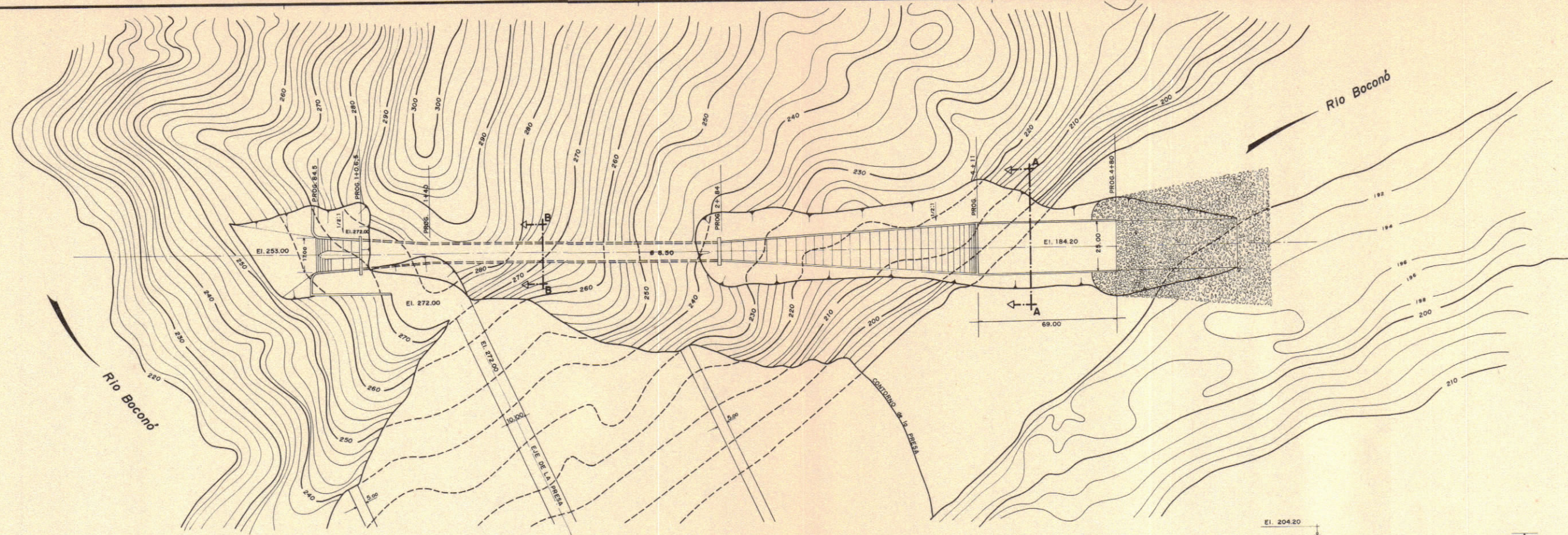
PERFIL LONGITUDINAL
Esc. 1:1000



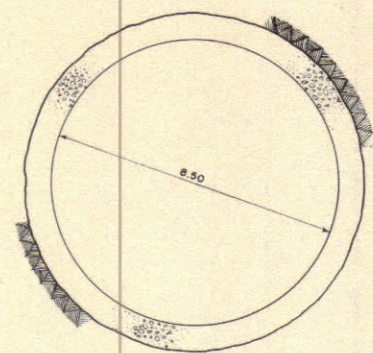
SECCION "A-A"
Esc. 1:200

Progresiva	0+00	0+40	0+60	0+80	1+00	1+20	1+40	1+60	1+80	2+00
Dis. Parcial	0+00	0+40	0+60	0+80	1+00	1+20	1+40	1+60	1+80	2+00
Cota	253.00	255.00	258.00	265.00	270.00	275.00	280.00	285.00	290.00	295.00
Pendiente	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%	0.00%

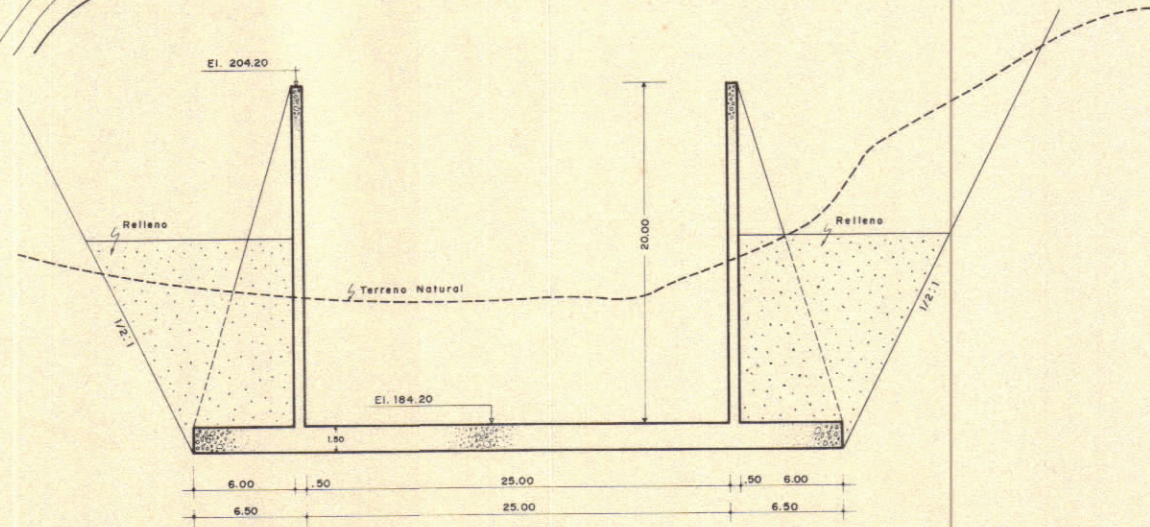
REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
COMISION BOCONO-TUCUPIDO PROYECTO CALCULO REVISO DISEÑO APROBADO CONFORME		COMISION BOCONO-TUCUPIDO SISTEMA BOCONO-TUCUPIDO - EMBALSE BOCONO - Conjunto de Obras I ALIVIADERO - ALTERNATIVA 2 - DESCARTADA REF. 8/1984 INDICADA	
FECHA 2		HOJA 2	



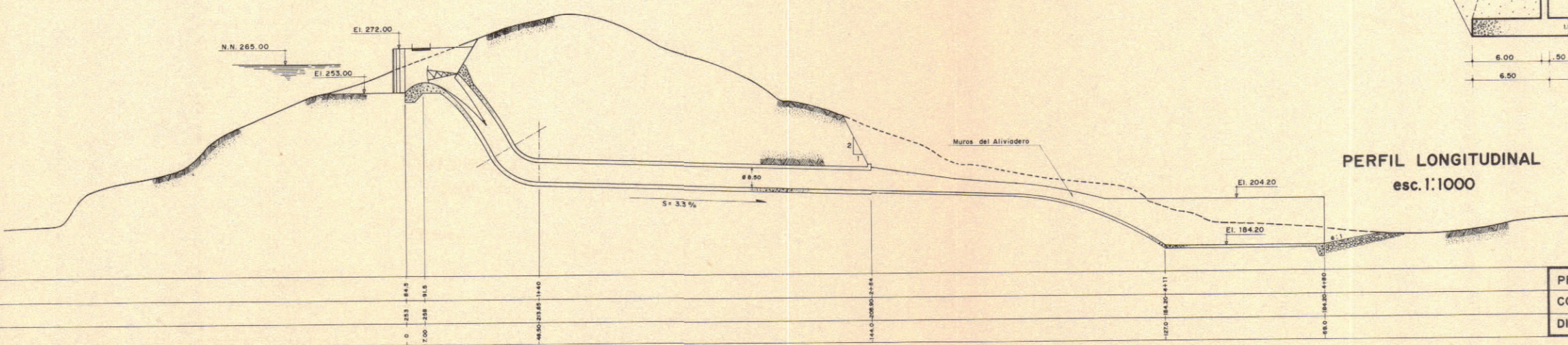
PLANTA
esc. 1:1000



CORTE B-B
esc. 1:100



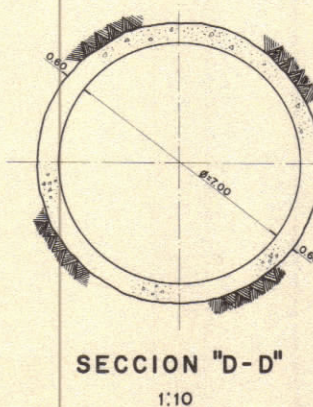
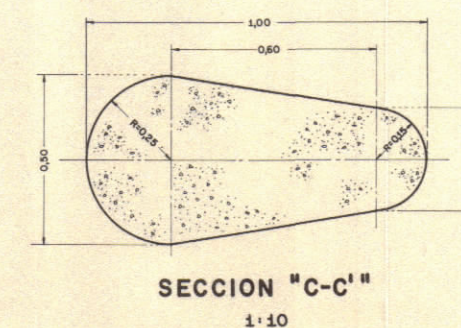
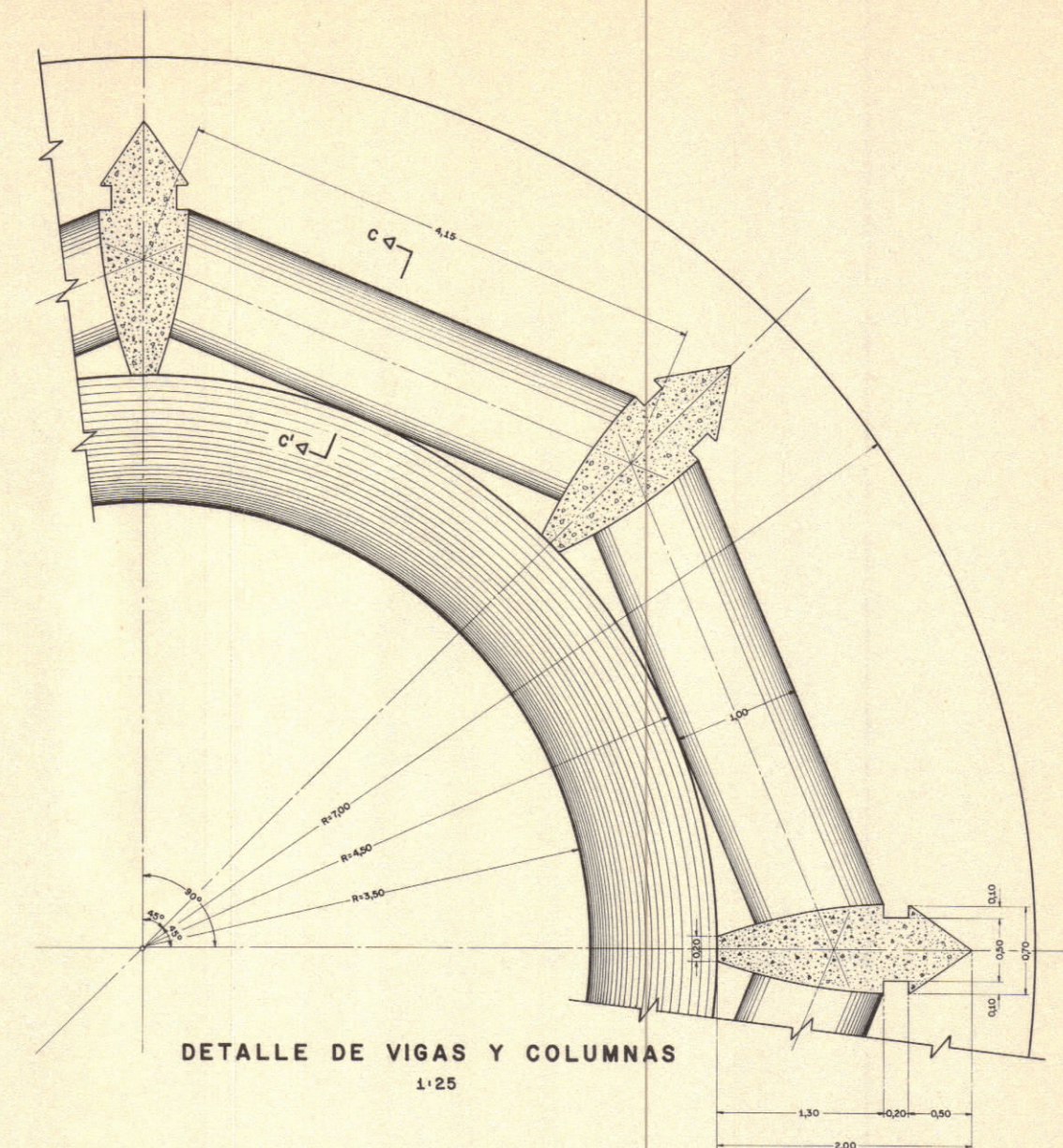
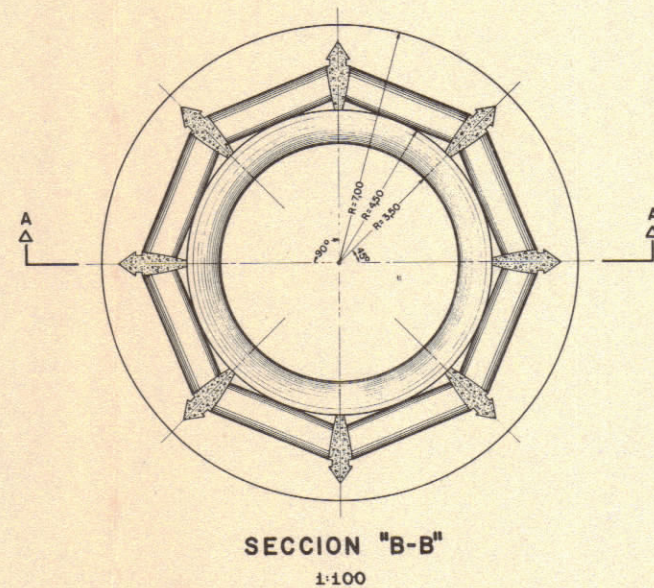
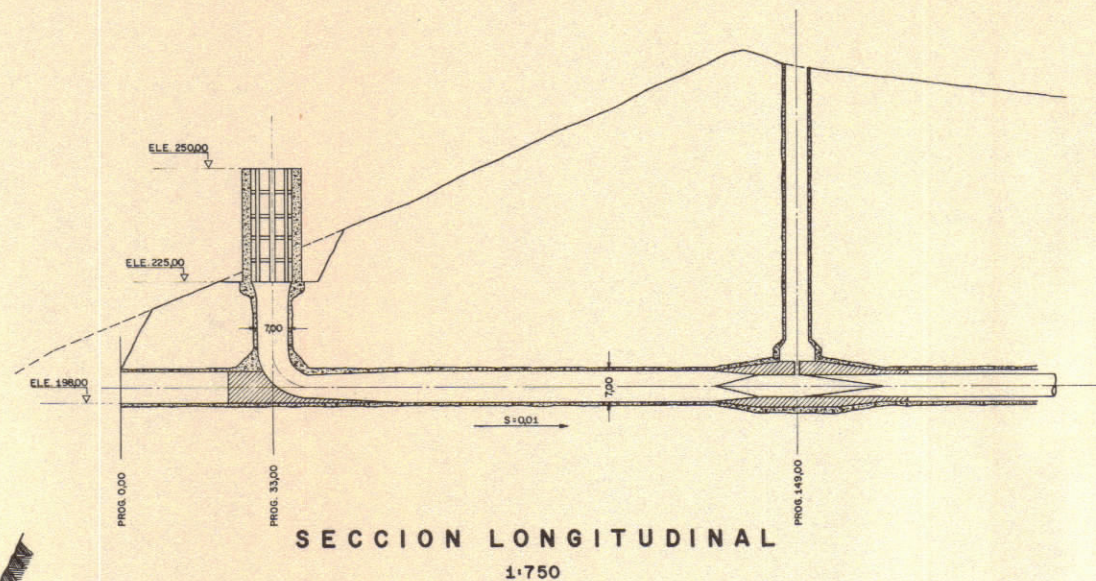
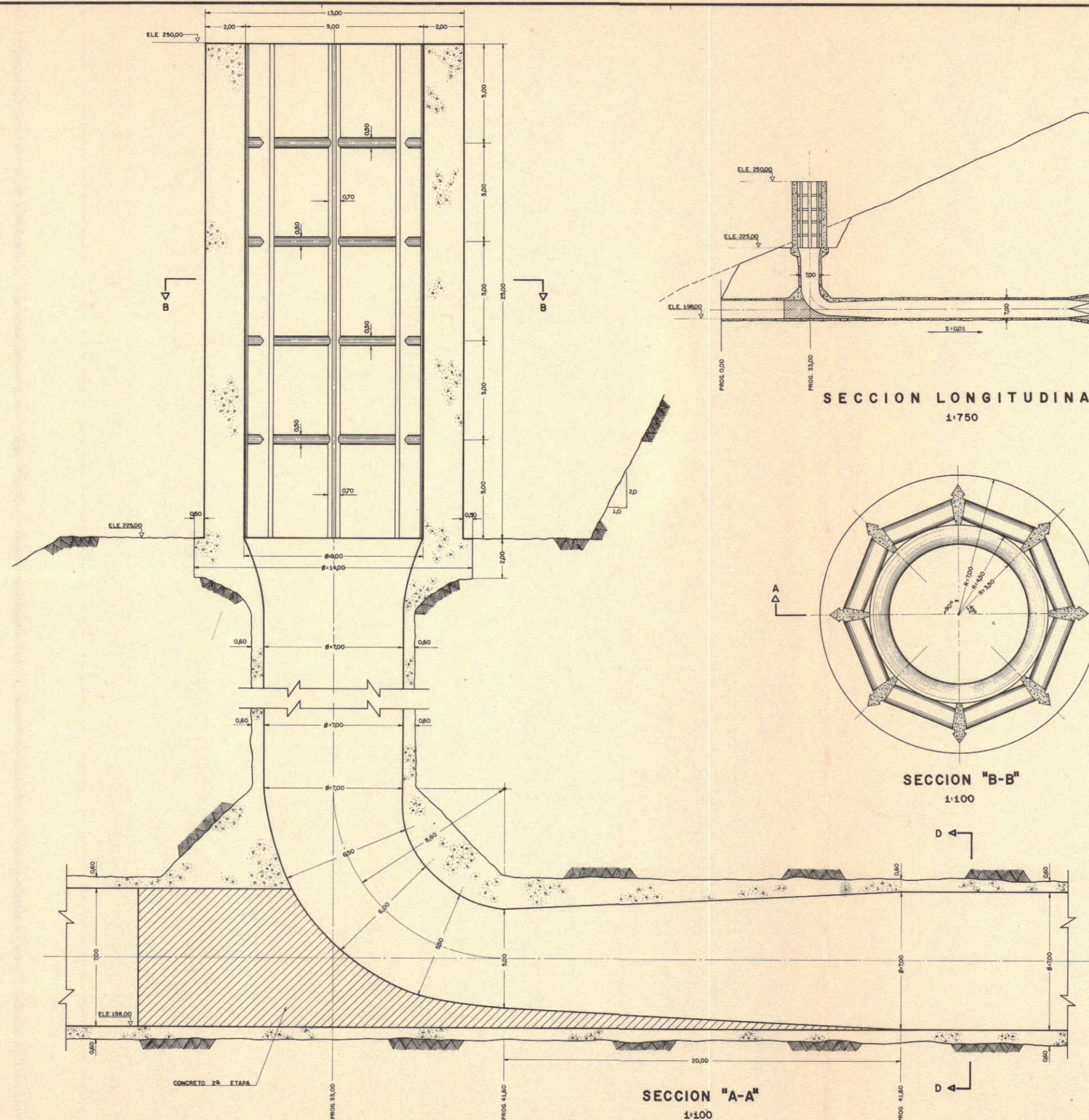
CORTE A-A
esc. 1:200



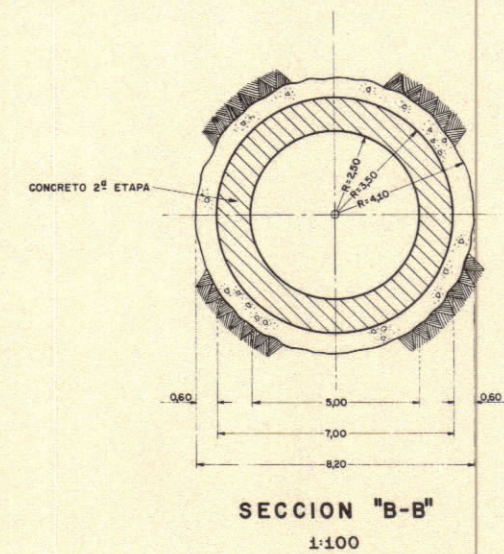
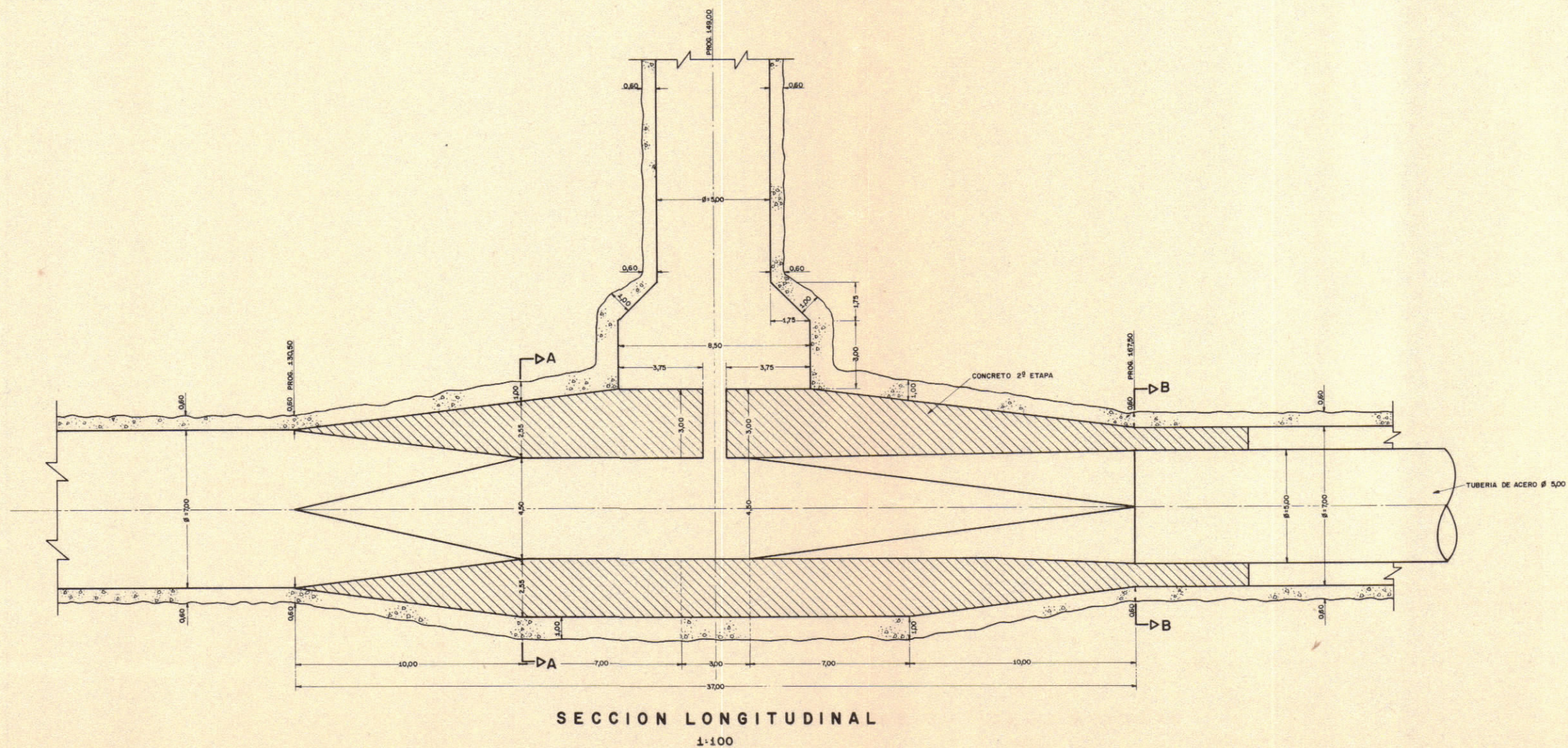
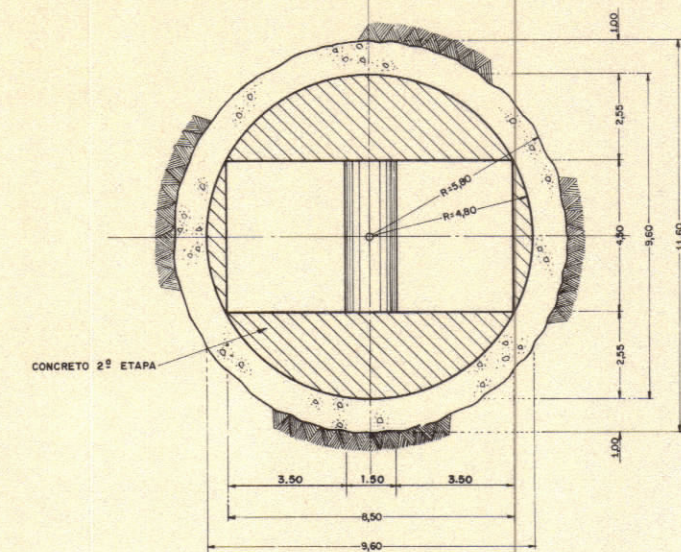
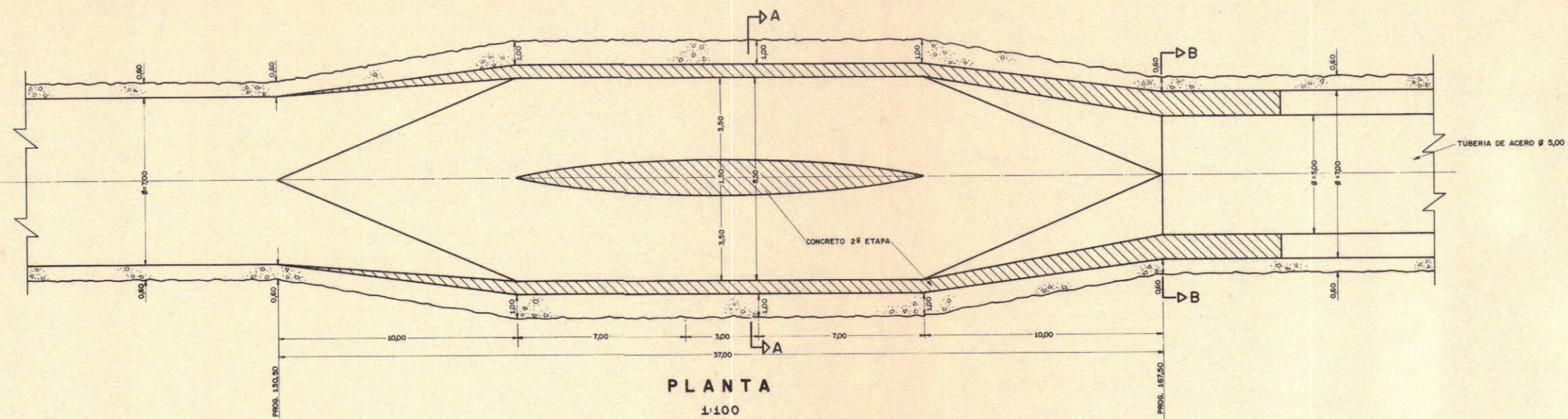
PERFIL LONGITUDINAL
esc. 1:1000

PROGRESIVA
COTA FONDO
DISTANCIAS PARCIALES

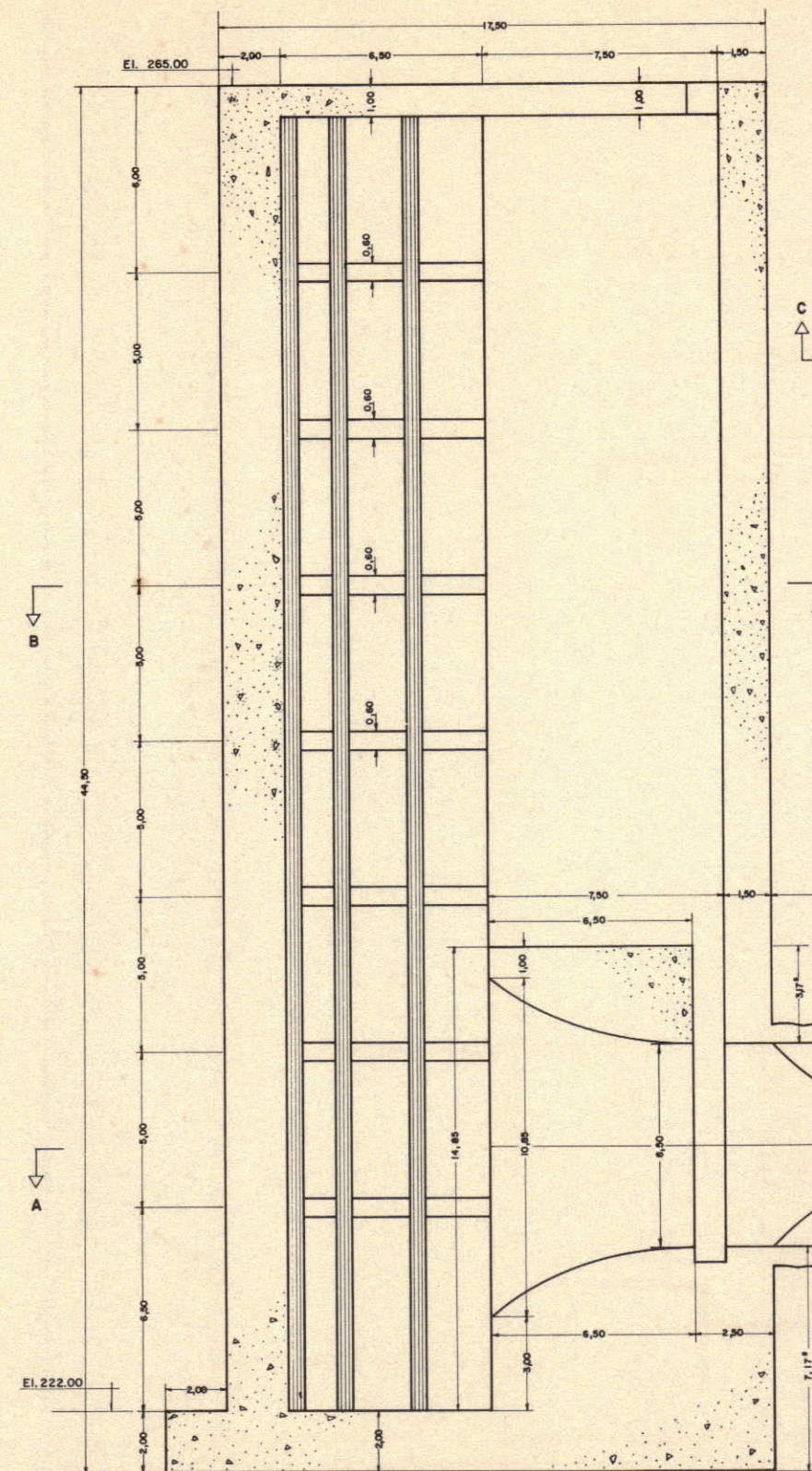
REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
COMISION BOCONO-TUCUPIDO		SISTEMA BOCONO-TUCUPIDO - EMBALSE BOCONO - Conjunto de Obras I Aliviadero - Alternativa 3 - adoptada	
PROYECTO: CALCULO: DIBUJO: L. TREQUITTINI	REVISOR: CONFORME: APROBADO:	FECHA: MARZO '64 ESCALA (S): INDICADA	SERIE: TOTAL: TOTAL HOJAS: REF.: HOJA Nº 3



REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS		SISTEMA BOCONO-TUCUPIDO - EMBALESE BOCONO - Construccion de Obras I Obras de Toma -Aterrizaje I -descartado Esclusiva de Rejillas	
COMISION BOCONO-TUCUPIDO			
PROYECTO: <i>Bocono</i>			
CALCULO:			
DIBUJO: Luis P Bouley			
REVISOR:			
CONFIRMADO:	FECHA: 22 Mayo 1963	SERIE:	TOTAL:
CONFIRMADO: <i>Luis P Bouley</i>	ESCALA (1)	TOTAL HORAS:	HOJA Nº
APPROB:	INDICADAS	REF:	4

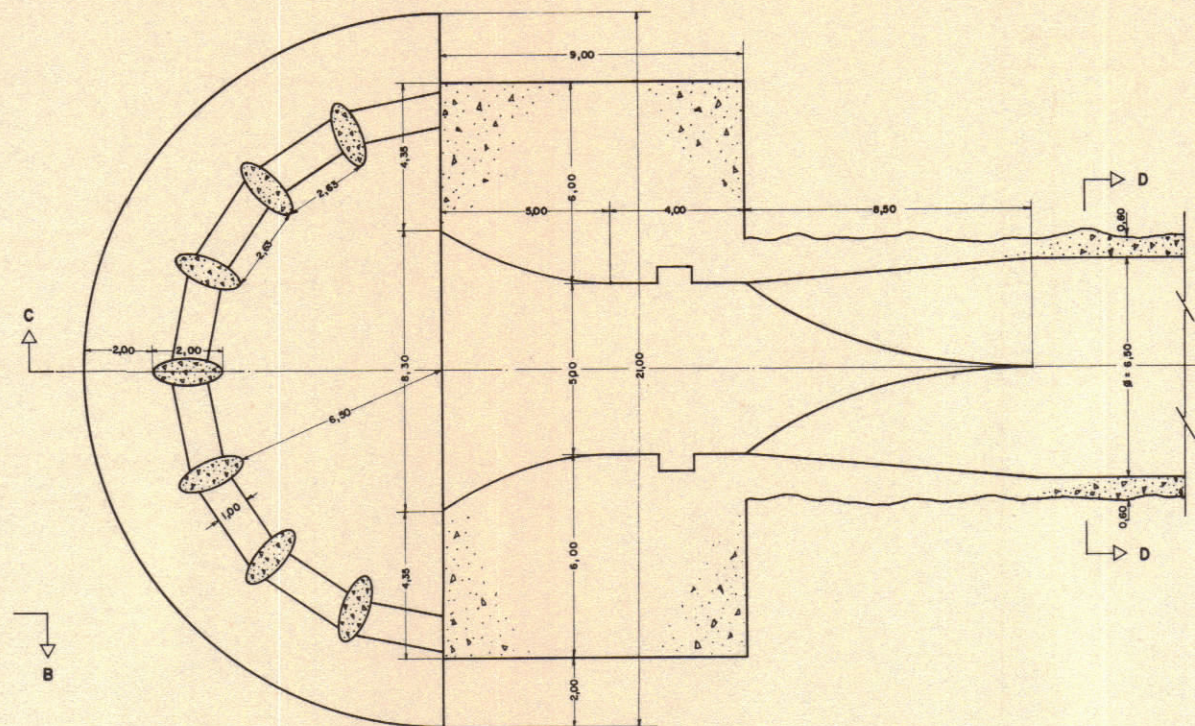


REPUBLICA DE VENEZUELA				
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS				
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS				
COMISION	SISTEMA BOCONO-TUCUPIDO			
BOCONO-TUCUPIDO	- EMBALSE BOCONO -			
PROYECTO:	Conjunto de Obras I			
DISEÑO:	Obras de Toma - Alternativa 1-descart.			
REVISOR:	Camara de Computos			
CONFORME:	FECHA: 5 Marzo 1.963	SERIE:	TOTAL:	HOJA Nº
CONFORME:	ESCALA (1:1)	INDICADAS	TOTAL HOJAS:	5
APPROBADO:				



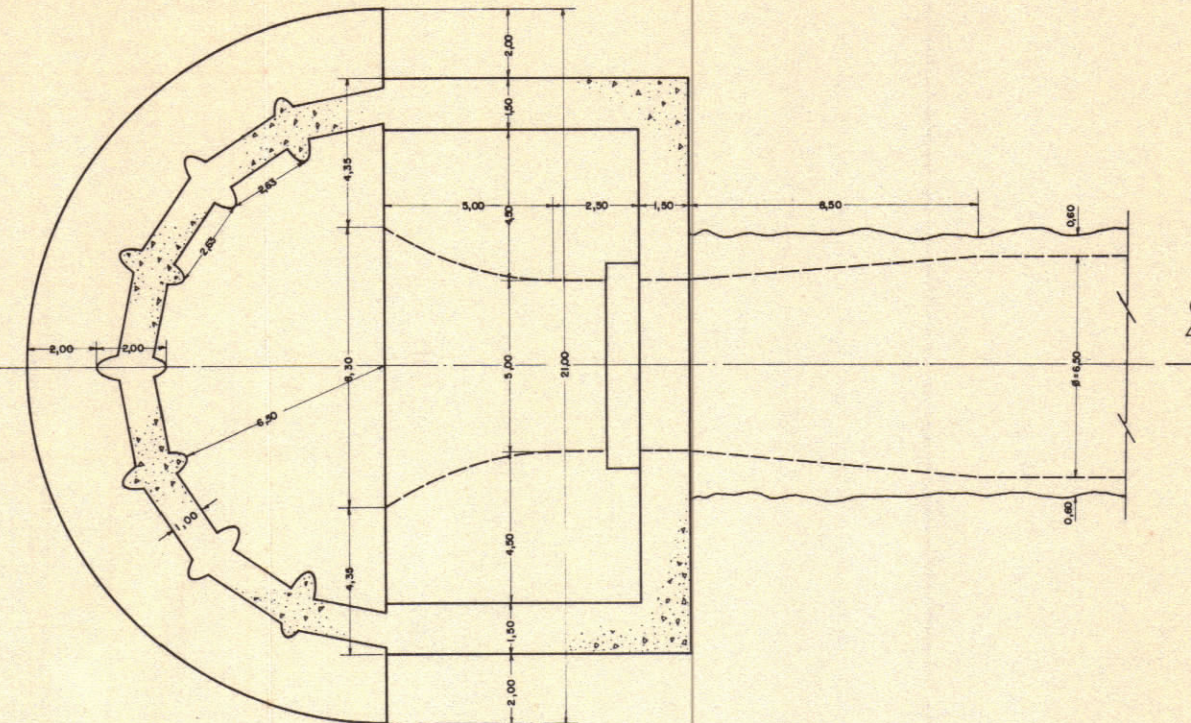
SECCION C-C

ESC. 1:100



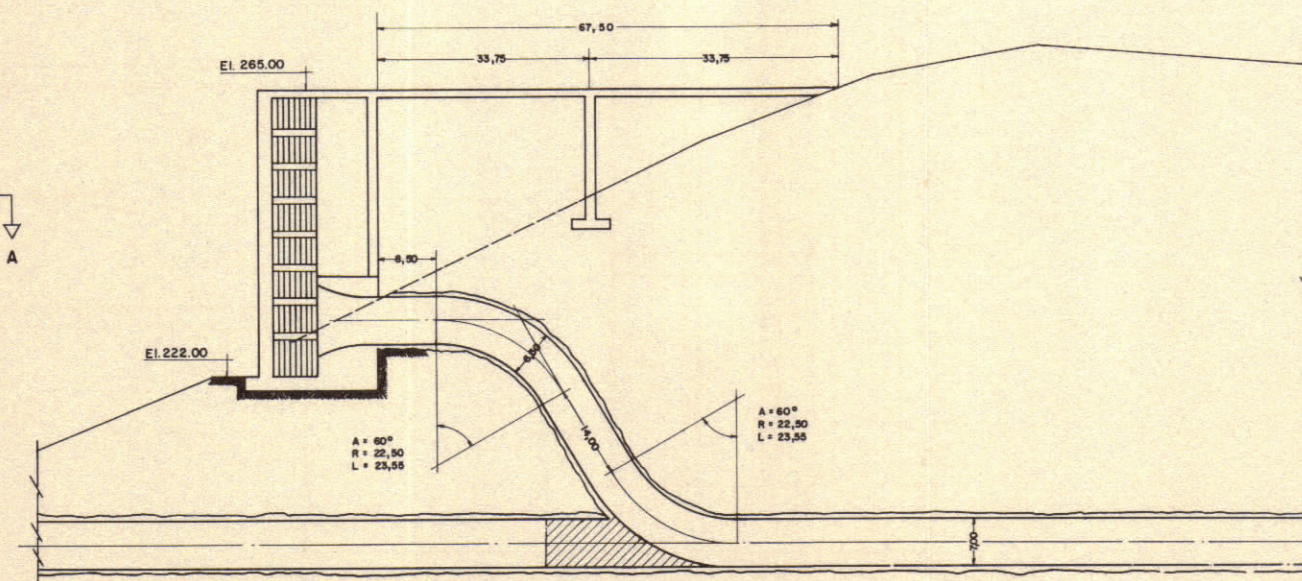
SECCION A-A

ESC. 1:100



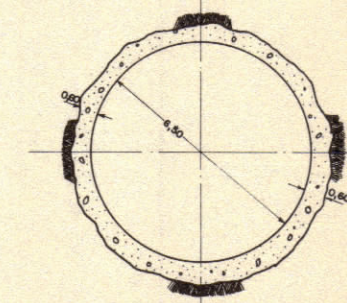
SECCION B-B

ESC. 1:100



PERFIL LONGITUDINAL

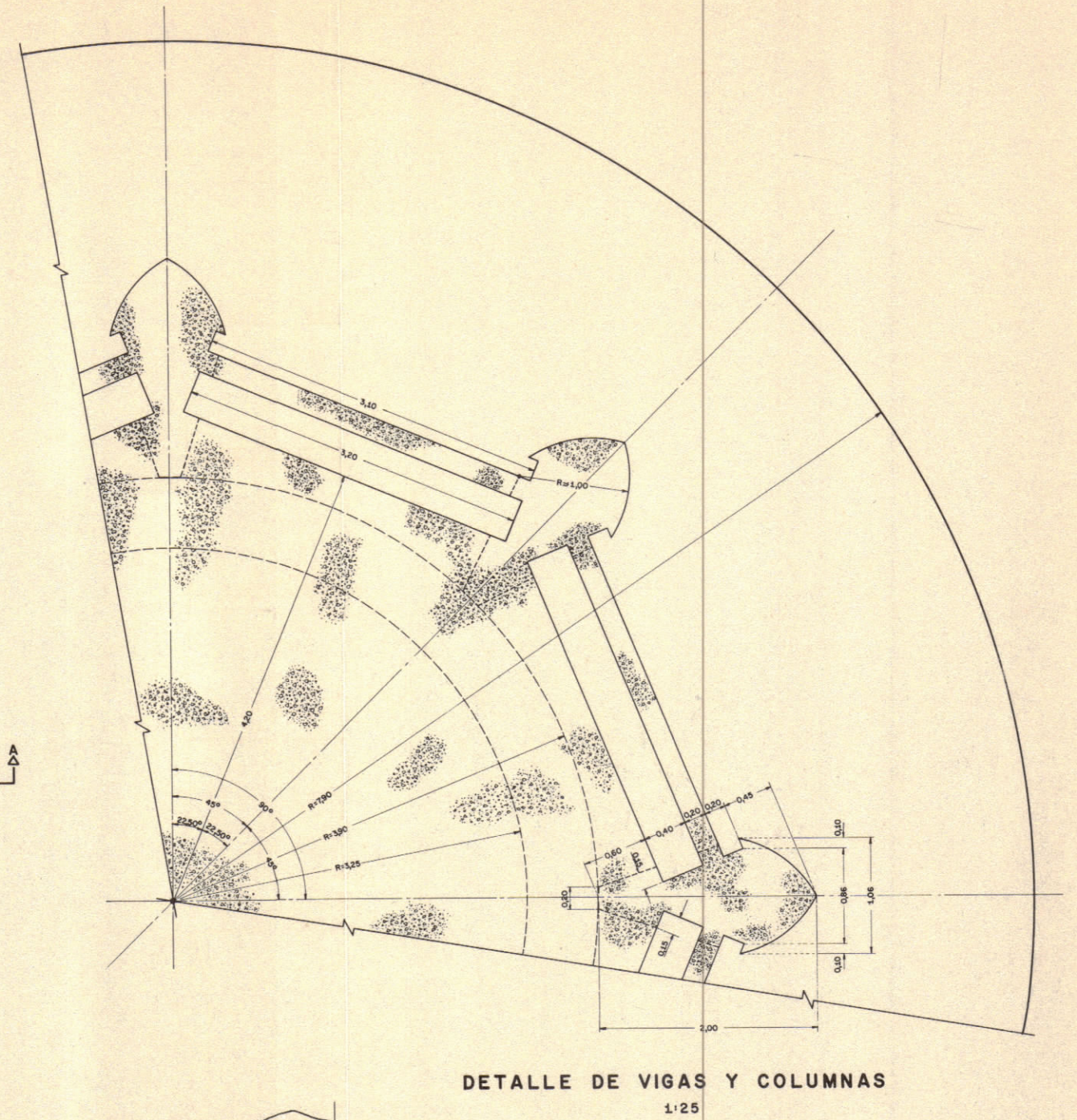
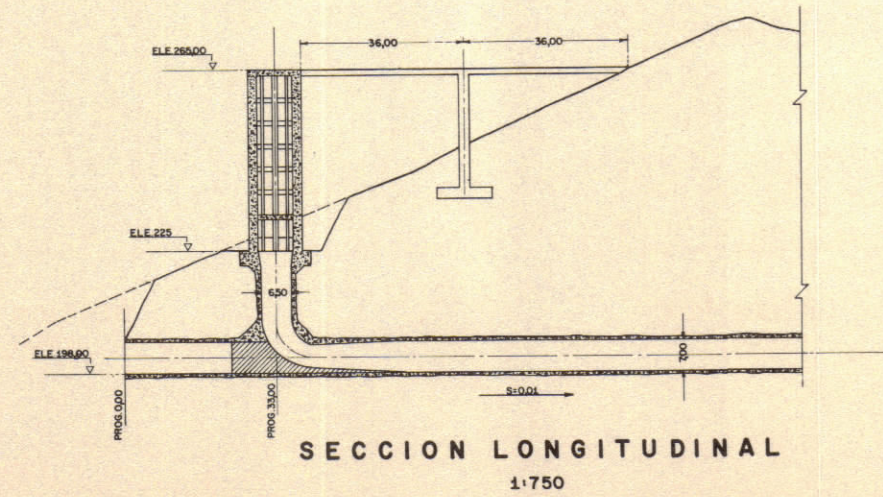
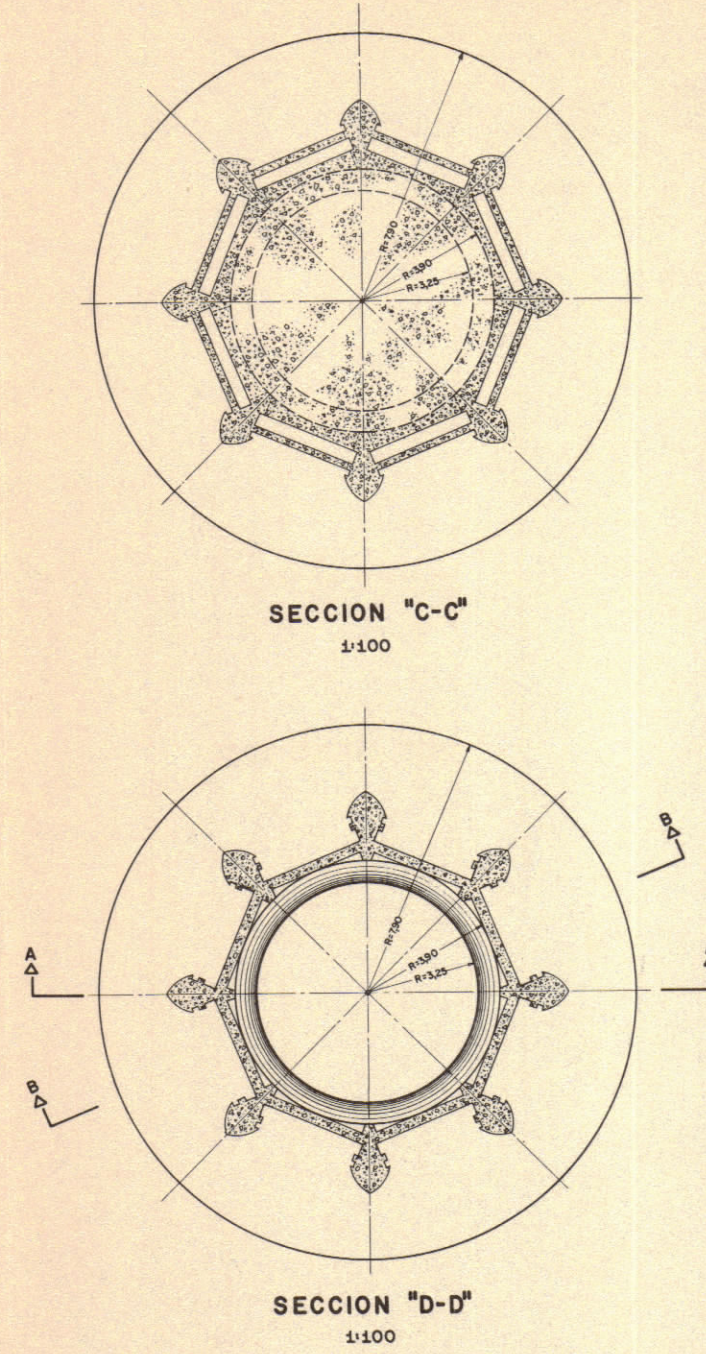
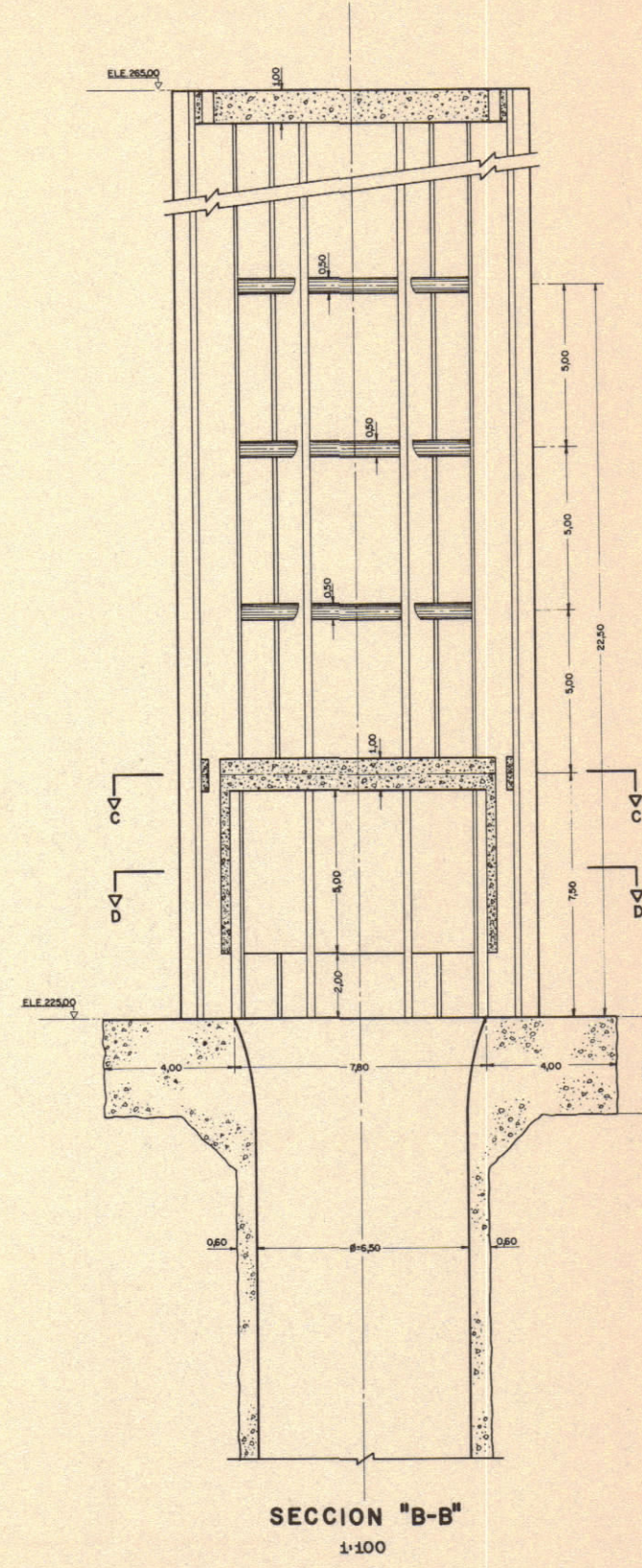
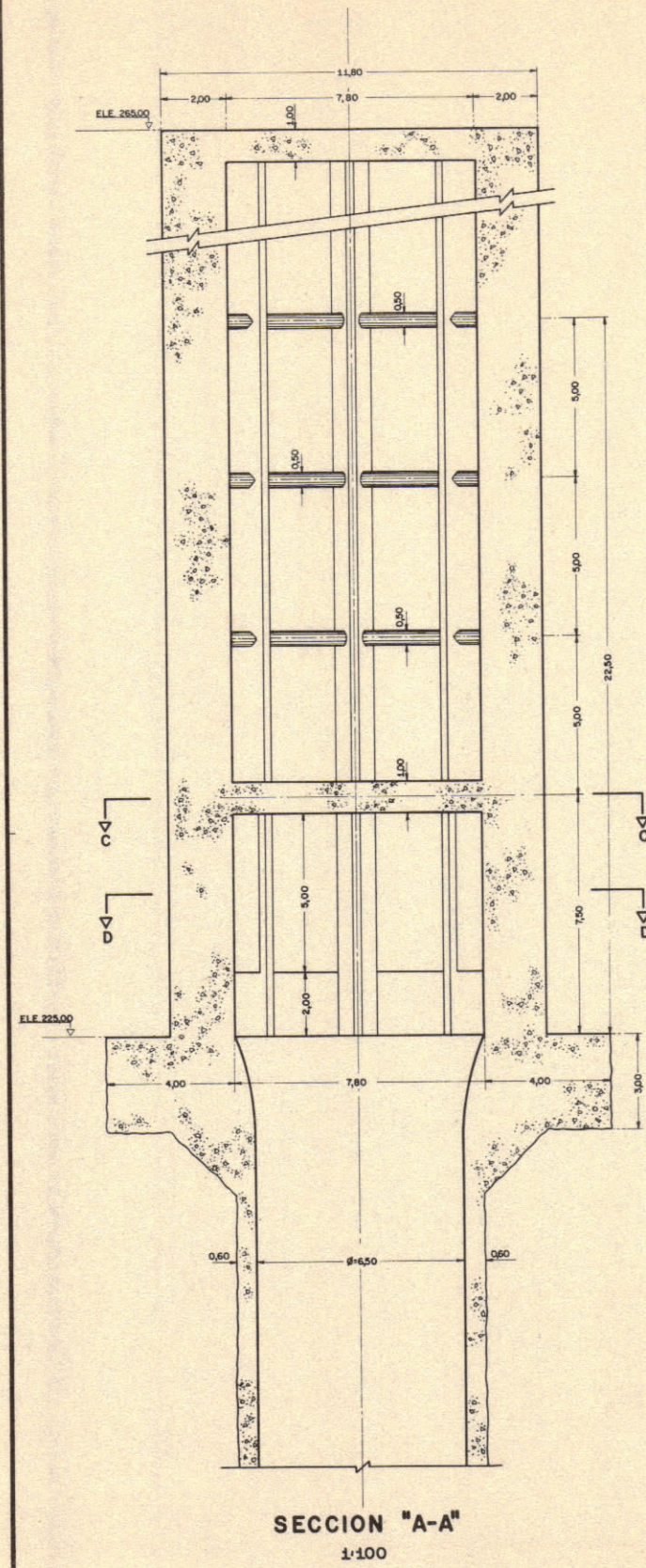
ESC. 1:500



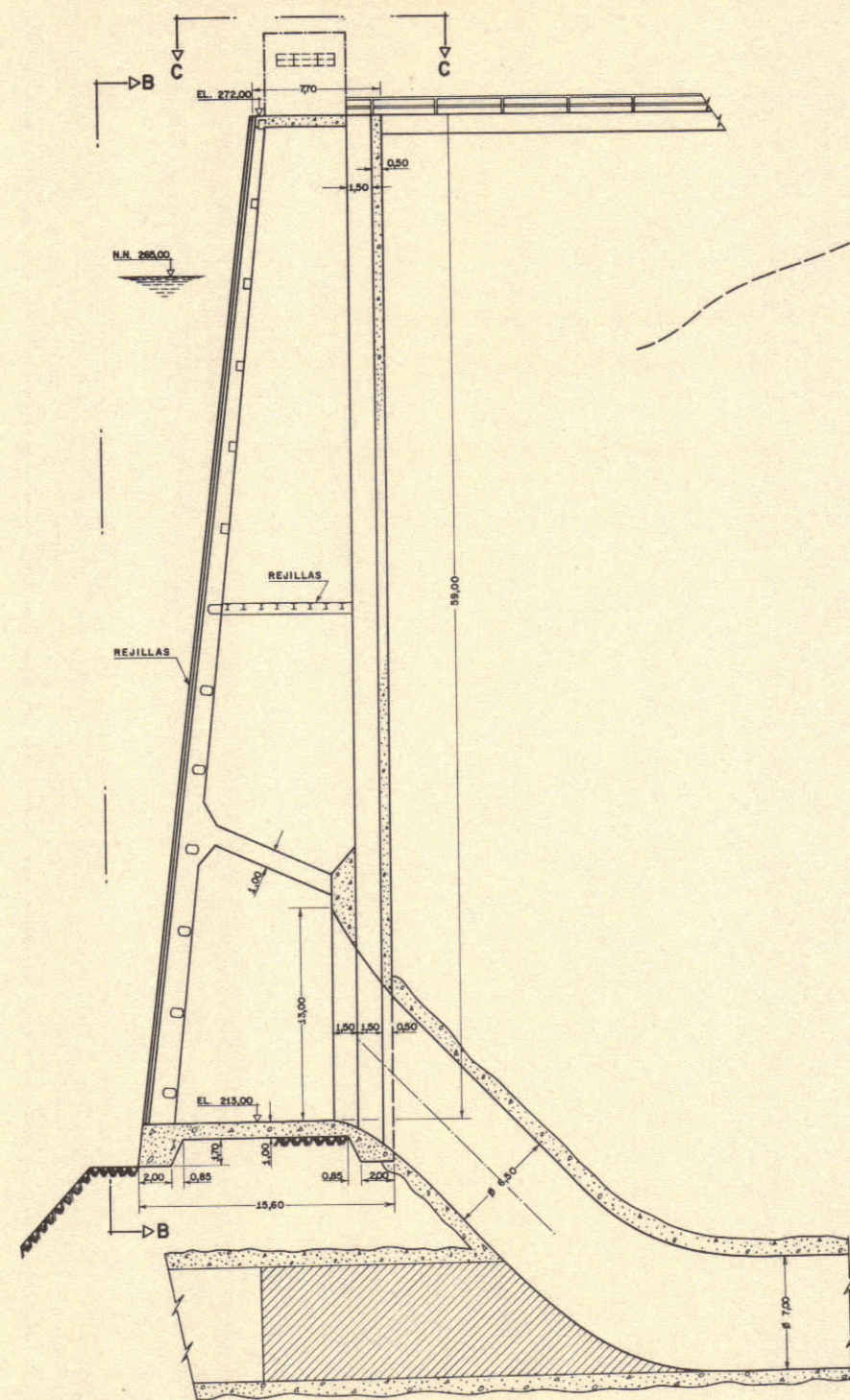
SECCION D-D

ESC. 1:100

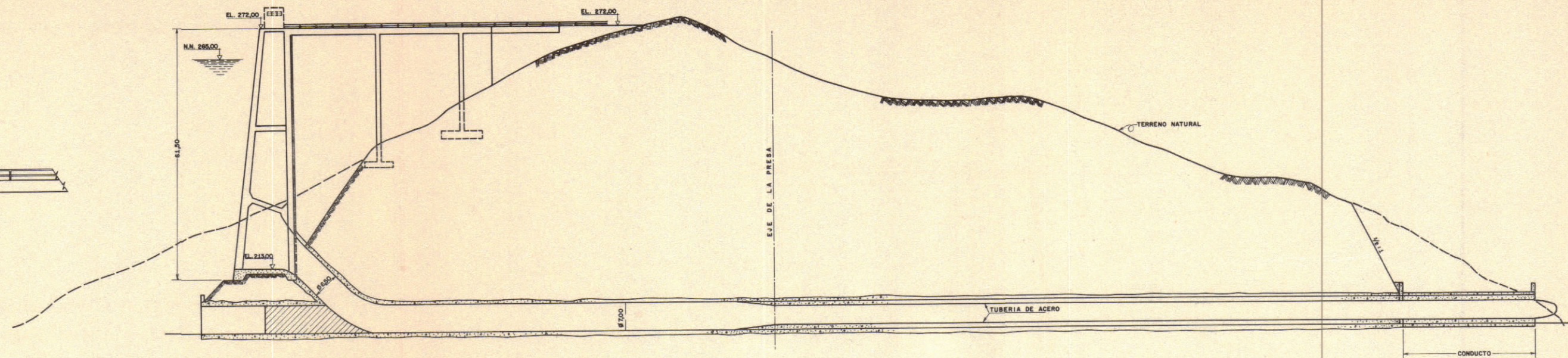
REPUBLICA DE VENEZUELA			
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS			
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
COMISION	SISTEMA BOCONO-TUCUPIDO		
BOCONO-TUCUPIDO	- EMBALSE BOCONO -		
PROYECTO	Conjunto de Obras I		
CALECULO	Obras de Toma		
DISOJO: Eleazar Bastillas R.	Alternativa 2 - descartada		
REVISOR	FECHA: 11-3-1963	SERIE: TOTAL	HOJA Nº
CONFORME	ESCALA (S)	TOTAL HOJAS	6
CONFORME	INDICADA	REF.	
APROBADO			



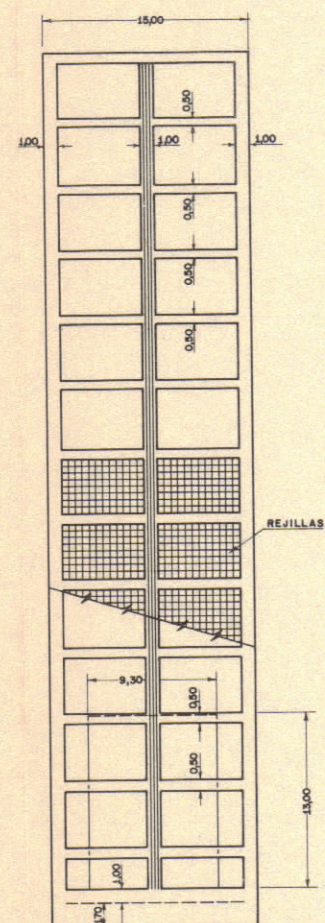
REPUBLICA DE VENEZUELA			
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS			
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
COMISION	SISTEMA BOCONO-TUCUPIPO		
BOCONO-TUCUPIPO	- EMBALSE BOCONO -		
PROYECTO	Conjunto de Obras I		
CALCULO	Obras de Toma		
DISEÑO	Alternativa 3- descartada		
REVISOR	FECHA: 4 Abril 1963	SERIE: TOTAL	HOJA 7
CONFORME	ESCALA (M)	TOTAL HOJAS	
CONFORME	INDICADAS	REP.	
APROBADO			



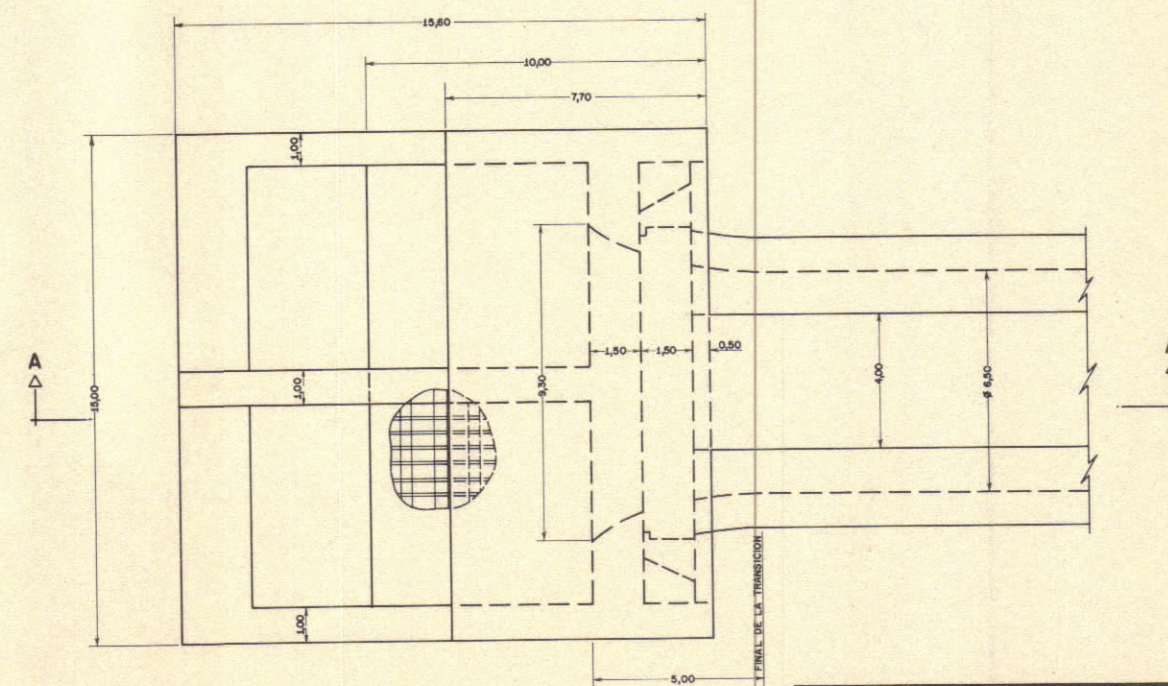
CORTE A-A
1:200



PERFIL LONGITUDINAL POR EL EJE DEL TUNEL
1:500

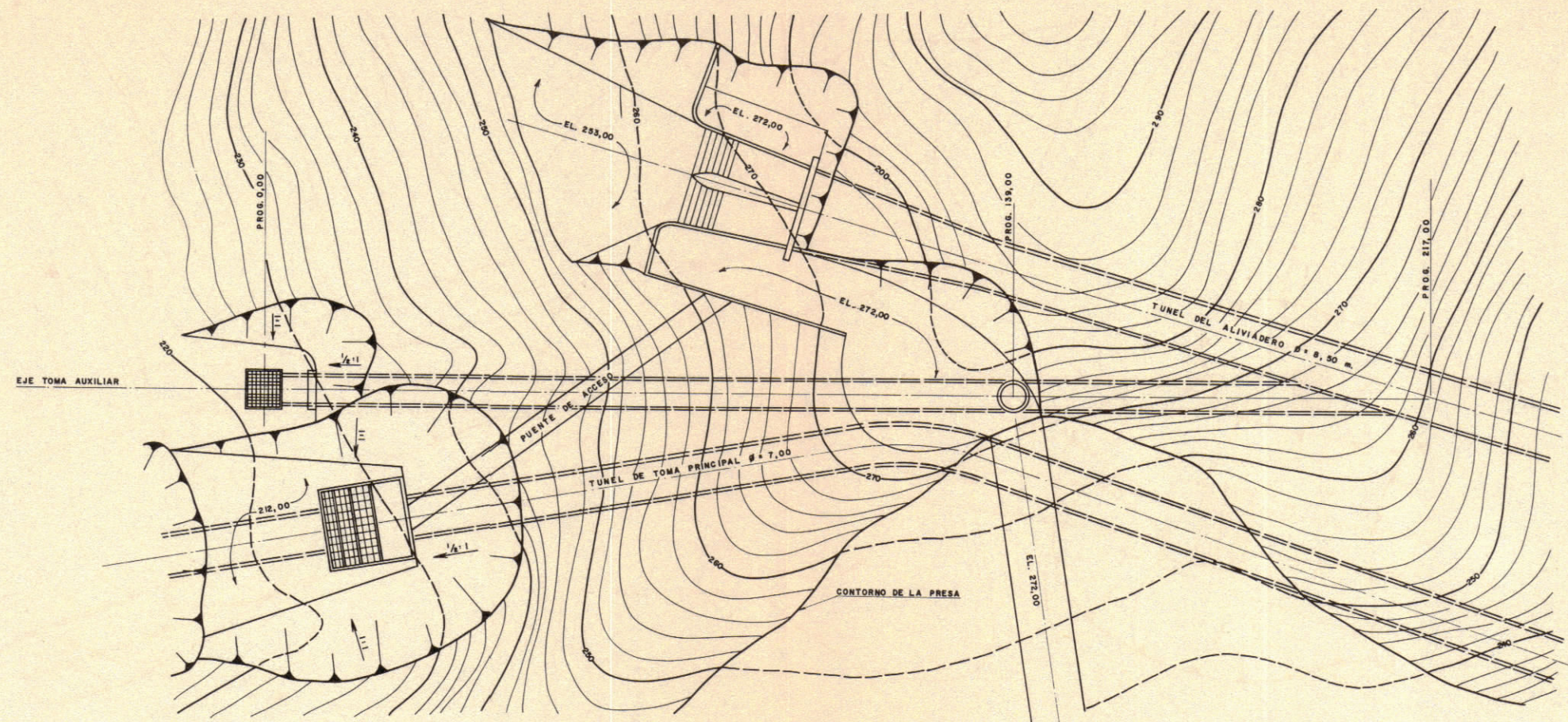


VISTA FRONTAL B-B
1:250

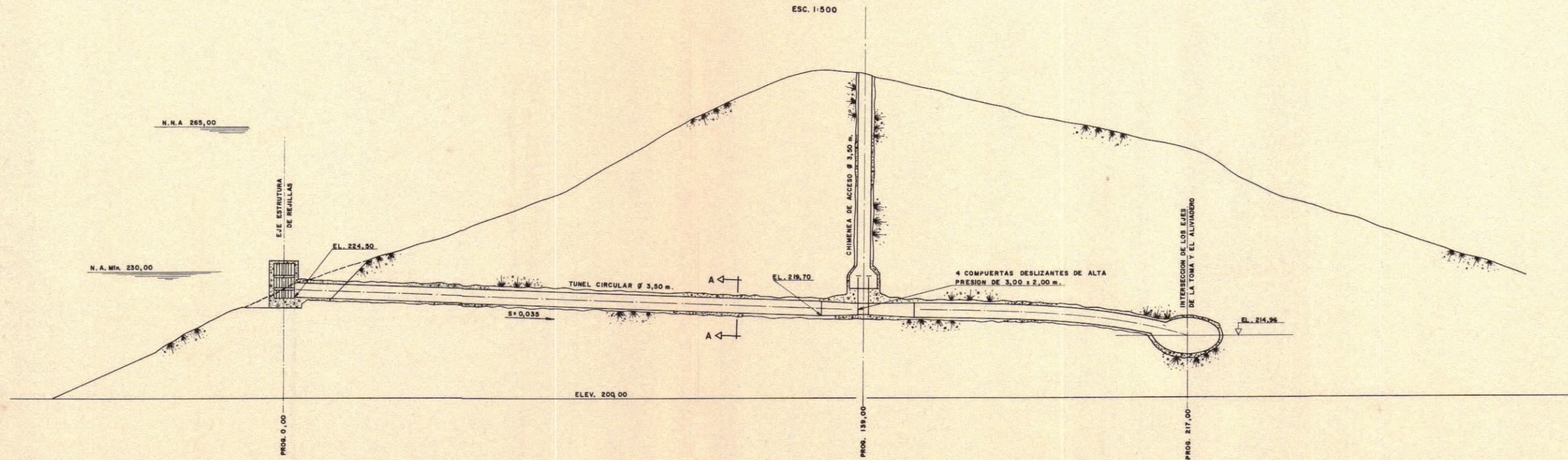


VISTA C-C
1:100

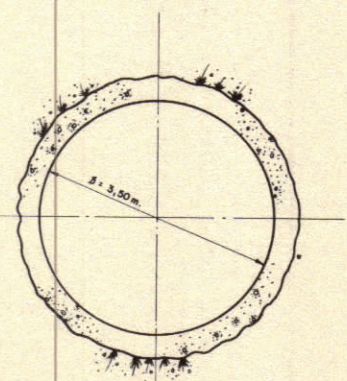
REPUBLICA DE VENEZUELA			
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS			
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
COMISION BOCONO-TUCUPIDO	SISTEMA BOCONO-TUCUPIDO		
PROYECTO:	CONJUNTO DE OBRAS I		
CALCULO:	-EMBALSE BOCONO-		
DISEÑO: Bernabé Rendo C.	OBRAS DE TOMA-ALTERNATIVA 4-ADOPTADA		
REVISOR:	FECHA: 12-Mayo-1964	SERIE:	TOTAL:
CONFORME:	ESCALA (S)	TOTAL HOJAS	HOJA Nº
CONFORME:	(INDICADAS)	REF.	8
APPROBADO:			



PLANTA
ESC. 1:500

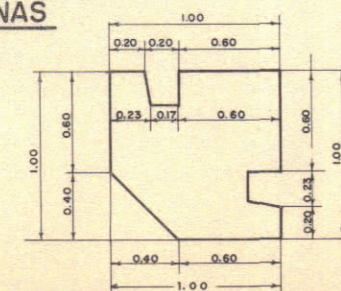
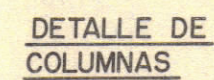
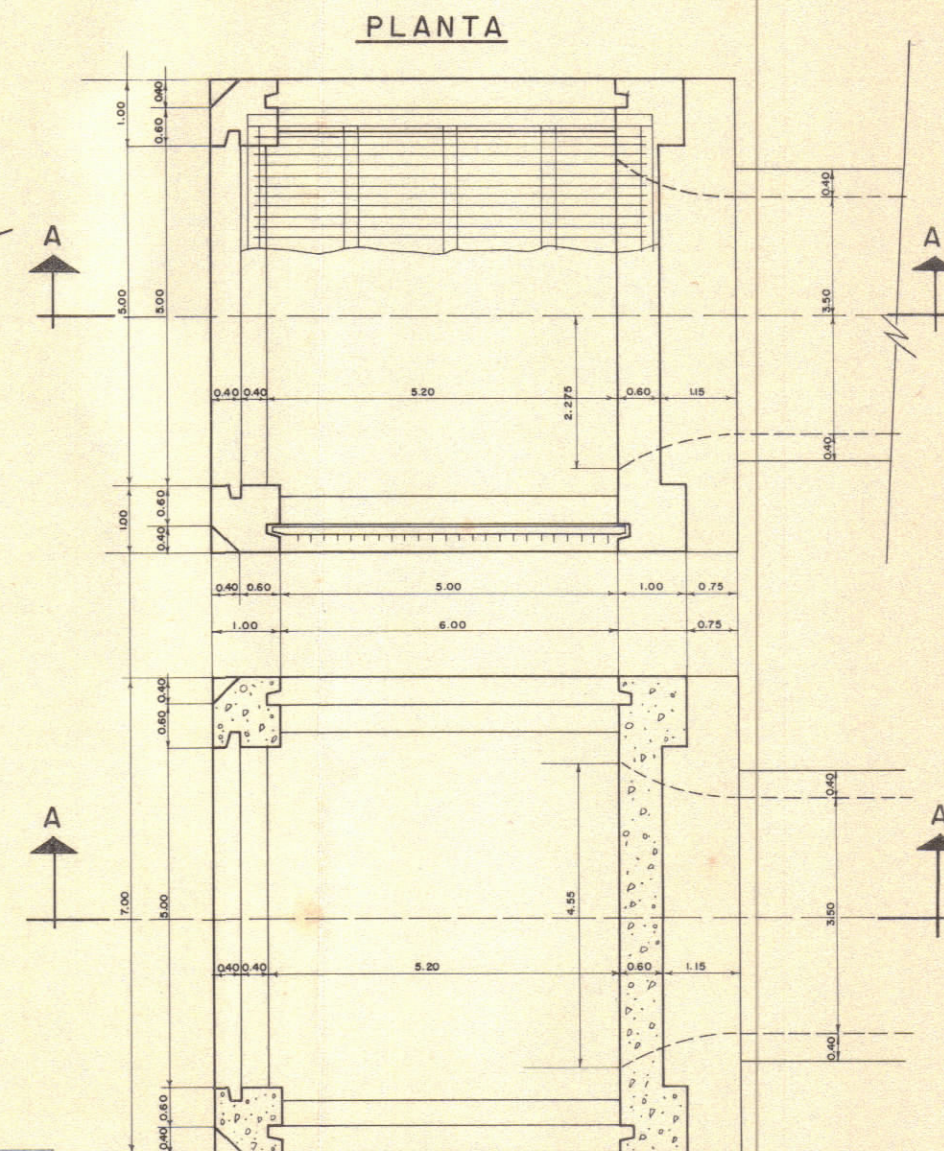
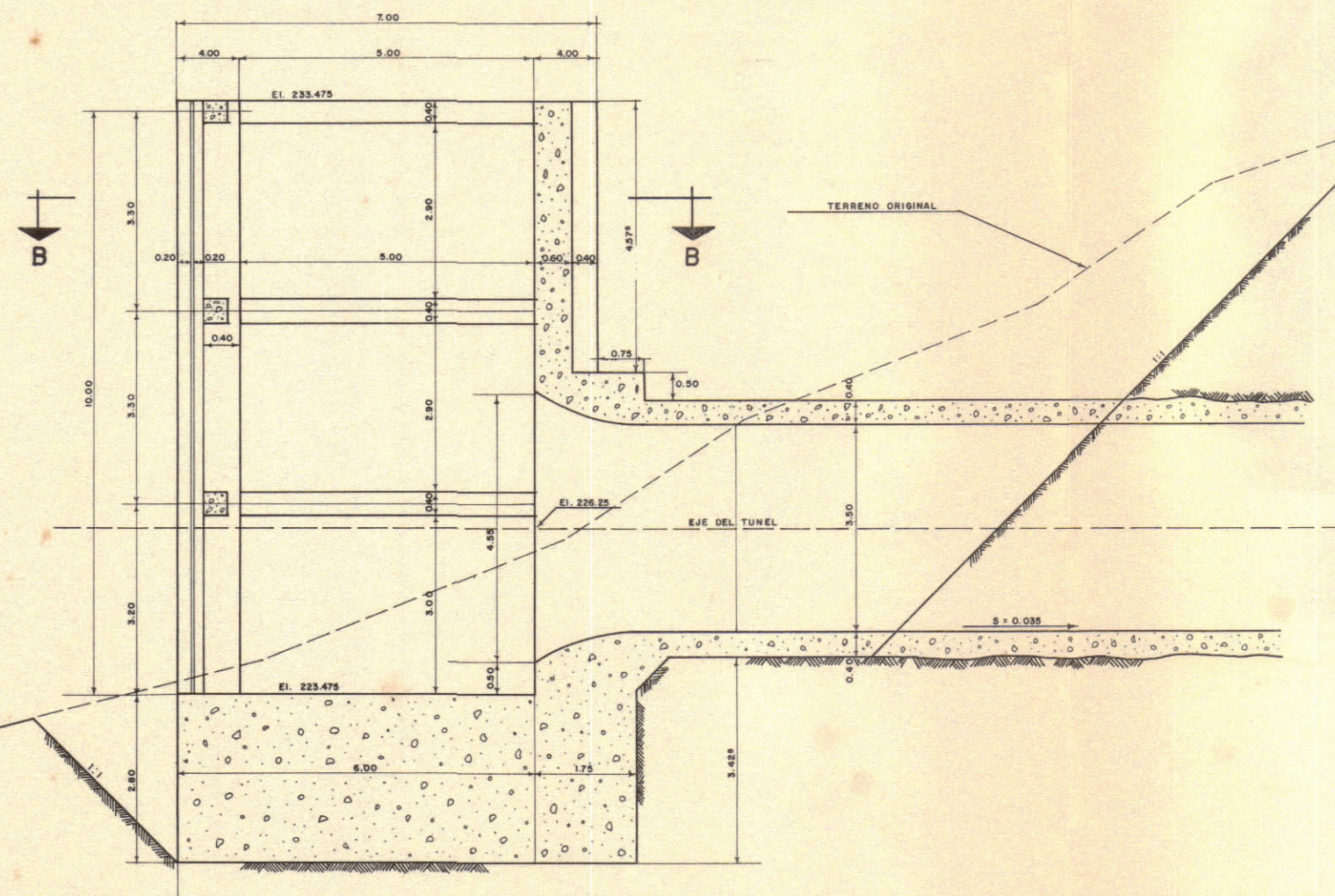


PERFIL LONGITUDINAL
ESC. 1:500

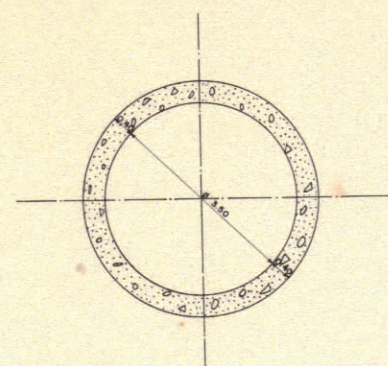


SECCION A-A
ESC. 1:50

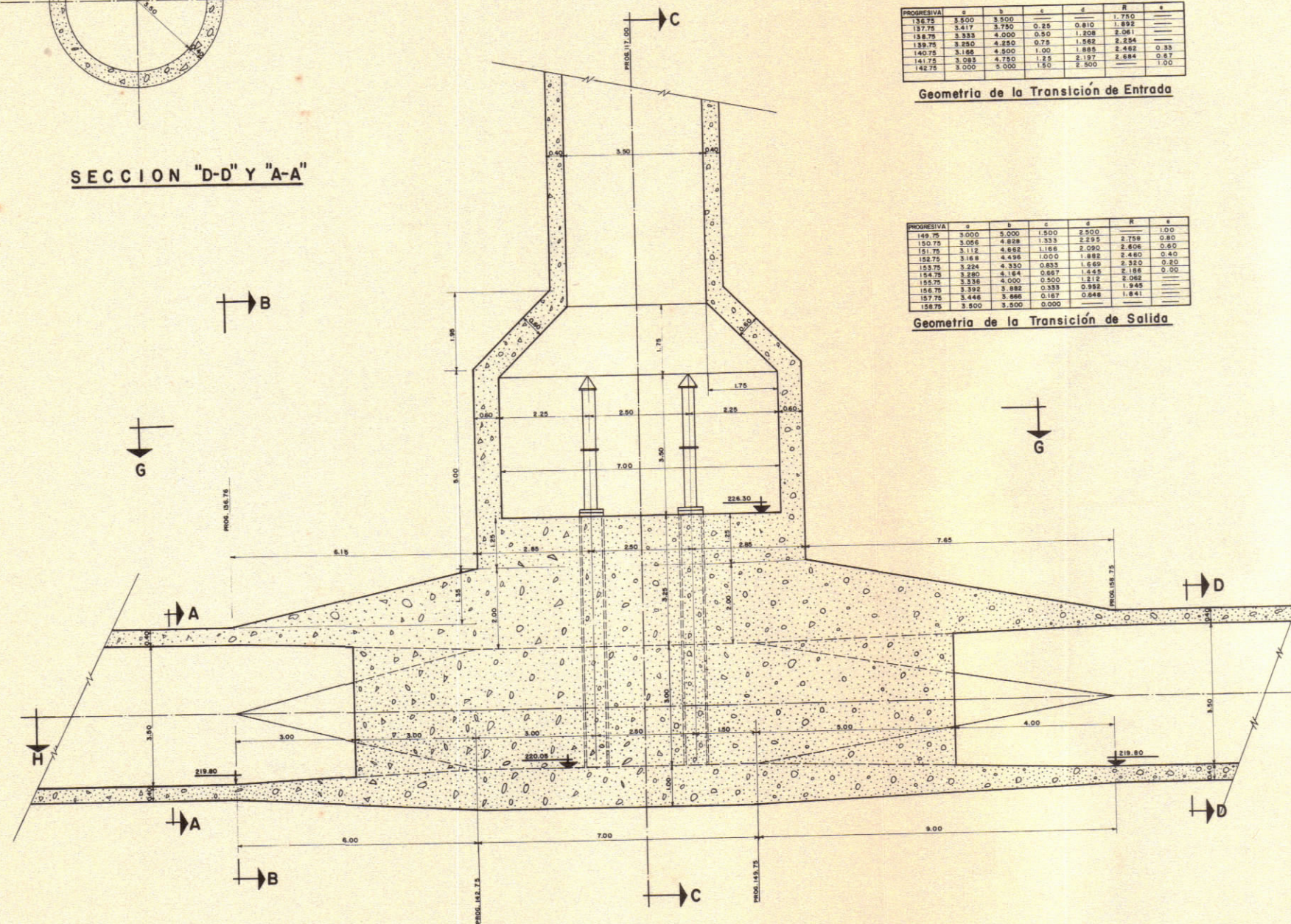
REPUBLICA DE VENEZUELA			
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS			
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
COMISION BOCONO-TUCUPIDO	SISTEMA BOCONO-TUCUPIDO		
PROYECTO:	CONJUNTO DE OBRAS I		
CALCULO:	- EMBALSE BOCONO -		
DIBUJO: Ezequiel Bustillos, R.	PLANTA Y PERFIL DE LA TOMA		
REVISO:	AUXILIAR-ADOPTADA		
CONFORME:	FECHA: 15 Mayo 1964	SERIE:	TOTAL:
CONFORME:	ESCALA (M)	INDICADAS	REX.
APROBADO:			
			HOJA Nº
			9



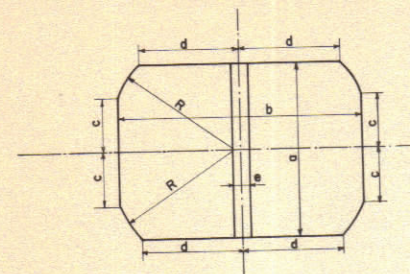
REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
COMISION BOCONO-TUCUPIDO		COMISION <u>BOCONO TUCUPIDO</u> SISTEMA BOCONO-TUCUPIDO -EMBALSE BOCONO- Conjunto de Obras I	
LEVANTO:			
CALCULO:			
DISEÑO:			
REVISO:		ESTRUCTURA DE REJILLA DE LA TOMA AUXILIAR	
CONFORMO:		FECHA: FEB. DE 1964	SERIE: TOTAL
CONFORMO: <i>[Signature]</i>		ESCALA (S)	TOTAL HOJAS
APROBO:		1: 50	REF.
			DE



SECCION "D-D" Y "A-A"



SECCION "E-E"

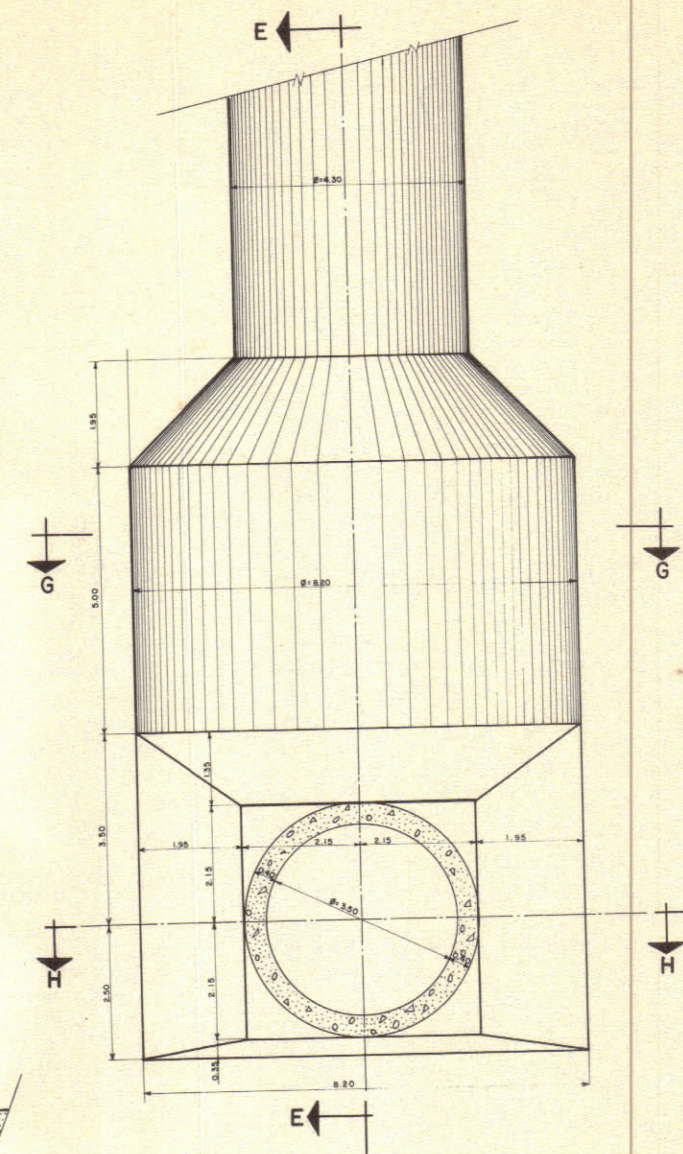


PROGRESIVA	a	b	c	d	e
136.75	3.500	3.500	0.25	0.810	1.750
137.75	3.417	3.750	0.25	0.810	1.892
138.75	3.333	4.000	0.50	1.208	2.081
139.75	3.250	4.250	0.75	1.562	2.254
140.75	3.166	4.500	1.00	1.885	2.482
141.75	3.083	4.750	1.25	2.197	2.684
142.75	3.000	5.000	1.50	2.500	2.850

Geometria de la Transición de Entrada

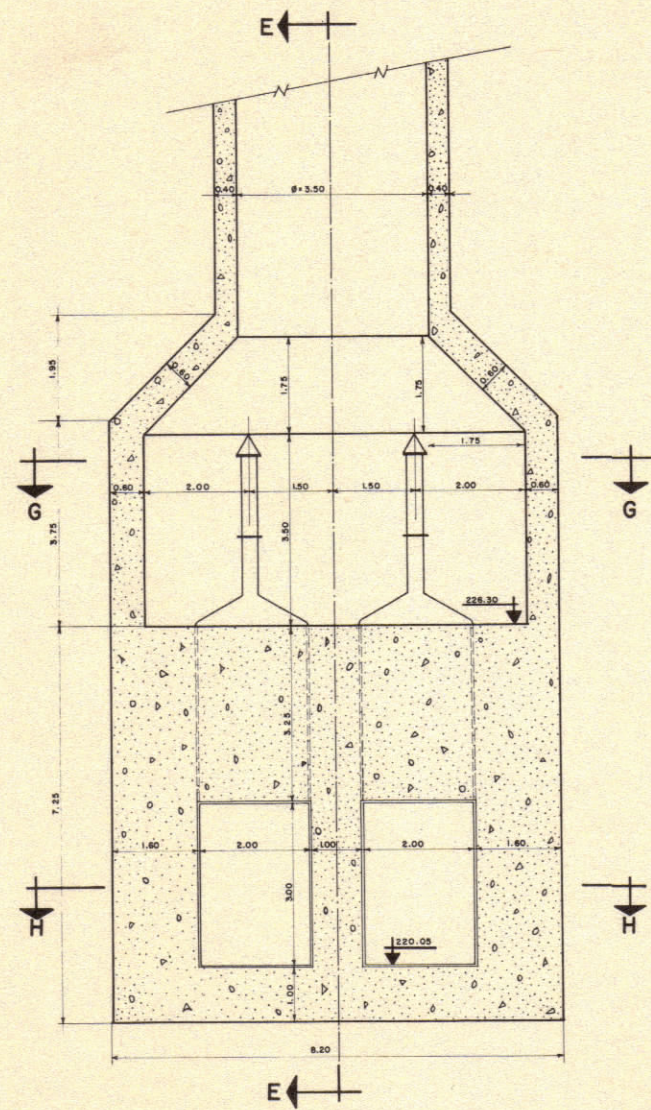
PROGRESIVA	a	b	c	d	e
149.75	3.000	3.000	1.500	2.500	1.00
150.75	3.000	4.828	1.333	2.295	0.80
151.75	3.112	4.662	1.166	2.090	0.60
152.75	3.168	4.496	1.000	1.885	0.40
153.75	3.224	4.330	0.833	1.680	0.20
154.75	3.280	4.164	0.667	1.475	0.00
155.75	3.336	4.000	0.500	1.270	0.00
156.75	3.392	3.832	0.333	1.065	0.00
157.75	3.448	3.666	0.167	0.860	0.00
158.75	3.500	3.500	0.000	0.655	0.00

Geometria de la Transición de Salida

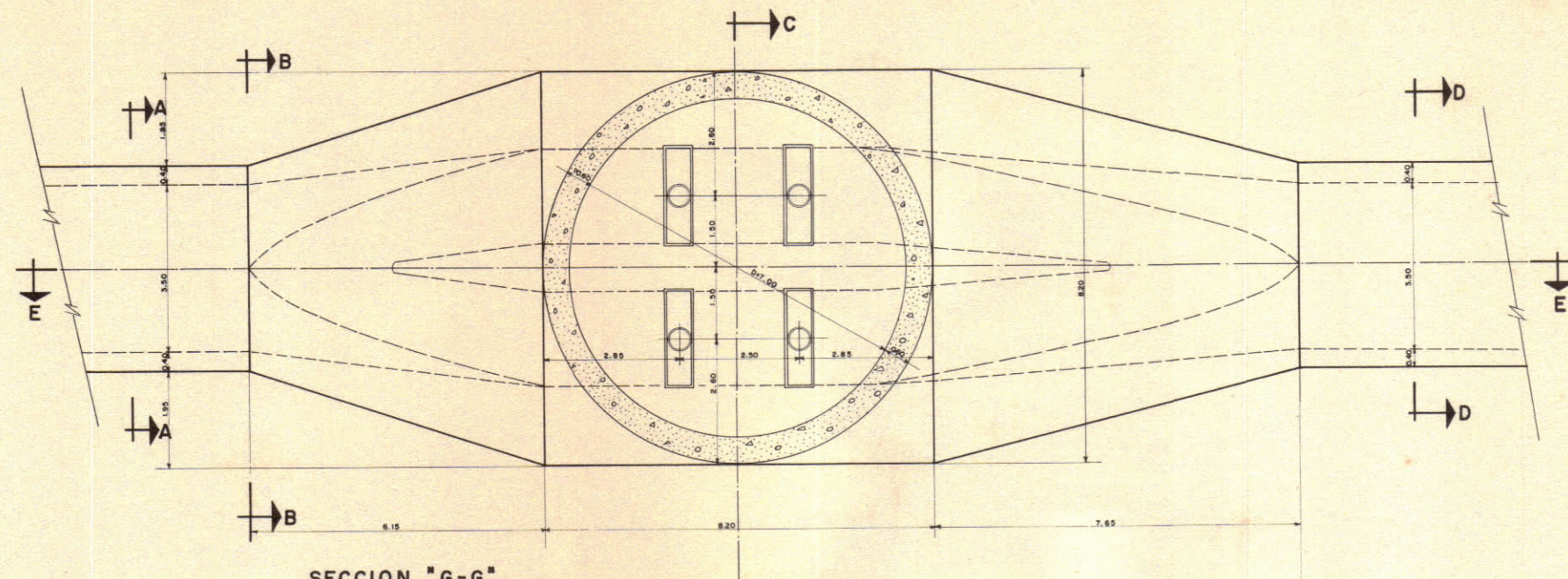


SECCION "B-B"

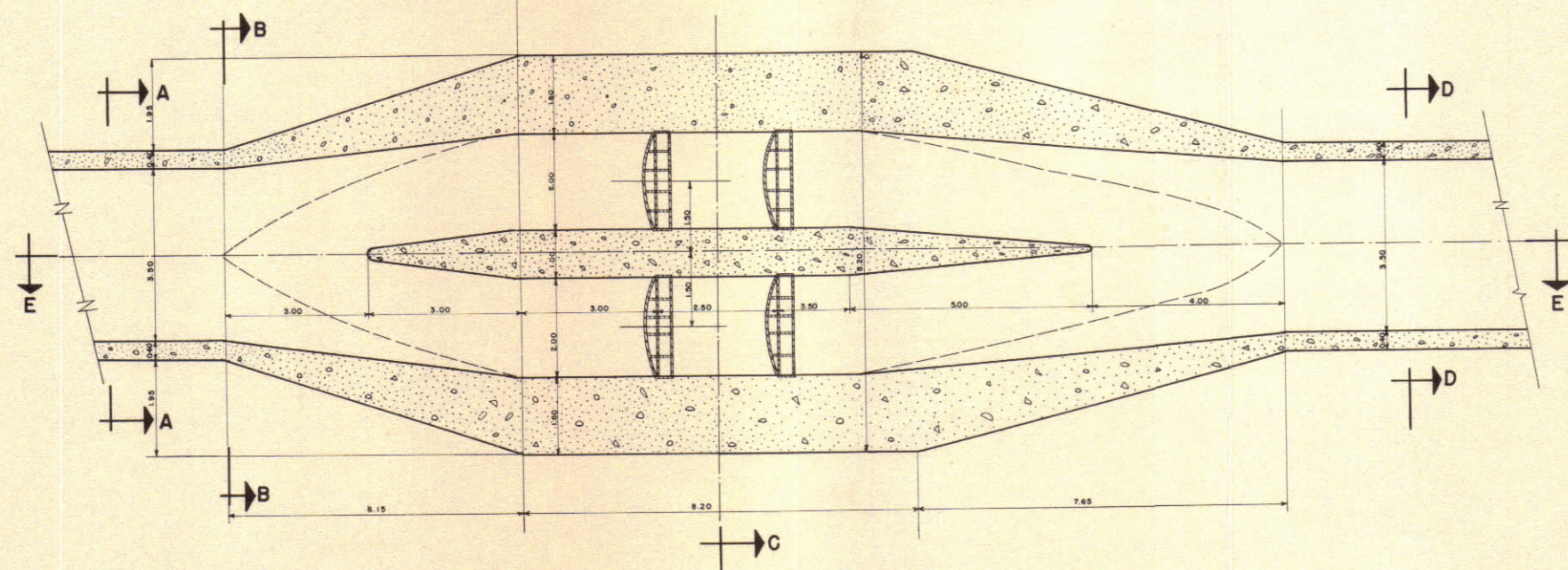
COMISION BOCONO-TUCUPIDO		COMISION BOCONO-TUCUPIDO	
CALCULO:		DISEÑO:	
REVISADO:		CONFORMADO:	
APPROBADO:		PROYECTADO:	
FECHA ABRIL DE 1964		TOTAL HOJAS	
ESC. 1:50		HOJA 11	



SECCION "C-C"

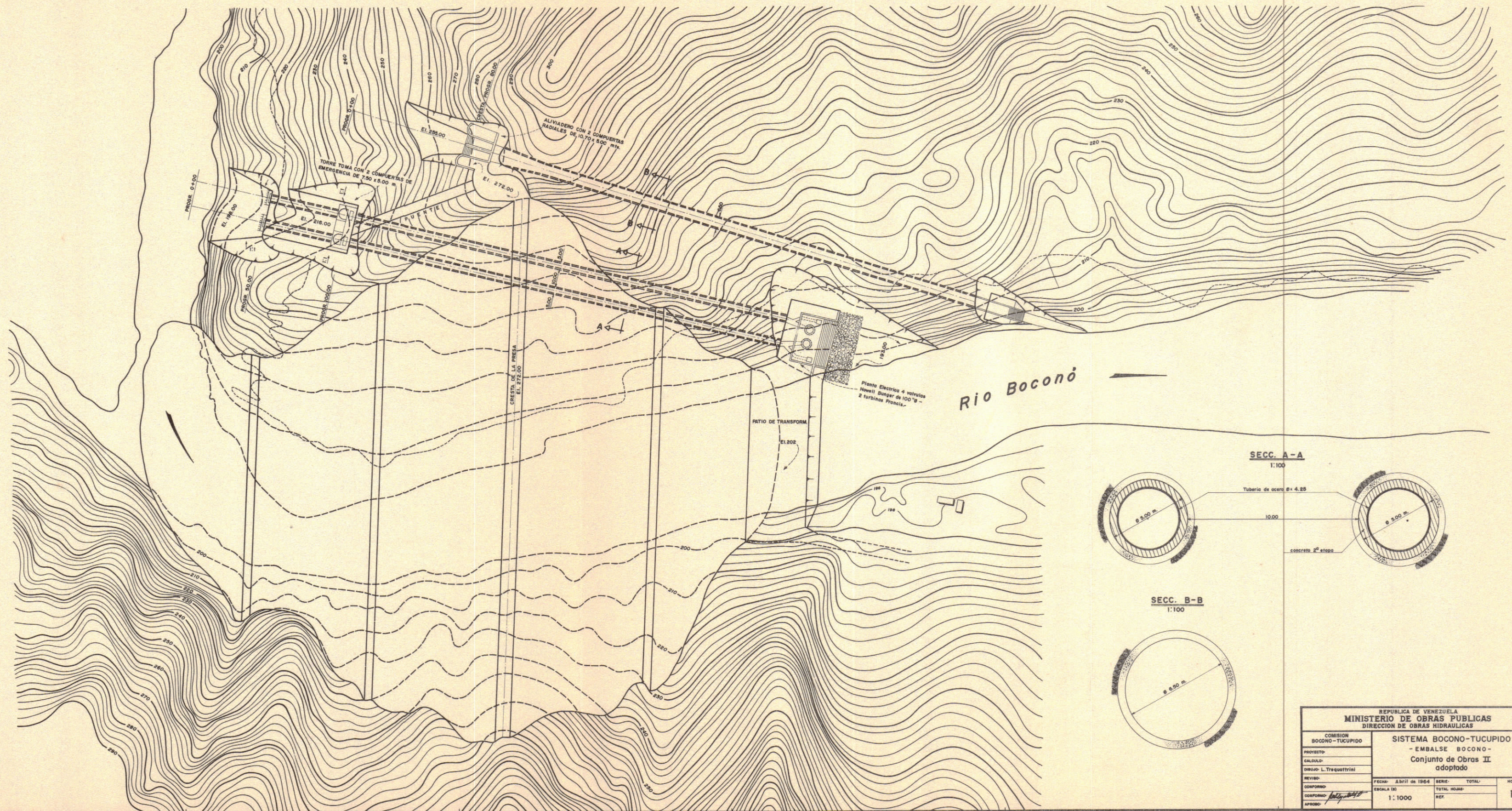


SECCION "G-G"

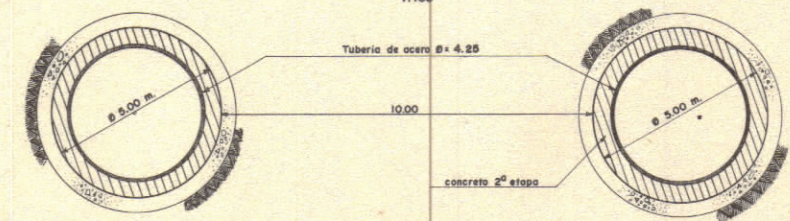


SECCION "H-H"

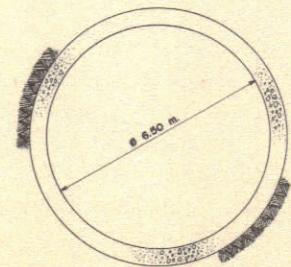
REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
SISTEMA BOCONO-TUCUPIDO - EMBALSE BOCONO - Conjunto de Obras I Camara de Compuertas de la Tama Auxiliar			
COMISION BOCONO-TUCUPIDO	FECHA	SERIE	TOTAL
LEVANTO			
CALCULO			
DIBUJO			
REVISO			
CONFORME			
APROBADO			
	ESCALA (S)	TOTAL HOJAS	HOJA Nº
	1:50	12	



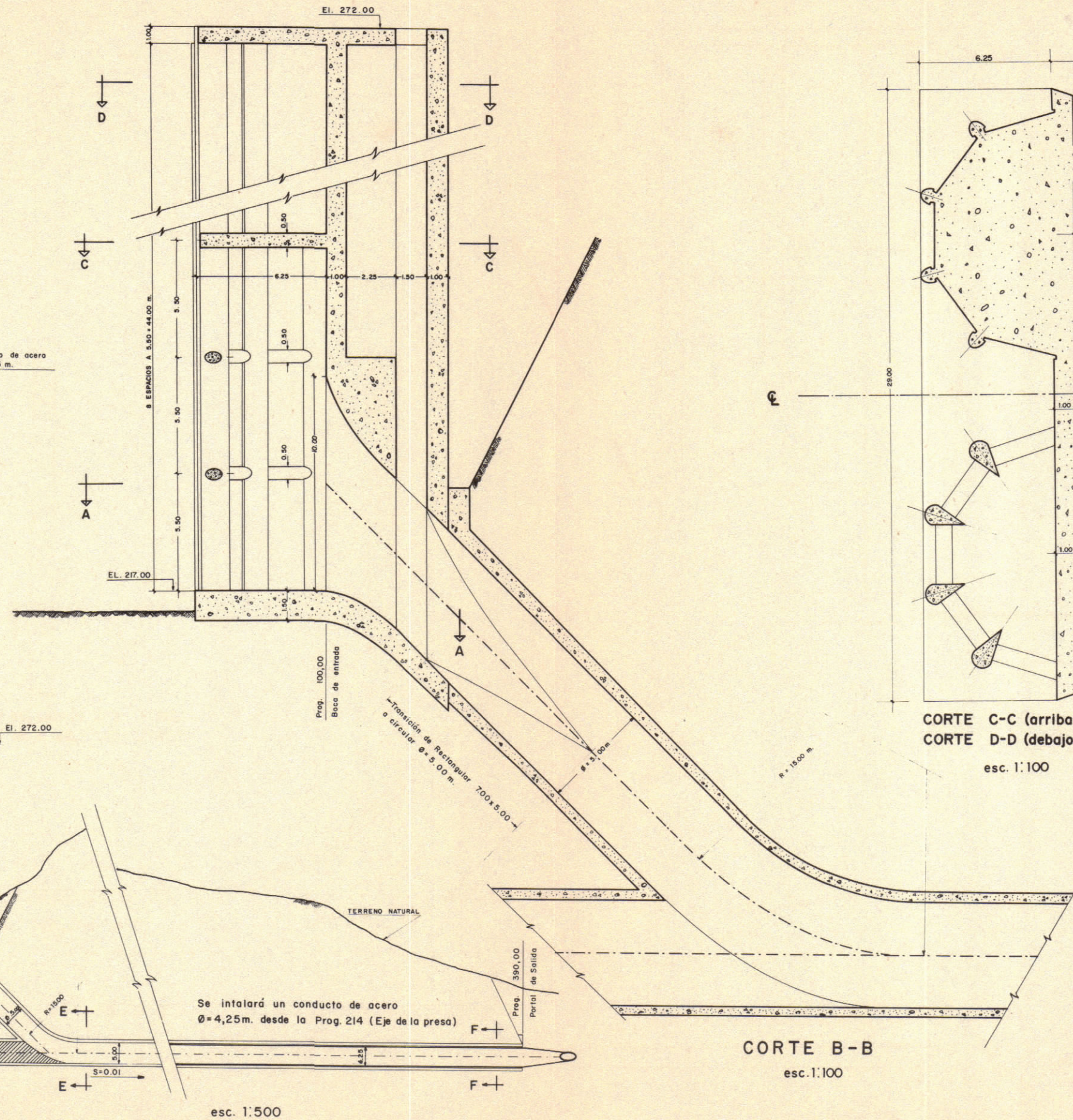
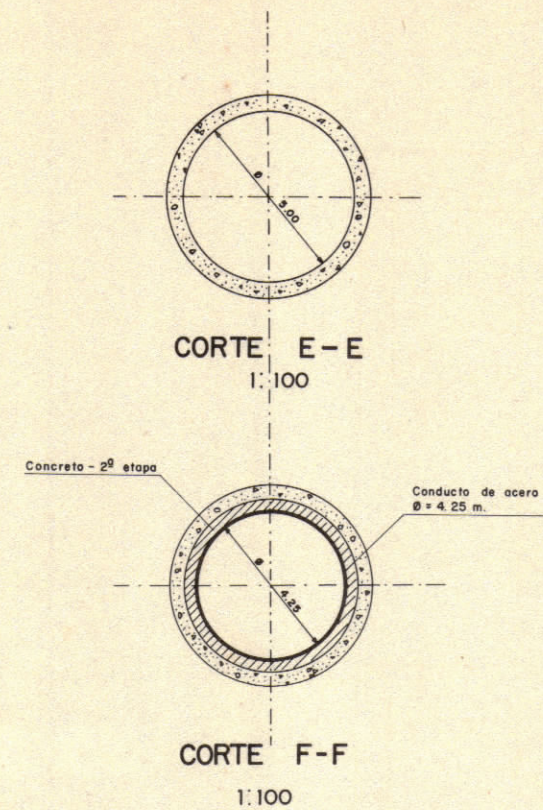
SECC. A-A
1:100



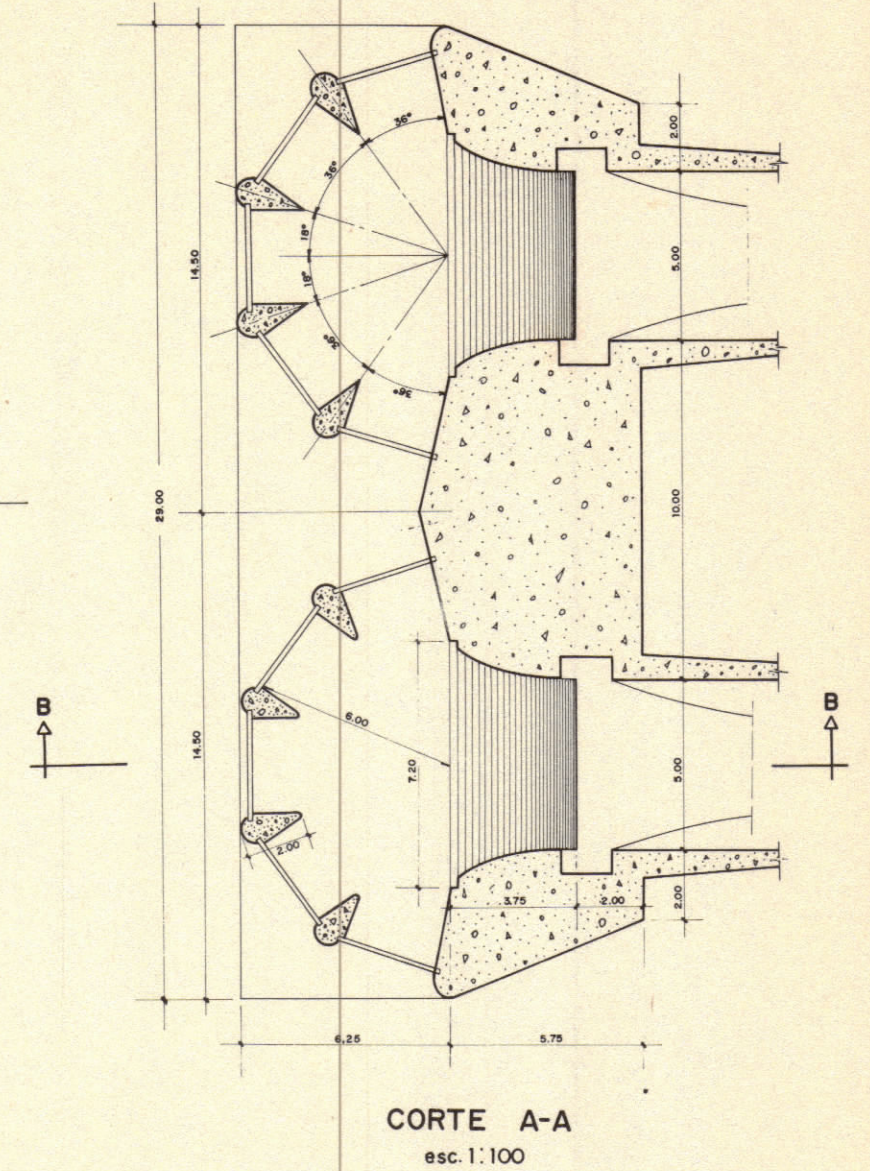
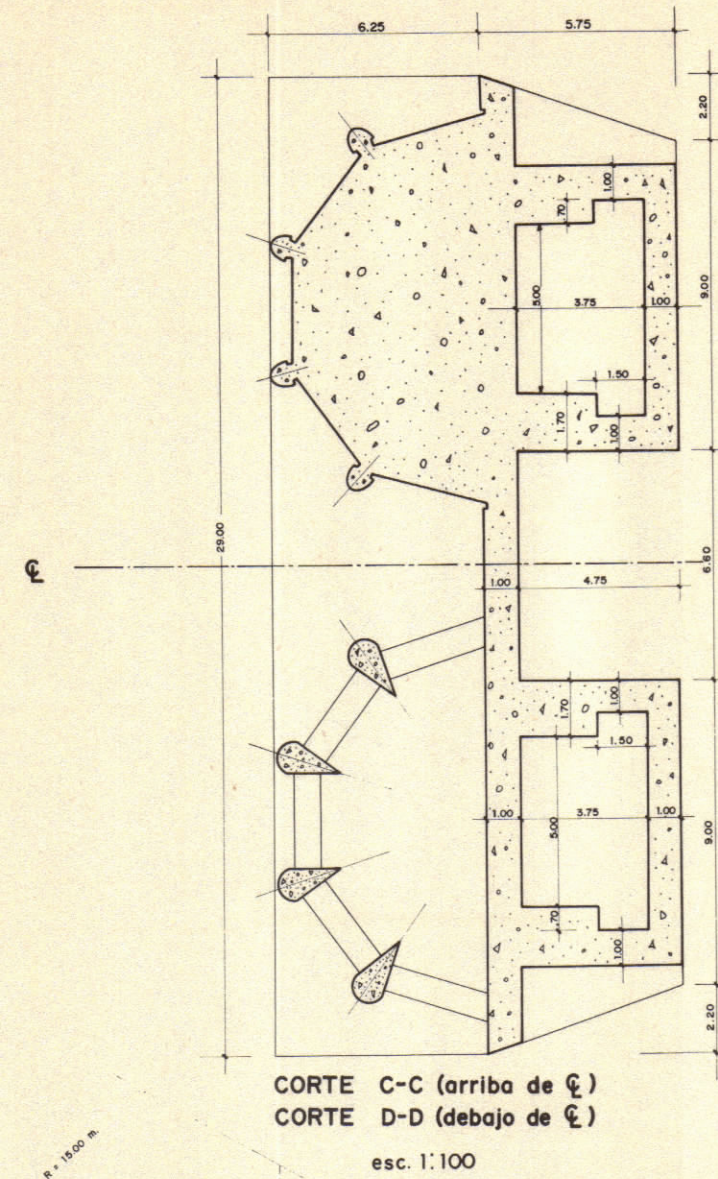
SECC. B-B
1:100



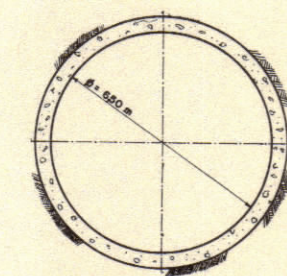
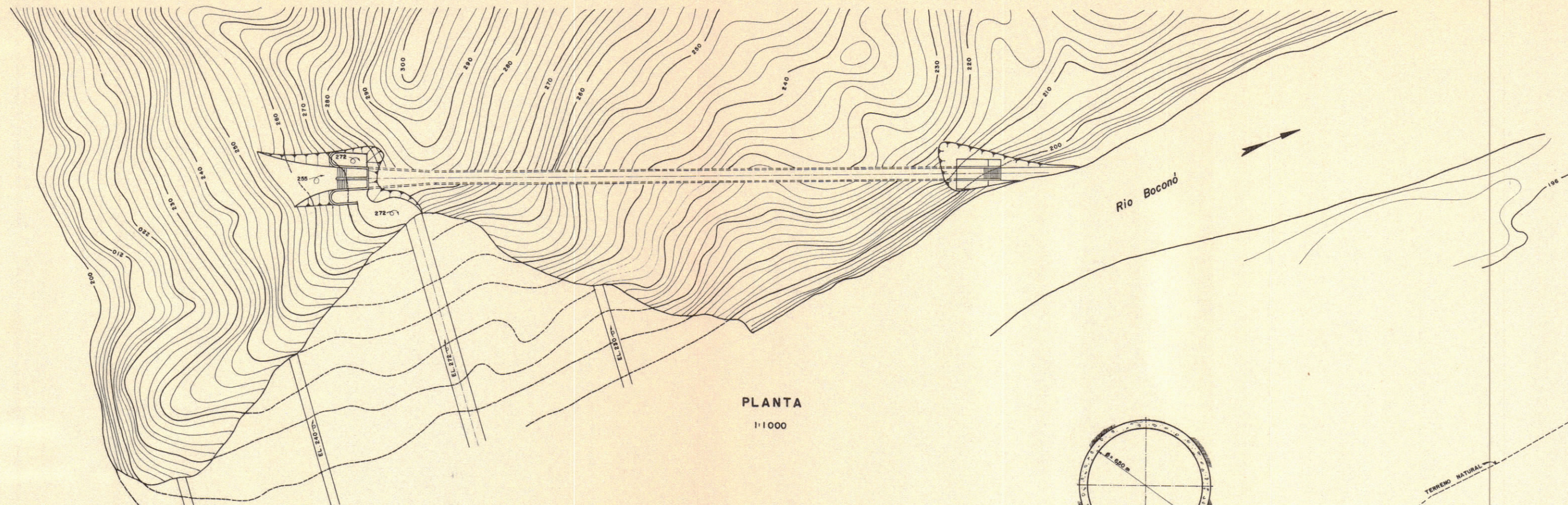
REPUBLICA DE VENEZUELA			
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS			
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
COMISION BOCONO-TUCUPIDO	SISTEMA BOCONO-TUCUPIDO		
PROYECTO:	- EMBALSE BOCONO -		
CALCULO:	Conjunto de Obras II		
DISEÑO: L. Traquettini	adoptado		
REVISO:	FECHA: Abril de 1964	SERIE: TOTAL	HORA: 13
CONFORMO:	ESCALA: 1:1000	TOTAL: 13	REF:
CONFORMO:			
APROBADO:			



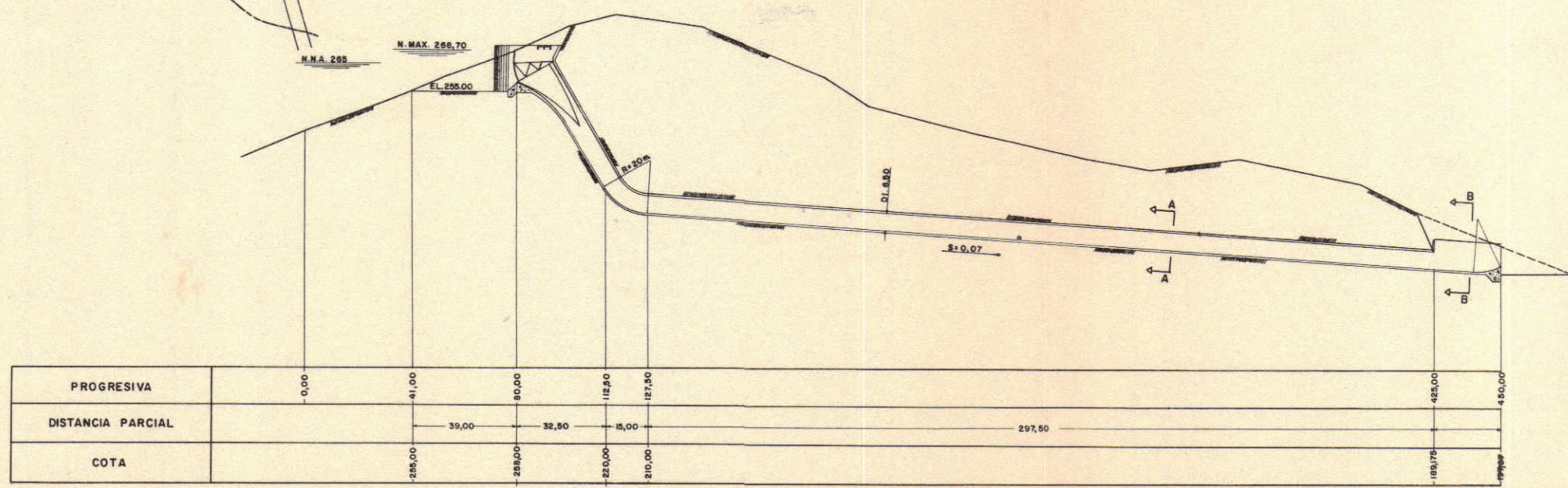
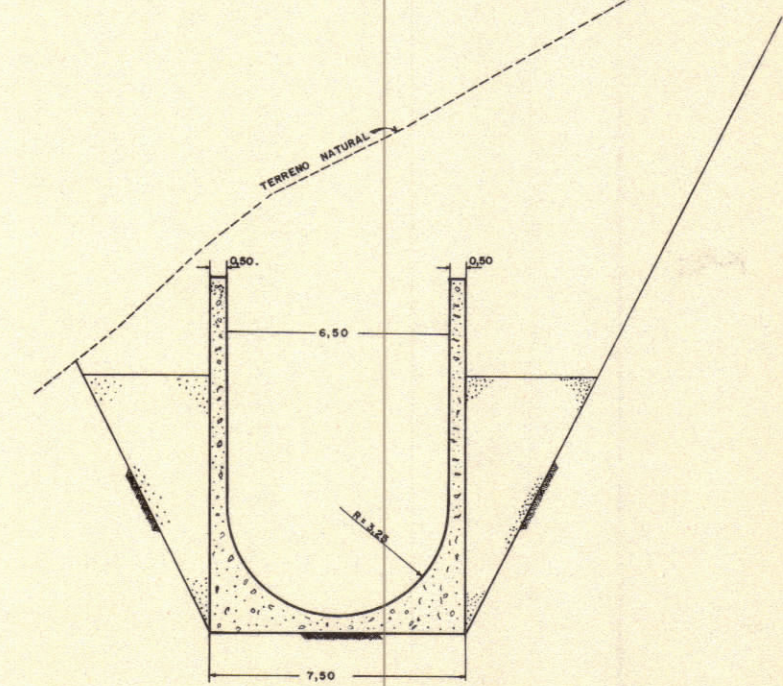
CORTE POR EL EJE LONGITUDINAL DE UN TUNEL



REPUBLICA DE VENEZUELA				
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS				
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS				
COMISION	SISTEMA BOCONO-TUCUPIDO			
BOCONO-TUCUPIDO	- EMBALSE BOCONO -			
PROYECTO:	Conjunto de Obras II			
CALCULO:	Obras de Toma - adaptada			
DISEÑO: L. T. R. G. B.				
REVISOR:	FECHA:	SERIE:	TOTAL:	HOJA Nº
CONFORME:	ESCALA (S):	TOTAL HOJAS:		
CONFORME:	INDICADA	REF:		14
APROBADO:				



SECCION A-A
1:100



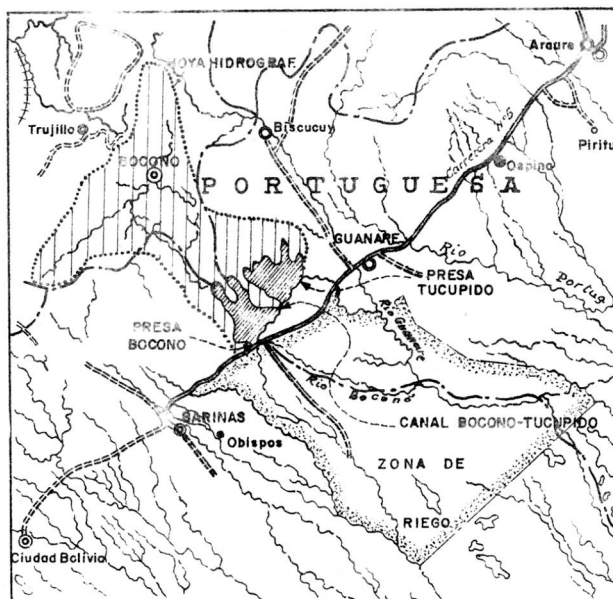
PROGRESIVA	0.00	41.00	80.00	112.20	127.30	425.00	450.00
DISTANCIA PARCIAL		39.00	32.80	15.00	297.50		
COTA	255.00	258.00	268.70	272.00	275.00	280.00	285.00

PERFIL LONGITUDINAL
1:1000

REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
COMISION BOCONO-TUCUPIDO		SISTEMA BOCONO-TUCUPIDO CONJUNTO DE OBRAS II -EMBALSE BOCONO- PLANTA Y PERFIL DEL ALIVIADERO-ADOPTADA	
PROYECTO: CALCULO: DISEÑO: ACADIA ABULAR B. REVISO: CONFORME: APROBADO:	FECHA: 4-5-64 ESCALA (S): INDICADA	SERIE: TOTAL: TOTAL HOJAS: REP.	HOJA Nº 15

REPUBLICA DE VENEZUELA
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS
COMISION BOCONO TUCUPIDO

SISTEMA BOCONO - TUCUPIDO
EMBALSE BOCONO
ANTEPROYECTO
VOLUMEN II
OBRAS DE TOMA
Y
PLANTA HIDROELECTRICA



OCTUBRE DE 1964

REPUBLICA DE VENEZUELA
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS

M E M O R A N D U M

Nº _____.-

Caracas, 15 de Enero de 1.965..

PARA: DIRECTOR DE OBRAS HIDRAULICAS
DE: JEFE DE LA COMISION BOCONO TUCUPIDO
ASUNTO: ANTEPROYECTO DE LAS OBRAS DE TOMA Y PLANTA HIDRO
ELECTRICA DEL EMBALSE BOCONO

Tengo el gusto de remitirle, anexo al presente memorándum, el Informe del Anteproyecto de las -
Obras de Toma y Planta Hidroeléctrica del Boconó elabo-
rado, junto con el personal de ésta Comisión, por los -
ingenieros de SOFRELEC destacados al efecto según con -
trato con este Ministerio.-

Atentamente,


Ingº José M. Ortega Martínez
Jefe de la Comisión

JMOM/avm.-

Anexo lo indicado

I N D I C E

CAPITULO I
INFORME TECNICO

Párrafo	Materia	Página.
1	Objeto	1
2	Referencia a los estudios anteriores..	1
3	Descripción del conjunto de las obras.	2
4	Túneles, tuberías forzadas y torre-to- ma.....	5
5	Válvulas de riego.....	7
6	Central Hidroeléctrica.....	7
7	Patio de distribución.....	15

CAPITULO II
CALCULOS HIDRAULICOS

Párrafo	Materia	Página
1	Generalidades.....	16
2	Principios de aprovechamiento.....	16
3	Niveles de embalse.....	18
4	Niveles de descarga.....	19
5	Funcionamiento de los túneles como ... obras de desviación provisional.....	19
6	Gasto derivado por los túneles.....	19

Párrafo	Materia	Pág.
7	Pérdidas de carga en los túneles	20
8	Determinación de las características de los grupos.....	28
	CONCLUSION	42

CAPITULO III INFORME ECONOMICO

Párrafo	Materia	Pág.
1	Simbolos Usados.....	43
2	Potencia y Energía.....	43
3	Movimiento de los Embalses.....	45
4	Funcionamiento de la Central Hidroeléctri ca.....	47
5	Gasto Equipado y Potencia Instalada.....	50
6	Potencia Garantizada para el Embalse Boco nó-Túcupido.....	51
7	Potencia Garantizada para el Embalse Boco nó.....	52
8	Producción de Energía Eléctrica en la II Etapa: Sistema Boconó-Túcupido.....	54
9	Producción de Energía Eléctrica en la I . Etapa: Embalse Boconó.....	56
10	Presupuesto.....	58
11	Costo de la Energía Eléctrica Producida..	62

CAPITULO I INFORME TÉCNICO

1 OBJETO.-

El presente Anteproyecto es la continuación de los Informes elaborados referentes a las mismas -- obras en Febrero de 1.964. Aquí se definen las obras y el equipo; y ha sido estudiado con miras a establecer las justificaciones económicas y servir de base para el Proyecto definitivo y la Licitación de la obra.

2 REFERENCIA DE LOS ESTUDIOS ANTERIORES.=-

Hacemos notar que todos los datos fundamentales que sirvieron de base para el presente anteproyecto se encuentran en los informes posteriores a Febrero de 1.964:

- Determinación de las características de los embalses
- Anteproyecto de Obras de Toma y Aliviadero
- Informes geológicos de la División de Geotecnia

Dichos Informes definen de manera definitiva todo lo relacionado con:

- Hidrología
- Geología
- Requerimiento del riego
- Características de los embalses

Las directrices generales para el aprovechamiento del agua que han sido fijadas en dichos Informes, se conservan en el presente Anteproyecto.

CADAFE ha fijado el esquema general con las siguientes condiciones:

- 2 Bloques generador-transformador
- 2 Lineas de transmisión a la red de 115 kw

Según las indicaciones de CADAFE no se provee conexión con red local.

3 DESCRIPCION DEL CONJUNTO DE OBRAS

3.1 Generalidades:

El conjunto consiste de una presa de tierra sobre el río Boconó, dos túneles y la Planta Hidroeléctrica.

Los túneles están proyectados para varios fines:

- Desviación del río durante la construcción
- Control del embalse
- Conducción de agua a las turbinas
- Conducción de agua a las válvulas de riego.

Las válvulas de riego descargarán al río el gasto - que corresponde a la diferencia entre el gasto requerido para el riego y el del gasto que pasa por las turbinas.

La variedad de dichos fines dificulta el diseño de los túneles, que además se complica por el hecho de que sería difícil de contemplar la posibilidad de construcción de una chimenea de equilibrio, cuyo costo perjudicaría la rentabilidad del aprovechamiento hidroeléctrico.

Los túneles constituyen una obra fundamental que domina el conjunto del proyecto; su ubicación condiciona la ubicación de los demás elementos. Se ha elegido un eje recto, evitando las curvas, lo que facilitará la colocación del revestimiento de acero. La ubicación de la entrada está condicionada por las características geológicas y topográficas del terreno.

La central está situada en un plano horizontal, a la cota 196.00. Dicha superficie está limitada por el talud de la presa, a dicha cota. Esta de tal manera situada que las tuberías forzadas, tengan fácil penetración y a la vez el canal de salida, desagüe y se una al río en forma adecuada.

3.2 Como se indicó, el esquema del aprovechamiento sigue esencialmente los conceptos y alineamientos propuestos

en el "Informe sobre el anteproyecto de las obras de Toma y Aliviadero" de la Dirección de Obras Hidráulicas de Febrero de 1964, habiéndose decidido unicamente disminuir la capacidad de descarga máxima de las obras de descarga al río a 300 m³/s en lugar de los 520 m³/s previstos en dicho Informe por las siguientes razones:

a) Por considerarse que no es necesario en este caso, dada la disposición de las estructuras adoptada, construir un pozo disipador en el aliviadero, aunque éste funciones más frecuentemente de lo supuesto originalmente. De este modo se supondrá que el aliviadero, podrá funcionar frecuentemente con gastos de hasta 300 m³/s y se aumentará su capacidad máxima hasta 985 m³/s a fin de mantener la misma capacidad total de descarga de las obras de toma y aliviadero combinados.

b) Al adoptarse el gasto de 300 m³/s como máximo por las obras de toma, permite reducir el tamaño de las estructuras de toma y de descarga. También permite reducir el tamaño de las compuertas de emergencia de cabecera y colocar unicamente 2 válvulas (una para cada túnel) de chorro de 2,80 m de diámetro para descarga al río, guardadas por 2 válvulas de mariposa de 3,50 m de diámetro en lugar de las 4 válvulas de chorro hueco de 2,50 m de diámetro protegidas por sus respectivas válvulas de mariposa de 3,00 m. de diámetro, anteriormente propuestas.

Además se eliminan las bifurcaciones de los túneles necesarias para colocar las 4 válvulas.

c) Las turbinas funcionarían anormalmente con gastos del orden de 500 m³/3 por los túneles.

Se decidió dimensionar las estructuras de toma según las siguientes condiciones:

a) Para Riego:

Un túnel deberá ser capaz de suministrar el 75% de los requerimientos máximos de riego bajo las condiciones

más desfavorables.

b) Para Control de Crecientes.

Con el embalse a la cota máxima normal de la 1a. etapa (265,00) los dos túneles deberán ser capaces de descargar - 300 m³/s (150 m³/s por c/u).

Las cotas más importantes vienen fijadas por el nivel de salida de la turbina (191,50) y por la cota de entrada de los túneles (max, capacidad).

3.3. Datos Generales.-

- Elevación de la cresta de la presa	272,00	
- Cuenca del río Boconó en la presa	1.580,00 Km ²	
- Cuenca del río Tucupido en la presa	440,00 Km ²	
	<u>1a. Etapa</u>	<u>2a. Etapa</u>
- Nivel Normal	265,00	267,00
- Nivel máximo de crecient	268,50	269,00
- Nivel mínimo para - 100.000 Ha.	238,50	
- Nivel mínimo para - 190.000 Ha.		248,00
- Nivel mínimo teórico	235,00	245,00
- Volumen almacenado para nivel normal	1.250 x 10 ⁶ m ³	3.590 x 10 ⁶ m ³
- Gasto máximo de creciente	11.800 m ³ /seg	17.200 m ³ /seg.
- Volumen máximo de creciente	213,5 x 10 ⁶ m ³	280 x 10 ⁶ m ³
- Niveles aguas abajo	191,50 para Q =	0
	193,00 para Q =	120 m ³ /seg.
- Número y tipo de Grupos: 2 Francis		
Características de las turbinas:		
- Caída bruta máxima	267-193 =	74,0 m.
- Caída bruta mínima	235-193 =	42,0 m.
- Caída nominal neta		58,0 m.
- Gasto máximo por turbina para 58 m. de carga		60 m ³ /seg.

-Velocidad 200 r.p.m.

Características de los Generadores:

-Potencia máxima: 32.000 KVA bajo cos ϕ 0,95

-Frecuencia (ciclaje) 60 períodos por segundo

Número y Tipo de Válvulas:

Para riego.....2 de chorro hueco de 2,80 m ϕ

Capacidad de Descarga para Riego:

1a. Etapa: 113 m³/s c/u con el embalse en la cota 235,00

2a. Etapa: 130 m³/s c/u con el embalse en la cota 245,00

Capacidad de Descarga para

Control de Crecientes:

1a. Etapa: 159 m³/s c/u con el embalse en la cota 265,00

2a. Etapa: 162 m³/s c/u con el embalse en la cota 267,00

4 TUNELES, TUBERIAS FORZADAS Y TORRE TOMA.-

4.1 Túneles.

Como se mencionó en el capítulo 3 los túneles se utilizan para varios fines: desviación del río durante la construcción y suministro de agua a las turbinas y válvulas de riego.

El perfil longitudinal de los tuneles está definido por una pendiente de 1‰ y un punto a la cota 191,50 a la altura de la Central. El nivel de la solera de las entradas aguas arriba podrá ajustarse con un ligero cambio de pendiente a la topografía del fondo del río.

Durante el funcionamiento como tuneles de desviación tienen en toda su longitud un revestimiento de concreto; el diámetro interior es de 5.00 m.

Se prevee cerrar el río con una ataguia provisional que sirve solamente para la protección de los trabajos durante la excavación del dentellón y primeras etapas de construcción de la ataguia principal integrante de la presa; alzando la cresta de la ataguia provisional a la cota 202, se podrá desviar 200 m³/seg lo que asegura la protección de los trabajos durante un plazo -

de 4 meses en el año, en la 2da. etapa el gasto de cada tunel tiene que alcanzar el 75% de los requerimientos - máximos del riego o sea $0,75 \times 175 = 130 \text{ m}^3/\text{seg.}$ bajo el límite de utilización del embalse al nivel 245.00 m. En la 1a. Etapa, deberá ser capaz de suministrar, siguiendo el mismo criterio $101 \text{ m}^3/\text{s}$ ($0,75 \times 135,00 \text{ m}^3/\text{s}$) con el embalse en la cota 235,00.

El gasto máximo de cada túnel será de $150 \text{ m}^3/\text{seg.}$ bajo el nivel máximo del embalse en la primera etapa o sea 265,00 m.

4.2 Tuberías Forzadas.-

Para la etapa definitiva se coloca a partir del eje de la presa en cada túnel, una camisa metálica de diámetro interior de 4,25 m y espesor de 20 mm. Esta camisa impide cualquier filtración detrás del núcleo de impermeabilización de la presa.

En el portal de salida de cada túnel cada tubería se divide en dos ramales: uno de 3,20 m de $\varnothing$ para el suministro a una válvula de riego y uno de 4,00 m de $\varnothing$ para el suministro de una turbina.

4.3 Torre - Toma.-

La toma de agua se presenta en forma de torre única servida por un puente. En su base se empalman dos galerías inclinadas que unen la torre a cada túnel

La base de la torre está equipada de rejillas gruesas removibles con un área de 288 m^2 y con intervalos de 13 cm. aproximadamente entre barras. Se ha previsto un rastrillador de limpieza de las rejillas.

En la torre se colocarán en la entrada de cada galería una compuerta de seguridad rectangular de 24 m^2 capaz de cerrar el gasto del túnel y un tablón de cierre para permitir la visita y el mantenimiento del umbral y marco de las compuertas.

La ubicación de la torre ha sido escogida de tal modo que se reduzca en la medida de lo posible la importancia de las excavaciones y taludes y sobre todo para fundarla en una zona de arenisca. La ubicación definitiva podrá cambiar ligeramente tomando en cuenta la prospección detenida del suelo que se efectuará en la zona de la toma, en las primeras etapas de los trabajos.

5 VALVULAS DE RIEGO.-

Las válvulas de riego están previstas para descargar el caudal máximo de cada túnel bajo la carga que corresponde al límite de utilización del embalse en la primera etapa: 265.00 m, cada válvula tendrá que descargar el gasto máximo indicado más arriba de $150 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Se eligió válvulas del tipo de Chorro Hueco de 2.80 m de $\varnothing$ una para cada túnel. Cada válvula está protegida por una válvula mariposa de 3,50 m de $\varnothing$ que permite el mantenimiento y reparación de la válvula de Chorro Hueco.

El conjunto de válvulas se coloca en una estructura ubicada aguas abajo de la salida de los túneles; el nivel del eje de las válvulas está fijado de tal modo que el chorro de las válvulas se disperse en el aire en toda la circunferencia del anillo de descarga cualesquiera que sean las condiciones de escurrimiento en el río. Por eso el nivel definitivo de ubicación de las válvulas resultará de los ensayos sobre modelo.

6 CENTRAL.-

6.1 Disposiciones Generales.-

El esquema general de la Central consiste en dos grupos monobloque conectados con un patio de distribución separado de la Central mismo. Dicho patio de distribución, para la tensión de 115 KV comprende dos celdas para la unión con los grupos de la Central, --

dos barras colectoras y dos celdas de conexión con la red de transmisión a 115 KV. Según los requerimientos de la red de transmisión se instalará una sola barra colectora al iniciar el aprovechamiento y se postergará la colección de la segunda barra y de la celda de acoplamiento.

Los grupos están instalados en la sala de máquinas con los transformadores colocados al exterior y sobre los tubos de aspiración de las turbinas, es decir, lo más cerca posible de los generadores.

La playa de montaje está prevista en la continuación de la sala de máquinas, comunica con el taller mecánico y el eléctrico y con el edificio de los servicios administrativos y la sala de mando.

Las cotas de los niveles se relacionan con las condiciones hidráulicas de la descarga aguas abajo de la Central y las características básicas de las máquinas .

La plataforma de entrada ha sido fijada a la cota 196,00, dicha cota viene condicionada por el nivel alcanzado en el río en caso de descarga máxima y simultánea del aliviadero, turbinas y válvulas de riego.

En la sala de máquinas los niveles se fijan en base al eje de la espiral de las turbinas situado en la cota 191,50 y del tipo de construcción del grupo, en el cual el generador descansa sobre el predistribuidor de la turbina por medio de armazón metálico; dicha construcción reduce la altura de la máquina y simplifica la estructura del edificio.

El nivel principal a la cota 193,40 se extiende en toda la superficie del edificio; solamente interrumpida por los pozos de las válvulas de seguridad. En este nivel se encuentran los dispositivos de regulación de las turbinas, tableros de arranque y control

hidráulico.

El nivel a la cota 196,00 se extiende solamente sobre una parte de la superficie de la sala de máquinas, lo suficiente para la instalación de los equipos de excitación, neutro, tableros de control eléctrico y para las barras de unión con los transformadores. El nivel superior a la cota 199,15 está colocado por razones arquitectónicas, para unir las tapas superiores de los Generadores.

Los cables, llegan a la sala de mando por un túnel a nivel 193,40; en la sala de mando van sobre soportes, por detrás de la fachada aguas abajo.

En el nivel 187,10 está previsto un túnel para el desmontaje del rodete de la turbina que comunica con el pozo de la válvula, al alcance del puente grua.

La estructura de la sala de máquinas tiene dos juntas (de dilatación) desde el nivel 187,10 para arriba.

Un sistema de drenaje lleva el agua de las filtraciones a un pozo colocado en la parte profunda del edificio.

Al mismo llegan los tubos que permiten vaciar los tubos de aspiración debajo de 191,50.

6.2 Esquema Hidráulico.-

Una torre toma alimenta los dos túneles los que constituyen cada uno un sistema independiente.

En la torre toma, equipada con rejillas removibles, se encuentran 2 compuertas de emergencia -- de 4.0x6.0 m situadas en la entrada de los 2 conductos inclinados revestidos en ~~concreto~~ de 5.0 m de diámetro que comunican con los túneles de descarga -- también de 5.0 m de diámetro revestido en concreto --

hasta el eje de la presa. De este punto en adelante el revestimiento consiste en una camisa de acero de 4,25 m de diámetro hasta el portal de salida, en -- donde cada túnel se bifurca en 2 ramales: uno de - 3,20 m de diámetro para el suministro de la válvula de riego de chorro hueco de 2,80 de diámetro y el - otro de 4,0 m de diámetro para el suministro de una turbina.

Cada turbina estará protegida por una - válvula de mariposa de 3,50 m de diámetro instalada cerca del grupo en la casa de máquinas y contará con tableros de cierre para la revisión del tubo de aspiración.

Cada válvula de riego tendrá su propia - válvula de mariposa de 3.50 m de diámetro para permitir su revisión y reparación.

En la central está previsto un servicio de agua para incendio, limpieza, agua potable y refrigeración, tomado de cada tubería forzada.

6.3 Esquema Eléctrico y Servicios Auxiliares.-

El sistema adoptado consiste en 2 grupos manobloque, unidos independientemente con su línea, - hasta el patio de distribución.

Los servicios auxiliares tienen suministros de energía eléctrica a través de una conexión - en las barras de transmisión entre el grupo y el - transformador a la tensión de generación.

Para satisfacer la función esencial de - los servicios auxiliares de grupo, es decir, el mantenimiento de la presión del aceite del regulador, - se ha previsto la instalación de una pequeña turbina Pelton que acciona una bomba de aceite.

Dicho dispositivo permite la autonomía del grupo, es decir, su puesta en marcha sin necesitar de la energía de cualquier otra fuente.

Sin embargo, el servicio normal el aceite del regulador puede mantenerse bajo presión por medio de otra bomba accionada por motor eléctrico conectado con el tablero de auxiliares del grupo.

Además el suministro de energía eléctrica, a los auxiliares de grupo, a través de su correspondiente tablero, está asegurado por la unión de cables con el tablero de auxiliares generales, que a su vez está conectado con los generadores y con los grupos diesel de emergencia.

6.4 Fundación.-

Se ha establecido el perfil teórico del terreno representado en el corte transversal de la Central, en base a los resultados de la investigación geológica.

El bloque que constituye la sala de máquinas está fundado sobre la roca; la playa de montaje y los edificios anexos descansan sobre columnas fundadas también sobre la roca.

El nivel de las máquinas y de los varios niveles de la sala de máquinas se ajustan con el perfil de la roca; en cuanto a las excavaciones, asumiendo que el perfil considerado representa el de la roca sana.

Para la elaboración del Proyecto, la División de Geotecnia, completará los planos que acompañan el presente Informe agregando la geología en los cortes más característicos.

6.5 Máquinas.-

El gasto de cada turbina resulta del estudio que es objeto del capítulo "Cálculos Hidráulicos". Ha sido fijado en $60 \text{ m}^3/\text{seg.}$ bajo la caída nominal de -

58 metros. Para las caídas superiores el gasto será limitado.

Este gasto corresponde al máximo que se puede admitir para que el golpe de ariete y las sobrevelocidades esten dentro de límites aceptables. El aumento del gasto instalado traería la necesidad de añadir a las instalaciones una chimenea de equilibrio lo que cambiaría el diseño del proyecto así como su aprovechamiento económico.

El nivel de la turbina que tiene una influencia predominante sobre las elevaciones de distintas partes de las instalaciones ha sido fijado a la cota 191,50 para impedir la cavitación del rodete. Se ha previsto que aguas abajo de la central el nivel de agua en el tubo de aspiración sería mantenido a 191,50 por medio de una sobreelevación de poca importancia construída en el lecho del río.

La máquina gira a 200 RPM.

Durante la primera etapa-Boconó solo la turbina tiene un gasto de $52 \text{ m}^3/\text{seg.}$ bajo la caída mínima de 44 m. En la etapa definitiva la caída mínima sube a 53 m bajo la cual la turbina tiene un gasto de $57,5 \text{ m}^3/\text{seg.}$ El desmontaje del rodete se efectúa por debajo de la espiral a través del túnel previsto a tal efecto a la cota 187,10.

La potencia de la turbina está limitada por el generador, cuyo límite es de 30.000 KW.

Con un factor de potencia de 0,95 la potencia del generador sería de 32.000 KVA. Dicha característica tiene que ser determinada por CADAFE, ya que está relacionada con la regulación y compensación de la red de transmisión.

La tensión de generación puede variar de 5.000 a 10.000 KV según el constructor, quien propondrá la tensión que le parezca mas conveniente.

Los cálculos de golpe de ariete y sobrevelocidades han impuesto un valor de PD^2 igual a 3.000 toneladas/ m^2 lo que supera netamente el PD^2 natural del alternador pero permite la supresión de la chime nea de equilibrio.

Los transformadores se colocan en la plataforma sobre el tubo de aspiración lo más cerca posible de los generadores a los que se unen por barras. Como se ha indicado más arriba la tensión primaria dependerá del constructor; la tensión alta será de 115 KV pero, como para el factor de potencia del generador, CADAFE tiene que definir la relación exacta de transformación así como los límites entre los cuales oscilará la tensión de la red en Boconó. Estos datos y los niveles de aislamiento resultarán del estudio de funcionamiento y regulación de la red.

La unión de los transformadores al patio de distribución se efectúa por medio de dos líneas de 115 KV.

6.6 Montaje.-

La plays de montaje tiene un portón de anchas dimensiones sobre la plataforma de acceso.

Ella comunica directamente con los talleres mecánico y eléctrico.

Para el transporte del estator terminado se necesitan dos puentes gruas de 100 toneladas cada uno con los ganchos unidos por una pieza especial.

Los puentes gruas alcanza casi toda la superficie de la sala de máquinas y en particular los pozos de las válvulas de seguridad y de desmontaje de los rodetes.

6.7 Edificios Anexos.

En el nivel de la playa de montaje se encuentran en la parte posterior, los talleres y la casa de los grupos diesel.

Anexo a la sala de máquinas, en el lado oeste, se encuentra un edificio cuya descripción será objeto del párrafo siguiente. Se tiene a disposición un depósito, con acceso a nivel de plataforma, y desde el taller mecánico. Los servicios de enfermería y restaurante se encuentran en el mismo edificio.

En la planta superior del edificio se encuentran esencialmente las oficinas de administración y continuación salas para teléfonos, acumuladores y su grupo de carga.

6.8 Control y Mando.-

La sala de control y mando, de amplias dimensiones está colocada en el ángulo del edificio anexo - de tal modo que desde ella se puede dirigir la vista - hacia varias direcciones: la plataforma de acceso y la sala de máquinas.

Todas las maniobras se efectuarán desde la sala de mando. Las operaciones de arranque y paro de los grupos serán automáticas, sin embargo se han previsto en la sala de máquinas un tablero de grupo a partir del cual se puede ejecutar a mano y en forma sucesiva las operaciones de arranque de las turbinas.

Los paneles llevan todos los dispositivos para el mando, control y vigilancia de la Central, toma de agua, válvulas de riego y patio de distribución y proporcionan los datos necesarios para el control del embalse y de la descarga del agua requerida por el riego.

- 6.9 Servicios Auxiliares 15.000 V. y 380 V. se colocan en una galería que corre a lo largo de la fachada principal debajo de los transformadores.

Esta disposición permite aprovechar el espacio entre tubos de aspiración y plataforma de los transformadores, además ella reduce la importancia del conjunto de los cables de los servicios generales.

7 PATIO DE DISTRIBUCION.-

El patio de distribución a la tensión 115 KV se ubica en una plataforma excavada en la falda del cerro en la margen derecha arriba de la carretera de acceso. Nos pareció conveniente fijar el nivel de la plataforma lo más alto posible para alejar el patio de distribución de las partículas de agua que resultan de la descarga de las válvulas de Chorro Hucco. Aunque la lluvia no perjudica de ninguna manera el funcionamiento de los equipos parece mejor mantenerlos en un ambiente seco en lo posible.

- 7.2 El patio de distribución comprende dos celdas de conexión con los transformadores y dos celdas de líneas 115 KV. Los equipos de las celdas son los apropiados para este tipo de distribución. La definición de estos equipos está indicada en el esquema eléctrico.

El diseño del patio de distribución se inspira en los patios de distribución europeos sobre todo en la disposición de los disyuntores y seccionadores, queda entendido que se podría adoptar otro tipo de distribución impuesto por clase distinta de equipos eléctricos de alta tensión.

CAPITULO II CALCULOS HIDRAULICOS ;

1 GENERALIDADES.-

El presente Informe tiene el objeto de justificar los lineamientos esenciales del aprovechamiento hidráulico de Boconó.

Las disposiciones del conjunto del aprovechamiento han sido fijadas por DOH; la ubicación de la presa, así como su magnitud, tienen que ser consideradas como datos fijos para las obras hidráulicas. Las conclusiones a las cuales se llega al terminar este Informe, muestran que las disposiciones propuestas quedan cerca del límite de las posibilidades razonables de los constructores.

- 1.2 Si por cualquier razón se desearía aumentar la potencia instalada, o bien el alargamiento de los túneles con el fin de modificar la ubicación de la presa, sería necesario rehacer el proyecto del aprovechamiento hidráulico por completo.

2 PRINCIPIOS DEL APROVECHAMIENTO.-

El fin principal del aprovechamiento es la irrigación progresiva de una área de 190.000 hectáreas. Las obras necesarias se ejecutaran en dos etapas.

En la primera etapa, se construye la presa de Boconó, la toma de agua y la central eléctrica. Esta primera etapa permite regar 115.000 ha. pero puede ocurrir que por razones de flexibilidad de explotación, la segunda etapa se ponga en servicio cuando la área regada alcance 100.000 Ha. en lugar de 115.000 Ha.

En la segunda etapa se construye la represa de Tucupido y obra de toma correspondiente.

La repartición de los gastos de riego entre las obras de toma, se efectuará de esta manera en la etapa definitiva:

- por la toma de Boconó:

Gasto para riego de 150.000 Ha.

- por la toma de Tucupido:

Gasto para riego de 40.000 Ha.

Total área regada 190.000 Ha.

En el presente Informe no se trata sino de de las obras de toma y planta hidroeléctrica del Boconó, excluyendo la presa y el aliviadero.

Sin embargo, hacemos notar que el aliviadero tiene siempre por si solo la capacidad de evacuar los aportes de las crecientes, tomando en cuenta la amortiguación producida por el embalse.

En resumen, el aprovechamiento consiste esencialmente en dos túneles hidráulicos que suministran el agua a dos válvulas de regulación del riego tipo de "Chorro Hueco".

En cada túnel se empalma una tubería forzada que alimenta una turbina; la central comprende por consiguiente dos grupos cuyas características se precisarán más adelante.

Aguas arriba de los túneles se instala una toma de agua en el embalse.

Agregamos que los túneles funcionan como obras de desviación provisional durante el período de los trabajos.

En período de explotación la toma de agua y los túneles, cumplen fines multiples o sea:

- Asegurar el suministro de agua que necesita el riego.

- Asegurar el suministro de agua a las turbinas.
- Permitir el control del nivel del embalse; es decir bajo cierto aspecto hacer trabajar las válvulas de regulación de riego, como aliviadero de fondo.

En fin, las obras de Boconó serán construidas en su estado definitivo durante la ejecución de la primera etapa. Ellas deben satisfacer las condiciones de funcionamiento requeridas en la primera etapa.

3 NIVELES DEL EMBALSE.-

En la primera etapa el nivel normal del embalse se establece a la cota 265.00. En período de creciente el estudio de amortiguación de la creciente muestra que el nivel máximo alcanza aproximadamente la cota 268,70. Se admite en cifras redondas el nivel máximo de 269.00 lo que deja un borde libre de 3.00 metros con respecto a la cresta de la presa en la cota 272.00.

En período de explotación el estudio de movimiento del embalse, desarrollado en el Informe económico, muestra que el nivel no desciende debajo de 238,60 en caso de regar un área de 100.000 Ha. Si se aumentará la área regada a 115.000 Ha. - en primera etapa, el nivel del embalse bajaría cerca de la cota 235.00.

Adoptaremos esta última cota para definir las condiciones extremas de explotación.

Se fijarán en consecuencia los niveles siguientes:

	1a. Etapa	2a. Etapa
- Nivel normal	265	267
- Nivel máximo	269	269
- Nivel mínimo	235	245

Es de subrayar que cuando los picos de las crecientes son agudas, los volúmenes aportados por las mismas son de importancia reducida. . Dicho de otro modo, los períodos durante los cuales el nivel del embalse sobre-pasa el nivel normal son de poca duración.

Por consiguiente se tomará en cuenta el nivel-máximo para el cálculo de las diferentes obras pero en lo que se refiere a la explotación se retendrán solo los niveles normales para las cargas hidráulicas máximas.

4 NIVELES DE DESCARGA.-

Aguas abajo de las obras, el nivel está relacionado con el gasto de descarga. En lo que se refiere a las turbinas se fijan los niveles que siguen:

	Nivel
- Gasto de restitución $Q=0$ nivel	191,50
- $Q=60 \text{ m}^3/\text{seg.}$	192,50
-..... $Q=120 \text{ m}^3/\text{seg}$	193,00
-Nivel máximo.....	195,00

5 FUNCIONAMIENTO DE LOS TUNELES COMO OBRAS DE DESVIA CION PROVISIONAL.-

Los estudios relacionados con la presa han concluido que dos túneles de diámetro interior terminado de 5.00 metros son suficientes para permitir el paso a las crecientes que estadísticamente podrían producirse durante la construcción. Sin considerar sin embargo que dicho diámetro de 5.00 metros sea un dato imperativo del aprovechamiento, consideramos que este diámetro es suficiente.

6 GASTO DERIVADO POR LOS TUNELES.-

El objeto principal de los túneles es de asegurar el paso de los gastos exigidos por el riego.

Para regar una superficie de 150.000 Ha. (en 2a. etapa), será necesario sacar por las obras de toma del Boconó un gasto medio de 175 m³/seg, el cual debe asegurarse para el nivel mínimo teórico del embalse (245.00).

En la primera etapa, para garantizar el riego de 100.000 Ha. hace falta un gasto de 120 m³/seg. bajo el nivel mínimo en la cota 240.50 y si se considera la posibilidad de regar hasta 115.000 Ha., - un gasto de 135 m³/seg, bajo el nivel mínimo del embalse en la cota 235.00.

Veamos cual de estas es la condición más desfavorable.

Las condiciones del proyecto exigen que cada una de los dos túneles que componen el sistema sea capaz de dejar pasar un gasto igual al 75% del gasto necesario máximo bajo las condiciones más desfavorables.

En este caso éste resulta ser el necesario para regar 150.000 Ha., es decir:

$0,75 \times 175 = 130 \text{ m}^3/\text{seg.}$, este gasto pudiendo ser suministrado por una válvula a la cota mínima de embalse en esta etapa: 245.00 (Ver párrafo 7.2)

7 PERDIDAS DE CARGA EN LOS TUNELES.-

Acabamos de examinar las varias finalidades - impuestas a los túneles.

Pero, como se puede contemplar la operación - de los mismos? Se supone siempre que en período de riego se turbinan el agua necesaria hasta el gasto - equipado o sea $2 \times 60 = 120 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Entre varias combinaciones se puede encontrar la repartición siguiente de gastos entre ambos túneles:

60 + 60 =	120 m ³ /s
60 + 115 =	175 m ³ /s
88 + 88 =	176 m ³ /s

y por un túnel: como ya se ha mencionado, 130 m³/seg.

Estudiaremos a continuación las pérdidas de carga en el túnel N° 1, el que suministra el agua al grupo N° 1 para los 4 casos de gasto.

$$Q = 60 - 88 - 115 \text{ y } 130 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Más adelante se comentará la frecuencia de los casos estudiados.

Se admiten las siguientes hipótesis de cálculo.

- Rejas de la toma- a consecuencia de la presencia del ras trillo, la pérdida de carga (p.d.c.) alcanza 0,10 m. a - 0,20 m. cuando el gasto pasa de 60 m³/seg a 130 m³/seg.

- Transición de entrada: p.d.c. = $0,05 \frac{V^2}{2g}$

siendo V la velocidad promedio en el túnel de 5.00 mt. de diámetro.

- Codos: p.d.c. = $0,10 \frac{V^2}{2g}$

- Cambio progresivo de diámetro - (Contracción)

$$\text{p.d.c.} = 0,05 \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g}$$

siendo V₂ velocidad promedio aguas abajo y V₁ velocidad - promedio aguas arriba.

- Cambio de dirección por empalme de la tubería forzada - de la turbina

$$\text{p.d.c.} = 0,50 \frac{V^2}{2g}$$

- Cambio de dirección hacia las válvulas de "Chorro Hueco"

$$\text{p.d.c.} = 0,10 \frac{V^2}{2g}$$

- Pérdida de carga para rozamiento en las tuberías por la - formula de Manning:

$$J = n^2 \frac{v^2}{R_H^{4/3}} \quad \text{en la que:}$$

J = pérdida en m/ml.

RH = radio hidráulico = $\frac{\phi}{4}$

V = Velocidad promedio del agua en m/s.

n = Coeficiente = 0,012 en el túnel con revestimiento de concreto.

= 0,010 en las tuberías de acero

ϕ m	A ₂ m ²	V m/ seg para Q=				($\frac{v^2}{2g}$ para Q =)			
		60	88	115	130	60	88	115	130
		m ³ /seg				m ³ /seg			
5.00	19,6	3,06	4,49	5,87	6,64	0,48	1,03	1,76	2,25
4.25	14,2	4,23	6,20	8,10	9,15	0,91	1,96	3,35	4,27
4.00	12,6	4,76	6,98	9,13	10,31	1,16	2,49	4,25	5,42
3.20	8,0	7,50	11,00	14,37	16,25	2,87	6,17	10,53	13,47

Siguen las pérdidas de carga en ml por m según la fórmula de Manning:

ϕ	$\frac{v^2}{R_H^{4/3}}$ para Q=					
	R _H	R _H ^{4/3}	60	88	115	130
5.00	1,25	1,347	6,951	14,967	25,580	32,732
4.25	1,06	1,081	16,552	35,560	60,694	77,449
4.00	1,00	1,000	22,657	48,720	83,357	106,296
3.20	0,80	0,743	75,707	162,853	277,923	355,400

y a continuación el cálculo de J

-- J en m/ml para Q=

ϕ	n	60	88 m^3/s	115	130
5.00	0,012	0,001001	0,002155	0,003683	0,004713
4.25	0,010	0,001655	0,003556	0,006069	0,007745
4.00	0,010	0,002266	0,004872	0,008335	0,010629
3.20	0,010	0,007571	0,016285	0,027792	0,035540

Para el gasto Q en el túnel la pérdida de carga en la -
entrada de la turbina es la siguiente:

Q	p.d.c.
60 m^3/seg	1,27 m.
88	2,02
115	3,00
130	3,64

Para los cálculos de producción no se toma en cuenta -
los dos casos asimétricos de funcionamiento de los túneles
y se considera sólo los casos de igual repartición de gas-
tos entre ambos a saber:

- Gasto de riego de $2 \times 60 = 120 \text{ m}^3/\text{seg}$ correspondiente al gas-
to equipado de la turbina - p.d.c. = 1,27 m.
- Gasto de riego máximo de $2 \times 88 = 176 \text{ m}^3/\text{seg}$. p.d.c. = 2,02 m.

El estudio analítico del movimiento del embalse hecho -
en el Informe económico muestra que prácticamente el volu-
men de agua mensual solicitado por el riego, sobrepasa rara-
mente $368 \times 10^6 \text{ m}^3$, lo que corresponde a un gasto de $70 \text{ m}^3/\text{seg}$
por túnel y una pérdida de carga de 1,50 m.

Este valor de la pérdida de carga será conservado en -
adelante para los cálculos relativos a las turbinas y a la
producción de energía.

7.1 Pérdidas de carga para el Suministro del Grupo N° 1.-

Hasta la bifurcación, las pérdidas de carga están relacionadas con el gasto, pero a partir de la bifurcación hacia el grupo, el gasto se mantiene constante y supuesto fijado en $60 \text{ m}^3/\text{seg}$.

La tabla siguiente suministra los resultados del cálculo de la pérdida de carga en el túnel N° 1 desde la toma hasta la válvula mariposa de la turbina N° 1.

SUMINISTRO DE AGUA AL GRUPO N° 1
PERDIDAS DE CARGA

		Gastos en el Túnel N° 1			
		Q= 60	88	115	130
A. Desde la toma hasta la bifurcación					
- Rejas		0.100	0.140	0.190	0.200
- Embudo: $0.05 \times \frac{v^2}{2g}$ para $\phi = 5.00$		0.024	0.052	0.088	0.113
- 2 Codos $\phi = 5.00$		0.048	0.103	0.176	0.225
$0.10 \frac{v^2}{2g}$		0.048	0.103	0.176	0.225
- Longitud $\phi = 5.00$: 102,60 m		0.103	0.221	0.378	0.484
- Contracción $\phi = 5.00 / 4,25$		0.021	0.046	0.080	0.101
- Longitud $\phi = 4.25$: 224,3m		<u>0.371</u>	<u>0.798</u>	<u>1.361</u>	<u>1.737</u>
		0.715	1,463	2,449	3.085
B. Más allá de la bifurcación. Cambio de dirección					
$0,50 \frac{v^2}{2g}$		0.455	0.455	0.455	0.455
- Contracción $\phi = 4.25 / 4.00$					
$0.05 \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}$		0.012	0.012	0.012	0.012
- Longitud $\phi = 4.00$ 38.00m		<u>0.086</u>	<u>0.086</u>	<u>0.086</u>	<u>0.086</u>
TOTAL		1,268	2,016	3,002	3,638
o sea		1,27 m	2,02 m	3,00 m	3,64 m

7.2 Diámetro de las Válvulas.-

Las pérdidas de carga en el túnel N° 1, para los gastos considerados, hasta el collar de la válvula de "Chorro Hueco", se dan en la tabla siguiente:

SUMINISTRO DE LA VALVULA DE "CHORRO HUECO" N° 1.

		Gastos en el Túnel N° 1			
		Q=60	88	115	130
A- Desde la toma hasta la bifurcación, como más-arriba		0,715	1,463	2,449	3.085
B- Más alla de la bifurcación hasta las válvulas					
- Cambio de dirección					
0.10 $\frac{v^2}{2g}$		0,091	0.196	0.335	0.427
- Contracción					
Ø=4.25/3.20 0.05 $\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g}$		0,098	0.210	0.359	0.460
- 2 Codos Ø 3,20		2 x	2 x	2 x	2 x
0.10 $\frac{v^2}{2g}$		0.287	0.617	1,053	1,347
- Longitud Ø= 3.20: 33.50 m.		0,254	0.546	0.931	1.191
TOTAL..		1.732	3,649	6,180	7,857
o sea		1,73 m	3,65 m	6,65 m	7,86 m

Es la suficiente verificar que el gasto de $130 \text{ m}^3/\text{seg.}$ bajo la carga mínima está asegurado:

Carga bruta = $48,00 \text{ m}$ (2a. Etapa)

Pérdida de

carga = $7,86 \text{ m}$

Carga neta = $48,00 - 7,86 = 40,14 \text{ m.}$

Para una válvula de $2,80 \text{ m.}$ de ϕ tenemos:

Coefficiente de la descarga $m = 0,77$

$$Q = m.a. \sqrt{2 g h} = 0,77 \times 6,16 \sqrt{2 \times 9,81 \times 40,14} = 132,8 \text{ m}^3/\text{s}$$

(= $130 \text{ m}^3/\text{seg.}$)

7.3 Capacidad de Descarga de las Válvulas.-

El eje de las válvulas de "Chorro Hueco" se encuentra a la cota $197,00$, las cargas brutas serán en primera etapa:

$$H_1 = 235,00 - 197,00 = 38,00 \text{ mt.}$$

en segunda etapa:

$$H_2 = 245,00 - 197,00 = 48,00$$

Si como una primera aproximación tomamos una pérdida de carga constante igual a $7,86 \text{ mt.}$, valor este calculado en el párrafo 7.2 para un gasto de $130 \text{ m}^3/\text{seg}$ pasando por una galería, podemos considerarnos del lado de la seguridad en lo que a continuación se refiere. Y si además suponemos que el coeficiente de gasto "m" de las válvulas de "Chorro Hueco" se mantiene constante, la carga "h" necesaria para asegurar un gasto Q es tal que $Q = m.a. \sqrt{2 g h}$.

En la 2a. etapa la carga mínima neta será $48,00 - 7,86 = 40,14 \text{ m.}$

En la 1a. etapa la carga mínima disponible será $38,00 - 7,86 = 30,14 \text{ m}$ y la capacidad de descarga de una válvula vendrá dada por la relación.

$$Q_1 = \sqrt{\frac{h_1}{h_2}} \quad Q_2 = \sqrt{\frac{30,14}{40,14}} \times 130 =$$

$$Q_1 = \frac{5,5 \times 130}{6,33} = 113,00 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cantidad mayor que los requerimientos de diseño para ésta etapa, que son de $101 \text{ m}^3/\text{s}$ ($0,75 \times 135,00 \text{ m}^3/\text{s}$).

Es evidente que la condición más desfavorable - se presente durante el período de explotación de la 2a. - etapa.

Conservando la misma hipótesis que anteriormente en lo referente a la pérdida de carga y el coeficiente "m" de las válvulas, cada galería podrá asegurar un gasto con el embalse en el nivel normal de:

- Primera Etapa:

$$\text{Carga neta: } 265,00 - 197,00 - 7,86 = 60,14 \text{ mt.}$$

$$Q = 130 \sqrt{\frac{60,14}{40,14}} = 159 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

- Segunda Etapa:

$$\text{Caída bruta } 267,00 - 197,00 = 70,00 \text{ m.}$$

$$\text{Caída neta } 70,00 - 7,86 = 62,14 \text{ m.}$$

$$\text{Gasto } Q = 130 \sqrt{\frac{62,14}{40,14}} = 162 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Lo que satisface los requerimientos de $300 \text{ m}^3/\text{s}$ para el gasto de ambos túneles, funcionando como aliviadero de fondo del embalse.

8 DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS DE LOS GRUPOS.-

8.1 Número de Grupos.-

La central actualmente ha sido concebida para - funcionar con dos grupos turbo-generadores conectado cada uno a uno de los túneles de toma.

Para el equipo óptimo de la central se estudiaron basicamente varias posibilidades, a saber:

- a) La instalación de un solo grupo turbo-generador. Esta posibilidad ha sido descartada por razones de flexibilidad en la explotación y por la eventualidad de un paro total de producción de energía en caso de accidente en el grupo o de trabajos de mantenimiento del mismo.
- b) La instalación de varios grupos turbo-generadores. Las posibilidades energísticas del Boconó - no justifican de ninguna manera la instalación de gran número de grupos. Estos se limitarían - solamente a 2 ó 3 grupos cuyas potencias instaladas serían de 30.000 KW ó 20.000 KW respectivamente en cada uno de ellos de manera de obtener los 60.000 KW requeridos en Boconó.

8.2 Escogencia del Tipo de Turbina.-

El Informe económico muestra que se está cerca de la solución óptima equipando un gasto de $120 \text{ m}^3/\text{seg}$ ó sea $60 \text{ m}^3/\text{seg}$ por turbina.

¿Por otra parte, cuales son las caídas bajo las cuales las turbinas tienen que funcionar?

Se ha adoptado la cota 193,00 como nivel de restitución. Hemos visto que se puede admitir una pérdida de carga de 1,50 m. a la entrada de la turbina, por lo tanto se obtiene:

En primera Etapa.-

- Caída máxima neta: $265,00 - 193,00 - 1,50 = 70,50 \text{ m}$
- Caída mínima neta: $235,00 - 193,00 - 1,50 = 40,50 \text{ m}$

En la segunda Etapa.-

- Caída máxima neta: $267,00 - 193,00 - 1,50 = 72,50 \text{ m}$

Estas caídas y este gasto equipado nos sitúan en el dominio de las turbinas tipo Francis.

Sin embargo, podría caber la posibilidad de instalar una turbina del tipo Kaplan, pero esta nos acarrearía las desventajas siguientes:

- Diámetro de la rueda y por consiguiente dimensiones de la turbina mucho mayores.

En efecto las relaciones entre ambos diámetros y pesos son aproximadamente las siguientes:

$$\frac{\varnothing \text{ Francis}}{\varnothing \text{ Kaplan}} = 0,95 \qquad \frac{\text{Peso Francis}}{\text{Peso Kaplan}} = 0,87$$

- Colocar el nivel de la rueda a una cota inferior, - con las consecuencias que esto traería en lo que se refiere a excavación y volumen de concreto vaciado en obra, ya que de acuerdo con las características del Proyecto será necesario, colocar el eje del distribuidor de la turbina Francis en la cota 191,50, - y el de la turbina Kaplan en la cota 184,5 aproximadamente.
- Una turbina más complicada y por consiguiente una inversión más elevada.

Por otra parte la turbina Francis presenta la ventaja de mantenerse en el rango de rendimiento bastante aceptable a pesar de las diferencias que existan entre las cargas extremas.

Por esta razón hemos equipado la Central con dos turbinas tipo Francis (Turbinas a reacción), -- con una potencia instalada del orden de 30.000 KW - cada una.

8.3 Caída Nominal.-

En análisis preliminar se podría escoger como caída nominal la caída promedia, es decir, aquella para la cual se nota igual variación por arriba y por debajo en los niveles del embalse. Así se podrían considerar dos tipos de caída promedia, adoptando bien sea la media aritmética de las variaciones del embalse en el lapso de tiempo considerado o una media ponderada en función de la utilización de la central ya sea en base o en punta. Pero en los dos casos la determinación de la caída promedia pa-

ra la producción de la energía eléctrica no puede definirse con rigidez, puesto que el movimiento del embalse está impuesto por los requisitos del riego independientemente de consideraciones relacionados con la energía.

A título indicativo, en la primera etapa, el nivel promedio del embalse en función del tiempo es 259,10 que corresponde a la caída neta de:

$$259,10 - 193,00 - 1,50 = 64,50 \text{ m.}$$

En segunda etapa, el nivel promedio es 260,60 y corresponde a la caída neta de:

$$260,60 - 193,00 - 1,50 = 66,10 \text{ m.}$$

Pero tenemos que tomar en cuenta otro punto de vista; la potencia garantizada definida en el Informe Económico, según el cual ésta es la potencia que la central puede suministrar bajo la carga mínima.

Analisemos más detenidamente el funcionamiento de la central y de los equipos.

Bajo la caída nominal H_t el distribuidor queda totalmente abierto y cada turbina absorbe $60 \text{ m}^3/\text{seg}$,

Para cualquier caída debajo de la caída nominal, el distribuidor queda totalmente abierto y el gasto turbinado varía como la velocidad del agua, es decir, como la raíz cuadrada de la carga.

En particular bajo la caída mínima H_m se obtiene:

$$Q_{\min} = 60 \times \sqrt{\frac{H_m}{H_t}}$$

Se concluye de inmediato que para conseguir la potencia garantizada máxima hay que fijar la caída nominal lo más cerca posible de la caída mínima.

Pero aquí interviene también la noción del rendimiento, pues la turbina tiene que funcionar de manera conveniente bajo las caídas altas.

La determinación de la caída nominal tiene pues que ser una solución de compromiso, de tal modo que el ajuste de la colina de rendimiento de la turbina la mantenga a rendimiento satisfactorio bajo la caída mínima - potencia garantizada- importando menos - el descenso de los rendimientos bajo las caídas altas.

Estas consideraciones se relacionan con el precio de venta de la energía. En efecto se distingue - una producción de calidad que corresponde a la potencia garantizada P_g y otra que corresponde a la diferencia entre la potencia instalada P_t y la garantizada P_g .

Tomando en cuenta estas consideraciones se fijó la caída nominal en:

$$H_t = 58.00 \text{ m.}$$

Las colinas de rendimiento son específicas de las turbinas y varían un poco entre los diferentes constructores. Aquí nos atendremos pues a los rendimientos indicados en el Informe Económico. En estas condiciones la potencia de un grupo se calcula así:

$$P = 8,64 \times Q \times H_t = 8,64 \times 60 \times 58 = 30.000 \text{ KW}$$

y la potencia instalada global

$$P_i = 60.000 \text{ KW}$$

En las condiciones extremas impuestas y suponiendo un rendimiento constante se obtiene:

$$Q_{235} = 60 \times \frac{40.50}{58.00} = 50 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{245} = 60 \times \frac{50.50}{58.00} = 56 \text{ m}^3/\text{seg}$$

bajo el nivel 235,00 se tiene:

$$P_g = 2 \times 8,64 \times Q_{\min} \times H_{\min} = 2 \times 8,64 \times 50 \times 40,5 = 34800 \text{ KW}$$

Pero del punto de vista de la explotación y producción de la Central, el examen de los rendimientos del embalse permite considerar como excepcionales las condiciones extremas de funcionamiento impuestas a las turbinas.

En consecuencia se podría aceptar una potencia garantizada ligeramente superior al valor señalado aquí.

Es de notar que en el Informe Económico se introduce otro valor de la potencia garantizada relacionado con un sistema de operación de la Central.

8.4 Velocidad de Rotación.-

La velocidad de rotación debe corresponder a una de las velocidades de sincronización obtenidas dividiendo la frecuencia por minuto, por el número de pares de polos.

La frecuencia de la red es de 60 períodos por segundo. La frecuencia por minuto es de $60 \times 60 = 3.600$ y las velocidades de sincronización puede fijarse en:

Para 20 pares de polos: $V = \frac{3.600}{20} = 180$ rotaciones por minuto.

Para 18 pares de polos: $V = \frac{3.600}{18} = 200$ rotaciones por minuto.

Para 17 pares de polos: $V = \frac{3.600}{17} = 211,7$ rotaciones por minuto

Para 16 " " " $V = \frac{3.600}{16} = 225$ rotaciones por minuto

Nosotros hemos adoptado aquí la velocidad de rotación de 200 r.p.m.

La velocidad específica n_s que corresponde, se calcula por la fórmula:

$$n_s = \frac{N}{(H)^{5/4}}$$

en que N, es el número de rotaciones por minuto: 200 r.p.m.

P la potencia en CV, ó sea 41.500 CV

H la caída nominal 58,00 m

$$n_s = \frac{200 \times 41.500}{(58)^{5/4}} = 254$$

En estas condiciones la rueda tiene un diámetro de 2,80 m aproximadamente.

Por otra parte una rueda de 2,80 m trabaja con una abertura vecina a la saturación del grupo para el gasto de 60 m³/seg bajo la caída nominal.

Así se cumple con la condicionde que la velocidad de rotación maxima, es la que corresponde al grupo más económico.

Podría pensarse en la posibilidad de instalar - una rueda más rápida a una velocidad de 225 r.p.m., cuyo diámetro sería de 2,55 m aproximadamente. La turbina tendría un rendimiento muy alto cerca de la caída nominal, pero para las caídas más bajas quedaría lejos de su límite de saturación para un gasto nominal de 60 m³/seg.

En caso de un sistema de menor extensión de los túneles dicha turbina permitirá conseguir una potencia más elevada que la arriba mencionada jugando con la - abertura del distribuidor. Pero en el caso del aprovechamiento considerado nos encontraríamos con el problema de la regulación, el cual trataremos más adelante.

De todos modos, como los riesgos de cavitación- irían aumentando si se mantuviera el mismo nivel de co locación para las dos máquinas, sería necesario hundir más la turbina de velocidad de 225 r.p.m., lo que acarrearía un aumento en el costo de fundaciones sin compensación comparable al beneficio de la producción.

Así preferimos atenernos a la velocidad de rota ción de 200 r.p.m.

8.5 Nivel de Colocación del Eje del Distribuidor.-

Las condiciones de funcionamiento que determina el nivel de las ruedas son las que corresponde al nivel máximo del embalse y la cota de restitución - más baja.

Los ensayos del modelo de la turbina permitirán de fijar de manera definitiva el nivel más elevado en que se puede colocar la turbina para mantener el fenómeno de cavitación dentro de límites aceptados. Las consideraciones que siguen fijan esa cota.

La turbina no puede colocarse a un nivel superior al que resulta de añadir al nivel de restitución mínimo la cantidad H_s , siendo:

$$H_s = H_B - \sigma H$$

en que:

H_s = distancia entre el eje del distribuidor y el nivel inferior de restitución.

H_B : altura barométrica del lugar, igual a 9,80 m.

H : caída neta

σ : coeficiente de cavitación ó de Thoma.

Ciertos autores consideran la distancia H_s como la comprendida entre la salida de la rueda y el nivel inferior de restitución. Sin embargo, la experiencia enseña que la cavitación no tiene lugar en un punto definido de la rueda a la salida de la misma, sino que tiene tendencia a desplazarse hacia la entrada de la misma, de ahí que por razones de seguridad la técnica moderna recomienda considerar la distancia H_s hasta el eje del distribuidor. En éste el criterio que hemos seguido en la elaboración de este estudio.

El coeficiente puede variar en función de la naturaleza del metal de la turbina.

En Francia se adopta

$$\sigma = K \frac{(ns)}{100} 1.8$$

Con $K = 0,0295$ para el acero ordinario

$K = 0,0240$ para el acero inoxidable

Si se adopta $\sigma = 0,16$

Para el funcionamiento en condiciones nominales se obtiene:

$$H_s = 9.80 - 0,16 \times 58,00 = 0,50 \text{ m.}$$

Para la caída máxima se puede admitir un valor de σ un poco más bajo. Para la rueda de 2,80 m el de 0,14 sería teóricamente valedero, pero conviene más 0,15; y en estas condiciones:

$$H_s = 9,80 - 0,15 \times 72,50 = - 1,075$$

Adoptamos $H_s = - 1.00 \text{ m.}$

El nivel del distribuidor se fija para el caso de funcionamiento de un grupo solo en la cota:

$$192,50 - 1.00 = 191,50$$

8.6 Sobrepresión -Sobrevelocidad -Regulación.-

La regulación de una turbina está relacionada con la brusquedad del tiempo óptimo de cierre del distribuidor.

Cuando se cierra el distribuidor, se provoca un golpe de ariete el cual es mucho más importante cuando más rápido se efectúe el cierre. Para reducir el golpe de ariete se necesita aumentar el tiempo de cierre. Pero como cuando se cierra el distribuidor ésta operación resulta de una disminución brusca de la demanda de energía; la velocidad del generador tiene tendencia a aumentar a medida que el tiempo de cierre es mayor. De modo que si se aumenta el tiempo de cierre se aumenta la sobrevelocidad y se disminuye el golpe de ariete y viceversa.

La solución óptima resulta por consiguiente de un compromiso entre la sobrepresión y sobrevelocidad.

Primero se determina el tiempo característico de la inercia del agua θ , definido por la fórmula:

$$\theta = \frac{L.V}{G.H}$$

en la que:

L es la longitud de un elemento de sección en m

V la velocidad del agua en este elemento, así

$$V = Q/A \text{ en m/s.}$$

H Altura de la caída en m

g aceleración de la gravedad o sea 9,8 m/seg/seg.

Practicamente:

$$L.V = L_1 V_1$$

En caso de Boconó se obtiene: $Q = 60 \text{ m}^3/\text{s.}$

Tramos	L m	A m^2	V m/seg	LV $\text{m}^2/\text{seg.}$
Desde la toma hasta el cambio de sección		$\phi = 5.00$		
	102,6	19,6	3,06	314
Desde el cambio de sección has- ta la bifurca - ción		$\phi = 4,25$		
	224,3	14,2	4,23	949
Desde la bifur cación hasta el cono de la vál- vula de maripo- sa		$\phi = 4.00$		
	38,0	12,6	4,76	181
Desde el cono hasta la turbi na		$\phi = 3,50$		
	10,5	9,6	6,3	66
	<u>375,4</u>			$\Sigma = 1.510$

Lo que permite calcular la velocidad promedio del agua bajo la caída nominal:

$$\text{Velocidad promedio} = \frac{1510}{375,5} = 4,00 \text{ m/seg.}$$

Se consideran las tres caídas determinadas anteriormente:

$$\text{Máxima} = 72,50 \text{ m.}$$

$$\text{Normal} = 58,00 \text{ m.}$$

$$\text{Mínima} = 40,50 \text{ m.}$$

$$\text{Para } H= 58.00 \text{ m } Q= 60 \text{ m}^3/\text{s}$$

Debajo de 58.00 m el gasto es función de la raíz cuadrada de la carga y

$$Q_{40.50} = 60 \sqrt{\frac{40.50}{58.00}} = 60 \times 0,833 = 50 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Arriba de $H= 58,00 \text{ m}$ el gasto está limitado para mantener la potencia constante y

$$Q_{72.50} = 60 \times \frac{58,00}{72,50} = 60 \times 0,8 = 48 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Se obtiene así los tiempos característicos siguientes:

Para $H= 72.50 \text{ m}$

$$\theta_{72.50} = \frac{1510 \times 0,8}{9,8 \times 72.50} = 1,78 \text{ seg:}$$

Para $H= 58.00 \text{ m}$

$$\theta_{58} = \frac{1510}{9,8 \times 58,00} = 2,66$$

Para $H= 40,50 \text{ m}$

$$\theta_{40.50} = \frac{1510 \times 0,833}{9,8 \times 40,50} = 3,17 \text{ seg}$$

Cuando se efectúa una maniobra del distribuidor, nace una onda en este que sube a lo largo de la tubería con una velocidad a , se refleja en la extremidad de la tubería (en el caso del Proyecto, en el embalse) y vuelve aguas abajo hacia el distribuidor; tal es recordando en forma de esquema el fenómeno del golpe de ariete que origina las sobrepresiones.

La velocidad de la onda alcanza aproximadamente 1.000 m/seg, como se admite de manera común.

Se consideran las dos condiciones más desfavorables siguientes:

a) Para las sobrepresiones:

La caída máxima $H_{max} = 72,50$ m.

Gasto $Q = 48$ m³/seg

Potencia $P = 30.000$ KW

Distribuidor parcialmente cerrado. Suponiendo una operación de cierre lineal respecto al tiempo, si T es el tiempo de cierre con la apertura total:

$$T' = T \times \frac{48}{60} = T \times 0,8$$

B) Para las sobrevelocidades:

La caída nominal $H_t = 58,00$ m

Gasto: $Q = 60$ m³/seg

Potencia 30.000 KW

Distribuidor totalmente **a**bierto

Para las sobrepresiones, el diagrama de Allievi su ministra los datos siguientes, admitiendo $T = 8$ seg. bajo la caída máxima

$$\theta = \frac{a}{2gH} V = \frac{1.000 \times 375,4 \times 60}{2 \times 9,8 \times 72,50} = 2,25$$

$$\theta = \frac{a}{2} \frac{T}{L} = \frac{1.000 \times (8 \times 0,8)}{2 \times 375,4} = 8,5$$

La sobrepresión $H = 0,30$ de la carga estática.

Sea en valor absoluto: $0,30 \times 72,50 = 22.00$ mt y la presión total en el conducto:

$$1,30 \times 72.5 = 94,25 \text{ mt.}$$

Bajo la carga nominal:

$$C = \frac{a}{2g} \frac{V}{H} = \frac{1.000 \times \frac{1510}{375.4}}{2 \times 9.8 \times 58.00} = 3.52$$

$$\Delta = \frac{a}{2} \frac{T}{L} = \frac{1.000 \times 8}{2 \times 375.4} = 10.6$$

La sobrepresión $H = 0,40$ de la carga estática.

Sea en el valor absoluto $0,40 \times 58.00 = 23.00$ y la presión total en el conducto:

$$1,40 \times 58 = 81.20 \text{ mt.}$$

La sobre-velocidad de un grupo esta intimamente ligado al tiempo característico de inercia t del grupo.

$$\text{siendo } t = \frac{PD^2}{270} \cdot \frac{N^2}{W}$$

en que:

N = Velocidad de rotación en r.p.m. sea 200 r.p.m

W = Potencia en CV= 41.500 CV

PD^2 = una característica propia del generador en $T \text{ m}^2$

La sobre-velocidad ΔW viene dada por la fórmula - aproximada:

$$\Delta W = \frac{T}{2t} \left(1 + \frac{3}{2} \times \frac{AH}{H} \right)$$

Aquí hay que hacer la aclaratoria siguiente:

El L. $V = 1510 \text{ m}^2/\text{s}$ que tenemos es bastante elevado, como queremos evitar la instalación de una chimenea - de equilibrio y mantener las sobre-velocidades en límites aceptables, debemos actuar por consiguiente sobre los elementos de que disponemos, es decir, sobre la magnitud del alternador ó sea sobre su PD^2 . Adoptando un $PD^2 = 3000$ $T. \text{ m}^2$ se tiene:

$$t = \frac{3.000}{270} \times \frac{(200)^2}{41500} = 10.7 \text{ seg.}$$

y la sobre-velocidad

$$\Delta W = \frac{8}{2 \times 10.7} \left(1 + \frac{3}{2} \times 0.40 \right) = 0.60$$

Este valor es aproximado por exceso. Además el tiempo de cierre de 8 seg. que nosotros hemos adoptado no es lineal con respecto al tiempo, de todas maneras - aquí lo hemos tomado como magnitud aproximada.

Se puede exigir al constructor un grupo donde los límites superiores para la sobre-presión y la sobre velocidad, no excedan 35% y 50% respectivamente. Y donde el tiempo de cierre del distribuidor sea de 8 seg. y el PD^2 del generador de 3.000 T m^2 . Pero estas últimas características deben ser precisadas mejor por el constructor el cual se compromete también sobre la calidad de su equipo de regulación.

Características de los Grupos.-

Las características definitivas de los 2 grupos deberán responder a las siguientes condiciones:

- Gasto nominal: $60 \text{ m}^3/\text{seg.}$
- Caída nominal neta: 58,00 m.
- Caída máxima neta: 72,50 m.
- Caída mínima neta 40,50 m.
- Potencia nominal y máxima 30. M.W.
- Sobre presión máxima: 35%

Sea en valor absoluto: presión de cálculo de los conductos: $72.50 \times 1.35 = 100,00 \text{ m}$

- Sobre-velocidad máxima: 50%

En estas condiciones el constructor precisará:
El tiempo de cierre del distribuidor y la ley de cierre del mismo.

La velocidad de embálamiento

El PD^2 de las masas que giran

C O N C L U S I O N

Como conclusión se quiere hacer resaltar lo siguiente:

a) Es de notar que el valor de 3.000 toneladas por metro cuadrado que adoptamos queda arriba del valor del PD^2 natural, es decir, del que corresponde el generador normal para producir 30.000 KW. Este valor - del PD^2 , la imponen las exigencias de la regulación de la turbina.

b) Las características del Proyecto quedan en la zona óptima ya que:

- Hemos visto que el gasto equipado queda muy cerca del máximo posible cumpliendo con los requisitos de explotación del embalse.

- Las condiciones de regulación estan al límite de lo - que se puede razonablemente exigir de los constructores

- En relación con estas condiciones la caída normal queda practicamente muy cercana al máximo admisible a menos de aceptar bajar el nivel de colocación de las turbinas lo que aumentaría notablemente la inversión en las obras de Ingeniería Civil.

Es más para lograr un aumento de potencia y producción se necesitaría modificar las disposiciones generales del conjunto, de las cuales se puede admitir como característica básica al producto LV. Para reducir este último, habría que disminuir la longitud, es decir, aumentar la sección de los túneles. El beneficio de producción así obtenido, no compensaría el incremento de la inversión.

CAPITULO III
INFORME ECONOMICO

1. SIMBOLOS.-

Los símbolos usados están descritos en el anexo 1 y se repiten en la siguiente hoja.

2. POTENCIAS Y ENERGIAS.-

Los movimientos de los embalses se calculan en base a las condiciones hidrológicas registradas en los años 1952 hasta 1961.

En los cálculos de potencias y producción de energía eléctrica se han adoptado los siguientes coeficientes de rendimientos:

Turbinas:	0,90
Generadores:	0,98
Transformadores y Auxiliares	0,97

Se supone para las turbinas un rendimiento constante basándose en la colina aproximada del anexo 3.

Para definir la carga H se adoptó una pérdida de carga constante de 1,50 m en las obras de conducción.

Los cálculos de potencias y producción del presente informe, valen para las condiciones eléctricas en los bornes de los generadores; en los cálculos de precio de costo de la energía se aplicarán coeficientes adecuados.

La potencia en KW en los bornes de los generadores se calcula con la ecuación:

$$P_{gen} = 9,8 \times 0,90 \times 0,98 \times Q \times H = 8,64 \times Q \times H,$$

y en los bornes de los transformadores de alta tensión:

$$P_{trans} = 8,64 \times 0,97 \times Q \times H = 8,38 \times Q \times H$$

La energía en los bornes de los generadores se calcula a partir del volumen turbinado por:

$$W = 0,90 \times 0,98 \frac{9,8}{3.600} xC \times H = 2,4 \times 10^{-3} xC \times H$$

MOVIMIENTO DE LOS EMBALSES Y CALCULOS DE LA POTENCIA Y ENERGIA BASANDOSE SOBRE
LOS DATOS HIDROLOGICOS DEL PERIODO NOVIEMBRE 1952 - OCTUBRE 1.961.

I ETAPA-EMBALSE BOCONO
II ETAPA-SISTEMA BOCONO TUCUPIDO

SIMBOLOS USADOS

A- Almacenamiento inicial del mes	10^6 M^3	P corresponde a la potencia que se mide en los bornes de los generadores.
B- Aportes de los Rios	"	
C- Volumen Turbinado	"	$P = 8,64 \times Q \times H$
D- Demanda de la zona regada por la toma de agua del Boconó	"	
D- Demanda de la zona del Tucupido	"	$W_t =$ corresponde a la energia total anual medida en los bornes de los generadores.
E- Pérdida o ganancia de los embalses por evaporación o lluvia	"	$W_t = 8,64 \times \frac{9,8}{3.600} \times 10^{-3} \times C \times H$
Q- Gasto de las turbinas	M^3/seg	
N- Nivel de los embalses	M	$= 2,4 \times 10^{-3} \times C \times H$
H- Carga neta promedio del mes	"	Promedio mensual: 730 horas
H- Carga neta a principios del mes	"	$= 2.628.000 \text{ segundos}$
P- Potencia	KW	$C = 2.628.000 \times Q$
W- Energía anual	KWH	$h_{\text{media}} = \frac{\text{Energía Anual}}{\text{Volumen Turbinado}} \times \text{factor}$

3 TABLA DE MOVIMIENTO DE LOS EMBALSES.-

Los movimientos de los embalses fueron objeto de varios estudios correspondientes a distintas hipótesis.

En el curso del desarrollo de los estudios del proyecto las precisiones conseguidas influyeron sobre las hipótesis básicas; sin embargo los cálculos que se efectuaron a principios de los estudios del aprovechamiento del Boconó representan tanteos que suministraron datos-utilizados para la elaboración del presente Informe.

3.1 No se puede reproducir la totalidad de los cálculos-mencionados, pero tomándolos por base se ha efectuado - el cálculo definitivo del movimiento de los embalses y de las potencias y energías; dicho cálculo está representado en el anexo 1. A título de información proporcionamos, en hoja aparte la lista de los cálculos elaborados.

3.2 En este anexo que corresponde a la II Etapa con ambos embalses Boconó y Tucupido, se indica el volumen almacenado a principios del mes, los oportes de los ríos y la demanda del riego durante el mes y en particular - el gasto que corresponde a la área regada a partir de -- la toma de agua en la presa del Boconó.

Este gasto D se puede aprovechar sin ninguna objeción para la producción de energía eléctrica.

3.3 Como lo explicamos en el párrafo que sigue, en algunos meses el gasto C turbinado excede D, pero es de notar que:

a) Esta utilización del agua ha permitido definir el funcionamiento de la Central en un esquema muy simple, - es decir con dos períodos en base de siete meses con -- potencia mínima de 41.500 kw y en punta de cinco meses. Pero se podría muy bien considerar una curva de potencia con más variaciones en el curso del año conforme lo indicado en el párrafo 6.3

b) El sistema de operación contemplado influye sobre el nivel mínimo del embalse, pero en proporción muy reducida; el descenso complementario del embalse es alrededor de cincuenta centímetros.

3.5 En las tablas se anotan las cargas netas H' a principios del mes. La carga promedio del mes H se calcula como el promedio de las cargas que corresponden a los niveles indicados a principios de dos meses seguidos.

3.6 La producción anual W en los bornes de los generadores se obtiene, sumando las energías mensuales que se calculan con facilidad de los datos referentes a cada mes.

3.7 El gráfico anexo 2 representa las variaciones del nivel de los Embalses conforme a lo indicado en las tablas anteriormente mencionadas.

4 FUNCIONAMIENTO DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA.-

4.1 El aprovechamiento del potencial hidroeléctrico del Río Boconó está proyectado esencialmente con miras a satisfacer la demanda de riego, para la zona Boconó-Tucupido.

El volumen de agua embalsado es suministrado a los fines de riego, ya sea a través de las turbinas o a través de las válvulas de riego.

De lo establecido anteriormente, la central hidroeléctrica turбина el agua que posteriormente se utiliza para el riego y es obvio, remarcar que su operación está subordinada a las exigencias del mismo.

Sin embargo, se admite que no tiene la obligación de descargar un gasto continuo, sino devolver al río un volumen diario definido en función de las necesidades del riego; durante cada período de 24 horas el servicio de operación de la Central tendrá libertad absoluta para suministrar este volumen mediante descargas parciales repartidas en el lapso de 24 horas.

Ninguna descarga continua está impuesta aguas abajo de la Central.

Es indispensable que el servicio de operación goce de dicha elasticidad sin la cual no sería posible justificar la rentabilidad del aprovechamiento hidroeléctrico.

4.2 La energía eléctrica producida por la central hidroeléctrica del Boconó, debe ser conectada a una red de transmisión, para su utilización

Se supone que la red puede absorber en cualquier circunstancia la producción de la Central de Boconó.

El estudio del funcionamiento de la Central, y en particular la determinación de la potencia garantizada, se efectuó considerándola como integrante del conjunto que constituyen todas las centrales hidroelécticas y térmicas conectadas con la red de transmisión.

La energía suministrada por la Central se colocará en la curva de consumo del conjunto de la red sea en punta o sea en base según la demanda de riego.

Este modo de operación permite además de definir la potencia garantizada conforme al método expuesto en el Informe de CADAFE de Enero de 1.963; del cual agregamos un resumen en el anexo 3.

4.3

Tomando en cuenta las condiciones arriba expuestas, el funcionamiento de la central y el movimiento de embalse se representa en el gráfico anexo N° 6.

En el período considerado, (1958,1959) durante los meses de Mayo, Junio, Julio, Agosto y Septiembre la Central funcionará en punta, para este funcionamiento el volumen mensual turbinado será aquel que se deduce del diagrama de carga. Este volumen es inferior a los aportes mensuales. En este período la demanda de riego es nula, sin embargo habrá que turbinar dicho volumen para producir la energía correspondiente a la potencia garantizada. Este funcionamiento de la Central no perjudica la capacidad de riego del embalse, pues el nivel del embalse sube hasta alcanzar el máximo a principios del mes de Noviembre.

En el mes de Octubre, la Central seguirá funcionando en punta, pero debido a que el nivel del embalse ya ha llegado a su valor máximo, habrá que turbinar los aporques del río que siguen entrando al embalse a fin de evitar derrames por el vertedero, por tanto habrá una producción de energía suplementaria en esta época.

En la época de mayor demanda de riego durante los meses de Enero, Febrero y Marzo, el problema de la potencia garantizada se resuelve sin dificultad, en efecto: vemos que la Curva C_1 que representa la demanda de riego se encuentra en todo momento sobre la curva C-4 que corresponde a los volúmenes necesarios para obtener la potencia garantizada de la Central, ahora utilizada en base En esos meses tendremos una energía suplementaria, puesto que se turbinará aproximadamente toda el agua requerida para el riego.

En el mes de Abril, la Central funciona en base en el caso considerado, sin embargo en otro año puede ocurrir que los requerimientos del riego bajen en este mes, de tal modo que la Central se ponga en punta.

Durante los meses de Noviembre y Diciembre para garantizar una potencia de 41.500 kw, haría falta sacar del embalse a partir del 1º de Noviembre además del volumen demandado para el riego un volumen excedentario que permitirá completar el volumen necesario para obtener la potencia garantizada que se ha fijado. La curva C-1 se encuentra por debajo de la C-4; la consecuencia inmediata de esto será el descenso del nivel mínimo del embalse alcanzado a fines de Marzo.

Se ha comprobado que esta utilización del embalse no perjudica el riego, puesto que el primero de Noviembre el nivel del embalse alcanza el nivel normal o queda muy cerca de dicho nivel.

5 GASTO EQUIPADO Y POTENCIA INSTALADA.-

El gasto equipado no puede ser determinado por cálculo matemático pero se deduce de varios factores relacionados con la potencia instalada, que examinamos a continuación.

Se debe buscar la mejor utilización del agua destinada al riego para producir energía eléctrica sin embargo las características generales de las obras imponen una limitación de la potencia instalada a 60 MW. Por otra parte el examen de la curva que proporciona la producción de la Central en función de la potencia instalada muestra que la producción que se obtiene con dicha potencia instalada, representa un alto porcentaje del potencial del río.

Considerando la demanda de riego, representada en el anexo 8 se deduce que la lámina media de los cuatro meses de máxima demanda: Diciembre, Enero, Febrero, Marzo, alcanza 214,5 mm. a lo que corresponde aproximadamente un gasto específico para el período de 0,0008- m^3/seg por ha. o sea:

Riego Has	m^3/seg Q	Volumen de agua mensual millones de m^3
100.000	81	214,5
110.000	90	236.0
115.000	93.6	246.7
150.000	122.0	322.0

El gasto de 120 m^3/seg representa el promedio aproximado de la demanda del riego en el lapso de la máxima demanda.

Además este gasto es aproximadamente el máximo que se puede admitir tomando en cuenta las sobre-presiones admisibles y la regulación de los grupos.

Tomando en cuenta estas consideraciones se fijaron así las características de cada grupo.

Gasto nominal	60 m ³ /seg.
Caída neta nominal de la turbina	58 m
Caída neta máxima	72,50 m
Gasto bajo la caída máxima	48 m ³ /seg
Potencia máxima bajo $\cos \phi = 0,95$	30.000 kw

6 POTENCIA GARANTIZADA EN LA ETAPA DEFINITIVA.-

6.1. La potencia garantizada es la que la central puede suministrar cualesquiera que sean las condiciones-hidráulicas y la operación del embalse impuesta por los servicios del riego.

6.2. La potencia garantizada resulta del análisis del anexo 1.

En circunstancias parecidas a las del mes de Abril de 1.954, el embalse alcanzaría el nivel de 248,3 si se considera solamente las posibilidades de las máquinas - ellas podrían suministrar la potencia siguiente:

$$\text{Carga neta } 248,3 - 194,50 = 53,8 \text{ m}$$

$$\text{Gasto total } 120 \sqrt{\frac{53,8}{58}} = 115 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

En los bornes de los generadores

$$P = 8,64 \times 115 \times 53,8 = 53.400 \text{ KW}$$

Se podría limitar así el estudio de la potencia garantizada y fijarla en 53.000 kw sin preocuparse de la utilización de la Central en base o en punta en el curso del año.

6.3 Para la elaboración de las tablas del anexo 1 se ha adoptado una hipótesis de funcionamiento, más severa. La Central trabaja en base con una potencia continua en el mes, durante el plazo más largo posible. Dicha hipótesis corresponde a una definición más simple del funcionamiento de la Central, que se acerca a las directrices que se fijarán para la operación de la Central y además llega a un valor más prudencial de la potencia garantizada.

6.4 El nivel mínimo mencionado en el párrafo 6.2 resulta de datos registrados durante 9 años y sirven para el cálculo de la potencia garantizada pero para la especificación de las máquinas se adopta un nivel más bajo y por consiguiente más conservador de 235.00 m.

7. POTENCIA GARANTIZADA EN LA I ETAPA-EMBALSE BOCONO

7.1 El anexo 1 muestra que en caso de regar 1000.000 Ha. el nivel del embalse puede bajar al nivel 240.50 y que corresponde la potencia siguiente:

Carga neta: $240.50 - 193,00 - 1,50 = 46.00$ m

Gasto: $120 \sqrt{\frac{46}{58}} = 106,8$ m³/seg.

en los bornes de los generadores

$P_g = 8,64 \times 106,8 \times 46 = 42.400$ kw

7.2 El área regada por medio de la toma de agua en la presa de Boconó puede alcanzar 115.000-Ha; por consiguiente se puede considerar la posibilidad de condiciones más desfavorables para el cálculo de la potencia garantizada, sin embargo es de notar que el nivel 240.50 se alcanza sólo una vez en un período de nueve años.

En los últimos años de la I Etapa, para que el nivel des -
cienda más abajo de 240.50, tiene que ocurrir un año, más-
seco que el año 1.961.

Pensamos que se puede descartar la posibilidad
de acumulación de condiciones más desfavorables y adopta -
mos para la potencia garantizada en los bornes de los gene -
radores en la primera etapa Embalse Boconó-el valor $P_g =$ -
40.000 kw.

Para corregir la garantía absoluta de dicha po -
tencia convendría adelantar en un año el programa de ejecu -
ción de la presa Tucupido.

7.3 La variación de la potencia garantizada en el -
curso del desarrollo de la área regada por el embalse de -
Boconó, ha sido estudiada como sigue:

Se supone un desarrollo de 10.000 hectáreas por
año.

Se tomó un año entre Noviembre de 1.958 y Octu -
bre de 1.959 y se le repitió 10 veces aumentando el área -
regada año por año.

El año escogido está dentro de los tres años -
de la mayor demanda de riego del período considerado y por
lo tanto, corresponde a la condición más desfavorable.

El estudio del movimiento del embalse en estas
condiciones dió el resultado siguiente:

Durante los primeros nueve años, la planta pue -
de garantizar 40.000 kw en base durante 10 meses y 2 meses
en punta. El décimo año puede asegurar un funcionamiento -
de 8 y 4 meses respectivamente en base y en punta.

7.4 Durante los primeros años se podrá operar la -
Central del Boconó con mucha flexibilidad y en particular -
conseguir una potencia garantizada netamente superior a la
fijada anteriormente. Así la Central de Boconó ayudará en -
caso de emergencia para satisfacer la demanda.

Nos parece sumamente importante hacer resaltar esta ventaja de la Central del Boconó. Sin embargo - parece difícil precisarla con un estudio matemático.

Durante este período transitorio una parte importante del volumen del embalse podrá utilizarse para la producción de energía eléctrica, pero para definir la operación de la Central con miras a satisfacer lo mejor posible la demanda, es indispensable conocer el programa de esta demanda. El cálculo económico apropiado no puede emprenderse sino en la época de puesta en funcionamiento de la Central, es decir conociendo todos los requisitos exactos del consumo de energía eléctrica.

Mientras tanto el valor de la potencia garantizada indicada ~~más arriba~~ puede considerarse como conservadora.

8 PRODUCCION EN LA II-ETAPA.-

8.1 Del anexo N° 1 se obtienen los datos siguientes:

<u>Período</u>	<u>Volumen Turbinado</u> 10^6 m^3	<u>Producción de Energía Anual</u> 10^6 kwh
1952/53	1796	285.5
53/54	1901	292.1
54/55	1792	323.5
55/56	2057	337.6
56/57	1727	275.7
57/58	1861	298.9
58/59	1786	279.7
59/60	1876	307.5
60/61	1804	282.6
Promedio anual	1864	298.1

La producción anual promedia de la Central en los bornes de los generadores alcanza $W_t = 298.1 \times 10^6$ kwh.

- 8.2 Se puede definir la productibilidad como la producción máxima anual que podría obtenerse del aprovechamiento suponiendo que la totalidad de los aportes del río se utilizan para la producción de energía eléctrica bajo la caída media; así se calcula:

Caída media 66,50 m

Aporte anual promedio: 2080

Energía productible: $E = 2,4 \cdot 10^{-3} \times 2080 \times 66.5 =$
 332×10^6 kwh

E sería la producción límite que se podría obtener sin limitación de potencia instalada.

La producción W_t de la Central representa un porcentaje elevado de la productibilidad.

$$W_t = 0,9 \times E$$

- 8.3 Adoptamos la clasificación de energía en varias categorías conforme el método del Informe de CADAPE de Enero de 1.963.

La energía total W_t se reparte en W_q energía de calidad producida bajo la potencia garantizada y W_x energía secundaria:

$$W_t = W_q + W_x$$

De acuerdo al Informe mencionado el cálculo del precio de costo utilizará el concepto de energía

equivalente W_e que se define así:

$$W_e = W_q \times 0,56 \times W_x$$

- El coeficiente 0,56 viene del Informe de CADAFE

El cálculo de las varias categorías de energías en los bornes de los generadores de energía es la siguiente:

$$\begin{aligned} 7 \times 730 \times 41.500 &= 212.0 \times 10^6 \text{ kwh} \\ 5 \times 730 \times 1.310 &= 4.8 \times 10^6 \text{ kwh} \\ W_q &= 216.8 \times 10^6 \text{ kwh} \end{aligned}$$

de donde resulta:

$$\begin{aligned} W_t &= 298,1 \times 10^6 \\ W_q &= 216,8 \times 10^6 \\ W_x &= 81,3 \times 10^6 \\ W_e &= (216,8 + 0.56 \times 81.3) \times 10^6 = 262,3 \times 10^6 \text{ kwh/año} \end{aligned}$$

9 PRODUCCION EN LA PRIMERA ETAPA-EMBALSE BOCONO.-

Los cálculos de movimiento del embalse suministran los elementos para la determinación de la producción como en el caso ya considerado de la II Etapa-Sistema Boconó-Tucupido.

Con el embalse de Boconó, la Central puede suministrar anualmente la energía total.

$$W_t = 348,6 \times 10^6 \text{ kwh}$$

Es de notar que a pesar de que el nivel normal de ambos embalses Boconó-Tucupido está a una cota 2 metros más elevada que la del Boconó solo y que las variaciones de nivel son inferiores en la segunda etapa, la producción de energía eléctrica es inferior ya que el agua destinada al riego de 40.000 hectáreas por la toma en la presa Tucupido no produce energía. Los aportes del Tucupido no compensan los gastos sacados por su toma.

En el futuro se podrá contemplar la posibilidad de instalar en las obras de Tucupido un grupo generador de energía eléctrica aprovechando el agua de riego de la zona de Tucupido para producción de energía eléctrica.

En la misma forma como en el capítulo anterior se calculan las varias categorías de energía en los bornes de los generadores.

Energía de Calidad:

$$8 \times 730 \times 41.500 = 242,3 \quad 10^6 \text{ kwh}$$

$$4 \times 730 \times 1.310 = 3,8 \quad 10^6 \text{ kwh}$$

$$W_q = 246.1 \quad 10^6 \text{ kwh}$$

$$W_e = (246,1 + 0.56 \times 102.5) \times 10^6 = 303,5 \times 10^6 \text{ kwh/año}$$

10 PRESUPUESTO

10.1 Ingeniería Civil

Central Hidroeléctrica

Partida Nº	Descripción	Unidad	Cantidad	Pre- cio Unita- rio Bs	Costo Total Bs
1	Excavación a cielo abierto con achique, en roca	m ³	3.000	12	36.000
2	Excavación a cielo abierto con achique en aluviones	m ³	9.000	4	36.000
3	Techo-concreto de 350 Kg/m ³ de cemento y 150 Kg/m ³ de acero (C=350 A=150)	m ³	700	400	280.000
4	Vigas de los puentes gruas columnas y mu- ros de fachadas- C=350 A= 150	m ³	2.000	350	700.000
5	Concreto 1a. etapa abajo de los niveles 193,50 y 196,00 C=320 A= 80	m ³	6.500	300	1.950.000
6	Concreto 2a. etapa abajo de los niveles 193,50 y 196.00	m ³	1.000	350	350.000
7	Concreto para relleno de excavaciones y re- vestimiento del canal de descarga C= 200 A=0	m ³	2.000	150	300.000

Partida Nº	Descripción	Unidad	Cantidad	Pre- cio Unita- rio E	Costo Total E
8	Edificios anexos C = 320 A= 100	m ³	1.400	300	420.000
9	Muros de sosteni- miento de la plata forma C=250 A=80	m ³	2.000	150	300.000
10	Cemento	t	4.700	150	705.000
11	Acero	t	1.300	1.500	1.950.000
12	Relleno de la plata forma	m ³		S.G.	150.000
13	Elementos Arquitect- onicos fachadas Puertas-ventanas Losas Alumbrado Pinturas Ventilación Sanitarios			S.G.	1.100.000
b)	Patio de Distribución				
14	Excavación	m ³	20.000	12	240.000
15	Preparación de la Plataforma			S.G.	<u>50.000</u>
	Ingeniería Civil				8.567.000
	Imprevistos				1.333.000
	Total Ingeniería Civil				9.900.000

10.2 Presupuesto de los Equipos Electro-mecánicos

Partida No	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unit.	Precio Total Es
1	Tuberias forzadas	m ³		S.G.	300.000
2	Turbinas y válvulas de protección	pza		S.G.	5.200.000
3	Tablones de cierre	m		S.G.	100.000
4	Generadores	pza		S.G.	4.800.000
5	Puentes Grúa	pza		S.G.	700.000
6	Transformadores	pza		S.G.	960.000
7	Instalaciones auxi liares	pza		S.G.	2.000.000
8	Patio de Distribución			S.G.	1.100.000
	Equipos				15.160.000
	Imprevistos				<u>1.540.000</u>
	Total de Equipos				16.700.000

10.3	Resumen de Presupuestos	Ec.
	Ingeniería Civil	9.900.000
	Equipos	16.700.000
	Estudios y Gastos de dirección 7% aprox.	1.900.000
	Intereses intercalares 7% aprox.	1.900.000
	Total general de la inversión	I= 30.400.000

11 COSTO DE LA ENERGIA ELECTRICA.-

- 11.1 El costo de energía eléctrica se calcula conforme las directrices del Informe: "Desarrollo Eléctrico de la Zona Occidental", Capítulo IV, Letra E, - párrafo 5: Costo de la energía.

La energía equivalente se calcula por

$$W_e = W_q + 0,56 W_x$$

El coeficiente 0,56 viene del Informe de CADA FE " Anteproyecto del Río Boconó Inferior"- Enero 1.963.

- 202 El cálculo que sigue se refiere al costo de la energía eléctrica en los bornes de los generadores de la Central del Boconó.

La energía equivalente de $262,3 \times 10^6$ kwh/año - en la II Etapa, ha sido calculada en el Capítulo 17.

- 11.3 Las cargas que entran en el cálculo de costo, son las siguientes:

Cargas financieras o intereses de los empréstitos

Aportes al fondo de amortización técnica

Gastos de mantenimiento de importancia

Cargas de explotación, mantenimiento corriente y gastos generales.

En el cálculo de las cargas financieras y - amortización técnica, se toman en cuenta las que corresponden a la sobreelevación de la presa a cargo de la producción eléctrica. En los Informes anteriores - el costo de esta sobreelevación ha sido estimado en - $4,5 \times 10^6$ Bs.

11.4 Cargas Financieras:

a) Central: $0.061=0.06 \times 30,4 \times 10^6 = 1.824,000$ Bs

b) Sobre-elevación de la presa:

$0.06 \times 4,5 \times 10^6 \dots \dots \dots = \underline{270.000}$ "

Total de Cargas Financieras = 2.094.000 Bs

11.5 Amortización Técnica y Mantenimiento de Importancia,
según referencia en 11.1

Obras y Equipos	Presupuesto Bs x 10^6	Coefficiente	Amorti- zación
a) Ingeniería Civil			
Central	8,50	$8,5 \times 10^{-3}$	72.250
b) Equipos			
Tuberías fuerza			
das	0,30	$9,0 \times 10^{-3}$	2.700
Turbinas	5,20	$21,1 \times 10^{-3}$	109.700
Generadores	4,8	$18,0 \times 10^{-3}$	86.400
Transformadores	0,96	$19,7 \times 10^{-3}$	18.900
Instalaciones			
auxiliares y va-			
rios	2,80	$18,5 \times 10^{-3}$	51.800
Patio de distribu-			
ción	1,10	$18,8 \times 10^{-3}$	20.700
c) Sobre-elevación de			
la presa	4,5	$1,9 \times 10^{-3}$	<u>8.550</u>
Total Amortización Técnica y			
Mantenimiento de Importancia			<u><u>371.000</u></u>

11.6 Cargas de Explotación y Gastos Generales.-

Las cargas de explotación y gastos generales, incluyen todos los gastos del personal de abastecimiento corriente y se calcula por la fórmula experimental de Electricité de France, adaptada para Venezuela.

$$S = 138 + 1,26 P_i + 25 N + 1,113 W_p$$

siendo:

S= Cargas anuales en miles de bolívares
P_i= Potencia instalada en Megawatts
N= Número de grupos
W_p= Producción de Energía Eléctrica en millones de kwh
$$S = 138 + 1,26 \times 60 + 25 \times 2 + 1,13 \times 298,1$$
$$S = 138 + 75 + 50 + 337$$
$$S = 600$$

Cargas de explotación y Gastos generales: 600.000 Bs

11.7 Total de Cargas Anuales.-

Cargas Financieras	Bs. 2.094.000
Amortización Técnica y Mantenimiento	" 371.000
Cargas de Explotación	" 600.000
Total de Cargas Anuales	Bs. 3.065.000

11.8 El costo de la energía eléctrica equivalente en los bornes de los generadores en Bs por kwh en la II Etapa es:

$$p = \frac{3.065.000}{262,3 \times 10^6} = 0,0117 \text{ Bs/kwh}$$

11.9 En el caso de que el costo de todas las obras de la primera etapa de Boconó se cargara al costo de producción-

de energía eléctrica, o sea si unicamente funcional la planta hidroeléctrica y no se hayan desarrollado las obras de riego, el total de las inversiones resulta:

Presa de Boconó	Bs.	41.000.000
Tomas	Bs	10.000.000
Túneles	Bs	8.000.000
Aliviadero	Bs	6.000.000
Planta Hidroeléctrica		30.000.000
Total de Inversiones	Bs	95.400.000

11.10 Las cargas anuales para el caso descrito en el párrafo anterior serían:

Cargas Financieras (6%)		5.724.000
Amortización Técnica:		
Presa y túneles $49 \times 10^6 \times 1.9 \times 10^{-3} =$	93.100	
Tomas y Aliviadero $16 \times 10^6 \times 6.6 \times 10^{-3} \dots \dots \dots =$	105.600	
Central (ver par.11.5)	72.250	
Equipos (ver par.11.5)	290.200	
		561.150
Cargas de Explotación (ver par. 11.6)		600.000
Total Cargas Anuales		<u>6.885.150</u>

11.11 Siendo la producción de energía eléctrica equivalente para la primera etapa del desarrollo de $303,5 \times 10^6$ kWh/año, el costo de kwh resulta:

$$p = \frac{6.885.150}{303,5 \times 10^6} = \frac{0.0227 \text{ Bs/kwh}}{1}$$

11.12 Suponiendo que el precio de venta sea Bs 0.04/kwh el ingreso bruto anual resulta:

$$303,5 \times 10^6 \times 0.04 = 12,14 \times 10^6 \text{ Bs}$$

11.13 El beneficio neto es: 12.140.000
6.885.150
= 5.254.850 Bs/año

11.14 La rentabilidad para el caso descrito en el párrafo
11.9 resulta:

Rentabilidad bruta: $\frac{12.140.000}{95.400.000} = 12,73\%$

Rentabilidad neta: $\frac{5.254.850}{95.400.000} = 5,51\%$

LISTA DE LOS ANEXOS

- 1 - Movimiento de los embalses y cálculos de la potencia y energía basandose sobre los datos hidrológicos del período Noviembre 1952 - Octubre 1.961
- 2 - Variaciones del nivel del embalse - gráficos
- 3 - Colocación de la energía en el diagrama de carga diario.
- 4 - Curva de rendimiento de ambas turbinas.
- 5 - Curva de gastos de ambas turbinas
- 6 - Curva de almacenamiento del embalse
- 7 - Producción de energía en función de la potencia instalada
- 8 - Requerimientos del riego.

MOVIMIENTO DE LOS EMBALSES Y CALCULOS DE LA POTENCIA Y ENERGIA BASANDOSE SOBRE LOS DATOS HIDROLOGICOS DEL PERIODO NOVIEMBRE 1952 - OCTUBRE 1961

I ETAPA EMBALSE BOCONO
II ETAPA SISTEMA BOCONO - TUCUPIDO

SIMBOLOS USADOS

A - ALMACENAMIENTO INICIAL DEL MES
B - APORTES DE LOS RIOS
C - VOLUMEN TURBINADO
D - DEMANDA DE LA ZONA REGADA
POR LA TOMA DE AGUA DEL BOCONO
D - DEMANDA DE LA ZONA DEL TUCUPIDO
E - PERDIDA O GANANCIA DE LOS EMBALSES
POR EVAPORACION O LLUVIA
Q - GASTO DE LAS TURBINAS
N - NIVEL DE LOS EMBALSES
H - CARGA NETA PROMEDIO DEL MES
H - CARGA NETA A PRINCIPIOS DEL MES
P - POTENCIA
W - ENERGIA ANUAL

$10^6 M^3$
"
"
"
"
"
 M^3 / SEG
M
"
"
KW
KWH

P CORRESPONDE A LA POTENCIA
QUE SE MIDE EN LOS BORNES
DE LOS GENERADORES

$$P = 8,64 \times Q \times H$$

Wt CORRESPONDE A LA ENERGIA TOTAL
ANUAL MEDIDA EN LOS BORNES
DE LOS GENERADORES

$$Wt = 8,64 \times \frac{1}{3.600} \times C \times H = 2,4 \times 10^3 \times C \times H$$

PROMEDIO MENSUAL: 730 HORAS = 2628.000 SEG

$$C = 2.628.000 \times Q$$

$$h_{MEDIA} = \frac{ENERGIA \text{ ANUAL} \times FACTOR}{VOLUMEN \text{ TURBINADO}}$$

MES	A ALMACENAMIENTO INICIAL MILLONES M ³	B APORTE DEL RIO MILLONES M ³	D DEMANDA RIEGO MILLONES M ³	C VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	Q GASTO TURBINADO M ³ /SEG.	E GANANCIA O PERDIDA MILLONES M ³	N NIVEL DEL EMBALSE M	H' CARGA NETA M	H CARGA PROMEDIA M	P POTENCIA KW	W ENERGIA MILLONES KWH
NOVIEMBRE	1 2 5 0	132	133	133	50,6	- 3	265,0	70,5	70,5	30 8 20	22,500
DICIEMBRE	1 2 4 6	85	168	183	69,6	- 5	264,9	70,4	69,1	41 500	30,300
ENERO	1 1 4 3	66	202	202	76,9	- 5	262,2	67,7	66,0	43 840	32,000
FEBRERO	1 0 0 2	70	217	217	82,6	- 4	258,7	64,2	62,1	44 300	32,340
MARZO	8 5 1	55	235	235	89,4	- 6	254,5	60,0	57,2	44 190	32,260
ABRIL	6 6 5	122	66	66	25,1	- 1	248,8	54,3	55,7	12 080	8,820
MAYO	7 2 0	374	-	7	2,7	-10	251,5	57,0	61,7	1 310	0,956
JUNIO	1 0 8 7	252	56	89	33,9	-	260,8	66,3	68,4	2 0010	14,610
JULIO	1 2 5 0	317	-	259	98,6	+5	265,0	70,5	70,5	60 000	43,800
AGOSTO	1 2 5 0	253	-	259	98,6	+8	265,0	70,5	70,5	60 000	43,800
SEPTIEMBRE	1 2 5 0	198	-	205	78,0	+7	265,0	70,5	70,5	47 500	34,680
OCTUBRE	1 2 5 0	142	82	180	68,5	-2	265,0	70,5	70,0	41 500	30,300
NOVIEMBRE	1 8 1 0						263,9	69,4			

TOTAL VOLUMEN TURBINADO

H PROMEDIO

W ANUAL326,4x10⁶

EMBALSE - BOCONO

1952-1953

ANEXO 1-1

MES	A ALMACENAMIENTO INICIAL MILLONES M ³	B APORTE DEL RIO MILLONES M ³	D DEMANDA RIEGO MILLONES M ³	C VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	Q GASTO TURBINADO M ³ /SEG.	E GANANCIA O PERDIDA MILLONES M ³	N NIVEL DEL EMBALSE M	H' CARGA NETA M	H CARGA PROMEDIA M	P POTENCIA KW	W ENERGIA MILLONES KWH
NOVIEMBRE	1210	172	77	133	50,6	+ 1	263,9	69,4	70,0	30600	22,340
DICIEMBRE	1250	62	203	203	77,2	- 6	265,0	70,5	68,6	45780	33,420
ENERO	1103	50	234	234	89,0	- 5	261,2	66,7	64,3	49470	36,110
FEBRERO	914	49	237	237	90,2	- 5	256,3	61,8	59,0	45970	33,560
MARZO	721	45	275	275	104,6	- 4	250,6	56,1	52,0	47010	34,320
ABRIL	487	275	-	8	3,0	+ 4	242,4	47,9	52,6	1310	0,956
MAYO	758	380	-	7	2,7	+ 2	251,7	57,2	62,4	1310	0,956
JUNIO	1133	376	-	264	100,5	+ 6	262,0	67,5	69,0	60000	43,800
JULIO	1250	343	-	259	98,6	+ 4	265,0	70,5	70,5	60000	43,800
AGOSTO	1250	276	-	259	98,6	+ 3	265,0	70,5	70,5	60000	43,800
SEPTIEMBRE	1250	254	34	257	97,8	+ 3	265,0	70,5	70,5	59560	43,480
OCTUBRE	1250	347	-	259	98,6	- 14	265,0	70,5	70,5	60000	43,800
NOVIEMBRE	1250										

TOTAL VOLUMEN TURBINADO 2395

H PROMEDIO 64,99 W ANUAL 380,3

EMBALSE - BOCONO

1953 - 1954

MES	A ALMACENAMIENTO INICIAL MILLONES M ³	B APORTE DEL RIO MILLONES M ³	D DEMANDA RIEGO MILLONES M ³	C VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	Q GASTO TURBINADO M ³ /SEG.	E GANANCIA O PERDIDA MILLONES M ³	N NIVEL DEL EMBALSE M	H' CARGA NETA M	H CARGA PROMEDIA M	P POTENCIA KW	W ENERGIA MILLONES KWH
NOVIEMBRE	1250	161	86	160	60,9	- 1	265,0	70,5	70,5	37080	27,070
DICIEMBRE	1250	90	183	183	69,6	- 5	265,0	70,5	69,2	41630	30,390
ENERO	1152	70	168	190	72,3	- 5	262,4	67,9	66,4	41500	30,300
FEBRERO	1027	43	207	207	78,8	- 5	259,3	64,8	62,5	42530	31,050
MARZO	858	66	187	218	83,0	- 4	254,7	60,2	57,9	41500	30,300
ABRIL	702	145	114	114	43,4	- 1	250,0	55,5	56,0	20980	15,320
MAYO	732	152	-	7	2,7	+ 3	251,0	56,5	58,7	1310	0,956
JUNIO	880	338	-	6	2,4	+ 4	255,3	60,8	65,2	1310	0,956
JULIO	1216	450	-	260	98,9	+ 6	264,0	69,5	70,0	60000	43,800
AGOSTO	1250	230	-	233	88,7	+ 3	265,0	70,5	70,5	54000	39,420
SEPTIEMBRE	1250	287	-	259	98,6	+ 5	265,0	70,5	70,5	60000	43,800
OCTUBRE	1250	228	-	228	86,8	+ 4	265,0	70,5	70,5	52850	38,580
NOVIEMBRE	1250										

TOTAL VOLUMEN TURBINADO..... 2065

H PROMEDIO 65,66 W ANUAL 331,9

EMBALSE - BOCONO

1954 - 1955

ANEXO 1 - 3

MES	A ALMACENAMIENTO INICIAL MILLONES M ³	B APORTE DEL RIO MILLONES M ³	D DEMANDA RIEGO MILLONES M ³	C VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	Q GASTO TURBINADO M ³ /SEG	E GANANCIA O PERDIDA MILLONES M ³	N NIVEL DEL EMBALSE M	H' CARGA NETA M	H CARGA PROMEDIA M	P POTENCIA KW	W ENERGIA MILLONES KWH
NOVIEMBRE	1250	206	82	203	77,2	- 3	265,0	70,5	70,5	47050	34,350
DICIEMBRE	1250	84	202	202	76,9	- 5	265,0	70,5	68,9	45750	33,400
ENERO	1127	92	205	205	78,0	- 5	261,8	67,3	65,9	44410	32,420
FEBRERO	1009	93	207	207	78,8	- 4	258,9	64,4	62,8	42740	31,200
MARZO	891	112	196	211	80,3	- 3	255,7	61,2	59,7	41510	30,300
ABRIL	789	184	158	158	60,1	- 2	252,7	58,2	58,5	30390	22,185
MAYO	813	376	-	7	2,7	+ 7	253,4	58,9	63,9	1310	0,956
JUNIO	1189	282	-	226	86,0	+ 5	263,4	68,9	69,7	51780	37,800
JULIO	1250	315	-	259	98,6	-	265,0	70,5	70,5	60000	43,800
AGOSTO	1250	306	32	259	98,6	-	265,0	70,5	70,5	60000	43,800
SEPTIEMBRE	1250	260	-	259	98,6	+ 2	265,0	70,5	70,5	60000	43,800
OCTUBRE	1250	201		202	76,9	+ 1	265,0	70,5	70,5	46820	34,180
NOVIEMBRE	1250						265,0	70,5			

TOTAL VOLUMEN TURBINADO..... 2398

H PROMEDIO..... 66,83 W ANUAL..... 388,2

EMBALSE - BOCONO

1955 - 1956

MES	A ALMACENAMIENTO INICIAL MILLONES M ³	B APORTE DEL RIO MILLONES M ³	D DEMANDA RIEGO MILLONES M ³	C VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	Q GASTO TURBINADO M ³ /SEG.	E GANANCIA O PERDIDA MILLONES M ³	N NIVEL DEL EMBALSE M	H' CARGA NETA M	H CARGA PROMEDIA M	P POTENCIA KW	W ENERGIA MILLONES KWH
NOVIEMBRE	1250	162	17	166	63,2	+ 4	265,0	70,5	70,5	38480	28,090
DICIEMBRE	1250	162	198	198	75,3	- 4	265,0	70,5	69,0	44920	32,790
ENERO	1133	53	217	217	82,6	- 5	262,0	67,5	65,4	46660	34,060
FEBRERO	964	67	203	206	78,4	- 5	257,7	63,2	61,2	41500	30,300
MARZO	820	45	264	264	100,5	- 5	253,6	59,1	55,6	48260	35,230
ABRIL	596	77	143	143	54,4	- 1	246,5	52,0	50,8	23880	17,435
MAYO	529	223	-	8	3,0	+ 5	244,0	49,5	53,3	1310	0,956
JUNIO	749	277	-	7	2,7	+ 6	251,5	57,0	60,9	1310	0,956
JULIO	1025	428	-	210	79,9	+ 7	259,3	64,8	67,7	46740	34,120
AGOSTO	1250	303	-	259	98,6	+ 7	265,0	70,5	70,5	60000	43,800
SEPTIEMBRE	1250	220	22	222	84,5	+ 2	265,0	70,5	70,5	51450	37,50
OCTUBRE	1250	183	-	183	69,6	-	265,0	70,5	70,5	42410	30,960
NOVIEMBRE	1250						265,0	70,5			

TOTAL VOLUMEN TURBINADO

2083

H PROMEDIO

63,82

W ANUAL

326,3

EMBALSE - BOCONO

1956 - 1957

MES	A ALMACENAMIENTO INICIAL MILLONES M ³	B APORTE DEL RIO MILLONES M ³	D DEMANDA RIEGO MILLONES M ³	C VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	Q GASTO TURBINADO M ³ /SEG.	E GANANCIA O PERDIDA MILLONES M ³	N NIVEL DEL EMBALSE M	H' CARGA NETA M	H CARGA PROMEDIA M	P POTENCIA KW	W ENERGIA MILLONES KWH
NOVIEMBRE	1250	135	66	133	50,6	- 2	265,0	70,5	70,5	30820	22,500
DICIEMBRE	1250	117	119	181	68,9	- 2	265,0	70,5	69,6	41500	30300
ENERO	1184	92	212	212	80,7	- 5	263,2	68,7	67,2	46840	34,190
FEBRERO	1059	45	234	234	89,0	- 6	260,1	65,6	63,0	48470	35,380
MARZO	864	67	254	254	96,7	- 6	254,9	60,4	57,5	48010	35,050
ABRIL	671	92	176	176		- 3	249,0	54,5	53,5	30960	22,600
MAYO	584	254	-	8	3,0	+ 9	246,1	51,6	55,7	1310	0,956
JUNIO	839	353	-	7	2,7	+ 5	254,2	59,7	64,3	1310	0,956
JULIO	1190	417	-	262	100,0	+ 4	263,4	68,9	69,7	60000	43,800
AGOSTO	1250	407	-	259	98,6	+ 4	265,0	70,5	70,5	60000	43,800
SEPTIEMBRE	1250	213	47	212	80,7	- 1	265,0	70,5	70,5	49140	35,870
OCTUBRE	1250	229	-	232	88,3	+ 3	265,0	70,5	70,5	53770	39,250
NOVIEMBRE	1250		1108				265,0	70,5			

TOTAL VOLUMEN TURBINADO..... 2170

H PROMEDIO 65,20 W ANUAL 344,65

EMBALSE - BOCONO

1957 - 1958

MES	A ALMACENAMIENTO INICIAL MILLONES M ³	B APORTE DEL RIO MILLONES M ³	D DEMANDA RIEGO MILLONES M ³	C VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	Q GASTO TURBINADO M ³ /SEG.	E GANANCIA O PERDIDA MILLONES M ³	N NIVEL DEL EMBALSE M	H' CARGA NETA M	H CARGA PROMEDIA M	P POTENCIA KW	W ENERGIA MILLONES KWH
NOVIEMBRE	1250	154	99	151	57,5	- 3	265,0	70,5	70,5	35000	25,550
DICIEMBRE	1250	81	181	183	69,6	- 6	265,0	70,5	69,1	41500	30,300
ENERO	1142	49	249	249	94,7	- 6	262,2	67,7	65,1	53290	38,900
FEBRERO	936	33	252	252	95,9	- 6	256,9	62,4	59,10	48960	35,740
MARZO	711	73	264	264	100,5	- 5	250,3	55,8	52,4	45480	33,200
ABRIL	515	129	166	166	63,2	- 2	243,5	49,0	48,3	26250	19,240
MAYO	476	298	-	8	30	+ 3	242,0	47,5	52,6	1310	0,956
JUNIO	769	463	-	7	2,7	+ 7	252,1	57,6	63,8	1310	0,956
JULIO	1232	391	-	259	98,6	+ 3	264,5	70,0	70,3	60000	43,800
AGOSTO	1250	241	-	244	92,8	+ 3	265,0	70,5	70,5	56560	41,285
SEPTIEMBRE	1250	303	-	259	98,6	+ 4	265,0	70,5	70,5	60000	43,800
OCTUBRE	1250	208	-	208	79,1	+ 1	265,0	70,5	70,5	48210	35,195
NOVIEMBRE	1250						265,0	70,5			

TOTAL VOLUMEN TURBINADO..... 2250

H PROMEDIO 63,55 W ANUAL 348,9

EMBALSE - BOCONO

1958 - 1959

MES	A ALMACENAMIENTO INICIAL MILLONES M ³	B APORTE DEL RIO MILLONES M ³	D DEMANDA RIEGO MILLONES M ³	C VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	Q GASTO TURBINADO M ³ /SEG.	E GANANCIA O PERDIDA MILLONES M ³	N NIVEL DEL EMBALSE M	H' CARGA NETA M	H CARGA PROMEDIA M	P POTENCIA KW	W ENERGIA MILLONES KWH
NOVIEMBRE	1250	137	81	135	51,4	- 2	265,0	70,5	70,5	31290	22,840
DICIEMBRE	1250	125	124	181	68,9	- 4	265,0	70,5	69,7	41500	30,300
ENERO	1190	84	161	187	71,2	- 3	263,4	68,9	67,5	41500	30,300
FEBRERO	1084	47	247	247	94,0	- 6	260,7	66,2	63,5	51560	37,640
MARZO	878	44	282	282	107,3	- 5	255,3	60,8	57,1	52930	38,640
ABRIL	635	138	-	7	2,7	+ 1	247,8	53,3	55,4	1310	0,956
MAYO	767	240	-	6	2,3	+ 2	252,0	57,5	60,9	1310	0,956
JUNIO	1003	360	-	115	43,8	+ 2	258,7	64,2	67,4	25480	18,600
JULIO	1250	369		259	98,6	+ 4	265,0	70,5	70,5	60000	43,800
AGOSTO	1250	332		259	98,6	+ 3	265,0	70,5	70,5	60000	43,800
SEPTIEMBRE	1250	218		221	84,4	+ 3	265,0	70,5	70,5	51230	37,395
OCTUBRE	1250	192		193	73,4	+ 1	265,0	70,5	70,5	44730	32,655
NOVIEMBRE	1250						265,0	70,5			

TOTAL VOLUMEN TURBINADO..... 2092

H PROMEDIO 66,16 W ANUAL 337,9

EMBALSE - BOCONO

1959 - 1960

MES	A ALMACENAMIENTO INICIAL MILLONES M ³	B APORTE DEL RIO MILLONES M ³	D DEMANDA RIEGO MILLONES M ³	C VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	Q GASTO TURBINADO M ³ /SEG.	E GANANCIA O PERDIDA MILLONES M ³	N NIVEL DEL EMBALSE M	H' CARGA NETA M	H CARGA PROMEDIA M	P POTENCIA KW	W ENERGIA MILLONES KWH
NOVIEMBRE	1250	101	170	170	64,7	- 4	265,0	70,5	69,6	38900	28,400
DICIEMBRE	1177	88	113	187	71,2	- 4	263,1	68,6	67,3	41500	30,300
ENERO	1074	46	217	217	82,6	- 5	260,5	66,0	63,8	45520	30,230
FEBRERO	898	36	252	252	95,9	- 6	256,0	61,5	58,1	48140	35,140
MARZO	676	79	240	243	92,5	- 3	249,1	54,6	51,8	41500	30,300
ABRIL	509	108	173	173	65,8	- 2	243,4	48,9	47,5	27010	19,720
MAYO	442	202	-	9	3,4	+ 1	240,5	46,0	49,7	1310	0,956
JUNIO	636	517	-	7	2,7	+ 4	247,9	53,4	60,7	1310	0,956
JULIO	1150	404	-	259	98,6	+ 2	262,5	68,0	69,3	60000	43,800
AGOSTO	1250	312	-	259	98,6	+ 2	265,0	70,5	70,5	60000	43,800
SEPTIEMBRE	1250	250	-	250	95,1	-	265,0	70,5	70,5	57950	42,300
OCTUBRE	1250	272	71	259	98,6	+ 2	265,0	70,5	70,5	60000	43,800
NOVIEMBRE							265,0		70,5		

TOTAL VOLUMEN TURBINADO..... 2282

H PROMEDIO 62,44 W ANUAL 352,7

EMBALSE - BOCONO

1960 - 1961

ANEXO 1 - 9

EMBALSE BOCONO

RESUMEN DE LOS MOVIMIENTOS DE EMBALSE

RIEGO

ZONA BOCONO 100.000 Ha

POTENCIA INSTALADA : 60.000 KW

AÑO	APORTES MILLONES M ³	DEMANDA DE RIEGO ZONA BOCONO MILLONES M ³	VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	CARGA PROMEDIA M	ENERGIA ANUAL MILLONES KWH	
1952 - 53	2066	1159	2035	66,74	326,4	
1953 - 54	2629	1060	2395	66,07	380,3	
1954 - 55	2260	945	2065	66,88	331,9	
1955 - 56	2511	1082	2398	67,36	388,2	
1956 - 57	2123	1064	2083	65,18	326,3	
1957 - 58	2421	1108	2170	66,08	344,7	
1958 - 59	2423	1211	2250	64,52	348,9	
1959 - 60	2286	895	2092	67,21	337,9	
1960 - 61	2415	1165	2282	64,31	352,7	
PROMEDIO ANUAL	2348,222	10765	21966	66,04	348,6	

POTENCIAL DEL EMBALSE CON TOMA
EN LA PRESA DEL BOCONO

$$2,4 \times 2348 \times 66,04 = 372,1 \times 10^6 \text{ KWH/AÑO}$$

MES	A ALMACENAMIENTO INICIAL MILLONES M ³	B APORTE DEL RIO MILLONES M ³	D DEMANDA RIEGO RIO BOCONO MILLONES M ³	D ¹ DEMANDA RIEGO RIO TUCUPIDO MILLONES M ³	C VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	Q GASTO TURBINADO M ³ /SEG	E GANANCIA O PERDIDA MILLONES M ³	N NIVEL DEL EMBALSE M	H ¹ CARGA NETA M	H CARGA PROMEDIA M	P POTENCIA KW	W ENERGIA MILLONES KWH
NOVIEMBRE	3 590	140	199	53	199	75,7	- 8	267,0	72,5	72,0	47 110	34,390
DICIEMBRE	3 470	88	252	67	252	95,9	-12	266,0	71,5	70,5	58 410	42,690
ENERO	3 227	69	303	80	269	101,6	-15	264,0	69,5	68,2	60 000	43,800
FEBRERO	2 898	72	325	87	279	106,2	-12	261,3	66,8	65,2	60 000	43,800
MARZO	2 546	56	352	94	297	113,0	-15	258,0	63,5	61,4	60 000	43,800
ABRIL	2 141	125	99	26	215	81,8	- 3	253,8	59,3	58,6	41 500	30,300
MAYO	2 022	390	-	-	7	2,7	-25	252,3	57,8	59,8	1 310	0,956
JUNIO	2 380	265	84	22	84	32,0	-1	256,3	61,8	62,6	17 300	12,620
JULIO	2 538	334	-	-	6	2,3	+9	257,9	63,4	65,1	1 310	0,956
AGOSTO	2 875	274	-	-	6	2,3	+19	261,2	66,7	67,9	1 310	0,956
SEPTIEMBRE	3 162	228	-	-	6	2,3	+18	263,5	69,0	70,0	1 310	0,956
OCTUBRE	3 402	157	12 2	33	178	67,7	-4	265,5	71,0	70,8	41 500	30,300
NOVIEMBRE												

TOTAL VOLUMEN TURBINADO 17,96

H PROMEDIO

W ANUAL 289,5

EMBALSE
BOCONO - TUCUPIDO

1952 . 1953 .

ANEXO 1-11

MES	A ALMACENAMIENTO INICIAL MILLONES M ³	B APORTE DEL RIO MILLONES M ³	D DEMANDA RIEGO RIO BOCONO MILLONES M ³	D ¹ DEMANDA RIEGO RIO TUCUPIDO MILLONES M ³	C VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	Q GASTO TURBINADO M ³ /SEG	E GANANCIA O PERDIDA MILLONES M ³	N NIVEL DEL EMBALSE M	H ¹ CARGA NETA M	H CARGA PROMEDIA M	P POTENCIA KW	W ENERGIA MILLONES KWH
NOVIEMBRE	3344	185	115	31	179	68,1	+2	2650	70,5	70,4	41500	30,300
DICIEMBRE	3321	64	304	81	264	100,5	-15	2648	70,3	69,0	60000	43,800
ENERO	2985	51	351	93	277	105,4	-16	2621	67,6	65,7	60000	43,800
FEBRERO	2576	49	356	94	295	112,3	-13	2583	63,8	61,7	60000	43,800
MARZO	2162	45	412	110	321	122,1	-14	2541	59,6	56,7	60000	43,800
ABRIL	1671	285	-	-	233	88,7	+11	2483	53,8	54,2	41500	30,300
MAYO	1734	407	-	-	8	3,0	+6	2490	54,5	56,9	1310	0,956
JUNIO	2139	402	-	-	7	2,7	+14	2538	59,3	61,4	1310	0,956
JULIO	2548	370	-	-	7	2,7	+10	2580	63,5	65,3	1310	0,956
AGOSTO	2921	297	-	-	6	2,3	+7	2616	67,1	68,3	1310	0,956
SEPTIEMBRE	3219	283	51	13	51	19,4	+8	2640	69,5	70,5	11820	8,630
OCTUBRE	3446	384	-	-	253	96,3	+39	2659	71,4	72,0	60000	43,800
NOVIEMBRE	3590											

TOTAL VOLUMEN TURBINADO..... 1901

H PROMEDIO..... 64,34 W ANUAL 292,05

EMBALSE
BOCONO - TUCUPIDO

1953.. 1954..

ANEXO 1-12

MES	A ALMACENAMIENTO INICIAL MILLONES M ³	B APORTE DEL RIO MILLONES M ³	D DEMANDA RIEGO RIO BOCONO MILLONES M ³	D ¹ DEMANDA RIEGO RIO TUCUPIDO MILLONES M ³	C VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	Q GASTO TURBINADO M ³ /SEG	E GANANCIA O PERDIDA MILLONES M ³	N NIVEL DEL EMBALSE M	H ¹ CARGA NETA M	H CARGA PROMEDIA M	P POTENCIA KW	W ENERGIA MILLONES KWH
NOVIEMBRE	3590	178	129	34	174	66,2	- 2	2670	72,5	72,4	41500	30,300
DICIEMBRE	3558	96	274	73	256	97,4	- 12	2667	72,2	71,1	60 000	43,800
ENERO	3295	74	252	67	252	95,9	-13	2646	70,1	69,0	57 170	41,730
FEBRERO	3037	43	310	83	275	104,6	-14	2674	67,9	66,3	60000	43,800
MARZO	2673	69	280	75	280	106,5	-12	2592	64,7	63,2	58180	42,470
ABRIL	2375	151	171	45	206	78,4	- 5	2562	61,7	61,2	41500	30,300
MAYO	2270	159	-	-	7	2,7	+ 8	2552	60,7	61,5	1310	0,956
JUNIO	2430	356	-	-	7	2,7	+12	2568	62,3	64,1	1310	0,956
JULIO	2791	478	-	-	6	2,3	+16	2605	66,0	68,0	1310	0,956
AGOSTO	2279	247	-	-	6	2,3	+10	2645	70,0	71,0	1310	0,956
SEPTIEMBRE	3250	312	-	-	252	95,9	+15	2665	72,0	72,2	60000	43,800
OCTUBRE	3590	246	-	-	251	95,5	+ 8	2670	72,5	72,5	60,000	43,800
NOVIEMBRE	3590											

TOTAL VOLUMEN TURBINADO..... 1972

H PROMEDIO... 67,70

W ANUAL 323,5

SISTEMA
BOCONO - TUCUPIDO

1954 - 1955

ANEXO 1-13

MES	A ALMACENAMIENTO INICIAL MILLONES M ³	B APORTE DEL RIO MILLONES M ³	D DEMANDA RIEGO RIO BOCONO MILLONES M ³	D ¹ DEMANDA RIEGO RIO TUCUPIDO MILLONES M ³	C VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	Q GASTO TURBINADO M ³ /SEG	E GANANCIA O PERDIDA MILLONES M ³	N NIVEL DEL EMBALSE M	H ¹ CARGA NETA M	H CARGA PROMEDIA M	P POTENCIA KW	W ENERGIA MILLONES KWH
NOVIEMBRE	3590	223	122	33	182	69,3	- 8	267,0	72,5	72,5	43400	31,680
DICIEMBRE	3590	87	302	81	256	97,4	-15	267,0	72,5	71,2	60000	43,800
ENERO	3279	98	307	82	265	100,8	-14	264,4	69,9	68,6	60000	43,800
FEBRERO	2974	98	311	82	276	105,0	-12	261,9	67,4	66,0	60000	43,800
MARZO	2667	118	294	78	288	109,6	- 6	259,1	64,6	63,3	60000	43,800
ABRIL	2407	192	237	63	237	90,2	- 6	256,5	62,0	61,5	47920	34,980
MAYO	2293	401	-	-	7	2,7	+18	255,5	61,0	63,0	1310	0,956
JUNIO	2705	295	-	-	6	2,3	+13	259,5	65,0	66,3	1310	0,956
JULIO	3007	326	-	-	6	2,3	+ 1	262,2	67,7	69,0	1310	0,956
AGOSTO	3328	333	47	13	60	22,8	+ 2	264,8	70,3	71,4	14080	10,280
SEPTIEMBRE	3590	289	-	-	251	95,5	+10	267,0	72,5	72,5	60000	43,800
OCTUBRE	3590	220	-	-	223	84,0	+ 3	267,0	72,5	72,5	53150	38,800
NOVIEMBRE	3590											

TOTAL VOLUMEN TURBINADO..... 2057.....

H PROMEDIO.....

W ANUAL 337,61

SISTEMA
BOCONO - TUCUPIDO

1955 1956

ANEXO 1-14

MES	A ALMACENAMIENTO INICIAL MILLONES M ³	B APORTE DEL RIO MILLONES M ³	D DEMANDA RIEGO RIO BOCONO MILLONES M ³	D ¹ DEMANDA RIEGO RIO TUCUPIDO MILLONES M ³	C VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	Q GASTO TURBINADO M ³ /SEG	E GANANCIA O PERDIDA MILLONES M ³	N NIVEL DEL EMBALSE M	H ¹ CARGA NETA M	H CARGA PROMEDIA M	P POTENCIA KW	W ENERGIA MILLONES KWH
NOVIEMBRE	3590	179	25	7	175	66,6	+ 3	267,0	72,5	72,5	41710	30,450
DICIEMBRE	3590	90	297	79	256	97,4	-12	267,0	72,5	71,2	60000	43,800
ENERO	3292	53	325	87	266	101,2	-15	264,5	70,0	68,5	60000	43,800
FEBRERO	2918	68	304	81	279	106,2	-15	261,5	67,0	65,4	60000	43,800
MARZO	2586	47	396	105	297	113,0	-15	258,3	63,8	61,3	60000	43,800
ABRIL	2117	77	214	57	218	83,0	- 1	253,4	58,9	57,8	41500	30,300
MAYO	1918	236	-	-	7	2,7	+16	251,2	56,7	58,1	1310	0,956
JUNIO	2163	296	-	-	7	2,7	+18	254,0	59,5	61,1	1310	0,956
JULIO	2470	466	-	-	7	2,7	+18	257,2	62,70	64,9	1310	0,956
AGOSTO	2947	329	-	-	6	2,3	+18	261,7	67,2	68,6	1310	0,956
SEPTIEMBRE	3288	205	33	8	33	12,6	+ 6	264,5	70,0	70,8	7680	5,610
OCTUBRE	3488	196	-	-	176	67,0	+ 0	266,2	71,70	71,7	41500	30,300
NOVIEMBRE	3508											

TOTAL VOLUMEN TURBINADO..... 1727

H PROMEDIO..... 66,00 W ANUAL 275,7

SISTEMA
BOCONO - TUCUPIDO

1956 1957

ANEXO 1 - 15

MES	A ALMACENAMIENTO INICIAL MILLONES M ³	B APORTE DEL RIO MILLONES M ³	D DEMANDA RIEGO RIO BOCONO MILLONES M ³	D ¹ DEMANDA RIEGO RIO TUCUPIDO MILLONES M ³	C VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	Q GASTO TURBINADO M ³ /SEG	E GANANCIA O PERDIDA MILLONES M ³	N NIVEL DEL EMBALSE M	H ¹ CARGA NETA M	H CARGA PROMEDIA M	P POTENCIA KW	W ENERGIA MILLONES KWH
NOVIEMBRE	3508	145	99	26	176	67,0	- 4	266,3	71,8	71,6	41500	30,300
DICIEMBRE	3447	120	179	47	179	68,1	- 6	265,9	71,4	70,9	41730	30,460
ENERO	3335	94	318	84	264	100,5	- 16	264,9	70,4	69,0	60000	43,800
FEBRERO	3011	45	351	93	277	105,4	- 17	262,2	67,7	65,8	60000	43,800
MARZO	2595	67	381	101	295	112,3	- 17	258,5	64,0	61,8	60000	43,800
ABRIL	2163	92	264	70	264	100,5	- 9	254,0	59,5	58,1	50410	36,800
MAYO	1912	282	-	-	7	2,7	+25	251,1	56,6	58,4	1310	0,956
JUNIO	2212	376	-	-	7	2,7	+12	254,7	60,2	62,1	1310	0,956
JULIO	2593	453	-	-	6	2,3	+11	258,4	63,9	66,0	1310	0,956
AGOSTO	3051	461	-	-	6	2,3	+ 9	262,6	68,1	70,0	1310	0,956
SEPTIEMBRE	3515	225	71	18	129	40,1	- 3	266,4	71,0	72,2	30620	22,350
OCTUBRE	3590	246	-	-	251	95,5	+ 8	267,0	72,5	72,5	60000	43,800
NOVIEMBRE	3590											

TOTAL VOLUMEN TURBINADO..... 1861

H PROMEDIO..... 66,53 W ANUAL 298,9

SISTEMA
BOCONO - TUCUPIDO

1957 1958

ANEXO 1 - 16

MES	A ALMACENAMIENTO INICIAL MILLONES M ³	B APORTE DEL RIO MILLONES M ³	D DEMANDA RIEGO RIO BOCONO MILLONES M ³	D ¹ DEMANDA RIEGO RIO TUCUPIDO MILLONES M ³	C VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	Q GASTO TURBINADO M ³ /SEG	E GANANCIA O PERDIDA MILLONES M ³	N NIVEL DEL EMBALSE M	H ¹ CARGA NETA M	H CARGA PROMEDIA M	P POTENCIA - KW	W ENERGIA MILLONES KWH
NOVIEMBRE	3590	159	149	39	175	66,6	- 7	267,0	72,5	72,2	41500	30,300
DICIEMBRE	3528	82	271	72	257	97,8	- 16	266,5	72,0	70,9	60000	43,800
ENERO	3251	50	374	99	268	102,0	- 18	264,3	69,8	68,0	60000	43,800
FEBRERO	2812	33	378	100	286	108,8	- 17	260,6	66,1	63,8	60000	43,800
MARZO	2350	73	396	105	309	117,6	- 16	256,0	61,5	59,0	60000	43,800
ABRIL	1906	129	249	66	249	94,7	- 9	251,0	56,5	55,4	45360	33,110
MAYO	1711	319	-	-	8	3,1	+ 11	248,7	54,2	56,1	1310	0,956
JUNIO	2033	498	-	-	7	2,7	+ 21	252,5	58,0	60,7	1310	0,956
JULIO	2545	428	-	-	6	2,3	+ 5	258,0	63,5	65,5	1310	0,956
AGOSTO	2972	259	-	-	6	2,3	+ 7	261,9	67,4	68,5	1310	0,956
SEPTIEMBRE	3232	329	-	-	6	2,3	+ 11	264,0	69,5	70,9	1310	0,956
OCTUBRE	3566	230	-	-	209	79,5	+ 3	266,8	72,3	72,4	49750	36,315
NOVIEMBRE	3590											

TOTAL VOLUMEN TURBINADO..... 1786

H PROMEDIO..... 65,28 W ANUAL 279,7

SISTEMA
BOCONO - TUCUPIDO

1958 1959

ANEXO 1- 17

MES	A ALMACENAMIENTO INICIAL MILLONES M ³	B APORTE DEL RIO MILLONES M ³	D DEMANDA RIEGO RIO BOCONO MILLONES M ³	D ¹ DEMANDA RIEGO RIO TUCUPIDO MILLONES M ³	C VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	Q GASTO TURBINADO M ³ /SEG	E GANANCIA O PERDIDA MILLONES M ³	N NIVEL DEL EMBALSE M	H ¹ CARGA NETA M	H CARGA PROMEDIA M	P POTENCIA KW	W ENERGIA MILLONES KWH
NOVIEMBRE	3590	144	121	32	175	66,6	- 6	267,0	72,5	72,2	41500	30,300
DICIEMBRE	3521	127	186	49	186	70,8	- 14	266,5	72,0	71,5	43730	31,930
ENERO	3399	86	241	64	244	91,7	- 8	265,4	70,9	70,0	55470	40,490
FEBRERO	3172	47	371	98	271	103,1	- 18	263,6	69,1	67,2	60000	43,800
MARZO	2732	44	423	112	290	110,4	- 18	259,8	65,3	62,8	60000	43,800
ABRIL	2223	140	-	-	210	79,9	+ 3	254,8	60,3	59,9	41500	30,300
MAYO	2156	256	-	-	7	2,7	+ 7	254,0	59,5	60,7	1310	0,956
JUNIO	2412	401	-	-	6	2,3	+ 7	256,5	62,0	64,1	1310	0,956
JULIO	2814	445	-	-	6	2,3	+ 9	260,6	66,1	68,0	1310	0,956
AGOSTO	3262	375	-	-	56	21,3	+ 9	264,3	69,8	71,1	1310	9,555
SEPTIEMBRE	3590	229	-	-	222	84,5	- 7	267,0	72,50	72,5	52920	38,630
OCTUBRE	3590	203	-	-	206	78,4	+ 3	267,0	72,50	72,5	49100	35,845
NOVIEMBRE	3590											

TOTAL VOLUMEN TURBINADO..... 1876

H PROMEDIO..... 67,7

W ANUAL 307,5

SISTEMA
BOCONO - TUCUPIDO

1959 1960

ANEXO 1- 18

MES	A ALMACENAMIENTO INICIAL MILLONES M ³	B APORTE DEL RIO MILLONES M ³	D DEMANDA RIEGO RIO BOCONO MILLONES M ³	D ¹ DEMANDA RIEGO RIO TUCUPIDO MILLONES M ³	C VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	Q GASTO TURBINADO M ³ /SEG	E GANANCIA O PERDIDA MILLONES M ³	N NIVEL DEL EMBALSE M	H ¹ CARGA NETA M	H CARGA PROMEDIA M	P POTENCIA KW	W ENERGIA MILLONES KWH
NOVIEMBRE	3590	104	255	68	255	97,0	- 12	267,0	72,5	71,5	59950	43,760
DICIEMBRE	3359	89	169	45	180	68,5	- 12	265,1	70,6	70,0	41500	30,300
ENERO	3211	46	325	87	269	102,4	- 16	263,9	69,4	67,8	60000	43,800
FEBRERO	2829	36	378	100	285	108,4	- 17	260,8	66,3	64,0	60000	43,800
MARZO	2370	79	360	96	306	116,4	- 9	256,2	61,7	59,5	60000	43,800
ABRIL	1984	108	259	69	259	98,6	- 7	251,8	57,3	56,1	47770	34,870
MAYO	1757	204	-	-	8	3,1	+ 1	249,3	54,8	55,9	1310	0,956
JUNIO	1954	535	-	-	7	2,7	+ 13	251,5	57,0	60,0	1310	0,956
JULIO	2495	429	-	-	7	2,7	+ 6	257,5	63,0	65,0	1310	0,956
AGOSTO	2923	349	-	-	6	2,3	+ 5	261,5	67,0	68,5	1310	0,956
SEPTIEMBRE	3271	266	-	-	6	2,3	+ 1	264,4	69,9	71,0	1310	0,956
OCTUBRE	3532	295	106	28	216	82,2	+ 7	266,5	72,0	72,3	51350	37,480
NOVIEMBRE	3590											

TOTAL VOLUMEN TURBINADO..... 1804

H PROMEDIO..... 65,1 W ANUAL 282,6

SISTEMA
BOCONO - TUCUPIDO

1960 - 1961

ANEXO 1 - 19

SISTEMA BOCONO - TUCUPIDO

RESUMEN DE LOS MOVIMIENTOS DE EMBALSE

RIEGO

ZONA BOCONO 150.000 Ha

POTENCIA INSTALADA: 60.000 KW

ZONA TUCUPIDO 40.000 Ha

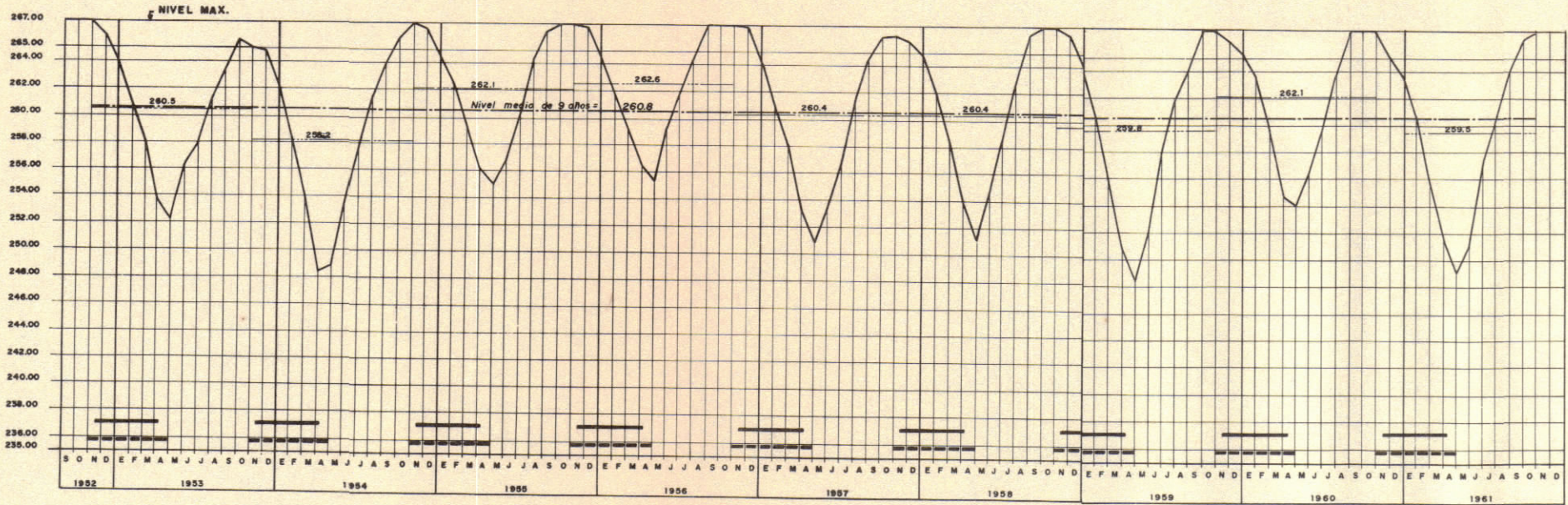
AÑO	APORTES MILLONES M ³	DEMANDA DE RIEGO ZONA BOCONO MILLONES M ³	DEMANDA DE RIEGO ZONA TUCUPIDO MILLONES M ³	VOLUMEN TURBINADO MILLONES M ³	CARGA PROMEDIA M	ENERGIA ANUAL MILLONES KWH
1952 - 53	2198	1736	462	1796	66,5	285,5
1953 - 54	2822	1538	422	1901	63,93	292,1
1954 - 55	2409	1416	377	1792	68,26	323,5
1955 - 56	2680	1620	432	2057	68,30	337,6
1956 - 57	2272	1594	424	1727	66,43	275,7
1957 - 58	2606	1663	439	1861	66,83	298,9
1958 - 59	2589	1817	481	1786	65,16	279,7
1959 - 60	2497	1342	355	1876	68,20	307,5
1960 - 61	2540	1852	493	1804	65,18	282,6
PROMEDIO ANUAL	2512	1620	432	1864	66,5	298,1

POTENCIAL DEL SISTEMA CON TOMA
EN LA PRESA DEL BOCONO

$$2,4 (2572 - 432) \times 66,5 = 332,0 \times 10^6 \text{ KWH / AÑO}$$

II ETAPA
SISTEMA BOCONO-TUCUPIDO
VARIACION DEL NIVEL DE AGUA EN EL EMBALSE

ESTACION SECA : 15 NOV. - 10 ABRIL
SERVICIO DE RIEGO : 1 NOV. - 1 MAYO



ZONA DE RIEGO ASUMIDA :

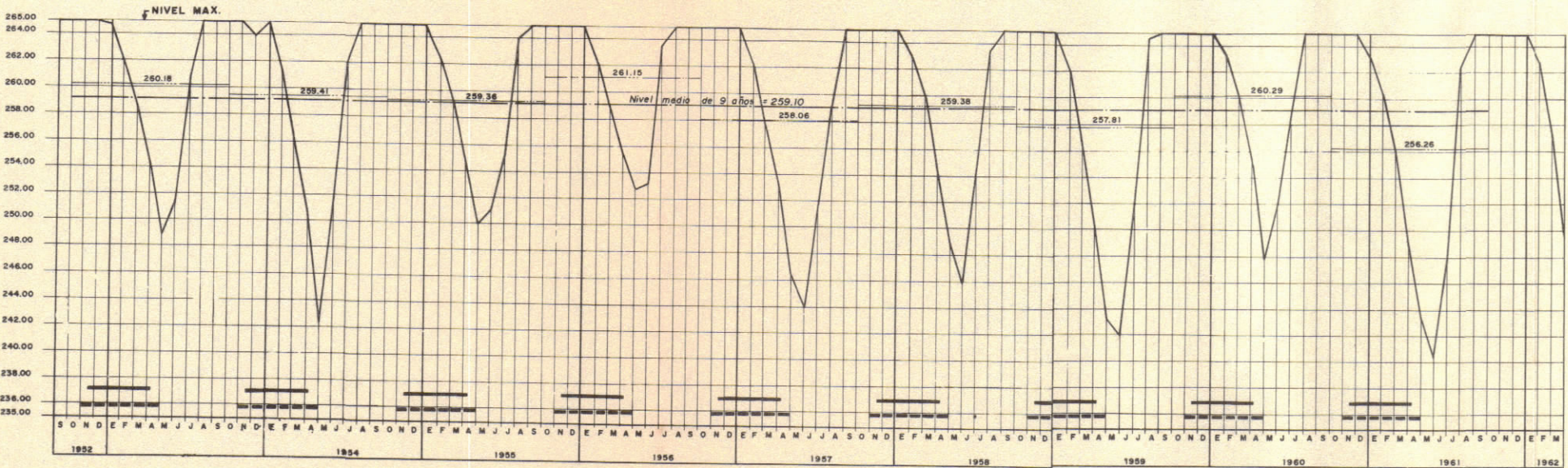
ZONA BOCONO : 150.000 HAS.
ZONA TUCUPIDO : 40.000 HAS.

NOTA: Los niveles de agua representados en el gráfico corresponden al principio de cada mes.

ESTACION SECA —————
SERVICIO DE RIEGO - - - - -

I ETAPA
EMBALSE BOCONO
VARIACION DEL NIVEL DE AGUA EN EL EMBALSE

ESTACION SECA : 15 NOV. - 10 ABRIL
SERVICIO DE RIEGO : 1 NOV. - 1 MAYO



ZONA DE RIEGO ASUMIDA :

ZONA BOCONO : 100.000 HAS.

NOTA: Los niveles de agua representados en el gráfico corresponden al principio de cada mes.

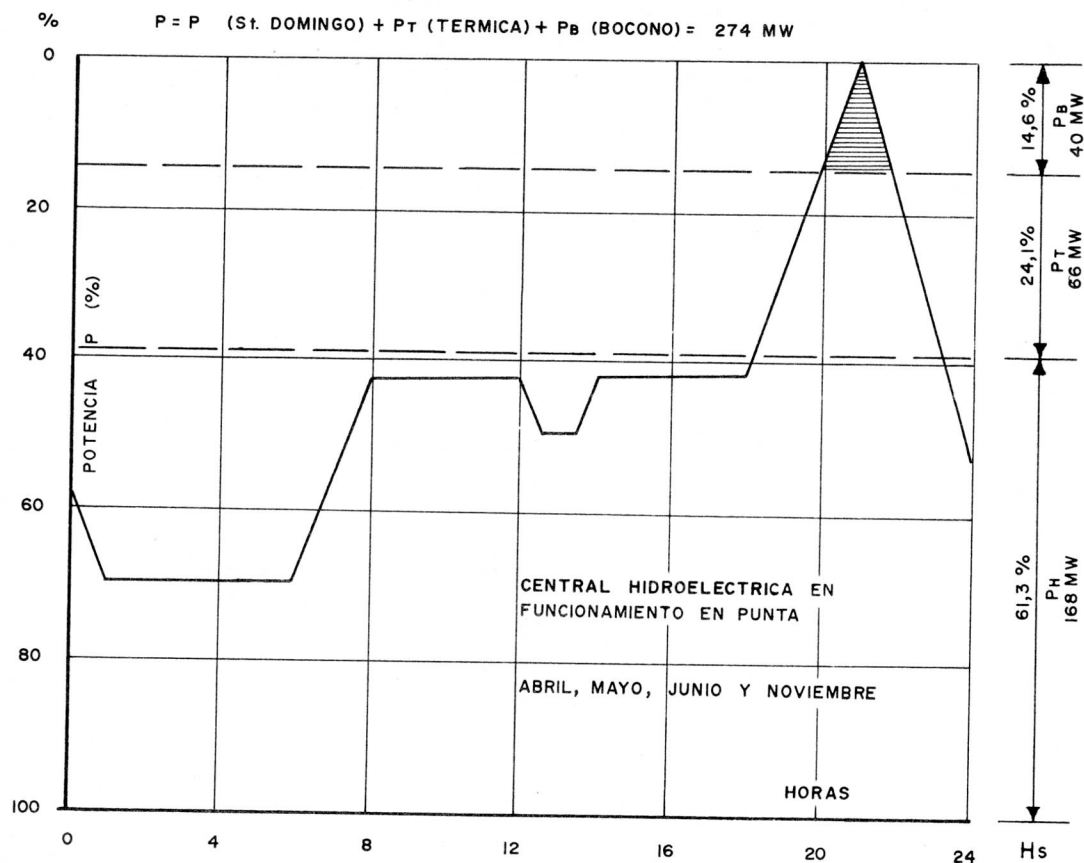
ESTACION SECA —————
SERVICIO DE RIEGO - - - - -

REPUBLICA DE VENEZUELA			
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS			
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
COMISION BOCONO-TUCUPIDO		SISTEMA BOCONO-TUCUPIDO	
PROYECTO: S.O.P.R.E.L.E.C.		MOVIMIENTOS DE EMBALSE	
CALCULO:			
DIBUJO: L.Treg.B.			
REVISOR:			
CONFORME:		FECHA: NOV. DE 1964	
CONFORME:		SERIE: TOTAL	
APROBADO:		ESCALA 1:500 TOTAL HOJAS	
		REF. 2	

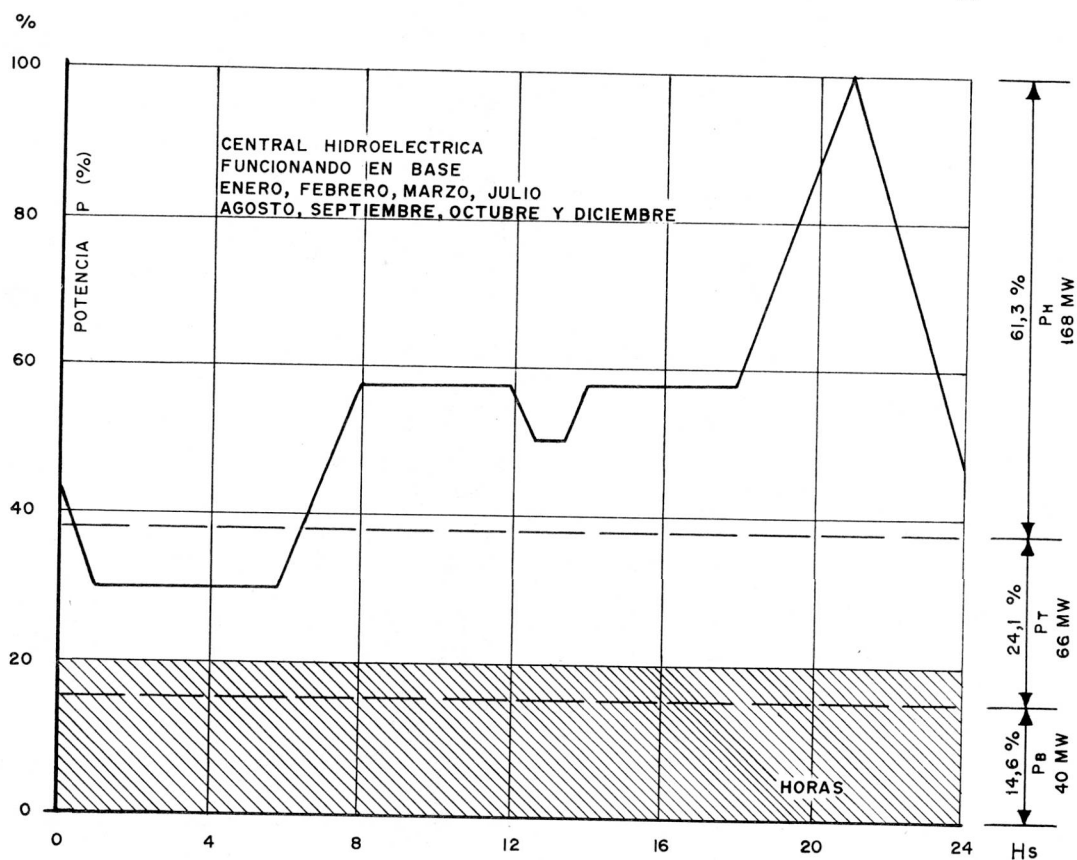
DIAGRAMA DE CARGA DIARIO ENERGIA HIDROELECTRICA DE BOCONO

$$P = P \text{ (St. DOMINGO)} + P_T \text{ (TERMICA)} + P_B \text{ (BOCONO)} = 274 \text{ MW}$$

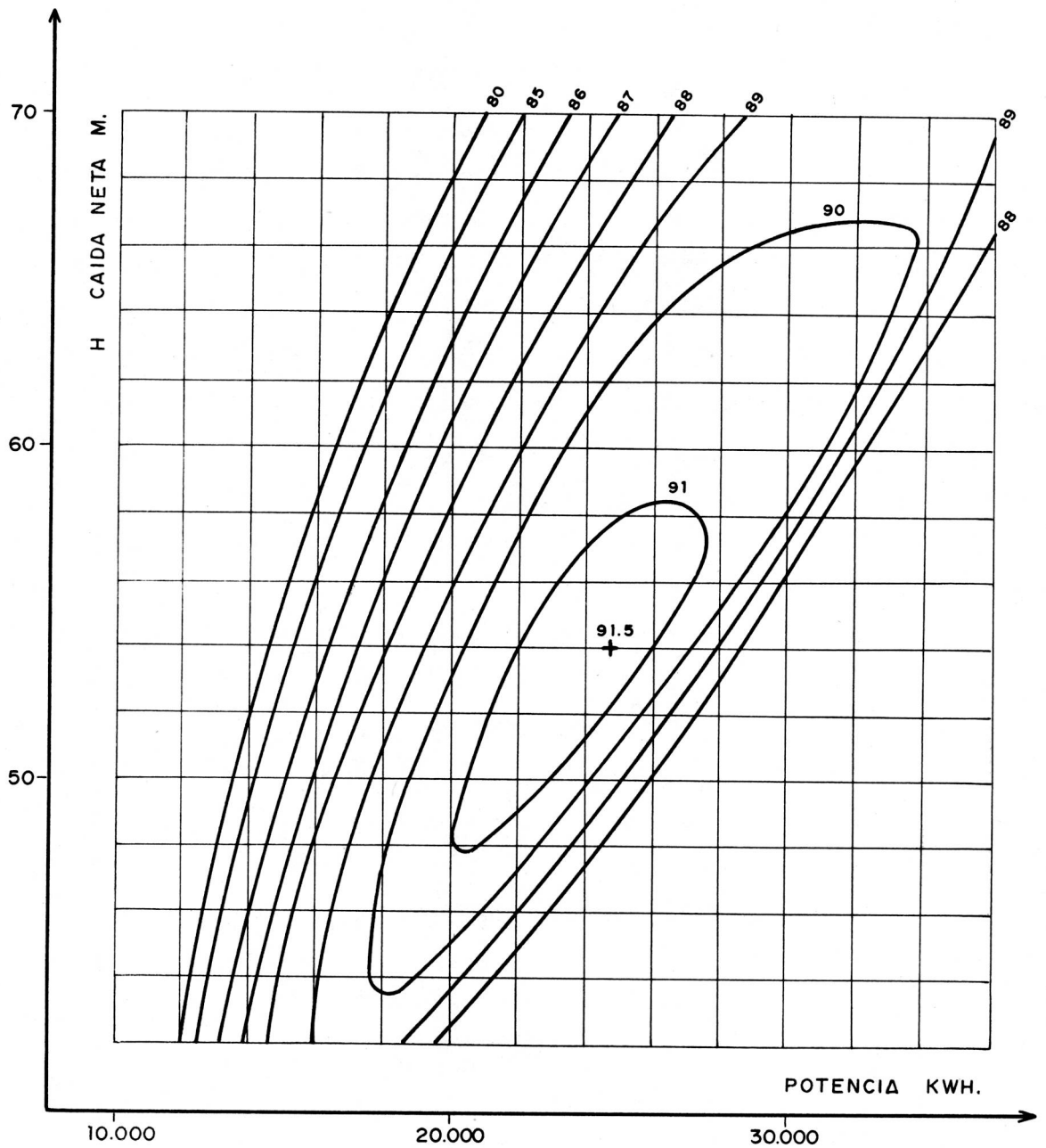
BOCONO EN PUNTA



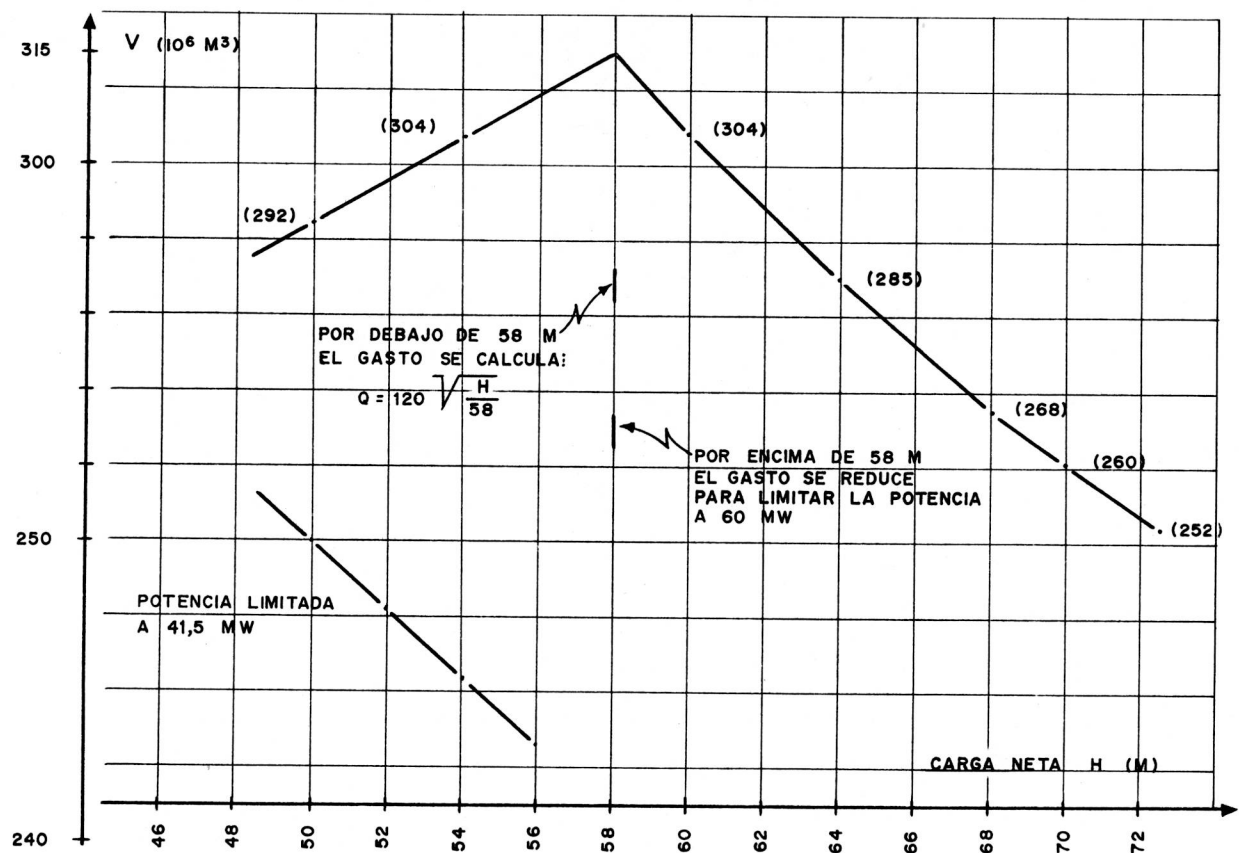
BOCONO EN BASE



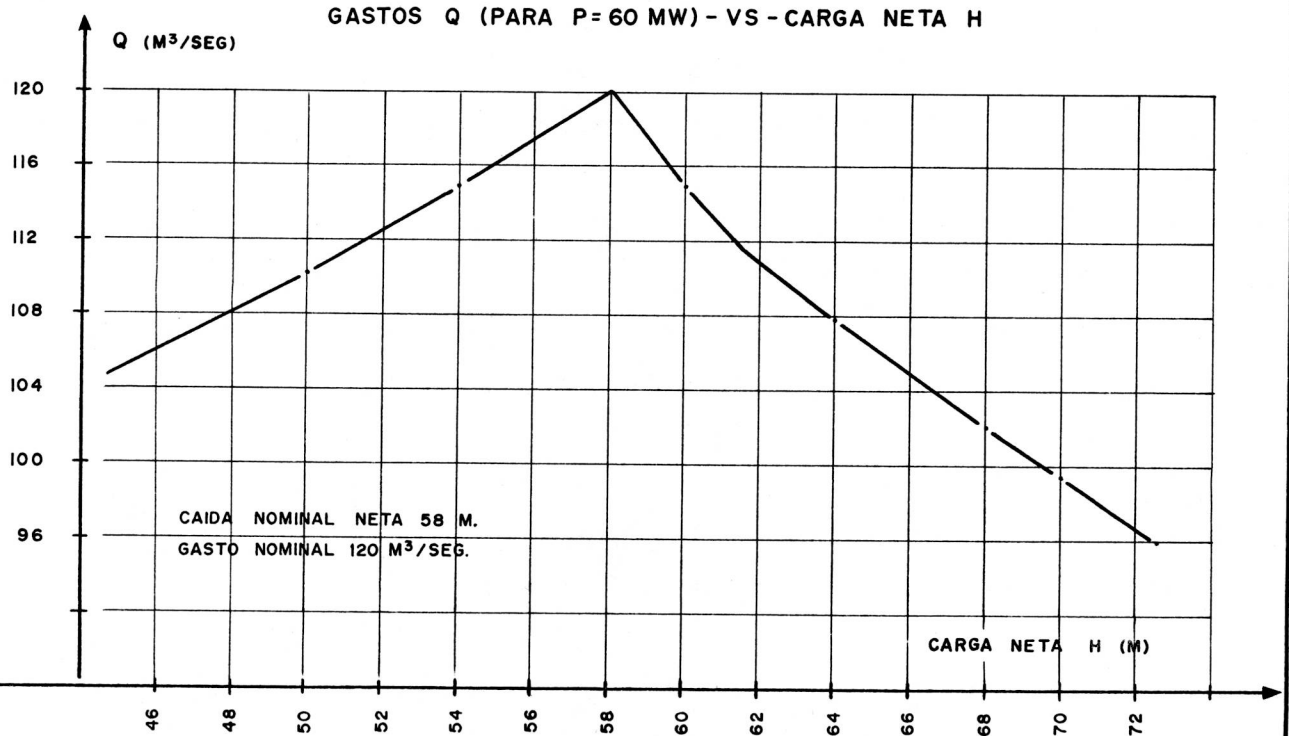
CURVAS DE RENDIMIENTO DE AMBAS TURBINAS



VOLUMENES MENSUALES TURBINADOS - CARGA NETA



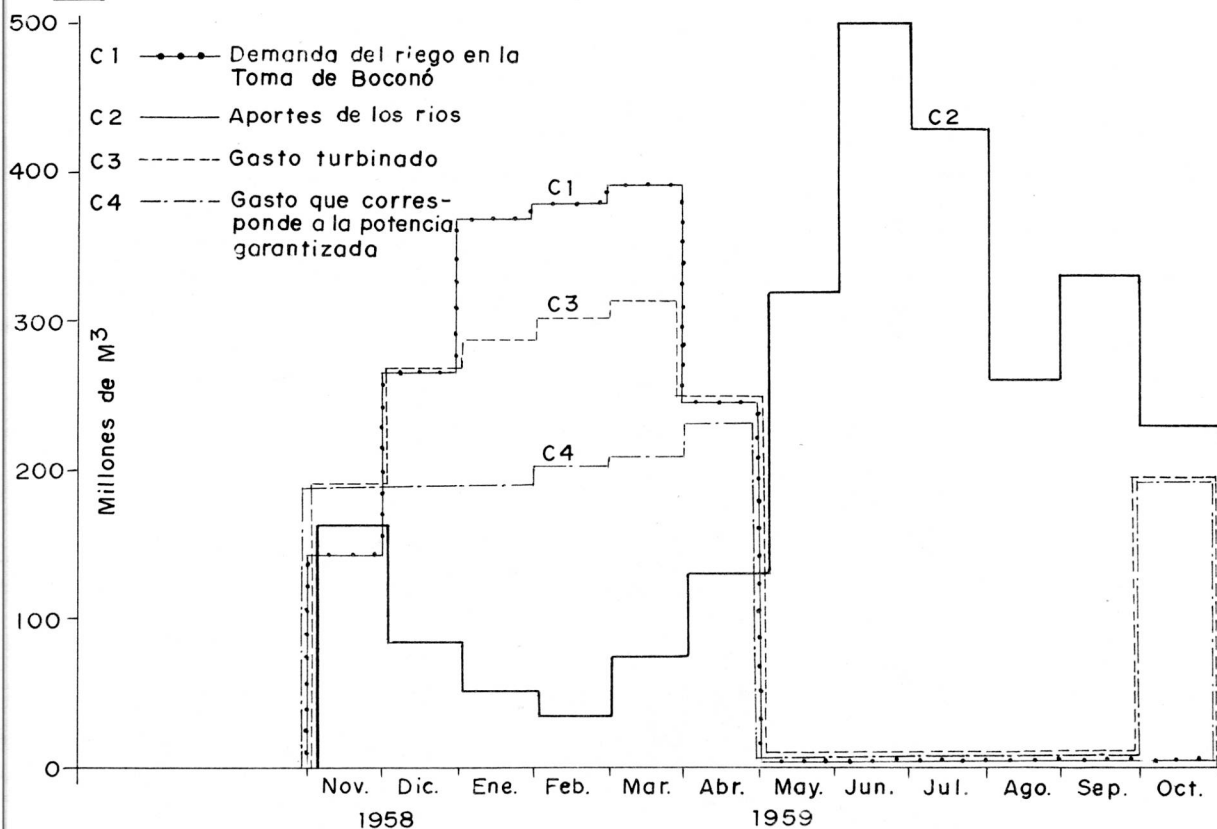
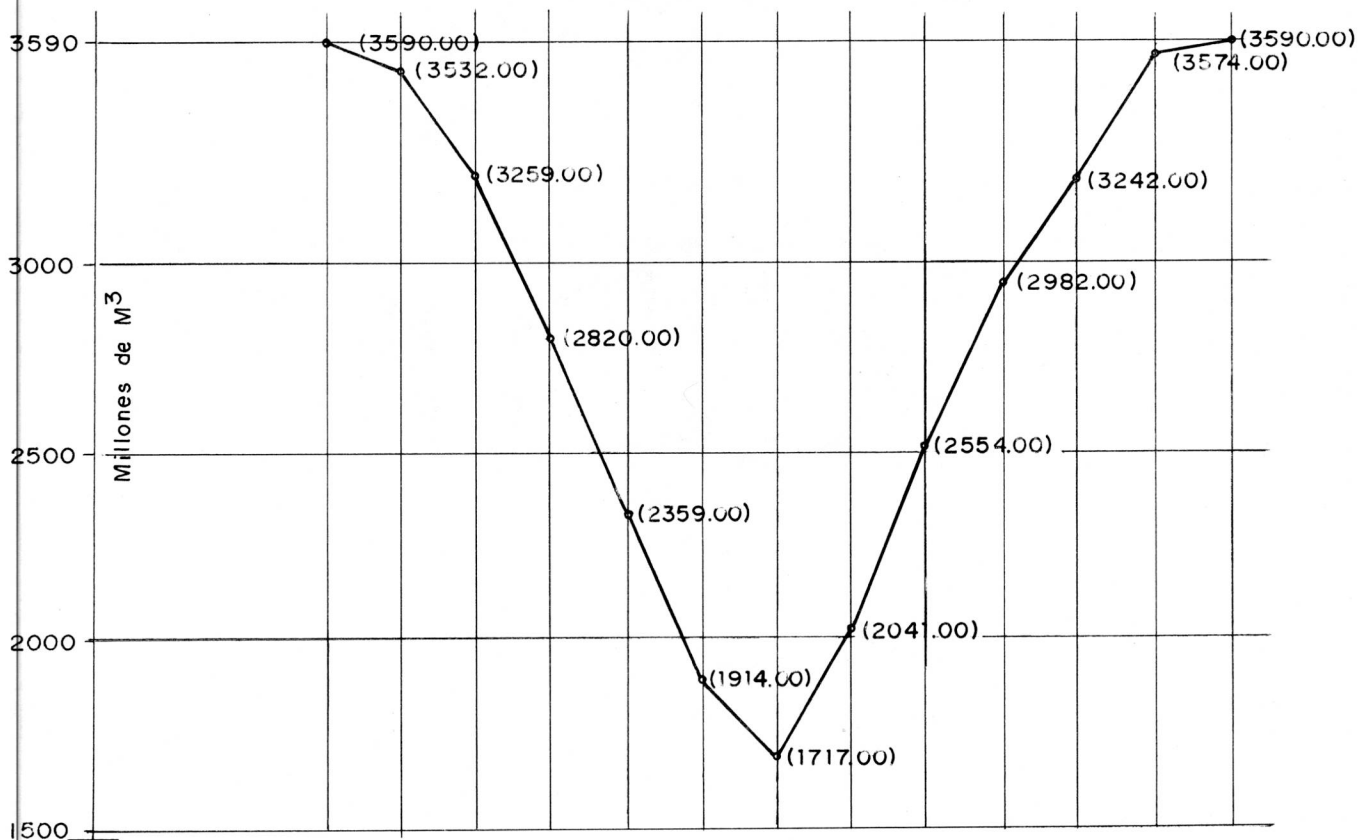
GASTOS Q (PARA $P = 60 MW$) - VS - CARGA NETA H



BOCONO + TUCUPIDO
Riego 150.000 + 40.000 has.

- CURVA DE ALMACENAMIENTO DEL EMBALSE -

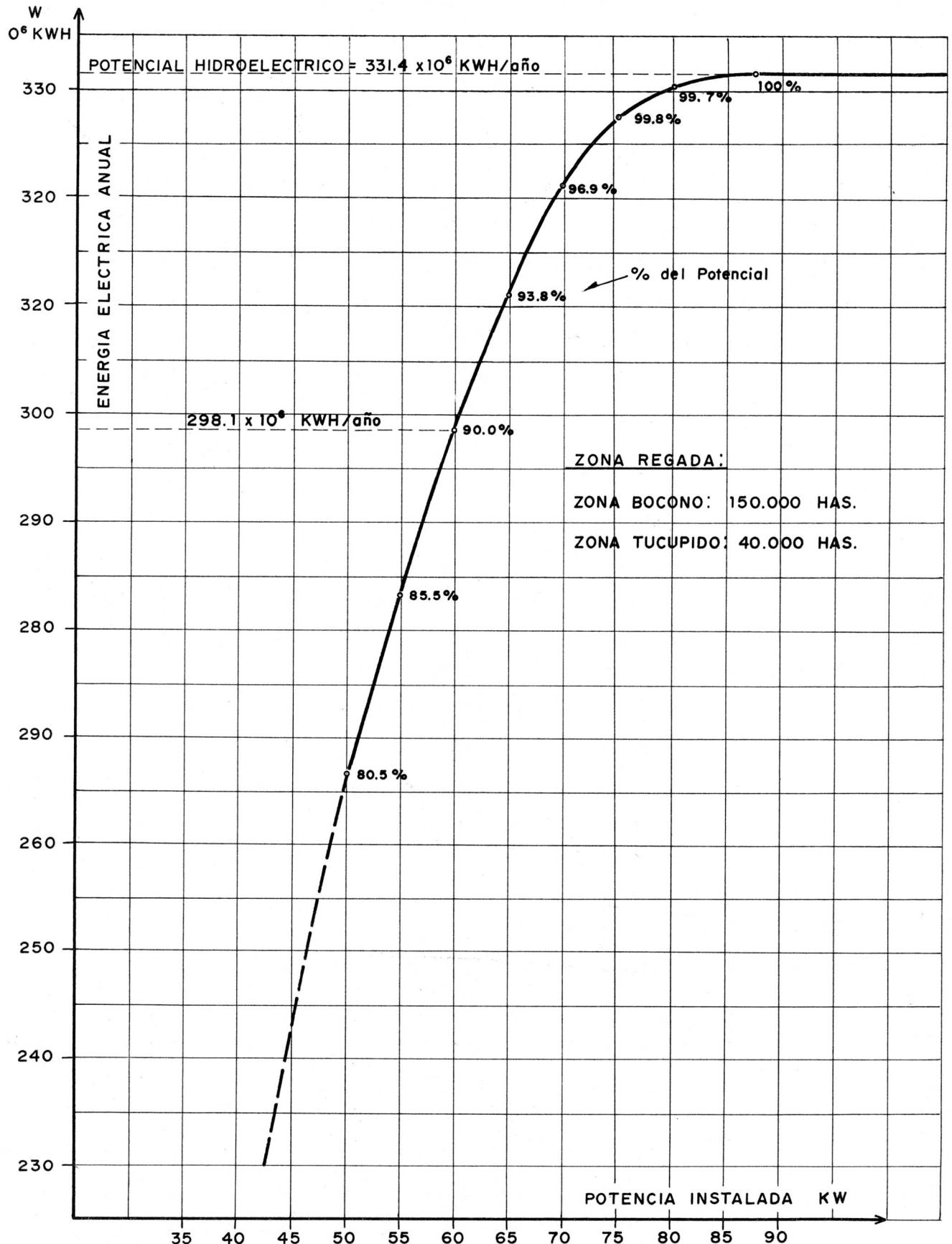
AÑO DE REFERENCIA: 1958/59



- UTILIZACION DEL AGUA -

PRODUCCION DE ENERGIA ELECTRICA EN FUNCION DE POTENCIA INSTALADA

II ETAPA



DEMANDA DE RIEGO

LAMINA DE RIEGO EN MILIMETROS (MILLONES M³ POR 100.000 HAS.)

MES	1952 - 53	53 - 54	54 - 55	55 - 56	56 - 57	57 - 58	58 - 59	59 - 60	60 - 61	61 - 62	PROMEDIO
ABRIL	-	66	-	114	158	143	176	166	-	173	99.6
MAYO	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
JUNIO	-	56	-	-	-	-	-	-	-	-	5.6
JULIO	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
AGOSTO	-	-	-	-	32	-	-	-	-	-	3.2
SEPTIEMBRE	10	-	34	-	-	22	47	-	-	-	11.3
OCTUBRE	-	82	-	-	-	-	-	-	-	71	15.3
NOVIEMBRE	133	77	86	82	17	66	99	81	170	-	81.1
DICIEMBRE	168	203	183	202	198	119	181	124	113	160	165.1
ENERO	202	234	168	205	217	212	249	161	217	272	213.7
FEBRERO	217	237	207	207	203	234	252	247	252	307	236.3
MARZO	235	275	187	196	264	254	264	282	240	235	243.2
Total.....	965	1230	865	1006	1089	1050	1268	1061	992	1218	1074.4

Lámina promedio de los cuatro
meses de Máx. Demanda
(Dic. Ene. Feb. Mar.)

————— 214,5 mm. —————

Gasto específico
correspondiente

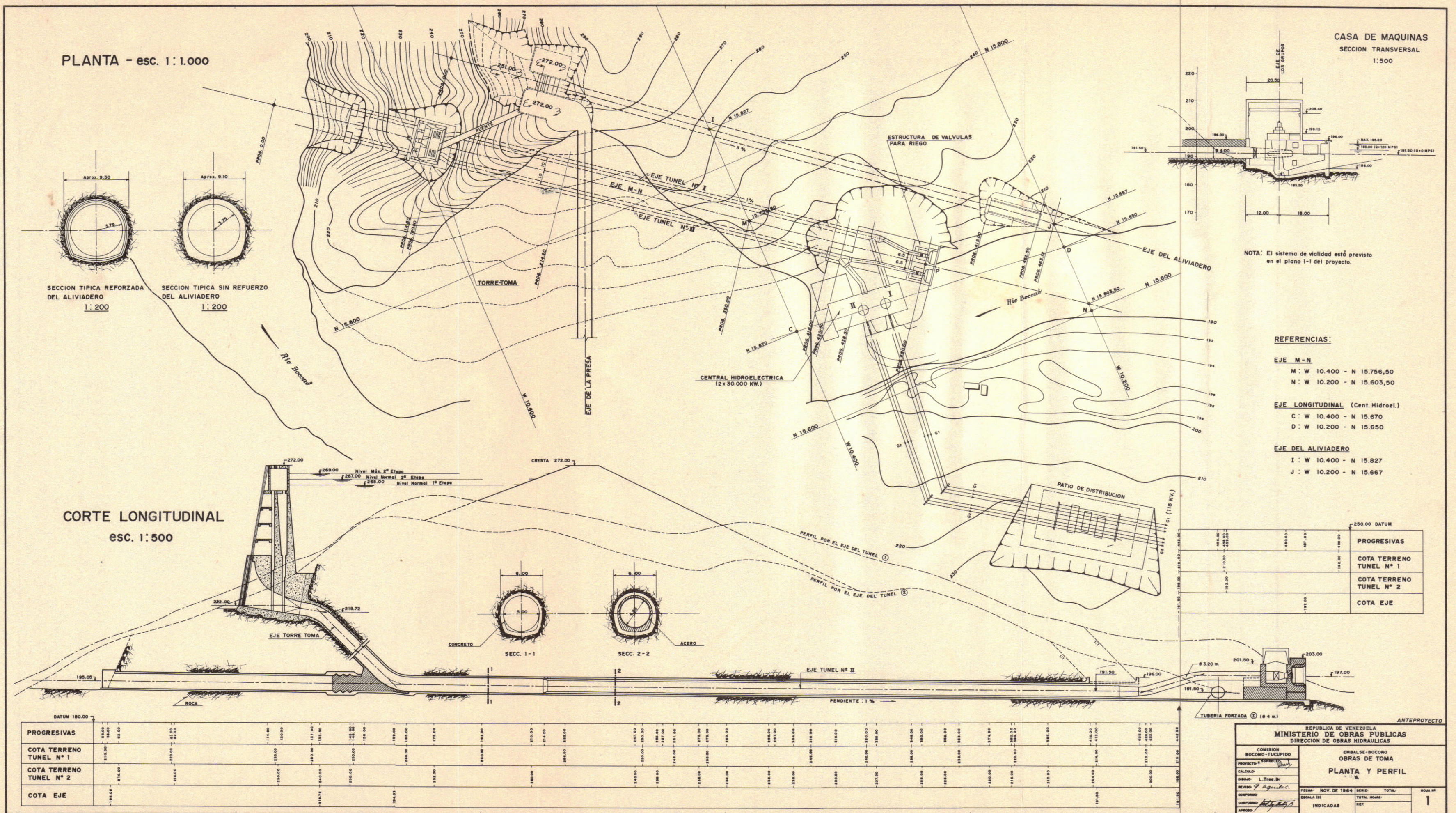
$$= \frac{214.5 \cdot 10^3 \text{ m}^3}{2.628 \cdot 10^6 \text{ seg.}} = 0.0008 \text{ M}^3/\text{seg. Has.}$$

P L A N O S

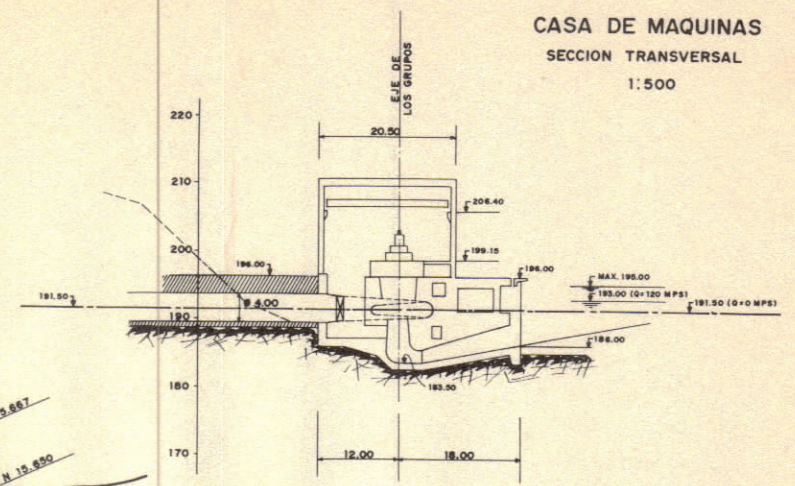
LISTA DE PLANOS

PLANO N°	TITULO	ESCALAS
1	Obras de Toma: planta y perfil	1:1000/1:500
2	Torre Toma: planta y cortes	1:100
3	Tuberías Forzadas: cortes trans- versales	1:200
4	Estructuras para las Válvulas de Riego	1:200
5	Sección Transversal en el Eje de un Grupo	1:100
6	Sección Transversal por el pozo- Central	1:100
7	Corte a nivel 201.00	1:100
8	Corte a nivel 194.00	1:100
9	Corte a nivel 191.50	1:100
10	Corte a nivel 188	1:100
11	Corte longitudinal por la sala de Instalaciones auxiliares genera - les	1:100
12	Corte longitudinal en el eje de - los grupos-vista aguas abajo	1:100
13	Edificios Administrativos	1:100
14	Patio de Distribución	1:100
15	Sistema Eléctrico - Alta Tensión	S/E

Diagram illustrating two typical cross-sections of a culvert (Aliviero) with a diameter of approximately 9.30 and 9.10 respectively. Both sections show a wall thickness of 0.75. The left section is labeled 'SECCION TIPICA REFORZADA DEL ALIVIERO' (Reinforced Typical Section of the Culvert) and the right section is labeled 'SECCION TIPICA SIN REFUERZO DEL ALIVIERO' (Typical Section of the Culvert without Reinforcement). Both sections are shown at a scale of 1:200.



CASA DE MAQUINAS
SECCION TRANSVERSAL
1:500



NOTA: El sistema de vialidad está previsto en el plano 1-1 del proyecto.

REFERENCIAS:

EJE M - N

M : W 10.400 - N 15.756,50

N : W 10.200 - N 15.603,50

EJE LONGITUDINAL (Cent. Hidroel.)
C : W 10.400 - N 15.670
D : W 10.200 - N 15.650

EJE DEL ALIVIADERO

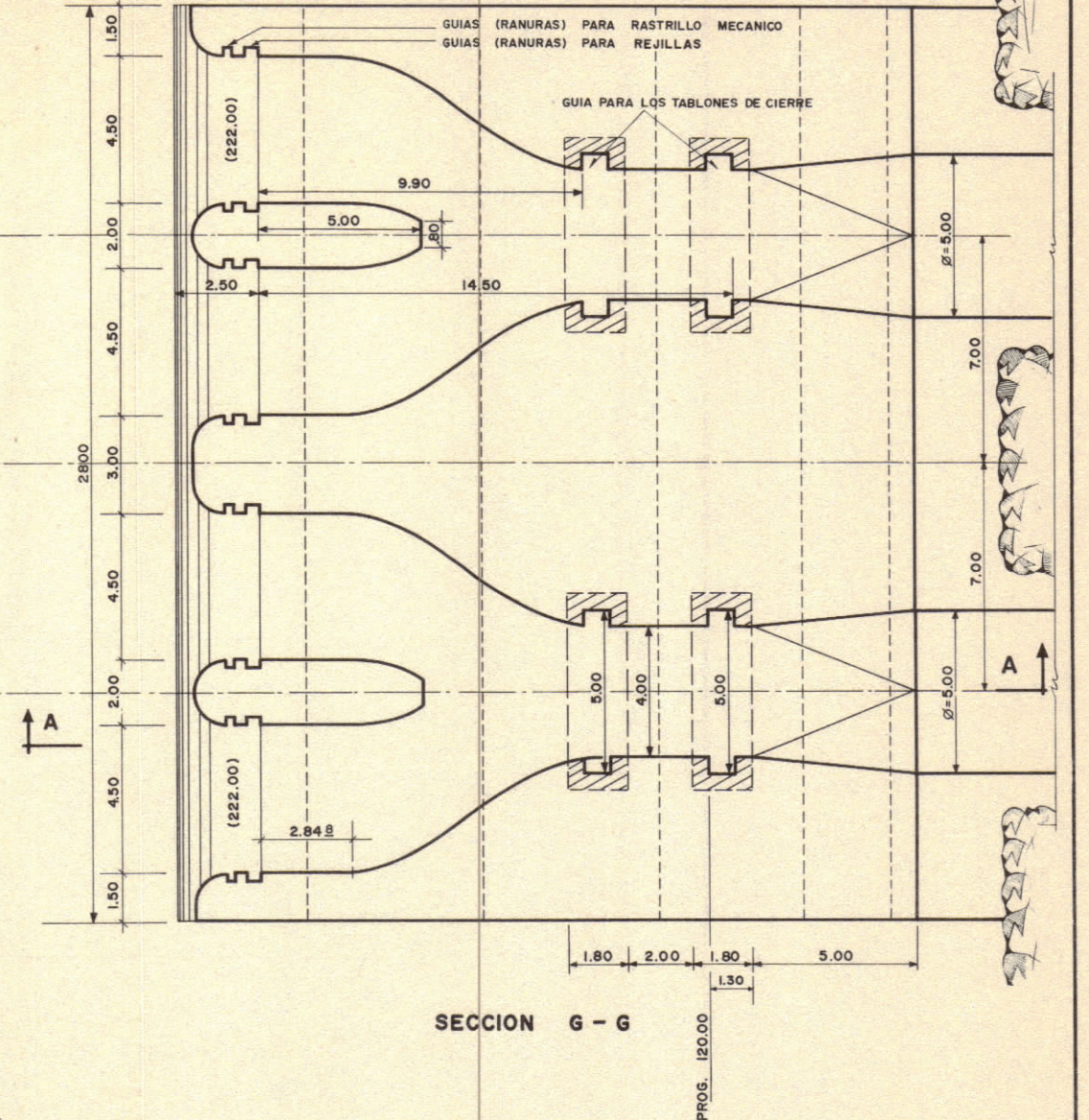
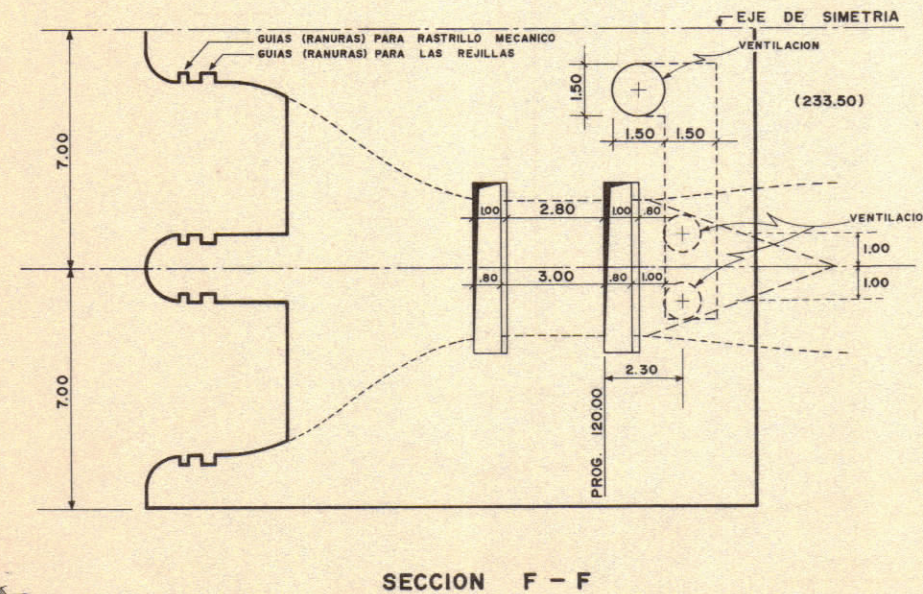
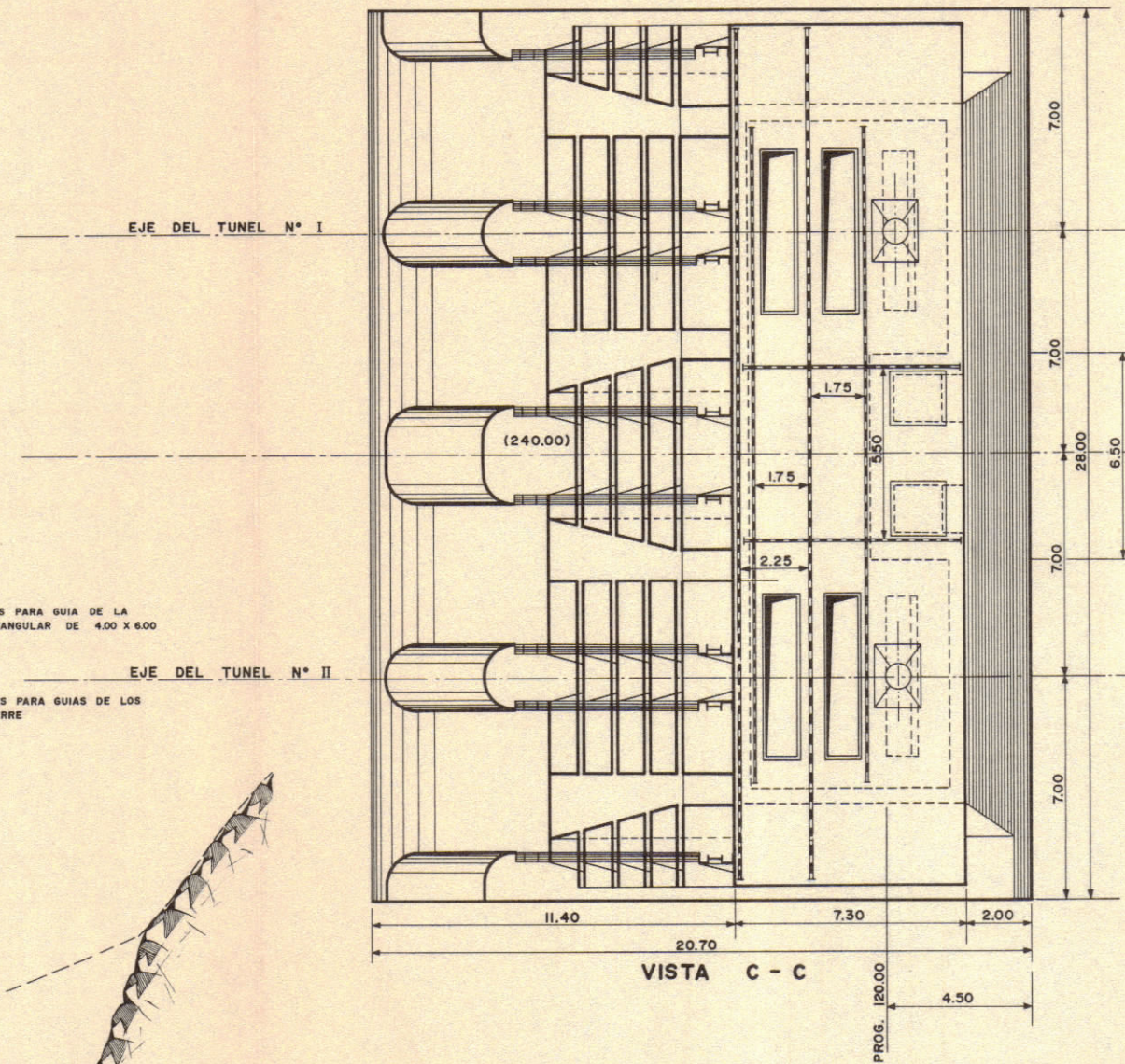
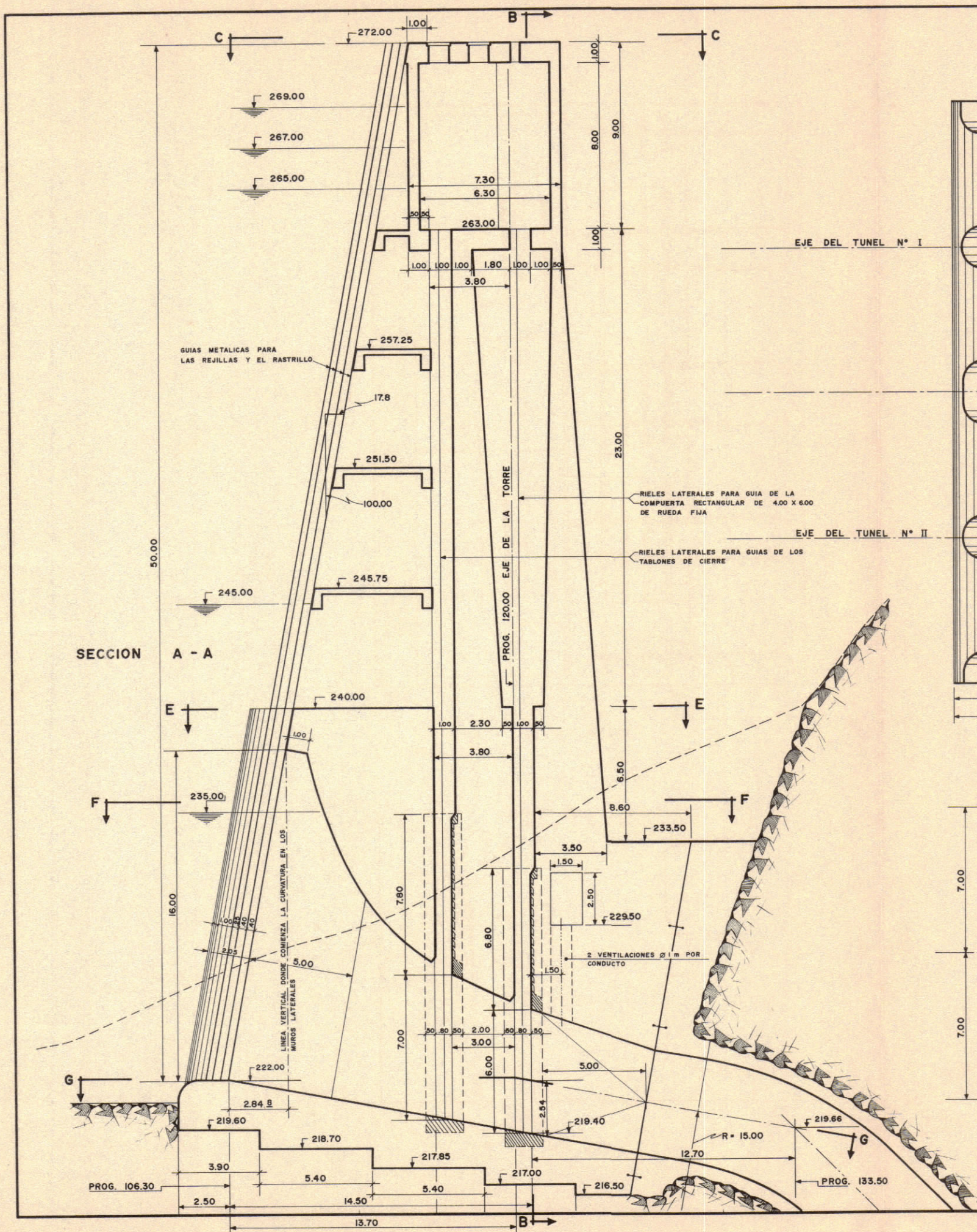
I : W 10.400 - N 15.827

J : W 10.200 - N 15.667

					250.00 DATUM	PROGRESIVAS
416.00	416.00	418.00	420.00	422.00	424.00	COTA TERRENO TUNEL N° 1
416.00	416.00	418.00	420.00	422.00	424.00	COTA TERRENO TUNEL N° 2
416.00	416.00	418.00	420.00	422.00	424.00	COTA EJE

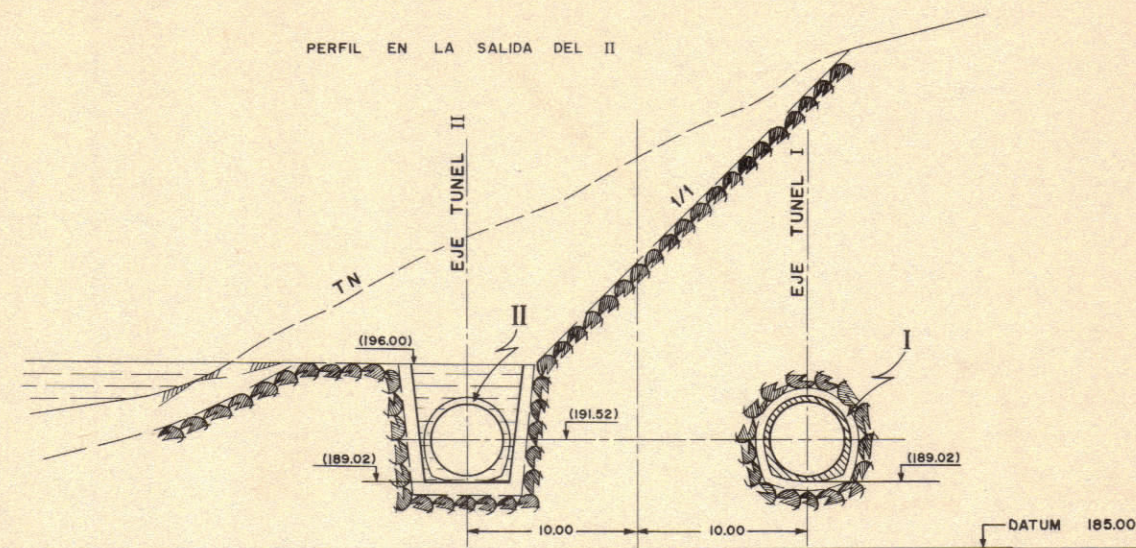
[illegible]

COMISION BOCONO-TUCUPIDO		REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS		ANTEPROYECTO
PROYECTO: R. TORELO		EMBALSE-BOCONO OBRAS DE TOMA		
CALCULO:		PLANTA Y PERFIL		
DISEÑO: L. TORO B.				
REVISOR: <i>Aguiar</i>				
CONFORME:		FECHA: NOV. DE 1964	SERIE: TOTAL:	Hoja No.
CONFORME: <i>[Signature]</i>		ESCALA (S)	TOTAL HOJAS:	1
APROBADO:		INDICADAS	SEX:	

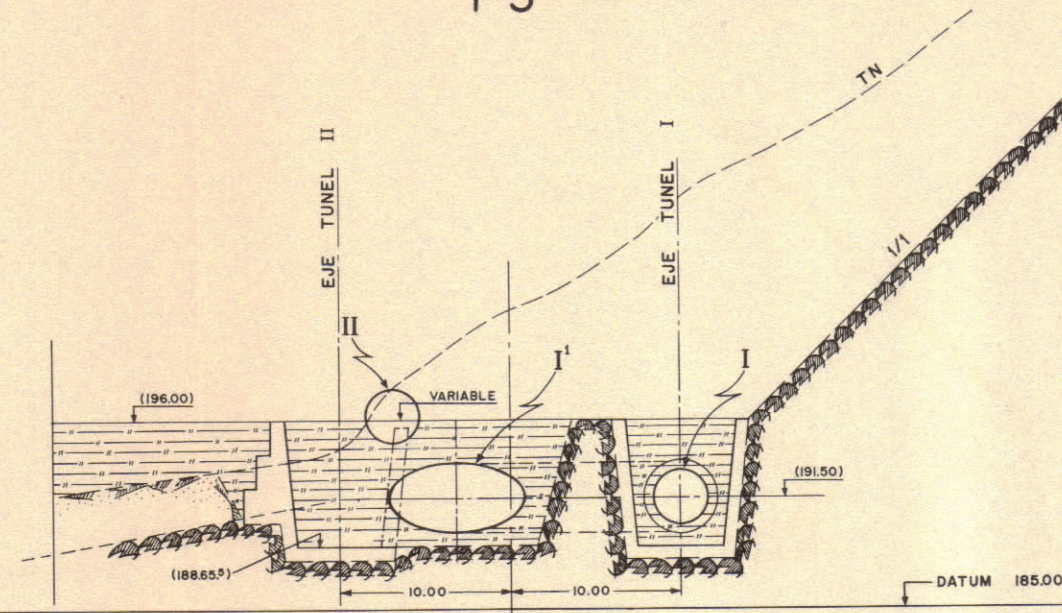


REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
COMISION BOCONO-TUCUPIDO		EMBALSE - BOCONO	
PROYECTO: P. 100/100		TORRE TOMA	
CALCULO:		PLANTA Y CORTES	
DISEÑO: J. E. PARRA		FECHA: 30/12/1964	
REVISOR: J. E. PARRA		SERIE: TOTAL	
CONFORME: J. E. PARRA		TOTAL HOJAS:	
CONFORME: J. E. PARRA		ESCALA (S):	
APROBADO: J. E. PARRA		1:100	
		REF.	
		2	

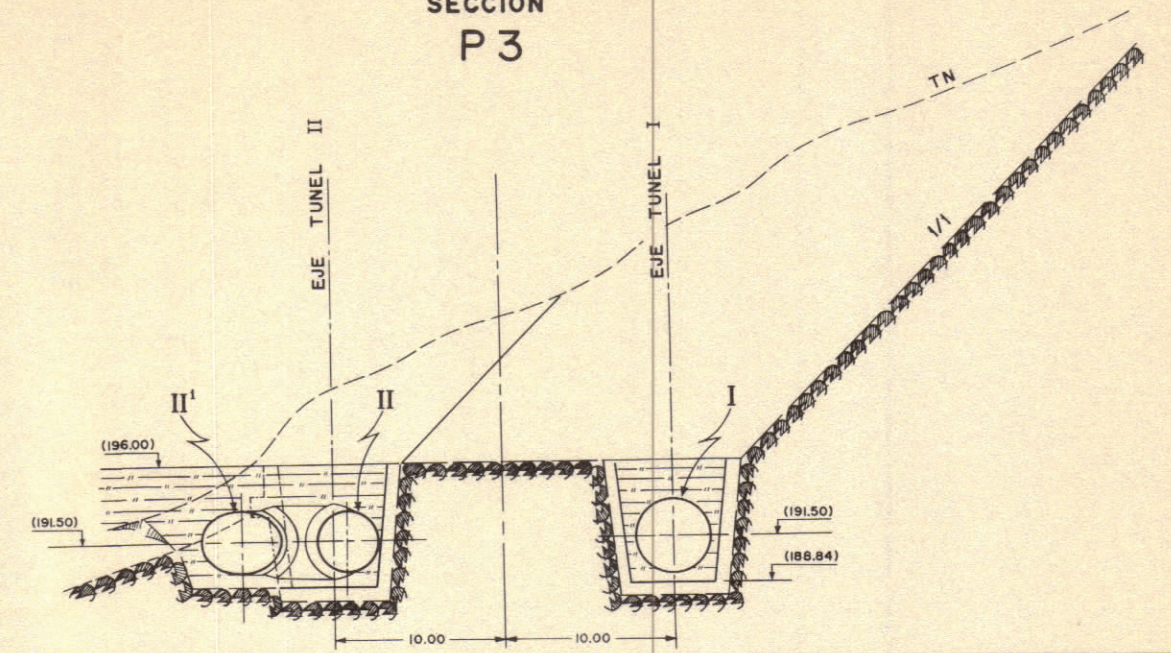
SECCION P1



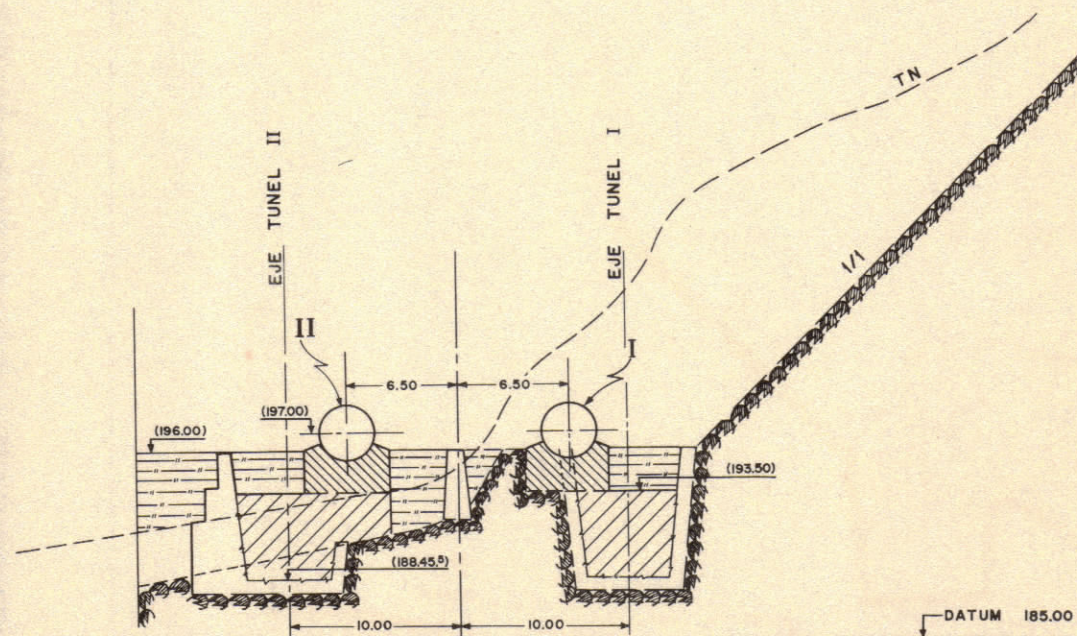
SECCION P5



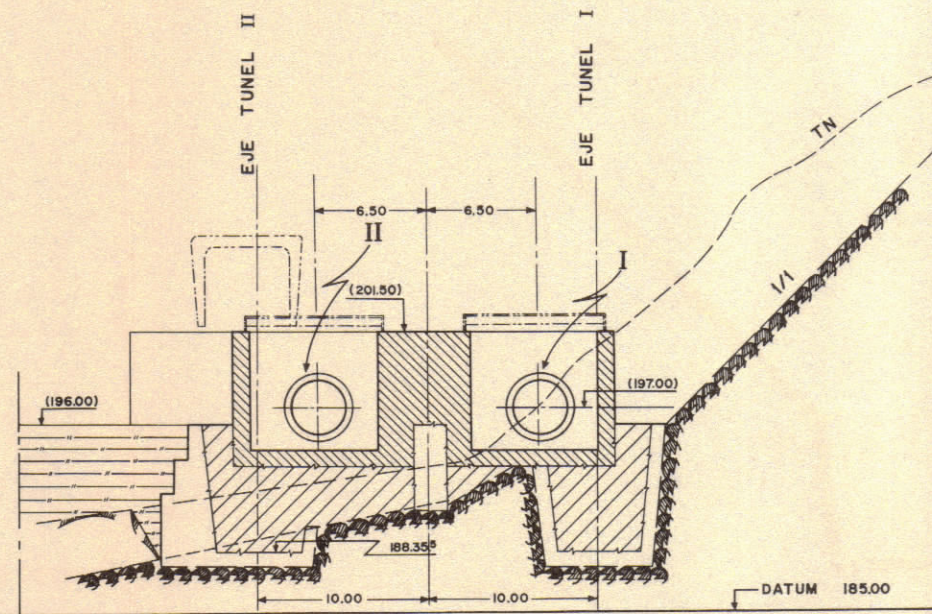
SECCION P3



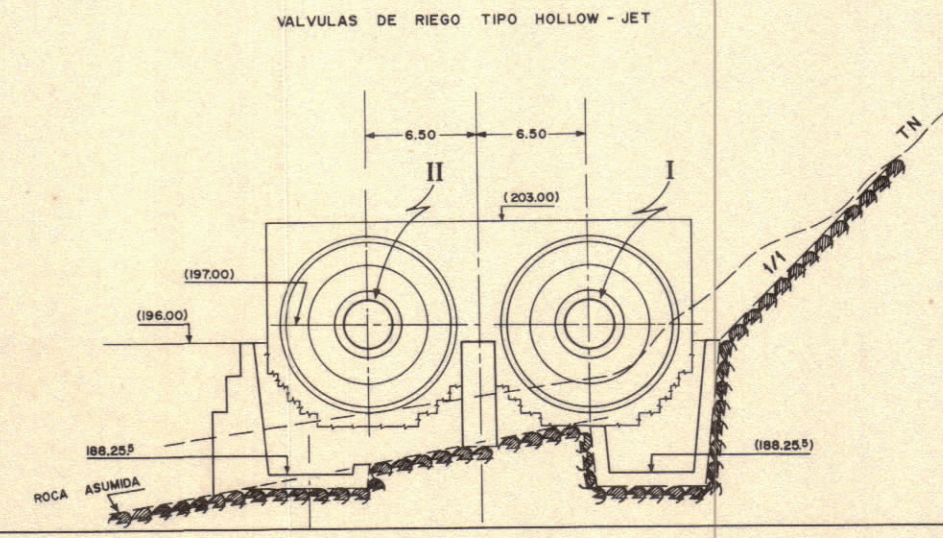
SECCION P7



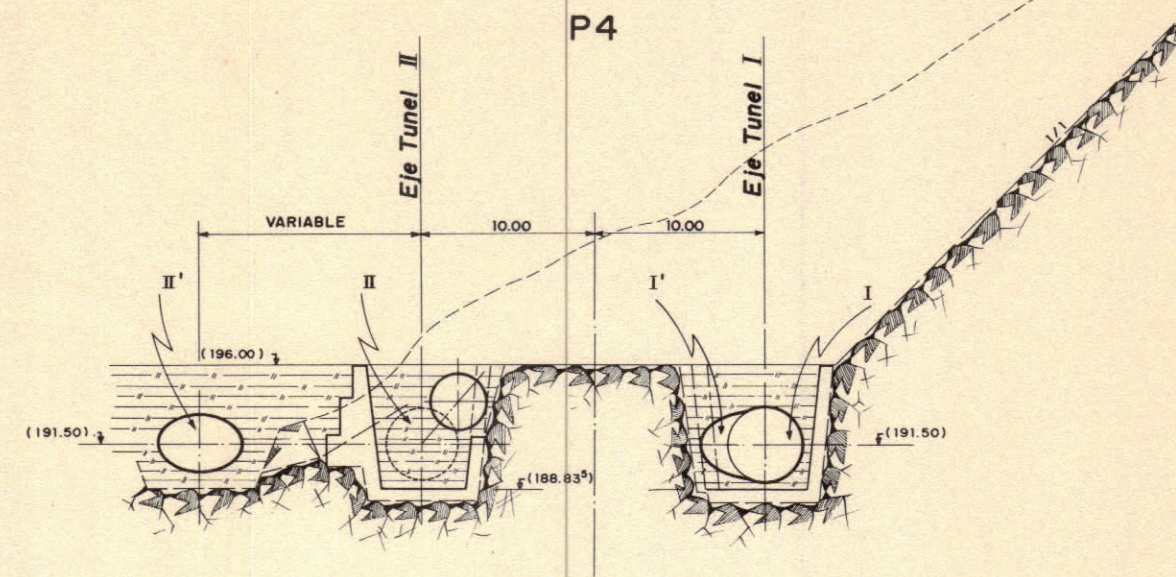
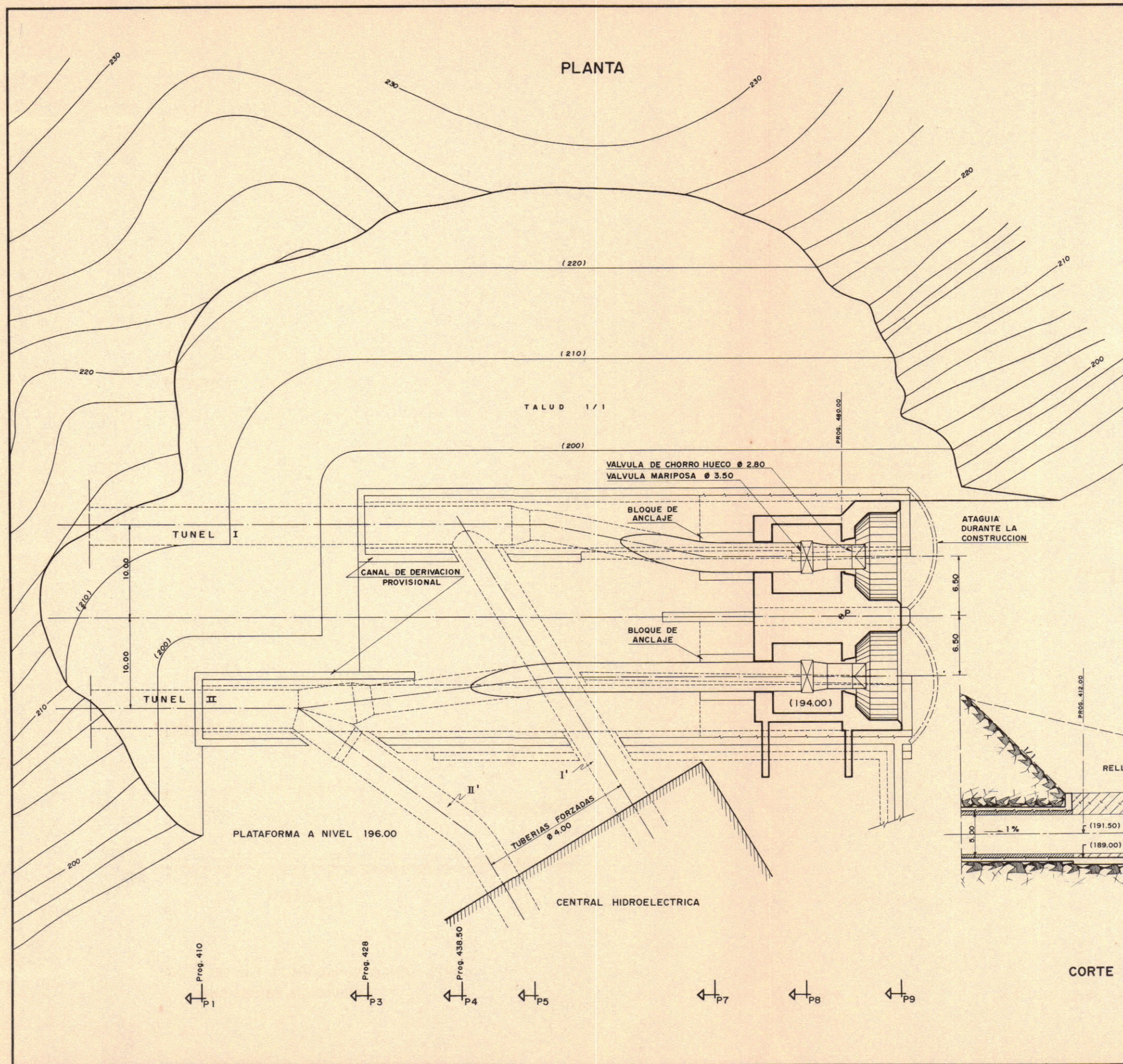
SECCION P8



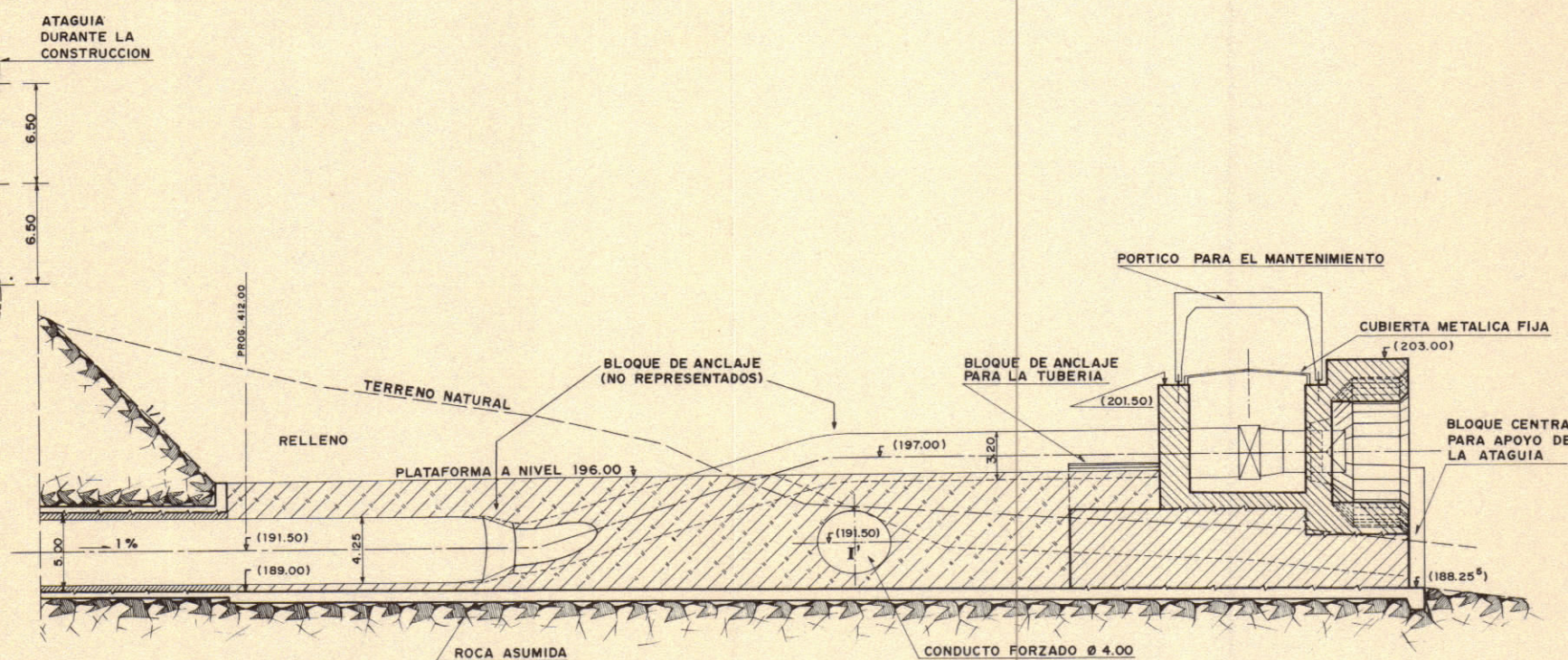
SECCION P9



REPUBLICA DE VENEZUELA			
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS			
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
COMISION BOCONO-TUCUPIDO		EMBALSE-BOCONO	
PROYECTO: R. TROPICAL		CASA DE MAQUINAS	
CALCULO:		TUBERIAS FORZADAS	
DISEÑO: J.E. PARRA		CORTES TRANSVERSALES	
REVISOR: J. L. GONZALEZ		FECHA: NOV. DE 1964	SERIE: TOTAL
CONFORME:		ESCALA: 1:200	TOTAL HOJAS: 3
APROBADO:		REX:	3

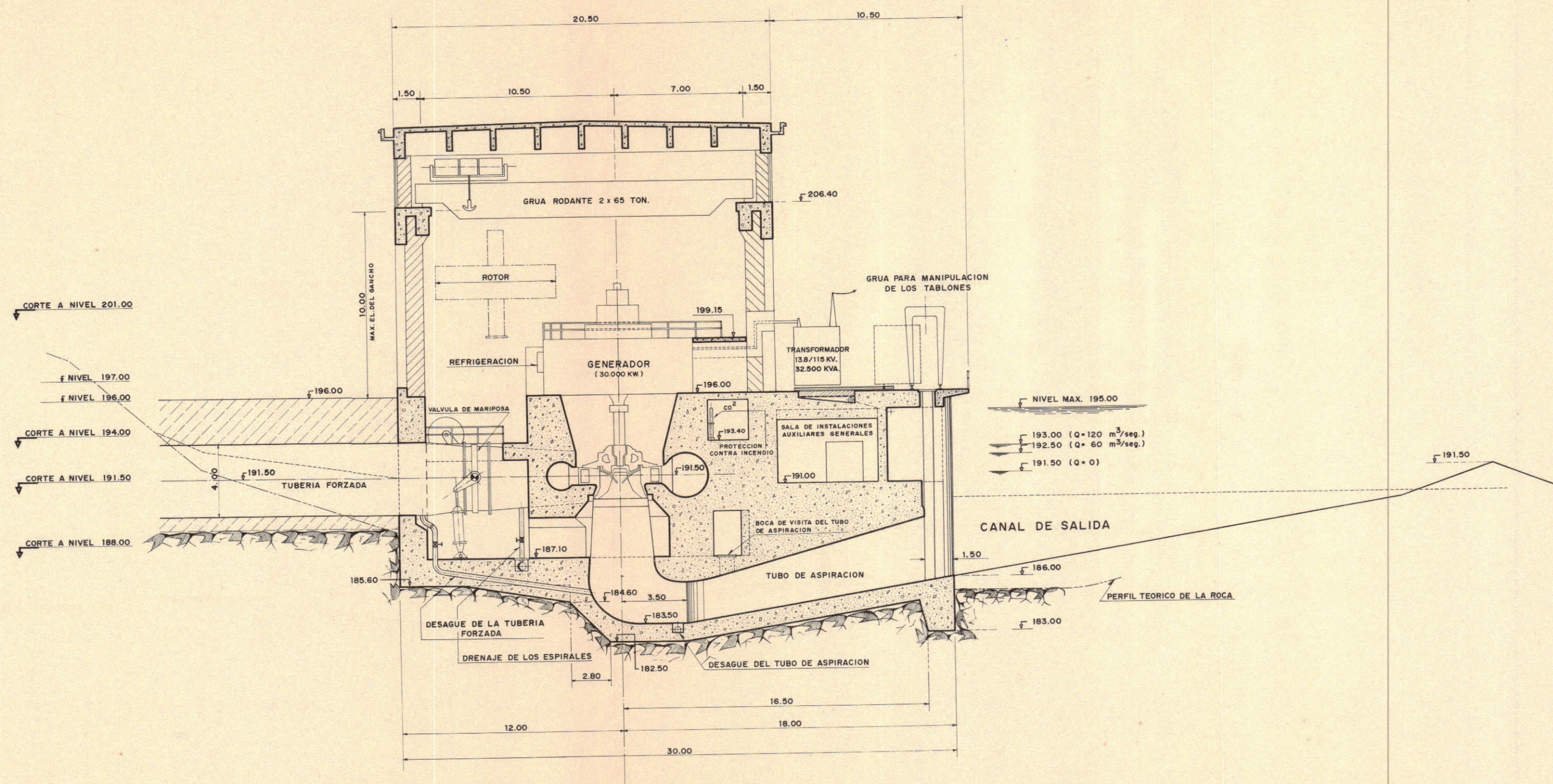


SECCION TRANSVERSAL EN PROG. 438.50



CORTE LONGITUDINAL EN EL EJE DEL CANAL II DE LA DERIVACION PROVISIONAL

REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
COMISION BOCONO-TUCUPIDO	EMBALSE-BOCONO CASA DE MAQUINAS		
PROYECTO F. S. OFRECE	ESTRUCTURAS PARA LAS VALVULAS DE RIEGO		
CALCULO:	FECHA: NOV. DE 1964	SERIE:	TOTAL:
DISEÑO: L. T. R. G. B.	ENCALA 181	TOTAL HOJAS:	HOJA Nº
REVISOR: J. Aguirre	1: 200	REP.	4
CONFORME:			
APROBADO:			



ANTEPROYECTO

REPUBLICA DE VENEZUELA
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
 DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS

COMISION

BOCONO-TUCUPIDO

EMBALSE-BOCONO

CASA DE MAQUINAS

PROYECTO: P. SOBREL.

CALCULO:

DIBUJO: L. T. F. G. B.

**SECCION TRANSVERSAL EN EL EJE
 DE UN GRUPO**

REVISOR: J. Aguilar

FECHA: 9/1964

SERIE: TOTAL

HOJA NO

CONFORME:

ESCALA (S)

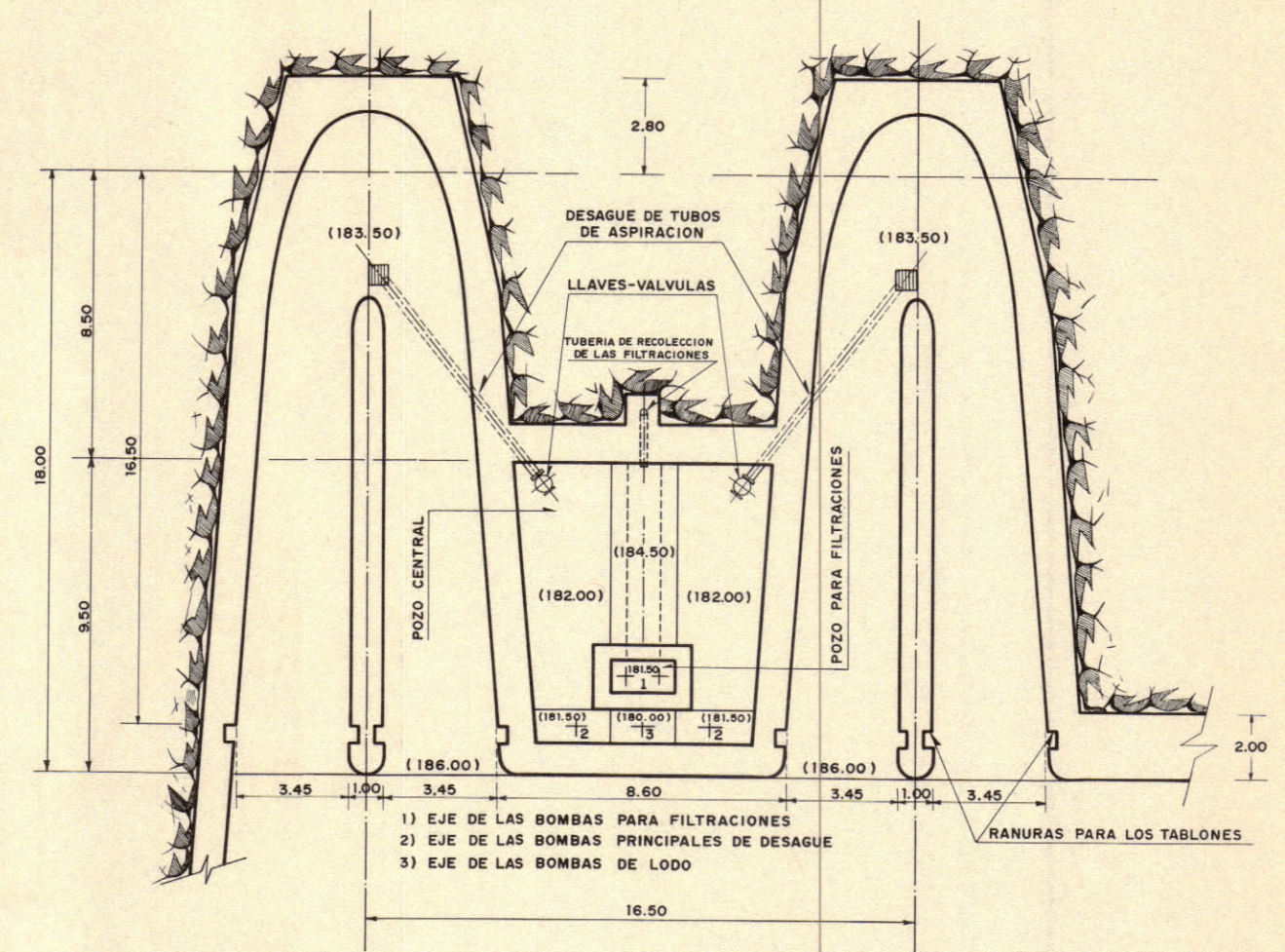
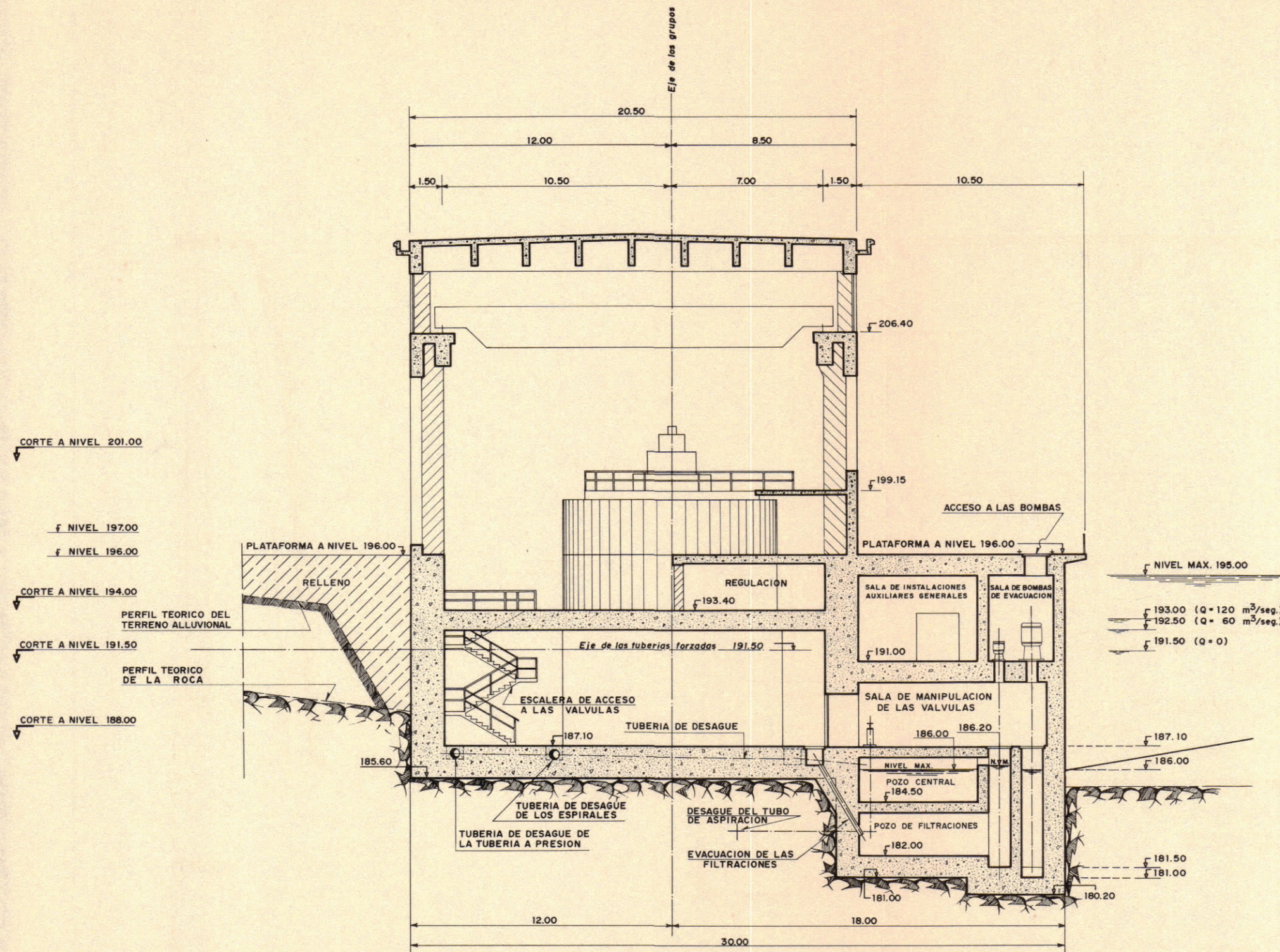
TOTAL HOJAS:

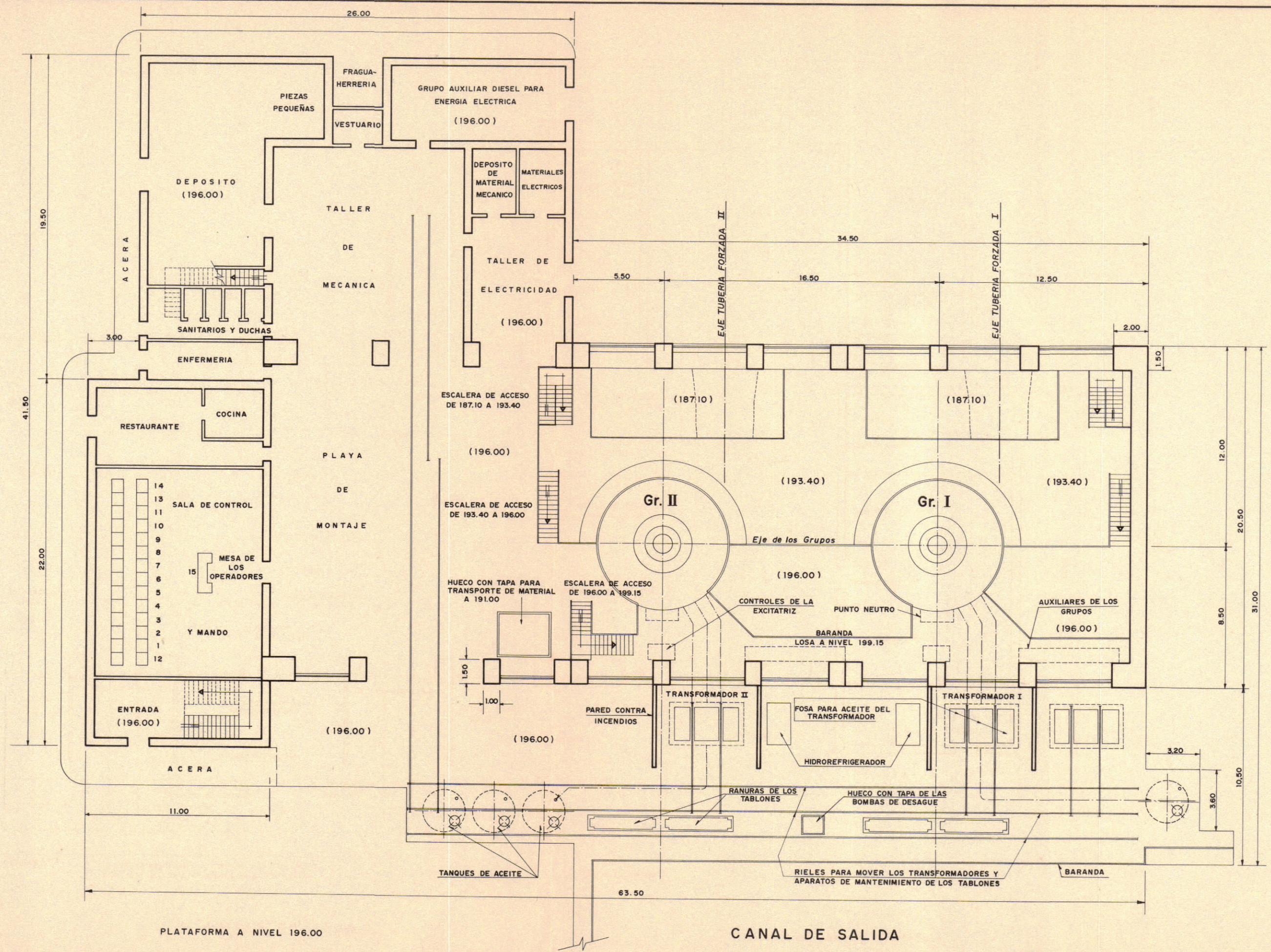
5

1:100

APROBADO:

REF:

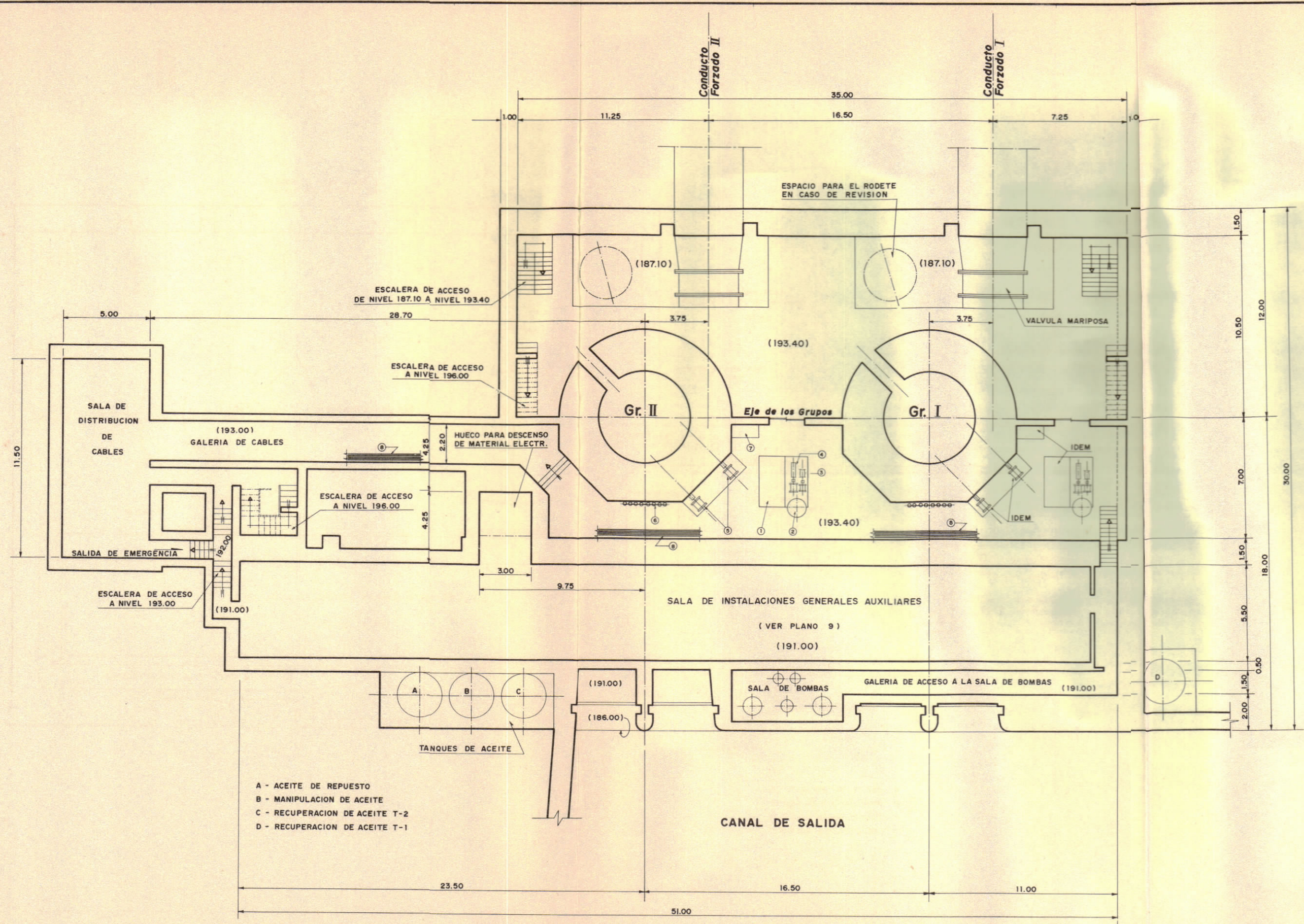




LEYENDA

- 1 - CONTROL HIDRAULICO DEL SISTEMA
- 2 - CONTROL DEL TUNEL N° 1
- 3 - CONTROL DEL TUNEL N° 2
- 4 - CONTROL Y COMANDO HIDRAULICO-ELECTRICO DEL GRUPO N° 1
- 5 - CONTROL Y COMANDO HIDRAULICO-ELECTRICO DEL GRUPO N° 2
- 6 - COMANDOS AUXILIARES DE LOS GRUPOS
- 7 - COMANDOS AUXILIARES GENERALES
- 8 - CONTROL Y COMANDO DEL PATIO DE DISTRIBUCION-CELDAS DE LOS GRUPOS
- 9 - CONTROL Y COMANDO DEL PATIO DE DISTRIBUCION-CELDAS DE LAS LINEAS
- 10 - PATIO DE DISTRIBUCION-CONTROLES AUXILIARES
- 11 - CONTROL DE CORRIENTES CONTINUAS
- 12 - RESERVADO
- 13 - RESERVADO
- 14 - RESERVADO
- 15 - MESA DE CONTROL DE LOS OPERADORES

REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
COMISION BOCONO-TUCUPIDO PROYECTO P. SUPLENTE		EMBALSE-BOCONO CASA DE MAQUINAS CORTE A NIVEL 201.00	
CALCULO: DISEÑO: L. TREG. B. REVISOR: J. Aguirre	FECHA: 10/1964 ESCALA (M): 1:100	SERIE: TOTAL: TOTAL HOJAS: REF:	HOJA N° 7

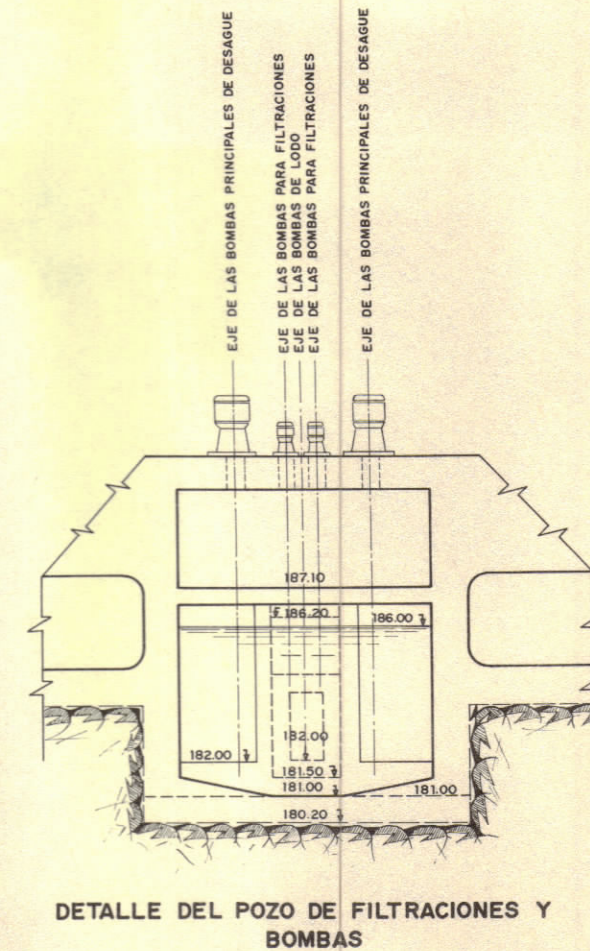
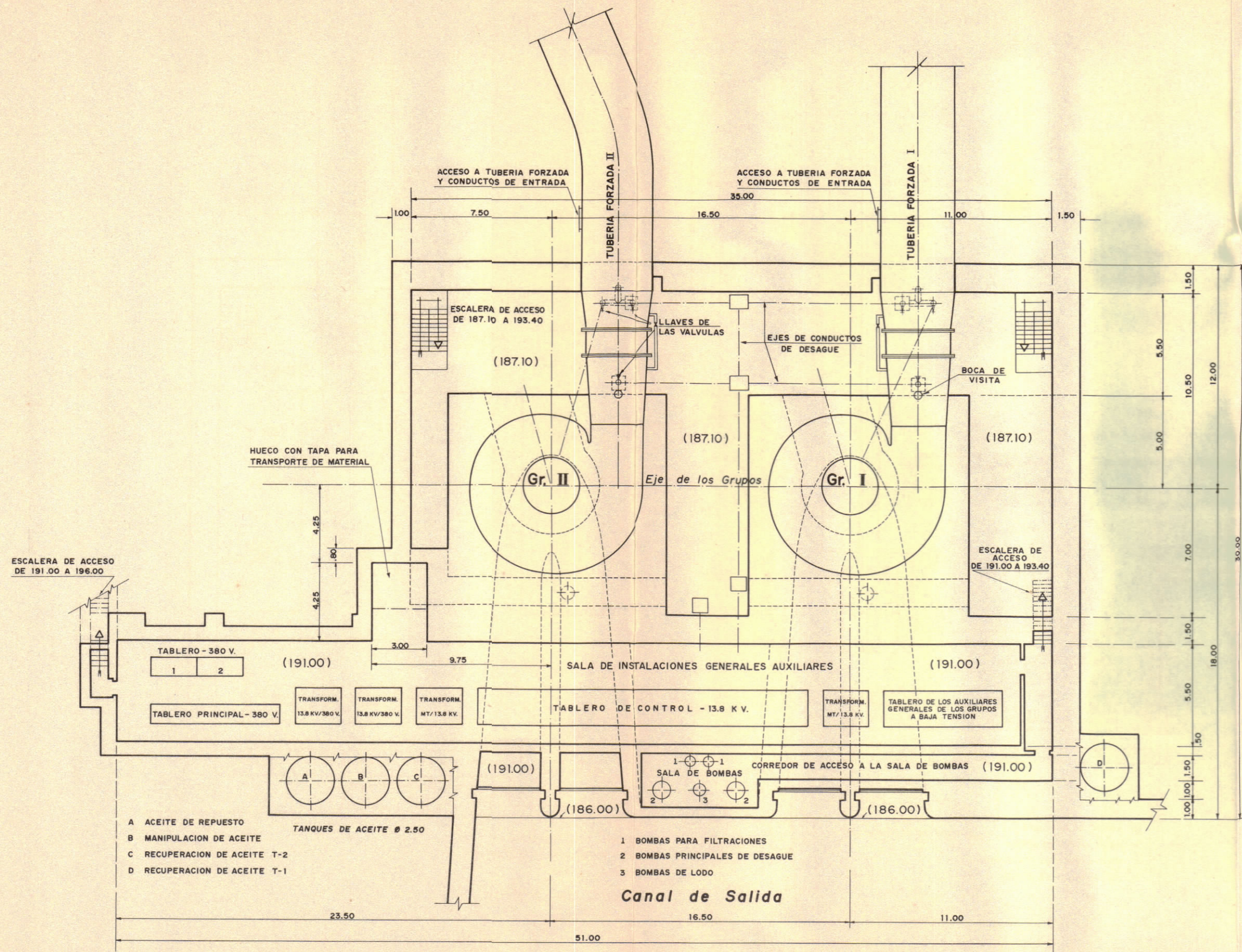


LEYENDA

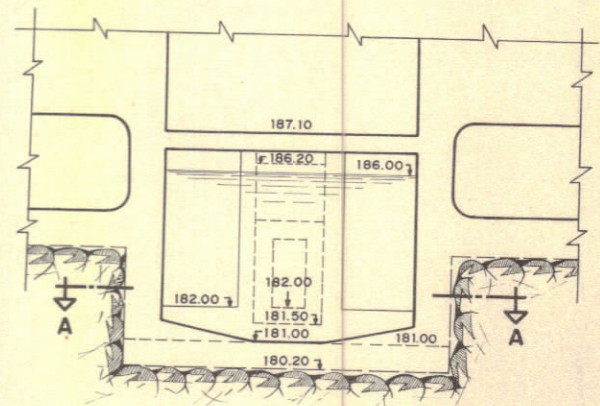
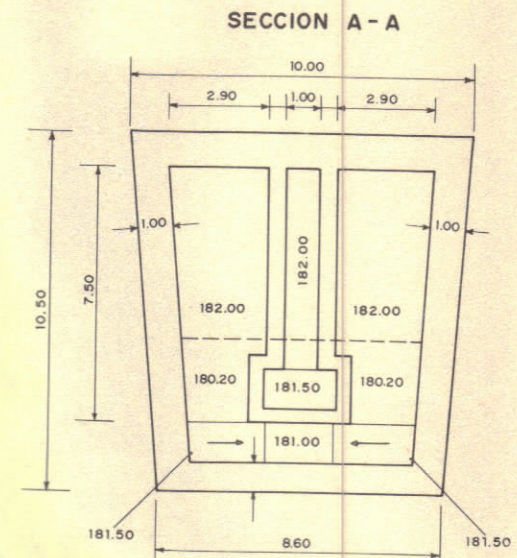
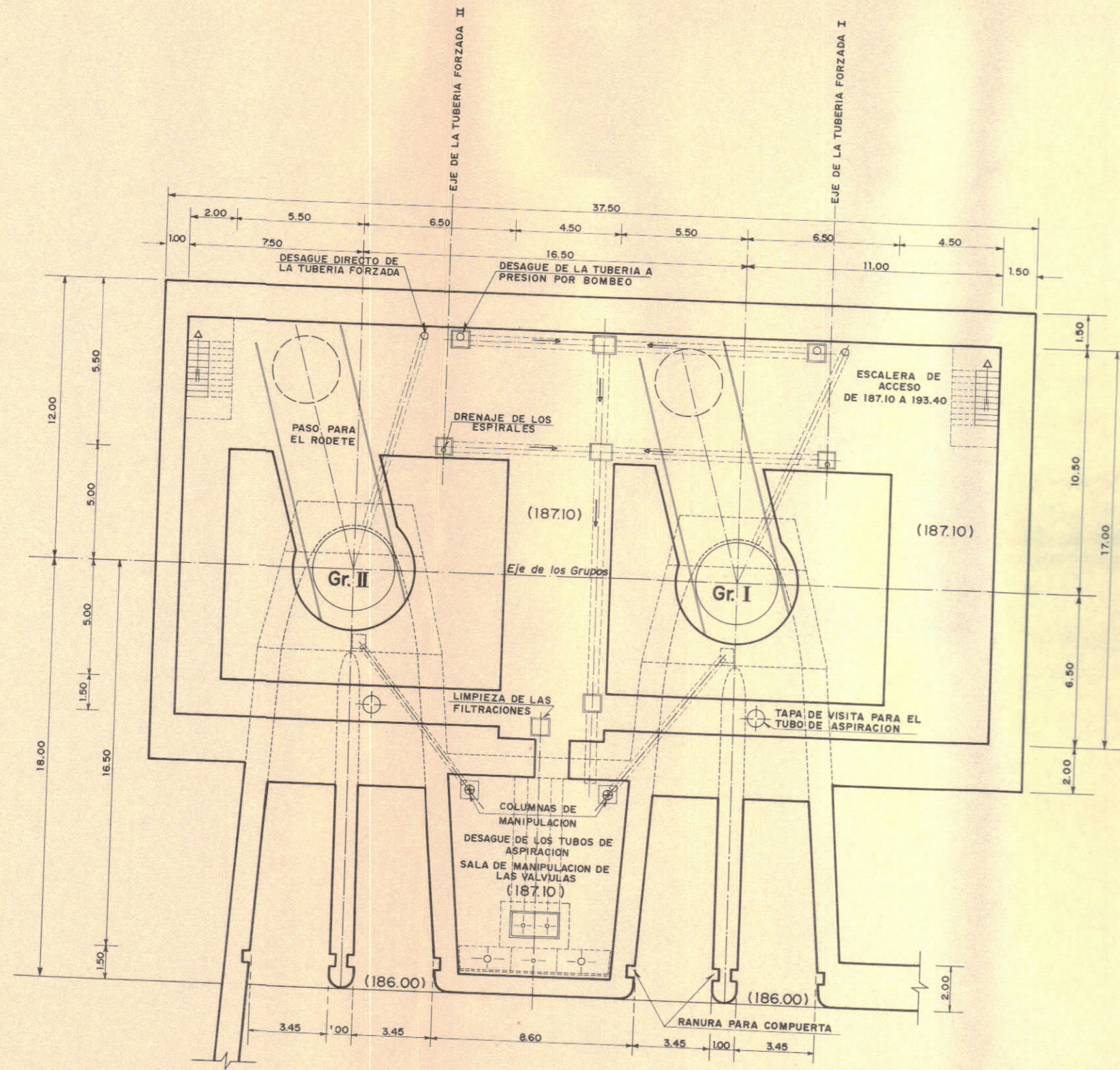
- ① REGULADOR DE TURBINA
- ② TANQUE DE ACEITE
- ③ BOMBA DE ACEITE DEL REGULADOR ACCIONADA POR MOTOR ELECTRICO DE CORRIENTE ALTERNA
- ④ BOMBA DE ACEITE DEL REGULADOR ACCIONADA POR TURBINA PELTON
- ⑤ SERVO-MOTOR DE MANDO DEL DISTRIBUIDOR
- ⑥ BATERIA DE BOMBONAS CO²
- ⑦ TABLERO DE MANDO DEL GRUPO PUESTA EN MARCHA DE LA TURBINA Y SEÑALES DE CONTROL
- ⑧ SOPORTE DE CABLES

- A - ACEITE DE REPUESTO
- B - MANIPULACION DE ACEITE
- C - RECUPERACION DE ACEITE T-2
- D - RECUPERACION DE ACEITE T-1

REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
COMISION BOCONO-TUCUPIDO PROYECTO: P. SOFRELLES CALCULO: DIBUJO: L. Trea. B. REVISOR: P. Aguilar CONFORME: APROBADO:		EMBALSE-BOCONO CASA DE MAQUINAS CORTE A NIVEL 194.00 FECHA: OCT. DE 1964 ESCALA (S): SERIE: TOTAL: TOTAL HOJAS: REF.: HOJA Nº 8	

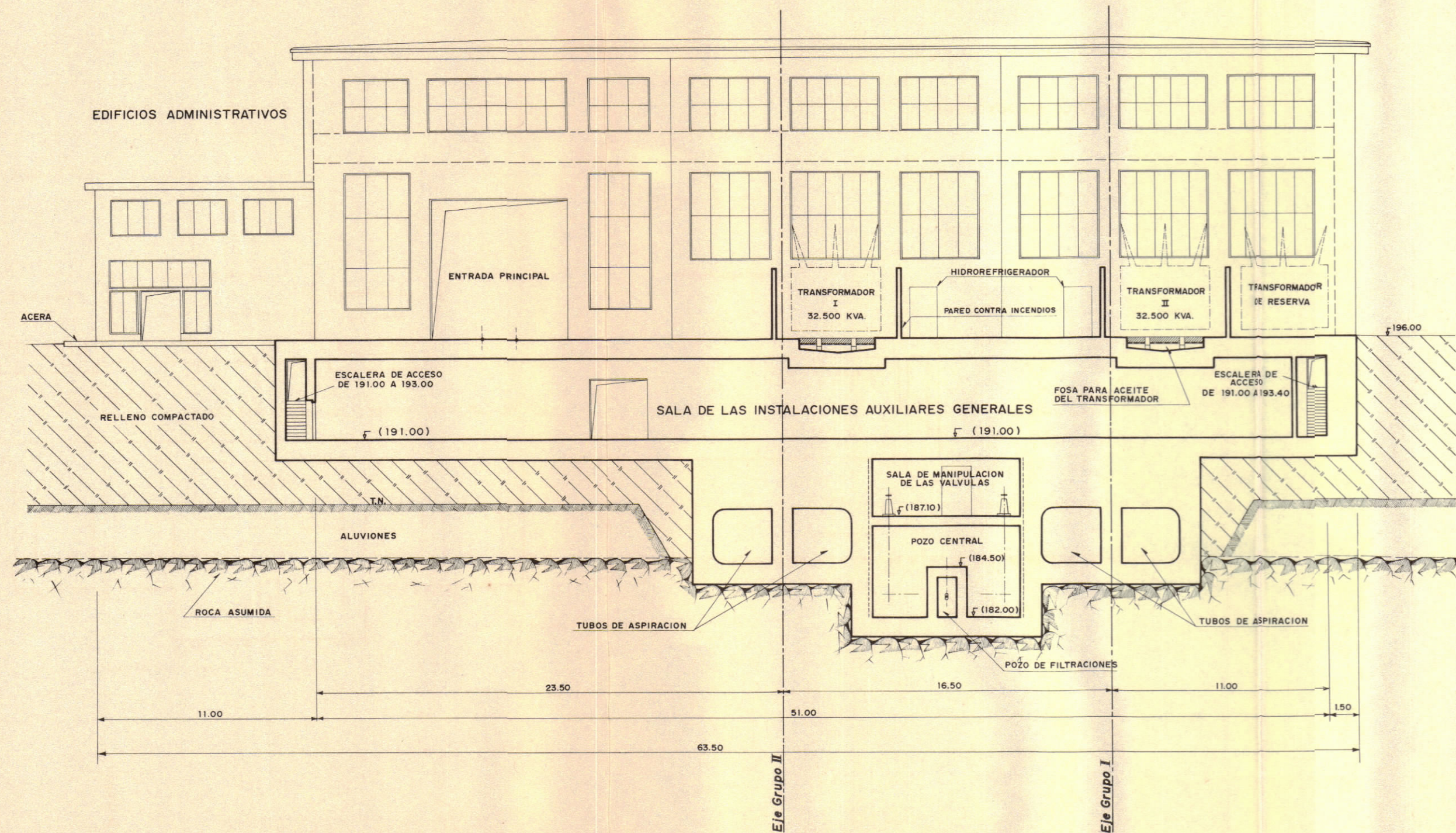


REPUBLICA DE VENEZUELA			
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS			
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
COMISION BOCONO-TUCUPIDO		EMBALSE-BOCONO	
PROYECTO P. 50/RELEVE		CASA DE MAQUINAS	
CALCULO: L. Trujillo		CORTE A NIVEL 191.50	
DISEÑO: L. Trujillo		FECHA: 9/1984	SERIE: TOTAL
REVISOR: J. B. B.		ESCALA 1:100	TOTAL HOJAS: 9
CONFORME: J. B. B.		REF:	
APPROBADO: J. B. B.			



DETALLE DEL POZO CENTRAL Y POZO DE FILTRACIONES

REPUBLICA DE VENEZUELA MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS			
COMISION BOCONO-TUCUPIDO		EMBALSE-BOCONO CASA DE MAQUINAS	
PROYECTO: P. SUPLENTO		CORTE A NIVEL 188.00	
CALCULO: L. Treg. B.		FECHA: 9 / 1964	
REVISOR: P. Aguirre		SERIE: TOTAL:	
CONFORME:		ESCALA (S):	
CONFORME:		TOTAL HOJAS:	
APROBADO:		REF.:	
1: 100		10	



REPUBLICA DE VENEZUELA
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS

COMISION
BOCONO-TUCUPIDO

PROYECTO: P. SUPLENTE

CALEULO

DISEÑO: L. Trq. B.

REVISOR: J. Aguirre

CONFORME

CONFORME

APPROBADO

EMBALSE-BOCONO
CASA DE MAQUINAS
CORTE LONG. POR LA SALA DE
INSTALACIONES AUXILIARES
- Vista Aguas Arriba -

FECHA: 11/1964

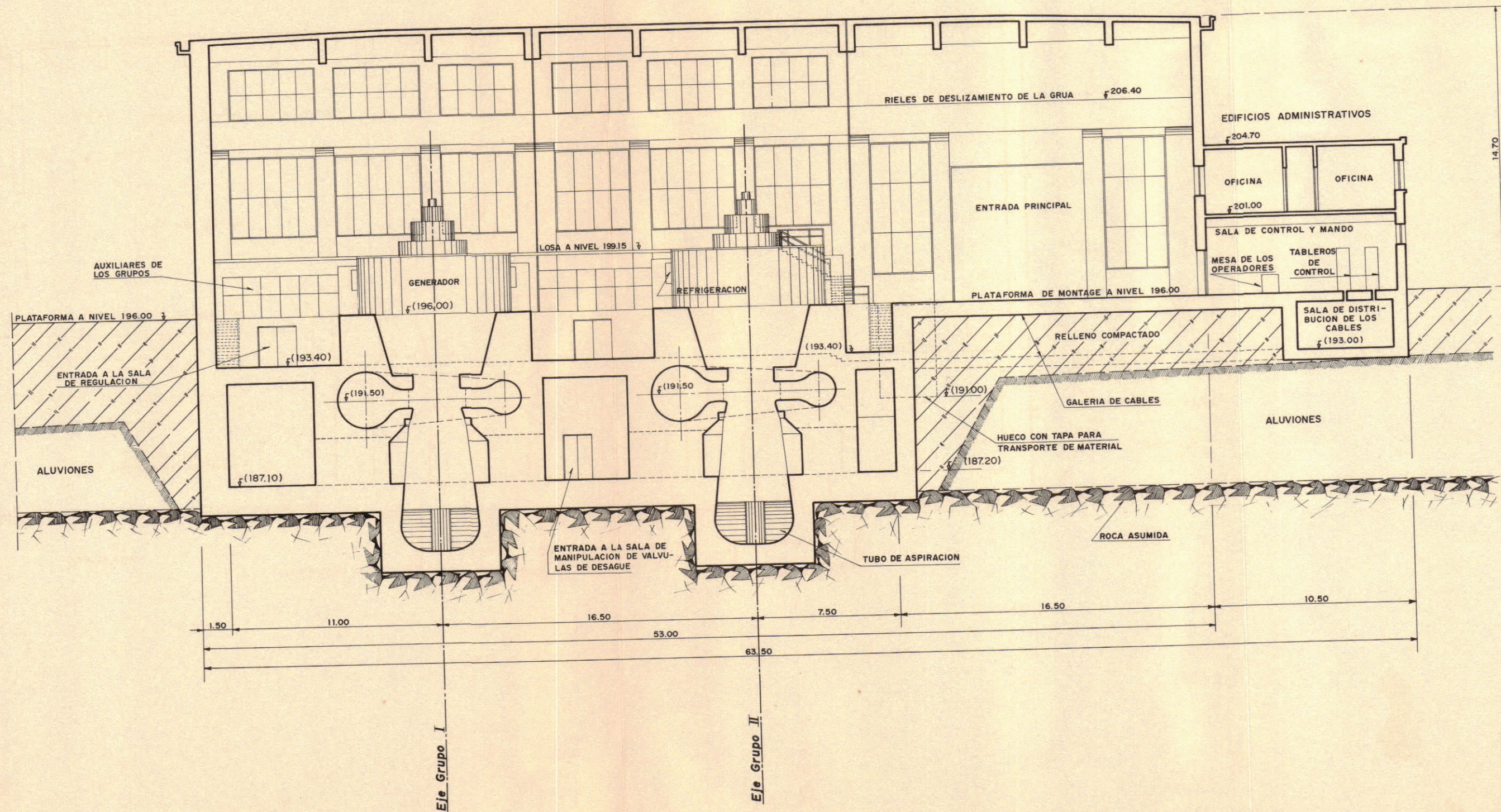
ESCALA (S): 1:100

SERIE: TOTAL

TOTAL HOJAS: 11

REF.

HOJA Nº 11



COMISION		EMBALSE-BOCONO	
BOCONO-TUCUPIDO		CASA DE MAQUINAS	
PROYECTO: P. 001/64		CORTE LONG. EN EL EJE DE LOS GRUPOS - Vista Aguas Abajo -	
CALCULO: L. T. 001/64		FECHA: NOV. DE 1964	
DISEÑO: L. T. 001/64		SERIE: TOTAL	
REVISOR: L. T. 001/64		TOTAL HOJAS: 12	
CONFORME: L. T. 001/64		ESCALA (S): 1:100	
APROBADO: L. T. 001/64		REF:	

Architectural floor plan of a building. The plan is divided into several sections with the following rooms and areas:

- Top Section (Left):**
 - ACUMULADORES
 - GRUPO PARA CARGAR ACUMULADORES
 - INSTALACION DE TELEFONOS
 - PASILLO
 - ARCHIVO
- Top Section (Right):**
 - TERRAZA (200.20)
- Middle Section (Left):**
 - SECRETARIA
 - OFICINA
 - SALA DE CONFERENCIA
 - ESPACIO LIBRE
- Middle Section (Right):**
 - JEFE DE LA CENTRAL
 - OFICINA
 - OFICINA
 - OFICINA
- Bottom Section (Right):**
 - PLAYA DE MONTAJE (196.00)

Dimensions:

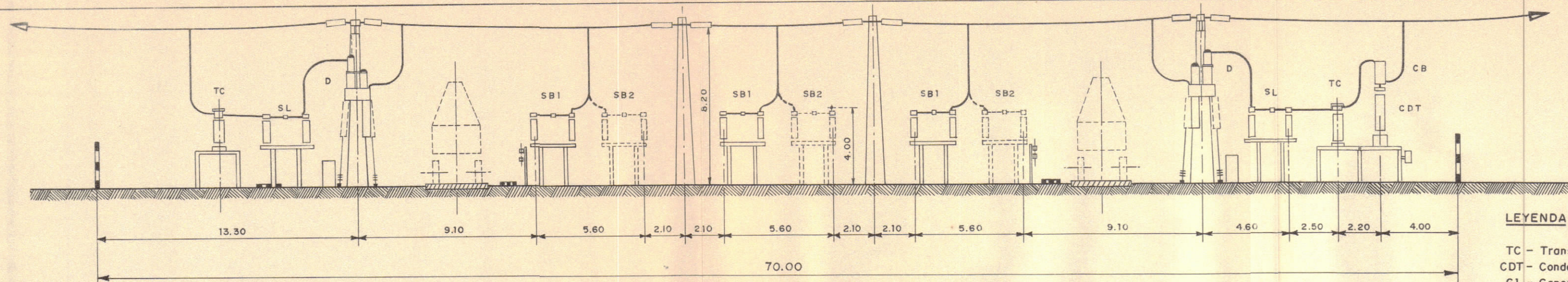
- Overall width: 24.00 (divided into 8.00 and 16.00)
- Overall height: 41.50 (divided into 19.50 and 22.00)
- Width of the leftmost section: 11.00
- Height of the top section: 17.00
- Height of the bottom section: 20.50

Legend:

- COMISION
- PROYECTO
- REVISION

Footer:

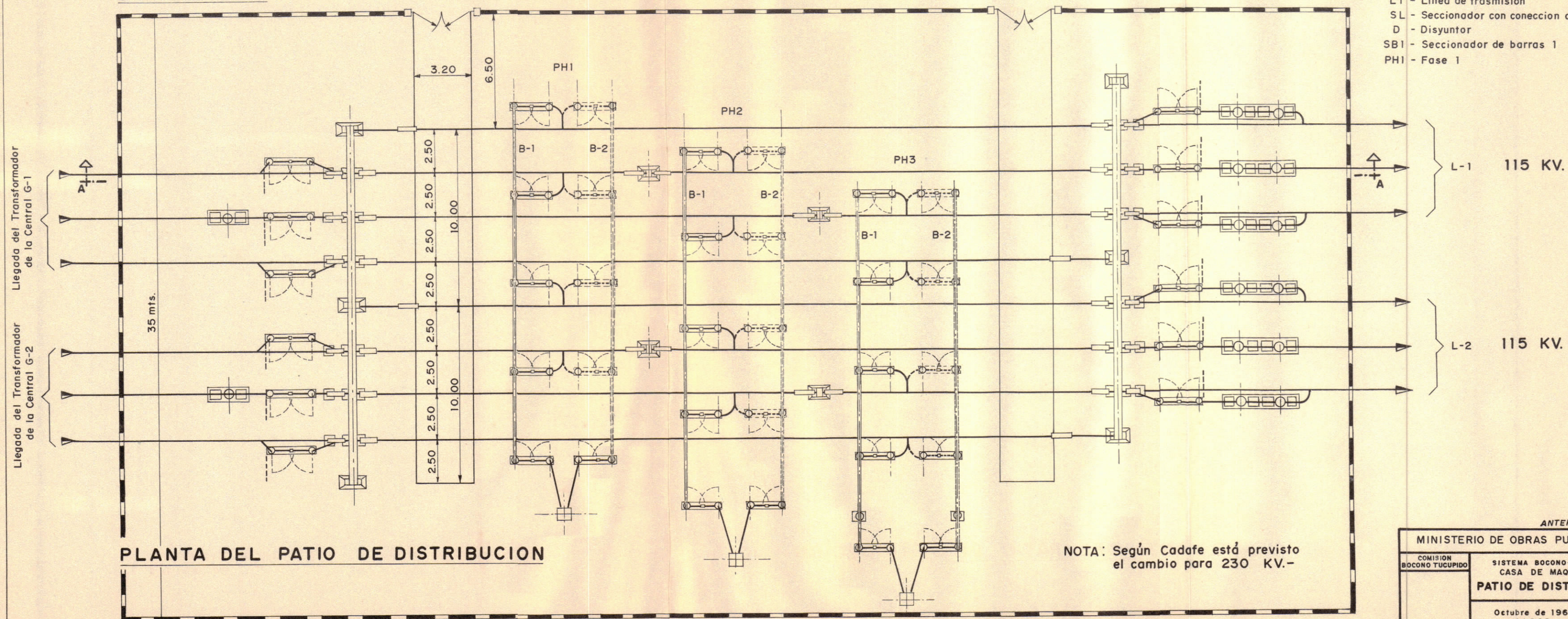
REPUBLICA DE VENEZUELA
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS
DIRECCION DE OBRAS HIDRAULICAS



CORTE A-A

LEYENDA

- TC - Transformador de corriente
- CDT - Condensador divisor de tensión
- G1 - Generador 1
- G2 - Generador 2
- L1 - Línea de transmisión
- SL - Seccionador con conexión a tierra
- D - Disyuntor
- SB1 - Seccionador de barras 1
- PH1 - Fase 1



PLANTA DEL PATIO DE DISTRIBUCION

NOTA: Según Cadafé está previsto el cambio para 230 KV.-

ANTEPROYECTO

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS

COMISION
BOCONO TUCUPIDO

SISTEMA BOCONO-TUCUPIDO
CASA DE MAQUINAS
PATIO DE DISTRIBUCION

Octubre de 1964
1:200

- | | |
|-----|-----------------------------------|
| SB1 | Seccionador de barra 1 |
| SB2 | Seccionador de barra 2 |
| D | Disyuntor |
| SL | Seccionador con conexión a tierra |
| TC | Transformador de corriente |
| TT | Transformador de tensión |
| P | Pararrayos |
| CT | Circuito tapón |
| DC | Divisor capacitivo |
| ST | Seccionador de conexión a tierra |
| TR | Transformador |
| G1 | Generador 1 |
| G2 | Generador 2 |

-  Disyuntor enchufable
-  Contactor enchufable
-  Interruptor
-  Seccionador