

REPUBLICA DE CHILE
COMISION NACIONAL DE RIEGO

ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DEL VALLE DE HUASCO
INFORME FINAL

VOLUMEN IV

PARTE V : PROYECTO DE DESARROLLO

C E D E C 1985

V.A

OBRAS PRINCIPALES

INDICE DE LA SECCION

| <u>CAPITULO</u> | <u>CONTENIDO</u> | <u>PAGINA</u> |
|-----------------|--|---------------|
| V.A.1 | ALTERNATIVAS CONSIDERADAS Y OBRAS SELECCIONADAS | 1 |
| | 1. Reconocimiento de obras posibles | 1 |
| | 2. Resumen de proyectos existentes | 5 |
| | 3. Planteamiento de proyectos alternativos y selección de uno de ellos | 11 |
| | 4. Selección del tamaño del embalse elegido como proyecto alternativo | 15 |
| V.A.2 | OBRAS DE INFRAESTRUCTURA DE RIEGO | 30 |
| | 1. Introducción | 30 |
| | 2. Obras en los ríos El Carmen y El Tránsito | 32 |
| | 3. Obras en el río Huasco | 38 |
| | 4. Anteproyecto de las obras de infraestructura necesarias para los nuevos suelos que se incorpo- ran al riego | 51 |
| | 5. Presupuesto | 55 |
| | 6. Programación de la construcción de las obras proyectadas | 60 |
| | 7. Calendario de inversiones de las obras proyectadas | 60 |
| V.A.3 | ANTEPROYECTO DEL EMBALSE EL TORO | 61 |
| | 1. Introducción | 61 |
| | 2. Topografía | 61 |
| | 3. Hidrología | 63 |
| | 4. Sedimentación | 72 |
| | 5. Geotecnia | 81 |
| | 6. Diseño del embalse y obras anexas | 97 |
| | 7. Central hidroeléctrica | 107 |
| | 8. Presupuesto y programación de las obras | 110 |
| | 9. Flujo de egresos | 114 |
| | 10. Flujos de ingresos | 117 |

V.A.1 ALTERNATIVAS CONSIDERADAS Y OBRAS SELECCIONADAS1. Reconocimiento de obras posibles1.1 Obras de riego

Si se hace un análisis de la estadística de caudales medios anuales del río Huasco en Algodones durante los treinta y nueve años de información rellena, corregida y completada durante el presente estudio, se observa una variación de 1 a 24 entre el año más seco (1971/72), con un caudal medio anual de 0,74 m³/s y el año más lluvioso (1942/43), con un caudal medio anual de 17,6 m³/s. Si existiera una distribución de los caudales medios mensuales del río exactamente coincidente con la variación estacional actual de la demanda, bastaría con un caudal medio anual de 2 m³/s para satisfacer dicha demanda. En consecuencia, la variación anual indicada anteriormente fluctúa entre el 37% y el 880% de la demanda, si se cumpliera la condición señalada. Para que se diera esa condición, se requeriría de un embalse que regulara anualmente el caudal del río, entregándolo de acuerdo a la demanda. En esa forma se tendría que, de los treinta y nueve años de la estadística, serían deficitarios once años y se abastecería la demanda veintiocho años.

Al no existir embalse de regulación anual, se presentan como deficitarios veintitrés años y dieciseis años permiten satisfacer la demanda actual.

De lo dicho anteriormente, se desprende que una regulación anual del caudal del río no es suficiente para asegurar condiciones aceptables de satisfacción de la demanda, menos aún si se piensa que necesariamente la inversión que representa un embalse lleva aparejada expectativas de mejoramiento substancial del desarrollo agrícola, lo cual a su vez representa aumentos significativos de la demanda y, en la mayoría de los casos, incorporación de nuevas superficies al riego. Por lo tanto, las condiciones del valle ya señaladas llevan a considerar al embalse interanual como la obra matriz básica para cualquier programa de desarrollo de la agricultura basado en el mejoramiento del riego. Una vez identificado y determinado el embalse y condicionadas por las características de éste, pueden resultar necesarias otras obras matrices adicionales, como ser elevaciones mecánicas, canales unificados, etc.

Para proceder entonces al reconocimiento general del valle que permitiera identificar las posibles obras matrices, se ha tenido muy especialmente en cuenta lo dicho anteriormente, es decir, que cualquier desarrollo que se quiera proyectar está basado en la factibilidad de construir un embalse de regulación interanual. En consecuencia, el reconocimiento se ha orientado primeramente a identificar los posibles emplazamientos de una presa de tales características.

Esto se ha basado en el estudio detallado de la cartografía existente, que consiste en un plano a escala 1: 5.000, con curvas de nivel cada cinco metros, encargado especialmente por la Comisión Nacional de Riego, y en un recorrido detallado de los sitios preseleccionados realizado por un equipo técnico

capacitado para determinar, en primera aproximación, las características geológicas, geotécnicas e hidrológicas de dichos sitios.

Para realizar el reconocimiento, se ha partido de ciertas bases que constituyen restricciones o condicionantes del problema. Desde el punto de vista operacional, el embalse debería estar ubicado entre la localidad de La Junta del Carmen y el lugar denominado Camarones: aguas abajo de la Junta, con el objeto de regular el caudal de los dos ríos que conforman el Huasco, El Tránsito y El Carmen; aguas arriba de Camarones, porque en ese punto se encuentran ubicadas las dos primeras bocatomas del grupo de los siete grandes canales, la del canal Compañía y la del canal Marañón. Circunscrita en esa forma la ubicación del embalse, se han identificado tres posibles sitios de emplazamiento, dos de los cuales coinciden con los que ha estudiado la Dirección de Riego anteriormente: Santa Juana y El Toro. El tercer sitio corresponde a la localidad de Chépica, ubicada entre los dos anteriores, el cual se ha descartado porque desde el punto de vista topográfico no representa ninguna ventaja con respecto a los otros dos y tampoco cuenta con ningún tipo de antecedentes que permitan compararlo en igualdad de condiciones con ellos. El criterio que se ha seguido en este caso ha sido el de que una nueva alternativa, para justificar su estudio más en detalle, debe presentar claras ventajas con respecto a las soluciones conocidas.

Además de las tres ubicaciones señaladas anteriormente, se ha identificado una cuarta, por el río El Tránsito muy cerca de la Junta con el Carmen. Este emplazamiento, si bien se ha visitado al igual que los anteriores, se ha desechado en primera instancia por las mismas razones del anterior, además de que presenta el inconveniente de regular el caudal de un sólo río.

Para visualizar la ubicación de las alternativas estudiadas preliminarmente y posteriormente descartadas, ver planos 9.2 y 9.3.

En el primero de ellos aparece el embalse Chépica, y en el otro, el embalse Ramadillas y el canal de trasvase desde el río El Tránsito a El Carmen, del cual se trata más adelante.

En resumen, una vez realizado el reconocimiento indicado y analizadas las características de los distintos sitios posibles, se ha reafirmado la idea existente y que proviene de los estudios realizados hasta la fecha por la Dirección de Riego, que Santa Juana y El Toro constituyen las alternativas más atractivas de embalses de regulación multianual existentes en el valle.

1.2 Obras de generación hidroeléctrica

1.2.a Introducción

El reconocimiento general tendiente a identificar posibilidades de generación hidroeléctrica se ha basado también en lo señalado con anterioridad, en el sentido que cualquier desarrollo que se conciba debe estar necesariamente basado en la factibilidad de construir un embalse de regulación interanual.

En general, las posibilidades de producción de energía hidroeléctrica están constituidas, en la zona en estudio, por:

- Minicentrales aisladas, utilizando los recursos de quebradas ubicadas en la parte alta de los valles, en los ríos El Tránsito y El Carmen.
- Mini-centrales asociadas a proyectos de unificación de canales, aprovechando desniveles generados por eventuales necesidades de abastecer canales a cota inferior.
- Centrales asociadas a las alternativas de embalses de regulación.

El primer tipo de alternativas se sale incuestionablemente del marco del estudio y las segundas, son una consecuencia de eventuales concepciones de unificación de canales y en modo alguno, dadas las características del valle (recursos de agua disponibles y desniveles aprovechables), pueden ser causas que justifiquen la conveniencia de la unificación de canales.

Por características y atractivo económico, son las últimas las que resultan mas interesantes de analizar, razón por la cual el reconocimiento se ha circunscrito sólo a este tipo de posibles alternativas.

1.2.b Concepción general de las posibles centrales hidroeléctricas

La disposición de los posibles desarrollos hidroeléctricos asociados a las alternativas de los embalses de Santa Juana y El Toro resulta como una lógica consecuencia de los esquemas de las obras concebidas para ambos sitios.

Es así como se ha visualizado que el desarrollo hidroeléctrico lógico consiste en disponer una casa de máquinas ubicada en paralelo con la sala de válvulas, del túnel de toma en el caso de El Toro, y del túnel de desviación y de toma en el caso de Santa Juana.

Lo anterior implica que el costo de los posibles desarrollos hidroeléctricos se reduce exclusivamente a los de la excavación de la casa de máquinas y adquisición y montaje de los equipos electromecánicos y unas pocas obras adicionales. En otras palabras, bocatoma, aducción y evacuación de la central resultan ser obras requeridas por las alternativas de embalse, y por lo tanto, sin costo para las centrales hidroeléctricas.

El patio de alta se puede ubicar en la superficie, vecina a la casa de máquinas, y los alimentadores de generadores a transformador resultan como consecuencia de la ubicación de las obras anteriores.

1.2.c Bases de cálculo

Para los efectos de definir las características de una central a pie de presa, se ha supuesto la construcción de un embalse de 150 millones de m³ de capacidad, y en esas condiciones, se tienen las siguientes bases de cálculo:

- i) Caudales : máximo mensual : 3,71 m³/s
 : mínimo mensual : 1,22 m³/s
 : medio anual entregado: 2,34 m³/s
- ii) Situación embalse: estado medio anual estadístico: 100 x 10⁶ m³ y 7 años con un volumen embalsado inferior a 40 x 10⁶ m³.
- iii) Cotas y alturas de caída.

| | | <u>Santa Juana</u> | <u>El Toro</u> |
|----------------------|---|--------------------|----------------|
| Cotas (m. s. n. m.) | | | |
| Nivel máximo normal | (150 x 10 ⁶ m ³) | 642 | 834 |
| Nivel medio | (100 x 10 ⁶ m ³) | 629 | 825 |
| Nivel mínimo | (40 x 10 ⁶ m ³) | 605 | 808 |
| Turbinas | | 555 | 765 |
| Alturas de caída (m) | | | |
| Máxima | | 87 | 69 |
| Media | | 74 | 60 |
| Mínima | | 50 | 43 |

Todos los antecedentes señalados anteriormente se fundamentan en los resultados de la operación simulada de las alternativas de embalse para la capacidad señalada.

1.2.d Características de los desarrollos hidroeléctricos

Despreciando pérdidas de carga y considerando los rendimientos usuales en equipos de estas dimensiones se puede aceptar:

$$P = 7,9 \times Q \times H$$

P = potencia en KW
 Q = caudal en m³/s
 H = altura en m

Con esta hipótesis se tiene:

| | | <u>Santa Juana</u> | <u>El Toro</u> |
|------------------------|-------|--------------------|----------------|
| Potencia instalada | (KW) | 2.550 | 2.022 |
| Potencia mínima | (KW) | 482 | 414 |
| Potencia media | (KW) | 1.368 | 1.109 |
| Generación media anual | (GWh) | 12 | 9,7 |

Este cuadro, bastante simplificado por cierto, tiene la característica de precisar el orden de magnitud de las cifras en juego y, en cierto modo, pone la cota superior a las posibilidades hidroeléctricas asociadas al riego que existen, como desarrollos individuales, en el valle del río Huasco.

2. Resumen de proyectos existentes

2.1 Introducción

Se han analizado todos los proyectos de obras matrices existentes en el valle del Huasco, los cuales han sido desarrollados en su totalidad por la Dirección de Riego del M.O.P. Algunos de estos trabajos tienen el carácter de informe preliminar, otros constituyen solamente inspecciones oculares y por último, el estudio del embalse Santa Juana tiene características de anteproyecto. A continuación se incluye una síntesis descriptiva de cada uno de estos proyectos, tal como fueron concebidos por la Dirección de Riego, y exceptuando las unificaciones de canales en el río El Carmen y en Chanchoquín (río El Tránsito), debido a que ya se encuentran construídas. Para visualizar la ubicación de los proyectos existentes se incluyen las figuras N° V.A.1-1 y V.A.1-2. En la primera de ellas aparece, en escala 1:100.000, la unificación de canales en la tercera sección, y en la segunda a escala 1:500.000, se presentan los tres embalses que se describen a continuación: Santa Juana, El Toro y La Plata.

El detalle de los estudios indicados se encuentra, como es natural, en el archivo de la Dirección de Riego del M.O.P.

2.2 Unificación de canales en la tercera sección del río Huasco

El estudio señalado, que constituye un informe preliminar, ha sido realizado por la Dirección de Riego con miras a complementar el Proyecto del Embalse Santa Juana con las obras adecuadas para permitir conducir el volumen embalsado hasta los terrenos por regar sin incurrir en las grandes pérdidas por filtración que presentan los canales actualmente en servicio. Con ese objeto, se ha concebido todo un sistema de canales unificados que interconectan cinco de los siete grandes canales de la tercera sección del río, dejando bajo aguas del sistema más del 50% del total de los terrenos regados del valle.

El proyecto consulta construir un nuevo canal, paralelo al Compañía, y alimentar desde él, mediante un sifón de cruce del río Huasco, al canal Marañón, el que a su vez abastece al canal Ventanas. La prolongación del nuevo canal, por su parte, alimenta a los canales Gallo-Ferrera y Buena Esperanza. Dentro del estudio citado, se presentan varias alternativas, que se pueden resumir en dos: - alimentación desde el nuevo canal al canal Marañón antes de que éste comience a regar (Km. 6,9 del canal Marañón) con lo cual se abastece íntegramente su zona de riego, o alimentación al canal Marañón después de la quebrada El Jilguero (Km. 18,1) lo que obliga a mantenerlo en servicio desde la bocatomá hasta el punto indicado para abastecer a todos los regantes existentes en ese tramo.

La primera alternativa de solución planteada solo elimina 7 Km. del canal Marañón y 10 km. del canal Ventanas, además de unos cortos tramos de los canales Gallo-Ferrera y Buena Esperanza, exigiendo en cambio la construcción de un nuevo canal paralelo al Compañía cuyo trazado corre por un terreno

sumamente difícil y que presenta una sobrecapacidad enorme puesto que conduce desde su bocatoma el total del caudal de los cinco canales señalados anteriormente, los cuales en la actualidad captan en puntos considerablemente más cercanos a sus terrenos por regar. En la segunda alternativa, además de los inconvenientes señalados, exige la mantención en servicio del canal Marañón desde su bocatoma. En ambas soluciones es necesario hacer un mejoramiento completo, incluyendo revestimiento, del trazado actual de los cinco canales, con la excepción de los tramos que se eliminan y que se han señalado anteriormente. En resumen, se trata de obras de un alto costo, cuyo beneficio a la fecha del estudio no parece justificar su realización.

2.3 Embalse Santa Juana

Los estudios para implantar una obra de embalse en la zona de Santa Juana fueron iniciados en 1947. Sin embargo, después de algunos meses de trabajo fueron abandonados a raíz de un informe geológico negativo.

A fines de 1953 se reiniciaron estos estudios como consecuencia de los malos resultados obtenidos en la angostura de El Toro, ubicada unos 20 km. aguas arriba de Santa Juana.

El anteproyecto completo de las obras de embalse fue terminado en Abril de 1956, y las características principales definidas por la Dirección de Riego son:

i) Características generales

| | | |
|------------------------------|-------------|-----|
| Capacidad útil del embalse : | 100.000.000 | m3 |
| Volumen de aguas muertas : | 1.500.000 | m3 |
| Capacidad de regulación : | 135.000.000 | m3 |
| Superficie regada : | 13.500 | há. |
| Terrenos nuevos : | 5.500 | há. |
| Terrenos mejorados : | 8.000 | há. |
| Seguridad de riego : | 85 | % |

ii) Presa

Fue concebida como del tipo rock-fill con cortina impermeable de hormigón armado en el talud de aguas arriba, fundada sobre una capa de piedras arregladas a mano. Para precaverse de los asentamientos inevitables de este tipo de muro, su cara superior se diseñó con las curvaturas correspondientes, lo mismo que el coronamiento.

| | | |
|-------------------------------------|-----------|----|
| Volumen total del muro | 1.720.000 | m3 |
| Excavación fundaciones | 340.000 | m3 |
| Cota río en el eje del muro | 550 | |
| Cota coronamiento (en sus extremos) | 632,50 | |

| | |
|---|-----------|
| Cota coronamiento (en el centro) | 634,73 |
| Altura desde el lecho del río | 82,50 m. |
| Altura desde la roca fundamental | 112,50 m. |
| Largo del coronamiento | 305,00 m. |
| Ancho del coronamiento | 5,00 m. |
| Talud de aguas abajo | 1,6/1 |
| Talud de aguas arriba (de la cuerda sin peralte del muro) | 1,5/1 |

iii) Obras de desviación, de toma y entrega

Para desviar las aguas del río durante el período de construcción se proyectó un túnel para un gasto máximo de 120 m³/seg. Se ubicó en la ladera norte, excavado en roca y revestido. Es de sección circular en su primera parte hasta el tapón de las válvulas y de medio punto con una losa intermedia horizontal a continuación de la cámara de válvulas. La parte superior sirve de acceso a la cámara y para ventilación y la inferior para el escurrimiento libre del agua. Un by-pass auxiliar alrededor de la cámara de válvulas permite la colocación del tapón y accesorios escurriendo agua por el túnel. Los canales de acceso y salida son excavados en roca lo mismo que el colchón de aguas.

| | |
|---|---------|
| Longitud total de túnel | 260 m. |
| Longitud túnel circular (i=0,010) | 197 m. |
| Longitud túnel medio punto (i=0,011) | 39 m. |
| Transición, tapón y cámara de válvulas | 24 m. |
| Diámetro túnel circular | 4,60 m. |
| Galibo túnel medio punto | 4,30 m. |
| Cota vertedero de la cachimba (aguas mínimas) | 565 m. |
| Longitud canal de acceso túnel | 160 m. |
| Ancho del colchón de aguas | 8 m. |
| Largo del colchón de aguas | 12,3 m. |

A continuación del colchón de aguas del by-pass se desarrolla un canal por la ladera norte, que a unos 600 m de distancia, entrega directamente el agua al canal Compañía, por medio de un sifón, para el riego del lado sur, y continuando por el lado norte unos 400 m, entrega al canal Marañón, para el riego del lado norte.

iv) Vertedero

Su caudal de diseño corresponde a una crecida máxima de 1.500 m³/seg. Se ubica en la ladera sur y se ha adoptado el tipo de vertedero lateral, que visto en planta es curvo. El canal evacuador es excavado en roca y su ancho varía de 10 a 20 m. El rápido de descarga es de ancho variable, excavado en roca, al igual que el colchón disipador.

| | |
|--|----------|
| Longitud útil del vertedero | 135,6 m. |
| Longitud canal evacuador hasta principio caída | 172,0 m. |

| | |
|---|-----------|
| Longitud del rápido | 176,0 m. |
| Ancho al principio del rápido | 20,0 m. |
| Ancho al final del rápido | 30,0 m. |
| Pendiente del rápido | 0,49 |
| Ancho del colchón disipador | 30,0 m. |
| Largo del colchón disipador | 47,0 m. |
| Cota del vertedero (aguas normales) | 628,5 m. |
| Cota aguas máxima | 631,5 m. |
| Cota de fondo del canal evacuador al comienzo | 615,60 m. |
| Pendiente del canal evacuador | 0,3 m. |
| Cota radier del colchón de agua | 537,8 m. |
| Cota aguas máximas en el río | 551,0 m. |

v) Variante del camino

Se ha ubicado en la misma ribera del río que ocupa actualmente, comenzando su enlace con la cota de coronamiento de la presa aproximadamente 1 Km. aguas abajo de ella. Desde el eje del muro se desarrolla hacia aguas arriba a lo largo de 7,5 Km.

La opinión que merece a estos consultores el anteproyecto existente para estas obras queda reflejado en la alternativa que se ha propuesto para este lugar de embalse, la que se plantea en el subcapítulo V.A.1.3.

Los comentarios principales, incorporados en la alternativa que se plantea en el subcapítulo indicado para el análisis comparativo con la solución de El Toro, dicen relación con los siguientes aspectos:

- Cambio de una presa de rock-fill por una de materiales zonados, dada la calidad de la roca disponible.
- Cambio de la excavación del relleno aluvial hasta la roca basal por una pared moldeada.
- Cambio en la ubicación del vertedero y rápido, desplazándolos de la ribera izquierda a la derecha.
- Modificaciones en cuanto al trazado del túnel de desviación en sus dimensiones, particularmente en lo que dice relación con el colchón disipador.
- Desplazamiento del eje del muro, unos 50 m hacia aguas arriba.

2.4 Embalse El Toro

De acuerdo a la información que se ha podido obtener, la Dirección de Riego ha realizado estudios muy preliminares en la angostura de El Toro, ubicada a

unos tres kilómetros aguas abajo de la Junta del Alto del Carmen. Por ello, sólo se ha dispuesto de los antecedentes de tres sondeos realizados en las cercanías del eje de la angostura misma.

Es ésta una angostura en el estricto sentido de la palabra, teniendo un ancho basal cercano a los 60 m y laderas prácticamente verticales.

Esta favorable condición topográfica se ve sin embargo altamente afectada por la potencia del relleno aluvial, que supera los 60 m.

Es en consecuencia una ubicación potencialmente atractiva para una presa en arco, la que también se ve afectada por la potencia del relleno aluvial y particularmente por las malas condiciones geotécnicas que presenta su apoyo izquierdo.

Esta alternativa, hasta donde se ha podido indagar, fue reconocida entre 1948 y 1953 a raíz de los desfavorables informes geotécnicos emitidos sobre el sitio de Santa Juana, y abandonada debido a los resultados negativos de las prospecciones realizadas en ella. En consecuencia, aparentemente no se ha desarrollado hasta el momento anteproyecto alguno, por parte de la Dirección de Riego, en esta zona.

La opinión de estos consultores sobre este lugar se encuentra en el subcapítulo V.A.1.3, en el que se ha desarrollado una alternativa ubicada a unos 600 m aguas arriba de la angostura original, donde el valle es mas ancho, pero a su vez el relleno aluvial es de menor potencia y presenta favorables condiciones a la implantación de una presa.

2.5 Embalse La Plata

Esta alternativa se ubica sobre el valle del río El Carmen, a unos 70 Km. aguas arriba del pueblo de San Félix. Analizada en 1973, de acuerdo a un estudio preliminar existente sobre ella(*), sus características principales son:

| | | |
|-------------------------------|---|------------------------------|
| Capacidad total | : | 5 millones de m ³ |
| Volumen muerto | : | 1 millón de m ³ |
| Capacidad de regulación | : | 4 millones de m ³ |
| Presa: | | |
| Altura máxima sobre el lecho | : | 32,5 m. |
| Desarrollo en el coronamiento | : | 140 m. |
| Tipo de presa | : | zonada |
| Volumen muro | : | 212.000 m ³ |

En este estudio no existe indicación alguna sobre las características de las obras anexas a la presa, así como tampoco de sus eventuales condiciones de diseño.

(*) "Reconocimiento del valle del río El Carmen. Anteproyecto embalse La Plata". M.O.P. Dirección de Riego. Hans Niemeyer F., 1973.

El costo total de la presa se evalúa en función de un costo por metro cúbico de materiales que incluye todo. Resulta de interés destacar que la inversión requerida, al nivel monetario vigente a 1973, se divide en un 62% correspondiente a la construcción del camino de acceso, y el saldo a la construcción de la presa propiamente tal y sus obras anexas.

Adicionalmente debe destacarse que el costo del camino que se considera asignable al embalse en el estudio mencionado, corresponde al 50% del costo del tramo de 17 Km. entre La Cuesta y Corral y al 100% del costo del tramo, también de 17 Km, entre Corral y la angostura de La Plata. Es decir, se supone que las inversiones requeridas para el mejoramiento de los 36 Km. del camino actual entre Junta del Carmen y la Cuesta serán realizadas por Vialidad, así como también el 50% de la construcción del tramo La Cuesta-Corral.

La factibilidad económica, con el criterio de asignación de inversiones antes señalado, se fundamenta en que en el río El Carmen, sin embalse se riegan 300 há, con un 85% de seguridad, y con el embalse se regarían 894 há. con igual seguridad, lo que hace que el costo de la obra debe ser soportado por 594 há. equivalentes, las que resultarían con un costo unitario que se consideró "una cifra aceptable como para seguir adelante con la investigación".

La opinión de CEDEC, con respecto a esta posibilidad puede resumirse en los siguientes términos:

- Desde el punto de vista del presente estudio parece mas razonable partir por el análisis de obras que tiendan a dar una solución general al problema de riego del valle.
- Obras de regulación ubicadas aguas abajo de Alto del Carmen permiten la liberación de recursos para ser utilizados en el valle del río El Carmen, obteniéndose así, de manera indirecta su mejoramiento.
- Con este criterio se pueden desarrollar obras de infraestructura que permiten ir adentrándose en el valle, razón por la cual, con segunda prioridad, puede pensarse en obras de regulación en el valle del río El Carmen, en caso de ser ellas necesarias. De esta manera, estas eventuales obras pueden ser mejoradas en cuanto a sus exigencias de inversiones.

Todo lo anterior lleva a concluir que sin menoscabar la conveniencia de esta obra, su oportunidad de estudio tiene una prioridad de segundo orden frente a alternativas que representan un mejoramiento general del valle, como son Santa Juana o El Toro.

3. Planteamiento de proyectos alternativos y selección de uno de ellos

3.1 Generalidades

El factor limitante del desarrollo en el valle de Huasco es el recurso hidrológico, como ya se ha visto anteriormente. En consecuencia, cualquier proyecto de desarrollo que se desee plantear debe buscar el mejor aprovechamiento de dicho recurso, es decir, formular un plan de desarrollo agrícola tal, que con un sistema operativo adecuado, logre regar el máximo de superficie con cultivos rentables y de bajo consumo de agua.

Como se muestra en la sección V.B., el desarrollo agrícola que es posible proponer en el valle es bastante definido y rígido y en la práctica no presenta varias alternativas que cumplan con las condiciones señaladas. Por otra parte, en los capítulos V.A.2 y V.B.3 se describen las principales características de operación del sistema de riego, las cuales también cumplen con la condición en ser las más adecuadas para el valle y no presentan alternativas dignas de interés.

De las consideraciones hechas en el subcapítulo V.A.1.1 se concluye que la obra básica sobre la cual se deberá apoyar el desarrollo agrícola del valle es un embalse multianual que permita acumular el caudal de los ríos El Carmen y El Tránsito. Por razones operacionales dicho embalse debe ubicarse entre la Junta del Alto del Carmen y la localidad de Camarones, y de acuerdo a los estudios realizados hasta la fecha, los emplazamientos de presa que parecen más convenientes son los dos que ha identificado la Dirección de Riego del M.O.P.: Santa Juana y El Toro. Cabe señalar que, en su aspecto operativo, Santa Juana y El Toro no constituyen propiamente proyectos alternativos de desarrollo, puesto que para una misma capacidad de embalse ambos satisfacen casi en igual forma la demanda; la mayor superficie agrícola que inunda El Toro no resulta significativa al compararlos en cuanto a su forma de operar.

Las afirmaciones contenidas en los párrafos anteriores se encuentran avaladas por todas las investigaciones realizadas en el valle y que se presentan a lo largo del estudio, y son ellas las que llevan a la conclusión de que no existen en este caso proyectos alternativos de desarrollo que se puedan plantear y comparar, en el sentido amplio que tiene la expresión indicada. Por el contrario, sí existen los dos proyectos alternativos de obras de ingeniería que se han mencionado y que como tales, se presentan en este subcapítulo para su posterior selección.

3.2 Proyectos alternativos. Estudio comparativo

Con el objeto de elegir aquella solución de obras de ingeniería que resuelva en mejor forma y a un menor costo la regulación de los recursos hídricos del valle, se ha desarrollado en esta parte del estudio un anteproyecto prelimi-

nar, para una capacidad de 150 millones de m³, de las soluciones de embalse denominadas Santa Juana y El Toro.

Para realizar ésto se ha utilizado la información disponible en la Dirección de Riego, para el caso de Santa Juana, la que ha sido revisada e interpretada y complementada con observaciones en el terreno. Para el sitio de El Toro en cambio, ha sido preciso realizar algunos estudios específicos con el objeto de tener antecedentes a un nivel de detalle suficiente como para poder comparar ambas soluciones.

El anteproyecto preliminar del embalse Santa Juana se presenta en el anexo N° V.A.1-1 y el anteproyecto preliminar del embalse El Toro se presenta en el anexo N° V.A.1-2.

A continuación se incluye el resumen del presupuesto de ambas soluciones, expresado en pesos de Octubre de 1983, con el objeto de hacer primeramente un análisis comparativo de costos de las dos obras.

| Parte de Obra | Designación | Precio Total (miles de \$ de Octubre de 1983) | |
|---|-------------------------------|--|-----------|
| | | Santa Juana | El Toro |
| A | Vías de acceso | 11.700 | 4.500 |
| B | Instalación de faenas | 90.000 | 90.000 |
| C | Obras de desviación y entrega | 515.905 | 210.600 |
| D | Presa de embalse | 2.175.965 | 1.532.269 |
| E | Obras de evacuación | 385.976 | 275.932 |
| F | Variante del camino | 165.200 | 236.000 |
| G | Imprevistos (15%) | 501.712 | 352.395 |
| Sub total del presupuesto | | 3.846.458 | 2.701.696 |
| Estudios de ingeniería (7%) | | 269.252 | 189.119 |
| Supervigilancia de la construcción (2%) | | 76.929 | 54.034 |
| Total del presupuesto | | 4.192.639 | 2.944.849 |

En seguida, se presenta un resumen comparativo de las características físicas de las dos alternativas de obras.

| Item | Santa Juana | El Toro |
|--|-------------|-----------|
| Presa: | | |
| Volumen de relleno de arcilla (m ³) | 765.000 | 580.000 |
| Volumen de relleno de material fluvial (m ³) | 3.350.000 | 2.550.000 |
| Volumen de enrocados (m ³) | 150.000 | 115.000 |
| Pared moldeada (m ³) | 4.800 | 5.000 |
| Excavaciones en material común (m ³) | 270.000 | 210.000 |
| Excavaciones en lecho del río (m ³) | 205.000 | 115.000 |
| Excavaciones en roca (m ³) | 270.000 | 210.000 |
| Relación de embalse | 35:1 | 46:1 |
| Altura máxima del muro (m) | 95 | 75 |
| Longitud del coronamiento (m) | 405 | 320 |
| Obras anexas: | | |
| Volumen de excavaciones (m ³) | 621.000 | 122.000 |
| Hormigones (m ³) | 11.300 | 9.750 |
| Armaduras (ton) | 755 | 715 |
| Moldajes (m ²) | 19.150 | 22.100 |

En los párrafos anteriores se han mostrado comparativamente aspectos de costos y de características físicas de los sitios de embalse denominados Santa Juana y El Toro, tomando como término de comparación la capacidad de 150 millones de m³, puesto que los resultados relativos no se alteran para las distintas capacidades estudiadas. Para completar el estudio comparativo, deben considerarse también los valores que corresponden a las expropiaciones de terrenos y construcciones que quedarían inundadas en cada caso.

Para los efectos de valorizar estas expropiaciones se han adoptado los siguientes criterios:

- Los terrenos agrícolas se han considerado por su valor de avalúo para el S.I.I.
- Las plantaciones existentes se han considerado por su valor de reposición, de acuerdo a cálculos hechos por el Consultor.
- Para los terrenos urbanos se ha estimado un valor de reposición de una urbanización de características similares a la existente.
- Para las construcciones habitacionales se ha estimado un valor de reposición unitario de \$ 700.000 por vivienda.

- El equipamiento comunitario de El Alto del Carmen (escuela, municipalidad, etc.) se ha estimado a un valor de reposición, en conjunto, de \$ 35.000.000.
- El traslado de la Pisquera Alto del Carmen se ha estimado a un valor total de \$ 30.000.000, considerando que una parte de sus instalaciones es recuperable.
- Los terrenos sin aptitud agrícola no han sido valorizados porque ellos están constituidos en su mayor parte por cajas de río, que corresponden a bienes nacionales de uso público, y el resto a laderas de cerro de valor comercial muy reducido.

De acuerdo a los criterios anteriores, resultan los siguientes valores comparativos.

| Item | Santa Juana (miles de \$) | El Toro |
|--|------------------------------|------------------|
| Costo total de la presa de embalse y de sus obras anexas | 3.985.561 | 2.649.023 |
| Variante del camino | 207.078 | 295.826 |
| Expropiación de terrenos agrícolas a \$ 160.000/há, en promedio | 5.788 | 24.960 |
| Expropiación de mejoras agrícolas a \$ 380.000/há (con mejoras), en promedio | 5.147 | 15.425 |
| Urbanización de terrenos a \$ 200/m ² | 5.800 | 20.000 |
| Reposición de construcciones habitacionales, a \$ 700.000 c/u. | 21.000 | 98.000 |
| Reposición de equipamiento comunitario | --- | 35.000 |
| Traslado de Pisquera Alto del Carmen | --- | 30.000 |
| Costo total de las obras | 4.230.374 | 3.168.234 |

En consecuencia, el embalse Santa Juana resulta de un costo superior en un 33,52% al embalse El Toro.

3.3 Selección del proyecto alternativo

Las conclusiones del estudio comparativo de las soluciones de obras presentadas en el párrafo anterior permiten descartar, con un grado de certeza aceptable, la solución de embalse Santa Juana. En efecto, como resultado del análisis señalado, se ha concluido que el sitio de El Toro presenta notorias ventajas con respecto al sitio de Santa Juana, siempre que los estudios

geotécnicos correspondientes a las etapas de ingeniería básica y de detalle confirmen las características fundamentales establecidas para los anteproyectos preliminares.

Las ventajas del sitio El Toro, resultantes del estudio comparativo antes indicado, se pueden sintetizar en los siguientes aspectos básicos:

- i) Menor volumen de muro para una misma capacidad de embalse.
- ii) Menor volumen de excavación para las obras de toma y de evacuación de crecidas.
- iii) El menor volumen de materiales finos que requiere en el núcleo impermeable lo hacen compatible con la disponibilidad de este tipo de materiales en los empréstitos que han sido reconocidos.
- iv) Menor distancia de transporte a los empréstitos de suelos poco permeables que se consultan en el núcleo de la presa.
- v) Menor costo de las obras de impermeabilización de fundaciones debido a la mejor calidad geotécnica de las rocas de fundación.
- vi) Menor costo total de las obras.

4. Selección del tamaño del embalse elegido como proyecto alternativo.

4.1 Introducción

Una vez descartada la alternativa de embalse de Santa Juana y adoptada la solución de El Toro como obra principal en la que se apoya el plan de desarrollo del valle de Huasco, ha sido necesario definir la capacidad o volumen de regulación que se debe adoptar para esta obra. En principio, se piensa que esta definición debe corresponder a un aprovechamiento máximo de los recursos naturales de suelo - clima y agua, en el que la dimensión de las obras queda establecida por aquel recurso más escaso. Sin embargo, es posible que resulte más rentable, en términos sociales, una solución de capacidad de embalse de dimensiones menores que la máxima considerada, dependiendo de los valores marginales de los beneficios y los costos.

Se trata entonces de determinar cual solución de tamaño de embalse presenta un mayor rendimiento económico. Para esto se han estudiado siete alternativas de capacidad: 100, 120, 140, 160, 180, 200 y 220 millones de m³. La comparación entre estas siete alternativas se hace por medio de una evaluación a precios sociales, tomando como alternativa de referencia la proyección de la

situación actual (sin embalse) y considerando para cada una de ellas dos subalternativas : sin incluir la central hidroeléctrica a pie de presa, e incluyéndola.

Si se construye un gráfico con el beneficio neto actualizado en función del tamaño a partir de los siete puntos resultantes de las respectivas alternativas de capacidad consideradas, se debe obtener una curva cuya forma es convexa hacia arriba. En esta forma es posible determinar cual es el tamaño de embalse más adecuado, que corresponde al punto más alto de la curva, el que señala el máximo beneficio neto actualizado. Si la curva representativa de los siete tamaños estudiados es continuamente ascendente, quiere decir que el tamaño óptimo es mayor que los considerados, puesto que no se ha llegado al máximo de la curva. Si a la inversa, la curva es continuamente descendente, quiere decir que el tamaño óptimo es menor que los estudiados.

Para determinar los indicadores económicos de cada alternativa de tamaño se ha establecido un patrón de riego, que corresponde al plan agropecuario en situación de desarrollo (en el año meta). Este patrón de riego se ha denominado de "año normal" y presenta dos variantes: "patrón de riego de año húmedo" y "patrón de riego de año seco", que reflejan la respuesta de los agricultores frente a variaciones hidrológicas extremas. Para confrontar el comportamiento de cada alternativa de tamaño del sistema de obras principales frente a las demandas de la agricultura, se procesa el modelo hidrológico para los treinta y nueve años de estadística pluviométrica disponible. Resulta así para cada tamaño de embalse, un determinado número de años "normales", "húmedos" y "secos", distintos en cada caso, y un determinado porcentaje de satisfacción de la demanda, en primavera y en verano de cada año. Estos resultados permiten entrar en las curvas de producción en función del porcentaje de satisfacción de la demanda y definir los resultados productivos de la agricultura, los que apoyados en la caracterización productiva y económica unitaria, se traducen finalmente en un resultado operacional neto y en los respectivos flujos de ingresos y egresos de la actividad agrícola, los cuales obviamente son distintos para cada alternativa de tamaño.

Para la evaluación económica destinada a seleccionar el tamaño del embalse se deben incluir también todos los flujos de ingresos y egresos correspondientes a las obras de ingeniería, algunos de los cuales varían al pasar de una alternativa de tamaño a otra y otras son independientes de la capacidad de las obras principales. Entre estos últimos están los egresos correspondientes a las inversiones y costos operacionales para alcanzar una situación de riego desarrollada, los cuales se han definido de una vez para todas las alternativas analizadas. Entre los egresos variables están naturalmente los que corresponden a la construcción de las propias obras principales cuya confección (de los flujos) ha supuesto un prediseño del embalse El Toro, con las respectivas variaciones para las siete alternativas de capacidad y la ubicación, costeo y programa de construcción de cada una de ellas. El valor residual de las obras de embalse al término del horizonte de evaluación constituye un ingreso variable en función del tamaño. Finalmente, tanto los ingresos por ventas de energía como los egresos por costos de la central a pie de presa también son flujos que varían dependiendo de la alternativa de capacidad de que se trata.

Como se dice anteriormente, todos los flujos de ingresos y egresos utilizados para la evaluación económica comparativa se han expresado a precios sociales, con el objeto de seleccionar una de las alternativas estudiadas teniendo en cuenta un criterio de beneficio social. Sin embargo, el desarrollo del estudio, y en consecuencia la elaboración de los antecedentes que sirven de respaldo al proceso de evaluación, ha tenido un desarrollo que cubre más de dos años calendario. En dicho lapso los valores de los factores de corrección para transformar precios de mercado a precios sociales han sufrido modificaciones, algunas de las cuales suponen arrastre de valores de un proceso a otro a lo largo de buena parte del estudio. Para obviar el problema que significan cambios de valores y, al mismo tiempo, adoptar en todo lo relevante el último instructivo, se ha establecido los siguientes criterios :

i) Para todo lo referente a la alternativa seleccionada, que constituye el Proyecto de Desarrollo del Valle de Huasco, se han utilizado los valores de los factores correspondientes a 1985 en todo el proceso de cálculo.

ii) Para la proyección de la situación actual, que sirve de referencia para la evaluación comparativa de las siete alternativas de tamaño, se han utilizado los factores correspondientes a 1984, que eran los valores vigentes cuando se hizo dicho estudio. En todo caso, se efectuó un cálculo estimativo con los factores vigentes a 1985 con el objeto de comprobar la bondad económica de la alternativa seleccionada.

iii) Para todos los flujos correspondientes a las siete alternativas se han adoptado los factores de 1985 en lo que se refiere a la tasa de descuento y al costo social de la mano de obra en las obras de ingeniería. La corrección del valor de la divisa se dejó tal como estaba, vale decir con el factor correspondiente a 1984, porque este sólo varió levemente en 1985 y el costo social de la mano de obra en los flujos relacionados con la agricultura se ajustó a los nuevos valores en una forma aproximada, a través de calcular su incidencia en las partidas principales y extrapolar dicha corrección a todos los demás valores.

En los acápites que siguen a continuación se presenta la composición de cada uno de los flujos que intervienen en la evaluación económica comparativa y de los aspectos y antecedentes principales que dieron origen a ellos, para finalmente establecer las bases de comparación entre alternativas de tamaño de embalse y fundamentar la selección de una de ellas.

4.2 Obras de ingeniería

4.2.a Embalse El Toro

Como se ha señalado anteriormente, con el objeto de seleccionar la alternativa

de tamaño del embalse, se ha elaborado un prediseño de esta obra en el cual se ha puesto especial atención en aquellos aspectos de la misma que son diferentes de una alternativa a otra. El anteproyecto consulta una diferente geometría de la presa para las capacidades de 120, 160 y 200 millones de m^3 . La primera de ellas se ha considerado aplicable a las alternativas de 100, 120 y 140 millones de m^3 ; la geometría correspondiente a la capacidad de 160 millones de m^3 , se ha utilizado para estudiar dicha alternativa de capacidad y, aplicada al embalse de 180 millones de m^3 , ha servido para determinar su costo por interpolación con los resultados obtenidos de aplicarle la geometría correspondiente a los 200 millones de m^3 ; esta última se ha considerado aplicable a las alternativas de 200 y 220 millones de m^3 , además de servir para la interpolación indicada anteriormente.

En la tabla siguiente se muestra la altura máxima total de la presa de tierra resultante para cada una de las siete soluciones de capacidad analizadas.

| Capacidad (en millones m^3) | Altura máxima (m) |
|-----------------------------------|----------------------|
| 100 | 71,50 |
| 120 | 75,65 |
| 140 | 79,30 |
| 160 | 83,00 |
| 180 | 86,50 |
| 200 | 89,50 |
| 220 | 92,30 |

El cálculo estructural de la presa de embalse se presenta en detalle en el anexo Nº V.A.3-2, para una capacidad de 120 millones de m^3 . Con dicho cálculo y con la geometría modificada, para las capacidades de 160 y 200 millones de m^3 , quedan definidas las dimensiones de la presa para las siete alternativas estudiadas. Los antecedentes señalados han permitido proceder a la cubicación y costeo de ellas, utilizando para esto último los precios unitarios que se incluyen en el anexo Nº V.A.3-3 y la corrección a precios sociales mediante la aplicación de los factores de ajuste definidos por ODEPLAN. La cubicación de la presa para cada una de las siete capacidades de embalse consideradas se incluye en los documentos internos del estudio (DIE Nº V.A.1-1).

En el cuadro Nº V.A.1-1 se incluyen los volúmenes físicos de obra, para cada capacidad de embalse en lo que a la presa se refiere, que es la que presenta variaciones de importancia de una alternativa a otra, no así las obras anexas y los caminos de acceso, que o son iguales para todos los casos, o difieren muy poco de un caso a otro.

En el cuadro Nº V.A.1-2 se presenta el resumen del presupuesto del embalse El Toro y de sus obras anexas. En el cuadro Nº V.A.1-3 aparecen los montos co-

respondientes al pago de expropiaciones. El calendario de inversiones correspondientes a los dos conceptos anteriores se incluye en el cuadro Nº V.A.1-4. En el mismo cuadro se presentan los costos anuales de operación y mantención de las obras de embalse y los valores residuales al término del horizonte de evaluación, considerando una vida útil de 50 años para estas obras. Finalmente, el programa de construcción de las obras de la presa El Toro aparece en la figura Nº V.A.1-3. Todos los antecedentes anteriores se presentan para las siete alternativas de capacidad de embalse estudiadas y están expresados a precios sociales, incluso los referentes a las expropiaciones, en los cuales se ha supuesto identidad en los valores a precios sociales y de mercado.

4.2.b Central hidroeléctrica

Igual que para el caso del embalse y de sus obras anexas, se ha realizado un prediseño de los elementos propios de la central, adecuando su dimensionamiento a las características de funcionamiento correspondientes a cada una de las siete alternativas consideradas. Con este objeto se ha utilizado un modelo de simulación de la operación de la central, lo que ha permitido determinar, para cada alternativa de embalse, el tamaño de central más adecuado; se entiende por tamaño de central más adecuado aquel que en mayor medida incrementa el beneficio económico que se espera obtener por la utilización en el riego de las aguas del embalse El Toro. En consecuencia, para efectuar el dimensionamiento de la central en cada caso ha sido necesario realizar una evaluación económica, y para esto último, se ha debido estudiar el precio de venta que se obtendrá por la energía generada en El Toro; el detalle de este estudio se incluye en el anexo Nº V.A.1-3. Asimismo en el anexo Nº V.A.1-4 se presenta en detalle el estudio sobre dimensionamiento y operación de la central hidroeléctrica, con la respectiva evaluación económica. Esta evaluación se ha hecho a precios de mercado porque el valor más relevante, que es el precio de venta de la energía es igual a precios sociales y de mercado, y en el resto de los valores sólo varía de un caso a otro el costo de los equipos generadores y la subestación, afectando muy poco y en forma similar a todas las alternativas, al pasar a precios sociales.

En el cuadro Nº V.A.1-5 se presenta el resumen del presupuesto de la central hidroeléctrica, a precios sociales, para las siete alternativas de capacidad de embalse.

En el cuadro Nº V.A.1-6 se incluyen los costos anuales de operación y mantención de la central y los valores residuales al término del horizonte de evaluación, considerando una vida útil de 50 años y una depreciación lineal.

4.2.c Desarrollo del riego a nivel extrapredial

Dentro de la denominación anterior se han agrupado actividades tales como el mejoramiento de la infraestructura actual de riego, la reformulación del rol de regantes, el mejoramiento de los métodos de riego y la organización de los regantes.

Las inversiones y costos operacionales correspondientes a las actividades anteriores tienen por objeto alcanzar una situación de riego desarrollada y se han considerado constantes entre una alternativa y otra.

La descripción detallada de las actividades incluídas en el desarrollo del riego a nivel extrapredial se encuentra contenida en los capítulos V.A.2 y V.B.3. Como resultado de ellas se generan inversiones y costos operacionales que, corregidos por los factores de ajuste recomendados por la Oficina de Planificación Nacional, dan origen al flujo de egresos a precios sociales que se presenta en el cuadro N° V.A.1-7.

El valor residual correspondiente a las obras extraprediales y a las inversiones efectuadas para establecer nuevos métodos de riego, al término del horizonte de evaluación, se ha calculado en \$ 237.695.000.-

4.3 Desarrollo agrícola

4.3.a Introducción

El objetivo de este acápite es entregar los antecedentes agropecuarios, que junto a los de las obras de ingeniería, permitan decidir sobre el tamaño de embalse que se adopte definitivamente como proyecto alternativo.

De igual forma que en el acápite V.A.1.4.2, "Obras de Ingeniería", la totalidad de la información aquí presentada se muestra en detalle a lo largo del desarrollo del estudio, y específicamente en los capítulos correspondientes a la alternativa elegida, por lo que los antecedentes utilizados se señalan en forma de cuadros y haciendo referencias a anexos o documentos internos del estudio.

En primer lugar se entrega la situación actual del valle proyectada a 30 años, que constituye la alternativa base o de referencia. Posteriormente se señalan las inversiones y costos de operación necesarios para alcanzar la situación agropecuaria desarrollada, y junto a ello, el ingreso neto operacional asociado a la actividad agrícola durante todo el horizonte de evaluación del proyecto.

Todas las partidas de ingresos y egresos se han determinado a precios de mercado, y luego se han corregido a precios sociales utilizando los factores de ajuste recomendados por la Oficina de Planificación Nacional para el año 1984, exceptuando la tasa social de descuento, para la que se han empleado los factores actualmente en vigencia.

4.3.b Situación actual

La situación actual del valle constituye la alternativa básica o de referencia para determinar la bondad de las alternativas de desarrollo que se postulan.

El modelo de la situación actual agropecuaria y su proyección, aparecen explicados detalladamente en las secciones IV.H y IV.I de este mismo informe, entregándose en este acápite únicamente el flujo de ingresos menos egresos que se utiliza en la preselección de alternativas. Esta proyección de la situación actual se presenta a precios sociales en el cuadro N° V.A.1-8.

4.3.c Situación de desarrollo

La situación de desarrollo agropecuario, así como las acciones que deben seguirse para alcanzarla a partir de la situación actual del valle, aparecen detalladamente definidas en la sección V.B. de este informe. Por esta razón, en el presente subcapítulo sólo se entregan las características diferenciales entre las siete alternativas consideradas, y las inversiones, flujos de ingresos y flujos de egresos que se utilizan posteriormente en la evaluación económica de cada alternativa.

De acuerdo a lo que se expone repetidamente a lo largo del estudio, para medir el impacto de cualquier plan de desarrollo agropecuario en el valle de Huasco ha sido necesario representar la realidad, tanto actual como la que se postula para el futuro, a través de un modelo. Dentro de este modelo, los patrones de riego constituyen el elemento que representa el uso del suelo, el que para la situación de desarrollo se formula en tres formas diferentes que pretenden reflejar el comportamiento de los agricultores ante las variaciones hidrológicas: patrón de año seco, patrón de año normal y patrón de año húmedo-.

La superficie de cada uno de ellos, que es válida para todas las alternativas se muestra en los cuadros N°s V.A.1-9, V.A.1-10 y V.A.1-11, para patrón seco, normal y húmedo respectivamente.

Planteado un determinado uso del suelo a través de los patrones de riego, para la situación de desarrollo agropecuario, se estudia la respuesta del sistema de obras principales por medio del modelo hidrológico de operación simulada. Esta respuesta se mide fundamentalmente por los valores que se obtienen para los coeficientes "K", de satisfacción de la demanda (materia que se trata en detalle en el capítulo V.B.4), y es la que expresa la diferencia en el rendimiento agrícola entre las alternativas consideradas, la cual radica en la distinta disponibilidad de agua de cada una de ellas. En efecto, la mayor disponibilidad de agua de los embalses de más volumen, hace que los coeficientes de satisfacción de la demanda de agua de los cultivos tengan, en general, un valor superior a los de los más pequeños. Asimismo, los mayores porcentajes de demanda suplida de los embalses de más volumen, hace que las alternativas de desarrollo asociadas tengan un número de años húmedos superior al de las que poseen embalses pequeños, y a la inversa, menores años secos que estos últimos.

En el cuadro N° V.A.1-12 se presenta el número de años secos, normales y húmedos de cada alternativa. También se muestra los coeficientes de satisfacción de la demanda en primavera y verano.

Una vez señalados los factores que determinan los diferentes resultados agrícolas entre las alternativas, se presenta a continuación las inversiones

agropecuarias, margen bruto de la actividad agrícola, costos fijos y otros ingresos que deben considerarse.

4.3.d Inversiones agropecuarias

El crecimiento que se postula para la actividad agrícola del valle, evolucionando desde la situación actual hasta la desarrollada, requiere de considerables inversiones, entre las que destacan las inversiones en plantaciones, en las renovaciones de éstas y en el sistema de tecnificación agropecuaria.

Las inversiones agropecuarias son comunes para las siete alternativas estudiadas, y ellas aparecen tratadas extensamente en el capítulo V.B.5, "Programa de implementación del desarrollo agrícola y pecuario", por lo que aquí sólo se entrega el calendario de inversiones correspondiente.

En el cuadro Nº V.A.1-17 se indica el calendario de inversiones agropecuarias. Entre los sistemas de tecnificación agropecuaria se incluyen los subsistemas de investigación, transferencia tecnológica y asistencia técnica.

Otro flujo de fondos que se debe mencionar es el referente a la habilitación de suelos. En subcapítulos anteriores se entregan las inversiones en obras civiles involucradas por este concepto, pero falta por agregar las inversiones agrícolas pertinentes. Así deben incluirse las inversiones por despedadura y la puesta en riego de nuevos suelos, montos que ascienden a \$ 35.256.000 y cuyo desembolso se efectúa en los años sexto, séptimo, octavo y noveno del proyecto, a razón de \$ 8.814.000 por cada año.

4.3.e Margen bruto efectivo de la actividad agrícola

El margen bruto efectivo refleja el rendimiento económico de la actividad agrícola en el largo plazo, o en condiciones hidrológicas promedio. Su definición y método de cálculo se presenta, para la situación actual, en la sección IV.H y para la situación de desarrollo, en la sección V.B.

Es una estimación que se efectúa para cada cultivo y por cada sector de riego para los 30 años del proyecto, de acuerdo a la evolución de las plantaciones, y cuyo resumen se presenta para las siete alternativas estudiadas en el cuadro Nº V.A.1-13.

4.3.f Costos fijos

Dentro de los costos independientes del nivel productivo, o costos fijos, se incluyen los derechos de agua, los gastos generales y de administración y los costos operacionales de la tecnificación agropecuaria. Las contribuciones a los bienes raíces, que en una evaluación de mercado se consideran, se han excluido por tratarse de transferencias.

Estos costos son similares para todas las alternativas de desarrollo, y se presentan en el cuadro N° V.A.1-14.

4.3.g Ingreso operacional neto promedio hidrológico

El resultado económico de la actividad agropecuaria es cuantificable por medio del ingreso operacional neto promedio hidrológico, que corresponde a la diferencia entre el margen bruto efectivo y los costos fijos antes presentados.

En el cuadro N° V.A.1-15 se muestra este flujo de ingresos para todo el horizonte de evaluación del proyecto.

4.3.h Otros ingresos agropecuarios

Otros ingresos agropecuarios que cabe consignar, y que son comunes para las siete alternativas, corresponden al valor de las ventas de la masa ganadera actual y al valor residual de las inversiones agropecuarias.

Debe considerarse el valor de las ventas de la masa ganadera actual porque en la situación desarrollada se contempla la adquisición de ganado. El monto de este ingreso se presenta en el cuadro N° V.A.1-17.

Se incluye como valor residual agropecuario, a todos los items de inversión que al finalizar el período de evaluación aún conservan algunos años de vida productiva.

El ingreso correspondiente en miles de \$ es:

| | |
|---|---------------|
| - Praderas artificiales | 330.440 |
| - Masa de ganado | 151.720 |
| - Capital operacional | 1.730 |
| - Plantaciones frutales y otros | 91.034 |
| - Sistema de tecnificación agropecuaria | <u>12.284</u> |
| Total | 587.208 |

4.4 Resultados económicos

4.4.a Indicadores económicos

A partir de los flujos de ingresos y egresos del proyecto, señalados anteriormente, se ha realizado la evaluación económica comparativa de las siete alternativas de capacidad de embalse consideradas en el estudio.

La evaluación se ha efectuado a precios sociales, comparando las alternativas de desarrollo con la alternativa básica, representada por la proyección de la

situación actual del valle. Para realizar la corrección de precios de mercado a precios sociales se han aplicado los criterios señalados en la introducción del presente capítulo (acápite V.A.1.4.1).

Se han calculado los siguientes indicadores para cada alternativa de capacidad de embalse:

- Beneficio neto actualizado (BNA) en miles de pesos.
- Tasa interna de retorno (TIR) en %.
- Tasa interna de retorno incremental (TIRI) en %, que corresponde a la rentabilidad de la inversión adicional necesaria para pasar de la capacidad de embalse inmediatamente inferior considerada a la de cada alternativa.
- Beneficio neto actualizado por unidad monetaria invertida en obras principales (BNA/Inversión).
- Valor de la inversión en obras principales por há (Inversión/há).

En el cuadro Nº V.A.1-16 se resumen los valores de estos indicadores para el caso de cada alternativa sin considerar generación de energía y el valor de los tres primeros para el caso con generación de energía.

En la figura Nº V.A.1-4 se presenta el beneficio neto actualizado/vs/tamaño del embalse y en la figura Nº V.A.1-5, la tasa interna de retorno y la tasa interna de retorno incremental en función de la capacidad de embalse, sin incluir la generación de energía.

Si se analiza el beneficio neto actualizado, sin incluir la generación de energía, se observa que todas las alternativas presentan un valor positivo. Esto indica que, considerando las tasas de actualización definidas por ODEPLAN, todas las alternativas de desarrollo estudiadas son rentables.

Los indicadores económicos sin considerar generación hidroeléctrica muestran además que la alternativa de resultados más atractivos es la de un embalse de 100 millones de metros cúbicos de capacidad. Sin embargo, su diferencia en BNA con los tres tamaños inmediatamente superiores no es significativa. En efecto, el resultado económico del embalse de 120 millones de metros cúbicos es solo un 0,86% inferior al de 100, es un 0,95% menor para el embalse de 140 millones de metros cúbicos y es un 2,11% para el de 160 millones de metros cúbicos. Los embalses de mayor capacidad muestran un notorio descenso en su BNA, al compararlo con el de 100 millones, lo que desaconsejaría su elección.

En todo caso, la recomendación del tamaño de embalse se efectúa posteriormente, en el subcapítulo de conclusiones.

El indicador BNA/Inversión es bastante utilizado cuando se dispone de fondos restringidos. El confirma los resultados anteriores, en el sentido de que la alternativa mas atractiva es la de 100 millones de metros cúbicos, pero a su vez muestra una mayor diferencia con respecto a las alternativas siguientes.

En efecto, la diferencia con el indicador del embalse de 120 millones de capacidad es ahora de un 7,73%, elevándose a un 20,15% con el del embalse de 160 millones.

En la figura Nº V.A.1-4 se muestra el beneficio neto actualizado/vs/tamaño de embalse y en la figura Nº V.A.1-6, la tasa interna de retorno y la tasa interna de retorno incremental en función de la capacidad del embalse, incluyendo la generación de energía.

Los resultados en este caso indican que todas las alternativas son rentables, y que la diferencia de beneficios entre las alternativas de 100 y 160 millones de m³ es mas estrecha que en el caso anterior, siendo en este caso el embalse de 140 millones de m³ el que ofrece un mayor beneficio, seguido muy de cerca por el de 160 millones de m³.

4.4.b Análisis de sensibilidad

Se ha realizado un análisis de sensibilidad para determinar la variabilidad del resultado económico al modificar algunos parámetros utilizados en la evaluación. Para esto se ha variado la tasa de actualización, el costo de las obras principales y el valor de las ventas agropecuarias.

El análisis se ha realizado únicamente para la utilización de los embalses con fines de riego, sin generación de energía, y para el beneficio neto actualizado (BNA).

En el cuadro Nº V.A.1-17 se presentan los resultados a las siguientes variaciones:

- Tasa de actualización: 6%, 8%, 10% y 12%, indicando la de ODEPLAN como caso base.
- Valor de las ventas agropecuarias: -15%, -10%, -5%, +5%, +10% y +15%.
- Costo de las obras principales: +20%, +15%, +10%, +5%, -10% y -20%.

4.5 Selección de una alternativa de tamaño

4.5.a Análisis del comportamiento hidráulico del sistema

Un aspecto de interés para tomar en consideración a la hora de elegir la alternativa de tamaño de embalse mas conveniente se refiere al comportamiento hidráulico del sistema. Planteadas unas demandas, como resultado del patrón de riego postulado, se analiza en que forma se satisfacen con cada una de las capacidades de embalse estudiadas, y además, se ve qué volumen se destina al riego en cada caso, como varían los rebases, etc. Lo que más interesa en este

análisis es determinar si existen discontinuidades o puntos de quiebre en las curvas que representan la variación del comportamiento al pasar de una alternativa a otra, porque estos puntos especiales podrían establecer el volumen de embalse más conveniente.

Dado que los coeficientes de satisfacción de la demanda se han presentado en el acápite V.A.1.4.3, se incluyen a continuación otros aspectos representativos del comportamiento del sistema para las distintas alternativas estudiadas.

En el cuadro N° V.A.1-18 se presentan los volúmenes totales anuales entregados por el embalse, para distintas capacidades; el cuadro N° V.A.1-19 muestra las entregas promedio, máxima y mínima, según el tipo de patrón de riego (normal, seco, húmedo) y según el volumen de embalse. También en el cuadro N° V.A.1-22, se presenta la variación de las entregas promedio del embalse al aumentar la capacidad de éste. De dichos cuadros se observa que entre un embalse de 100 Hm³ y uno de 220 Hm³, la entrega promedio anual (para todos los tipos de año) sube de 78,1 a 86,5 Hm³, vale decir un 10,8%. Además, se puede observar que para años con patrón normal, la entrega anual para todas las capacidades analizadas entre 100 y 220 Hm³, se sitúa en el entorno a 79 Hm³, con variaciones que alcanzan entre 43 y 95 Hm³, vale decir, -46% a + 20 % con respecto al promedio, límites que se mantienen muy parejos para las distintas capacidades de embalse.

En el cuadro N° V.A.1-20 se presentan los volúmenes totales anuales rebasados desde el embalse, para distintas capacidades; en el cuadro N° V.A.1-21, se entregan los valores rebasados promedio, máximo y mínimo, según el tipo de año considerado y según la capacidad de embalse. Además, en el cuadro N° V.A.1-22 se presenta la variación de los rebases promedio del embalse al aumentar la capacidad de éste. Puede observarse en este último cuadro que los rebases aumentan de 49,2 Hm³ promedio anual para un embalse de 220 Hm³ de volumen de regulación, a 58,3 Hm³ promedio anual con un embalse de 100 Hm³ de capacidad, vale decir sólo un 18,5% para un 54,5% de disminución en el volumen útil del embalse. En el cuadro N° V.A.1-21 se observa que a partir de un embalse de 160 Hm³, todos los rebases ocurren en años catalogados como de patrón de riego húmedo. En el cuadro N° V.A.1-22 se puede observar que la tasa de disminución de los rebases al aumentar la capacidad de embalse tiende a disminuir, sobre todo entre 200 y 220 Hm³. La tasa de disminución media es de aproximadamente 1,5 Hm³ por cada 20 Hm³ de aumento en la capacidad de embalse. Para el caso del incremento entre 200 y 220 Hm³ se tiene una disminución de 0,8 Hm³. En el caso de las entregas, la tasa de crecimiento se mantiene relativamente constante y es aproximadamente de 1,4 Hm³ por cada 20 Hm³ de aumento en el volumen de regulación. La tasa de disminución de los rebases es un poco mayor a la de aumento en las entregas, lo que se debe principalmente al incremento en el espejo de agua con el consecuente aumento de la evaporación desde el embalse, como también a una pequeña disminución en las entradas al embalse, por la incorporación de patrones de riego correspondiente a años húmedos en los sectores de los ríos El Carmen y El Tránsito (A y B), que quedan aguas arriba del embalse.

La forma como ocurren los rebases, además de la respuesta en términos anuales de la operación del embalse, puede visualizarse también en los cuadros N° V.A.1-23 a V.A.1-29.

Finalmente, en la figura Nº V.A.1-8 se han construido curvas de duración de las entregas anuales del embalse, para las distintas capacidades. Puede observarse en ellas, que las diferencias más importantes en cuanto a aumentos de entrega anual, en función de aumentos de la capacidad de embalse, ocurren para el rango de probabilidades de excedencia comprendidas entre 70 y 85%. Para destacar este hecho se ha confeccionado la figura Nº V.A.1-9, en la que se han calculado y representado gráficamente los porcentajes de aumento de la entrega anual, para cada probabilidad de excedencia, con respecto a la entrega que puede hacer con dicha probabilidad de excedencia, el embalse de 100 Hm³ de capacidad.

De todos los antecedentes presentados anteriormente se desprende que el comportamiento del sistema se modifica gradualmente al pasar de una alternativa a otra y que no existe ningún indicador del comportamiento hidráulico que incline la elección hacia una alternativa de tamaño determinado.

4.5.b Análisis de los resultados económicos

En los acápites anteriores se han presentado los valores que se obtienen para diversos indicadores económicos de la evaluación social de cada uno de los tamaños o capacidades de embalses que se han planteado en la localización "El Toro". Entre los indicadores se han incluido el beneficio neto actualizado (BNA), la tasa interna de retorno (TIR), la tasa interna de retorno de las inversiones incrementales al pasar de una capacidad de embalse a la inmediatamente superior considerada (TIR incremental), el beneficio neto actualizado por unidad monetaria invertida en obras principales y el valor de la inversión en obras principales por há. Cada una de las siete capacidades estudiadas se ha analizado en condiciones de utilización solo para el riego agrícola y también considerando su empleo en la generación de energía.

Estos resultados han sido analizados a su vez, en cuanto a su sensibilidad a variaciones en la tasa de descuento, en el nivel de los precios agrícolas (en términos de moneda constante) y en el costo de las obras.

En primer término, para seleccionar una determinada capacidad de embalse, se ha considerado conveniente analizar los resultados obtenidos al aplicar los criterios de evaluación social y los ajustes de precios sociales recomendados por ODEPLAN.

Por otra parte, aunque la generación de energía permita aumentar el BNA en un 10,99% en el caso del embalse de 100 millones de metros cúbicos de capacidad, un 14,02% en el caso del embalse de 160 millones de metros cúbicos y un 19,28% en el caso del de 220 millones de metros cúbicos (aunque en este último caso el BNA total, con generación incluida, alcanza apenas a superar el BNA del embalse de 100 millones de metros cúbicos sin generación de energía), resulta conveniente considerar, en primer término, las diferentes capacidades de embalse, sin energía. En efecto, la política actual del Supremo Gobierno parece orientada a buscar financiamiento internacional para la implantación de los planes de desarrollo agrícola y del riego y, en consecuencia, es necesario tener presente los criterios de los organismos internacionales de crédito a

cuya consideración podría ser sometido el financiamiento de dichos planes. De acuerdo a lo manifestado por los representantes de al menos una de estas agencias internacionales, su interés se centra en el desarrollo agrícola y no en el de la energía, y no estarían dispuestos a financiar un embalse con capacidad adicional a la necesaria para atender a las actividades agrícolas.

Así sin considerar generación de energía, y atendiendo a los valores absolutos de BNA, TIR y TIR incremental aparece como favorecida la capacidad de embalse de 100 millones de metros cúbicos. En efecto, su BNA de 707.414 millones de pesos es el mas alto, lo mismo que su tasa interna de retorno (12,70) y las tasas incrementales de las capacidades superiores son todas inferiores al 10% (que es la tasa de largo plazo considerada por ODEPLAN como representativa del interés social del capital). Naturalmente, también se obtiene en este caso el menor monto de inversión por hectárea (89.289 \$/há) y la mejor relación de beneficio neto por unidad de inversión (0,660).

Sin embargo, es necesario ponderar otros elementos que el Consultor solo puede señalar para que sean tomados en cuenta al adoptar una decisión definitiva.

Hay razones intangibles que hacen deseable disponer en el valle de un embalse de la mayor capacidad posible y que sea económicamente viable (desde un punto de vista social), sin que necesariamente corresponda a un valor óptimo obtenido a través de un modelo de la realidad que de todas maneras es, por necesidad, una simplificación de ésta.

En efecto puede apreciarse que las diferencias de BNA en términos absolutos no son muy grandes, del orden de 6 millones de pesos para el embalse de 120 millones de m³ (0,86%), 7 millones de pesos para el embalse de 140 millones de metros cúbicos (0,95%) y 15 millones de pesos para el de 160 millones de metros cúbicos (2,11%). Para el embalse de 180 millones de metros cúbicos se llega a un menor BNA de 57 millones de pesos que representa un 7,98% de menores beneficios.

Si se considera la generación (que no interfiere en lo absoluto con la satisfacción de las necesidades agrícolas) estas diferencias se invierten. En efecto, el embalse de 120 millones de metros cúbicos de capacidad tiene del orden de un millón de pesos de mayor beneficio (0,13%) y el embalse de 140 millones de metros cúbicos tiene una diferencia de 6 millones de pesos de mayor beneficio que el de 100 millones de metros cúbicos (0,82%). Para el de 160 millones de metros cúbicos la diferencia positiva es de 4 millones de pesos (0,56%). Sin embargo, para una capacidad de 180 millones de metros cúbicos el beneficio nuevamente es menor, de 30 millones (-3,85%) y para un embalse de 220 millones de metros cúbicos alcanza a 65 millones de pesos (-8,19%).

A la luz de los resultados anteriores, sobretodo si se incluye la generación de energía, puede apreciarse que podrían estimarse como aceptables capacidades de embalse de 120 a 160 millones de metros cúbicos.

Cabe considerar la sensibilidad de estos planteamientos a variaciones en algunos elementos fundamentales.

El análisis anterior se basa en la aplicación de los instructivos de ODEPLAN de las tasas de interés social en el futuro. Puede apreciarse que si la tasa social de descuento fuera del 12% en vez de la serie considerada (17%, 14%, 12% y 10%), las alternativas de 200 y 220 millones presentarían resultados negativos. Por otra parte se aprecia que a menores tasas de descuento (8% ó 6%) las diferencias de BNA en contra de los mayores tamaños de embalse desaparecen y llegan a invertirse. Sin embargo, es totalmente improbable que estas tasas menores puedan alcanzarse, y si se hiciera una excepción con este tipo de obras exigiéndoles una rentabilidad de largo plazo menor, existiendo en el mercado internacional una tasa de interés superior (del orden del 11,5%) y el proyecto o parte de él se financiara con recursos externos, esta aparente ventaja podría desaparecer.

Del análisis de sensibilidad presentado anteriormente se desprende además que las capacidades de embalse mayores son, como podría esperarse, mas sensibles a una variación en el costo de las obras. En el caso de un mayor costo de obras de 20%, las diferencias de BNA aumentan significativamente.

Por otra parte, como ya se ha señalado, todo el proyecto, con cualquier capacidad de embalse, tiene resultados económicos altamente sensibles a variaciones en el nivel de precios de la producción agrícola. Las diferencias relativas entre los embalses de diferentes tamaños no resultan muy afectadas, pero puede apreciarse que con un nivel de precios agrícolas inferior en 5%, el embalse, de cualquier capacidad, presenta BNA muy reducidos. Cabe señalar que esta alta sensibilidad de los resultados económicos a variaciones en los precios parece ser una característica común a este tipo de proyectos.

Sin embargo, reconociendo el hecho de una alta variabilidad en los precios agrícolas de productos de exportación, cabe señalar que en este caso se han considerado en el proyecto precios medios bastante conservadores.

En resumen, sobre la capacidad de embalse recomendable para el proyecto puede decirse que, considerando sin calificaciones los resultados de los indicadores económicos utilizados, se justifica como preferible un embalse de 100 millones de metros cúbicos, pero que, considerando otros elementos, tales como la conveniencia general de un embalse de mayor capacidad, el beneficio derivado de la generación de energía y las diferencias relativamente menores de BNA de las alternativas próximas a este tamaño, y que corresponde a las autoridades de calificar, podría considerarse como adecuada una capacidad hasta de 160 millones de metros cúbicos.

V.A.2

OBRAS DE INFRAESTRUCTURA DE RIEGO.1. Introducción.

Una de las primeras actividades del Estudio Integral de Riego del Valle de Huasco ha consistido en la realización de un completo diagnóstico y análisis crítico del estado actual y del sistema de funcionamiento de la infraestructura de riego, tanto predial como extrapredial, el cual ha servido de base para establecer las proposiciones preliminares de mejoramiento del sistema de riego.

Al desarrollar posteriormente las proposiciones preliminares señaladas, se ha complementado el diagnóstico anterior mediante la elaboración de estudios topográficos puntuales en todos aquellos lugares en los cuales esta información se hacía necesaria para proceder al anteproyecto de las obras; además, se recorrió e inspeccionó más en detalle los tramos de canal que servirán de canal unificado y aquellos que requieren de mejoramientos de importancia, las zonas en que se ubicarán bocatomas, embalses de regulación nocturna, obras de caída, etc.. Con los antecedentes suplementarios indicados, se procedió al anteproyecto de las obras, cuyos objetivos generales pueden resumirse como sigue:

- Unificación de canales, especialmente en los ríos El Carmen y El Tránsito, con el objeto de disminuir la excesiva cantidad de bocatomas existentes.
- Establecimiento de un sistema de captación continua en las secciones 1a y 2a y eliminación de los turnos entre canales en el río.
- Establecimiento de secciones de aforo y de compuertas de admisión y descarga en todos los canales que no disponen de estos elementos, con el objeto de controlar el caudal y efectuar la repartición de los recursos disponibles en la forma que disponga la Junta de Vigilancia del río una vez que entren en funciones todas las obras proyectadas.
- Regulación de los caudales nocturnos de los canales, para mejorar el aprovechamiento de los recursos efectuando los riegos solamente durante las horas del día.
- Racionalización de los turnos dentro de cada canal, dividiéndolos en secciones tales que a cada una de ellas le corresponda un caudal fácilmente manejable por los operarios que efectúen la acción de regar.
- Eliminación de las pérdidas por filtración en los canales, para recuperar parte de esos caudales y hacerlos disponibles para el riego y también, con el propósito de disminuir el consumo evapotranspirativo de las plantas parásitas que crecen a orillas de los cauces y que constituyen en la actualidad un porcentaje importante del consumo.

-
- Construcción de cauces recogedores de derrames y sobrantes por la parte baja de las propiedades, principalmente en la 1a y 2a secciones del río, con el propósito de devolver dichos caudales al río en forma concentrada y no de la manera dispersa en que se hace en la actualidad, lo cual constituye otra causa de aumento de la vegetación parásita y, además, facilita las filtraciones en el lecho del río.
 - Establecimiento de mecanismos de partición y de entrega de caudales en forma continua (compuertas seguidas de sección de aforo o marcos partidores).
 - Anteproyecto de las obras necesarias para el riego o para la rehabilitación de nuevos terrenos y adecuación de la infraestructura a la nueva situación de tenencia de la tierra y de desarrollo por efecto del proyecto.
 - Aumento de la capacidad de los canales que lo requieran, al considerar las superficies reales que regará cada uno de ellos en la situación de desarrollo.

Para concretar los objetivos anteriormente señalados, se adoptaron algunos criterios que se resumen a continuación.

- El caudal de diseño con que se ha calculado los canales y las obras de las secciones 1a y 2a y del tramo de la 3a sección comprendido entre La Junta y Santa Juana, es de 2 l/seg/acc. Para los canales de la 3a sección ubicados entre Santa Juana y la Carretera Panamericana y para los de la 4a sección, se ha adoptado como caudal de diseño el que resulte mayor al comparar una dotación por acción de 1 l/s con una dotación por unidad de superficie de 1 l/s. En este caso se ha considerado como superficie regable de cada canal, aquella establecida en el patrón de riego en situación de desarrollo o la que da el catastro de regantes de la Dirección General de Aguas o los proyectos de parcelación de CORA, siempre que estos últimos no difieran significativamente del patrón de riego; la utilización de uno u otro dato en cada caso se ha hecho en atención al mayor o menor grado de detalle que ofrecía cada uno de ellos.
- Para las unificaciones de canales, se ha mantenido en general las proposiciones preliminares, con excepción de la de los canales Oruro - Chaspan - Méndez en el río El Tránsito, que fue eliminada, y el agregado de la de los canales El Peñón - Piedras Juntas - Breas - Molino Piedras Juntas, en el río El Carmen.

Además se incluyeron en el anteproyecto de unificaciones, siete canales del río Conay ubicados fuera del área cubierta por el estudio agrológico, y que pasan a constituir tres nuevos canales unificados: Galleguillos - Cachiyuyo, Campillay - Albaricoque Norte y Malaguin - Albaricoque Sur - Llanos.

En todo caso, el criterio seguido para plantear la unificación de canales es el de agrupar aquellos cauces que por cercanía geográfica y por condiciones topográficas presentan condiciones favorables para el efecto. En los ríos El Tránsito y El Carmen los terrenos agrícolas se encuentran concentrados en

ciertos tramos de sus respectivos cursos, existiendo otros tramos en los cuales el lecho del río cubre todo el valle no permitiendo el cultivo de las zonas ribereñas. En esas condiciones la posibilidad de unificación se limita a aquellos canales que riegan una misma zona agrícola.

La división en tramos de los canales mayores de las secciones 3a y 4a del río, se ha hecho tomando en consideración las condiciones reales del sistema de riego futuro de cada canal. Para ésto se ha consultado los proyectos de parcelación de CORA, en el caso de los canales que riegan el sector reformado, y los planos del catastro de la Dirección General de Aguas, en el caso de los canales restantes, formando en este último caso secciones constituídas por un número entero de propiedades y cuya suma de superficies sea semejante entre una sección y otra.

Se procuró dejar con regulación nocturna, directa o indirecta, la totalidad de los terrenos regables que abarca el proyecto. En algunos casos, las características topográficas del terreno lo impedían; sin embargo, se logró aumentar considerablemente el porcentaje de suelos con riego regulado, llegándose en la totalidad del área a un 91%, considerando una regulación de doce horas.

2. Obras en los ríos El Carmen y El Tránsito

2.1 Generalidades

El mejoramiento que se propone para los canales que extraen sus aguas de los ríos indicados, consiste, como se dice anteriormente, en la unificación de bocatomas, en la dotación de obras de admisión, descarga y secciones de aforo en todas las bocatomas y en la construcción de embalses reguladores de noche, especialmente en los canales unificados, además de la provisión de compuertas en todas las entregas de estos canales, en los puntos identificados en el catastro de la Dirección General de Aguas.

Las unificaciones que se han proyectado son prácticamente las mismas que se consultaron en las proposiciones preliminares; solamente se suprimió en el río El Tránsito la unificación Oruro - Chaspan - Méndez, en el río El Carmen la unificación 17, La Huerta - Carmen - Las Juntas, que queda bajo el área de influencia del embalse El Toro, y se agregan las siguientes:

Río Conay

Galleguillos - Cachiyuyo
Campillay - Albaricoque Norte
Malaguin - Albaricoque Sur - Llanos

Río El Carmen

El Peñón - Piedras Juntas - Breas - Molino Piedras Juntas.

Se presenta a continuación el listado de las unificaciones proyectadas en los ríos de la primera y segunda sección (se ha asignado un número a cada unificación con el fin de poder identificarlas). La ubicación relativa de cada unificación y la disposición general de los canales que los componen se pueden observar en el plano N° 8.1 del álbum.

Primera Sección

Río El Carmen

| Unificación | Nº | Total derechos acciones del rol actual |
|--|----|--|
| El Peñón Piedras Juntas Breas Molino Piedras Juntas | 12 | 52 |
| Rojas Timbles | 13 | 8 |
| Huracán Churcal San Félix Algodón Molino Paez Pedregal | 14 | 124 |
| Guaardo Zumarán | 15 | 40 |
| Higuerita Sur El Medio Majadas Crucecita Pampita Verde Higuerita Norte Mollaca Escobas Chañares Molino Algarrobal Cerro Blanco | 16 | 120 |

Segunda Sección

| Unificación | Nº | Total derechos acciones del rol actual |
|--|----|---|
| <u>Río Conay</u> | | |
| Galleguillos Cachiyuyo | 23 | 8 |
| Campillay Albaricoque Norte | 24 | 16 |
| Malaguin Albaricoque Sur Llanos | 25 | 40 |
| <u>Río Chollay</u> | | |
| Cortaderas Martínez Alamo Ventura | 1 | 40 |
| <u>Río El Tránsito</u> | | |
| Puntilla Colorada Colpe Norte Misque | 2 | 28 |
| Frente Parral Frente Pabla Ríos Frente Capilla Molino Delgado Pabla Ríos La Pampa Vado Pampa - J. J. Díaz Campillay y Molino J. Campillay Seriche Muñoz Pedregal Muñoz | 3 | 168 |
| Pinte Angostura | 4 | 44 |
| Arenas Fragua | 5 | 64 |

| Unificación | Nº | Total derechos acciones del rol actual |
|--|----|--|
| Armidita Torres Valdés | 6 | 194 |
| Campillay Chanchoquin | 7 | 92 |
| Molino Viejo Pircas | 8 | 44 |
| Rinconada Chiguinto Olivo Las Marquesas | 9 | 68 |
| Vales Alto Vales Bajo Carrizo Villegas | 10 | 24 |
| Los Loros Placetas | 11 | 16 |

Los embalses de regulación nocturna (de doce horas) cuya construcción se considera en el río El Carmen son los siguientes:

| Unificación | Embalse | Volumen (m3) | |
|-------------|-------------------|--------------|--------------|
| | | Necesario | Proyectado |
| 14 | Churcal-San Félix | 10.700 | 10.700 |
| 16 | Del Medio-Majadas | 6.566 | 6.600 |
| | Mollaca-Escobas | <u>3.800</u> | <u>3.800</u> |
| | Total | 21.066 | 21.100 |

Por su parte, se consultan los siguientes embalses reguladores de doce horas en el río El Tránsito:

| Unificación | Embalse | Volumen (m3) | |
|-------------|--|--------------|--------------|
| | | Necesario | Proyectado |
| 1 | Cortaderas-Martínez | 3.456 | 3.750 |
| 2 | Puntilla Colorada-Colpe Norte | 2.419 | 2.400 |
| 3 | La Pampa Frente Parral-Frente Pabla Ríos | 12.100 | 12.000 |
| 4 | Pinte | 2.420 | 2.400 |
| 6 | Armidita | 3.802 | 3.850 |
| - | Peña Colorada | 2.900 | 2.900 |
| - | Molino Alvarez | 6.360 | 6.400 |
| 7 | Campillay | 2.765 | 2.800 |
| 8 | Molino Viejo-Pircas | 8.000 | 8.000 |
| 9 | Chigüinto | 3.800 | 3.800 |
| - | Corral de Vacas | 5.875 | 6.000 |
| 10 | Vales Alto | 1.382 | 1.400 |
| 11 | Loros-Placetas | 2.074 | 2.074 |
| | | <u>1.400</u> | <u>1.460</u> |
| | Total | 58.753 | 59.234 |

En los documentos internos del estudio, D.I.E. Nº V.A.2, se incluye un juego de planos, a escala 1:5000, en los cuales figuran, en planta, las principales obras de mejoramiento propuestas, identificadas adecuadamente con referencia al kilometraje del canal respectivo; este conjunto de planos se denomina "Proyecto de mejoramiento en los ríos El Carmen, y El Tránsito".

2.2 Características de las obras

El dimensionamiento de los canales matrices y de las obras de arte de las unificaciones estudiadas se han calculado, como se ha dicho anteriormente, estimando una dotación de 2 l/s por acción.

La pendiente de cada tramo de canal matriz se ha obtenido del plano a escala 1:5000. Los canales matrices que corresponden a un sistema unificado se consideran revestidos de albañilería de piedra con taludes 1/2. En general, los cauces que se han utilizado como matrices en las unificaciones, tienen en la actualidad capacidad suficiente para conducir el caudal que se les ha asignado. Por este motivo, el revestimiento de albañilería de piedra se puede construir, en general, en la sección actual, sin necesidad de hacer una significativa sobreexcavación.

Para el proyecto de las caídas que enlazan un canal superior con un canal inferior, dentro de un mismo canal unificado, se hicieron levantamientos topográficos puntuales de la zona respectiva.

Las características hidráulicas de los canales matrices de las unificaciones proyectadas se indican en los documentos internos del estudio, D.I.E. Nº V.A.2.

Todos los canales que toman sus aguas de los ríos de la primera y segunda sección, estarán dotados de obras de admisión y descarga seguida de una sección de aforo de barrera triangular. En la sección de aforo se medirá el caudal entrante, y mediante las compuertas de la obra de admisión y descarga, se ajustará dicho caudal al que le corresponda según derechos, cuyo detalle se entrega en planos que corresponden a los documentos internos del estudio, D.I.E. Nº V.A.2.

Se ha proyectado obras tipo de admisión y descarga y de secciones de aforo. Las características particulares de las obras de admisión y descarga y de las secciones de aforo, se presentan en el anexo Nº V.A.2-1.

En el caso de las unificaciones, la división de las aguas desde el canal matriz se hará mediante una obra de entrega, la que tendrá compuertas para regular el caudal que continúa por el canal matriz y el que se extrae por el ramal saliente. Esta obra de entrega se ha proyectado como obra tipo y se incluye en los planos correspondientes a los documentos internos del estudio D.I.E. Nº V.A.2. Las características particulares de estas obras se indican en el anexo Nº V.A.2-1.

En las unificaciones de canales, las caídas que enlazan el canal superior con el inferior serán de albañilería de piedra, de acuerdo a una sección tipo, y terminan en un colchón disipador de energía cuyas características se indican en los planos correspondientes a los documentos internos del estudio, D.I.E. Nº V.A.2. Las características particulares de cada caída se indican en el anexo Nº V.A.2-1.

El caudal que continúa por el canal matriz después de una entrega se medirá con un aforador de barrera triangular, que se construirá en el matriz aguas abajo de la caída, cuyas características particulares se indican en el anexo Nº V.A.2-1. De esta manera, el caudal correspondiente a la entrega se medirá por diferencia entre dos secciones de aforo, y el caudal que debe continuar por el matriz se mide en el aforador ubicado a continuación de la caída.

Para materializar las entregas de agua para riego en estos canales, haciéndolo en una forma controlada, se consulta la instalación de compuertas en todos los puntos en los cuales los planos del Catastro de la Dirección General de Aguas señalan la existencia de saques. Estas compuertas han sido diseñadas como obra tipo y se detallan en los planos que corresponden a los documentos internos del estudio, D.I.E. Nº V.A.2, bajo el título de "Compuerta de entrega para canales menores".

Para el proyecto de los embalses reguladores de noche se hicieron levantamientos topográficos de los emplazamientos. Los embalses tendrán muros de tierra, con taludes 2/1 y 3,00 m de ancho de coronamiento. El material para la construcción de ellos se extraerá, en lo posible, del interior de la poza.

Se proyecta una obra de salida tipo para los embalses de regulación nocturna. Las características particulares de cada embalse se indican en el anexo Nº V.A.2-1 y en los planos correspondientes a los documentos internos del estudio, D.I.E. Nº V.A.2.

Se ha proyectado una bocatoma en el río El Tránsito para la unificación N° 3, y dos bocatomas en el río El Carmen, para las unificaciones N° 14 y 16. También se consultan dos sifones en el río El Tránsito, para la unificación N° 3, un sifón para la unificación N° 14 y otro sifón para la unificación N° 16; las características específicas de todas estas obras se entregan en planos que corresponden a los documentos internos del estudio, D.I.E. N° V.A.2.

Finalmente, se considera la construcción de acequias recogedoras de derrames y sobrantes por la parte baja de todas las propiedades que carecen de ellas. Estas acequias harán entregas de su caudal al río cada cierto trecho, evitando así en buena parte la pérdida que se produce actualmente, tanto por evaporación como por filtración en el lecho, debido a la forma en que se evacúan los excedentes del riego. La sección de los recogedores será de 0,25 m en la base, 0,30 m de profundidad y taludes 1/2.

3. Obras en el río Huasco

3.1 Tramo La Junta - Santa Juana

De igual forma que en los ríos El Carmen y El Tránsito, que corresponden a las secciones primera y segunda de la Junta de Vigilancia del río Huasco, el mejoramiento propuesto en este caso consiste en la unificación de bocatomas, en la dotación de obras de admisión y descarga y secciones de aforo en todas las bocatomas y en la construcción de las obras de regulación nocturna, además de la provisión de compuertas para efectuar en forma controlada las entregas para el riego.

Los criterios adoptados para el dimensionamiento de las obras son los mismos que para el caso de los ríos El Carmen y El Tránsito.

Las unificaciones que se consultan son prácticamente las mismas que se especificaron en las proposiciones preliminares. Sólo se eliminó el canal Chépica-Maitén en la unificación N° 19.

Las unificaciones que se estudian en este tramo son las siguientes:

| Unificación | N° | Total derechos acciones |
|----------------------------|----|----------------------------|
| Alto Blanco Cañas Sur | 18 | 8 |
| Chépica Sur Caracol Sur | 19 | 48 |

En la unificación N° 19 se contempla un embalse regulador de 4.000 m³ de capacidad.

Las obras de admisión y descarga, secciones de aforo, caídas, obras de entrega y obras de salida de embalse que se proyectan son obras tipo, cuyas características particulares se indican en el anexo N° V.A.2-1, en conjunto con las correspondientes a los canales de los ríos de El Carmen y El Tránsito.

Las unificaciones indicadas y la posición relativa de todos los canales que captan sus aguas en la 3a sección del río Huasco, se presentan en el plano N° 8.2 del álbum.

3.2 Tramo Santa Juana - Carretera Panamericana

3.2.a Generalidades

Este tramo incluye los siete grandes canales de la 3a sección y siete canales pequeños. Estos últimos continuarán tomando sus aguas en forma independiente desde el río Huasco, y estarán dotados de obras de admisión y descarga y sección de aforo cuyas características particulares también se indican en el anexo N° V.A.2-1. Además contarán con compuertas para materializar las entregas de agua para el riego.

Los siete grandes canales de la 3a sección y las obras complementarias de infraestructura necesaria para servir en buena forma el área regada por cada uno de ellos, han sido estudiados en detalle efectuándose un recorrido de su trazado a fin de conocer sus características actuales en lo que se refiere al material en el cual está excavado, pendiente transversal del terreno por el que atraviesa, zonas de filtraciones, obras actuales de entrega, secciones representativas del canal, etc. El detalle del estado actual de cada canal y la justificación de las obras que se proyectan en ellos se incluye en los documentos internos del estudio D.I.E. N° V.A.2-1, en los que se hace una descripción por tramo y los cálculos hidráulicos correspondientes.

Para el estudio de cada canal y el dimensionamiento de las obras se tomó como antecedente las superficies obtenidas del patrón de riego de la alternativa de desarrollo, las superficies del catastro de la Dirección General de Aguas, las superficies del uso actual del Estudio Agrológico, las superficies de las propiedades formadas por la Corporación de la Reforma Agraria en el área reformada obtenidas de los Proyectos de Parcelación Huasco A y B, y los derechos de agua en el río Huasco.

Comparadas las superficies, se adoptó en general la del patrón de riego, o la que cuenta con mayor detalle de información, como es el caso de las áreas reformadas o del catastro de la Dirección General de Aguas, siempre que no presentaran grandes diferencias con la del patrón de riego.

Para el dimensionamiento de los canales y de las obras se tomó una dotación de 1 l/s por acción del río, o 1 l/s por há regable, adoptando como caudal de diseño en cada caso la cifra mayor de las dos.

Se hizo también un catastro completo de los embalses reguladores existentes en cada área, determinando la capacidad actual y la superficie que cuenta con regulación directa o indirecta.

Con todos estos antecedentes de la red actual y capacidad necesaria, se estudió el funcionamiento futuro del sistema de riego de cada canal, con lo que se determinó la capacidad de regulación requerida, la ubicación y capacidad de los nuevos embalses y las ampliaciones necesarias de los embalses actuales. Asimismo, se definió las características de las obras de entrega del canal a los embalses o a las propiedades regadas por él.

A continuación se incluye un resumen descriptivo del anteproyecto de mejoramiento de cada uno de los siete canales principales.

3.2.b Canal Compañía

El mejoramiento del canal Compañía se proyecta para una capacidad de 2,066 m³/s en el tramo comprendido entre la bocatoma y el Km 22,478, que corresponde al punto donde el canal comienza a regar los nuevos terrenos que se incorporan al riego mediante el presente estudio. A contar desde este punto hasta el final (Km 31,25), se considera una capacidad de 0,58 m³/s para el nuevo canal que se proyecta y que constituye la prolongación del cauce existente.

Para conducir el caudal de diseño del primer tramo indicado, o sea de la parte del canal existente actualmente, se ha proyectado una rebaja del fondo del orden de 0,80 m, con el objeto de mantener el eje hidráulico en el nivel actual. Además del rebaje de fondo, se consultan los ensanches y modificaciones de sección que se indican en el cálculo hidráulico incluido en los documentos internos del estudio, D.I.E. N^o V.A.2-1.

El proyecto de mejoramiento del canal incluye la construcción de 3.940 m.l. de revestimiento con radier de hormigón y muros de hormigón armado por ambos lados; además se han proyectado 1.200 m.l. de muros de albañilería de piedra por un lado del canal, y radier de hormigón, en los tramos que actualmente presentan filtraciones.

La superficie actualmente regada por el canal Compañía cuenta con volumen suficiente de regulación nocturna; para los terrenos de nuevo riego, que se abastecerán con la prolongación de este canal, se proyecta la construcción de un embalse de 25.000 m³ de capacidad.

Además, se contempla la construcción de un marco partidior en el Km 22,478, el cual tiene por objeto entregar las aguas destinadas a los nuevos terrenos que se incorporan al riego.

Ha sido necesario también proyectar algunas obras complementarias para mejorar la distribución en los terrenos actualmente regados; estas obras incluyen cuatro marcos partidiores, cuarenta compuertas de riego predial, siete canoas, dos secciones de aforo y 3.970 m.l. de nuevos canales distribuidores.

El diseño de las obras indicadas anteriormente y la descripción detallada del mejoramiento del canal Compañía se incluye en los documentos internos del estudio, D.I.E. Nº V.A.2-1 y en los planos que los acompañan.

3.2.c Canal Marañón

El canal Marañón sirve el sector de riego F y se caracteriza, a diferencia del canal Compañía, porque sus entregas se encuentran distribuidas a lo largo de su trazado, encontrándose el comienzo del área de riego muy cerca de la bocatoma (en el Km 3,7, aproximadamente). Por la razón anterior, el mejoramiento del canal se proyecta para una capacidad variable en sus diferentes tramos, según el siguiente detalle:

| | | |
|----------------------------------|---|-------------------------|
| Desde el Km. 0,000 al Km. 3,684 | : | 1,440 m ³ /s |
| Desde el Km. 3,684 al Km. 8,300 | : | 1,400 m ³ /s |
| Desde el km. 8,300 al Km. 11,700 | : | 1,261 m ³ /s |
| Desde el Km.11,700 al Km. 13,100 | : | 1,103 m ³ /s |
| Desde el Km.13,100 al Km. 15,900 | : | 0,971 m ³ /s |
| Desde el Km.15,900 al Km. 19,520 | : | 0,809 m ³ /s |
| Desde el Km.19,520 al Km. 26,600 | : | 0,686 m ³ /s |
| Desde el Km.26,600 al Km. 27,420 | : | 0,540 m ³ /s |
| Desde el Km.27,420 al Km. 27,920 | : | 0,403 m ³ /s |
| Desde el Km.27,920 al final | : | 0,311 m ³ /s |

Se ha realizado el cálculo hidráulico para el caudal de diseño indicado para los diferentes tramos del canal, procurando mantener el ancho basal lo más cercano posible al existente y sin peraltar el eje hidráulico sobre los niveles actuales.

El proyecto de mejoramiento del canal incluye la construcción de 800 m.l. de revestimiento con muro de albañilería de piedra por un lado y radier de hormigón, los cuales se encuentran distribuidos en seis tramos que presentan filtraciones y cuyas longitudes varían entre 50 y 300 m.l.

Para separar los diez tramos en los que se ha dividido el canal, con el objeto de racionalizar el caudal que se manejará en los turnos, se consulta la construcción de nueve secciones de aforo, las cuales se han diseñado como obra tipo.

A pesar de que existen varios embalses de regulación en la zona actualmente servida por el canal Marañón, hay un déficit de volumen de regulación que asciende a unos 11.000 m³, para lo cual se han proyectado dos nuevos embalses y la ampliación de cinco ya existentes.

La descripción detallada del mejoramiento del canal Marañón, el correspondiente cálculo hidráulico y el diseño de las obras indicadas anteriormente se incluye en los documentos internos del estudio, D.I.E. Nº V.A.2-1 y en los planos que los acompañan.

3.2.d Canal Ventanas

El canal Ventanas sirve el sector de riego G y se proyecta su mejoramiento para una capacidad de 1,843 m³/s, desde la bocatoma hasta el Km 29,750, que corresponde al punto en el cual el canal entrega las aguas al embalse de regulación nocturna.

Para conducir el caudal de diseño, se proyecta un rebaje de fondo del orden de 0,40 m, con el objeto de mantener el eje hidráulico en el nivel actual, y dando además un ancho basal de 3,00 m y taludes laterales de 0,25.

El canal no presenta filtraciones de importancia en la actualidad, no siendo por lo tanto necesario efectuar revestimientos de la sección. Tampoco se requiere proyectar otro tipo de obras, porque las áreas de riego servidas por el canal Ventanas cuentan con infraestructura suficiente y el volumen de regulación nocturna existente es varias veces superior al necesario.

La descripción detallada del mejoramiento del canal Ventanas se incluye en los documentos internos del estudio, D.I.E. N° V.A.2-1.

3.2.e Canal Gallo y Ferrera

El canal Gallo y Ferrera sirve el sector de riego D y su mejoramiento se proyecta para una capacidad variable en sus distintos tramos, de acuerdo al siguiente detalle:

| | | | |
|----------------------------|-----------|---|-------------------------|
| Desde la bocatoma hasta el | Km. 5,500 | : | 0,960 m ³ /s |
| Desde el Km 5,500 hasta el | Km. 6,500 | : | 0,880 m ³ /s |
| Desde el Km 6,500 hasta el | Km. 9,380 | : | 0,640 m ³ /s |

Se ha realizado el cálculo hidráulico para el caudal de diseño indicado para los distintos tramos del canal, procurando no peraltar el eje hidráulico actual, lo que exige una rebaja de fondo del orden de 0,30 m, además de algunas rectificaciones de la sección existente.

El proyecto de mejoramiento incluye la construcción de 115 m.l. de muros de albañilería de piedra por un lado del canal, y radier de hormigón en los cuatro tramos que actualmente presentan filtraciones.

La superficie regada por el canal Gallo y Ferrera cuenta en la actualidad con un volumen total de regulación nocturna de 30.000 m³, y presenta un déficit de capacidad de regulación del orden de 18.700 m³. Para resolver ésto, se consulta la ampliación de dos de los cuatro embalses existentes.

Además, para efectuar la repartición de los derechos dentro del canal, se contempla la construcción de dos nuevos marcos partidores cuyos salientes entregarán a sendos embalses y que, en conjunto con algunas secciones de aforo y de un sistema de compuertas prediales, permitirán operar el canal en una forma adecuada. De acuerdo a lo dicho anteriormente, ha sido necesario proyectar algunas obras complementarias para mejorar la operación del canal,

entre las cuales se pueden mencionar cinco compuertas para materializar entregas en el canal principal, quince compuertas en canales derivados, siete marcos partidores en el área no reformada y mil metros de nuevos canales.

Como se ha señalado, la descripción detallada del estado actual y del proyecto de mejoramiento del canal Gallo y Ferrera, como así también el diseño de las nuevas obras consideradas, se encuentra desarrollado en los documentos internos del estudio, D.I.E. Nº V.A.2-1 y en los planos que los acompañan.

3.2.f Canal Buena Esperanza

El canal Buena Esperanza sirve el sector de riego E y su mejoramiento se proyecta para una capacidad variable en sus diferentes tramos, en la siguiente forma:

| | | |
|--|---|-------------------------|
| Desde la bocatoma hasta el Km. 11,250 | : | 1,310 m ³ /s |
| Desde el Km 11,250 hasta el Km. 15,620 | : | 0,943 m ³ /s |
| Desde el Km 15,620 hasta el Km. 17,089 | : | 0,330 m ³ /s |

Se ha realizado el cálculo hidráulico para los distintos tramos del canal, procurando no peraltar el eje hidráulico actual, lo que exige un rebaje de fondo del orden de 0,15 m y algunas rectificaciones de la sección existente.

El canal no presenta pérdidas de importancia por filtración y en consecuencia, no ha sido necesario proyectar revestimientos de su sección.

El sector de riego E, regado por el canal Buena Esperanza, queda dividido en dos porciones por la Quebrada Honda. La parte oriente cuenta con un embalse de 15.600 m³ de capacidad, lo cual es suficiente para darle una adecuada regulación; la parte poniente cuenta con un embalse de 12.800 m³ de capacidad, siendo necesario proyectar otro embalse de 28.000 m³ para lograr la regulación total de estos terrenos.

Para efectuar la repartición de los derechos dentro del canal, se contemplan cinco marcos partidores: tres de ellos alimentan por sus salientes a los respectivos embalses indicados anteriormente, y los dos restantes se ubican a la salida de los embalses actualmente existentes.

Además de las obras anteriores, se han proyectado algunas obras complementarias con el objeto de adecuar la operación del canal al sistema contemplado en el presente anteproyecto de mejoramiento; dichas obras incluyen treinta y siete compuertas prediales, seis canoas y 7.520 m.l. de nuevos canales de distribución.

La descripción detallada del estado actual y del proyecto de mejoramiento del canal Buena Esperanza, como así también el diseño de las obras indicadas anteriormente, se encuentra detallado en los documentos internos del estudio, D.I.E. Nº V.A.2-1 y en los planos que los acompañan.

3.2.g Canal Quebrada Honda

El canal Quebrada Honda sirve el sector de riego K y su mejoramiento se proyecta para una capacidad variable en sus diferentes tramos, de acuerdo al siguiente detalle:

| | | |
|-------------------------------------|---|-------------------------|
| Desde la bocatoma hasta el Km 6,4 | : | 1,367 m ³ /s |
| Desde el Km. 6,4 hasta el Km. 15,0 | : | 1,284 m ³ /s |
| Desde el Km. 15,0 hasta el Km. 16,5 | : | 0,964 m ³ /s |
| Desde el Km. 16,5 hasta el Km. 18,5 | : | 0,820 m ³ /s |
| Desde el Km. 18,5 hasta el Km. 26,5 | : | 0,407 m ³ /s |

El último tramo indicado, desde el Km. 18,5 al Km 26,5 corresponde a la prolongación del canal actual, lo que permite incorporar al riego 407 há de nuevos terrenos en el lugar denominado Llanos de Tatara.

Se ha realizado el cálculo hidráulico para los distintos tramos del canal, en su parte existente, procurando no peraltar el eje hidráulico actual, lo que exige un rebaje de fondo del orden de 0,50 m y algunas rectificaciones de la sección existente. Para el cálculo de la prolongación del canal, se ha tomado una pendiente de fondo que permita llegar a un punto adecuado de los nuevos terrenos por regar.

El proyecto de mejoramiento incluye la construcción de 774 m.l. de muros de albañilería de piedras por un lado del canal, y radier de hormigón, en las partes que se observan filtraciones. De la longitud total indicada, la mayor parte (750 m.l.) se concentra en un solo tramo, entre el Km. 1,25 y el Km 2,00, el cual tiene numerosos muros en la actualidad, los que se encuentran en malas condiciones y tienen grandes filtraciones.

La superficie actualmente regada por el canal Quebrada Honda cuenta con una capacidad de regulación útil de sólo 5.800 m³, existiendo un déficit de capacidad de 35.700 m³. Estas cifras no consideran un embalse existente que se encuentra embancado y otro que está inconcluso. Para cubrir el déficit indicado y dejar la superficie de riego actual del sector K con regulación adecuada, se consulta la ampliación del embalse existente y la construcción de dos nuevos embalses. Para los terrenos de nuevo riego se considera otro embalse, ubicado al término de la prolongación del canal, el cual tendrá una capacidad de 17.600 m³.

Para efectuar la repartición de los derechos dentro del canal, se contempla la construcción de tres nuevos marcos partidores, el mejoramiento de otro existente y la eliminación de un quinto marco que será reemplazado por uno de los anteriores. Además, con este mismo objeto, se incluyen sendas secciones de aforo en dos de los marcos indicados, ocho compuertas para efectuar entregas controladas entre ambas secciones de aforo y otras cuatro compuertas, que permitan materializar entregas desde el canal entre el último marco partidor y el comienzo de la prolongación del cauce para el riego de los nuevos terrenos.

Ha sido también necesario proyectar algunas obras complementarias con el objeto de adecuar la operación del canal según la concepción del presente mejoramiento: se incluyen entre éstas catorce compuertas prediales y un sifón

de cruce de la quebrada Maitencillo en la prolongación del canal. Este sifón tendrá 370 m de longitud, 6 m de carga y se materializará con una tubería de acero de 700 mm de diámetro.

La descripción detallada del estado actual y del proyecto de mejoramiento del canal Quebrada Honda, como así también el diseño de las obras consideradas, se encuentra detallado en los documentos internos del estudio, D.I.E. Nº V.A.2-1 y en los planos que los acompañan.

3.2.h Canal Perales

El canal Perales sirve el sector de riego I, que corresponde a los terrenos bajos de la Hacienda Ventanas; se proyecta su mejoramiento para una capacidad de 0,576 m³/s, desde la bocatoma hasta el Km. 5,62. Este corresponde a un punto donde existe un quiebre de pendiente en el canal, a partir del cual el cauce no presenta problemas de capacidad ni de filtraciones, y el escurrimiento se produce a velocidades adecuadas para no provocar grandes embanques.

Para conducir el caudal de diseño se proyecta una rectificación de la sección del canal, entre los dos puntos indicados anteriormente, eliminando la gran acumulación de desmontes en sus bermas, los embanques de fondo y dando una sección mínima y una pendiente uniforme.

El proyecto de mejoramiento incluye la construcción de 670 m.l. de muros de albañilería de piedra por un lado del canal, y radier de hormigón en los cinco tramos que actualmente presentan filtraciones, debido principalmente a la existencia de muros en mal estado que deberán ser reemplazados.

La superficie regada por el canal Perales no cuenta con embalse de regulación, por lo que incluye el proyecto de un embalse de 25.000 m³ de capacidad, que se ubicará en el Km 9,3.

El canal Perales cuenta con suficiente infraestructura de distribución y, por pertenecer íntegramente a la Hacienda Ventanas, no requiere de obras de partición.

El diseño del embalse de regulación, de los muros de refuerzo que se proyectan, y la descripción del estado actual y del proyecto de mejoramiento del canal Perales se incluye en los documentos internos del estudio, D.I.E. Nº V.A.2-1 y en los planos que los acompañan.

3.3 Tramo Carretera Panamericana - Desembocadura

3.3.a Generalidades

Este tramo comprende a los canales de la 4a sección del río Huasco.

Las unificaciones estudiadas son las mismas que se plantearon en las proposiciones preliminares y son las siguientes:

| <u>Unificación</u> | <u>Derechos</u> <u>(Acciones)</u> | |
|--------------------|--------------------------------------|-----|
| Nicolasa | 284 | |
| Tatara | 125 | |
| Bodeguillas | <u>36</u> | 445 |
| García Campusano | 57 | |
| Freirina | <u>4</u> | 61 |
| Bellavista | 158 | |
| Tablas | 72 | |
| Pino | <u>14</u> | 244 |

Para llegar a formular el planteamiento anterior, se ha estudiado en detalle las posibles unificaciones y los canales principales de la 4a. sección. Estos últimos mantienen sus bocatomas independientes en el río, como es el caso de los canales Victoria, San José, San Juan o Castellón, Castillo, Madariaga, Cachina y Bellavista Bajo.

El resto de los canales de la 4a. sección, que no se incluyen entre los grandes canales nombrados ni entre los canales unificados, continuarán tomando sus aguas en forma independiente desde el río y estarán dotados de compuertas de admisión y descarga, sección de aforo y compuertas de entrega.

Las unificaciones indicadas y la posición relativa de todos los canales que captan sus aguas en la 4a. sección del río Huasco, se presentan en el plano N° 8.2 del album. Al respecto cabe hacer presente que no se incluye en el diagrama unifilar el canal Peñón, que aparece en el rol del río pero cuyo rasgo ha sido borrado y no existe en la actualidad.

A continuación se incluye un resumen descriptivo del anteproyecto de los canales principales y de las unificaciones estudiadas.

3.3.b Unificación Nicolasa, Tatara y Bodeguilla

Los canales mencionados sirven el sector de riego 0 y su mejoramiento, que incluye la unificación de sus bocatomas, se proyecta para una capacidad variable en sus distintos tramos, de acuerdo al siguiente detalle.

| | |
|---|---------------------------|
| Desde la bocatoma (actual del canal Nicolasa) hasta el Km 5,45 (del canal Nicolasa) | : 0,740 m ³ /s |
| Desde el Km 5,45 hasta el Km 6,70 (del c. Nicolasa) | : 0,674 m ³ /s |
| Desde el Km 6,70 hasta el Km 10,80 (del c. Nicolasa) | : 0,627 m ³ /s |
| Desde el Km 10,80 hasta el Km 15,30 (del c. Nicolasa) | : 0,551 m ³ /s |
| Desde el Km 15,30 hasta el Km 16,90 (del c. Nicolasa) | : 0,358 m ³ /s |
| Desde el Km 16,90 hasta el Km 17,65 (del c. Nicolasa) | : 0,193 m ³ /s |

Se ha realizado el cálculo hidráulico para el caudal de diseño indicado para los distintos tramos del canal unificado, como resultado del cual se concluye la necesidad de rectificar solamente la sección del canal, respetando las dimensiones mínimas que arroja el cálculo.

El proyecto del canal unificado incluye la construcción de 250 m.l. de muros de albañilería de piedra, por un solo lado del canal, y radier de hormigón, en el tramo comprendido entre el Km 5,75 y el Km 6,00, el que actualmente presenta filtraciones.

El conjunto de los tres canales cuenta actualmente con un volumen total de regulación nocturna de 26.800 m³, y presenta un déficit de capacidad de regulación del orden de 11.100 m³. Para lograr el aumento requerido, se consulta la ampliación de los cuatro embalses existentes, incluyendo el embalse Tatará, actualmente inoperable por razones de cota.

Además, para efectuar la repartición de los derechos, se contempla la construcción de cinco marcos partidores en el canal unificado y dos marcos partidores en canales derivados del sistema, los cuales conjuntamente con algunas secciones de aforo y de un sistema de compuertas de entrega, permitirán operar el sistema en forma adecuada. Es necesario también proyectar algunas obras complementarias para mejorar la operación del sistema de canales, entre las cuales se cuentan las compuertas de admisión y descarga y la sección de aforo cercanas a la bocatoma, trece compuertas de entrega tipo en el canal Nicolasa, trece compuertas prediales en los canales Tatará y Bodeguilla, cuarenta y ocho compuertas de entrega para canales menores en los derivados del sistema y 3.500 m.l. de nuevos canales.

3.3.c Unificación García Campusano y Freirina

Los canales indicados sirven el sector de riego R y su mejoramiento, que incluye la unificación de sus bocatomas, se proyecta para una capacidad variable de acuerdo al siguiente detalle:

| | |
|--|---------------------------|
| Desde la bocatoma (actual del c. García Campusano) | |
| hasta el Km 7,60 (del c. García Campusano) | : 0,153 m ³ /s |
| Desde el Km 7,60 hasta el Km 10,25 | : 0,060 m ³ /s |

Del estudio realizado se desprende que el sistema tiene capacidad para los caudales indicados, siendo necesario solamente la construcción de compuertas de admisión y descarga y sección de aforo cerca de la bocatoma y algunos refuerzos en los tramos que se indican:

- Subida del revestimiento existente, en 0,30 m entre el Km 5,35 y el Km 6,65.
- Nuevo revestimiento, por un lado del canal, con muro de albañilería de piedra y radier de hormigón, entre el Km 5,15 y el Km 5,35 y entre el Km 6,65 y el Km 6,75.

- Nuevo revestimiento, por un lado del canal, con muro de albañilería de piedra y radier de hormigón, entre el Km 0,75 y el Km 0,81 y entre el Km 4,50 y el Km 5,00.

Estos canales actualmente carecen de regulación, por lo que se consulta la construcción de dos embalses: uno de 4.000 m³ de capacidad y el otro de 2.600 m³.

Además, se contempla la construcción de un marco partididor para entregar las aguas del canal Freirina, una caída a continuación del marco anterior y 1.200 m.l. de nuevo canal de salida para el primero de los embalses indicados.

La descripción detallada del estado actual y del proyecto de mejoramiento de estos canales, como así también el diseño de las obras indicadas se incluyen en los documentos internos del estudio, D.I.E. Nº V.A.2-2 y en los planos que los acompañan.

3.3.d Canal Mirador

Este canal también sirve el sector de riego R, y en la actualidad tiene capacidad para conducir su caudal de diseño.

Como resultado del estudio de mejoramiento solo se considera la construcción de compuertas de admisión y descarga, de sección de aforo en sus tramos iniciales y de un embalse regulador para 5.400 m³ en el Km 8,75. El diseño de estas obras y la descripción detallada del canal se incluye en los documentos internos del estudio, D.I.E. Nº V.A.2-2 y en los planos que los acompañan.

3.3.e Unificación Bellavista - Tablas y Pino

Estos canales también sirven el sector de riego R y su mejoramiento, que incluye la unificación de sus bocatomas, consulta la conducción del total de las aguas por el canal Bellavista, cuyo cauce tiene capacidad para el caudal de diseño, que es el siguiente según los distintos tramos:

| | | | | |
|-------------------------------|------------------|-------|-------------------------|-------------------------|
| Desde la bocatoma hasta el Km | 1,10 | : | 0,376 m ³ /s | |
| Desde el Km | 1,10 hasta el Km | 5,20 | : | 0,275 m ³ /s |
| Desde el Km | 5,20 hasta el Km | 12,80 | : | 0,226 m ³ /s |

El proyecto de mejoramiento incluye la construcción de 300 m.l. de muros de albañilería de piedra, por un lado del canal, y radier de hormigón, en el tramo comprendido entre el Km. 2,75 y el Km 3,05, que presenta filtraciones. También se considera en una parte de este tramo un muro de contención de 20 m de longitud, hacia el lado del cerro, para evitar la caída de derrumbes al canal.

Actualmente, la parte de los derechos correspondientes al canal Bellavista tiene capacidad suficiente de regulación (11.200 m³), no así los canales

Tablas y Pino, por lo que se han proyectado sendos embalses con capacidad de 4.400 m³ y 2.100 m³, respectivamente.

Para efectuar la repartición de las aguas del sistema de canales unificados, se han proyectado dos marcos partidores provistos de reglillas de aforo y catorce entregas para caudales pequeños.

El diseño de las obras indicadas anteriormente y la descripción del proyecto de mejoramiento de estos canales, se incluye en los documentos internos del estudio, D.I.E. N^o V.A.2-2 y en los planos que los acompañan.

3.3.f Canal Bellavista Bajo

El canal Bellavista Bajo sirve el sector de riego R, igual que los anteriores. Se ha revisado su capacidad para un caudal de 0,107 m³/s, encontrándose que el canal no presenta problemas de escurrimiento para dicho caudal y que, en general, se encuentra en buenas condiciones. En consecuencia, sólo se proyecta en este caso, las correspondientes compuertas de admisión y descarga y sección de aforo para controlar el caudal captado, obras que se detallan en los documentos internos del estudio, D.I.E. N^o V.A.2-2 y en los planos que los acompañan.

No se consulta embalse regulador debido a que el sistema no presenta diferencias de nivel que permitan ubicar una obra de este tipo.

3.3.g Canal Victoria

El canal Victoria sirve el sector de riego M, que forma parte del Proyecto de Parcelación Huasco B., de la Corporación de la Reforma Agraria. Se ha comprobado mediante el cálculo hidráulico que el cauce cuenta con capacidad suficiente para conducir el caudal de diseño, de 0,153 m³/s, salvo en los períodos anteriores a las limpias, en que debido a los embanques y al crecimiento de algas, sus condiciones se deterioran.

El proyecto de mejoramiento incluye la construcción de 4.160 m.l. de radier de hormigón y de muros de albañilería de piedras, por un solo lado del canal, en siete tramos que presentan filtraciones actualmente, siendo el principal de ellos el comprendido entre el Km 17,065 y el Km 19,30.

Se contempla la construcción de un embalse regulador, con capacidad para 6.600 m³., con el objeto de regular la totalidad del caudal, y de una obra de entrega tipo en el Km 23,70, que alimenta al embalse.

También se incluye el proyecto de otras obras complementarias, entre las cuales se cuentan las compuertas de admisión y descarga, la sección de aforo para controlar el caudal captado en bocatoma y un canal de salida del embalse, de 1.750 m de longitud.

La descripción detallada del canal y el diseño de las obras indicadas anteriormente, se encuentra en los documentos internos del estudio, D.I.E. Nº V.A.2-2 y en los planos que los acompañan.

3.3.h Canal San José

El canal San José, igual que el anterior, sirve el sector de riego M, y su capacidad se ha comprobado mediante el cálculo hidráulico para un caudal variable en sus distintos tramos, de acuerdo al siguiente detalle:

Desde la bocatoma al Km 18,35 : 0,378 m³/s
Desde el Km 18,35 al Km 21,55 : 0,247 m³/s
Desde el Km 21,55 al Km 23,60 : 0,144 m³/s

El canal no presenta problemas de escurrimiento, salvo en los períodos anteriores a las limpieas, por lo que en los documentos internos de estudio, D.I.E. Nº V.A.2-2, se incluye el detalle de las secciones mínimas, por tramo, que se debe dar al canal al realizar las limpieas.

El proyecto de mejoramiento incluye la construcción de 4.250 m.l. de radier de hormigón y de muros de albañilería de piedras, por un solo lado del canal, en el tramo comprendido entre el Km 7,85 y el Km 11,50, que presenta filtraciones. Además, se consulta la construcción de 600 m.l. de muros, iguales a los anteriores, en otros dos tramos del canal.

El canal San José cuenta actualmente con una capacidad de regulación nocturna de 20.800 m³ distribuída en tres embalses existentes, de los cuales uno, denominado El Bolsico, deberá ampliarse en unos 1.000 m³ para satisfacer las necesidades de la zona regulada por él.

Para efectuar la regulación de las aguas se proyectan cinco marcos partidores en los Km 15,50, 16,55, 18,35, 19,25 y 20,90. Los tres primeros serán exactamente iguales entre sí y funcionarán en forma alternada, cerrándose el saliente de dos de ellos mediante una compuerta dispuesta para el efecto. Los dos restantes funcionarán igual que los anteriores, son iguales entre sí y entregarán por el saliente en forma alternada. Además se considera la instalación de cuarenta y ocho compuertas prediales y un marco partidor en los canales derivados para dividir las aguas entre las distintas propiedades regadas por el canal.

Finalmente, como en los canales anteriores, se consulta la construcción de compuertas de admisión y descarga y sección de aforo en las cercanías de la bocatoma para controlar el caudal captado.

La descripción detallada del canal y el diseño de las obras indicadas anteriormente, se encuentra detallado en los documentos internos del estudio, D.I.E. Nº V.A.2-2 y en los planos que los acompañan.

3.3.i Canales San Juan (o Castellón), Castillo, Madariaga y Cachina

Los cuatro canales indicados sirven el sector de riego 0, y de acuerdo al cálculo hidráulico realizado, tienen capacidad suficiente para conducir sus respectivos caudales de diseño.

Para el canal San Juan, se contempla la ampliación del embalse de regulación existente, de 4.300 m³ de capacidad a 7.800 m³, que es el volumen de regulación necesario.

En el caso del canal Castillo, se proyecta un nuevo embalse de regulación, para 1.800 m³ de capacidad.

El canal Madariaga requiere de un volumen de regulación de 8.000 m³, por lo que se proyecta un embalse de esa capacidad. Para el canal Cachina en cambio, no se proyecta embalse porque no existen diferencias de cota que permitan desarrollar una obra de este tipo.

Además de los embalses señalados, en cada uno de los cuatro canales se consulta la construcción, cerca de sus respectivas bocatomas, de compuertas de admisión y descarga y secciones de aforo.

El diseño de las obras indicadas anteriormente, se encuentra detallado en los planos que forman parte de los documentos internos del estudio, D.I.E. N° V.A.2-2.

4. Anteproyecto de las obras de infraestructura necesarias para los nuevos suelos que se incorporan al riego

4.1 Introducción

El estudio integral de riego del valle de Huasco contempla la incorporación de nuevos suelos al riego por tres vías: en primer lugar, de acuerdo a las recomendaciones del informe agrológico, existen suelos cuya única limitante para ser considerados arables es su excesiva pedregosidad, la cual puede ser eliminada mediante un trabajo agrícola adecuado. Estos suelos pedregosos se encuentran en parte en lugares ubicados bajo cota de riego de canales existentes, y en consecuencia, basta con eliminar el exceso de piedras para transformarlos en suelos arables e incorporarlos a la superficie de riego del proyecto; otra parte de estos suelos se encuentra ubicada en la porción de los sectores de riego C y K que se regarán mediante la prolongación de los canales Compañía y Quebrada Honda. Estos últimos suelos requieren por lo tanto, para pasar a integrar la superficie de riego del estudio, del mismo trabajo de eliminación de las piedras de los anteriores y, además, de la construcción de los respectivos canales de riego, con lo cual constituyen el segundo grupo de suelos que se incorporan al riego.

La superficie total que será sometida al proceso de eliminación del exceso de piedras es de setecientos treinta y una hectárea y tres décimos de hectárea (731,3 há). Del total anterior, noventa y ocho hectáreas (98 há) se encuentran actualmente bajo canal y seiscientos treinta y tres hectáreas y tres décimas de hectáreas (633,3 há) corresponden a suelos que actualmente no se riegan.

La superficie total que se incorporará al riego mediante la prolongación de canales existentes es de 986,5 há, de las cuales 580 há corresponden a los nuevos suelos que se regarán mediante la prolongación del Canal Compañía y 406,5 há se regarán por medio de la prolongación del canal Quebrada Honda. Como se dice anteriormente, de la superficie total indicada, 633,3 há deberán previamente ser limpiadas del exceso de piedras para convertirlas en terrenos arables.

La tercera forma que se contempla en el estudio para incorporar nuevos suelos al riego, es el drenaje y rehabilitación de suelos que actualmente presentan napa freática alta y que acusan una alta concentración de sales.

Atendiendo al alto costo que representa la rehabilitación de suelos y al hecho que el recurso limitante del desarrollo del valle no es el suelo sino el agua, no se ha considerado la incorporación inmediata de la totalidad de los suelos en estas condiciones, sino tan solo un sector seleccionado de terrenos, los que por sus favorables condiciones, han sido estudiados en el carácter de plan piloto para que, en el futuro, si las condiciones lo aconsejan, sirvan de modelo a otras acciones similares, las que se programan a contar del año dieciseis del proyecto. Los terrenos cuyo proyecto de rehabilitación se incluye en el estudio, corresponden al sector denominado Las Tablas y comprenden 80,9 há de suelos clasificados como pantano en el estudio agrológico y, además, 106,6 há actualmente cultivadas pero que presentan serias limitaciones por su contenido de sales, y las cuales naturalmente se espera mejorar substancialmente con el proyecto.

De las tres formas de incorporación de suelos descritas anteriormente, la primera de ellas, o sea aquellas que consisten en la extracción del exceso de piedras de los terrenos, se detalla en cuanto a sus labores y sus costos en la parte correspondiente a la caracterización del desarrollo agropecuario; las dos formas restantes se desarrollan a continuación.

4.2 Suelos de nuevo riego

Los nuevos suelos de riego, como se dice anteriormente, están ubicados en los llanos existentes al poniente de la ex Hacienda La Compañía y en los llanos de Tatará. La ubicación de estos terrenos se puede visualizar en el plano N° 6 del álbum.

En los llanos de la Compañía, que se encuentran separados de la antigua hacienda por la sierra La Cantina, se regarán 580 há, para lo cual se consulta la prolongación del canal Compañía desde el km 22,478 al km 31,250 y la construcción de un embalse regulador con capacidad para 25.000 m³. Estas

obras han sido incluidas, dentro de las consideradas en el subcapítulo V.A.2.3. Además de las obras señaladas, es necesario considerar todas las obras denominadas de "puesta en riego", vale decir, el emparejamiento de suelos, los caminos interiores y los cierros, las cuales se incluyen en la parte correspondiente a la caracterización del desarrollo agropecuario. Finalmente, para la distribución del agua entre los nuevos predios que se formarán en estos terrenos, se requiere construir dieciseis compuertas prediales y 6.750 m.l. de canales de distribución.

En los llanos de Tatara, se regarán 406,5 há mediante la prolongación del canal Quebrada Honda, desde el km 17,25 al km 26,50. Además, dentro de las obras incluidas en el subcapítulo V.A.2.3, se considera la construcción de un embalse de 17.600 m³ para regular las aguas destinadas al riego de estos terrenos. Igual que en el caso anterior, en la parte correspondiente a la caracterización del desarrollo agropecuario se incluyen las obras de puesta en riego necesarias para habilitar estos suelos.

Las obras complementarias que se requieren y que no se incluyen en los capítulos anteriormente nombrados, comprenden 5.000 m.l. de canales de distribución, un marco partididor a la salida del embalse de regulación, una caída tipo con su colchón dissipador de energía y diez compuertas prediales. Con todas estas obras será posible efectuar en buena forma la distribución del agua entre los nuevos predios que se formarán en los llanos de Tatara.

4.3 Rehabilitación de suelos

4.3.a Generalidades

Como se dice anteriormente, no se considera conveniente contemplar en el estudio la recuperación inmediata de la totalidad de los suelos que presentan limitaciones por defectos de drenaje y por su alto contenido de sales. Lo anterior, debido al alto costo de rehabilitación de dichos suelos y porque la limitante del desarrollo del valle la constituye el agua y no la tierra, y en consecuencia no tendría sentido incorporar mayor superficie al cultivo si no se cuenta con agua para regarla. No obstante lo anterior, se piensa que en un plazo prudente, de al menos diez años a contar desde la construcción del embalse El Toro, y cuando la tecnificación del riego permita contar con ciertos excedentes de agua disponibles, podría ser de interés efectuar la rehabilitación de los suelos salinos.

Por la razón señalada, el plan de rehabilitación de suelos se ha dividido en dos etapas: una primera, a implementar de inmediato, y que consiste en la aplicación de un plan piloto en el sector denominado de Las Tablas, con el fin de hacer posible a futuro su extensión al resto del valle, en la medida que se den las condiciones requeridas y que se han señalado anteriormente, y si sus costos resultan convenientes de acuerdo con los resultados que se obtengan. Para esta primera etapa se ha elaborado un plan específico, que se describe resumidamente a continuación y con más detalles en el anexo N° V.A.2-2. La segunda etapa consistirá en la extensión del plan piloto, a contar del año

dieciseis del proyecto, al resto de los suelos con problemas de drenaje del valle. Para ésto se han identificado dichos suelos (ver D.I.E. Nº V.A.2) y se ha calculado una inversión promedio por há, como así también el costo del control de funcionamiento al término del primer año y los costos de operación y mantención, que consisten en una limpieza de los drenes cada cinco años.

Los suelos identificados en los planos del D.I.E. Nº V.A.2, comprenden parte de las series Paona (PNA) y Bellavista (BVT) y sectores clasificados como pantano (MPT) en el estudio agrológico. Los primeros corresponden a suelos agrícolas, que por sus limitantes de drenaje y contenido de sales, están incluidos en el grupo de manejo 10 y los pantanos, que no constituyen suelos agrícolas, están incluidos en los grupos de manejo 12 y 13.

El detalle de estos suelos, incluyendo el sector de Las Tablas, es el siguiente:

| Sector de Riego | Superficie (há) | |
|-----------------|---|---------------|
| | Series PNA y BVT con drenaje deficiente (W2 y W3) | Pantanos |
| I | 10,65 | 76,30 |
| J | 11,50 | 3,00 |
| K | 4,40 | - |
| N | 56,35 | 9,15 |
| O | 23,70 | 111,05 |
| P | 4,40 | - |
| Q | 388,85 | 19,55 |
| R | 202,40 | 158,00 |
| Total | 702,25 | 377,05 |

4.3.b Descripción resumida del plan piloto.

El sector de Las Tablas se encuentra ubicado a 2,5 km al oriente del pueblo Huasco Bajo, siendo la superficie que se rehabilitará de 187,5 há. De éstas, 80,9 há corresponden a suelos clasificados como pantano, es decir, no están comprendidos en los suelos agrícolas del valle, y las 106,6 há restantes son actualmente suelos agrícolas, pero con limitaciones por contenido de sales y mal drenaje.

La rehabilitación de suelos salinos consiste en el lavado o lixiviado de las sales acumuladas en el suelo al nivel de la rizósfera. Para el lavado de las sales es necesario que el agua atraviese la rizósfera y posteriormente percole, pero es común encontrar que coincidan los problemas de alta salinidad en los suelos con los de mal drenaje.

Este último es precisamente el caso del sector de Las Tablas, cuya solución se complica porque además de poseer malas condiciones de drenaje natural, las aguas de riego, que son las que se emplearían para lixiviar, poseen una alta concentración de sales.

Tomando en consideración estos antecedentes, el procedimiento para lavar y drenar se podría resumir de la siguiente manera:

i) Se fijarán tasas de lixiviación que permitan mantener una concentración tolerable de sales en el agua retenida por el suelo al nivel de la rizósfera. Esta tasa de lixiviación se expresará como un porcentaje del uso consumo, puesto que la cantidad de sales depositadas en el suelo son función directa de este último.

ii) Como toda el agua aplicada al suelo deberá ser evacuada mediante un drenaje, será necesario para el dimensionamiento de este último determinar en que momento y en que cantidad se efectuarán las recargas debido al riego. Usando posteriormente éstas como dato de entrada, se podrá aplicar un modelo de simulación de la napa en regimen transiente para distintas características de espaciamiento y profundidad de los drenes, y seleccionar aquel diseño que funcione en mejor forma.

iii) Posteriormente se procederá a aplicar el modelo señalado en el punto anterior, empezando por la obtención de los parámetros del suelo a partir de la información existente en el Estudio Agrológico del Valle del Río Huasco y el Estudio Hidrogeológico efectuado con motivo de este estudio integral. Como resultado del modelo se obtendrán espaciamientos y profundidades máximas de los drenes para cada cultivo, lo que se aplicará posteriormente para el trazado en planta de dichos drenes.

5. Presupuesto

El presente subcapítulo incluye el presupuesto de las obras de mejoramiento de la infraestructura actual de riego que se consultan en el presente estudio integral, y que se describen en los subcapítulos anteriores. En primer lugar, se ha realizado un estudio de precios unitarios, a precios de Octubre de 1983, que comprende la gran mayoría de las partidas del presupuesto y que ha servido de base para componer los costos de las obras. A continuación, se acompaña el presupuesto propiamente tal, el cual ha debido resumirse necesariamente, juntando grupos de obras, con el objeto de evitar una presentación excesivamente voluminosa.

En todo caso, los valores de los grupos de obras que aparecen en el presupuesto son el resultado de la determinación de precios por unidad de obras tipo, a partir de la respectiva cubicación y de la aplicación a cada ítem de los precios unitarios indicados anteriormente. Esta determinación de precios por unidad de obras tipo se encuentra en los documentos internos del estudio, D.I.E. Nº V.A.2-3 y el presupuesto más detallado de las mismas se presenta en

el anexo N° V.A.2-3. La cubicación de la cantidad de unidades de obras de cada tipo se deduce de los cuadros de obras de admisión y descarga, secciones de aforo, entregas y caídas, que figuran en el anexo N° V.A.2-1, y además de los documentos internos del estudio D.I.E. N° V.A.2 que contienen detalles del proyecto de los canales comprendidos entre Santa Juana y la desembocadura, y cuadros con detalles de los revestimientos, compuertas prediales y obras de entrega.

Las obras específicas están cubicadas individualmente y valoradas también individualmente a partir de los precios unitarios. La cubicación de la mayor parte de estas obras aparecen en los planos respectivos que acompañan a los documentos internos del estudio, D.I.E. N° V.A.2.

5.1 Estudio de precios unitarios

A continuación se acompaña el cuadro N° V.A.2-1, que resume el resultado del estudio de precios unitarios, cuyo detalle se incluye en los documentos internos del estudio, D.I.E. V.A.2-3.

5.2 Costo presupuestos de las obras

5.2.a Obras de mejoramiento en la Primera Sección (río El Carmen)

| | | |
|---|---------------------------------|------------------|
| - | Revestimientos de canales | \$ 23.226.905 |
| - | Obras de admisión y descarga | 262.539 |
| - | Secciones de aforo | 164.909 |
| - | Obras de entrega | 1.342.999 |
| - | Caídas | 1.320.756 |
| - | Colchones disipadores | 131.014 |
| - | Compuertas en canales menores | 1.355.976 |
| - | Bocatomas | 3.631.022 |
| - | Sifones | 954.112 |
| - | Embalses de regulación nocturna | 3.141.838 |
| - | Cunetas colectoras de derrames | <u>1.525.095</u> |
| | Total Primera Sección | \$ 37.057.165 |

| | | |
|-------|--|----------------|
| 5.2.b | <u>Obras de mejoramiento en la Segunda Sección</u> <u>(río El Tránsito)</u> | |
| - | Revestimiento de canales | \$ 39.710.953 |
| - | Obras de admisión y descarga | 2.117.116 |
| - | Secciones de aforo | 436.706 |
| - | Obras de entrega | 2.467.392 |
| - | Caídas | 2.676.870 |
| - | Colchones disipadores | 209.907 |
| - | Compuertas en canales menores | 1.814.076 |
| - | Bocatomas | 3.194.128 |
| - | Sifones | 387.324 |
| - | Embalses de regulación nocturna | 9.143.810 |
| - | Cunetas colectoras de derrames | \$ 2.140.710 |
| | Total Segunda Sección | \$ 64.298.992 |
| 5.2.c | <u>Obras de mejoramiento de la Tercera Sección (río Huasco,</u> <u>entre La Junta y la carretera Panamericana).</u> | |
| i) | Obras en canales menores | |
| - | Revestimiento de canales | \$ 2.322.796 |
| - | Obras de admisión y descarga | 1.060.400 |
| - | Secciones de aforo | 135.288 |
| - | Obras de entrega | 100.578 |
| - | Caídas | 108.347 |
| - | Colchones disipadores | 17.509 |
| - | Compuertas menores | 458.100 |
| - | Embalses regulación nocturna | 589.893 |
| - | Cunetas colectores de derrames | 900.900 |
| | | \$ 5.693.811 |
| ii) | Mejoramiento y prolongación del canal Compañía | \$ 131.243.058 |
| iii) | Mejoramiento del canal Marañón | 10.687.835 |
| iv) | Mejoramiento del canal Ventanas | 49.850.842 |
| v) | Mejoramiento del canal Gallo y Ferrera | 4.310.877 |
| vi) | Mejoramiento del canal Buena Esperanza | 17.234.375 |
| vii) | Mejoramiento y prolongación del canal Quebrada Honda | 51.962.537 |
| viii) | Mejoramiento del canal Perales | 5.657.248 |
| | Total Tercera Sección | \$ 276.640.583 |

5.2.d Obras de mejoramiento en la Cuarta Sección (río Huasco entre la carretera Panamericana y la desembocadura).

| | | | |
|-------|---|----|----------------|
| i) | Obras de admisión y descarga | \$ | 1.608.043 |
| ii) | Secciones de aforo | | 149.421 |
| iii) | Mejoramiento de canales Nicolasa, Tatara y Bodeguilla | | 7.914.410 |
| iv) | Mejoramiento de canales García Campusano y Freirina | | 3.566.808 |
| v) | Mejoramiento del canal Mirador | | 1.075.963 |
| vi) | Mejoramiento de canales Bellavista, Tablas y Pino | | 2.024.331 |
| vii) | Mejoramiento del canal Victoria | | 12.217.079 |
| viii) | Mejoramiento del canal San José | | 14.160.056 |
| ix) | Mejoramiento del canal San Juan y Castellón | | 822.063 |
| x) | Mejoramiento del canal Castillo | | 524.113 |
| xi) | Mejoramiento del canal Madariaga | | <u>950.155</u> |
| | Total Cuarta Sección | \$ | 45.012.442 |

5.2.e Obras complementarias en los suelos de nuevo riego

| | | | |
|-----|--|----|------------------|
| i) | En el canal Compañía | \$ | 1.498.691 |
| ii) | En el canal Quebrada Honda | | <u>1.364.189</u> |
| | Total obras complementarias en suelos de nuevo riego | \$ | 2.862.880 |

5.2.f Obras de rehabilitación de suelos

i) Primera etapa. Plan piloto para rehabilitación del sector de Las Tablas

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario | Total \$ |
|------------------------------------|--------|----------|-----------------|----------------|
| - Construcción de drenes abiertos | ml | 9.650 | \$ 1.220 | 11.773.000 |
| - Construcción de drenes entubados | ml | 2.430 | 1.283 | 3.117.690 |
| - Cámaras de visita | Nº | 12 | 15.120 | 181.440 |
| - Cruces de camino | Nº | 7 | 40.685 | 284.795 |
| - Cruces de ferrocarril | Nº | 2 | 61.000 | <u>122.000</u> |
| Sub-Total | | | | \$ 15.478.925 |

ii) Segunda etapa. Rehabilitación del resto de los suelos con problemas de drenaje y salinidad

| | |
|--|----------------------|
| - Rehabilitación de 892 há a \$ 80.000/há (corresponde al valor determinado para el plan piloto redondeado a los miles de pesos). | \$ <u>71.360.000</u> |
| Total obras de rehabilitación de suelos | \$ 86.838.925 |

Nota 1: La segunda etapa se postula que se desarrollará en tres años, a contar desde el año dieciseis del proyecto.

5.3 Resumen del Presupuesto

| Actividad Nº | Designación | Precio Total \$ |
|-----------------|--|--------------------|
| 1 | Proyecto de mejoramiento en los ríos El Carmen El Tránsito | |
| | a) El Carmen | \$ 37.057.165 |
| | b) El Tránsito | \$ 64.298.992 |
| 2 | Proyecto de mejoramiento en el río Huasco | 101.356.157 |
| 3 | Proyecto de obras complementarias para los suelos de nuevo riego | 321.653.025 |
| 4 | Proyecto de obras para la rehabilitación de suelos | 2.862.880 |
| | a) 1a. Etapa: | \$ 15.478.925 |
| | b) 2a. Etapa: | \$ 71.360.000 |
| | Sub-Total del presupuesto | 86.838.925 |
| | Estudios de ingeniería (4,5%) | 512.710.987 |
| | Supervigilancia de la construcción (2%) | 23.071.793 |
| | Total del Presupuesto | 10.254.220 |
| | | 546.037.000 |

6. Programación de la construcción de las obras proyectadas.

En el presente subcapítulo se formula la programación de las actividades que se deben realizar para desarrollar el proyecto de detalle, y la ejecución de todas las obras cuyo proyecto básico se incluye en los subcapítulos Nº V.A.2.2, V.A.2.3 y V.A.2.4 y cuyo presupuesto se presenta en el subcapítulo Nº V.A.2-5.

Las obras indicadas se pueden dividir en dos grupos: aquellas cuya programación no depende de la fecha en la que se inicia la operación de las obras matrices y aquellas que, a la inversa, dependen de dicha fecha. Las primeras corresponden a las obras de mejoramiento en los ríos El Carmen y El Tránsito, las cuales, no dependen de la operación de las obras matrices, pues están situadas aguas arriba de las mismas y porque una parte importante de sus beneficios se pueden lograr aunque no se construyan estas últimas. Además, desde un punto de vista de operación, es altamente conveniente que, cuando entre en operación el embalse El Toro, ya se haya logrado establecer el hábito entre los usuarios de la 1a y 2a Sección del río, en lo que se refiere al nuevo modo de operar sus sistemas de riego. Obviamente, el segundo grupo de obras corresponde a todas las obras de mejoramiento incluídas en el estudio y que no están comprendidas en el primer grupo, ya individualizado.

La programación de las obras que no dependen de la fecha en que se inicia la operación de las obras matrices se presenta en la figura Nº V.A.2-1 y, la programación de las obras restantes, se presenta en la figura Nº V.A.2-2.

7. Calendario de inversiones de las obras proyectadas

En este subcapítulo se determina el calendario de inversiones de las obras de infraestructura de riego, tanto a precios de mercado como sociales. Los flujos se obtienen a partir de la desagregación de cada una de las partidas que conforman el presupuesto de estas obras.

El flujo de egresos a precios de mercado se establece descontando el impuesto al valor agregado incluido en las partidas de costo, mientras que los egresos a precios sociales se determinan aplicando los factores de ajuste a los precios de mercado definidos por ODEPLAN. Ambos flujos se presentan en el cuadro Nº V.A.2-2.

V.A.3

ANTEPROYECTO DEL EMBALSE EL TORO1. Introducción

Como política general en los estudios integrales de riego y desarrollo agrícola, la Comisión Nacional de Riego ha considerado conveniente dar una mayor profundidad al prediseño de las obras matrices de ingeniería resultantes del análisis de las proposiciones alternativas de desarrollo, con el objeto de establecer la necesaria continuidad entre los estudios de factibilidad, realizados por ella, y la fase de los estudios correspondientes a la ingeniería básica y a la ingeniería de diseño, que deben ser desarrollados posteriormente por la Dirección de Riego del M.O.P.

En el presente capítulo del informe se desarrolla el anteproyecto del embalse El Toro, que es la principal obra de ingeniería que consulta el Estudio Integral de Riego del Valle de Huasco. El presente anteproyecto se realiza para un volumen útil de 160 millones de m³ y un volumen muerto de 2.850.000 m³. Como consecuencia del planteamiento indicado en el párrafo anterior, en este anteproyecto se incluyen materias que tienen por objeto, todas ellas, servir de base de apoyo al análisis en una mayor profundidad de las obras de ingeniería, como se indica anteriormente. Se han realizado para el efecto estudios topográficos de la zona de la presa de El Toro y de sus obras anexas, estudios hidrológicos relativos a las crecidas del río Huasco en la zona de los posibles emplazamientos de presas de embalse, estudios de la sedimentación que se produciría por efecto del gasto sólido del río en caso de construirse un embalse y, por último, estudios geotécnicos del área de El Toro para definir las características de las zonas de fundación y de los apoyos laterales de la presa, las condiciones de la roca en las zonas donde se ubicarían las obras anexas del embalse y las propiedades de los suelos de los posibles empréstitos que han de constituir los materiales de relleno de la presa, en especial de los finos que se destinarían a la construcción del núcleo impermeable.

Cada una de las materias indicadas anteriormente se desarrollan en los subcapítulos que se presentan inmediatamente a continuación, para proseguir posteriormente, en los subcapítulos siguientes con el diseño propiamente del embalse y de sus obras anexas, como así también el diseño de la central hidroeléctrica que se contempla al pie de la presa. Finalmente, en este capítulo, se incluye el presupuesto y la programación de las obras y los flujos de ingresos y egresos correspondientes a las mismas.

2. Topografía

Los estudios topográficos realizados para el efecto consisten fundamentalmente en un plano taquimétrico de la zona del embalse El Toro a escala 1:1.000, con curvas de nivel cada metro. Además, se realizó topografía de apoyo para el anteproyecto de las obras de mejoramiento de riego, pero éstas no corresponden a lo que se ha denominado obras matrices y por lo tanto la descripción deta-

llada de estos trabajos no se incluye en el presente subcapítulo, sino en los correspondientes a obras de infraestructura de riego.

Para el prediseño del posible embalse El Toro, se cuenta con la ayuda del levantamiento aerofotogramétrico a escala 1:5.000, con curvas de nivel cada cinco metros, realizado por el Instituto Geográfico Militar en 1976. A pesar de ser éste un plano de excelente calidad, lo abrupto del terreno en el área de la posible presa hace aparecer grandes zonas de sombras en los fotogramas, lo cual tiene como consecuencia la correspondiente ausencia de curvas de nivel en dichas zonas. Además, la escala y el distanciamiento de las curvas de nivel se hacen insuficientes para dar la concordancia necesaria a la profundidad de los estudios de prediseño de la presa, con respecto al grado de exactitud que representan los estudios realizados en las demás materias que constituyen la información básica para el anteproyecto de las obras.

Por las razones anteriores, se procedió al levantamiento taquimétrico de las características indicadas al comienzo de este subcapítulo. Este plano se presenta con el N^o 12.1 en el álbum de planos del estudio y constituye una versión reducida del plano de trabajo original, a escala 1:1.000. En él se incluyen, en planta, la ubicación del muro de la presa, de las obras anexas del embalse y de la central hidroeléctrica. Cubre una superficie aproximada de 50 há, con una longitud, en el sentido del río, de 1.000 m y un ancho medio de 500 m. En altura, el plano alcanza hasta una cota de más de 100 m por sobre el nivel del río, la cual es suficiente para desarrollar el anteproyecto de la presa dentro de las dimensiones consideradas para ésta. Además, el plano abarca toda la zona donde se ubicará el vertedero, acueducto de evacuación de crecidas, túnel de evacuación durante la construcción y obras de toma para la entrega de las aguas de riego. El área levantada es lo suficientemente amplia como para desplazar el eje de la posible presa dentro de ciertos límites razonables. El plano incluye también la ubicación de los seis sondeos realizados dentro del programa de estudios geotécnicos y la de los principales accidentes y obras del terreno, tales como el cauce del río Huasco, el camino actual a Alto del Carmen, etc.

Para la realización del levantamiento no fue posible obtener las monografías de los puntos trigonométricos de la red primaria de apoyo de la Carta Nacional, ni las correspondientes a puntos de referencia utilizados para el levantamiento aerofotogramétrico a escala 1:5.000 del Instituto Geográfico Militar. Por esta razón, no se ligó con exactitud el plano a la cartografía existente. Sin embargo, esto se hizo en forma aproximada a través de un punto característico existente frente al Retén de Carabineros de Alto del Carmen, del cual se obtuvo las coordenadas y cota por medio del plano a escala 1:5.000, en el que dicho punto figura individualizado. El punto indicado se balizó en forma adecuada para dejarlo como referencia del levantamiento realizado y como punto de amarre con la cartografía existente.

Posteriormente a la ejecución del plano, se obtuvo tres monografías de puntos de nivelación (P.N.), de los cuales dos han sido destruidos en el terreno. El tercer punto de nivelación se utilizó para relacionar con precisión el sistema de cotas del plano con el del levantamiento aerofotogramétrico a escala 1:5.000, realizado por el I.G.M., estableciéndose un desplazamiento de 2,50 m en vertical entre ambos sistemas (ver nota en plano N^o 12.1 del álbum).

Por último, cabe señalar que las laderas del cajón del río Huasco en la zona del levantamiento son tan abruptas y presentan un número tan grande de elementos tales como grandes bloques de rocas sobrepuestas, que se requeriría de una densidad enorme de puntos de relleno para representar adecuadamente todos los accidentes topográficos, cosa que no se hizo por exceder el alcance del trabajo en esta fase del estudio. En consecuencia, para el empleo del plano debe tomarse en cuenta esta limitante, y en general debe considerarse que él constituye una adecuada representación de la topografía de la zona, en la que no aparece reflejado ésto que podría denominarse "microrelieve", aunque en este caso no se trata tan solo del relieve menor. Para los efectos del anteproyecto de la posible presa, sin embargo, el levantamiento se considera suficiente, siendo posible que, para la etapa de la ingeniería de diseño, sea necesario complementarlo con algunos planos de detalle.

3. Hidrología

3.1 Generalidades

El presente subcapítulo contiene el análisis de las crecidas de diseño para las obras de evacuación de la presa de embalse que se ubicará en la parte alta del valle del río Huasco.

La ubicación de la presa, como se ha dicho en capítulos anteriores, será un poco aguas abajo de la confluencia de los ríos El Carmen y El Tránsito, que es el punto de nacimiento del río Huasco propiamente tal, en el lugar denominado El Toro. Este lugar corresponde aproximadamente a las coordenadas geográficas 28°45' S de Latitud y 70°30' W de Longitud.

La evaluación de crecidas que se presenta, pretende cuantificar gastos máximos de avenidas con sus correspondientes volúmenes asociados, para períodos de retorno determinados. La metodología utilizada, corresponde al análisis de frecuencias de crecidas registradas limnigráficamente en la estación río Huasco en Algodones, ubicada poco aguas abajo del lugar del emplazamiento de la presa. Para llevar a cabo los análisis de frecuencias, es necesario analizar y completar previamente la información básica existente en la estación fluviométrica mencionada, tal como se señala en los puntos siguientes.

Dado el carácter nivo pluvial del régimen fluviométrico del río Huasco en esta zona, los análisis de frecuencias consideran separadamente las crecidas de origen pluvial y las crecidas de deshielo. Además, en el informe se proporcionan hidrogramas tipo para las crecidas pluviales, y relaciones tipo que permiten inferir volúmenes diarios y semanales para las crecidas de deshielo. Se enfatizan los resultados, para los períodos de retorno 1.000 años, como valor de diseño de las obras de evacuación y para períodos de retorno 100 años, como valor de diseño de las obras temporales necesarias para la construcción (ataguías y túneles de desviación). Cabe señalar que este último valor tiene una seguridad de 97% de no ser sobrepasado en un período de tres años consecutivos, y una seguridad de 95% de no ser sobrepasado en 5 años consecutivos, los que parecen ser adecuados, como criterio de decisión, para el diseño de las obras temporales durante la construcción.

3.2 Recopilación y revisión de antecedentes

La cuenca del río Huasco presenta un régimen de escorrentía de tipo nivopluvial, por lo que se consideró necesario separar ambos eventos, teniendo así una serie de gastos máximos de invierno y una serie de gastos máximos de deshielo. Se observa además, ocasionalmente, el efecto causado por algunas lluvias de carácter convectivo que ocurren en la zona alta de la cuenca, en los meses de verano y comienzos del otoño, que producen crecidas en el río Huasco; sin embargo, estas crecidas, además de ocasionales, son de magnitudes francamente inferiores a las individualizadas anteriormente.

3.2.a Información básica utilizada

De acuerdo a lo indicado, se tomó como base para este estudio la estación Huasco en Algodones. Esta estación posee registros limnigráficos en el período comprendido entre Enero de 1949 y Julio de 1983. Se revisó todo el período, extrayéndose las alturas limnigráficas máximas de invierno y de deshielo de cada año (un valor de cada una por año); en este proceso de selección se tuvo la precaución de verificar que la curva de descarga no variara dentro del período que incluía las mayores alturas; en los casos en que existe más de una curva de descarga, se tomó un valor de altura máxima para cada período de validez de las curvas de descarga consideradas, con el objeto de seleccionar el mayor caudal.

En esta revisión, se detectaron períodos sin información por un total de 18 meses. Estos períodos fueron revisados en las estaciones fluviométricas Huasco en Santa Juana, Tránsito en Junta con Carmen y Carmen en Ramadillas, con el objeto de comprobar la existencia de crecidas de importancia en el período faltante de Huasco en Algodones. La confrontación señalada permitió confirmar las series de valores máximos extraídos según la estadística de Huasco en Algodones, a excepción de los máximos de invierno y deshielo del año 1957 y el máximo de invierno del año 1975; en estos casos, fue imposible determinar la existencia de crecidas en el período faltante, debido a la ausencia de registros en las estaciones usadas para la comprobación.

3.2.b Procesamiento de la información básica

Previamente a la evaluación de los gastos máximos, se hizo una revisión de todas las curvas de descarga necesarias para la traducción de las alturas limnigráficas seleccionadas. Esto llevó a redefinir los trazados hechos por la D.G.A. para el período Octubre 1948 a Diciembre 1955; este período es bastante inestable y sin aforos que ayuden a definir en buena forma la zona alta de las curvas. También se revisó el trazado de las curvas en los períodos Enero 1961 a Noviembre 1961, Septiembre 1962 a Enero 1965 y Febrero 1972 a Octubre 1973. Se ocupó además las curvas trazadas y revisadas para el estudio fluviométrico correspondiente al presente estudio, capítulo III.D.2 y D.I.E. Nº III.D.2.

En el cuadro Nº V.A.3-1 se presentan los gastos máximos de invierno finalmente obtenidos; se aprecia que el evento se manifiesta entre los meses de Abril y Agosto. En el cuadro Nº V.A.3-2 se muestran los gastos máximos de deshielo y según se observa, el fenómeno se presenta desde mediados de Septiembre hasta Diciembre, con la tendencia clásica, que los mayores valores de la serie ocurren mas bien al final de dicho período, mientras los valores mas pequeños de la serie, tienden a ocurrir hacia el comienzo del período de deshielo.

Con el propósito de definir el volumen de escorrentía directa de la crecida de invierno asociado al gasto máximo para un período de retorno dado, se evaluó el volumen de escorrentía directa de las mayores crecidas registradas, traduciendo los limnigramas correspondientes.

Para cuantificar los volúmenes de escorrentía directa, fue necesario separar ésta del flujo base; esta separación se hizo, uniendo con un trazo recto en los hidrogramas, el punto inicial de la crecida con un punto en la curva de recesión de la misma que correspondiera aproximadamente al término de la escorrentía directa; este último punto queda definido, en la mayoría de los casos, por un cambio apreciable de la pendiente en la curva de recesión. Los valores obtenidos se presentan en el cuadro Nº V.A.3-3.

3.3 Relleno y extensión de las series de gastos máximos

Este acápite tiene por finalidad completar los valores faltantes en las series y extender el período de cada una de ellas. Cabe destacar que resulta de suma importancia contar con series completas y largas, con el fin de realizar un análisis de frecuencias cuyos resultados sean suficientemente confiables y representativos del fenómeno analizado.

3.3.a Análisis de relleno de las series

Para el relleno de los años faltantes, se intentaron relaciones precipitación-escorrentía (caudal de punta). La información pluviométrica utilizada fue aquella ampliada y corregida al período 1941 - 1980, estadística que se presenta en el anexo Nº III.D.1-2.

Las relaciones precipitación - escorrentía obtenidas, habiéndose considerado distintos tipos de índices pluviométricos, siempre resultaron ser poco definidas. Por esta razón, para rellenar la serie de gastos máximos de invierno, finalmente se prefirió utilizar una relación entre caudales de punta de deshielo y pluviales correspondientes al mismo año, tal como se señala más adelante. En todo caso, los valores que se entregan en los puntos siguientes, deben considerarse netamente referenciales y sólo sirven para dar un número de orden a la crece del año sin registros, en la serie respectiva. Se considera que esto es preferible, desde el punto de vista de los resultados del análisis, que no tener información alguna.

i) Serie de gastos máximos de invierno (crecidas pluviales)

La cuenca del río Huasco presenta un régimen de precipitaciones que se caracteriza por su gran variabilidad espacial. Además, la cobertura de estaciones pluviométricas en la zona, es totalmente insuficiente para caracterizar adecuadamente dicha variabilidad; lo anterior motivó la confección de índices de precipitaciones, en los cuales se encuentran representadas las diferentes subcuencas de la parte alta de la hoya hidrográfica, para intentar relaciones precipitación-escorrentía que pudiesen considerarse mas generales y representativas. Por lo tanto, en estos índices se incluyen los registros de las estaciones pluviométricas: El Tránsito, San Félix, La Pampa, Los Tambos y Conay Retén.

Sin embargo, todos los índices pluviométricos que se probaron, entregan relaciones precipitación-gasto de punta muy poco definidas y poco atractivas para tomar decisiones en cuanto al relleno.

En vista de lo anterior, se confeccionó una relación entre los caudales de punta de deshielo y de invierno del año correspondiente (figura Nº V.A.3-1), que finalmente se utilizó para rellenar los valores faltantes de la serie de gastos máximos de invierno. En la figura se observa que, en general, los gastos máximos de invierno son mayores que los correspondientes de deshielo; teniendo en cuenta ésto, se trazó una recta conservadoramente, para inferir los valores faltantes de gastos de punta de invierno. De aquí se obtuvo valores estimados de 34 y 2,5 m³/s para las crecidas de invierno de los años 1957 y 1975 respectivamente.

ii) Serie de gastos máximos de deshielo

Para este evento, se formó un índice de precipitaciones que incluye las estaciones pluviométricas más altas ubicadas en las subcuencas de los ríos Tránsito y Carmen, considerando éstas como representativas del régimen de acumulación nival. De acuerdo a ésto, el índice queda compuesto por las estaciones pluviométricas San Félix y Conay Retén. El índice se forma por la suma de las precipitaciones totales registradas en cada una de dichas estaciones, entre los meses de Abril y Agosto de cada año. Posteriormente, este índice se relaciona con el caudal máximo de deshielo correspondiente al año. La relación, que se presenta en la figura Nº V.A.3-2, entrega para el año 1957, un caudal máximo de deshielo del orden de 28 (m³/s).

3.3.b Extensión de las series

El análisis realizado en el punto anterior, deja series completas en el período 1949-1982. Este período es posible extenderlo hasta el año 1942, mediante los registros de la estación pluviométrica Huasco en Camarones, que es una estación de tipo limnimétrico, controlada por ENDESA y que cuenta con estadísticas de caudales en el período 1942-1956. Las estadísticas originales

de caudales medios diarios de Huasco en Camarones se incluye en los documentos internos del estudio (DIE. Nº V.A.3-1). En la figura Nº V.A.3-3 se dibujó gráficamente para ambas series y en el período común, el caudal máximo registrado en Huasco en Algodones, en función del caudal medio diario concurrente registrado en Huasco en Camarones. Las relaciones así definidas, para los períodos de invierno y deshielo, permiten obtener los valores de caudales máximos en Huasco en Algodones, para el período 1942-1948 de ambas series, éstos se presentan en el cuadro Nº V.A.3-4.

Finalmente es posible extender las series en un año más e incluir el año 1941, utilizando como base las relaciones precipitación-escorrentía presentadas en las figuras Nº V.A.3-1 y V.A.3-2, dado que se cuenta con información pluviométrica completa hasta el año 1941. Para el gasto máximo de deshielo correspondiente a 1941, se observa claramente en la figura Nº V.A.3-2, que el valor es el mayor en el período 1941-82. La estación fluviométrica Huasco en Camarones registra en Marzo de 1942 valores de gastos medios diarios de casi 45 m³/s, los que utilizando la relación presentada en la figura Nº V.A.3-3, dan para Huasco en Algodones gastos máximos de más de 50 m³/s. Ahora bien, en la relación precipitación-escorrentía de la figura Nº V.A.3-2, es factible trazar una envolvente superior para los gastos de punta de deshielo; usando el valor del índice pluviométrico para 1941 y las dos rectas ajustadas en la figura Nº V.A.3-2, se puede asignar un valor de entre 50 y 65 m³/s al gasto máximo de deshielo para 1941, en Huasco en Algodones.

Para el gasto máximo de invierno de 1941, es posible utilizar la relación de la figura Nº V.A.3-1 y el rango estimado para el gasto máximo de deshielo (50 a 65 m³/s) en el mismo año. Haciendo ésto, se puede valorizar, en forma conservadora, el gasto de punta en el invierno de 1941 entre 60 y 80 m³/s, lo que daría número de orden uno a la crecida pluvial de 1941, en el período 1941-1982. Esta consideración se ha tenido en cuenta para el análisis de frecuencias que se presenta en el punto siguiente.

3.4 Análisis de frecuencias de gastos máximos

En el punto anterior, se definieron (rellenándolas y extendiéndolas) las series de gastos máximos de invierno y deshielo, para el período 1941-1982; estas se muestran en los cuadros Nº V.A.3-5 y V.A.3-6. A estas series, se las sometió a análisis de frecuencias gráficos utilizando las fórmulas de Weibull y de A. Hazen para asignar las probabilidades de excedencia, y también a análisis de frecuencias analíticos tal como se especifica más adelante; los resultados se presentan a continuación.

En las figuras Nº V.A.3-4 y V.A.3-5 se muestran los análisis de frecuencias para las series de gastos máximos de invierno y de deshielo respectivamente, en papel de probabilidad logarítmico-normal. Para ambos casos, se realizó un ajuste gráfico y ajustes analíticos, empleando para estos últimos las distribuciones de probabilidades Gumbel, log-normal 2, log-normal 3 y log-Pearson 3. En las figuras se muestran los ajustes gráficos y analíticos correspondientes a las distribuciones log-normal 2 y log-Pearson 3, que fueron los que parecieron más adecuados. En todo caso, los valores de caudal máximo

que resultan de todos los ajustes analíticos realizados, así como también del ajuste gráfico, para los períodos de invierno y deshielo, se presentan en los cuadros Nº V.A.3-7 y V.A.3-8.

El análisis de las figuras y de los cuadros indicados anteriormente, permite concluir que en el caso de las crecidas pluviales, el ajuste gráfico proporciona valores algo mayores que los ajustes analíticos. Teniendo en cuenta la relativa incertidumbre asociada a la información básica utilizada, parece prudente adoptar los valores resultantes de este ajuste gráfico en lo que sigue. En cuanto a las crecidas de deshielo, para mantener una homogeneidad de criterio en los resultados complementarios que se presentan más adelante, también se utilizan los valores obtenidos del ajuste gráfico, no obstante ser éstos algo inferiores a los que resultan en el ajuste de la distribución log-Pearson 3.

3.5 Definición de volúmenes e hidrogramas

En este punto se presentan los análisis complementarios a los presentados en el acápite anterior, que permiten definir otros parámetros de las crecidas correspondientes a períodos de retorno determinados. Estos parámetros son los volúmenes y/o hidrogramas asociados.

3.5.a Crecidas de origen pluvial (invierno)

En la figura Nº V.A.3-6 se ha dibujado una relación entre el volumen de escorrentía directa y el gasto máximo asociado, para todas las mayores crecidas registradas en Huasco en Algodones; mediante esta relación y usando los gastos máximos determinados en el punto anterior, es posible obtener los valores de volumen que se presentan en la lista siguiente.

| Período de Retorno (años) | Caudal Máximo de invierno (m ³ /s) | Volúmenes de escorrentía directa (millones m ³) |
|---------------------------|---|---|
| 1.000 | 320 | 20,8 |
| 500 | 245 | 15,6 |
| 200 | 165 | 10,7 |
| 100 | 120 | 7,8 |

Nota: Al caudal máximo obtenido por el análisis de frecuencia, no se le restó el caudal base; sin embargo, su incidencia es muy pequeña para los casos incluidos.

En la figura N° V.A.3-7 se presenta como alternativa un análisis de frecuencia directo de los volúmenes de escorrentía de las crecidas pluviales. Para hacer este análisis de frecuencia se utilizaron las mayores crecidas especificadas en 3.2.a; dicha lista no incluye la crecida pluvial importante correspondiente a 1957 (en que no existe registro).

Para poder realizar el análisis de frecuencia de los volúmenes, se decidió dar un número de orden al valor asociado a dicha crecida. Para ésto se utilizó la figura N° V.A.3-6, entrando con el caudal de punta aproximado dado para el año 1957, lo que entrega número de orden 1 o 2 para el volumen de escorrentía directa de este año. Finalmente, al volumen de escorrentía directa de la crecida de invierno del año 1957, se le asignó número de orden 1, que resulta ser la situación más conservadora.

| Período de Retorno (años) | Volúmenes de escorrentía directa (millones m ³) |
|------------------------------|--|
| 1.000 | 19,0 |
| 500 | 14,2 |
| 200 | 9,3 |
| 100 | 6,5 |

Según se observa, los valores de volúmenes obtenidos mediante un análisis de frecuencia directo, resultan levemente inferiores a los entregados por la relación mostrada en la figura N° V.A.3-6. En todo caso, para los efectos de definir los hidrogramas de diseño de las crecidas, en la forma que se explica a continuación, se adoptan los mayores valores de volumen, con un criterio conservador.

Con el fin de dar forma a los hidrogramas de las crecidas de diseño, se realiza lo siguiente:

- Para obtener los tiempos de subida y recesión de los hidrogramas, se adopta la relación.

$$Tr = H * Ts \quad (1)$$

en que:

Tr = Tiempo de recesión

Ts = Tiempo de subida

H = Parámetro que depende del comportamiento típico de las crecidas en la zona en estudio.

(1) United States Department of the Interior. Bureau of Reclamation. Design of Small Dams. (1965).

Con las mayores crecidas registradas en Huasco en Algodones, se evaluó el parámetro H, este valor que resultó ser de 1,47.

- Las curvas de subida y recesión, se asimilan a las formas típicas presentadas por las mayores creces registradas históricamente. Los hidrogramas de las crecidas utilizadas se indican en los documentos internos del estudio (DIE N° V.A.3-2).
- Finalmente, con los valores de volúmenes y gastos máximos adoptados anteriormente, y teniendo en cuenta los considerandos recién presentados, se construyen por aproximaciones sucesivas, los hidrogramas de las crecidas de diseño de períodos de retorno 1.000 y 100 años, que se muestran en las figuras N° V.A.3-8 y V.A.3-9 respectivamente.

3.5.b Crecidas de deshielo

En este punto se establecen relaciones y se entregan valores que permiten caracterizar en forma más completa las crecidas de deshielo en la cabecera del río Huasco. En particular se pretende asociar a los valores de caudal máximo de deshielo, volúmenes de deshielo en intervalos más prolongados, tales como días y semanas, que pueden resultar de interés para el análisis del diseño y operación de una presa de embalse.

Con el fin de obtener relaciones que ligen el caudal medio semanal de los siete días de mayor caudal, con el gasto de punta, y el gasto medio diario máximo con el gasto de punta del mismo día, se dibujan las relaciones que se muestran en las figuras N°s V.A.3-10 y V.A.3-11. Mediante estas relaciones es posible cuantificar el volumen asociado, máximo semanal y máximo diario, correspondiente a los caudales máximos obtenidos en los análisis de frecuencias.

A continuación, se presentan los valores resultantes con los caudales máximos obtenidos del ajuste gráfico en papel logarítmico-probabilidades.

| Período de Retorno (años) | Caudal máximo de deshielo (m ³ /s) | Volumen asociado | |
|---------------------------|---|---|--|
| | | Máximo semanal (millones m ³) | Máximo diario (millones m ³) |
| 1.000 | 220 | 106,4 | 17,6 |
| 500 | 175 | 84,7 | 14,0 |
| 200 | 125 | 60,5 | 10,0 |
| 100 | 95 | 46,0 | 7,6 |

3.6 Conclusiones y recomendaciones

De los análisis realizados, es posible extraer las siguientes conclusiones y recomendaciones:

- El estudio de las crecidas en la cabecera del río Huasco permite distinguir dos tipos de fenómenos, diferentes en cuanto a su origen, y que pueden generar caudales de magnitudes significativas: crecidas de deshielo y crecidas de invierno de origen pluvial.
- El análisis de frecuencias de las series de gastos máximos anuales, de cada uno de los tipos de fenómenos señalados indica que, para períodos de retorno altos, los gastos máximos de origen pluvial debe esperarse sean algo superiores a los gastos máximos de deshielo. Sin embargo, en términos de volúmenes, aquellos correspondientes a las crecidas pluviales, son francamente menores a los que cabe esperar, para similares períodos de retorno, como volúmenes sostenidos de deshielo (por ejemplo volúmenes semanales).
- El análisis de frecuencias de los gastos máximos de origen pluvial, entrega un valor de 320 m³/s como caudal de punta para crecida de período de retorno 1.000 años (ajuste gráfico). El volumen asociado a esta crecida puede estimarse conservadoramente en 20,8 Hm³.
- El análisis de frecuencias de los gastos máximos de deshielo, entrega un valor de 220 m³/s con período de retorno 1.000 años (ajuste gráfico). Para este período de retorno, puede estimarse volúmenes máximos diarios y semanales afluentes, de 17,6 y 106,4 Hm³, respectivamente.
- Para períodos de retorno 100 años, los caudales de punta a considerar, deben ser de 120 m³/s y 95 m³/s para crecidas pluviales y de deshielo respectivamente.
- Con respecto a la confiabilidad de los resultados, cabe decir que las series de gastos máximos pueden considerarse que tienen una longitud adecuada, más allá de lo que usualmente se dispone en Chile; consecuentemente, las extrapolaciones gráficas de los análisis de frecuencias han entregado valores razonablemente confiables para un estudio de factibilidad, y dentro de los órdenes de magnitud que cabe esperar, para los períodos de retorno que se han señalado. Esto se ve confirmado por las extrapolaciones logradas con el ajuste analítico de algunas funciones densidad de frecuencia, los que proporcionan valores de similares órdenes de magnitud a los de las extrapolaciones gráficas.
- Sin embargo, dadas las incertidumbres inherentes a todos los procesos de cuantificación de crecidas de diseño de altos períodos de retorno, se recomienda que, para la fase de diseño de las obras de evacuación del embalse en cuestión, se empleen procedimientos alternativos, con bases diferentes de cálculo, para tener valores comprobatorios para las crecidas señaladas aquí. Entre éstos, cabe mencionar los procedi-

mientos que resulten del análisis de crecidas máximas probables, revisión de antecedentes históricos de grandes avenidas en periódicos locales o regionales, estimación de capacidad del cauce para distintos niveles supuestos de crecidas, etc. En todo caso, la información adicional que se debería recopilar para estos efectos, debería ser proporcionada por las estaciones hidrometeorológicas y fluviométricas que se ha recomendado instalar para la calibración de un modelo de simulación del comportamiento de las cuencas nivales, (ver subcapítulo V.B.3.4) y para la confección de pronósticos de llenado del embalse El Toro (ver capítulo III.D.2).

4. Sedimentación

4.1 Introducción

El objetivo de este subcapítulo del estudio es la estimación del volumen muerto para el anteproyecto de la presa de embalse que se ubicará en la hoya hidrográfica del río Huasco, inmediatamente aguas abajo de la confluencia de los ríos El Tránsito y El Carmen.

La estimación se realiza fundamentalmente sobre la base de utilizar la información existente en relación a la tasa de producción de sedimentos de la cuenca aportante al embalse. Para ésto se dispone de estudios y mediciones referentes a sedimentación en embalses, granulometría de lechos y producción de sedimentos recientemente realizados en Chile, además de otros estudios sobre el tema efectuados en EE.UU.

Adicionalmente, se cuenta con antecedentes teóricos relativos al fenómeno y algunos datos de estadística sedimentométrica existente para la hoya del Huasco.

La zona del estudio abarca la parte alta de la cuenca del río Huasco, hasta poco aguas abajo de la confluencia de los ríos El Tránsito y El Carmen. El río El Tránsito drena un área de 4.130 km² y se forma de la confluencia de los ríos Conay y Chollay. Desde Conay hasta su confluencia con el río El Carmen, el río El Tránsito recibe una serie de quebradas de régimen intermitente como son: La Plata, Pinte, Chancoquín, Las Pircas, Del Tabaco, etc.

El río El Carmen drena un área de 3.020 km² y se orienta fundamentalmente de sur a norte. Desde su nacimiento hasta la confluencia con El Tránsito recibe los aportes de varios ríos como son: el Primero, el del Medio, el Sancarrón, el Potrerillos y las quebradas Guachacán, La Plata, Guachicay, Carrizo, etc.

4.2 Antecedentes existentes

Para estimar el gasto sólido afluente a la zona del futuro embalse, se cuenta con estadísticas fluviométricas de concentraciones y gasto sólido (estadística procesada) de un punto de control ubicado en el curso medio del río Huasco.

Adicionalmente, se dispone de antecedentes prácticos de valores de volumen embancado durante un período de once años para la central Rapel y un catastro de curvas granulométricas integrales de algunos ríos comprendidos entre el río La Ligua y el Laja.

4.2.a Datos fluviométricos y de gasto sólido

En este caso sólo se cuenta con registro fluviométrico y sedimentométrico de la estación Huasco en Santa Juana, la cual se ubica a unos 18 Kms. aguas abajo de la confluencia de los ríos El Tránsito y El Carmen.

La estadística sedimentométrica existente abarca el período 1964 - 1979 y consiste en datos de concentraciones y gastos sólidos medios diarios (estadística procesada). En general, se puede decir que la estadística se encuentra bastante incompleta, presentando períodos sin información en casi la totalidad de los años. De un estudio existente en la Dirección General de Aguas, (1) se cuenta con un valor medio del gasto sólido de 37 ton/día para el período con información procesada (Abril 1964 - Abril 1979). De ese estudio se ha obtenido la información relativa a gastos sólidos medios mensuales que se entrega en el cuadro N° V.A.3-9, existiendo en el citado informe los antecedentes correspondientes a valores diarios para el período indicado.

Para el mismo período (1964-1979) existe estadística fluviométrica procesada y traducida, prácticamente completa.

En todo caso, al adoptarse la solución de El Toro y utilizarse la estadística de Huasco en Santa Juana para la estimación del volumen muerto del embalse, se está considerando aportes hídricos y de sedimento provenientes de la zona comprendida entre el lugar de emplazamiento del embalse y la estación considerada. Estos aportes son de poca importancia y otorgan un margen de seguridad adicional a la estimación.

(1) "Análisis Crítico de la Red Fluviométrica Nacional: Red de calidad de aguas y sedimentos", Ministerio de Obras Públicas. D.G.A. Depto. de Hidrología.B y F. Ing. Civiles. 1983.

4.2.b Datos prácticos disponibles

i) Se dispone de antecedentes sobre transporte de sólidos estimados y medidos en distintos lugares de Chile (1):

| | |
|----------------------------------|---|
| - Río Blanco (Bocatoma Pangal) | |
| para 1918-1920, GST medido | 451 m ³ /año/km ² |
| para 1963, GST estimado | 1.016 m ³ /año/km ² |
| (GST = gasto sólido total) | |
| | |
| - Embalse río Blanco | |
| GST estimado | 1.580 m ³ /año/km ² |
| | |
| - Embalse Rapel | |
| Cachapoal en Coya | |
| GSS medido | 250 m ³ /año/km ² |
| GST estimado (ENDESA) | 500 m ³ /año/km ² |
| Emb. Rapel | |
| GST de diseño (estimado) | 650 m ³ /año/km ² |
| (GSS=gasto sólido en suspensión) | |
| | |
| - Río Maule | |
| Maule en los Baños | |
| GSS estimado | 490 m ³ /año/km ² |
| GST estimado (ENDESA) | 980 m ³ /año/km ² |
| | |
| - Río Maipo | |
| Puntilla Los Loros | |
| GST estimado | 370 m ³ /año/km ² |
| Embalse Las Melosas | |
| GST estimado | 2.330 m ³ /año/km ² |
| Embalse El Canelo | |
| GST estimado | 830 m ³ /año/km ² |

ii) También se cuenta con un estudio en el que se midió el volumen de embanque producido en el embalse de la Central Rapel durante el período de once años comprendido entre el 01.04.68 y el 31.03.79. (2).

(1) "Report on Río Blanco water storage proyect, for BRADEN COPPER COMPANY, CHILE". KAISER ENGINEERS INTERNATIONAL (Febrero 1963).

(2) Benítez G. Andrés, 1983
"Estimación del gasto sólido afluente y del embanque producido en el embalse de la Central Rapel durante el período de 11 años, 01.04.68 - 31.03.79". Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica, VI Congreso Nacional.

Mediante el levantamiento de perfiles topográficos, batimétricos y aerofotogramétricos se midió el volumen de embanque total y el volumen de embanque producido sobre la cota 99 m.s.n.m., (que corresponde a la pérdida de volumen de regulación del embalse en la zona de operación). En la publicación citada, las mediciones se entregan aguas arriba de los perfiles correspondientes a las estaciones Cachapoal en Puente Arqueado (perfil 15) y Tinguiririca en Los Olmos (perfil 19).

Los valores del perfil 19 incluyen los del perfil 15, y ambos los de la zona del estero de Alhué. Las cifras correspondientes son:

Aguas arriba perfil 15

VT (T) = $5,9 \times 10^6$ m³
 VT (A) = $12,5 \times 10^6$ m³
 V99(T) = $5,6 \times 10^6$ m³
 V99(A) = $11,8 \times 10^6$ m³

Aguas arriba perfil 19

VT (T) = $11,0 \times 10^6$ m³
 VT (A) = $17,6 \times 10^6$ m³
 V99(T) = $7,4 \times 10^6$ m³
 V99(A) = $13,6 \times 10^6$ m³

(T) : Medido a partir de perfiles topográficos y batimétricos.

(A) : Medido a partir de perfiles aerofotogramétricos.

iii) Finalmente, existe una recopilación de curvas granulométricas integrales del material del cauce de algunos ríos comprendidos entre el río La Ligua y el Laja (1). En este trabajo se plantea que la mayoría de los ríos más importantes de la zona central de Chile, presentan un desarrollo similar en cuanto a pendiente y forma de la caja en los distintos tramos de sus cursos (zona cordillerana, del valle central y cordillera de la costa). Se sostiene también que presentan similitud de relieve y que se desarrollan sobre formaciones geológicas parecidas.

A base de ésto y a ensayos granulométricos realizados, se pudo establecer que la distribución o curva granulométrica no varía significativamente de un río a otro y que en general, los depósitos están formados por gravas gruesas limpias con abundantes bolones y porcentajes variables de arena. Gran parte de los suelos presentan una mala gradación debido a la escasez de material entre las mallas 3/4" y 16" US Standard (gravilla y arena gruesa).

(1) Alvarado M. y Garcés V., 1983. "Catastro de curvas granulométricas integrales en ríos chilenos". Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica. VI Congreso Nacional.

4.3 Análisis del problema del gasto sólido afluyente a un embalse

4.3.a Generalidades

La metodología de análisis persigue fundamentalmente una estimación práctica del volumen probable de sedimentos que se acumulará en el embalse en un período dado, sin dejar de lado las bases teórico conceptuales que sirven de fundamento para confirmar dicha estimación.

Para la determinación del volumen muerto de un embalse es absolutamente necesario contar con una estimación del gasto sólido afluyente. Dicha estimación debe considerar el gasto sólido en suspensión (GSS) y el gasto sólido de fondo (GSF), quedando el gasto sólido total (GST) definido por la suma de ambas componentes:

$$\text{GST} = \text{GSS} + \text{GSF}$$

La estimación del GSS, cuando se cuenta con escasa estadística sedimentométrica, se puede realizar mediante la construcción de una curva de descarga de sedimento en suspensión a partir de la estadística fluviométrica disponible. En caso de contar con estadística sedimentométrica más completa, se puede definir directamente la relación GSS vs Q. Considerando una curva de duración para el gasto líquido, se puede definir una curva de duración para el gasto sólido en suspensión.

Por otra parte, el gasto sólido de fondo puede ser estimado a partir de algún modelo matemático (métodos de Shields, Einstein, Meyer-Peter-Muller) y la construcción de una curva de duración para el gasto sólido de fondo (GSF/vs/probabilidad de excedencia).

La suma de las dos curvas de duración definirá un conjunto de valores de gasto sólido total, cada uno de ellos asociado a una cierta probabilidad de ocurrencia. De estas curvas es posible calcular un valor medio esperado para el gasto sólido total.

Un método alternativo para la estimación del volumen embancado o volumen muerto de un embalse, está dado por la aplicación directa de datos medidos en cuencas de características similares y que presenten regímenes fluviométricos y sedimentométricos semejantes.

4.3.b Aplicación al caso de un embalse en la hoya del río Huasco

Dado lo incompleta de la estadística existente y la carencia de mayores antecedentes que pudieran servir de base para el cálculo, la aplicación de una solución directa o de una teórica para estimar la tasa de producción de sedimentos resulta absolutamente incierta y poco real. En consecuencia, se ha resuelto aplicar en forma conjunta antecedentes prácticos recopilados en estudios realizados en Chile y EE.UU., siguiendo en general una metodología

de validación de expresiones definidas para cuencas tipo al caso de las cuencas chilenas.

4.3.c Cálculo del gasto sólido afluente al embalse El Toro

La metodología de cálculo es bastante sencilla y en general, sólo consiste en la aplicación de una expresión modificada que considere las características particulares del caso.

La base del cálculo está dada por una expresión empírica definida para un conjunto de cuencas de la zona de California en EE.UU. Esta expresión se validó para el caso del embalse y hoya del Rapel en Chile, modificándose luego a base de un factor que considera el régimen de caudales de la cuenca.

A partir de esta expresión modificada se estimó la tasa de producción de sedimentos de la cuenca aportante y, considerando un período de vida útil de 50 años, se calculó el volumen muerto del embalse.

1) Validación de expresiones empíricas a base de datos de producción de sedimento en cuencas chilenas

De acuerdo a antecedentes revisados (Design of Small Dams, 1974, pág. 768), se dispone de una relación funcional entre el área de la cuenca y la producción de sedimento. Esta expresión ha sido la resultante de mediciones realizadas en distintas cuencas de los EE.UU. y obedece a la siguiente ecuación:

$$Q_s = 1421,30 A^{-0,229} \quad (1.1)$$

en la que:

Q_s = tasa anual de producción de sedimento por unidad de área, medida en $m^3/km^2/año$.

A = Área de la cuenca en Km^2 .

Con el objeto de validar y verificar la aplicabilidad de esta expresión a cuencas chilenas, se utilizó datos sedimentológicos correspondientes a las hoyas de los ríos Rapel y Blanco.

- Río Rapel

Considerando que el río Rapel drena un área de $13.186 km^2$, la expresión (1.1) da un valor para la producción de sedimento de $Q_s = 161,88 m^3/año/km^2$.

Por otra parte, conforme a los resultados obtenidos para las mediciones del volumen de embanque de la Central Rapel y tomando el área de la cuenca, es posible calcular una tasa anual de producción de sedimentos.

Para un período de once años, las mediciones directas del volumen de embanque en la Central Rapel, dan valores de hasta $17,6 \times 10^6$ m³, y las estimaciones realizadas con los datos de las estadísticas sedimentométricas, valores de $24,5 \times 10^6$ m³ y $18,3 \times 10^6$ m³ (considerando el porcentaje de retención según los métodos de Brune y Churchil respectivamente) (1).

Adoptando un valor de 20×10^6 m³, durante once años, como producción total de sedimentos de la hoya del río Rapel, se tiene una tasa anual de producción de sedimentos de 137,89 m³/año/km².

Si se toma esta última cifra como un resultado real de mediciones de terreno, la estimación que da la expresión (1.1) resulta sólo un 17,4% mayor que el valor real de terreno, lo cual ofrece bastante buenas expectativas en cuanto a la aplicabilidad de esta expresión.

- Río Blanco

En este caso se cuenta con antecedentes provenientes de un estudio realizado por KAISER ENGINEERS INTERNATIONAL, en 1963. En este estudio aparecen mediciones efectuadas en la bocatoma Pangal durante el período 1917 - 1921, y adicionalmente una estimación de la producción de sedimento para la cuenca del río Blanco, apoyada en la consideración de la similitud que existe entre ésta y la cuenca de Sierra Nevada en EE.UU. El estudio plantea valores de producción total de sedimento del orden de 101.000 a 202.000 m³/año (82 a 164 acre-pie/año). Dado que el área de la cuenca es de 546 km² y tomando el valor mayor de los considerados, se obtiene una tasa de producción de sedimentos de 370 m³/km²/año. Por otra parte, aplicando la expresión (1.1) se alcanza un valor $Q_s = 336$ m³/km²/año.

Comparando estos resultados y los obtenidos para el río Rapel, es posible afirmar que la expresión planteada por el Design of Small Dams es aplicable a cuencas chilenas, con alguna modificación que se plantea a continuación.

ii) Corrección de expresión del Design of Small Dams

Considerando que el resultado obtenido de la aplicación de la expresión (1.1) para la hoya del río Rapel es bastante concordante con el que arrojan las mediciones directas, se postula la siguiente corrección para aplicar una fórmula empírica al caso chileno. Calibrando dicha expresión con un valor de 140 m³/año/km² se obtiene una nueva expresión corregida para la tasa anual de producción de sedimento:

(1) Benitez G. Andrés, 1983
"Estimación del gasto sólido afluente y del embanque producido en el embalse de la Central Rapel durante el período de 11 años, 01.04.68 - 31.03.79".
Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica, VI Congreso Nacional.

$$Q_s = 1230 A^{-0,229} \quad (1.2)$$

con Q_s en $m^3/año/km^2$ y A en km^2

Como se puede observar, esta expresión al igual que la entregada directamente por el Design of Small Dams (1.1), considera que la producción de sedimento depende sólo del área de la cuenca. Dada la complejidad que involucra el fenómeno, tanto a nivel local como de cuenca o subcuenca, se puede suponer que dicha expresión es aplicable a zonas de similares características de relieve, tipo de suelo, cobertura vegetal, pendiente media, régimen de precipitaciones, caudales, etc.

En el caso de las cuencas chilenas, los procesos de producción y transporte de sedimentos de mayor importancia se producen en las zonas altas de la cordillera, donde el suelo está constituido por material meteorizado y suelto, y donde las pendientes son fuertes, en tanto que los aportes de las zonas intermedias y bajas son menores. Adicionalmente, las características granulométricas de los lechos de los ríos también resultan semejantes, ya que en general se desarrollan sobre formaciones geológicas similares.

Aceptando que el relieve y el tipo de suelos podrían ser muy parecidos, el tipo y porcentaje de cobertura vegetal podría ser el factor característico diferencial de cada cuenca, así como también podría serlo el régimen de precipitaciones. Sin embargo, se ha optado por una diferenciación simplificada que considera el régimen de caudales a través de un factor de corrección (FC), que se introduce en la expresión (1.2) de la siguiente forma:

$$Q_s = 1230 A^{-0,229} * FC \quad (1.3)$$

con Q_s en $m^3/año/km^2$ y A en km^2

$$FC = \text{factor de corrección} = \frac{\bar{Q} \text{ anual específico del río que se trate}}{\bar{Q} \text{ anual específico del río Rapel}}$$

Puesto que la expresión (1.2) se obtuvo a partir de valores para la hoya del río Rapel, en la expresión (1.3) el factor de corrección para el caso de Rapel es igual a uno. Para las cuencas de los ríos Blanco y Huasco, los factores de corrección fueron calculados según se indica en la expresión (1.3), y aparecen en el cuadro N° V.A.3-10.

iii) Validación de la expresión corregida

Aplicando la expresión (1.3) y los valores del cuadro N° V.A.3-10, se obtiene para el río Blanco (Bocatoma Pangal) un valor de $Q_s = 462 m^3/año/km^2$.

Este valor resulta prácticamente coincidente con el derivado de mediciones efectuadas en terreno durante el período 1918-1920.

iv) Estimación de la tasa de producción para el caso en estudio

Para este caso, el área aportante estaría definida por la suma de las cuencas de los ríos El Tránsito y El Carmen, es decir 7.143 km². De la expresión (1.3) y del cuadro Nº V.A.3-10, se obtiene un valor de la tasa anual de producción de sedimento de $Q_s = 7,96 \text{ m}^3/\text{año}/\text{km}^2$.

4.3.d Valor adoptado

De acuerdo a la tasa de producción de sedimentos anteriormente determinada, y tomando una densidad media de depositación de 1,6 ton/m³, se obtiene un volumen anual de depositación de 56.881 m³ y un gasto sólido medio total de 249 ton/día.

Este último valor no resulta compatible con el de 37 ton/día calculado para el gasto sólido en suspensión al procesar las concentraciones medias diarias de Huasco en Santa Juana, pues adoptando el criterio de ENDESA, se puede deducir un gasto sólido total de 74 ton/día (gasto sólido total equivalente al doble del gasto sólido en suspensión). Al estimar 249 ton/día, se estaría adoptando un valor absolutamente más conservador, en atención al corto período estadístico de la estación sedimentométrica y a lo incompleta de la misma.

En consecuencia, aceptando un valor de 57.000 m³ como tasa de producción anual de sedimento, en un período de 50 años se estaría depositando en el embalse un volumen de 2.850.000 m³.

4.4 Conclusiones y recomendaciones

Para la estimación del volumen muerto del embalse El Toro, únicamente se cuenta con estadística fluviométrica de concentraciones y gasto sólido (estadística procesada) en un punto de control ubicado en el curso medio del río Huasco (Huasco en Santa Juana). Esta estadística abarca el período 1964-1979 y se encuentra en general bastante incompleta, presentando períodos sin información en casi la totalidad de los años.

No existe ningún otro tipo de control sedimentométrico disponible en la hoya del Huasco.

Dado esta casi total falta de información local, resulta aconsejable analizar el problema de sedimentos considerando datos prácticos disponibles de otras zonas de Chile. Sin embargo, este tipo de información también es escasa y sólo se puede considerar como un antecedente valioso el entregado por la ENDESA, relativo a mediciones del volumen de embanque realizadas en el embalse Rapel.

Como se ve, la disponibilidad de datos sedimentométricos es muy limitada, y un análisis de este problema para una etapa de diseño definitivo, sólo po-

dría traducirse en una elaboración más minuciosa de los datos desde el punto de vista matemático-estadístico, lo cual podría no justificarse ya que el análisis realizado resulta aceptable en función de la información existente.

No obstante, como una forma de complementar y ampliar el estudio, en una etapa definitiva de diseño del embalse El Toro, se podrían determinar correlaciones de caudales y gasto sólido específico en cauces controlados de las hoyas del Rapel y Maipo. Estas relaciones funcionales se utilizarían correlacionando los parámetros de los casos analizados con los del Huasco. Adicionalmente, se podrían llevar a cabo controles volumétricos (similares a los realizados en el embalse Rapel) en los embalses Cogotí (hoya del río Limarí) y Lautaro (hoya del río Copiapó).

En general, una estimación definitiva del volumen afluente al embalse debería considerar datos prácticos referentes a volúmenes de material depositado en embalses, por sobre estimaciones teóricas del fenómeno. En consideración a ésto, es importante destacar que el único antecedente de este tipo con que se cuenta se refiere al embalse Rapel, el cual constituyó en el caso presente la base de validación de la expresión matemática utilizada para la estimación del gasto sólido afluente. Por lo tanto, se sugiere como alternativa interesante, poner el acento en mejorar dicha estimación a futuro realizando nuevas mediciones de volúmenes de embanque, antes que realizar nuevos análisis estadísticos de la escasa información sedimentométrica disponible.

5. Geotecnia

5.1 Introducción

El contenido del estudio que es materia del presente subcapítulo tiene por objeto fundamental recoger la información geotécnica indispensable en el sitio de El Toro, que permita en forma concordante con los alcances del estudio, desarrollar el anteproyecto de la presa de embalse y de sus obras anexas, como así también de la central hidroeléctrica que se consulta al pie de dicha presa.

Para cumplir tal objetivo se formula el desarrollo de un programa de investigación geotécnica que incluye la ejecución de cuatro sondajes de flanco y dos sondajes de piso de valle, la ejecución de seis pozos o zanjas de reconocimiento para identificar materiales de empréstito y conocer las propiedades y características del suelo de fundación y estribos de la futura presa. Con el objeto de completar el estudio de los materiales de empréstito destinados al núcleo de la presa, se planteó también una campaña de terreno complementaria incluyendo dieciocho pozos adicionales en las terrazas ubicadas a lo largo del río El Tránsito, de los cuales ocho pozos se localizaron en el sector de Ramadillas.

Además de la labor de terreno indicada anteriormente, la investigación geotécnica incluyó la totalidad de los ensayos de laboratorio, la interpretación de los resultados y la formulación de las indicaciones de diseño emanadas de

dichos resultados tendientes a adecuar el anteproyecto de las obras a las condiciones reales del terreno.

5.2 Reconocimiento geológico

Durante el desarrollo del programa propuesto, se efectuó un reconocimiento geológico destinado a complementar la información geotécnica recogida durante el transcurso del mismo. En él se puso énfasis en la observación y análisis del fracturamiento, tipo y calidad geotécnica de la roca fundamental, con el objeto de evaluar las características mecánicas y reológicas de la roca de los estribos de la presa, su influencia en la estabilidad de los sectores de apoyo y además la gravitación que ejercerá la calidad geotécnica de la roca en la construcción y puesta en operación de las obras de desviación y de evacuación del embalse.

El informe geológico en detalle se incluye en el anexo Nº V.A.3-1; no obstante, una descripción resumida de sus conclusiones permite afirmar que la roca basal está compuesta fundamentalmente por andesitas porfíricas y metaandesitas brechizadas pertenecientes a la Formación Cerrillos. La calidad geotécnica de la roca es adecuada, tanto para el uso como apoyo de la presa como en lo que se refiere a la construcción de los túneles que consulta el proyecto.

5.3 Descripción del trabajo de terreno

Tal como se indica anteriormente, el trabajo de terreno consultó la ejecución de sondajes y pozos de reconocimiento. Los primeros se ejecutaron en los flancos del valle y en el piso, mientras que los segundos, cubrieron además el área seleccionada como eventual material de empréstito para suelo fino.

Los sondajes de flanco se eligieron de modo de identificar fundamentalmente las características geotécnicas de la roca en las zonas que se estimaron como las mas adecuadas para la ubicación de los portales de entrada y salida del túnel de desviación y toma, y los sectores de estribo o apoyo de la presa.

En el piso del valle, el objetivo de los sondajes fue originalmente comprometer una parte del horizonte de sedimentos sin pretender alcanzar la roca fundamental, confiando en que la profundidad del basamento sería proporcionada exclusivamente por el perfilaje sísmico. Posteriormente, se optó por aumentar la profundidad de uno de los dos sondajes de piso del valle, hasta alcanzar la roca a la profundidad estimada de alrededor de 30 m.

Los cuadros Nºs V.A.3-11 y V.A.3-12 muestran un resumen de las características principales de la exploración de terreno referente a los sondajes y que ha sido recién descrita, y el plano Nº 11.1 del álbum indica la ubicación de las prospecciones realizadas.

El programa de terreno referente a los pozos de reconocimiento consultó la ejecución de once pozos de reconocimiento en la zona Ramadillas, que corresponde al empréstito mas cercano al sitio del embalse, además de una serie de otros pozos ejecutados en diferentes sitios que se ubicaron con posterioridad a la elección del empréstito principal.

Para la selección de lugares de posibles empréstitos se recorrió e identificó visualmente las características de numerosos conos de deyección de las quebradas que desembocan por ambos flancos del río Tránsito, hacia aguas arriba del sitio de El Toro. En seguida, se efectuó una preselección para identificar aquellos conos que presentaran las características más apropiadas para los fines de proporcionar materiales finos para la zona impermeable de la presa.

Como resultado de la revisión citada, se identificaron ocho empréstitos potenciales, conformados mayoritariamente por material de acarreo depositado en forma de cono de deyección y cuya ubicación se ilustra en el plano N° 11.2 del álbum; el cuadro N° V.A.3-13 muestra un resumen con la denominación de los empréstitos preseleccionados y la cantidad y tipo de reconocimiento al cual fueron sometidos.

En general, de todos los pozos excavados en los distintos empréstitos indicados en el cuadro precedente, se extrajeron muestras representativas que permitieran efectuar los ensayos de laboratorio correspondientes.

Los pozos del empréstito Ramadillas, que en un comienzo se programaron con un máximo de hasta 6,5 m de profundidad, se excavaron en la práctica con profundidades variables entre 3,8 m y 6,5 m debido a la potencia del nivel freático atravesado, lo que hizo imposible continuar con la excavación.

El cuadro N° V.A.3-14 muestra un resumen de la exploración en Ramadillas, con su denominación y la profundidad a la cual se encontró el nivel freático durante la fase de terreno del estudio desarrollado.

El resto de la exploración con pozos de reconocimiento no atravesó niveles freáticos y en general, se desarrolló en el cuerpo de los distintos conos de deyección investigados; el resumen de las mismas, con la denominación del empréstito correspondiente a cada pozo y la respectiva profundidad se presenta en el cuadro N° V.A.3-15.

5.4 Estratigrafía del suelo

5.4.a Piso del valle

El cuadro estratigráfico general del piso del valle muestra un horizonte superior humífero de no más de 0,2 m de espesor y que se apoya directamente sobre un horizonte suelto de alrededor de 0,3 m de espesor, compuesto de gravas arenosas y areno-limosas, muy moderno, que corresponde a los materiales más recientes de acarreo depositados durante las crecidas del río.

Subyaciendo a los horizontes recién descritos se observa la presencia de un solo horizonte más o menos homogéneo hasta alcanzar la roca del basamento. Está compuesto por bolones y gravas arenosas y areno-limosas, de canto redondeado, con algunos estratos de alrededor de 1,0 m de espesor de arenas con gravas aisladas.

El horizonte corresponde a un potente depósito de acarreo fluvial, su compacidad es media a alta, aumentando con la profundidad y su color es gris.

Entre los 7,8 m y 11,5 m de profundidad se observa la presencia de sales cementantes (carbonatos) que conglomeran las gravas y arenas que componen el horizonte.

El nivel freático está muy cerca de la superficie, alrededor de 1,0 m de profundidad.

El cuadro estratigráfico recién descrito se ilustra en la figura Nº V.A.3-12.

5.4.b Depósitos de talud

Los flancos del valle, especialmente frente a los estribos de la presa, están cubiertos por un depósito gravitacional de talud, de espesor variable, compuesto de bloques y gravas areno-limosas de canto anguloso. Este cuadro estratigráfico es más relevante en el flanco y estribo izquierdo de la presa, donde alcanza un espesor de más de 5,0 m medidos verticalmente.

En superficie, hasta el primer metro de profundidad, el depósito se muestra relativamente suelto, poroso y de gran heterogeneidad debido a la presencia de bloques de más de 10" de diámetro medio.

A medida que se avanza en profundidad, disminuye el tamaño máximo de los clastos, aumenta la compacidad y mejora la composición granulométrica y gravimétrica del depósito coluvial.

Si bien la descripción anterior también es aplicable al flanco derecho, el espesor de este depósito es mucho más reducido, ya que no excede de 3,0 m. medidos verticalmente, hasta alcanzar la superficie de la roca.

El resumen estratigráfico de lo observado en terreno se incluye en la figura Nº V.A.3-13.

5.4.c Empréstitos

Las corazas de la presa, que constituirán la mayor parte del volumen de suelo involucrado, se compondrán fundamentalmente de suelos gravo-arenosos y gravo-areno-limosos provenientes del fluvial del lecho del río Huasco ya descrito anteriormente.

Por tal razón, el presente párrafo, correspondiente a la estratigrafía del suelo de empréstito, se limitará al material requerido para núcleo impermeable de la presa (ver plano N° 11.2 del álbum).

i) Empréstito Ramadillas

El empréstito Ramadillas está formado por una sucesión de estratos alternados de suelos arcillosos y arenosos, que corresponden a sucesivas etapas de depositación de los materiales de acarreo fino del río El Tránsito.

La depositación en régimen lento que dió origen a los depósitos de arcillas y arenas atravesados durante la excavación de los pozos, tiene que haberse originado parcialmente, como consecuencia del episodio geomorfológico que habría cerrado el valle aguas abajo de la angostura del Toro, y parcialmente, debido al remanso del río que debe haberse materializado inmediatamente aguas abajo del sitio de empréstito Ramadillas, por efecto del flanco del valle ubicado en ese lugar.

La estratigrafía resultante, mostrada en las figuras N°s V.A.3-14 y V.A.3-15 (ver plano N° 11.2 del álbum), no permite definir una secuencia concordante entre los distintos estratos que la componen. Esa característica confirma el origen de la depositación, como proveniente de un sector de remanso del río, debido a que la falta de concordancia entre los diferentes horizontes sólo cabe atribuirla a sucesivos procesos de erosión-depositación, que habrían alterado profundamente el perfil de los sedimentos.

En cuanto a la secuencia de depositación entre los sedimentos del empréstito Ramadillas y la de los conos de deyección circundantes, la estratigrafía del pozo PE-10, y especialmente del pozo PE-11, demuestran que existe una zona de contacto del tipo endentado entre ambas unidades geomorfológicas.

Por el contrario, la estratigrafía del pozo PE-4, permite afirmar que el cono de deyección que se ha denominado Ramadillas poniente, sería más antiguo que su similar de la Quebrada Nogales, ya que constituye el yacente de los sedimentos finos del empréstito Ramadillas.

La estratigrafía detallada de cada uno de los pozos del empréstito Ramadillas se incluye en los documentos internos del estudio (D.I.E. N° V.A.3-3).

ii) Otros empréstitos

El resto de los empréstitos preseleccionados están constituidos mayoritariamente por conos de deyección o depósitos de quebradas. Estos suelos presentan un sólo horizonte, cuya constitución fluctúa entre gravas arcillosas a gravas limosas. Ocasionalmente se encuentran también arenas arcillosas a limosas, pero con un fuerte contenido de gravas.

El tamaño máximo de los clastos de las gravas arcillosas y limosas fluctúan entre 1 1/2" y 5", con un porcentaje en peso alrededor de 10%, mientras que

en las arenas arcillosas a limosas, la fluctuación del tamaño máximo varía entre 3/8" y 1 1/2".

La estratigrafía de detalle y principales características de estos potenciales empréstitos se incluyen en los documentos internos del estudio (D.I.E. Nº V.A.3-3).

iii) Ensayos de laboratorio

El programa de ensayos de laboratorio esbozado primitivamente para las muestras provenientes de los pozos de empréstito debió experimentar modificaciones significativas, debido fundamentalmente a la estratigrafía resultante de los pozos del empréstito Ramadillas.

Antes de ejecutar los pozos citados, los escasos antecedentes existentes respecto al empleo a futuro de los materiales del empréstito Ramadillas para conformar la zona impermeable de la presa, establecía solamente el aprovechamiento de los estratos netamente arcillosos del empréstito, no obstante que dicha concepción introducía una severa limitación en las disponibilidades del material para núcleo de la presa.

Los resultados estratigráficos obtenidos, que mostraban una excesiva alternancia arcilla-arena, hicieron modificar el esquema de aprovechamiento del material definido precedentemente, modificándolo por un aprovechamiento integral basado en una mezcla de las arenas y arcillas que conforman el empréstito.

Como consecuencia de lo anterior, el programa de laboratorio se encaminó a preparar la mezcla que resultaría directamente en terreno como consecuencia del aprovechamiento integral del empréstito Ramadillas. Por esta razón, también se hizo necesario ejecutar ensayos de corte directo, compresión no confinada y ensayos de consolidación en forma adicional a lo contemplado primitivamente, con el objeto de determinar las propiedades mecánicas y de deformación volumétrica de los nuevos suelos resultantes de la mezcla arcilla-arena.

Tal como se dijo anteriormente, también se investigaron empréstitos adicionales, algunos de los cuales proporcionaron material de muy buena calidad geotécnica para los fines perseguidos. Sin embargo, a las muestras de suelos de dichos materiales no se les ejecutaron los ensayos citados anteriormente, debido a que sus características externas permiten asociarlos de inmediato con suelos de mayor resistencia al corte y a la deformación volumétrica. Los resultados de todos los ensayos de laboratorio indicados se incluyen en los documentos internos del estudio (D.I.E. Nº V.A.3-3).

iv) Resumen de resultados

La totalidad de las muestras fueron preparadas especialmente, compactándolas

hasta conseguir un grado de densificación correspondiente al 95% del óptimo Proctor Modificado.

Las principales características de la mezcla arena-arcilla del empréstito Ramadillas y sus similares para las gravas arcillosas de los empréstitos adicionales, se resumen en el cuadro Nº V.A.3-16. Conviene destacar que la elección de la proporción seleccionada para la mezcla arena-arcilla (50% en volumen), se obtuvo a partir de las características estratigráficas de los pozos de empréstito Ramadillas.

Si se comparan los valores del cuadro Nº V.A.3-16 con sus similares obtenidos para las arcillas solas de Ramadillas, merece destacarse que tanto la mezcla arena-arcilla como las gravas arcillosas de los empréstitos provenientes de los conos de deyección, presentan propiedades físicas, hídricas y parámetros de resistencia y compresibilidad netamente superiores a sus similares propios de la arcilla del empréstito Ramadillas.

5.5 Características estructurales de las rocas de fundación

Las rocas que se encuentran en toda la zona que ocuparía el muro y a lo largo de todo el trazado de los túneles, están conformadas por andesitas porfíricas con algunos sectores ligeramente metamorfizados, siendo clasificadas estas últimas como meta-andesitas. En general, su grado de meteorización es mínimo a nulo y el fracturamiento fluctúa entre 20 y 60 cm de separación. Hasta una profundidad comprendida entre 2,0 y 7,5 m., los testigos de sondajes permiten observar la presencia de un mayor fracturamiento derivado de la intemperización, y que cobra mayor importancia en la definición del techo admisible que debería considerarse al proyectar los portales de entrada y salida de las obras de desviación y evacuación.

Cabe destacar la presencia de zonas locales de mayor fracturamiento a profundidad, pero que se caracterizan por fracturas cerradas y sin evidencias de alteración.

5.6 Propiedades físicas e hídricas del suelo de fundación y construcción

5.6.a Suelos de fundación de la presa y de construcción de corazas

Los suelos de fundación del piso del valle están compuestos mayoritariamente por gravas arenosas y areno-limosas, de clasificación GP y GW, con plasticidad nula, según se desprende del certificado de laboratorio, incluido en los documentos internos del estudio (DIE Nº V.A.3-4). Su humedad natural, sobre el nivel freático, corresponde a la de una zona semiárida, con fluctuaciones cercanas al 1%; la densidad en sitio registrada entregó valores de alrededor de 2,24 kg/dm³ correspondiéndole, según los valores de densidad máxima y mínima medida en laboratorio, una densidad relativa media de 72,5%.

Con el fin de considerar las propiedades del material fluvial para construcción, cabe destacar que presenta un sobretamaño de alrededor de 15%, y que su probable esponjamiento, derivado de los ensayos de densidad aparente, indican que al ser removido para su transporte a la obra, experimentaría un aumento volumétrico cercano al 5% en comparación con el material compactado.

Una vez compactado, puede alcanzar sin dificultad valores de densidad seca de 2,26 kg/lt, o su correspondiente en grado de densificación expresado en términos de densidad relativa, de 80%.

En resumen, este tipo de suelos se caracteriza por ser relativamente permeable y exhibir muy buenas propiedades mecánicas, tanto como material de fundación como de construcción. Los suelos son aprovechables prácticamente en su totalidad para la construcción de las zonas permeables de la presa, pudiendo alcanzar altas densidades sin variar mucho su permeabilidad.

5.6.b Suelos de fundación de estribos

Los materiales de fundación de estribos están constituidos por suelos excesivamente permeables según se demuestra más adelante, por lo cual será recomendable extraerlos en todo el sector ubicado entre las trazas del núcleo impermeable de la presa.

5.6.c Suelos de construcción del núcleo impermeable

Los suelos del empréstito de Ramadillas se componen de dos sub-estratos, según se dijo anteriormente; el primero presenta clasificación USCS del tipo CL, con densidad húmeda en sitio equivalente a 1,76 kg/dm³ y una humedad promedio de 18,3%. Una vez removido para ser transportado a obra, alcanzará un aumento de volumen de 42%, según los resultados del ensayo de densidad aparente que se presentan en el certificado de laboratorio incluido en los documentos internos del estudio (DIE N° V.A.3-4). Son de plasticidad baja a intermedia, con límite líquido de 32% e índice de plasticidad medio de 13%.

Una vez colocados y compactados, pueden alcanzar fácilmente un 95% del óptimo Proctor Modificado. Este óptimo corresponde a una densidad seca de 1,56 kg/dm³ con un contenido de humedad de 18%. En ellos se observa que con una humedad de compactación similar a la natural, se obtiene un aumento significativo en la densidad seca del material. Por otra parte, el esponjamiento de estos suelos será del orden del 50%.

El horizonte que subyace al anteriormente descrito, presenta una clasificación USCS del tipo GC, con un contenido de gravas de alrededor de 63% en peso y un sobretamaño sobre 2" estimado en 20%. El límite líquido registrado es bajo, con 24% y su índice de plasticidad no excede de 10%.

Una vez colocado y compactado en sitio podrá alcanzar un 95% del óptimo Proctor Modificado, el cual presenta una densidad seca de 2,19 kg/dm³ y un contenido óptimo de humedad de 5%.

En consecuencia y de acuerdo a lo expuesto anteriormente, se ve la conveniencia de aprovechar conjuntamente los estratos de arcillas con las gravas y arenas arcillosas subyacentes o intercaladas con ellas. La mezcla natural de gravas y arenas con arcillas es un excelente material de construcción para las zonas poco permeables de la presa, pues combina la baja permeabilidad de las arcillas con la mayor resistencia al corte de los suelos granulares.

5.7 Características mecánicas del suelo y roca de construcción y fundación

5.7.a Suelos de fundación y corazas

Los suelos de fundación, que son enteramente similares a los que se emplearán para la construcción de las corazas y otras unidades menores de obra de la presa, tienen constitución de gravas y por tal razón no son factibles de medir sus propiedades mecánicas básicas con ensayos simples de laboratorio, acordes con la etapa preliminar de diseño que se encuentra en desarrollo.

Por esta razón, los parámetros de rozamiento interno (\emptyset), cohesión (c) y módulo de elasticidad (E), para un nivel de deformación significativo, se han estimado por métodos indirectos, a partir de los antecedentes sobre densidad relativa (D.R.) del suelo natural en sitio, del suelo como quedaría compactado en obra y de antecedentes disponibles en la literatura, correspondientes a suelos de características similares.

El rozamiento interno (\emptyset) se ha estimado a partir de la relación:

$$\emptyset = 30 + 0,15 \text{ D.R.}$$

con lo cual se ha obtenido $\emptyset = 38^\circ$ para el suelo de fundación en estado natural y $\emptyset = 40^\circ$ para el suelo compactado a un 80% de densidad relativa para la construcción de corazas.

La cohesión se ha estimado conservadoramente para los dos casos indicados, en alrededor de $c = 0,1 \text{ kg/cm}^2$.

Debido a la constitución de los suelos en estudio, su comportamiento deberá considerarse fundamentalmente granular, por lo cual primarán las deformaciones elásticas. En consecuencia, será posible obtener las diferentes deformaciones que experimente tanto el suelo de fundación como la presa a partir del módulo de elasticidad. Este parámetro, propio del suelo, deberá presentar valores variables con la profundidad, rigiéndose aproximadamente según la expresión (estática):

$$E = 460 \sqrt{H} \text{ (Kg/cm}^2\text{)}, \text{ con } H = \text{profundidad (m)}$$

En resumen, tanto el suelo de fundación como el de construcción de las corazas permeables, exhibirán una alta resistencia al corte y una deformación elástica relativamente pequeña.

5.7.b Suelos de construcción para núcleo

En atención a que las gravas y arenas arcillosas presentan una mayor resistencia al corte que las arcillas, pero a su vez son más difíciles de ensayar, las pruebas de laboratorio conducentes a determinar los parámetros resistentes del material destinado al núcleo se efectuaron, en forma conservadora, en un suelo formado solamente por el horizonte superior de arcillas.

Una muestra seleccionada con clasificación USCS del tipo CL se subdividió en cuatro probetas, que se prepararon compactándolas en laboratorio hasta conseguir un grado de densificación correspondiente a un 95% del óptimo Proctor Modificado.

Posteriormente, las probetas citadas se sometieron a sendos ensayos de corte directo con sobrecarga variable, hasta obtener los resultados que se incluyen en detalle en los documentos internos del estudio (DIE Nº V.A.3-4). Dichos resultados permiten afirmar que, en rotura, el suelo presenta una resistencia al corte estático definida por los parámetros $\phi = 20,8$ y $c = 0,0$ kg/cm².

5.7.c Roca de fundación y de soporte de los túneles de desviación

Tal como se menciona en el Informe Geológico que se incluye en el anexo Nº V.A.3-1, la roca de ambos flancos presenta una elevada resistencia mecánica. Los ensayos de los distintos testigos seleccionados, entregaron un valor medio de la resistencia a la compresión uniaxial de:

$$q_u = 2.685 \text{ kg/cm}^2$$

En la zona de implantación de los túneles de desvío y descarga del vertedero, este valor se reduce levemente a:

$$q_u = 2.375 \text{ kg/cm}^2$$

El módulo de elasticidad estático, E_s , de las rocas de fundación se puede estimar con bastante precisión, en función de la velocidad de propagación de las ondas compresionales, haciendo uso de la relación de Hawkins (1), y reduciendo el módulo de elasticidad dinámico, E_d , en función del RQD (2).

De acuerdo a los resultados de la prospección sísmica (3), se obtienen los siguientes valores:

-
- (1) ABEM. Geophysical Memorandum Nº 2, 1969.
 - (2) Rock Mechanics in Engineering Practice.
Editors: Stagg-Zienkiewicz, John Wiley & Sons, 1974.
 - (3) Prospección Geofísica Preliminar sector El Toro en río Huasco.
R & Q Ingeniería Ltda., Septiembre 1982.

| | | |
|--------------------------|---|---------|
| Vp (m/seg) | : | 4.800 |
| Ed (kg/cm ²) | : | 466.350 |
| RQD (promedio) | : | 75% |
| Es (kg/cm ²) | : | 186.500 |

La calidad de la roca ha sido clasificada de acuerdo con los criterios establecidos en el "South African Council for Scientific and Industrial Research, CSIR" y del "Norwegian Geotechnical Institute, NGI", con el propósito de estimar la resistencia mecánica del macizo rocoso y determinar las necesidades de refuerzos en los túneles (1).

La aplicación del criterio del CSIR al caso en estudio, se presenta en el cuadro N° V.A.3-17.

De acuerdo con la clasificación indicada, los túneles no requerirán de entibación estructural. Solamente sería necesario reforzar la clave del túnel con anclajes de $\emptyset = 20$ mm espaciados a 2,5 m, y la clave y paredes de los portales con anclajes espaciados entre 1,5 m y 2,0 m; los portales se deberán extender hasta alcanzar un techo de 8,0 m, recomendándose excavación a cielo abierto para techos inferiores a 3,0 m.

Se entiende que todos los túneles se revestirán con un mínimo de 10 cm de hormigón proyectado (Shotcrete) por razones de operación hidráulica, en condiciones de velocidad moderada de escurrimiento.

Aplicando el criterio de clasificación del NGI a los parámetros equivalentes definidos en el cuadro N° V.A.3-17, se concluye que la luz máxima admisible en los túneles sin entibación sería de 5,5 m.

5.8 Propiedades reológicas del suelo y roca de construcción y fundación

5.8.a Suelo de fundación

Las características de permeabilidad del suelo de fundación de la presa, se obtuvieron fundamentalmente a partir de la ejecución de varios ensayos efectuados en el interior de los dos sondajes perforados en el piso del valle. Estos ensayos de terreno se efectuaron con carga variable y según la metodología del ensayo de permeabilidad conocido como Lefranc. Los resultados obtenidos son muy similares uno de otro y reflejan en general la elevada capacidad de filtración del sedimento grueso que rellena el valle. Un resumen de los resultados obtenidos se incluye en el cuadro N° V.A.3-18.

(1) Rock Mass Classifications in Rock Engineering.
Z.T. Beniaowski. Symposium on Exploration for Rock
Engineering, Johannesburg, 1976.

De acuerdo con los resultados del cuadro indicado, el coeficiente aconsejable para efectuar evaluaciones de filtración, debería alcanzar a $k = 1,2 \times 10^{-3}$ cm/seg., como permeabilidad media.

5.8.b Suelos de estribo

Los suelos de ambos estribos se sometieron a sendos ensayos de permeabilidad en sitio, empleando el procedimiento sugerido por Matsuo (1), mediante el uso de zanjas de dimensiones adecuadas.

Los resultados obtenidos, cuyo detalle se incluye en los documentos internos del estudio (DIE N° V.A.3-4), muestran que los depósitos gravitacionales de talud presentan una elevada permeabilidad, según se señala en el resumen de ellos presentado en el cuadro N° V.A.3-19.

De estos resultados se desprende que el suelo de cobertura de los estribos de la presa exhibe una permeabilidad media a alta, y no constituye un medio apto para evitar el desarrollo de filtraciones significativas desde el futuro embalse, con todos los riesgos que conlleva una situación como la descrita.

5.8.c Suelos de empréstitos

Con el objeto de evaluar la aptitud para cumplir la función de núcleo impermeable de la presa, se prepararon sendas probetas con el material arcilloso del horizonte superior del empréstito Ramadillas y además con el estrato gravo arcilloso-limoso que lo subyace. Ambas se prepararon a la densidad correspondiente al grado de densificación que cabría esperar obtener durante la construcción de la obra (95% del óptimo Proctor Modificado) y se sometieron a ensayos de permeabilidad de laboratorio del tipo carga variable.

Los resultados obtenidos corresponden a una permeabilidad baja a muy baja, lo que demuestra la factibilidad de utilizar estos materiales para los fines perseguidos.

Dichos resultados entregaron un coeficiente de permeabilidad $k = 2,54 \times 10^{-6}$ para el horizonte superior y de $k = 1,46 \times 10^{-4}$ para el horizonte inferior. Este último corresponde al suelo señalado, pero con la condicionante de no admitir clastos de grava de tamaño mayor de 2".

(1) A. Field Determination of Permeability.
S. Matsuo et al. Third International Conference on Soil
Mechanics and Foundation Engineering, Switzerland, 1953.

En lo que se refiere a suelos de empréstito para corazas, no se efectuaron ensayos de permeabilidad de laboratorio, en atención a que existen antecedentes de terreno al respecto y que además no se prevé ninguna razón para no aprovechar íntegramente el suelo de empréstito grueso, tal como se encuentra en forma natural, sin necesidad de extraerle sobretamaño, harnearlo, etc. En consecuencia, la permeabilidad media de los suelos de origen fluvial destinados a la construcción de las corazas, sería de $k = 1,2 \times 10^{-3}$ cm/s, de acuerdo a los ensayos efectuados en los sondeos SR-2 y SR-5, cuyos resultados se muestran anteriormente.

Por esta razón y para los fines de la etapa preliminar de diseño de las obras, cabe considerar un coeficiente de permeabilidad medio para las corazas de $k = 1,2 \times 10^{-3}$ cm/seg.

5.8.d Roca de estribos y de portales de túneles

En los sondeos de estribos y de portales, se efectuaron pruebas de permeabilidad en roca, empleando el procedimiento Lugeon. Estas pruebas se programaron con el objeto de investigar, en forma preliminar, la mayor o menor resistencia que opondrán los estribos a la filtración del agua del embalse y además, en lo referente a los túneles de desviación y evacuación de crecidas, las pruebas de permeabilidad tuvieron por objetivo complementar la información obtenida a partir de los testigos de roca recuperados en los sondeos. Esto último fundamentalmente en relación con el fracturamiento y filtración del macizo, tanto durante las etapas de construcción como la operación de las obras.

El detalle de las pruebas de permeabilidad se incluye en los documentos internos del estudio (DIE N° V.A.3-4), no obstante un resumen de las principales características de estas pruebas se muestran en el cuadro N° V.A.3-20.

La interpretación del comportamiento reológico de la roca de los flancos del valle se efectuó a partir de las pruebas señaladas, y se complementó con los antecedentes recogidos respecto a la recuperación del agua de perforación.

Del examen de dichos testigos se desprende que sólo a la profundidad de 8,5 m en el sondeo SR-3 del estribo izquierdo de la presa, y exclusivamente a la profundidad de 6,9 m en el sondeo SR-4 del estribo derecho, se detectaron sendas fugas de agua. Estas fugas se atribuyeron a zonas de fracturamiento abierto, de reducida longitud, debido a la evidencia observada en los testigos de roca y además, al hecho de que ensayos de permeabilidad Lugeon efectuados a una profundidad mayor que la zona de fuga de agua, evidenciaron una elevada impermeabilidad del macizo de estribo.

Una prueba sobre la capacidad de infiltración de la fuga de agua del sondeo SR-4, indicó que con 7,0 m de carga de agua se infiltraba un caudal medio no superior a 1,7 lt/seg. Este reducido caudal de fuga indicaría que las escasas fracturas abiertas detectadas no tendrían una gran relevancia, más aún si se considera el hecho de que la fractura descrita se cerró súbitamente cuando la perforación estaba cerca de su profundidad final.

A base de los antecedentes anteriores, se estima preliminarmente como de escasa significación la presencia de las fracturas abiertas detectadas en los sondeos de estribo de la presa, no obstante etapas posteriores más avanzadas de diseño deberán ejecutar un mayor número de reconocimientos de estribo, que permitan disponer de información suficiente para fines de evaluación estadística de las propiedades reológicas y estructurales de la roca de estribo, y a su vez justifiquen el diseño de las soluciones que resulten más aconsejables.

5.9 Otras características de los empréstitos investigados

De la totalidad de los empréstitos investigados y definidos en párrafos precedentes, se han seleccionado como de mejor aptitud, desde el punto de vista geotécnico, a los empréstitos Ramadillas, Nogales, La Higuera, Las Pircas y Chancoquín flanco derecho.

A continuación se resume las principales características de estos empréstitos, las que comprenden su volumen disponible estimado, la distancia de transporte hasta el sitio de la presa a lo largo del camino existente, su superficie y espesor medio.

| Empréstito | Superficie (há) | Espesor medio (m) | Volumen disponible (x10 ³ m ³) | Distancia media (km) |
|---------------------------|--------------------|-------------------------|---|----------------------------|
| Ramadillas | 13,5 | 4,0 | 540 | 2,0 |
| Nogales | 2,5 | 3,0 | 75 | 2,5 |
| La Higuera | 9,0 | 3,0 | 270 | 3,5 |
| Las Pircas | 10,0 | 2,0 | 200 | 20,0 |
| Chancoquín flanco derecho | 6,0 | 3,0 | 180 | 25,6 |
| Total disponible | | | 1.265 x 10 ³ m ³ | |

Considerando el volumen disponible, las características geotécnicas, la distancia hasta el sitio de la presa, y la facilidad de explotación, se ha confeccionado una tabla que ilustra, de manera tentativa, sobre un posible ordenamiento de carácter cualitativo respecto a la calidad y al posible aprovechamiento de cada uno de los empréstitos. Para facilidad de comprensión, se ha asignado una calificación de 1 a 10 a cada una de las características señaladas, correspondiendo la calificación 1 a la de menor calidad. Se ha asignado además un coeficiente de ponderación de una unidad a la característica relativa a la facilidad de explotación; el volumen disponible y las características geotécnicas se han ponderado con un coeficiente doble mientras que a la distancia de transporte, por su impacto en el costo de las obras, se le ha atribuido un coeficiente triple.

| Empréstito | Volumen disponible | Caract. geo-técnicas | Distancia transpo. | Facilidad explot. | Calificación |
|---------------|--------------------|----------------------|--------------------|-------------------|--------------|
| Ramadillas | 10 | 6 | 10 | 5 | 8,4 |
| Nogales | 1 | 5 | 9 | 10 | 6,1 |
| La Higuierita | 5 | 10 | 8 | 10 | 8,0 |
| Las Pircas | 4 | 8 | 2 | 10 | 5,0 |
| Chancoquín | 3 | 8 | 1 | 8 | 4,1 |

Si se examinan los empréstitos Ramadillas e Higuierita, que resultaron con la mayor calificación, se puede establecer que el volumen disponible de la combinación de ambos empréstitos, permite garantizar alrededor de 1,7 veces el volumen requerido por el núcleo de la presa principal y del cofferdam de desviación del río, de acuerdo a las cubicaciones del diseño de la presa. Según esto, el volumen del núcleo de la presa alcanzará a $427 \times 10^3 \text{ m}^3$ mientras que el volumen del núcleo del cofferdam ascenderá a $57 \times 10^3 \text{ m}^3$, lo que sumado entrega un valor de alrededor de $484 \times 10^3 \text{ m}^3$, que resulta ser poco más de la mitad del volumen que aportarían conjuntamente los empréstitos Ramadillas e Higuierita ($810 \times 10^3 \text{ m}^3$).

5.10 Conclusiones y recomendaciones.

5.10.a En relación con el aspecto geotécnico de fundación.

i) Los dos sondajes perforados en el piso del valle demuestran, sin lugar a dudas, que al menos en el eje de la presa no existe ningún depósito lacustre o semilacustre como el que se había inferido a partir de la reconstitución del episodio geomorfológico sugerido por la presencia de relictos arcillosos en los flancos del valle.

Por otra parte, los antecedentes disponibles respecto a un único sondaje perforado con fines de recuperación de agua en el río El Tránsito y ubicado frente a la Hacienda Ramadillas, muestran la presencia de un potente horizonte arcilloso a partir de los 6,0 m de profundidad.

En consecuencia, entre la angostura de El Toro, donde se detectaron los relictos citados, y el sondaje de la Hacienda Ramadillas, los sedimentos finos arcillosos que habrían rellenado el valle, tendrían que haber sido parcialmente arrastrados hacia aguas abajo por un efecto erosivo de consideración.

En la ubicación del eje de la presa, el material de depósito del valle presenta una elevada permeabilidad. Por lo tanto, será indispensable impermeabilizar el suelo de fundación tal como se ha señalado anteriormente.

ii) Si bien la roca de fundación en los estribos muestra en general buenas características geotécnicas, la presencia de sendas fracturas abiertas detectadas en los sondeos de cada estribo, hacen recomendable obtener mayor información para confirmar o modificar la solución de tratamiento que se recomienda preliminarmente en este capítulo.

5.10.b En relación con los materiales finos de construcción.

i) El empréstito Ramadillas presenta una composición estratigráfica alternada de arenas y arcillas que hace impracticable el aprovechamiento exclusivo de las arcillas. Sin embargo, de acuerdo con la estratigrafía observada, es completamente factible explotar el empréstito de modo de obtener una mezcla de arenas y arcillas en una proporción de aproximadamente 50% en volumen; las características y propiedades constructivas de la mezcla arena-arcilla son en general superiores a sus similares de la arcilla sola.

ii) Existen a lo menos dos empréstitos adicionales que corresponden básicamente a conos de deyección compuestos de gravas arcillosas de muy buena calidad geotécnica para los fines perseguidos y a relativamente corta distancia de transporte, lo que le otorga un gran atractivo. De estos posibles empréstitos, merece destacarse el empréstito denominado La Higuera, del cual se conocen las principales características de los suelos que lo componen, y que podría entregar un material de núcleo de calidad aún superior al del empréstito Ramadillas.

iii) Si bien el empréstito La Higuera no sería capaz por sí solo de proporcionar la totalidad del volumen requerido, en conjunto con el empréstito Ramadillas podrían facilitar un volumen de material apto para la zona impermeable de la presa, cercano al doble del volumen requerido.

iv) Se recomienda aprovechar completamente el material del empréstito La Higuera y suplir las deficiencias con la mezcla arena-arcilla del empréstito Ramadillas.

v) En etapas más avanzadas de proyecto, se recomienda estudiar la necesidad de desviar o impermeabilizar el canal de riego que circunda el empréstito Ramadillas, y considerar la explotación del mismo sobre la base de bancos verticales que faciliten el proceso de mezcla. Deberá consultarse además la posibilidad de recurrir a procesos adicionales para garantizar la calidad de la mezcla (preparación de canchas de mezclado y uso de motoniveladora o similar).

vi) En las figuras Nº V.A.3-16, V.A.3-17 y V.A.3-18 se muestran las bandas granulométricas de cada uno de los materiales involucrados en los empréstitos.

6. Diseño del embalse y obras anexas

6.1 Presa

Como consecuencia de los resultados obtenidos de la investigación geotécnica, se procedió a elaborar el diseño básico de la presa para una capacidad útil de 160 millones de m³, con el propósito de definir la sección transversal típica que mejor se ajusta a las condiciones topográficas y geotécnicas locales, a la disponibilidad de materiales impermeables y a las características de la sismicidad regional.

6.1.a Descripción de la presa

La sección transversal típica, que se muestra en el plano Nº 12.3 del álbum de planos, se caracteriza por contar con un núcleo de espesor medio, ligeramente inclinado hacia aguas arriba, y protegido por aguas abajo mediante un filtro-dren de gran capacidad.

La concepción del diseño propuesto combina las ventajas de un núcleo central, adecuado para situaciones con volúmenes limitados de materiales impermeables, con el mejor comportamiento dinámico de los delantales impermeables; al mismo tiempo, disminuye los riesgos de formación de grietas en el material impermeable debido a una probable densificación de los materiales granulares de apoyo, en el caso del delantal inclinado y a un posible asentamiento excesivo por consolidación, en el caso del núcleo central.

Por otra parte, se adoptó para la pendiente de los taludes de aguas arriba y aguas abajo de la presa valores compatibles con la actividad sísmica efectiva en el área en estudio, redundando ésto en una optimización del volumen de muro. El sistema de drenaje propuesto presenta un amplio factor de seguridad, con el objeto de garantizar que el nivel freático se sitúe al nivel basal de la semi-presa de aguas abajo; por otra parte, los materiales necesarios son de fácil obtención y las dimensiones propuestas facilitan la construcción de la presa. Es necesario destacar que el filtro-dren cumple simultáneamente ambas funciones, impidiendo cualquier tendencia a la tubificación del material de núcleo y garantizando su drenaje expedito, aún en la eventualidad que se formen grietas o fisuras accidentales en las partes altas del núcleo.

Al prediseño de la pared moldeada se incorporó sendas líneas de grauteo por aguas arriba y aguas abajo, con una profundidad de 5,0 m y un espaciamiento de 1,25 m, con el propósito fundamental de disminuir las velocidades de escape de las filtraciones y proteger de este modo la integridad de la pantalla impermeable en sus cotas superiores.

Para la presa en estudio, el nivel de aguas normales se encuentra ubicado en la cota 838,00 y el nivel de aguas máximas en la cota 843,00, considerando una revancha efectiva de 3,0 m.

En cuanto a la terminación del coronamiento, se propone considerar una contraflecha máxima de 60 cm., para los 140 m de su longitud situados a plomo del lecho del río, la que debe disminuir linealmente hasta cero en el contacto con los estribos, y una carpeta de rodado de 30 cm de espesor con pendientes transversales de 1%.

Al diseño propuesto se realizó un análisis de filtraciones, resultando éstas de una magnitud despreciable.

También se efectuó un análisis de la estabilidad de la presa, obteniéndose coeficientes de seguridad adecuados en condición estática y dinámica, aún para la condición más desfavorable, cual es, vaciado súbito y sismo.

El detalle de los cálculos realizados se incluye en el anexo N° V.A.3-2.

Las principales características del embalse son las siguientes:

| | |
|-----------------------------|-----------|
| - Cota vertedero | 838,00 |
| - Cota coronamiento | 846,00 |
| - Volumen muro (m3) | 3.363.600 |
| - Volumen impermeables (m3) | 484.200 |
| - Superficie inundada (há) | 580 |

El detalle de estas características aparece en los documentos internos del estudio (D.I.E. N° V.A.3-5).

En las figuras N° V.A.3-19, V.A.3-20 y V.A.3-21 se encuentran las curvas de volumen del embalse, del área inundada /vs/ cota y del volumen del muro/vs/volumen del embalse, respectivamente.

6.1.b Materiales de construcción.

i) Núcleo.

El núcleo de la presa y del "cofferdam", incluyendo sus correspondientes zanjas cortafugas, se construirán exclusivamente con las gravas y arenas arcillosas provenientes de los empréstitos La Higuera y Ramadillas, descritos anteriormente. Considerando que las gravas arcillosas del empréstito La Higuera presentan una menor permeabilidad y una mejor resistencia al corte, se deberá preferir estos materiales para la construcción del núcleo del "cofferdam" y de la zona inferior de la presa principal, incluyendo la correspondiente cortafuga.

Para la compactación de las gravas y arenas arcillosas se prevé el empleo de rodillos de pisones ("tamper") autopropulsados y espesores de capas compren-

dados entre 20 cm y 30 cm, hasta obtener una densidad equivalente al 95% del Proctor Modificado.

Se consulta la preparación de la zona de contacto entre el núcleo y las laderas, la cual consiste en excavar la roca hasta una profundidad de 7,0 m, según se observa en el plano N° 12.3 del álbum de planos.

ii) Corazas

Todas las corazas se construirán con las gravas arenosas provenientes del lecho del río o de las terrazas fluviales recientes, ubicadas preferentemente en el área de inundación futura del embalse.

Considerando que la construcción de la pared moldeada producirá una elevación general del nivel freático aguas arriba de la presa, se prevé que para la construcción de la presa principal se deberá recurrir casi exclusivamente a la explotación de terrazas fluviales; al respecto, cabe destacar la terraza ocupada actualmente por la localidad de "Alto del Carmen", la que compromete una superficie del orden de los 500.000 m² y que se estima se puede explotar hasta una profundidad media de unos 10 m a 15 m.

La banda granulométrica preliminar para los suelos de construcción de las corazas se presenta en el subcapítulo anterior; la compactación de estas gravas arenosas se debe efectuar en capas de 30 cm a 40 cm de espesor, mediante el empleo de rodillos vibratorios lisos, hasta alcanzar una densidad relativa de 80%.

iii) Enrocados y pedraplenes

El enrocado de pie se construirá de preferencia con las rocas obtenidas de la excavación de los túneles y el vertedero, limitando el tamaño máximo a 40" de diámetro medio, con un tamaño mínimo admisible de 1" y eliminando por lavado todo el contenido de arena y finos que pasen la malla ASTM N° 4.

El pedraplén del muro principal estará constituido por rocas seleccionadas de tamaño medio no inferior a 24", acuñadas a mano con astillas de roca y bloques partidos.

Para el "cofferdam", se consulta un pedraplén de protección constituido únicamente por sobretamaño de las gravas arenosas.

iv) Filtro-dren

El filtro-dren estará formado por gravas arenosas provenientes de los sedimentos fluviales recientes, seleccionadas por harneo y lavado con el objeto de limitar el tamaño máximo a 3" y eliminar totalmente las arenas y suelos finos que pasen la malla ASTM N° 10.

El método de colocación y compactación de este material, será similar al indicado para las corazas de la presa.

v) Dren de alfombra

El dren de alfombra también se construirá con gravas arenosas seleccionadas por harneo y lavado, limitando en este caso el tamaño máximo a 6", el tamaño mínimo a 3/8", y eliminando totalmente las arenas y suelos finos que pasen la malla ASTM Nº 4.

El dren de alfombra se extenderá hacia aguas abajo por sobre el talud de aguas arriba del enrocado de pie, de modo de cumplir las funciones de filtro entre la coraza de aguas abajo y dicho enrocado.

Eventualmente, una vez definidas con mayor detalle las propiedades de los suelos de fundación y construcción de la presa, el dren de alfombra podrá ser reemplazado por una serie de dedos de drenaje; análogamente, los estudios posteriores permitirán definir hasta qué cota es necesario prolongar esta alfombra o dedos de drenaje a lo largo de los estribos.

6.2 Obras de evacuación de crecidas

6.2.a Caudales de diseño

De acuerdo al estudio hidrológico de crecidas contenido en el subcapítulo V.A.3.3, es posible distinguir en el río Huasco, en cuanto a su origen, dos tipos de avenidas, las cuales pueden generar caudales de magnitud significativa: crecidas de deshielo y crecidas de origen pluvial.

El análisis de frecuencia de las series de caudales máximos indica que los de origen pluvial son algo superiores a los máximos de deshielo; sin embargo, los volúmenes involucrados en las crecidas pluviales son francamente menores que las que corresponden a las de tipo nival y ésto hace que el comportamiento de ambos tipos de crecidas sea muy diferente al pasar por una obra de regulación. No obstante su mayor caudal instantáneo máximo, debido a la forma del hidrograma, en la crecida pluvial se produce un efecto de laminación muy acentuado, pudiéndose esperar caudales significativamente menores que el caudal instantáneo entrante al embalse para el gasto que sale por el vertedero. Por su parte, la forma de los hidrogramas de crecida nival, que presentan caudales máximos diarios muy parecidos a los máximos instantáneos, y también representan volúmenes del orden del total del embalse, hace que en este caso, el efecto regulador del embalse sea prácticamente nulo y que los gastos salientes por el vertedero sean semejantes a los máximos de la crecida.

Como se dice anteriormente, el estudio hidrológico de crecidas se basa en el análisis estadístico de las series de caudales máximos, para lo cual se cuenta con una estadística de cuarenta y un años convenientemente revisada, corregida

y rellena. En general, ocurre que las estaciones pluviométricas de los ríos no se encuentran bien calibradas para los grandes caudales, los cuales son prácticamente imposibles de aforar, y por esa razón, los valores de crecidas corresponden a datos extrapolados de las curvas de descarga, lo que indudablemente introduce un cierto grado de incertidumbre en ellos. En atención a lo anterior, se estima conveniente comprobar en la etapa de diseño de ingeniería, mediante procedimientos alternativos, los valores obtenidos durante este estudio. Por las mismas razones, para los efectos del presente anteproyecto, se ha considerado prudente adoptar como caudal de diseño de las obras, el gasto máximo instantáneo de la crecida pluvial (320 m³/s), sin tomar en cuenta el efecto regulador del embalse.

6.2.b Selección del tipo de obra

El caudal de diseño adoptado para el estudio permite considerar, con claras ventajas especialmente en lo que se refiere a la seguridad de operación de las obras, una estructura sin control de entrada y con vertedero libre.

Las particulares condiciones geotécnicas del lugar de implantación de las obras, en el cual prevalecen rocas de una gran dureza, hace que sea recomendable procurar minimizar en lo posible las excavaciones en la superficie, que corresponden en este caso al vertedero, adoptando para el acueducto de evacuación que sigue al vertedero, la solución en túnel, que permite disminuir considerablemente las excavaciones correspondientes en esta parte de las obras.

El conjunto de obras que responde en mejor forma a las condicionantes que plantea el terreno, y que se han descrito anteriormente, es un vertedero del tipo denominado "Morning Glory", conectado mediante un pique al túnel de desviación del río durante la construcción, el que pasará a constituirse en túnel evacuador de las crecidas, y terminará en una obra de devolución al río consistente en un lanzador del tipo "salto de ski".

6.2.c Descripción de las obras

i) Vertedero

El vertedero denominado "Morning Glory", es una estructura clásica utilizada por el United States Bureau of Reclamation (U.S.B.R.). Se ha diseñado con un radio de 7,50 m., lo que permite evacuar los 320 m³/s de caudal de diseño con una carga hidráulica máxima de 5,00 m, y con el mínimo de sub-presiones.

Además, se ha previsto la incorporación de varios elementos que requieren la verificación de su funcionamiento mediante un modelo hidráulico, entre los que destacan:

- Alabes antivórtices: estos elementos consisten en pantallas de hormigón colocadas en el sentido radial de la copa del vertedero, y permiten guiar el flujo en forma ordenada, impidiendo la formación de vórtice, que disminuiría apreciablemente la eficiencia de la obra. La forma y el número más adecuado de estos álabes deben estudiarse en el modelo hidráulico reducido que se mencionó anteriormente.
- Deflector de chorro: este elemento consiste en un diente de hormigón, que tiene por objeto comprimir el chorro a una altura equivalente a un 80% del diámetro final de la copa, asegurando el despegue de la vena con el objeto de garantizar el escurrimiento libre en el túnel inclinado, ubicado inmediatamente aguas abajo de la estructura del vertedero.
- Ducto de alimentación de aire: este ducto consiste en un tubo de hormigón armado de 1,00 m de diámetro, que permite, como su nombre lo indica, la introducción de aire por debajo del deflector de chorro, con el objeto de complementar el efecto de este elemento en el sentido de asegurar el escurrimiento libre hacia aguas abajo, proveyendo del aire necesario para este tipo de escurrimiento.

Los detalles de diseño del vertedero se presentan en el plano N° 12.4 del álbum de planos, y sus dimensiones generales están justificadas en los documentos internos del estudio (D.I.E. N° V.A.3-5).

ii) Túnel de evacuación

Se ha considerado un túnel de sección circular, de 6,50 m de diámetro, revestido en hormigón. El detalle de esta obra se muestra en el plano N° 12.5 del álbum de planos y la justificación de sus dimensiones, así como las características hidráulicas del escurrimiento, se detallan en los documentos internos del estudio (D.I.E. N° V.A.3-5).

Desde el punto de vista de la geometría, en este túnel se pueden distinguir cuatro tramos, que corresponden a dos curvas verticales de $R = 30$ m, un rápido con pendiente 1/1 y un tramo final de pendiente 1%. Este último tramo es utilizado durante el período de la construcción como parte del túnel de desviación. Una vez terminada ésta, el tramo se independiza del túnel de desviación mediante un tapón de hormigón. Las características más relevantes de la obra se indican en el cuadro N° V.A.3-21.

Los estudios geotécnicos realizados hasta la fecha en la zona del embalse, permiten establecer las principales características de la sección del túnel de evacuación de crecidas, las que se resumen a continuación:

- Sección típica, revestida de hormigón armado de 0,50 m de espesor, con una sobreexcavación máxima de 0,25 m, con anclajes en el semicírculo superior de $\emptyset 20$ mm y de 3,0 m de longitud, los cuales se han considerado uno cada 5 m² como mínimo.

- Sección en portales, con revestimiento de hormigón armado de 0,50 m de espesor, con una sobreexcavación máxima de 0,35 m, malla en semicírculo superior, entibación de acero cada 1,50 m y anclajes de \varnothing 20 mm de 4,0 m de longitud colocados cada 2,5 m². Se prevé que será necesario utilizar esta sección en los sectores de túnel con menos de 8 m de techo, y a lo menos en un 5% del tramo restante, a causa de posibles fallas en la roca.

El escurrimiento en el túnel se caracteriza por ser en general un torrente deprimido en pendiente fuerte. Impuesto un torrente al pie del tramo inclinado, el escurrimiento aumenta lentamente de altura, llegando al portal de salida en 2,27 m y una velocidad de 31,01 m/s, para el caudal de diseño. (ver D.I.E. Nº V.A.3-5).

iii) Obra de devolución al río

Dadas las condiciones del escurrimiento ya descritas en el túnel de evacuación, con un número de Froude mayor que 6,0, se ha considerado que la obra de devolución que mejor se ajusta a tales condiciones, y que además tiene la ventaja de ser la más económica, de acuerdo a las características de su zona de ubicación, es un lanzador tipo salto de ski.

El inconveniente de este tipo de obra, es la socavación que provoca en el sector donde el chorro impacta en el fluvial, el cual se estima tiene un espesor del orden de cuarenta metros. Con el objeto de controlar dicha socavación, y sobre todo de proteger el pie del muro de la presa, se ha previsto una línea de defensas de gaviones apoyados en una fundación flexible.

El detalle de estas obras se presenta en el plano Nº 12.6 del álbum de planos. Los cálculos hidráulicos se encuentran en los documentos internos del estudio (D.I.E. Nº V.A.3-5).

6.3 Obras de desviación

6.3.a Caudales de diseño

Al igual que para el diseño del vertedero y del túnel de evacuación de crecidas, es preciso fijar el caudal de diseño para las obras de desviación durante la construcción. Mientras las obras de seguridad del embalse se proyectan para un período de retorno de uno en mil años, las obras de desviación durante la construcción, por su carácter provisorio, se han diseñado para una crecida centenaria. Se hace excepción con la obra de disipación de energía al final del túnel, que ha tenido un tratamiento distinto, como se verá posteriormente.

A la crecida de períodos de retorno de uno en cien años, le corresponden caudales de 120 y 95 m³/s según se trate de crecidas de origen pluvial o de deshielo. De acuerdo a lo anterior, el túnel de desviación se ha diseñado

para un caudal de 120 m³/s, no así el colchón disipador al término del mismo, cuyo caudal de diseño es de 40 m³/s. Esta última cifra corresponde a los máximos caudales durante el período estadístico considerado y representa un período de retorno de aproximadamente uno en veinte años. La razón que justifica este diferente criterio aplicado en el proyecto de ambas obras, radica en la distinta incidencia que tiene en uno y otro caso el hecho de que la crecida de diseño sea sobrepasada durante la construcción, hasta el punto que, en muchos proyectos ni siquiera se consulta la obra de disipación al final del túnel.

6.3.b Descripción de las obras

Debido a las características topográficas de la zona donde se ubicará la presa, parece adecuado concebir las obras de desviación durante la construcción materializadas por medio de un túnel.

Con el propósito de disminuir al máximo las inversiones en obras provisorias, se ha previsto utilizar la mayor parte del túnel de desviación para la evacuación de las crecidas y el tramo restante como parte de las obras de toma para riego, las que naturalmente quedan algo sobredimensionadas para este último objeto.

i) Canal de desviación

Cuando el río escurra con caudales normales, encauzado en su lecho habitual, es necesario conducir sus aguas hasta la entrada del túnel de desviación durante la construcción, para lo cual se ha proyectado un canal de 150 m de longitud, con 10 m de ancho basal y 0,5% de pendiente, el cual empalma el cauce del río con el túnel de desviación, tal como se aprecia en los planos N° 12.1 y 12.5 del álbum de planos.

ii) Túnel de desviación

El carácter eminentemente provisorio de las obras de desviación durante la construcción hace que resulte conveniente procurar, en la concepción del proyecto, su utilización posterior al período de construcción.

En este caso, el túnel de desviación cumple con tal condición y, para apreciarlo mejor, se ha dividido en tres tramos cuyas características más relevantes se muestran en el cuadro N° V.A.3-22 y en el plano N° 12.5 del álbum.

De acuerdo a los estudios geotécnicos, las dimensiones del túnel de desviación son:

- Sección típica: sección circular de 4,50 m de diámetro terminado, con revestimiento de hormigón armado de 0,50 m de espesor, con una sobreexcavación máxima admisible de 0,25 m. Se prevé un anclaje de \varnothing 20 mm con una longitud de 3,0 m por cada 5,0 m² de superficie del semicírculo superior.
- Sección en portales: se considera la construcción de este tipo de sección en todos aquellos lugares con techo de roca inferior a 8,0 m, y en aquellos lugares de especial complejidad geotécnica, los que se han estimado en un 5% de la longitud total. Para esta sección se contempla una entibación de acero cada 1,50 m, con malla en el semicírculo superior y anclajes de \varnothing 20 mm y 4,0 m de longitud cada 2,5 m² del casquete superior.

Durante la construcción se han considerado, como se ha dicho, caudales máximos de 120 m³/seg, con velocidades del orden de 10 m/seg en escurrimiento libre. El tramo de 6,50 m de diámetro se diseñó para conducir caudales mayores en el período posterior a la construcción (320 m³/seg), con velocidades superiores a 30 m/seg.

iii) Obras de disipación provisorias

La obra de disipación provisoria corresponde a un colchón convencional de resalto excavado en roca.

Entre la salida del túnel y el colchón se reservó un espacio de 10 m., con el objeto de construir el lanzador definitivo, que como ya se dijo será del tipo "salto de ski".

Las características físicas de esta obra se muestran en el plano N^o 12.6 del album de planos.

Como se dice anteriormente, dado que esta obra tiene carácter eminentemente provisorio, se ha diseñado para un caudal de 40 m³/s, que representa una crecida con período de retorno de aproximadamente veinte años, lo que parece suficiente considerando los daños mínimos que se podrían provocar en el caso de que dicha avenida sea sobrepasada.

6.4 Obras de toma y entrega para riego

6.4.a Caudales de diseño

Como ya se ha señalado anteriormente, el caudal de entrega para riego máximo previsto en la operación del embalse es de 4,39 m³/s, constituyendo éste el caudal de diseño de las obras.

La elección del tipo de obras a utilizar se encuentra en gran medida condicionado por el resto de las obras ya descritas y por lo tanto, en este caso, el diseño se limita a disponer en una forma adecuada y, se podría decir clásica, los distintos elementos que constituyen las obras de toma y entrega para riego.

6.4.b Descripción de las obras

i) Obra de toma

La obra de toma se ubica al extremo de aguas arriba del túnel de desviación durante la construcción, y que como ya se ha dicho, pasará a constituir posteriormente el túnel de toma en su primer tramo, cuyo diámetro será de 4,50 m. Consistirá en una obra tipo jaula, con su umbral colocado a la cota 783,00. Esta corresponde a la cota en la cual el embalse tiene un volumen de 2.850.000 m³, que es el volumen que debe ser destinado a la acumulación de sedimentos en sus primeros cincuenta años de operación. El detalle de esta obra se muestra en los planos N^o 12.4 y 12.5 del álbum de planos.

ii) Túnel de toma

Este túnel está destinado a conducir las aguas para el riego y la generación hidroeléctrica, entre la obra de toma antes descrita y la obra de entrega. Es un túnel en presión y, en general, de muy baja velocidad de escurrimiento.

En él se distinguen tres tramos de diferentes características geométricas y estructurales, que se detallan a continuación:

- Tramo de túnel de 4,50 m de diámetro, en el que se aprovechan los 167 m iniciales del túnel de desviación durante la construcción, el que para utilizarse debe transformarse según un esquema de obras adicionales: una consistente en un sello de hormigón en la boca de entrada al túnel de desviación para impedir la entrada de aguas bajo la cota de volumen muerto (783,00), y la otra, que contempla un tapón de hormigón para separar esta sección inicial de la sección de 6,50 m, correspondiente a la parte del túnel de desviación que se destina posteriormente a la evacuación de crecidas.
- Tramo de túnel de 3,0 m de diámetro: este tramo, dimensionado por sección mínima de excavación, se inicia en el km. 0,18320 del primer tramo descrito, teniendo un desarrollo de 318 m. Se ha proyectado un túnel revestido en hormigón armado de 0,50 m de espesor, provisto de anclajes de ϕ 20 mm y de 2 m de longitud por cada 5 m² de casquete.
- Tramo de túnel blindado: tiene 77 m de longitud y 2 m de diámetro interior, provisto de un revestimiento de acero de 10 mm de espesor y anclajes de 20 mm de diámetro y 2 m de longitud por cada 2,5 m² de

semicírculo superior. Se ha especificado este túnel blindado a causa de los posibles golpes de ariete de la central hidroeléctrica que se instalará aguas abajo.

Aunque se trata de un detalle constructivo que corresponde a la etapa de ingeniería de diseño, por tratarse de un aspecto operacional de importancia, se ha estudiado el problema de cierre por aguas arriba del túnel de toma con el objeto de efectuar eventuales reparaciones de este ducto en presión. Para ésto se consulta, como una solución posible, el cierre de la entrada de la jaula de toma mediante una losa de hormigón suspendida por medio de cables especiales para operación submarina, la cual se accionará a través de un huinche ubicado en la orilla. El sistema se complementa con una válvula de 10", ubicada en uno de los costados de la jaula, la que tiene el propósito de efectuar el llenado del túnel una vez reparado con el objeto de restablecer el equilibrio de presiones sobre la losa y permitir su alzamiento.

Los detalles de esta obra aparecen en el plano N° 12.5 del álbum de planos.

iii) Obra de entrega para riego

La obra de entrega de agua de riego está constituida por una válvula de chorro hueco, la que se ha diseñado siguiendo las recomendaciones del United States Bureau of Reclamation (U.S.B.R.).

La dimensión de la válvula se ha calculado de tal modo que ella fuera capaz de entregar el caudal máximo de riego (4,39 m³/s), cuando el embalse esté en una cota cuya probabilidad de ser superada sea 95%. Ha resultado así una válvula de 30" de diámetro; esta válvula se ha instalado exteriormente, en una excavación en roca, protegida por una revancha de 2,0 m sobre la cota que alcanzarán las aguas en una crecida de período de retorno 1 en 500 años (762,50 m.s.n.m.).

Adicionalmente se ha proyectado un colchón disipador, para permitir entregar agua en un régimen de río aunque el embalse esté a su capacidad máxima.

Los detalles de esta obra se presentan en el plano N° 12.7.

7. Central hidroeléctrica

7.1 Generalidades

El objetivo de este subcapítulo es presentar las características de la central hidroeléctrica que se instalará a pie de presa, cuya operación dependerá de las entregas de agua para riego.

El subcapítulo presenta también las modificaciones a realizar en la línea existente para capacitarla a transmitir la energía de generación, las inversiones necesarias para ello, características físicas e inversión en equipos y características e inversiones en obras anexas.

7.2 Modificaciones e inversiones en la línea existente

Dada la ubicación de la central hidroeléctrica que se construirá a pie de presa, la interconexión al sistema actual deberá efectuarse en el km 39 de la línea existente.

La línea de distribución actual es de 13,2 kV con conductor Nº 5. Ella no posee la capacidad para transmitir la energía que se generará, pero es posible modificarla para permitirselo. Para ello es necesario transformarla a un voltaje de transmisión de 23 kV, cambiando también el conductor de Nº 5 AWG por otro de Nº 2 AWG.

La modificación anterior exige la instalación de un autotransformador de 13,2 a 23 kV (si el voltaje de salida de la central es de 23 kV), cambio de los transformadores de distribución, cambio de 22 remates o crucetas metálicas, cambio de aislación de la línea, cambio de equipos de protección e instalación de equipos de medición.

EMELAT, empresa que distribuiría la energía generada en El Toro, la compraría en barras de 13,8 kV en la subestación Vallenar, para lo cual habría que determinar un coeficiente de reducción que permita referir a dicha S/E la energía generada en la central.

Los materiales que se requieren para modificar la línea actual y adecuarla a las necesidades que planteará la nueva central se presentan en el cuadro Nº V.A.3-23.

La modificación de la línea de transmisión existente es una inversión asignable exclusivamente a la central hidroeléctrica, y que junto a los egresos por construcción de sala de máquinas y obras anexas, adquisición de equipos y costos de operación y mantención constituirán los egresos totales de la central.

7.3 Elección del equipamiento de la central

La elección del equipamiento de la central hidroeléctrica se ha efectuado a base de un modelo que simula la operación de la misma. El procedimiento seguido en la búsqueda del tamaño de equipo más adecuado se explica en detalle en el anexo Nº V.A.1-4 "Dimensionamiento y operación de la central", y el cálculo de la energía generable y potencia máxima aparecen en el D.I.E. Nº V.A.3-6, por lo que aquí solo se presentan los resultados más significativos, que son:

| | | |
|------------------------------|---|------------------------|
| - caudal de diseño | : | 4,39 m ³ /s |
| - altura de diseño | : | 59,00 m |
| - potencia máxima | : | 2.204 kw |
| - energía anual generada | : | 11.890.000 KWh |
| - factor de planta | : | 61,58 % |
| - probabilidad de generación | : | 88,00 % |

Dadas las características del caudal y la altura de caída, la elección de equipos cae necesariamente en turbinas tipo Francis, las que por simplicidad de instalación deberán ser de eje horizontal.

7.4 Descripción de las obras

Los estudios que se refieren a la ubicación de la máquina, han concluido en la conveniencia de adoptar una casa de máquinas de tipo exterior.

En la disposición general de las obras, que se puede ver en el plano Nº 12.7 del álbum de planos, se observa que la máquina se ha ubicado en forma paralela a la obra de entrega para riego, sirviendo ambas como elemento de entrega en forma alternativa. Esto elimina la necesidad de elementos de reserva para que el embalse pueda cumplir con su objetivo fundamental, cual es la entrega de agua para riego.

La alimentación de la central se realiza a partir de una bifurcación ubicada a la salida del túnel blindado descrito anteriormente, la que permite alimentar la central o la válvula de chorro hueco.

El caudal nominal del equipo generador se ha fijado en 4,39 m³/s, que corresponde al caudal medio mensual máximo entregado por el embalse por razones de las demandas de riego, con una altura nominal de 59 metros.

La cota de seguridad de las obras (radier de la central), se seleccionó de tal modo que ellas queden protegidas de una crecida importante en el río. En efecto, se ha calculado que para una crecida de 320 m³/s, corresponde un eje hidráulico en el río de 762,50 m.s.n.m. frente a la ubicación de la central, lo que justifica la adopción del nivel de seguridad en la cota 764,50 m.s.n.m.

La geometría del canal de descarga de la central, se ha establecido de tal forma que su eje hidráulico se mantenga en un rango de alturas tal que no se produzca cavitación de la turbina. Para ésto, se ha proyectado un vertedero frontal al término del canal, lo que garantiza una cota de eje hidráulico de 763,50 para el caudal máximo previsto de 4,70 m³/s.

Las obras y elementos que constituyen la central se pueden separar en equipos electromecánicos y obras civiles anexas.

7.4.a Equipamiento electromecánico

Los principales equipos electromecánicos son:

- Turbina Francis de eje horizontal, con velocidad nominal de 600 rpm, caudal nominal de 4,40 m³/s, y altura nominal variable entre 45 y 65 m con una potencia de 2.200 kW.

-
- Generador sincrónico de 2.750 kVA, 2.200 kW y 600 rpm, $\cos \phi = 0,8$, con 3 fases y tensión de salida 2.400 V a 50 Hz.
 - Transformador trifásico de 2.400/23.000 V a 50 Hz, con conexión Y-d-1 y una capacidad de 2.750 kVA.
 - Puente grúa de 5 ton. de capacidad, que permite mover sólo partes de equipo para reparaciones. El montaje inicial se realizará con grúas externas.
 - Equipos de comando y control anexos.

7.4.b Obras civiles anexas

Las obras civiles anexas se pueden resumir en los items siguientes:

- Camino de acceso: se ha considerado la construcción de un camino de acceso a la casa de máquinas, el que se inicia en el actual camino a Vallenar, atraviesa el río Huasco, para llegar finalmente al sector de la casa de máquinas.
- Casa de máquinas: se consulta un edificio de estructura metálica de 8,0 m de ancho, 15 m de largo y 6,0 m de altura, fundado en una explanada excavada en roca a la cota 764,50 m.s.n.m.
- Canal de descarga al río: este canal, construido en hormigón armado, se proyecta con una sección de 3,0 m de ancho y 3,50 m de profundidad, con una longitud de 18,5 m. Como se dice anteriormente, entrega al río a través de un vertedero frontal el que estará ubicado a la cota de 762,49 m.s.n.m., lo que permite garantizar que se tendrán alturas de agua que no permitirán la cavitación de la turbina.

8. Presupuesto y programación de las obras

8.1 Generalidades

En este subcapítulo se determina el presupuesto y programación de las obras principales de ingeniería, los que se requieren para la preparación de los flujos de egresos que se utilizan posteriormente en la evaluación económica a precios de mercado y a precios sociales.

El presupuesto y la programación de la central hidroeléctrica se presenta en forma separada, con el objeto de facilitar luego la evaluación del proyecto con y sin la inclusión de esta obra.

La presente estimación se efectúa a partir de la cubicación de las obras caracterizadas en el anteproyecto de las mismas, que fue presentado anteriormente en los subcapítulos V.A.3.6 y V.A.3.7.

Los criterios empleados en la valorización de las partidas del presupuesto son los siguientes:

- Los precios utilizados corresponden a Octubre de 1983.
- Los volúmenes de obra se deducen de los planos respectivos, estándares propios del Consultor y listados de equipos.
- Los precios de los materiales y equipos incluyen el impuesto al valor agregado IVA, sin embargo, este valor se excluye posteriormente al establecer los presupuestos a precios de mercado y precios sociales.
- El costo de obra de mano considera niveles de tarifas de contratistas para faenas de envergadura similar.
- Los rendimientos de obra de mano y maquinaria se basan en estadísticas y antecedentes propios del Consultor.
- Se considera los siguientes recargos sobre el costo directo de construcción:
 - . Gastos generales y utilidad contratista:
20% en faenas de movimiento de tierras
30% en faenas de túneles y hormigón
 - . Imprevistos y varios:
Se considera un 7,5% para contingencias.
 - . Ingeniería y supervisión:
Se toman los recargos que se indican:
Ingeniería = 7% sobre el costo de construcción
Supervisión = 2% sobre el costo de construcción

8.2 Presupuesto de construcción del embalse El Toro

Para el cálculo del presupuesto de las obras, se determina un conjunto de precios unitarios a base de antecedentes propios del Consultor, los que se adaptaron y corrigieron de acuerdo a las características propias del proyecto y se comprobaron con valores de contratos recientes de proyectos similares desarrollados en el país. Los precios unitarios utilizados se presentan en el anexo Nº V.A.3-3.

De acuerdo a los volúmenes de obra y a los precios unitarios previamente determinados, se elabora el presupuesto a precios de mercado (con IVA) del costo de las obras, que se presenta resumido en el cuadro Nº V.A.3-24. Se aprecia que el costo total de esta obra alcanza a 2.367 millones de pesos.

El detalle del presupuesto de las distintas obras se presenta en los cuadros que se indican:

- Cuadro Nº V.A.3-25. Presa de tierra
- Cuadro Nº V.A.3-26. Obras de desviación y evacuación
- Cuadro Nº V.A.3-27. Obras de toma
- Cuadro Nº V.A.3-28. Caminos de acceso

Las características de los caminos de acceso, en cuanto a trazado y cortes transversales típicos se incluyen en anexo Nº V.A.3-4.

8.3 Programa de construcción del embalse El Toro

El programa de construcción de las obras del embalse El Toro aparece en la figura Nº V.A.3-22. Para su elaboración se toman en cuenta las siguientes consideraciones:

- Año 1 del proyecto : 1º de Mayo de 1985 a 30 Abril de 1986
- Ingeniería : 1º de Noviembre de 1985 a 30 de Septiembre de 1986
- Construcción : 1º de Marzo de 1987 a 28 de Febrero de 1990

8.4 Presupuesto de la central hidroeléctrica

8.4.a Inversiones por modificación de la línea existente

De acuerdo a la cantidad de materiales que se requieren para modificar la línea actual, y considerando precios vigentes a Octubre de 1983, las inversiones necesarias son:

| <u>Item</u> | <u>Unid.</u> | <u>Cantidad</u> | <u>Precio Unitario</u> | <u>Total (miles \$)</u> |
|--|--------------|-----------------|------------------------|-------------------------|
| - Conductor Nº 2 AWG (38.125 kg) | mt | 125.000 | 400 \$/kg | 15.250 |
| - Aislador espiga 25 kV. DM-1331 | Nº | 854 | 476 \$/c.u. | 407 |
| - Aislador disco 6" | Nº | 81 | 980 \$/c.u. | 79 |
| - Crucetas metálicas (1.482 kg) | Nº | 76 | 170 \$/kg | 252 |
| - Postes 11,5 hormigón armado | Nº | 30 | 7.900 \$/c.u. | 237 |
| - Grampa anclaje | Nº | 81 | 480 \$/c.u. | 39 |
| - Desconectador fusibles | Nº | 78 | 15.000 \$/c.u. | 1.170 |
| - Tirantes | Nº | 10 | 3.500 \$/c.u. | 35 |
| - Autotransformador 2 MVA, 13,2 a 23 kV | Nº | 1 | 1.200.000 \$/c.u. | 1.200 |
| - Permuta transformadores de distribución | Nº | 26 | 30.000 \$/c.u. | <u>780</u> |
| Sub total materiales | | | | 19.449 |
| 40% montaje, y obras civiles | | | | <u>7.780</u> |
| Total (miles \$) | | | | 27.229 |

8.4.b Inversiones en equiposi) Grupo turbina-generador

| | <u>Miles de \$</u> |
|---|--------------------|
| - Grupo turbina generador (1 US\$ = 83,44 \$) | 63.514 |
| - Materiales instalación | 2.700 |
| - Montaje eléctrico y mecánico | <u>15.670</u> |
| Sub total | 81.884 |

ii) Subestación eléctrica

| | |
|-------------------------|---------------------|
| - Subestación eléctrica | 2.414 (miles de \$) |
|-------------------------|---------------------|

8.4.c Camino de acceso a la central hidroeléctrica

El detalle de este presupuesto se muestra en el cuadro Nº V.A.3-29.

El costo total directo es:

| | |
|--|---------------------|
| - Camino acceso central hidroeléctrica | 5.279 (miles de \$) |
|--|---------------------|

8.4.d Sala de máquinas

El detalle de su presupuesto aparece en el cuadro Nº V.A.3-30.

El costo total directo es:

| | |
|--------------------|---------------------|
| - Sala de máquinas | 8.358 (miles de \$) |
|--------------------|---------------------|

8.4.e Resumen presupuesto central hidroeléctrica

El resumen del presupuesto de la central hidroeléctrica, a precios de mercado (con IVA), alcanza a 147 millones de pesos, y se presenta en el cuadro Nº V.A.3-24.

8.5 Programa de construcción central hidroeléctrica

El programa de construcción de la central hidroeléctrica que se instalará a pie de presa aparece en la figura Nº V.A.3-23.

9. Flujo de egresos

9.1 Generalidades

El objetivo de este subcapítulo es determinar el flujo de egresos de las obras principales de ingeniería, tanto a precios de mercado como a precios sociales.

Los flujos de egresos se han obtenido a partir de la desagregación de los costos de cada una de las partidas que conforman el presupuesto de construcción del embalse El Toro y de la central hidroeléctrica.

El flujo de egresos a precios de mercado se ha establecido descontando el impuesto al valor agregado incluido en cada una de las partidas de costo, mientras que los egresos a precios sociales se han determinado aplicando los factores de ajuste a los precios de mercado definidos por ODEPLAN.

9.2 Flujo de egresos correspondientes al embalse El Toro

9.2.a Precios de mercado

El paso previo para preparar el flujo de egresos a precios de mercado y a precios sociales, que posteriormente serán utilizados en la evaluación económica, es el desglose del costo en sus componentes básicas: mano de obra calificada, mano de obra semicalificada, mano de obra no calificada, componente de moneda extranjera, componente de moneda nacional, IVA, otros impuestos y gastos generales y utilidad del contratista.

Dicho desglose de costos, para cada una de las partidas del presupuesto del embalse El Toro, se presenta en el cuadro Nº V.A.3-31. Excluyendo el impuesto al valor agregado, el resumen del presupuesto resultante se presenta en el cuadro Nº V.A.3-24, y alcanza a 2.109 millones de pesos.

De acuerdo al programa de construcción de las obras indicado en la figura Nº V.A.3-22, el calendario de inversiones para el presupuesto anterior se presenta en el cuadro Nº V.A.3-32.

Junto a las inversiones a realizar en la construcción de las obras durante los primeros cinco años del proyecto, se ha estimado un costo para la mantención de éstas. El costo de mantención se ha considerado como el 1/100 de las obras, a partir del quinto año de su puesta en servicio, sin incluir caminos ni costos indirectos.

Bajo estas premisas, el costo de mantención de las obras asciende a \$ 1.636.000 a contar del año 10 del proyecto.

9.2.b Precios sociales

La determinación del flujo de egresos a precios sociales se efectúa a partir del desglose de costos de las obras matrices indicado en el cuadro N° V.A.3-31, el programa de construcción de las obras y las instrucciones para corrección de precios que imparte ODEPLAN.

La corrección a precios sociales se ha efectuado de acuerdo a los factores de ajuste a los precios de mercado vigentes en 1985, que son:

- Mano de obra no calificada : 1,00
- Mano de obra semicalificada : 0,48 en 1986
0,50 en 1987
0,52 en 1988 y siguientes
- Mano de obra calificada : 0,46 en 1986
0,48 en 1987
0,50 en 1988 y siguientes
- Componente en moneda extranjera: 1,13
- Componente en moneda nacional : 1,00
- Impuestos y gravámenes : 0,00
- Gastos grales. y utilidad contratista : 1,00

El resumen del presupuesto resultante luego de realizada la corrección, se presenta en el cuadro N° V.A.3-24, y alcanza a 2.072 millones de pesos.

El calendario de inversiones a precios sociales se presenta en el cuadro N° V.A.3-32.

Como costo de mantención de obras se ha considerado el mismo valor que el adoptado para precios de mercado, vale decir, \$ 1.636.000 desde el año 10 en adelante.

9.3 Flujo de egresos de la central hidroeléctrica

9.3.a Precios de mercado

Igual que en el caso del embalse, para determinar el flujo de egresos de la central hidroeléctrica, tanto a precios de mercado como sociales, se desglosa el presupuesto de ésta (ver V.A.3.8.4) en sus componentes básicos. Esta descomposición se muestra en el cuadro N° V.A.3-33.

A partir de ese desglose, y excluyendo el impuesto al valor agregado, el resumen del presupuesto resultante alcanza a 130 millones de pesos, y se presenta en el cuadro N° V.A.3-24.

De acuerdo al programa constructivo de la central hidroeléctrica, indicado en la figura N° V.A.3-23, el calendario de inversiones para el presupuesto anterior se indica en el cuadro N° V.A.3-34.

Se ha considerado un costo anual por la mantención y operación de la central, egreso que se produce desde que ella entra en funciones:

- Costo mantención: generalmente se estima como un porcentaje del valor de los equipos y obras civiles. La mantención de equipos, se considera en un 1,5% de su valor (sin incluir imprevistos, ingeniería ni supervisión de la construcción), mientras que la mantención de las obras civiles se estima en el 0,5% de la inversión.

El costo anual por este concepto es en consecuencia:

| | | |
|---|---|------------------|
| • Mantención equipos | | |
| 0,015 * (72.787 + 2.159) | = | 1.124 (miles \$) |
| • Mantención obras civiles | | |
| (se efectúa mantención sólo a la sala de máquinas y al camino de acceso a la central) | | |
| 0,005 * (7.732 + 4.795) | = | 63 (miles \$) |
| Total mantención central | = | 1.187 (miles \$) |

- Costo de operación: de acuerdo a otros estudios similares realizados por el Consultor, el personal necesario para operar la central, es:

| | |
|--------------|------------------------------|
| 1 supervisor | 40.000 \$/mes |
| 3 operarios | <u>45.000</u> \$/mes (total) |
| Total | 85.000 \$/mes |

Por lo que el costo anual de operación asciende a 1.020 (miles \$).

9.3.b Precios sociales

Aplicando al desglose de costos de la central hidroeléctrica (cuadro N° V.A.3-33) los factores de ajuste definidos por ODEPLAN, resulta un presupuesto de 123 millones de pesos, cuyo resumen se presenta en el cuadro N° V.A.3-24.

El calendario de inversiones a precios sociales se presenta en el cuadro N° V.A.3-34.

Como costo de mantención de equipos y obras civiles, se ha considerado el mismo valor estimado para precios de mercado, de \$ 1.187.000 anuales.

El costo de operación a precios de mercado se ha corregido utilizando los factores definidos por ODEPLAN:

| | |
|--|----------------------|
| . 1 supervisor (mano de obra semicalificada) | |
| (40.000 * 0,52) | 20.800 \$/mes |
| . 3 operarios (mano de obra no calificada) | |
| (15.000 * 3 x 0,52) | <u>22.500 \$/mes</u> |
| Total | 43.300 \$/mes |

por lo que el costo anual de operación a precios sociales asciende a \$ 520.000.

10. Flujo de ingresos

10.1 Embalse El Toro

Los beneficios que se producen por la construcción y operación del embalse El Toro aparecen cuantificados directamente como ingresos agrícolas, al comparar la situación agropecuaria actual con la de desarrollo.

El único ingreso que se valora en este subcapítulo es el correspondiente al valor residual de las obras al término del horizonte de evaluación del proyecto, en el año 30.

Para el cálculo de este valor residual, se ha supuesto para las obras una vida útil de 50 años, depreciadas en forma lineal.

Bajo estos criterios, el ingreso por valor residual de las obras a precios de mercado y sociales, es:

| | | |
|---------------------------------------|---|----------------------|
| - Valor residual a precios de mercado | : | 1.054.357 (miles \$) |
| - Valor residual a precios sociales | : | 1.036.178 (miles \$) |

10.2 Central hidroeléctrica

El ingreso derivado de la operación de la central hidroeléctrica proviene de la venta de la energía eléctrica producida, que como se señala en V.A.3.7 alcanza a 11.890.000 kWh.

La tarifa que se negociaría para la venta de la energía producida es función del precio de ésta en el nudo Maitencillo del sistema interconectado central. Los precios de nudo son calculados semestralmente por la Comisión Nacional de Energía, de acuerdo a lo establecido en el DFL Nº 1 de 1982 del Ministerio de Minería.

EMELAT, empresa que se encargaría de la distribución, estaría en condiciones de adquirir exclusivamente energía, no así potencia, ya que al no poder garantizar la central una potencia firme, obligaría a contratar una potencia de respaldo con ENDESA.

El precio de compra de la energía lo define la empresa eléctrica de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Pe = Pnm * (1 + R1) * (1 + R2) * (1 - K)$$

donde:

- Pe = precio de compra de la energía
 Pnm = precio en el nudo Maitencillo en 220 kV
 R1 = recargo por entrega en 13,8 kV
 R2 = recargo por distancia desde la subestación Maitencillo a la subestación Vallenar
 K = coeficiente de comercialización

Aplicando el nivel tarifario a Octubre de 1983, se obtiene:

- Pnm = 2,677 \$/kwh
 R1 = 0,16
 R2 = 0,0299
 K = 0,03
 Pe = 3,10 \$/kwh

Este último es el precio de venta que se adoptará para la energía generada en El Toro, tanto a precios de mercado como sociales.

Con el precio definido y considerando la energía anualmente generada, puede calcularse el ingreso producido por la venta de la energía, la que asciende a:

$$11.890.000 \text{ kwh} * 3,10 \text{ \$/kwh} = 36.859 \text{ (miles \$)}$$

Este ingreso se considera constante durante todos los años del funcionamiento de la central, desde el año 6 al 30 del proyecto.

Falta por agregar al flujo constante anterior, el valor residual de la central hidroeléctrica. De acuerdo a los mismos criterios empleados para las obras matrices, el valor residual de la central hidroeléctrica a precios de mercado y sociales, es:

- Valor residual a precios de mercado : 65.152 (miles \$)
- Valor residual a precios sociales : 61.453 (miles \$)

SELECCION DE TAMAÑO DEL EMBALSE

PRESA DE TIERRA

VOLUMENES FISICOS DE OBRA

| CAPACIDAD DE EMBALSE (Cantidad de Obra) | | | | | | | | | |
|---|---|----------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|------------------------------------|
| Item | Descripción | Unidad | 100x10 ⁶ m ³ | 120x10 ⁶ m ³ | 140x10 ⁶ m ³ | 160x10 ⁶ m ³ | 180x10 ⁶ m ³ | 200x10 ⁶ m ³ | 220x10 ⁶ m ³ |
| <u>PRESA DE TIERRA</u> | | | | | | | | | |
| a.1 | Excavaciones masivas | | | | | | | | |
| a.1.1 | Terreno común | m ³ | 88.000 | 98.000 | 109.500 | 117.600 | 132.300 | 139.100 | 145.500 |
| a.1.2 | Roca | m ³ | 38.000 | 42.000 | 46.900 | 50.400 | 56.800 | 59.700 | 62.500 |
| a.2 | Transporte excedentes de excavación DM = 0,5 | m ³ | 126.000 | 140.000 | 156.400 | 168.000 | 189.100 | 198.800 | 208.000 |
| a.3 | Rellenos | | | | | | | | |
| a.3.1 | Núcleo | m ³ | 372.880 | 410.840 | 446.930 | 484.200 | 521.640 | 555.050 | 588.240 |
| a.3.2 | Corazas | m ³ | 1.802.590 | 2.072.280 | 2.333.950 | 2.631.690 | 2.910.960 | 3.166.120 | 3.412.460 |
| a.3.3 | Enrocado de pie | m ³ | 109.760 | 109.760 | 109.760 | 109.760 | 145.720 | 181.680 | 181.680 |
| a.3.4 | Filtro-dren | m ³ | 43.880 | 47.750 | 51.340 | 54.840 | 58.390 | 61.410 | 64.350 |
| a.3.5 | Dren de Alfombra | m ³ | 33.320 | 35.880 | 38.350 | 42.000 | 43.970 | 45.590 | 47.650 |
| a.3.6 | Pedraplón | m ³ | 31.540 | 34.690 | 37.810 | 41.110 | 44.500 | 47.040 | 49.940 |
| a.4 | Pared moldeada | m ³ | 6.300 | 6.300 | 6.300 | 6.300 | 6.300 | 6.300 | 6.300 |
| a.5 | Líneas de grauteo | ml | 1.200 | 1.200 | 1.200 | 1.200 | 1.200 | 1.200 | 1.200 |
| a.6 | Carpeta de rodado | m ³ | 1.020 | 1.040 | 1.070 | 1.180 | 1.300 | 1.420 | 1.450 |

CUADRO N° V.A.1-1

SELECCION DE TAMAÑO DEL EMBALSERESUMEN DEL PRESUPUESTO A PRECIOS SOCIALES

(en miles de \$)

| Item | Descripción | Capacidad Embalse | | | | | | |
|------|------------------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------------|
| | | 100x10 ⁶ | 120x10 ⁶ | 140x10 ⁶ | 160x10 ⁶ | 180x10 ⁶ | 200x10 ⁶ | 220x10 ⁶ |
| A. | Instalación faenas | 82.347 | 82.347 | 82.347 | 82.347 | 82.347 | 82.347 | 82.347 |
| B. | Vías de acc. provisoria | 5.405 | 5.405 | 5.405 | 5.405 | 5.405 | 5.405 | 5.405 |
| C. | Presa de tierra | 922.115 | 1.030.982 | 1.137.741 | 1.254.319 | 1.398.168 | 1.534.415 | 1.655.239 |
| D. | Obra desviación y evacuación | 229.762 | 231.050 | 232.117 | 233.143 | 234.168 | 235.184 | 236.222 |
| E. | Obras de toma | 64.261 | 64.261 | 64.261 | 64.261 | 64.261 | 64.261 | 64.261 |
| F. | Caminos de acceso | 170.739 | 171.742 | 173.409 | 174.436 | 175.461 | 176.490 | 177.520 |
| | Sub-total | 1.474.629 | 1.585.787 | 1.695.280 | 1.813.911 | 1.959.810 | 2.098.102 | 2.220.994 |
| G. | Imprevistos y varios | 110.173 | 118.506 | 126.762 | 135.685 | 146.647 | 157.061 | 166.306 |
| | Total construcción | 1.584.802 | 1.704.293 | 1.822.042 | 1.949.596 | 2.106.457 | 2.255.163 | 2.387.300 |
| H. | Ingeniería Proyecto | 102.713 | 110.481 | 118.178 | 126.498 | 136.718 | 146.428 | 155.046 |
| I. | Supervigilancia construcción | 29.348 | 31.568 | 33.766 | 36.142 | 39.063 | 41.836 | 44.299 |
| | Total | 1.716.863 | 1.846.342 | 1.973.986 | 2.112.236 | 2.282.238 | 2.443.427 | 2.586.645 |

CUADRO N° V.A.1-2

SELECCION DE TAMAÑO DEL EMBALSE
EGRESOS CORRESPONDIENTES A EXPROPIACIONES
PRECIOS SOCIALES
(en miles \$)

| ITEM | CAPACIDAD DEL EMBALSE | | | | | | |
|---|-----------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 100 M | 120 M | 140 M | 160 M | 180 M | 200 M | 220 M |
| Expropiación terrenos agrícolas, 160000 \$/há en promedio | 14560 | 20960 | 23360 | 25760 | 28710 | 31660 | 34450 |
| Expropiación mejoras agrícolas, 380000 \$/há en promedio | 15430 | 15810 | 15810 | 17330 | 18790 | 20140 | 21650 |
| Urbanización terrenos a 200 \$/m ² | 20000 | 20000 | 20000 | 20000 | 20000 | 20000 | 20000 |
| Traslado de Pisquera Alto del Carmen | 30000 | 30000 | 30000 | 30000 | 30000 | 30000 | 30000 |
| Reposición de equipamiento comunitario | 35000 | 35000 | 35000 | 35000 | 35000 | 35000 | 35000 |
| Reposición construcciones habi- tacionales, a 700000 \$/c.u. | 98000 | 98000 | 98000 | 98000 | 98000 | 98000 | 98000 |
| Total | 212990 | 219770 | 222170 | 226090 | 230500 | 234800 | 239100 |

SELECCION DE TAMAÑO DEL EMBALSE

FLUJO DE EGRESOS A PRECIOS SOCIALES
INVERSION EN OBRAS PRINCIPALES

(Miles de pesos de octubre de 1983)

| AÑO DEL PROYECTO: | CAPACIDAD DE EMBALSE (millones de m ³) | | | | | | |
|-------------------------|--|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 100 | 120 | 140 | 160 | 180 | 200 | 220 |

I N V E R S I O N E N O B R A S

| | | | | | | | |
|-------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 1 | 59573 | 64079 | 68543 | 73369 | 79297 | 84928 | 89927 |
| 2 | 94806 | 98657 | 102473 | 106598 | 111665 | 116479 | 120754 |
| 3 | 426001 | 446918 | 467451 | 489587 | 516661 | 542359 | 565271 |
| 4 | 642969 | 697394 | 750895 | 808981 | 880465 | 948223 | 1008403 |
| 5 | 493514 | 539294 | 584624 | 633701 | 694150 | 751438 | 802290 |
| TOTAL | 1716863 | 1846342 | 1973986 | 2112236 | 2282238 | 2443427 | 2586645 |

P A G O D E E X P R O P I A C I O N E S

| | | | | | | | |
|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 4 | 80000 | 80000 | 80000 | 80000 | 80000 | 80000 | 80000 |
| 5 | 132990 | 139770 | 142170 | 146090 | 150500 | 154800 | 159100 |
| TOTAL | 212990 | 219770 | 222170 | 226090 | 230500 | 234800 | 239100 |

C O S T O S D E O P E R A C I O N Y M A N T E N C I O N

| | | | | | | | |
|---------|------|------|------|------|------|------|------|
| 10 a 30 | 1304 | 1414 | 1522 | 1639 | 1784 | 1922 | 2043 |
|---------|------|------|------|------|------|------|------|

I N G R E S O P O R V A L O R R E S I D U A L

| | | | | | | | |
|----|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|
| 30 | 858432 | 923171 | 986993 | 1056118 | 1141119 | 1221714 | 1293323 |
|----|--------|--------|--------|---------|---------|---------|---------|

SELECCION DE TAMAÑO DEL EMBALSE

RESUMEN PRESUPUESTO CENTRAL HIDROELECTRICA A PRECIOS SOCIALES

(en miles de \$)

| Item | 100 | 120 | 140 | 160 | 180 | 200 | 220 |
|---------------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| A. Grupo Turbina-Generador | 65.800 | 66.795 | 67.817 | 68.810 | 69.831 | 71.820 | 71.820 |
| B. S/E Eléctrica | 2.115 | 2.130 | 2.146 | 2.161 | 2.176 | 2.207 | 2.207 |
| C. Sala de Máquinas | 7.739 | 7.739 | 7.739 | 7.739 | 7.739 | 7.739 | 7.739 |
| D. Caminos de Acceso | 4.810 | 4.810 | 4.810 | 4.810 | 4.810 | 4.810 | 4.810 |
| E. Modificación Línea Existente | 24.374 | 24.374 | 24.374 | 24.374 | 24.374 | 24.374 | 24.374 |
| Sub Total | 104.838 | 105.848 | 106.886 | 107.894 | 108.930 | 110.950 | 110.950 |
| Imprevistos | 8.169 | 8.249 | 8.332 | 8.413 | 8.496 | 8.657 | 8.657 |
| Total Construcción | 113.007 | 114.097 | 115.218 | 116.307 | 117.426 | 119.607 | 119.607 |
| Ingeniería | 7.618 | 7.693 | 7.770 | 7.846 | 7.923 | 8.073 | 8.073 |
| Supervisión Construcción | 2.177 | 2.198 | 2.220 | 2.242 | 2.264 | 2.307 | 2.307 |
| Total | 122.802 | 123.988 | 125.208 | 126.395 | 127.613 | 129.987 | 129.987 |

SELECCION DE TAMAÑO DEL EMBALSE

FLUJO DE INGRESOS Y EGRESOS A PRECIOS SOCIALES
CENTRAL HIDROELECTRICA

(Miles de pesos de octubre de 1983)

| AÑO DEL PROYECTO: | 100 | 120 | 140 | 160 | 180 | 200 | 220 |
|-------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | | | | | | | |

INVERSION EN OBRAS

| | | | | | | | |
|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 3 | 77075 | 78242 | 79442 | 80609 | 81808 | 84143 | 84143 |
| 4 | 1813 | 1813 | 1813 | 1813 | 1813 | 1813 | 1813 |
| 5 | 43914 | 43933 | 43953 | 43973 | 43992 | 44031 | 44031 |
| TOTAL | 122802 | 123988 | 125208 | 126395 | 127613 | 129987 | 129987 |

COSTOS DE OPERACION Y MANTENCIÓN

| | | | | | | | |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|
| 6 a 30 | 2298 | 2316 | 2334 | 2352 | 2371 | 2407 | 2407 |
|--------|------|------|------|------|------|------|------|

INGRESOS POR VENTA DE ENERGIA

| | | | | | | | |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 6 a 30 | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
|--------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|

INGRESO POR VALOR RESIDUAL

| | | | | | | | |
|----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 30 | 61423 | 62015 | 62622 | 63213 | 63821 | 65004 | 65004 |
|----|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|

SELECCION DE TAMAÑO

OTROS INGRESOS Y EGRESOS INVARIANTES A PRECIOS SOCIALES

Inversiones en infraestructura de riego

Inversiones agropecuarias

Ingresos por venta de masa ganadera actual

(Miles de pesos de Octubre de 1983)

| AÑO DEL PROYECTO | INVERSIONES AGROPECUARIAS | | | | INGRESOS VENTA M. GANADERA ACTUAL | |
|------------------------|-----------------------------------|------------------------------|------------------------------|---------|--|-------|
| | INVERSIONES INFRAEST. RIEGO | PLANTACIONES AGROPECUARIA | TECNIFICACION OPERACIONAL | CAPITAL | | TOTAL |
| 1 | 18433 | 7617 | 34461 | - | 42078 | - |
| 2 | 48150 | 7617 | - | - | 7617 | - |
| 3 | 50174 | 24679 | 7602 | - | 32281 | 608 |
| 4 | 38741 | 42568 | - | - | 42568 | 603 |
| 5 | 233027 | 68553 | 5068 | - | 73621 | 608 |
| 6 | 109497 | 111902 | 2715 | 346 | 114963 | 9797 |
| 7 | 97975 | 175180 | - | 346 | 175526 | 9793 |
| 8 | 90018 | 130035 | 5068 | 346 | 135449 | 9797 |
| 9 | 9648 | 69822 | - | 346 | 70168 | 9793 |
| 10 | - | 65366 | 5068 | 346 | 70780 | 9797 |
| 11 | 5298 | 60838 | 3711 | - | 64549 | 9793 |
| 12 | 5298 | 81124 | - | - | 81124 | 9194 |
| 13 | - | 69301 | 5068 | - | 74369 | 9185 |
| 14 | - | 68481 | - | - | 68481 | 9194 |
| 15 | 20258 | 80368 | 2534 | - | 82902 | - |
| 16 | 20258 | 67552 | 6460 | - | 74012 | - |
| 17 | - | 58829 | - | - | 58829 | - |
| 18 | - | 66405 | 2534 | - | 68939 | - |
| 19 | 5298 | 70781 | - | - | 70781 | - |
| 20 | 5298 | 69328 | 3379 | - | 72707 | - |
| 21 | - | 61765 | 3711 | - | 65476 | - |
| 22 | - | 76365 | - | - | 76365 | - |
| 23 | 20258 | 84844 | 3379 | - | 88223 | - |
| 24 | 20258 | 81957 | - | - | 81957 | - |
| 25 | - | 70456 | 3379 | - | 73835 | - |
| 26 | - | 56933 | 2715 | - | 59648 | - |
| 27 | 5298 | 62253 | - | - | 62253 | - |
| 28 | 5298 | 62453 | 3379 | - | 65832 | - |
| 29 | - | 57454 | - | - | 57454 | - |
| 30 | - | 66405 | - | - | 66405 | - |
| TOTAL | 808483 | 2077231 | 100231 | 1730 | 2179192 | 88162 |
| V. RESIDUAL | 237695 | 573194 | 12284 | 1730 | 587208 | - |

SELECCION DE TAMAÑO

FLUJO DE INGRESOS MENOS EGRESOS DE LA

SITUACION ACTUAL DEL VALLE

PRECIOS SOCIALES

| <u>AÑO</u> | <u>MILES \$</u> |
|------------|-----------------|
| 1 | 59.613 |
| 2 | 62.463 |
| 3 | 65.333 |
| 4 | 69.725 |
| 5 | 70.766 |
| 6 | 71.807 |
| 7 | 72.857 |
| 8 | 73.905 |
| 9 | 74.959 |
| 10 | 76.010 |
| 11 | 77.077 |
| 12 | 78.139 |
| 13 | 79.206 |
| 14 | 80.277 |
| 15 | 81.355 |
| 16 | 82.430 |
| 17 | 83.513 |
| 18 | 84.597 |
| 19 | 85.687 |
| 20 | 86.778 |
| 21 | 87.873 |
| 22 | 88.970 |
| 23 | 90.075 |
| 24 | 91.180 |
| 25 | 92.293 |
| 26 | 93.404 |
| 27 | 94.525 |
| 28 | 95.645 |
| 29 | 96.773 |
| 30 | 198.012 |

INVERSIONES EN EL DESARROLLO DE RIEGO

A NIVEL EXTRAPREDIAL A PRECIOS SOCIALES

(En miles \$)

| Año | Inversiones |
|-----|-------------|
| 1 | 18.433 |
| 2 | 48.150 |
| 3 | 50.174 |
| 4 | 38.741 |
| 5 | 233.027 |
| 6 | 109.497 |
| 7 | 97.975 |
| 8 | 90.018 |
| 9 | 9.648 |
| 11 | 5.298 |
| 12 | 5.298 |
| 15 | 20.258 |
| 16 | 20.258 |
| 19 | 5.298 |
| 20 | 5.298 |
| 23 | 20.258 |
| 24 | 20.258 |
| 27 | 5.298 |
| 28 | 5.298 |

SELECCION DE TAMAÑO DEL EMBALSE

PATRON DE RIEGO AÑO NORMAL (há)

| Agrupación | Sectores de Riego | | | | | | | | | | | | | | | | | | Total |
|---------------------|-------------------|---------|---------|-------|---------|-------|---------|------|-------|------|---------|-------|-------|------|-------|------|-------|-------|----------|
| | A | B | C | D | E | F | G | H | I | J | K | L | M | N | O | P | Q | R | |
| F. Hoja Persistente | 15,0 | 79,8 | 116,7 | 53,9 | 231,7 | 72,8 | 72,1 | 1,7 | 17,5 | 0,0 | 142,2 | 15,0 | 89,2 | 0,0 | 183,8 | 0,3 | 9,1 | 10,2 | 1.110,9 |
| F. Hoja Caduca | 22,3 | 53,2 | 116,7 | 53,9 | 231,7 | 72,8 | 72,1 | 1,7 | 17,5 | 0,0 | 142,2 | 10,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,3 | 0,0 | 0,0 | 794,4 |
| Olivos | 0,0 | 0,0 | 6,9 | 9,6 | 10,9 | 6,4 | 6,0 | 0,2 | 15,3 | 15,7 | 14,3 | 0,0 | 24,2 | 38,9 | 48,2 | 2,5 | 344,1 | 462,9 | 1.006,2 |
| F. Asociados | 35,1 | 82,8 | 6,1 | 5,3 | 0,0 | 12,0 | 0,0 | 1,0 | 0,0 | 1,8 | 0,0 | 18,0 | 0,0 | 9,7 | 3,1 | 2,3 | 18,0 | 67,5 | 262,7 |
| Viñas y Parronales | 255,8 | 600,1 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 26,9 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 882,8 |
| Cereales Invierno | 11,6 | 32,2 | 91,3 | 36,0 | 33,2 | 44,9 | 90,7 | 0,9 | 23,7 | 0,0 | 43,3 | 0,0 | 62,6 | 0,0 | 68,4 | 0,5 | 5,2 | 3,3 | 547,8 |
| Cereales Primavera | 17,2 | 22,4 | 7,8 | 13,3 | 8,3 | 10,4 | 9,4 | 0,3 | 8,2 | 0,0 | 15,4 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,2 | 0,0 | 0,0 | 113,1 |
| Ch. Hort. Primavera | 0,0 | 22,4 | 130,5 | 74,1 | 96,4 | 80,8 | 124,3 | 1,9 | 44,6 | 1,0 | 103,4 | 0,0 | 46,2 | 2,4 | 66,9 | 1,1 | 25,6 | 26,4 | 848,2 |
| Ch. Hort. Invierno | 55,6 | 162,5 | 321,8 | 80,6 | 231,3 | 136,0 | 278,5 | 2,3 | 43,1 | 1,0 | 158,5 | 28,0 | 34,3 | 2,4 | 50,5 | 0,9 | 25,1 | 25,9 | 1.638,5 |
| Praderas | 0,0 | 0,0 | 836,5 | 173,4 | 291,6 | 314,1 | 788,9 | 4,4 | 117,0 | 1,2 | 248,5 | 0,0 | 166,8 | 2,9 | 206,5 | 2,3 | 48,0 | 71,9 | 3.274,1 |
| Jojoba | 0,0 | 0,0 | 40,8 | 21,1 | 79,3 | 26,8 | 26,3 | 0,7 | 7,8 | 0,0 | 51,2 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,1 | 0,0 | 0,0 | 254,2 |
| Higuerilla | 0,0 | 0,0 | 82,2 | 20,4 | 23,5 | 32,7 | 79,8 | 0,5 | 14,1 | 0,0 | 25,4 | 0,0 | 48,8 | 0,0 | 56,3 | 0,3 | 8,9 | 53,5 | 446,3 |
| Barbecho | 11,1 | 19,6 | 308,5 | 47,1 | 72,3 | 103,6 | 294,7 | 1,1 | 35,2 | 0,0 | 61,3 | 4,1 | 74,2 | 0,0 | 85,0 | 0,6 | 12,1 | 75,1 | 1.205,6 |
| Total | 423,7 | 1.075,1 | 2.065,8 | 588,9 | 1.310,1 | 913,4 | 1.842,8 | 16,8 | 344,2 | 20,7 | 1.005,9 | 102,2 | 546,3 | 56,4 | 768,8 | 11,3 | 496,1 | 796,7 | 12.384,0 |

SELECCION DE TAMAÑO DEL EMBALSE

PATRON DE RIEGO AÑO HUMEDO (há)

| Agrupación | Sectores de Riego | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------|-------------------|----------------|----------------|--------------|----------------|--------------|----------------|-------------|--------------|-------------|----------------|--------------|--------------|-------------|--------------|-------------|--------------|--------------|-----------------|
| | A | B | C | D | E | F | G | H | I | J | K | L | M | N | O | P | Q | R | Total |
| F. Hoja Persistente | 15,0 | 79,8 | 116,7 | 53,9 | 231,7 | 72,8 | 72,1 | 1,7 | 17,5 | 0,0 | 142,2 | 15,0 | 89,2 | 0,0 | 183,8 | 0,3 | 9,1 | 10,2 | 1.110,9 |
| F. Hoja Caduca | 22,3 | 53,2 | 116,7 | 53,9 | 231,7 | 72,8 | 72,1 | 1,7 | 17,5 | 0,0 | 142,2 | 10,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,3 | 0,0 | 0,0 | 794,4 |
| Olivos | 0,0 | 0,0 | 6,9 | 9,6 | 10,9 | 6,4 | 6,0 | 0,2 | 15,3 | 15,7 | 14,3 | 0,0 | 24,2 | 38,9 | 48,2 | 2,5 | 344,1 | 462,9 | 1.006,2 |
| F. Asociados | 35,1 | 82,8 | 6,1 | 5,3 | 0,0 | 12,0 | 0,0 | 1,0 | 0,0 | 1,8 | 0,0 | 18,0 | 0,0 | 9,7 | 3,1 | 2,3 | 18,0 | 67,5 | 262,7 |
| Vías y Parronales | 255,8 | 600,1 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 26,9 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 882,8 |
| Cereales Invierno | 15,3 | 38,6 | 199,1 | 52,2 | 58,3 | 80,9 | 193,7 | 1,3 | 35,8 | 0,0 | 64,4 | 1,4 | 88,3 | 0,0 | 97,9 | 0,7 | 9,4 | 29,4 | 966,7 |
| Cereales Primavera | 17,2 | 22,4 | 7,8 | 13,3 | 8,3 | 10,4 | 9,4 | 0,3 | 8,2 | 0,0 | 15,4 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,2 | 0,0 | 0,0 | 113,1 |
| Ch. Hort. Primavera | 4,1 | 29,9 | 238,6 | 90,8 | 121,8 | 117,1 | 227,6 | 2,3 | 57,1 | 1,0 | 125,1 | 1,5 | 72,4 | 2,4 | 96,9 | 1,3 | 29,9 | 52,8 | 1.272,4 |
| Ch. Hort. Invierno | 55,6 | 162,5 | 321,8 | 80,6 | 231,3 | 136,0 | 278,5 | 2,3 | 43,1 | 1,0 | 158,5 | 28,0 | 34,3 | 2,4 | 50,5 | 0,9 | 25,1 | 25,9 | 1.638,5 |
| Praderas | 0,0 | 0,0 | 836,5 | 173,4 | 291,6 | 314,1 | 788,9 | 4,4 | 117,0 | 1,2 | 248,5 | 0,0 | 166,8 | 2,9 | 206,5 | 2,3 | 48,0 | 71,9 | 3.274,1 |
| Jojoba | 0,0 | 0,0 | 40,8 | 21,2 | 79,3 | 26,8 | 26,3 | 0,7 | 7,8 | 0,0 | 51,2 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,0 | 0,1 | 0,0 | 0,0 | 254,2 |
| Higuerilla | 0,0 | 0,0 | 82,2 | 20,4 | 23,5 | 32,7 | 79,8 | 0,5 | 14,1 | 0,0 | 25,4 | 0,0 | 48,8 | 0,0 | 56,3 | 0,3 | 8,9 | 53,5 | 446,3 |
| Barbecho | 3,3 | 5,8 | 92,7 | 14,3 | 21,8 | 31,2 | 88,5 | 0,3 | 10,7 | 0,0 | 18,6 | 1,2 | 22,2 | 0,0 | 25,5 | 0,2 | 3,6 | 22,6 | 362,6 |
| Total | 423,7 | 1.075,1 | 2.065,8 | 588,9 | 1.310,1 | 913,4 | 1.842,8 | 16,8 | 344,2 | 20,7 | 1.005,9 | 102,0 | 546,3 | 56,4 | 768,8 | 11,3 | 496,1 | 796,7 | 12.384,0 |

SELECCION DE TAMAÑO DEL EMBALSE

VARIACION DEL Nº DE AÑOS CON PATRON DE CULTIVO SECO, NORMAL Y HUMEDO;

Y FACTORES K DE PRIMAVERA Y VERANO PARA LAS DIFERENTES CAPACIDADES DE EMBALSE

| Volumen | Tipo de Año Sectores | Seco | | | | Normal | | | | Húmedo | | | |
|---------|-------------------------|------|---|------|-------|--------|-----|------|-------|--------|-----|-----|-------|
| | | A | B | CaP | Q y R | A | B | CaP | Q y R | A | B | CaP | Q y R |
| 100 | Nº años | 3 | 0 | 4 | 4 | 26 | 29 | 25 | 25 | 10 | 10 | 10 | 10 |
| | K anual | 0,44 | - | 0,71 | 0,43 | 0,97 | 1,0 | 0,90 | 0,89 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| | K primavera | 0,87 | - | 0,71 | 0,57 | 0,98 | 1,0 | 0,90 | 0,94 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| 120 | Nº años | 3 | 0 | 3 | 3 | 24 | 27 | 24 | 24 | 12 | 12 | 12 | 12 |
| | K anual | 0,44 | - | 0,64 | 0,37 | 0,97 | 1,0 | 0,89 | 0,89 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| | K primavera | 0,87 | - | 0,64 | 0,46 | 0,98 | 1,0 | 0,90 | 0,93 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| 140 | Nº años | 3 | 0 | 3 | 3 | 21 | 24 | 21 | 21 | 15 | 15 | 15 | 15 |
| | K anual | 0,44 | - | 0,67 | 0,39 | 0,97 | 1,0 | 0,90 | 0,89 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| | K primavera | 0,87 | - | 0,67 | 0,49 | 0,97 | 1,0 | 0,90 | 0,94 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| 160 | Nº años | 3 | 0 | 3 | 3 | 18 | 21 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 |
| | K anual | 0,44 | - | 0,70 | 0,40 | 0,96 | 1,0 | 0,90 | 0,89 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| | K primavera | 0,87 | - | 0,70 | 0,51 | 0,97 | 1,0 | 0,90 | 0,94 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| 180 | Nº años | 3 | 0 | 3 | 3 | 18 | 21 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 | 18 |
| | K anual | 0,44 | - | 0,76 | 0,50 | 0,96 | 1,0 | 0,92 | 0,91 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| | K primavera | 0,87 | - | 0,75 | 0,59 | 0,97 | 1,0 | 0,92 | 0,96 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| 200 | Nº años | 3 | 0 | 2 | 2 | 15 | 18 | 16 | 16 | 21 | 21 | 21 | 21 |
| | K anual | 0,44 | - | 0,67 | 0,38 | 0,95 | 1,0 | 0,90 | 0,90 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| | K primavera | 0,87 | - | 0,67 | 0,52 | 0,96 | 1,0 | 0,91 | 0,93 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| 220 | Nº años | 3 | 0 | 2 | 2 | 13 | 16 | 14 | 14 | 23 | 23 | 23 | 23 |
| | K anual | 0,44 | - | 0,71 | 0,41 | 0,94 | 1,0 | 0,91 | 0,90 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |
| | K primavera | 0,87 | - | 0,71 | 0,63 | 0,96 | 1,0 | 0,92 | 0,95 | 1,0 | 1,0 | 1,0 | 1,0 |

SELECCION DE TAMAÑO DEL EMBALSEMARGEN BRUTO EFECTIVO AGRICOLA EN CONDICIONESHIDROLOGICAS PROMEDIO A PRECIOS SOCIALES

(En miles de \$)

| CAPACIDAD EMBALSE | | | | | | | |
|-------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| AÑO | 100 M | 120 M | 140 M | 160 M | 180 M | 200 M | 220 M |
| 1 | 161859 | 161859 | 161859 | 161859 | 161859 | 161859 | 161859 |
| 2 | 166334 | 166334 | 166334 | 166334 | 166334 | 166334 | 166334 |
| 3 | 165031 | 165031 | 165031 | 165031 | 165031 | 165031 | 165031 |
| 4 | 145465 | 145496 | 145504 | 145504 | 145504 | 145534 | 145536 |
| 5 | 146443 | 146533 | 146551 | 146547 | 146547 | 146627 | 146626 |
| 6 | 162394 | 163427 | 166477 | 169807 | 173202 | 173818 | 176991 |
| 7 | 204097 | 206412 | 210207 | 214189 | 217937 | 219827 | 223548 |
| 8 | 270385 | 274086 | 279122 | 284206 | 288791 | 292002 | 296692 |
| 9 | 368885 | 374234 | 381264 | 388218 | 394436 | 399167 | 405477 |
| 10 | 484697 | 492257 | 501761 | 511120 | 519325 | 526158 | 534488 |
| 11 | 594905 | 605203 | 617029 | 628690 | 638545 | 648071 | 658290 |
| 12 | 709435 | 722802 | 737189 | 751381 | 763004 | 775580 | 787883 |
| 13 | 836433 | 853020 | 870232 | 887237 | 900862 | 916621 | 931240 |
| 14 | 944358 | 963955 | 983488 | 1002804 | 1017950 | 1036716 | 1053221 |
| 15 | 1022430 | 1044479 | 1065703 | 1086702 | 1102902 | 1124133 | 1141995 |
| 16 | 1090532 | 1114490 | 1137189 | 1159657 | 1176866 | 1200000 | 1219039 |
| 17 | 1169730 | 1195198 | 1219458 | 1243502 | 1261958 | 1286538 | 1306892 |
| 18 | 1198663 | 1224038 | 1248659 | 1273075 | 1291923 | 1316371 | 1337031 |
| 19 | 1201436 | 1226439 | 1251089 | 1275533 | 1294449 | 1318523 | 1339202 |
| 20 | 1207573 | 1232417 | 1257181 | 1281746 | 1300807 | 1324711 | 1345490 |
| 21 | 1227217 | 1252163 | 1277282 | 1302212 | 1321650 | 1345621 | 1366709 |
| 22 | 1224720 | 1249940 | 1274923 | 1299729 | 1318988 | 1343234 | 1364214 |
| 23 | 1196477 | 1221904 | 1246251 | 1270430 | 1288961 | 1313464 | 1333904 |
| 24 | 1186195 | 1211726 | 1235910 | 1259918 | 1278260 | 1302882 | 1323181 |
| 25 | 1200702 | 1226317 | 1250888 | 1275275 | 1294038 | 1318714 | 1339340 |
| 26 | 1225519 | 1251253 | 1276269 | 1301099 | 1320354 | 1345093 | 1366098 |
| 27 | 1242618 | 1268491 | 1293722 | 1318767 | 1338268 | 1363093 | 1384285 |
| 28 | 1257431 | 1283359 | 1308789 | 1334036 | 1353762 | 1378612 | 1399975 |
| 29 | 1275706 | 1301635 | 1327342 | 1352863 | 1372894 | 1397722 | 1419318 |
| 30 | 1277325 | 1303032 | 1328749 | 1354280 | 1374350 | 1398954 | 1420558 |

SELECCION DE TAMAÑO DEL EMBALSECOSTOS FIJOS A PRECIOS SOCIALES

(En miles \$)

| Año | Derechos de agua y G. Grales. y Administración | Tecnificación Agropecuaria | Total |
|-----|---|-------------------------------|---------|
| 1 | 62.869 | 14.110 | 76.979 |
| 2 | 62.869 | 46.480 | 109.349 |
| 3 | 62.869 | 47.250 | 110.119 |
| 4 | 66.842 | 47.250 | 114.092 |
| 5 | 66.842 | 51.490 | 118.332 |
| 6 | 116.376 | 51.490 | 167.866 |
| 7 | 116.376 | 47.250 | 163.626 |
| 8 | 116.376 | 47.250 | 163.626 |
| 9 | 116.376 | 47.250 | 163.626 |
| 10 | 116.376 | 47.250 | 163.626 |
| 11 | 116.376 | 47.250 | 163.626 |
| 12 | 116.376 | 47.250 | 163.626 |
| 13 | 116.376 | 47.250 | 163.626 |
| 14 | 116.376 | 47.290 | 163.626 |
| 15 | 116.376 | 47.290 | 163.626 |
| 16 | 116.376 | 42.290 | 158.666 |
| 17 | 116.376 | 42.290 | 158.666 |
| 18 | 116.376 | 42.290 | 158.666 |
| 19 | 116.376 | 37.330 | 153.706 |
| 20 | 116.376 | 37.330 | 153.706 |
| 21 | 116.376 | 37.330 | 153.706 |
| 22 | 116.376 | 37.330 | 153.706 |
| 23 | 116.376 | 37.330 | 153.706 |
| 24 | 116.376 | 37.330 | 153.706 |
| 25 | 116.376 | 37.330 | 153.706 |
| 26 | 116.376 | 37.330 | 153.706 |
| 27 | 116.376 | 37.330 | 153.706 |
| 28 | 116.376 | 37.330 | 153.706 |
| 29 | 116.376 | 37.330 | 153.706 |
| 30 | 116.376 | 37.330 | 153.706 |

SELECCION DE TAMAÑO

INGRESO OPERACIONAL AGRICOLA A PRECIOS SOCIALES
PROMEDIO HIDROLOGICO

(Miles de pesos de Octubre de 1983)

| AÑO DEL PROYECTO | CAPACIDAD DE EMBALSE (millones de m ³) | | | | | | |
|------------------------|--|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | 100 | 120 | 140 | 160 | 180 | 200 | 220 |
| 1 | 84880 | 84880 | 84880 | 84880 | 84880 | 84880 | 84880 |
| 2 | 56985 | 56985 | 56985 | 56985 | 56985 | 56985 | 56985 |
| 3 | 54912 | 54912 | 54912 | 54912 | 54912 | 56912 | 56912 |
| 4 | 31373 | 31404 | 31412 | 31412 | 31412 | 31442 | 31442 |
| 5 | 28111 | 28201 | 28219 | 28215 | 28215 | 28295 | 28294 |
| 6 | 5472 | -4439 | -1389 | 1941 | 5336 | 5952 | 9125 |
| 7 | 40471 | 42786 | 46581 | 50563 | 54311 | 56201 | 59922 |
| 8 | 106759 | 110460 | 115496 | 120580 | 125165 | 128376 | 133066 |
| 9 | 205259 | 210608 | 217638 | 224592 | 230810 | 235541 | 241851 |
| 10 | 321071 | 328631 | 338135 | 347494 | 355699 | 362532 | 370862 |
| 11 | 431279 | 441577 | 453403 | 465064 | 474919 | 484445 | 494664 |
| 12 | 545809 | 559176 | 573563 | 587755 | 599378 | 611954 | 624257 |
| 13 | 672807 | 689394 | 706606 | 723611 | 737236 | 752995 | 767614 |
| 14 | 780732 | 800329 | 819862 | 839178 | 854324 | 873090 | 889595 |
| 15 | 858804 | 880853 | 902077 | 923076 | 939276 | 960507 | 978369 |
| 16 | 931866 | 955824 | 978523 | 1000991 | 1018200 | 1041334 | 1060373 |
| 17 | 1011064 | 1036532 | 1060792 | 1084836 | 1103292 | 1127872 | 1148226 |
| 18 | 1039997 | 1065372 | 1089993 | 1114409 | 1133257 | 1157705 | 1178365 |
| 19 | 1047730 | 1072733 | 1097383 | 1121827 | 1140743 | 1164817 | 1185496 |
| 20 | 1053867 | 1078711 | 1103475 | 1128040 | 1147101 | 1171005 | 1191784 |
| 21 | 1073511 | 1098457 | 1123576 | 1148506 | 1167944 | 1191915 | 1213003 |
| 22 | 1071014 | 1096234 | 1121217 | 1146023 | 1165282 | 1189528 | 1210508 |
| 23 | 1042771 | 1068198 | 1092545 | 1116724 | 1135255 | 1159758 | 1180198 |
| 24 | 1032489 | 1058020 | 1082204 | 1106212 | 1124554 | 1149176 | 1169475 |
| 25 | 1046996 | 1072611 | 1097182 | 1121569 | 1140332 | 1165008 | 1185634 |
| 26 | 1071813 | 1097547 | 1122563 | 1147393 | 1166648 | 1191387 | 1212392 |
| 27 | 1088912 | 1114785 | 1140016 | 1165061 | 1184562 | 1209387 | 1230579 |
| 28 | 1103725 | 1129653 | 1155083 | 1180330 | 1200056 | 1224906 | 1246269 |
| 29 | 1122000 | 1147929 | 1173636 | 1199157 | 1299188 | 1244016 | 1265612 |
| 30 | 1123619 | 1149326 | 1175043 | 1200574 | 1220644 | 1245248 | 1266852 |

SELECCION DE TAMAÑO

INDICADORES DE EVALUACION ECONOMICA A PRECIOS SOCIALES

| INDICADOR | T A M A Ñ O D E E M B A L S E (millones de m ³) | | | | | | |
|---|---|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 100 | 120 | 140 | 160 | 180 | 200 | 220 |
| S I N G E N E R A C I O N H I D R O E L E C T R I C A | | | | | | | |
| BNA (miles de pesos) | 707414 | 701319 | 700707 | 692471 | 650969 | 625100 | 604317 |
| TIR (%) | 12.70 | 12.51 | 12.40 | 12.28 | 12.05 | 11.94 | 11.83 |
| TIR INCREMENTAL (%) | 12.70 | 9.42 | 9.96 | 9.21 | 6.21 | 7.79 | 7.92 |
| BNA/INV.OB.PRINC. | .660 | .609 | .570 | .527 | .459 | .412 | .377 |
| INV.OB.PRINC./HA (\$/há) | 89289 | 95888 | 102393 | 109438 | 118099 | 126312 | 133609 |
| C O N G E N E R A C I O N H I D R O E L E C T R I C A | | | | | | | |
| BNA (miles de pesos) | 785151 | 786176 | 791592 | 789572 | 754918 | 735550 | 720808 |
| TIR (%) | 12.90 | 12.80 | 12.71 | 12.60 | 12.39 | 12.20 | 12.11 |
| TIR INCREMENTAL (%) | 12.90 | 10.12 | 10.59 | 9.83 | 6.89 | 8.38 | 8.54 |

SELECCION DE TAMAÑO

ANALISIS DE SENSIBILIDAD
DEL BNA (miles de pesos)
SIN GENERACION DE ENERGIA

| VARIACION DEL PARAMETRO | TAMAÑO DE EMBALSE (millones de m ³) | | | | | | |
|-------------------------|---|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 100 | 120 | 140 | 160 | 180 | 200 | 220 |

VARIACION DE LA TASA DE ACTUALIZACION

| | | | | | | | |
|-----------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| TASA DE 6 % | 3380947 | 3444855 | 3514588 | 3574305 | 3578496 | 3616466 | 3651153 |
| TASA DE 8 % | 1802319 | 1822827 | 1849510 | 1866640 | 1839427 | 1835949 | 1834842 |
| TASA DE 10 % | 799163 | 792706 | 792198 | 783257 | 737047 | 708364 | 685348 |
| TASA DE ODEPLAN | 707414 | 701319 | 700707 | 692471 | 650696 | 625100 | 604317 |
| TASA DE 12 % | 158864 | 135499 | 118056 | 92740 | 35852 | -7928 | -44187 |

VARIACION EN EL VALOR DE LAS VENTAS AGROPECUARIAS

| | | | | | | | |
|------------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| DISMINUCION DE 15 % | -444049 | -464398 | -478223 | -499578 | -550470 | -590445 | -622323 |
| DISMINUCION DE 10 % | -60228 | -75825 | -85246 | -102230 | -149990 | -185263 | -213443 |
| DISMINUCION DE 5 % | 323593 | 312748 | 307118 | 295118 | 250490 | 219918 | 195437 |
| SIN VARIACION (BASE) | 707414 | 701319 | 700707 | 692471 | 650969 | 625100 | 604317 |
| AUMENTO DE 5 % | 1091235 | 1089893 | 1093684 | 1089813 | 1051449 | 1030282 | 1013197 |
| AUMENTO DE 10 % | 1475056 | 1478465 | 1486660 | 1487166 | 1451928 | 1435463 | 1422077 |
| AUMENTO DE 15 % | 1858877 | 1867038 | 1879637 | 1884508 | 1852408 | 1840645 | 1830957 |

VARIACION EN EL COSTO DE LAS OBRAS PRINCIPALES

| | | | | | | | |
|------------------------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| AUMENTO DE 20 % | 501588 | 475970 | 456912 | 429105 | 364539 | 313952 | 272460 |
| AUMENTO DE 15 % | 553270 | 531146 | 515828 | 492070 | 432484 | 386619 | 349324 |
| AUMENTO DE 10 % | 604651 | 586321 | 574743 | 555035 | 500429 | 459286 | 426187 |
| AUMENTO DE 5 % | 656033 | 641497 | 633659 | 618000 | 568374 | 531953 | 503051 |
| SIN VARIACION (BASE) | 707414 | 701319 | 700707 | 692471 | 650969 | 625100 | 604317 |
| DISMINUCION DE 10 % | 810177 | 807023 | 810405 | 806895 | 772209 | 749954 | 733641 |
| DISMINUCION DE 20 % | 912940 | 917374 | 928236 | 932825 | 908099 | 895288 | 887360 |

SELECCION DE TAMAÑO DEL EMBALSE

VOLUMENES TOTALES ANUALES (*) ENTREGADOS SEGUN LAS DIFERENTES

CAPACIDADES DEL EMBALSE EN MILLONES DE M3

| AÑO | CAPACIDAD DE EMBALSE | | | | | | |
|-----------|----------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 220 | 200 | 180 | 160 | 140 | 120 | 100 |
| 1942-1943 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 |
| 1943-1944 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 |
| 1944-1945 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 |
| 1945-1946 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 94 |
| 1946-1947 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 95 | 93 |
| 1947-1948 | 96 | 96 | 96 | 95 | 93 | 86 | 90 |
| 1948-1949 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 |
| 1949-1950 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 |
| 1950-1951 | 96 | 96 | 96 | 96 | 94 | 93 | 91 |
| 1951-1952 | 96 | 96 | 95 | 93 | 92 | 90 | 89 |
| 1952-1953 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 95 |
| 1953-1954 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 |
| 1954-1955 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 |
| 1955-1956 | 96 | 96 | 96 | 96 | 95 | 93 | 92 |
| 1956-1957 | 96 | 96 | 94 | 93 | 92 | 89 | 88 |
| 1957-1958 | 95 | 94 | 92 | 91 | 89 | 88 | 85 |
| 1958-1959 | 92 | 91 | 89 | 88 | 87 | 77 | 69 |
| 1959-1960 | 88 | 84 | 75 | 66 | 57 | 55 | 52 |
| 1960-1961 | 59 | 52 | 50 | 47 | 45 | 43 | 44 |
| 1961-1962 | 58 | 57 | 56 | 55 | 55 | 54 | 54 |
| 1962-1963 | 47 | 46 | 46 | 46 | 46 | 46 | 46 |
| 1963-1964 | 85 | 85 | 85 | 85 | 85 | 85 | 85 |
| 1964-1965 | 85 | 85 | 85 | 85 | 85 | 85 | 85 |
| 1965-1966 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 |
| 1966-1967 | 96 | 96 | 96 | 95 | 94 | 92 | 90 |
| 1967-1968 | 96 | 95 | 93 | 92 | 93 | 88 | 87 |
| 1968-1969 | 91 | 89 | 88 | 81 | 70 | 59 | 48 |
| 1969-1970 | 64 | 53 | 42 | 36 | 33 | 30 | 27 |
| 1970-1971 | 26 | 31 | 28 | 25 | 24 | 23 | 22 |
| 1971-1972 | 29 | 21 | 21 | 21 | 21 | 22 | 22 |
| 1972-1973 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 |

CUADRO Nº V.A.1-18
(Continuación)

| AÑO | CAPACIDAD DE EMBALSE | | | | | | |
|---------------------------|----------------------|------|------|------|------|------|------|
| | 220 | 200 | 180 | 160 | 140 | 120 | 100 |
| 1973-1974 | 96 | 96 | 96 | 96 | 95 | 93 | 92 |
| 1974-1975 | 96 | 96 | 95 | 93 | 92 | 90 | 88 |
| 1975-1976 | 93 | 91 | 90 | 88 | 85 | 75 | 64 |
| 1976-1977 | 87 | 78 | 67 | 57 | 47 | 44 | 41 |
| 1977-1978 | 87 | 86 | 83 | 80 | 78 | 77 | 77 |
| 1978-1979 | 93 | 93 | 92 | 92 | 92 | 92 | 92 |
| 1979-1980 | 93 | 92 | 92 | 92 | 92 | 92 | 90 |
| 1980-1981 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 | 96 |
| PROMEDIO ENTREGAS ANUALES | 86.5 | 85.3 | 84.1 | 82.7 | 81.4 | 79.6 | 78.1 |

(*) Se considera por volumen anual entregado entre los meses de Agosto a Julio del año siguiente.

SELECCION DE TAMAÑOS

ENTREGAS PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE AÑO EN MILLONES DE M³

| Tipo de Año | | Capacidad de embalse | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|--------|----------------------|------|-----|------|-----|------|-----|------|-----|------|-----|------|-----|------|
| | | 220 | | 200 | | 180 | | 160 | | 140 | | 120 | | 100 | |
| | | Nº | E | Nº | E | Nº | E | Nº | E | Nº | E | Nº | E | Nº | E |
| Año Normal | Media | 14 | 80,1 | 16 | 79,4 | 18 | 81,5 | 18 | 79,1 | 21 | 79,2 | 24 | 78,4 | 25 | 79,2 |
| | Máxima | 93 | | 95 | | 95 | | 93 | | 94 | | 95 | | 95 | |
| | Mínima | 47 | | 46 | | 46 | | 46 | | 45 | | 43 | | 44 | |
| Año Seco | Media | 2 | 27,5 | 2 | 26 | 3 | 30 | 3 | 27,3 | 3 | 26 | 3 | 25 | 4 | 28 |
| | Máxima | 29 | | 31 | | 42 | | 36 | | 33 | | 30 | | 41 | |
| | Mínima | 26 | | 21 | | 21 | | 21 | | 21 | | 22 | | 22 | |
| Año Húmedo | Media | 23 | 96 | 21 | 96 | 18 | 96,0 | 18 | 95,9 | 15 | 95,9 | 12 | 96 | 10 | 96 |
| | Máxima | 96 | | 96 | | 96 | | 96 | | 96 | | 96 | | 96 | |
| | Mínima | 95 | | 96 | | 96 | | 95 | | 95 | | 96 | | 96 | |

Nº : Número de años

E : Entregas del Embalse

SELECCION DE TAMAÑOVOLUMENES TOTALES ANUALES REBASADOS SEGUN LAS DIFERENTES CAPACIDADESDEL EMBALSE EN MILLONES DE M3

| AÑO | CAPACIDAD DE EMBALSE | | | | | | |
|-----------|----------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | 220 | 200 | 180 | 160 | 140 | 120 | 100 |
| 1942-1943 | 484 | 486 | 487 | 488 | 489 | 490 | 490 |
| 1943-1944 | 365 | 366 | 367 | 368 | 369 | 370 | 371 |
| 1944-1945 | 207 | 208 | 209 | 210 | 211 | 212 | 213 |
| 1945-1946 | 44 | 45 | 46 | 47 | 48 | 48 | 51 |
| 1946-1947 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 24 |
| 1947-1948 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0,1 | 0,3 | 0,5 |
| 1948-1949 | 49 | 51 | 53 | 55 | 58 | 61 | 64 |
| 1949-1950 | 101 | 102 | 103 | 105 | 105 | 106 | 107 |
| 1950-1951 | 0,8 | 0,9 | 1,0 | 1,1 | 1,2 | 1,4 | 1,5 |
| 1951-1952 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1952-1953 | 33 | 36 | 39 | 43 | 48 | 53 | 58 |
| 1953-1954 | 307 | 309 | 310 | 311 | 311 | 312 | 313 |
| 1954-1955 | 102 | 103 | 104 | 106 | 106 | 107 | 108 |
| 1955-1956 | 5,4 | 5,7 | 5,9 | 6,2 | 6,4 | 7,1 | 7,7 |
| 1956-1957 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1957-1958 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1958-1959 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1959-1960 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1960-1961 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1961-1962 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1963-1963 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1963-1964 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1964-1965 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1965-1966 | 70 | 90 | 111 | 132 | 152 | 173 | 193 |
| 1966-1967 | 5,4 | 5,5 | 5,6 | 5,7 | 5,9 | 6,3 | 6,7 |
| 1967-1968 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1968-1969 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1969-1970 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1970-1971 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1971-1972 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |

CUADRO Nº V.A.1-20
(Continuación)

| AÑO | CAPACIDAD DE EMBALSE | | | | | | |
|---------------------------------------|----------------------|------|------|------|------|------|------|
| | 220 | 200 | 180 | 160 | 140 | 120 | 100 |
| 1972-1973 | 48 | 69 | 90 | 110 | 131 | 151 | 171 |
| 1973-1974 | 6,4 | 6,6 | 6,8 | 6,9 | 7,1 | 7,5 | 7,9 |
| 1974-1975 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1975-1976 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1976-1977 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1977-1978 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 1978-1979 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 1,0 | 21 |
| 1979-1980 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 6,9 | 9,4 |
| 1980-1981 | -- | -- | -- | -- | -- | -- | -- |
| PROMEDIO REBASES ANUALES (*) | 49,2 | 50,0 | 51,5 | 53,0 | 54,4 | 56,2 | 58,3 |

(*) El promedio de rebases anuales se calculó con sólo 38 años, por no contarse con el total del año 1980-81, ya que faltan los meses de Mayo, Junio y Julio de 1981,

SELECCION DE TAMAÑO

REBASES PROMEDIO PARA LOS DIFERENTES TIPOS DE AÑO EN MILLONES DE M³

| Tipo de Año | | Capacidad de embalse | | | | | | | | | | | | | |
|-------------|--------|----------------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| | | 220 | | 200 | | 180 | | 160 | | 140 | | 120 | | 100 | |
| | | Nº | R | Nº | R | Nº | R | Nº | R | Nº | R | Nº | R | Nº | R |
| Año Normal | Media | 14 | 0 | 16 | 0 | 18 | 0 | 18 | 0 | 21 | 0,3 | 24 | 2,2 | 25 | 7,5 |
| | Máxima | | 0 | | 0 | | 0 | | 0 | | 5,9 | | 21 | | 58 |
| | Mínima | | 0 | | 0 | | 0 | | 0 | | 0 | | 0 | | 0 |
| Año Seco | Media | 2 | 0 | 2 | 0 | 3 | 0 | 3 | 0 | 3 | 0 | 3 | 0 | 4 | 0 |
| | Máxima | | 0 | | 0 | | 0 | | 0 | | 0 | | 0 | | 0 |
| | Mínima | | 0 | | 0 | | 0 | | 0 | | 0 | | 0 | | 0 |
| Año Húmedo | Media | 22 | 84 | 20 | 95 | 17 | 115 | 17 | 118 | 14 | 147 | 11 | 189 | 9 | 226 |
| | Máxima | | 484 | | 486 | | 487 | | 488 | | 489 | | 490 | | 490 |
| | Mínimo | | 0 | | 0 | | 0 | | 1,1 | | 6,4 | | 48 | | 64 |

Nº : Número de años

R : Rebases del Embalse

SELECCION DE TAMAÑO
VARIACION DE ENTREGAS Y REBASES
CON EL AUMENTO DE LA CAPACIDAD
DE EMBALSE (Hm³)

| i | V _i | E _i | R _i | E _i - E ₁₀₀ | R ₁₀₀ - R _i | E _i - E _{i-1} | R _i - R _{i-1} |
|---|----------------|----------------|----------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 | 100 | 78,1 | 58,3 | 0 | 0 | - | - |
| 2 | 120 | 79,6 | 56,2 | 1,2 | 2,1 | 1,2 | -2,1 |
| 3 | 140 | 81,4 | 54,4 | 3,3 | 3,9 | 2,1 | -1,8 |
| 4 | 160 | 82,7 | 53,0 | 4,6 | 5,3 | 1,3 | -1,4 |
| 5 | 180 | 84,1 | 51,5 | 6,0 | 6,8 | 1,4 | -1,5 |
| 6 | 200 | 85,3 | 50,0 | 7,2 | 8,3 | 1,2 | -1,5 |
| 7 | 220 | 86,5 | 49,2 | 8,4 | 9,1 | 1,2 | -0,8 |

V_i = Volumen de embalse alternativa i.

E_i = Promedio anual de entregas de embalse alternativa i.

R_i = Promedio anual de rebases de embalse alternativa i.

RESUMEN DE OPERACION ANUAL DEL EMBALSECAPACIDAD DEL EMBALSE : 100 Hm³(VALORES EN Hm³)

| AÑO | VI AGOSTO | V.DESH | V.DISP | P.D.SUP. (*) | V.REBAL. | VF ABRIL | PATRON (**) |
|------|-----------|--------|--------|-----------------|----------|----------|----------------|
| 1942 | 100,00 | 489,37 | 589,37 | 1,10 | 400,29 | 100,00 | 3 |
| 1943 | 100,00 | 372,75 | 472,75 | 1,10 | 283,67 | 100,00 | 3 |
| 1944 | 100,00 | 259,20 | 359,20 | 1,10 | 170,12 | 100,00 | 3 |
| 1945 | 100,00 | 105,42 | 205,42 | 1,09 | 17,47 | 100,00 | 1 |
| 1946 | 100,00 | 91,70 | 191,70 | 1,07 | 4,91 | 100,00 | 1 |
| 1947 | 100,00 | 56,60 | 156,60 | 1,04 | 0,45 | 72,33 | 1 |
| 1948 | 83,38 | 138,70 | 222,09 | 1,10 | 33,22 | 100,00 | 3 |
| 1949 | 100,00 | 169,84 | 269,84 | 1,10 | 80,77 | 100,00 | 3 |
| 1950 | 100,00 | 67,69 | 167,69 | 1,05 | 2,01 | 80,79 | 1 |
| 1951 | 91,20 | 49,38 | 140,58 | 1,02 | 0,00 | 58,36 | 1 |
| 1952 | 87,17 | 126,69 | 213,86 | 1,09 | 25,39 | 100,00 | 1 |
| 1953 | 100,00 | 334,54 | 434,54 | 1,10 | 254,47 | 100,00 | 3 |
| 1954 | 100,00 | 160,29 | 260,29 | 1,10 | 71,21 | 100,00 | 3 |
| 1955 | 100,00 | 76,71 | 176,71 | 1,06 | 7,67 | 83,46 | 1 |
| 1956 | 91,58 | 38,71 | 130,29 | 1,01 | 0,00 | 48,93 | 1 |
| 1957 | 58,53 | 58,54 | 117,07 | 0,98 | 0,00 | 39,34 | 1 |
| 1958 | 51,64 | 42,45 | 94,09 | 0,79 | 0,00 | 30,42 | 1 |
| 1959 | 37,44 | 33,01 | 70,45 | 0,60 | 0,00 | 21,73 | 1 |
| 1960 | 29,83 | 28,31 | 58,14 | 0,50 | 0,00 | 17,31 | 1 |
| 1961 | 25,25 | 48,05 | 73,30 | 0,63 | 0,00 | 23,14 | 1 |
| 1962 | 29,06 | 31,87 | 60,93 | 0,53 | 0,00 | 18,32 | 1 |
| 1963 | 26,18 | 91,40 | 117,58 | 0,98 | 0,00 | 40,51 | 1 |
| 1964 | 59,48 | 58,44 | 117,92 | 0,98 | 0,00 | 39,44 | 1 |
| 1965 | 63,22 | 281,71 | 344,92 | 1,10 | 156,11 | 100,00 | 3 |
| 1966 | 100,00 | 58,47 | 158,47 | 1,04 | 6,68 | 67,82 | 1 |
| 1967 | 75,95 | 44,91 | 120,86 | 1,00 | 0,00 | 40,64 | 1 |
| 1968 | 43,04 | 21,48 | 64,52 | 0,56 | 0,00 | 19,36 | 1 |
| 1969 | 20,04 | 15,22 | 35,26 | 0,32 | 0,00 | 9,32 | 2 |
| 1970 | 11,23 | 9,23 | 20,47 | 0,26 | 0,00 | 0,32 | 2 |
| 1971 | 3,34 | 16,33 | 19,67 | 0,25 | 0,00 | 0,23 | 2 |
| 1972 | 14,31 | 301,63 | 315,94 | 1,10 | 128,39 | 100,00 | 3 |

CUADRO Nº V.A.1-23
(Continuación)

| AÑO | VI AGOSTO | V.DESH | V.DISP | P.D.SUP. (*) | V.REBAL. | VF ABRIL | PATRON (**) |
|------|-----------|--------|--------|-----------------|----------|----------|----------------|
| 1973 | 100,00 | 75,99 | 175,99 | 1,06 | 7,85 | 82,61 | 1 |
| 1974 | 95,15 | 44,37 | 139,52 | 1,02 | 0,00 | 57,20 | 1 |
| 1975 | 63,59 | 23,14 | 86,73 | 0,73 | 0,00 | 27,35 | 1 |
| 1976 | 28,55 | 26,33 | 54,88 | 0,48 | 0,00 | 16,73 | 2 |
| 1977 | 29,43 | 75,98 | 105,40 | 0,88 | 0,00 | 35,39 | 1 |
| 1978 | 47,94 | 134,05 | 181,99 | 1,06 | 0,00 | 96,82 | 1 |
| 1979 | 100,00 | 57,74 | 157,74 | 1,04 | 1,57 | 72,41 | 1 |
| 1980 | 100,00 | 336,85 | 436,85 | 1,10 | 247,78 | 100,00 | 3 |

(*) P.D.SUP. : Corresponde al porcentaje de demanda suplida con respecto a un año normal.

(**) Nº asignado a cada patrón:

- 1 : Normal
- 2 : Seco
- 3 : Húmedo

RESUMEN DE OPERACION ANUAL DEL EMBALSE

CAPACIDAD DEL EMBALSE : 120 Hm³

(VALORES EN Hm³)

| AÑO | VI AGOSTO | V.DESH | V.DISP | P.D.SUP. (*) | V.REBAL. | VF ABRIL | PATRON (**) |
|------|-----------|--------|--------|-----------------|----------|----------|----------------|
| 1942 | 120,00 | 489,37 | 609,37 | 1,10 | 399,68 | 120,00 | 3 |
| 1943 | 120,00 | 372,75 | 492,75 | 1,10 | 283,06 | 120,00 | 3 |
| 1944 | 120,00 | 259,20 | 379,20 | 1,10 | 169,51 | 120,00 | 3 |
| 1945 | 120,00 | 105,35 | 225,35 | 1,10 | 15,69 | 120,00 | 3 |
| 1946 | 120,00 | 91,69 | 211,69 | 1,09 | 2,80 | 120,00 | 1 |
| 1947 | 120,00 | 56,61 | 176,61 | 1,06 | 0,29 | 90,38 | 1 |
| 1948 | 101,06 | 138,70 | 239,76 | 1,10 | 30,32 | 120,00 | 3 |
| 1949 | 120,00 | 169,84 | 289,84 | 1,10 | 80,15 | 120,00 | 3 |
| 1950 | 120,00 | 67,69 | 187,69 | 1,07 | 1,40 | 99,29 | 1 |
| 1951 | 109,33 | 49,38 | 158,71 | 1,04 | 0,00 | 74,54 | 1 |
| 1952 | 103,00 | 126,62 | 229,62 | 1,10 | 20,14 | 120,00 | 3 |
| 1953 | 120,00 | 334,54 | 454,54 | 1,10 | 244,85 | 120,00 | 3 |
| 1954 | 120,00 | 160,29 | 280,29 | 1,10 | 70,60 | 120,00 | 3 |
| 1955 | 120,00 | 76,70 | 196,70 | 1,08 | 7,05 | 101,96 | 1 |
| 1956 | 109,71 | 38,71 | 148,42 | 1,03 | 0,00 | 65,10 | 1 |
| 1957 | 74,32 | 58,54 | 132,86 | 1,01 | 0,00 | 51,75 | 1 |
| 1958 | 63,50 | 42,45 | 105,95 | 0,89 | 0,00 | 34,72 | 1 |
| 1959 | 40,63 | 33,01 | 73,63 | 0,63 | 0,00 | 22,87 | 1 |
| 1960 | 30,66 | 28,31 | 58,97 | 0,51 | 0,00 | 17,60 | 1 |
| 1961 | 25,46 | 48,05 | 73,51 | 0,63 | 0,00 | 23,21 | 1 |
| 1962 | 29,11 | 31,87 | 60,98 | 0,53 | 0,00 | 18,33 | 1 |
| 1963 | 26,19 | 91,40 | 117,59 | 0,98 | 0,00 | 40,52 | 1 |
| 1964 | 59,48 | 58,44 | 117,92 | 0,98 | 0,00 | 39,44 | 1 |
| 1965 | 63,22 | 281,71 | 344,93 | 1,10 | 135,71 | 120,00 | 3 |
| 1966 | 120,00 | 58,47 | 178,47 | 1,06 | 6,30 | 86,07 | 1 |
| 1967 | 93,82 | 44,91 | 138,73 | 1,02 | 0,00 | 56,51 | 1 |
| 1968 | 58,53 | 21,48 | 80,00 | 0,68 | 0,00 | 24,91 | 1 |
| 1969 | 24,10 | 15,22 | 39,32 | 0,35 | 0,00 | 10,73 | 2 |
| 1970 | 12,24 | 9,23 | 21,47 | 0,27 | 0,00 | 0,34 | 2 |
| 1971 | 3,22 | 16,33 | 19,56 | 0,25 | 0,00 | 0,22 | 2 |
| 1972 | 14,32 | 301,66 | 315,98 | 1,10 | 108,18 | 120,00 | 3 |

CUADRO Nº V.A.1-24
(Continuación)

| AÑO | VI AGOSTO | V, DESH | V, DISP | P, D, SUP, (*) | V, REBAL, | VF ABRIL | PATRON (**) |
|------|-----------|---------|---------|-------------------|-----------|----------|----------------|
| 1973 | 120,00 | 75,96 | 195,96 | 1,08 | 7,47 | 100,86 | 1 |
| 1974 | 113,03 | 44,37 | 157,40 | 1,04 | 0,00 | 73,17 | 1 |
| 1975 | 79,19 | 23,14 | 102,33 | 0,86 | 0,00 | 33,04 | 1 |
| 1976 | 32,76 | 26,33 | 59,09 | 0,51 | 0,00 | 17,71 | 1 |
| 1977 | 30,01 | 75,97 | 105,98 | 0,89 | 0,00 | 35,60 | 1 |
| 1978 | 48,09 | 134,05 | 182,15 | 1,06 | 0,00 | 96,95 | 1 |
| 1979 | 120,00 | 57,74 | 177,74 | 1,06 | 1,41 | 90,42 | 1 |
| 1980 | 120,00 | 336,85 | 456,85 | 1,10 | 247,16 | 120,00 | 3 |

(*) P,D,SUP, : Corresponde al porcentaje de demanda suplida con respecto a un año normal,

(**) Nº asignado a cada patrón:

- 1 : Normal
- 2 : Seco
- 3 : Húmedo

RESUMEN DE OPERACION ANUAL DEL EMBALSECAPACIDAD DEL EMBALSE : 140 Hm³(VALORES EN Hm³)

| AÑO | VI AGOSTO | V.DESH | V.DISP | P.D.SUP. (*) | V.REBAL. | VF ABRIL | PATRON (**) |
|------|-----------|--------|--------|-----------------|----------|----------|----------------|
| 1942 | 140,00 | 489,37 | 629,37 | 1,10 | 399,06 | 140,00 | 3 |
| 1943 | 140,00 | 372,75 | 512,75 | 1,10 | 282,44 | 140,00 | 3 |
| 1944 | 140,00 | 259,20 | 399,20 | 1,10 | 168,89 | 140,00 | 3 |
| 1945 | 140,00 | 105,35 | 245,35 | 1,10 | 15,08 | 140,00 | 3 |
| 1946 | 140,00 | 91,63 | 231,63 | 1,10 | 1,50 | 140,00 | 3 |
| 1947 | 140,00 | 56,60 | 196,60 | 1,08 | 0,13 | 108,44 | 1 |
| 1948 | 118,74 | 138,70 | 257,45 | 1,10 | 27,43 | 140,00 | 3 |
| 1949 | 140,00 | 169,84 | 309,84 | 1,10 | 79,54 | 140,00 | 3 |
| 1950 | 140,00 | 67,69 | 207,69 | 1,09 | 1,19 | 117,40 | 1 |
| 1951 | 127,07 | 49,38 | 176,45 | 1,06 | 0,00 | 90,41 | 1 |
| 1952 | 118,54 | 126,62 | 245,17 | 1,10 | 15,16 | 140,00 | 3 |
| 1953 | 140,00 | 334,54 | 474,54 | 1,10 | 244,23 | 140,00 | 3 |
| 1954 | 140,00 | 160,29 | 300,29 | 1,10 | 69,98 | 140,00 | 3 |
| 1955 | 140,00 | 76,64 | 216,64 | 1,10 | 6,42 | 120,42 | 3 |
| 1956 | 127,80 | 38,71 | 166,50 | 1,05 | 0,00 | 81,26 | 1 |
| 1957 | 90,14 | 58,54 | 148,68 | 1,03 | 0,00 | 65,79 | 1 |
| 1958 | 77,22 | 42,45 | 119,68 | 1,00 | 0,00 | 39,74 | 1 |
| 1959 | 44,35 | 33,01 | 77,35 | 0,66 | 0,00 | 24,20 | 1 |
| 1960 | 31,64 | 28,31 | 59,94 | 0,52 | 0,00 | 17,94 | 1 |
| 1961 | 25,71 | 48,05 | 73,76 | 0,63 | 0,00 | 23,30 | 1 |
| 1962 | 29,17 | 31,87 | 61,04 | 0,53 | 0,00 | 18,36 | 1 |
| 1963 | 26,21 | 91,40 | 117,61 | 0,98 | 0,00 | 40,52 | 1 |
| 1964 | 59,49 | 58,44 | 117,93 | 0,98 | 0,00 | 39,44 | 1 |
| 1965 | 63,22 | 281,71 | 344,93 | 1,10 | 115,36 | 140,00 | 3 |
| 1966 | 140,00 | 58,47 | 198,47 | 1,08 | 5,92 | 104,35 | 1 |
| 1967 | 111,72 | 44,91 | 156,63 | 1,04 | 0,00 | 72,50 | 1 |
| 1968 | 74,15 | 21,48 | 95,63 | 0,80 | 0,00 | 30,58 | 1 |
| 1969 | 28,28 | 15,22 | 43,50 | 0,39 | 0,00 | 12,20 | 2 |
| 1970 | 13,30 | 9,23 | 22,53 | 0,28 | 0,00 | 0,37 | 2 |
| 1971 | 3,10 | 16,33 | 19,43 | 0,25 | 0,00 | 0,21 | 2 |
| 1972 | 14,33 | 301,63 | 315,96 | 1,10 | 87,91 | 140,00 | 3 |

CUADRO Nº V.A.1-25
(Continuación)

| AÑO | VI AGOSTO | V.DESH | V.DISP | P.D.SUP. (*) | V.REBAL. | VF ABRIL | PATRON (**) |
|------|-----------|--------|--------|-----------------|----------|----------|----------------|
| 1973 | 140,00 | 75,93 | 215,93 | 1,10 | 7,09 | 119,11 | 3 |
| 1974 | 130,90 | 44,36 | 175,27 | 1,06 | 0,00 | 89,16 | 1 |
| 1975 | 94,85 | 23,14 | 117,99 | 0,98 | 0,00 | 38,80 | 1 |
| 1976 | 37,03 | 26,33 | 63,36 | 0,55 | 0,00 | 19,21 | 1 |
| 1977 | 31,10 | 75,97 | 107,07 | 0,90 | 0,00 | 35,99 | 1 |
| 1978 | 48,38 | 134,05 | 182,43 | 1,06 | 0,00 | 97,21 | 1 |
| 1979 | 121,24 | 57,74 | 178,98 | 1,06 | 0,00 | 92,90 | 1 |
| 1980 | 127,91 | 336,85 | 464,76 | 1,10 | 234,48 | 140,00 | 3 |

(*) P.D.SUP. : Corresponde al porcentaje de demanda suplida con respecto a un año normal.

(**) Nº asignado a cada patrón:

1 : Normal

2 : Seco

3 : Húmedo

RESUMEN DE OPERACION ANUAL DEL EMBALSE

CAPACIDAD DEL EMBALSE : 160 Hm³

(VALORES EN Hm³)

| AÑO | VI AGOSTO | V. DESH | V. DISP | P. D. SUP. (*) | V. REBAL. | VF. ABRIL. | PATRON (**) |
|------|-----------|---------|---------|-------------------|-----------|------------|----------------|
| 1942 | 160,00 | 489,37 | 649,37 | 1,10 | 398,44 | 160,00 | 3 |
| 1943 | 160,00 | 372,75 | 532,75 | 1,10 | 281,82 | 160,00 | 3 |
| 1944 | 160,00 | 259,20 | 419,20 | 1,10 | 168,28 | 160,00 | 3 |
| 1945 | 160,00 | 105,35 | 265,35 | 1,10 | 14,46 | 160,00 | 3 |
| 1946 | 160,00 | 91,63 | 251,63 | 1,10 | 0,89 | 160,00 | 3 |
| 1947 | 160,00 | 56,53 | 216,53 | 1,10 | 0,00 | 126,40 | 3 |
| 1948 | 136,34 | 138,70 | 275,04 | 1,10 | 24,45 | 160,00 | 3 |
| 1949 | 160,00 | 169,84 | 329,84 | 1,10 | 78,92 | 160,00 | 3 |
| 1950 | 160,00 | 67,63 | 227,63 | 1,10 | 1,06 | 135,93 | 3 |
| 1951 | 145,32 | 49,37 | 194,69 | 1,07 | 0,00 | 106,74 | 1 |
| 1952 | 134,54 | 126,62 | 261,16 | 1,10 | 10,63 | 160,00 | 3 |
| 1953 | 160,00 | 334,54 | 494,54 | 1,10 | 243,62 | 160,00 | 3 |
| 1954 | 160,00 | 160,29 | 320,29 | 1,10 | 69,36 | 160,00 | 3 |
| 1955 | 160,00 | 76,64 | 236,64 | 1,10 | 6,17 | 139,81 | 3 |
| 1956 | 147,00 | 38,71 | 185,71 | 1,07 | 0,00 | 98,45 | 1 |
| 1957 | 106,98 | 58,54 | 165,51 | 1,05 | 0,00 | 80,82 | 1 |
| 1958 | 91,93 | 42,45 | 134,38 | 1,01 | 0,00 | 52,62 | 1 |
| 1959 | 56,88 | 33,02 | 89,90 | 0,76 | 0,00 | 28,71 | 1 |
| 1960 | 34,96 | 28,31 | 63,28 | 0,55 | 0,00 | 19,12 | 1 |
| 1961 | 26,56 | 48,05 | 74,62 | 0,64 | 0,00 | 23,60 | 1 |
| 1962 | 29,40 | 31,87 | 61,27 | 0,53 | 0,00 | 18,43 | 1 |
| 1963 | 26,26 | 91,40 | 117,67 | 0,98 | 0,00 | 40,54 | 1 |
| 1964 | 59,50 | 58,44 | 117,94 | 0,98 | 0,00 | 39,45 | 1 |
| 1965 | 63,22 | 281,71 | 344,93 | 1,10 | 95,04 | 160,00 | 3 |
| 1966 | 160,00 | 58,41 | 218,41 | 1,10 | 5,65 | 122,45 | 3 |
| 1967 | 129,46 | 44,91 | 174,36 | 1,05 | 0,00 | 88,36 | 1 |
| 1968 | 89,68 | 21,48 | 111,15 | 0,93 | 0,00 | 36,27 | 1 |
| 1969 | 32,50 | 15,22 | 47,72 | 0,42 | 0,00 | 13,71 | 2 |
| 1970 | 14,38 | 9,23 | 23,61 | 0,30 | 0,00 | 0,39 | 2 |
| 1971 | 2,98 | 16,33 | 19,31 | 0,25 | 0,00 | 0,20 | 2 |
| 1972 | 14,34 | 301,63 | 315,96 | 1,10 | 67,70 | 160,00 | 3 |

CUADRO Nº V.A.1-26
(Continuación)

| AÑO | VI AGOSTO | V.DESH | V.DISP | P.D.SUP. (*) | V.REBAL. | VF ABRIL | PATRON (**) |
|------|-----------|--------|--------|-----------------|----------|----------|----------------|
| 1973 | 160,00 | 75,93 | 235,93 | 1,10 | 6,92 | 138,36 | 3 |
| 1974 | 149,96 | 44,36 | 194,33 | 1,07 | 0,00 | 106,22 | 1 |
| 1975 | 111,56 | 23,14 | 134,70 | 1,01 | 0,00 | 52,62 | 1 |
| 1976 | 50,34 | 26,33 | 76,67 | 0,65 | 0,00 | 23,94 | 1 |
| 1977 | 34,56 | 75,97 | 110,54 | 0,92 | 0,00 | 37,23 | 1 |
| 1978 | 49,29 | 134,05 | 183,35 | 1,06 | 0,00 | 98,02 | 1 |
| 1979 | 122,04 | 57,74 | 179,77 | 1,06 | 0,00 | 93,61 | 1 |
| 1980 | 128,61 | 336,85 | 465,46 | 1,10 | 214,72 | 160,00 | 3 |

(*) P.D.SUP. : Corresponde al porcentaje de demanda suplida con respecto a un año normal.

(**) Nº asignado a cada patrón:

- 1 : Normal
- 2 : Seco
- 3 : Húmedo

RESUMEN DE OPERACION ANUAL DEL EMBALSE

CAPACIDAD DEL EMBALSE : 180 Hm³

(VALORES EN Hm³)

| AÑO | VI AGOSTO | V. DESH | V. DISP | P. D. SUP. (*) | V. REBAL. | VF ABRIL | PATRON (**) |
|------|-----------|---------|---------|-------------------|-----------|----------|----------------|
| 1942 | 180,00 | 489,37 | 669,37 | 1,10 | 397,60 | 180,00 | 3 |
| 1943 | 180,00 | 372,75 | 552,75 | 1,10 | 280,98 | 180,00 | 3 |
| 1944 | 180,00 | 259,20 | 439,20 | 1,10 | 167,43 | 180,00 | 3 |
| 1945 | 180,00 | 105,35 | 285,35 | 1,10 | 14,11 | 179,52 | 3 |
| 1946 | 180,00 | 91,63 | 271,63 | 1,10 | 0,62 | 179,51 | 3 |
| 1947 | 180,00 | 56,53 | 236,53 | 1,10 | 0,00 | 145,47 | 3 |
| 1948 | 155,21 | 138,70 | 293,91 | 1,10 | 22,62 | 180,00 | 3 |
| 1949 | 180,00 | 169,84 | 349,84 | 1,10 | 78,07 | 180,00 | 3 |
| 1950 | 180,00 | 67,63 | 247,63 | 1,10 | 0,99 | 155,28 | 3 |
| 1951 | 164,51 | 49,37 | 213,88 | 1,09 | 0,00 | 123,91 | 1 |
| 1952 | 151,36 | 126,62 | 277,98 | 1,10 | 6,84 | 180,00 | 3 |
| 1953 | 180,00 | 334,54 | 514,54 | 1,10 | 242,77 | 180,00 | 3 |
| 1954 | 180,00 | 160,29 | 340,29 | 1,10 | 68,52 | 180,00 | 3 |
| 1955 | 180,00 | 76,64 | 254,64 | 1,10 | 5,92 | 159,32 | 3 |
| 1956 | 166,34 | 38,71 | 205,05 | 1,09 | 0,00 | 115,76 | 1 |
| 1957 | 123,93 | 58,54 | 182,47 | 1,06 | 0,00 | 96,00 | 1 |
| 1958 | 106,80 | 42,45 | 149,25 | 1,03 | 0,00 | 65,88 | 1 |
| 1959 | 69,83 | 33,02 | 102,85 | 0,86 | 0,00 | 33,42 | 1 |
| 1960 | 38,45 | 28,31 | 66,76 | 0,57 | 0,00 | 20,35 | 1 |
| 1961 | 27,46 | 48,05 | 75,52 | 0,64 | 0,00 | 23,92 | 1 |
| 1962 | 29,63 | 31,87 | 61,50 | 0,53 | 0,00 | 18,52 | 1 |
| 1963 | 26,32 | 91,40 | 117,73 | 0,98 | 0,00 | 40,56 | 1 |
| 1964 | 59,52 | 58,44 | 117,96 | 0,98 | 0,00 | 39,45 | 1 |
| 1965 | 63,23 | 281,71 | 344,93 | 1,10 | 74,61 | 180,00 | 3 |
| 1966 | 180,00 | 58,41 | 238,41 | 1,10 | 5,56 | 141,72 | 3 |
| 1967 | 148,55 | 44,91 | 193,46 | 1,07 | 0,00 | 105,46 | 1 |
| 1968 | 106,43 | 21,48 | 127,90 | 1,01 | 0,00 | 46,56 | 1 |
| 1969 | 41,77 | 15,22 | 56,99 | 0,49 | 0,00 | 17,05 | 2 |
| 1970 | 16,82 | 9,23 | 26,05 | 0,33 | 0,00 | 0,44 | 2 |
| 1971 | 2,69 | 16,33 | 19,02 | 0,25 | 0,00 | 0,18 | 2 |
| 1972 | 14,35 | 301,63 | 315,98 | 1,10 | 47,49 | 180,00 | 3 |

CUADRO Nº V.A.1-27
(Continuación)

| AÑO | VI AGOSTO | V.DESH | V.DISP | P.D.SUP. (*) | V.REBAL. | VF ABRIL | PATRON (**) |
|------|-----------|--------|--------|-----------------|----------|----------|----------------|
| 1973 | 180,00 | 75,93 | 255,93 | 1,10 | 6,76 | 157,79 | 3 |
| 1974 | 169,22 | 44,36 | 213,59 | 1,09 | 0,00 | 123,44 | 1 |
| 1975 | 128,43 | 23,14 | 151,57 | 1,03 | 0,00 | 67,68 | 1 |
| 1976 | 65,05 | 26,33 | 91,38 | 0,77 | 0,00 | 29,23 | 1 |
| 1977 | 38,46 | 75,97 | 114,44 | 0,96 | 0,00 | 38,62 | 1 |
| 1978 | 50,32 | 134,05 | 184,38 | 1,06 | 0,00 | 98,93 | 1 |
| 1979 | 122,93 | 57,74 | 180,67 | 1,06 | 0,00 | 94,42 | 1 |
| 1980 | 129,39 | 336,85 | 466,24 | 1,10 | 195,01 | 180,00 | 3 |

(*) P.D.SUP. : Corresponde al porcentaje de demanda suplida con respecto a un año normal,

(**) Nº asignado a cada patrón:

- 1 : Normal
- 2 : Seco
- 3 : Húmedo

RESUMEN DE LA OPERACION DEL EMBALSECAPACIDAD DEL EMBALSE : 200 Hm³(VALORES EN Hm³)

| AÑO | VI AGOSTO | V. DESH | V. DISP | P. D. SUP. (*) | V. REBAL. | VF. ABRIL. | PATRON (**) |
|------|-----------|---------|---------|-------------------|-----------|------------|----------------|
| 1942 | 200,00 | 489,37 | 689,37 | 1,10 | 396,75 | 200,00 | 3 |
| 1943 | 200,00 | 372,75 | 572,75 | 1,10 | 280,13 | 200,00 | 3 |
| 1944 | 200,00 | 259,20 | 459,20 | 1,10 | 166,58 | 200,00 | 3 |
| 1945 | 200,00 | 105,35 | 305,35 | 1,10 | 13,77 | 199,03 | 3 |
| 1946 | 200,00 | 91,63 | 291,63 | 1,10 | 0,54 | 198,76 | 3 |
| 1947 | 200,00 | 56,53 | 256,53 | 1,10 | 0,00 | 164,69 | 3 |
| 1948 | 174,25 | 138,70 | 312,95 | 1,10 | 20,86 | 200,00 | 3 |
| 1949 | 200,00 | 169,84 | 369,84 | 1,10 | 77,23 | 200,00 | 3 |
| 1950 | 200,00 | 67,63 | 267,68 | 1,10 | 0,91 | 174,53 | 3 |
| 1951 | 183,56 | 49,31 | 232,86 | 1,10 | 0,00 | 141,79 | 3 |
| 1952 | 169,02 | 126,62 | 295,63 | 1,10 | 3,78 | 200,00 | 3 |
| 1953 | 200,00 | 334,54 | 534,54 | 1,10 | 241,92 | 200,00 | 3 |
| 1954 | 200,00 | 160,29 | 360,29 | 1,10 | 67,67 | 200,00 | 3 |
| 1955 | 200,00 | 76,64 | 276,64 | 1,10 | 5,67 | 178,74 | 3 |
| 1956 | 185,55 | 38,64 | 224,19 | 1,10 | 0,00 | 133,12 | 3 |
| 1957 | 140,98 | 58,53 | 199,52 | 1,08 | 0,00 | 111,26 | 1 |
| 1958 | 121,74 | 42,45 | 164,20 | 1,04 | 0,00 | 79,24 | 1 |
| 1959 | 82,90 | 33,02 | 115,92 | 0,97 | 0,00 | 38,20 | 1 |
| 1960 | 41,99 | 28,31 | 70,31 | 0,60 | 0,00 | 21,61 | 1 |
| 1961 | 28,38 | 48,05 | 76,44 | 0,65 | 0,00 | 24,25 | 1 |
| 1962 | 29,87 | 31,87 | 61,74 | 0,53 | 0,00 | 18,60 | 1 |
| 1963 | 26,38 | 91,40 | 117,79 | 0,98 | 0,00 | 40,58 | 1 |
| 1964 | 59,53 | 58,44 | 117,97 | 0,98 | 0,00 | 39,46 | 1 |
| 1965 | 63,23 | 281,71 | 344,94 | 1,10 | 54,27 | 200,00 | 3 |
| 1966 | 200,00 | 58,41 | 258,41 | 1,10 | 5,48 | 161,02 | 3 |
| 1967 | 167,69 | 44,91 | 212,60 | 1,09 | 0,00 | 122,57 | 1 |
| 1968 | 123,19 | 21,48 | 144,66 | 1,02 | 0,00 | 61,50 | 1 |
| 1969 | 56,35 | 15,22 | 71,57 | 0,61 | 0,00 | 21,74 | 1 |
| 1970 | 20,10 | 9,23 | 29,33 | 0,37 | 0,00 | 0,50 | 2 |
| 1971 | 2,30 | 16,33 | 18,63 | 0,24 | 0,00 | 0,16 | 2 |
| 1972 | 14,38 | 301,63 | 316,00 | 1,10 | 27,34 | 200,00 | 3 |

CUADRO Nº V.A.1-28
(Continuación)

| AÑO | VI AGOSTO | V.DESH | V.DISP | P.D.SUP. (*) | V.REBAL. | VF ABRIL | PATRON (**) |
|------|-----------|--------|--------|-----------------|----------|----------|----------------|
| 1973 | 200.00 | 75.93 | 275.93 | 1.10 | 6.60 | 177.12 | 3 |
| 1974 | 188.34 | 44.30 | 232.64 | 1.10 | 0.00 | 141.33 | 3 |
| 1975 | 146.10 | 23.14 | 169.24 | 1.05 | 0.00 | 83.49 | 1 |
| 1976 | 80.50 | 26.33 | 106.83 | 0.89 | 0.00 | 34.86 | 1 |
| 1977 | 42.63 | 75.97 | 118.61 | 0.99 | 0.00 | 40.12 | 1 |
| 1978 | 51.43 | 134.05 | 185.48 | 1.07 | 0.00 | 99.91 | 1 |
| 1979 | 123.90 | 57.74 | 181.63 | 1.06 | 0.00 | 95.28 | 1 |
| 1980 | 130.24 | 336.85 | 467.09 | 1.10 | 175.40 | 200.00 | 3 |

(*) P.D.SUP. : Corresponde al porcentaje de demanda suplida con respecto a un año normal.

(**) Nº signado a cada patrón:

- 1 : Normal
- 2 : Seco
- 3 : Húmedo

RESUMEN DE LA OPERACION DEL EMBALSE

CAPACIDAD DEL EMBALSE : 220 Hm³

(VALORES EN Hm³)

| AÑO | VI AGOSTO | V.DESH | V.DISP | P.D.SUP. (*) | V.REBAL. | VF.ABRIL | PATRON (**) |
|------|-----------|--------|--------|-----------------|----------|----------|----------------|
| 1942 | 220,00 | 489,37 | 709,37 | 1,10 | 395,91 | 220,00 | 3 |
| 1943 | 220,00 | 372,75 | 592,75 | 1,10 | 279,29 | 220,00 | 3 |
| 1944 | 220,00 | 250,20 | 479,20 | 1,10 | 165,74 | 220,00 | 3 |
| 1945 | 220,00 | 105,35 | 325,35 | 1,10 | 13,42 | 218,54 | 3 |
| 1946 | 220,00 | 91,63 | 311,63 | 1,10 | 0,46 | 218,00 | 3 |
| 1947 | 220,00 | 56,53 | 276,53 | 1,10 | 0,00 | 183,86 | 3 |
| 1948 | 193,22 | 136,70 | 331,92 | 1,10 | 19,01 | 220,00 | 3 |
| 1949 | 220,00 | 169,84 | 389,84 | 1,10 | 76,38 | 220,00 | 3 |
| 1950 | 220,00 | 67,63 | 287,63 | 1,10 | 0,83 | 193,78 | 3 |
| 1951 | 202,60 | 49,31 | 251,90 | 1,10 | 0,00 | 160,09 | 3 |
| 1952 | 187,15 | 126,62 | 313,77 | 1,10 | 1,16 | 220,00 | 3 |
| 1953 | 220,00 | 334,54 | 554,54 | 1,10 | 241,08 | 220,00 | 3 |
| 1954 | 220,00 | 163,29 | 380,29 | 1,10 | 66,83 | 220,00 | 3 |
| 1955 | 220,00 | 76,64 | 296,64 | 1,10 | 5,42 | 198,14 | 3 |
| 1956 | 204,75 | 38,64 | 243,39 | 1,10 | 0,00 | 151,59 | 3 |
| 1957 | 159,30 | 58,47 | 217,77 | 1,10 | 0,00 | 127,60 | 3 |
| 1958 | 137,75 | 42,45 | 180,20 | 1,06 | 0,00 | 93,56 | 1 |
| 1959 | 96,93 | 33,02 | 129,94 | 1,01 | 0,00 | 48,54 | 1 |
| 1960 | 51,72 | 28,31 | 80,03 | 0,68 | 0,00 | 25,09 | 1 |
| 1961 | 30,94 | 48,85 | 78,99 | 0,67 | 0,00 | 25,16 | 1 |
| 1962 | 30,53 | 31,87 | 62,40 | 0,54 | 0,00 | 18,84 | 1 |
| 1963 | 26,55 | 91,40 | 117,96 | 0,98 | 0,00 | 40,64 | 1 |
| 1964 | 59,58 | 58,44 | 118,01 | 0,98 | 0,00 | 39,47 | 1 |
| 1965 | 63,24 | 281,71 | 344,95 | 1,10 | 33,97 | 220,00 | 3 |
| 1966 | 220,00 | 58,41 | 278,41 | 1,10 | 5,41 | 180,27 | 3 |
| 1967 | 186,73 | 44,84 | 231,57 | 1,10 | 0,00 | 140,31 | 3 |
| 1968 | 140,70 | 21,47 | 162,17 | 1,04 | 0,00 | 77,16 | 1 |
| 1969 | 71,65 | 15,22 | 86,87 | 0,73 | 0,00 | 27,27 | 1 |
| 1970 | 24,17 | 9,23 | 33,40 | 0,31 | 0,00 | 8,49 | 2 |
| 1971 | 10,67 | 16,33 | 27,01 | 0,34 | 0,00 | 0,50 | 2 |
| 1972 | 13,61 | 301,63 | 315,23 | 1,10 | 6,53 | 220,00 | 3 |
| 1973 | 220,00 | 75,93 | 295,93 | 1,10 | 6,44 | 196,44 | 3 |

CUADRO Nº V.A.1-29
(Continuación)

| AÑO | VI AGOSTO | V.DESH | V.DISP | P.D.SUP. (*) | V.REBAL. | VF ABRIL | PATRON (**) |
|------|-----------|--------|--------|-----------------|----------|----------|----------------|
| 1974 | 207,46 | 44,30 | 251,76 | 1,10 | 0,00 | 159,70 | 3 |
| 1975 | 164,32 | 23,14 | 187,45 | 1,07 | 0,00 | 99,79 | 1 |
| 1976 | 96,47 | 26,33 | 122,80 | 1,00 | 0,00 | 42,18 | 1 |
| 1977 | 48,64 | 76,97 | 124,62 | 1,00 | 0,00 | 44,68 | 1 |
| 1978 | 55,75 | 134,45 | 189,81 | 1,07 | 0,00 | 103,76 | 1 |
| 1979 | 127,67 | 57,74 | 185,40 | 1,07 | 0,00 | 98,65 | 1 |
| 1980 | 133,54 | 336,85 | 470,89 | 1,10 | 158,20 | 220,00 | 3 |

(*) P.D.SUP.: Corresponde al porcentaje de demanda suplida con respecto a un año normal.

(**) Nº asignado a cada patrón: 1 : Normal, 2 : Seco, 3 : Húmedo.

RESUMEN ESTUDIO DE PRECIOS UNITARIOS

| PARTIDA | COSTO DIRECTO | FLETE |
|------------------------|---------------|---------|
| 9. Hormigón tipo "A" | | |
| (m3) 170 kg/m3 | 3620.41 | 819.45 |
| 10. Hormigón tipo "D" | | |
| (m3) 340 kg/m3 | 5764.41 | 1491.45 |
| 11. Emplantillado (m2) | | |
| de piedras | | |
| e=0.035 | 26.36 | 1.75 |
| 12. Compuertas | | |
| prediales | | |
| Guía metálica | 378.75 | 12.00 |
| Hoja compuerta | 130.80 | 6.60 |
| Total | 509.55 | 18.60 |
| 13. Hoja partidora | | |
| de marco (m2) | | |
| e=6 mm | 6360.00 | 480.00 |
| 14. Rejilla de fierro | | |
| (14.2 kg c/u) (m2) | 1614.28 | 56.80 |
| 15. Compuertas (m2) | 36032.00 | 1032.00 |
| 16. Reglilla de | | |
| sección aforo (un) | | |
| -en obras | | |
| especiales | 4260.00 | 130.00 |
| -en aforadores | | |
| tipo | 2130.00 | 65.00 |
| 17. Pasarela a com- | | |
| puerta obra salida | | |
| tranque | | |
| longitud: 6 m | 3539.60 | 224.00 |
| 1 m | 589.00 | 37.33 |

RESUMEN ESTUDIO DE PRECIOS UNITARIOS

| PARTIDA | COSTO DIRECTO | FLETE | MANDO DE OBRA | | | COSTOS EN MONEDA NACIONAL | COSTOS EN MONEDA NACIONAL | OTROS | TOTAL NACIONAL | IMPUESTOS Y GRAVAMENES | GTOS. SE- NERALES Y UTILIDAD DEL CONTR. | TOTAL |
|------------------------|---------------|---------|----------------|-----------------|---------------|---------------------------|---------------------------|---------|----------------|------------------------|---|----------|
| | | | LEYES SOCIALES | SEMI-CALIFICADA | NO-CALIFICADA | | | | | | | |
| 11. Enfierradura (kg) | 67.99 | 4.00 | 5.95 | 7.00 | | | 41.70 | 1.00 | 42.70 | 8.34 | 20.40 | 88.39 |
| 12. Moldaje (m2) | 404.20 | 18.00 | 72.70 | 42.75 | 42.75 | | 160.00 | 32.00 | 192.00 | 38.00 | 121.26 | 525.46 |
| 13. Tubo c.c. (ml) | | | | | | | | | | | | |
| o 500 mm | 2816.00 | 828.00 | 298.00 | 175.00 | 175.00 | | 1015.00 | 122.00 | 1137.00 | 203.00 | 844.80 | 3660.80 |
| o 700 mm | 4750.00 | 1120.00 | 468.00 | 275.00 | 275.00 | | 1079.00 | 237.00 | 1316.00 | 396.00 | 1425.00 | 6175.00 |
| o 1000 mm | 8231.00 | 1584.00 | 672.00 | 395.00 | 395.00 | | 3928.00 | 471.00 | 4399.00 | 786.00 | 2469.30 | 10700.30 |
| 14. Tubo de acero (ml) | | | | | | | | | | | | |
| o 700 mm | 11585.00 | 792.00 | 459.46 | 540.54 | | | 500.00 | 7744.00 | 8244.00 | 1549.00 | 3475.50 | 15060.50 |
| o 400 mm | 6684.00 | 446.00 | 321.62 | 378.38 | | | 300.00 | 4365.00 | 4665.00 | 873.00 | 2005.20 | 8689.20 |
| o 300 mm | 5046.00 | 333.00 | 252.70 | 297.30 | | | 250.00 | 3256.00 | 3506.00 | 651.00 | 1513.80 | 6559.80 |
| 15. Excavación (m3) | | | | | | | | | | | | |
| común | 275.00 | | 121.00 | | 142.00 | | | | 12.00 | 12.00 | 82.50 | 357.50 |
| s.duro | 376.60 | | 166.00 | | 195.00 | | | | 15.60 | 15.60 | 112.80 | 489.40 |
| roca | 770.00 | | 276.00 | 324.00 | | 60.00 | 60.00 | 41.66 | 101.66 | 8.34 | 231.00 | 1001.00 |
| 16. Rellenos | | | | | | | | | | | | |
| compactados (m3) | 400.00 | | 178.30 | | 209.70 | | | | 12.00 | 12.00 | 120.00 | 520.00 |
| 17. Pedraplén (m2) | | | | | | | | | | | | |
| s/mortero | | | | | | | | | | | | |
| e=0.40 mm | 220.00 | | 92.00 | | 108.00 | | | | 20.00 | 20.00 | 66.00 | 286.00 |
| 18. Albañilería piedra | | | | | | | | | | | | |
| (m2) e=0.30 | | | | | | | | | | | | |
| -mortero 250 kg | | | | | | | | | | | | |
| cm/m3 | 437.41 | 115.27 | 52.56 | | 61.84 | | | 165.62 | 9.00 | 174.62 | 33.12 | 437.41 |
| -piedra | 160.00 | | 69.00 | | 81.00 | | | | 10.00 | 10.00 | | 160.00 |
| total e=0.30 | 597.41 | 115.27 | 121.56 | | 142.84 | | | 165.62 | 19.00 | 184.62 | 33.12 | 776.63 |
| e=0.25 | 497.86 | 96.06 | 101.30 | | 119.04 | | | 138.02 | 15.83 | 153.85 | 27.60 | 647.22 |
| e=0.20 | 398.29 | 76.85 | 81.04 | | 95.23 | | | 110.42 | 12.67 | 123.09 | 22.08 | 517.78 |
| e=0.15 | 298.72 | 57.64 | 60.78 | | 71.42 | | | 82.81 | 9.50 | 92.31 | 16.56 | 388.33 |

RESUMEN ESTUDIO DE PRECIOS UNITARIOS

| PARTIDA | COSTO DIRECTO | FLETE | MANO DE OBRA | | | COSTOS EN MONEDA EXTRAN. | COSTOS EN MONEDA NACIONAL | | | TOTAL NACIONAL | IMPUESTOS Y GRAVAMENES | GTOS. GERALES Y UTILIDAD DEL CONTR. | TOTAL |
|--|---------------|-------|----------------|-----------------|---------------|--------------------------|---------------------------|-----------------|-----------------|----------------|------------------------|-------------------------------------|---------|
| | | | LEYES SOCIALES | CALIFI- CADA | SEMI- CADA | | NO CADA | MAQUI- NARIA | MATE- RIALES | | | | |
| 18.Mov.tierras (m3) para constr.de tranques de noche | 158.01 | | 16.10 | 18.94 | | 54.16 | | 10.62 | 31.85 | 42.47 | 26.34 | 47.40 | 205.41 |
| 19.Dren.entubado (ml)(incluye todos los insumos) | 987.00 | 98.20 | 92.30 | 57.50 | 51.20 | 164.00 | | 278.30 | 80.50 | 358.80 | 164.80 | 296.00 | 1283.00 |
| 20.Dren abierto (ml)(incluye todos los insumos) | 938.50 | | 95.60 | 112.50 | | 321.60 | | 63.10 | 189.20 | 252.30 | 156.30 | 281.50 | 1220.00 |
| 21.Canoa tipo (un) en roble | 618.02 | 18.00 | 72.70 | 42.75 | 42.75 | | | 341.52 | 32.00 | 373.52 | 68.30 | 185.41 | 803.43 |
| 22.Emparejamiento borde canal (m3) | 46.15 | | 4.70 | 5.53 | | 15.82 | | 3.10 | 9.30 | 12.40 | 7.69 | 13.85 | 60.00 |

CALENDARIO DE INVERSIONES EN INFRAESTRUCTURA DE RIEGO

(En miles de \$)

| Año | P. Mercado | P. Sociales |
|-----|------------|-------------|
| 1 | 13.498 | 11.320 |
| 2 | 48.735 | 40.961 |
| 3 | 38.650 | 32.681 |
| 4 | 27.169 | 22.314 |
| 5 | 232.637 | 191.070 |
| 6 | 91.742 | 75.350 |
| 7 | --- | --- |
| 8 | --- | --- |
| 9 | --- | --- |
| 10 | --- | --- |
| 11 | --- | --- |
| 12 | --- | --- |
| 13 | --- | --- |
| 14 | --- | --- |
| 15 | --- | --- |
| 16 | 24.595 | 20.201 |
| 17 | 24.595 | 20.201 |
| 18 | 24.595 | 20.202 |

Notas:

- (1) Los años 1, 2 y 3 corresponden a inversiones en los sectores de riego A y B.
- (2) Los años 4, 5, y 6 corresponden a inversiones por mejoramiento de obras en los sectores C a R e incluyen las inversiones en el plan piloto para rehabilitación de suelos.
- (3) Los años 16, 17 y 18 corresponden a las inversiones en la segunda etapa de la rehabilitación de suelos.

GASTOS MAXIMOS DE INVIERNO

ESTACION: RIO HUASCO EN ALGODONES

| Año (m3/s) | Día | Mes | Q max (m3/s) | Año | Día | Mes | Q max (m3/s) |
|---------------|-----|-----|--------------------|------|-----|-----|--------------------|
| 1949 | 12 | 8 | 20.0 | 1966 | 21 | 4 | 11.5 |
| 1950 | 20 | 5 | 10.1 | 1967 | 5 | 6 | 8.9 |
| 1951 | 7 | 7 | 7.8 | 1968 | 27 | 8 | 3.1 |
| 1952 | 1 | 6 | 12.4 | 1969 | 30 | 6 | 2.7 |
| 1953 | 16 | 6 | 11.8 | 1970 | 14 | 8 | 1.8 |
| 1954 | 4 | 6 | 13.4 | 1971 | 2 | 7 | 3.6 |
| 1955 | 15 | 5 | 7.8 | 1972 | 29 | 6 | 9.8 |
| 1956 | 2 | 8 | 3.9 | 1973 | 7 | 6 | 10.9 |
| 1957 | | | (*) | 1974 | 25 | 6 | 6.2 |
| 1958 | 27 | 5 | 4.4 | 1975 | | | (*) |
| 1959 | 6 | 8 | 4.0 | 1976 | 8 | 8 | 3.1 |
| 1960 | 8 | 7 | 2.7 | 1977 | 15 | 9 | 4.3 |
| 1961 | 29 | 8 | 9.3 | 1978 | 4 | 8 | 6.1 |
| 1962 | 24 | 6 | 3.9 | 1979 | 28 | 4 | 6.6 |
| 1963 | 21 | 7 | 6.2 | 1980 | 11 | 4 | 48.2 |
| 1964 | 10 | 6 | 5.5 | 1981 | 6 | 6 | 8.9 |
| 1965 | 11 | 8 | 23.4 | 1982 | 17 | 7 | 12.6 |

(*) No hay registros.

GASTOS MAXIMOS DE DESHIELOESTACION: RIO HUASCO EN ALGODONES

| Año | Día | Mes | Q max (m ³ /s) | Año | Día | Mes | Q max (m ³ /s) |
|------|-----|-----|---------------------------------|------|-----|-----|---------------------------------|
| 1949 | 14 | 11 | 15.7 | 1966 | 29 | 11 | 7.2 |
| 1950 | 18 | 9 | 8.5 | 1967 | 7 | 11 | 3.4 |
| 1951 | 28 | 9 | 6.5 | 1968 | 17 | 10 | 2.5 |
| 1952 | 6 | 12 | 14.4 | 1969 | 3 | 10 | 2.5 |
| 1953 | 7 | 12 | 30.4 | 1970 | 18 | 9 | 1.7 |
| 1954 | 22 | 11 | 6.8 | 1971 | 18 | 10 | 1.2 |
| 1955 | 11 | 10 | 5.5 | 1972 | 28 | 12 | 39.2 |
| 1956 | 4 | 11 | 3.5 | 1973 | 22 | 11 | 4.7 |
| 1957 | | | (*) | 1974 | 26 | 9 | 8.7 |
| 1958 | 2 | 10 | 4.0 | 1975 | 17 | 9 | 2.1 |
| 1959 | 7 | 10 | 2.5 | 1976 | 17 | 12 | 3.4 |
| 1960 | 25 | 10 | 2.6 | 1977 | 4 | 11 | 5.9 |
| 1961 | 7 | 11 | 4.0 | 1978 | 9 | 11 | 16.3 |
| 1962 | 4 | 10 | 4.3 | 1979 | 1 | 10 | 4.0 |
| 1963 | 10 | 12 | 19.6 | 1980 | 17 | 12 | 34.2 |
| 1964 | 13 | 10 | 4.7 | 1981 | 29 | 9 | 2.8 |
| 1965 | 29 | 11 | 40.0 | 1982 | 12 | 12 | 14.2 |

(*) No hay registros.

GASTOS MAXIMOS Y VOLUMENES DE ESCORRENTIADIRECTA PARA LAS MAYORES CRECIDAS DE INVIERNO

| Fecha | Caudal de Punta (m ³ /s) | Caudal de Punta de escorrentía directa (m ³ /s) | Volumen de escorrentía directa (Miles de m ³) |
|---------|--|---|--|
| Ago. 49 | 20,0 | 13,1 | 1.468 |
| May. 50 | 10,1 | 3,7 | 276 |
| Jun. 52 | 12,4 | 9,8 | 590 |
| Jun. 53 | 11,8 | 3,0 | 433 |
| Jun. 54 | 13,4 | 3,1 | 228 |
| Ago. 61 | 9,3 | 7,4 | 479 |
| Ago. 65 | 23,4 | 19,8 | 1.303 |
| Abr. 66 | 11,5 | 3,5 | 259 |
| Jun. 72 | 9,8 | 7,1 | 1.134 |
| Jun. 73 | 10,6 | 1,7 | 73 |
| Abr. 80 | 48,2 | 43,3 | 2.124 |
| Jul. 82 | 12,6 | 7,8 | 535 |

VALORES EXTENDIDOS DE LAS SERIES DE GASTOS MAXIMOS

| AÑO | DESHIELO | | | | INVIERNO | | | |
|------|----------|-----|--|--|----------|-----|--|--|
| | DIA | MES | HUASCO EN CAMARONES Qd (m3/s) | HUASCO EN ALGODONES Qp (m3/s) | DIA | MES | HUASCO EN CAMARONES Qd (m3/s) | HUASCO EN ALGODONES Qp (m3/s) |
| 1942 | 20 | 11 | 26.2 | 29.0 | 23 | 5 | 30 | 41.0 |
| 1943 | 21 | 11 | 17.2 | 19.2 | 18 | 7 | 18.5 | 25.3 |
| 1944 | 22 | 10 | 10.5 | 12.0 | 22 | 6 | 21.0 | 28.7 |
| 1945 | 8 | 11 | 5.7 | 6.7 | 12 | 5 | 8.08 | 11.2 |
| 1946 | 27 | 12 | 3.96 | 4.7 | 7 | 5 | 12.7 | 17.5 |
| 1947 | 12 | 10 | 3.5 | 4.2 | 4 | 4 | 6.9 | 9.6 |
| 1948 | 12 | 12 | 11.7 | 13.2 | 18 | 9 | 6.3 | 8.8 |

HUASCO EN ALGODONES

GASTOS MAXIMOS DE INVIERNO

| Año | Día | Mes | Q max (m3/s) | Año | Día | Mes | Q max (m3/s) |
|------|-----|-----|--------------------|------|-----|-----|--------------------|
| 1941 | | | 60 a 80 . | 1962 | 24 | 6 | 3.9 |
| 1942 | 23 | 5 | 41.0 + | 1963 | 21 | 7 | 6.2 |
| 1943 | 18 | 7 | 25.3 + | 1964 | 10 | 6 | 5.5 |
| 1944 | 22 | 6 | 28.7 + | 1965 | 11 | 8 | 23.4 |
| 1945 | 12 | 5 | 11.2 + | 1966 | 21 | 4 | 11.5 |
| 1946 | 7 | 5 | 17.5 + | 1967 | 5 | 6 | 8.9 |
| 1947 | 4 | 4 | 9.6 + | 1968 | 27 | 8 | 3.1 |
| 1948 | 18 | 9 | 8.8 + | 1969 | 30 | 6 | 2.7 |
| 1949 | 12 | 8 | 20.0 | 1970 | 14 | 8 | 1.8 |
| 1950 | 20 | 5 | 10.1 | 1971 | 2 | 7 | 3.6 |
| 1951 | 7 | 7 | 7.8 | 1972 | 29 | 6 | 9.8 |
| 1952 | 1 | 6 | 12.4 | 1973 | 7 | 6 | 10.9 |
| 1953 | 16 | 6 | 11.8 | 1974 | 25 | 6 | 6.2 |
| 1954 | 4 | 6 | 13.4 | 1975 | | | 2.5 * |
| 1955 | 15 | 5 | 7.8 | 1976 | 8 | 8 | 3.1 |
| 1956 | 2 | 8 | 3.9 | 1977 | 15 | 9 | 4.3 |
| 1957 | | | 34.0 * | 1978 | 4 | 8 | 6.1 |
| 1958 | 27 | 5 | 4.4 | 1979 | 28 | 4 | 6.6 |
| 1959 | 6 | 8 | 4.0 | 1980 | 11 | 4 | 48.2 |
| 1960 | 8 | 7 | 2.7 | 1981 | 6 | 6 | 8.9 |
| 1961 | 29 | 8 | 9.3 | 1982 | 17 | 7 | 12.6 |

+ Valores extendidos

* Valores rellenados

. Rango de valores probables

HUASCO EN ALGODONES

GASTOS MAXIMOS DE DESHIELO

| Año | Día | Mes | Q max (m ³ /s) | Año | Día | Mes | Q max (m ³ /s) |
|------|-----|-----|---------------------------------|------|-----|-----|---------------------------------|
| 1941 | | | 50 a 65 . | 1962 | 4 | 10 | 4.3 |
| 1942 | 20 | 11 | 29.0 + | 1963 | 10 | 12 | 19.6 |
| 1943 | 21 | 11 | 19.2 + | 1964 | 13 | 10 | 4.7 |
| 1944 | 22 | 10 | 12.0 + | 1965 | 29 | 11 | 40.0 |
| 1945 | 8 | 11 | 6.7 + | 1966 | 29 | 11 | 7.2 |
| 1946 | 27 | 12 | 4.7 + | 1967 | 7 | 11 | 3.4 |
| 1947 | 12 | 10 | 4.2 + | 1968 | 17 | 10 | 2.5 |
| 1948 | 12 | 12 | 13.2 + | 1969 | 3 | 10 | 2.5 |
| 1949 | 14 | 11 | 15.7 | 1970 | 18 | 9 | 1.7 |
| 1950 | 18 | 9 | 8.5 | 1971 | 18 | 10 | 1.2 |
| 1951 | 28 | 9 | 6.5 | 1972 | 28 | 12 | 39.2 |
| 1952 | 6 | 12 | 14.4 | 1973 | 22 | 11 | 4.7 |
| 1953 | 7 | 12 | 30.4 | 1974 | 26 | 9 | 8.7 |
| 1954 | 22 | 11 | 6.8 | 1975 | 17 | 9 | 2.1 |
| 1955 | 11 | 10 | 5.5 | 1976 | 17 | 12 | 3.4 |
| 1956 | 4 | 11 | 3.5 | 1977 | 4 | 11 | 5.9 |
| 1957 | | | 28.0 * | 1978 | 9 | 11 | 16.3 |
| 1958 | 2 | 10 | 4.0 | 1979 | 1 | 10 | 4.0 |
| 1959 | 7 | 10 | 2.5 | 1980 | 17 | 12 | 34.2 |
| 1960 | 25 | 10 | 2.6 | 1981 | 29 | 9 | 2.8 |
| 1961 | 7 | 11 | 4.0 | 1982 | 12 | 12 | 14.2 |

+ Valores extendidos

* Valor relleno

. Rango de valores probables

HUASCO EN ALGODONES

ANALISIS DE FRECUENCIA INVIERNO

| PERIODO DE RETORNO (AÑOS) | GASTO MAXIMO EN (M3/S) | | | | |
|-------------------------------------|------------------------|-----|-----|-----|----------------|
| | GUMBEL | LN2 | LN3 | LP3 | AJUSTE GRAFICO |
| 1000 | 87 | 128 | 119 | 231 | 320 |
| 500 | 78 | 107 | 103 | 175 | 245 |
| 200 | 68 | 82 | 82 | 120 | 165 |
| 100 | 60 | 66 | 69 | 89 | 120 |

- La estimación de los parámetros, de las distintas distribuciones, se realizó por el método de los momentos.
- Para el año 1941, se tomó el valor medio del rango dado, para realizar el cálculo de los parámetros de las distribuciones.

NOMENCLATURA

LN2 : log-normal 2
LN3 : log-normal 3
LN3 : log-Pearson 3

HUASCO EN ALGODONESANALISIS DE FRECUENCIA DESHIELO

| PERIODO DE RETORNO (AÑOS) | GASTO MAXIMO EN (M3/S) | | | | |
|-------------------------------------|------------------------|-----|-----|-----|----------------|
| | GUMBEL | LN2 | LN3 | LP3 | AJUSTE GRAFICO |
| 1000 | 82 | 155 | 97 | 274 | 220 |
| 500 | 74 | 126 | 85 | 204 | 175 |
| 200 | 64 | 94 | 70 | 135 | 125 |
| 100 | 56 | 73 | 60 | 97 | 95 |

- La estimación de los parámetros de las distintas distribuciones se realizó por el método de los momentos.
- Para el año 1941, se tomó el valor medio del rango dado, para realizar el cálculo de los parámetros de las distribuciones.

NOMENCLATURA

LN2 : log-normal 2
LN3 : log-normal 3
LP3 : log-Pearson 3

GASTOS SOLIDOS MEDIOS MENSUALES (TON/DIA)

| AÑO | ENE. | FEB. | MAR. | ABR. | MAY. | JUN. | JUL. | AGO. | SEP. | OCT. | NOV. | DIC. | MEDIA |
|-------|----------|---------|-------|--------|-------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| 1964 | ---- | ---- | ---- | 3,51= | 3,09 | 4,46 | 2,71 | ---- | ---- | ---- | 2,07= | 6,17* | 3,67 |
| 1965 | 8.64* | 2.76* | 1.52 | 3.70* | 3.47* | 10.21* | 28.93 | 142.55 | 16.29* | 32.97% | 571.47 | 520.91 | 111.95 |
| 1966 | 161.18 | 114.87 | 76.70 | 31.72 | 18.50 | 14.96 | 7.70* | 6.34* | 3.68 | 2.66* | 6.69* | 5.23* | 37.52 |
| 1967 | ---- | 2.34* | 5.62* | 2.65* | 2.88* | 5.64* | 2.45* | 4.83 | 3.43 | 1.85* | 2.91= | 1.35* | 3.27 |
| 1968 | 1.26% | 1.37= | ---- | 1.36* | 8.15= | 5.89* | 2.62= | 4.02 | 3.74 | 6.41= | 6.09 | 2.72* | 3.97 |
| 1969 | 4.07* | 1.78= | 4.54* | 4.47* | 2.65* | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | 3.50 |
| 1970 | ---- | 1.32= | 0.67 | 0.63* | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | 0.87 |
| 1971 | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | 0.49* | 15.20 | 0.40 | ---- | 0.51 | 0.18% | 3.35 |
| 1972 | 0.17* | 4.79= | ---- | 0.29* | 0.30% | 2.97 | 8.79 | 7.28 | 8.75= | 15.09* | 80.84 | 647.79 | 70.64 |
| 1973 | 1.257.78 | 538.31* | ---- | 19.17= | 14.88 | 12.45 | 9.73* | ---- | 4.86* | 7.68* | 6.40* | ---- | 207.92 |
| 1974 | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | 1.09= | 1.09 |
| 1975 | 0.16* | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | 1.15% | 1.17= | 0.83 |
| 1976 | ---- | ---- | 1.77% | 0.87 | 2.31* | ---- | ---- | ---- | 1.30* | 1.10 | 1.14 | 1.40* | 1.42 |
| 1977 | 0.80% | 0.82% | 0.94* | 1.34% | 1.56* | 1.60* | ---- | 1.54* | 1.33= | ---- | 4.85* | 5.31 | 2.01 |
| 1978 | 3.20* | ---- | 3.18% | 3.02 | 3.40* | 3.21 | 4.25 | 3.84 | 2.63 | 3.73* | 30.59= | 11.61* | 6.60 |
| 1979 | 10.27 | 6.91* | 3.44 | 4.83* | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | ---- | 6.36 |
| PROM. | 144.75 | 67.53 | 10.93 | 5.97 | 5.56 | 6.82 | 7.52 | 23.20 | 4.64 | 8.94 | 59.56 | 100.41 | |

- : Mes sin información
- * : Mes contiene 20 o más días con información
- = : Mes contiene 10 o más días con información
- % : Mes contiene menos de 10 días con información
- : Mes completo

FACTORES DE CORRECCION DE LA ECUACION (1.3)

| CUENCA | AREA (Km ²) | CAUDAL MEDIO (m ³ /s) | CAUDAL ESPECIFICO (Lt/s/Km ²) | FACTOR CORRECCION |
|--------------------------------------|----------------------------|-------------------------------------|--|----------------------|
| Rapel | 13.186 | 165,6 (1) | 12,56 | 1 |
| Blanco | 546 | 10,9 | 19,96 | 1,56 |
| Huasco | 7.143 | 4,44 (1) | 0,62 | 0,0494 |
| (Ag. ab. conf. Tránsito y Carmen) | | | | |

(1) Medio de los medios anuales hidrológicos 42/43 - 80/81

CARACTERISTICAS DE LOS SONDAJES

| CARACTERISTICAS | SONDAJES | | | | |
|------------------------------------|----------|---------|----------------|---------|--------|
| | SR-1 | SR-2 | SR-3 y SR-4 | SR-5 | SR-6 |
| Diámetro | NX | NX | NX | NX | NX |
| Profundidad (m) | 19,4 | 28,8 | 20,5 y 20,1 | 15,0 | 10,2 |
| Objetivo | PET | SF | E | SF | PST |
| Material atravesado | Roca | Fluvial | Roca | Fluvial | Roca |
| Tipo ensayo permeabilidad | Lugeon | Lefranc | Lugeon | Lefranc | Lugeon |
| Número de ensayos de permeabilidad | 3 | 2 | 2 y 3 | 2 | 1 |

PET = Portal de entrada al túnel

PST = Portal de salida del túnel

SF = Suelo de fundación

E = Estribos

NX = Perforación de 3" de diámetro, aproximadamente.

CARACTERISTICAS DE LOS POZOS DE RECONOCIMIENTO

| CARACTERISTICAS | P O Z O S | | |
|---------------------|-----------------------|--------------------|--------------------|
| | PF-1 y PF-2 | PF-3 PF-4 | PF-3A y PF-4A |
| Dimensiones | 1,5 x 1,5 | 1,5 x 1,5 | 2,0 x 1,0 |
| Profundidad | 3,0 y 3,5 | 4,0 y 3,0 | 1,2 |
| Objetivo | SF y EM | E | P |
| Material atravesado | Fluvial piso valle | Coluvio estribo | Coluvio estribo |

SF = Suelo de fundación

P = Permeabilidad

E = Estribos

EMPRESTITOS PRESELECCIONADOS

| EMPRESTITOS | TIPO Y NUMERO DE RECONOCIMIENTO |
|--|---------------------------------|
| - Ramadillas | 8 pozos |
| - Ramadillas cono poniente | 1 pozo |
| - Quebrada Nogales | 2 pozos |
| - Quebrada La Higuera | 3 pozos |
| - Quebrada Las Pircas | 1 pozo |
| - Quebrada Chancoquín | 1 pozo |
| - Flanco derecho Quebrada Chancoquín | 1 pozo |
| - Flanco izquierdo Quebrada Chancoquín | 1 pozo |

RESUMEN EXPLORACION EMPRESTITO RAMADILLAS

| POZO | PROF. (M) | PROF. (M) DEL NIVEL FREATICO |
|---------|-----------|------------------------------|
| PE - 4 | 6,5 | - |
| PE - 5 | 5,5 | 3,60 |
| PE - 6 | 4,5 | 1,80 |
| PE - 7 | 5,4 | 2,40 |
| PE - 8 | 3,8 | 1,80 |
| PE - 9 | 5,5 | 3,60 |
| PE - 10 | 5,4 | 2,70 |
| PE - 11 | 4,8 | 3,40 |

Total de ml. 41,4

RESUMEN EXPLORACIONES QUE NO ALCANZARON NIVEL FREATICO

| POZO Nº | EMPRESTITOS | PROF. (M) |
|--------------|--------------------------------------|-----------|
| PE-12 | Ramadillas cono Poniente | 2,5 |
| PE-13 | Quebrada Nogales | 2,5 |
| PE-14 | Quebrada Nogales | 4,5 |
| PE-15 | Quebrada La Higuera | 4,5 |
| PE-16 | Quebrada La Higuera | 4,5 |
| PE-17 | Quebrada La Higuera | 4,5 |
| PE-18 | Quebrada Las Pircas | 3,5 |
| PE-19 | Quebrada Chancoquín piso del valle | 4,5 |
| PE-20 | Quebrada Chancoquín flanco izquierdo | 4,0 |
| PE-21 | Quebrada Chancoquín flanco derecho | 4,5 |
| Total de ml: | | 39,5 |

RESUMEN RESULTADOS DE LOS ENSAYOS DE LABORATORIO

| CARACTERISTICAS | MEZCLA ARENA- ARCILLA (50%) | GRAVA ARCILLOSA |
|--|--------------------------------|----------------------|
| - Clasificación | SC(CL) | GC |
| - Densidad seca, T/m3 (95% O.P.M.) | 1,96 | 2,09 |
| - Contenido de hum. (óptima) | 10,8 | 8,2 |
| - % de finos (# 200) | 38,0 | 27,0 |
| - Permeabilidad (cm/seg) | $8,0 \times 10^{-6}$ | $6,7 \times 10^{-7}$ |
| - Máx. dens. Proctor Modif. (T/m3) | 2,06 | 2,20 |
| - Condición consolidado drenado (estab. a largo plazo): | | |
| . Rozamiento ϕ (°) | 27,8 | ~ 35,0 |
| . Cohesión (T/m2) | 0,00 | 0,00 |
| - Condición consolidado no drenado (estab. en sismo): | | |
| . Rozamiento interno ϕ | ~ 22,0 | ~ 30,0 |
| . Cohesión (T/m2) | 1,00 | 1,00 |
| . Coef. de consolidación C_c | 0,0605 | ~ 0,01 |

CALIDAD DE LA ROCA SEGUN CRITERIO CSIR

| CARACTERISTICAS | VALOR | PUNTAJE | |
|------------------------------------|--------------------------------------|---------|----------------------------|
| | | TUNEL | PORTALES |
| q_u | 2.000 kg/cm ² | 15 | 15 |
| R.Q.D. | 75% - 50% | 15 | 13 |
| Frecuencia de fracturas | 3/m | 20 | 20 |
| Tipo de fracturas | Rugosas y cerradas | 20 | 20 |
| Subpresión | Agua Intersticial a presión moderada | 7 | 4 |
| Orientación de fracturas | Aceptable a muy desfavorable | -5 | -12 |
| | TOTALES | 72 | 60 |
| Categoría de macizo rocoso | II | | III |
| Calificación de la roca : | Buena | | Aceptable |
| Propiedades mecánicas del macizo : | | | |
| Cohesión aproximada : | 2 a 3 kg/cm ² | | 1,5 a 2 kg/cm ² |
| Angulo de fricción interna: | 40 a 45º | | 35 a 40º |

CARACTERISTICAS DE ENSAYOS DE TERRENO PARA DETERMINAR
PERMEABILIDAD DEL SUELO DE FUNDACION

| CARACTERISTICAS | E N S A Y O S | | | |
|---------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| | 1 | 2 | 1 | 2 |
| Sondaje | SR-2 | SR-2 | SR-5 | SR-5 |
| Profundidad (m) | 10,5 | 16,7 | 9,7 | 15,0 |
| Longitud abertura | 1,8 | 1,8 | 1,01 | 2,85 |
| Diámetro perforación (cm) | 11,45 | 8,89 | 11,45 | 8,89 |
| Coef. de permeabilidad (cm/seg) | $9,07 \times 10^{-4}$ | $9,91 \times 10^{-4}$ | $1,13 \times 10^{-3}$ | $1,18 \times 10^{-3}$ |

CARACTERISTICAS DE ENSAYOS DE TERRENO PARA DETERMINAR
PERMEABILIDAD DE LOS SUELOS DE ESTRIBO

| CARACTERISTICAS | ENSAYOS | |
|-----------------|----------------------|-----------------------|
| | 1 | 2 |
| Ubicación | Estribo izq. | Estribo der. |
| Planta (m x m) | 2,0 x 1,0 | 2,0 x 1,0 |
| Profundidad (m) | 1,0 | 1,0 |
| k (cm/seg) | $2,3 \times 10^{-2}$ | $1,58 \times 10^{-2}$ |

CARACTERISTICAS DE ENSAYOS DE TERRENO PARA DETERMINAR PERMEABILIDADEN ROCA DE ESTRIBOS Y PORTALES DE TUNELES

| ENSAYO Nº | SONDAJE Nº | Ø (m) | ENTRE PROF. (m) | K (cm/seg) |
|--------------|---------------|----------|--------------------|-----------------------|
| 1 | SR-1 | 7,57 | 4,82 - 9,82 | $1,24 \times 10^{-6}$ |
| 2 | SR-1 | 7,57 | 9,64 - 14,64 | $2,57 \times 10^{-6}$ |
| 3 | SR-1 | 7,57 | 15,71 - 20,71 | $2,83 \times 10^{-6}$ |
| 1 | SR-3 | 7,57 | 15,56 - 20,56 | $2,87 \times 10^{-6}$ |
| 2 | SR-3 | 7,57 | 15,88 - 20,88 | $6,50 \times 10^{-6}$ |
| 1 | SR-4 | 7,57 | 8,15 - 13,15 | $7,48 \times 10^{-6}$ |
| 2 | SR-4 | 7,57 | 11,30 - 16,30 | $4,16 \times 10^{-6}$ |
| 3 | SR-4 | 7,57 | 15,10 - 20,10 | $5,59 \times 10^{-6}$ |
| 1 | SR-6 | 7,57 | 5,20 - 10,20 | $3,70 \times 10^{-6}$ |

CARACTERISTICAS DEL TUNEL DE EVACUACION DE CRECIDAS (*)

| TRAMO Nº | PENDIENTE MEDIA | LONGITUD | OBSERVACIONES |
|-------------|--------------------|----------|---|
| 1 | 2,415 | 23,56 | Curva Nº 1 : R = 30m, \sphericalangle 45º |
| 2 | 1,000 | 32,26 | Rápido inclinado : i = 100% |
| 3 | 0,420 | 23,26 | Curva Nº 2 : R = 30m, \sphericalangle 44,427º |
| 4 | 0,010 | 331,00 | Tramo en común con túnel de desviación durante la construcción : i = 1% |

(*) Ver "Geometría de Túneles", (D.I.E. Nº V.A.3-5)

CARACTERISTICAS DEL TUNEL DE DESVIACION DURANTE LA CONSTRUCCION

| Tramo Nº | Diámetro (m) | Pendiente del eje % | Pendiente del radier % | Longitud (m) | Observaciones |
|-------------|-----------------|---------------------------|------------------------------|-----------------|--|
| 1 | 4,50 | 1 | 1 | 203,94 | Tramo en común con las obras de toma para riego. |
| 2 | 4,50 - 6,50 | 1 | 7,7 | 15,00 | Sector del tapón de hormigón. |
| 3 | 6,50 | 1 | 1 | 307,57 | Sector en común con las obras de evacuación de crecidas. |

MODIFICACION DE LINEA DE 13.2 KV EXISTENTE

MATERIALES QUE SE REQUIEREN

| ITEM | UNIDAD | CANTIDAD |
|--|--------|----------|
| - Conductor Nº 2 AWG | m.l. | 125.000 |
| - Aislador espiga 25 kV DM-1331 | Nº | 854 |
| - Aislador disco de 6" | Nº | 81 |
| - Crucetas metálicas | Nº | 76 |
| - Postes 11.5 m de hormigón armado | Nº | 30 |
| - Grampas de anclaje | Nº | 81 |
| - Desconectador de fusibles | Nº | 78 |
| - Tirantes | Nº | 10 |
| - Autotransformador 2 MVA; 13,8 a 23 KV | Nº | 1 |
| - Permuta de transformadores de distribución (1) | Nº | 26 |

Nota (1): Actualmente existen 26 transformadores de distribución cuyas potencias son en general bajas. Normalmente, los fabricantes de transformadores (Briones, Schaffner, CH) aceptan permutar equipos de 15 KV por equipos de 25 KV debiendo los interesados cancelar solamente la diferencia de precio entre ambos.

ANTEPROYECTO DE OBRAS

PRESUPUESTO DEL EMBALSE Y DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA
PRECIOS DE MERCADO Y PRECIOS SOCIALES (miles de pesos)

| ITEM | DESCRIPCION | PRECIOS DE MERCADO | | PRECIOS SOCIALES |
|---|-------------------------------------|--------------------|-----------|------------------|
| | | CON IVA | SIN IVA | |
| E M B A L S E E L T O R O | | | | |
| A | Instalación de faenas | 90,000 | 82,695 | 70,676 |
| B | Vías de acceso provisionarias | 6,000 | 5,376 | 5,196 |
| C | Presa de tierra | 1,403,670 | 1,248,587 | 1,251,610 |
| D | Obras de desviación y evacuación | 266,351 | 242,671 | 226,623 |
| E | Obras de toma | 62,684 | 56,818 | 53,248 |
| F | Caminos de acceso | 191,456 | 173,923 | 168,952 |
| SUBTOTAL | | 2,020,161 | 1,810,070 | 1,776,305 |
| G | Imprevistos y varios (7,5%) | 151,512 | 135,755 | 133,240 |
| TOTAL CONSTRUCCION | | 2,171,673 | 1,945,825 | 1,909,545 |
| H | Ingeniería de proyecto (7%) | 152,017 | 126,691 | 126,631 |
| I | Supervisión de la construcción (2%) | 43,433 | 36,197 | 36,179 |
| T O T A L | | 2,367,123 | 2,108,713 | 2,072,355 |
| C E N T R A L H I D R O E L E C T R I C A | | | | |
| A | Grupo turbina-generator | 81,884 | 72,787 | 69,017 |
| B | Subestación electrica | 2,414 | 2,159 | 1,998 |
| C | Sala de máquinas | 8,358 | 7,732 | 6,742 |
| D | Camino de acceso | 5,279 | 4,795 | 4,659 |
| E | Modificación línea existente | 27,229 | 24,357 | 22,532 |
| SUBTOTAL | | 125,164 | 111,830 | 104,948 |
| F | Imprevistos y varios (7,5%) | 9,387 | 8,387 | 7,871 |
| TOTAL CONSTRUCCION | | 134,551 | 120,217 | 112,819 |
| G | Ingeniería de proyecto (7%) | 9,419 | 7,846 | 7,846 |
| H | Supervisión de la construcción (2%) | 2,690 | 2,240 | 2,240 |
| T O T A L | | 146,660 | 130,303 | 122,905 |

ANTEPROYECTO DE OBRAS

PRESUPUESTO DE LA PRESA DE TIERRA

| ITEM | DESCRIPCION | UNIDAD | PRECIO UNITARIO | CANTIDAD | TOTAL MILES \$ |
|-------------------------------|--|----------------|-----------------|-----------|----------------|
| <u>PRESA DE TIERRA</u> | | | | | |
| a.1 | Excavaciones masivas | | | | |
| a.1.1 | Terreno común | m ³ | 158 | 117.600 | 18.581 |
| a.1.2 | Roca | m ³ | 833 | 50.400 | 41.983 |
| a.2 | Transporte excedentes de excavación DM = 0.5 | m ³ | 132 | 168.000 | 22.176 |
| a.3 | Rellenos | | | | |
| a.3.1 | Núcleo | m ³ | 326 | 484.200 | 157.849 |
| a.3.2 | Corazas | m ³ | 290 | 2.631.690 | 763.190 |
| a.3.3 | Enrocado de pie | m ³ | 328 | 109.760 | 36.001 |
| a.3.4 | Filtro-dren | m ³ | 392 | 54.840 | 21.497 |
| a.3.5 | Dren de alfombra | m ³ | 374 | 42.000 | 15.708 |
| a.3.6 | Pedraplén | m ³ | 510 | 41.110 | 20.966 |
| a.4 | Pared moldeada | m ³ | 10.500 | 6.300 | 66.150 |
| a.5 | Líneas de grauteo | ml | 4.000 | 1.200 | 4.800 |
| a.6 | Carpeta de rodado | m ³ | 698 | 1.180 | 824 |
| SUB-TOTAL | | | | | 1.169.725 |
| GASTOS GENERALES + UTILIDADES | | | | | 233.945 |
| TOTAL | | | | | 1.403.670 |

ANTEPROYECTO DE OBRAS

PRESUPUESTO DE LAS OBRAS DE DESVIACION Y EVACUACION

| ITEM | DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | SUBTOTALES (miles \$) |
|----------------------------|--|--------|----------|--------------------|--------------------------|
| <u>OBRAS DE DESVIACION</u> | | | | | |
| <u>Y EVACUACION</u> | | | | | |
| a. | Canal de desviación | | | | |
| a.1 | Excavación terreno común | m3 | 3.090 | 215 | 664,35 |
| a.2 | Pedraplén | m3 | 70 | 510 | 33,70 |
| a.3 | Transporte excedentes | m3 | 3.090 | 190 | 587,10 |
| SUBTOTAL | | | | | 1.285,15 |
| b. | Túnel de desviación Ø 4,5 m, L = 218,94 m | | | | |
| b.1 | Excavación túnel | m3 | 5.700 | 4.250 | 24.225,00 |
| b.2 | Hormigón túnel | m3 | 1.861 | 7.260 | 13.510,90 |
| b.3 | Moldaje túnel | m2 | 3.402 | 1.590 | 5.409,20 |
| b.4 | Anclajes Ø 20 mm | Kg | 2.810 | 280 | 786,80 |
| b.5 | Malla ACMA en portales | m2 | 167 | 1.800 | 300,60 |
| b.6 | Anclajes Ø 20 mm en portales | Kg | 510 | 280 | 142,80 |
| b.7 | Entibación simple (marcos de refuerzo) | Kg | 8.270 | 160 | 1.323,20 |
| b.8 | Barras de refuerzo | Kg | 21.900 | 86 | 1.883,40 |
| b.9 | Tapón de clausura hormigón | m3 | 190 | 7.260 | 1.379,40 |
| SUBTOTAL | | | | | 48.961,30 |
| c. | Túnel de desviación y evacuación Ø6,5 m L=408,25 m | | | | |
| c.1 | Excavación túnel | m3 | 18.040 | 4.250 | 76.670,00 |
| c.2 | Hormigón túnel | m3 | 4.490 | 7.260 | 32.597,40 |
| c.3 | Moldaje túnel | m2 | 8.340 | 1.590 | 13.260,60 |
| c.4 | Anclajes Ø 20 mm | Kg | 7.130 | 280 | 1.996,40 |

| ITEM | DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | SUBTOTALES |
|-------|---|--------|----------|-----------------|-------------------|
| c.5 | Malla ACMA en portales | m2 | 360 | 1.800 | 648,00 |
| c.6 | Anclajes Ø 20 mm en portales | Kg | 1.420 | 280 | 397,60 |
| c.7 | Entibación simple (marcos de refuerzo) | Kg | 19.300 | 160 | 3.088,00 |
| c.8 | Barras de refuerzo | Kg | 67.500 | 86 | 5.805,00 |
| c.9 | Excavación abierta en salida túnel exterior | | | | |
| c.9.1 | Terreno común | m3 | 7.100 | 215 | 1.526,50 |
| c.9.2 | Roca | m3 | 3.000 | 990 | 2.970,00 |
| | SUBTOTAL | | | | 138.959,50 |
| d. | Morning Glory | | | | |
| d.1 | Excavación abierta | | | | |
| d.1.1 | Terreno común | m3 | 1.500 | 215 | 322,50 |
| d.1.2 | Roca | m3 | 500 | 990 | 495,00 |
| d.2 | Relleno estructural | m3 | 1.500 | 615 | 922,50 |
| d.3 | Transporte excedentes excavación DM=1,0 | m3 | 500 | 250 | 125,00 |
| d.4 | Hormigón | m3 | 460 | 6.000 | 2.760,00 |
| d.5 | Moldaje curvo | m2 | 1.850 | 1.600 | 2.960,00 |
| d.6 | Barras de refuerzo | Kg | 32.100 | 70 | 2.247,00 |
| | SUBTOTAL | | | | 9.832,00 |
| e. | Obra de entrega de evacuación | | | | |
| e.1 | Hormigón | m3 | 260 | 6.000 | 1.560,00 |
| e.2 | Moldaje liso | m2 | 410 | 520 | 213,20 |
| e.3 | Barras de refuerzo | Kg | 18.200 | 70 | 1.274,00 |
| e.4 | Gaviones | m3 | 1.400 | 2.000 | 2.800,00 |
| | SUBTOTAL | | | | 5.847,20 |
| | TOTAL COSTO DIRECTO | | | | 204.885,15 |
| | GASTOS GENERALES Y UTILIDAD (30%) | | | | 61.465,55 |
| | TOTAL OBRAS DE DESVIACION Y EVACUACION | | | | 266.350,70 |

ANTEPROYECTO DE OBRAS

PRESUPUESTO DE LAS OBRAS DE TOMA

| ITEM | DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | SUBTOTALES (miles \$) |
|-----------------------------|----------------------------|--------|----------|--------------------|--------------------------|
| <u>OBRAS DE TOMA</u> | | | | | |
| a. | Obra de captación | | | | |
| a.1 | Excavaciones | | | | |
| a.1.1 | Terreno común | m3 | 465 | 215 | 100,0 |
| a.1.2 | Roca | m3 | 185 | 990 | 183,2 |
| a.2 | Rellenos estructurales | m3 | 650 | 615 | 399,8 |
| a.3 | Hormigón | m3 | 55 | 6.000 | 330,0 |
| a.4 | Moldajes | | | | |
| a.4.1 | Rectos | m2 | 55 | 520 | 28,6 |
| a.4.2 | Curvos | m2 | 95 | 1.600 | 152,0 |
| a.5 | Barras de refuerzo | Kg | 3.545 | 70 | 248,2 |
| a.6 | Reja metálica | Kg | 3.770 | 160 | 603,2 |
| a.7 | Clausura túnel desviación | G1 | 1 | | 1.210,0 |
| SUBTOTAL | | | | | 3.255,0 |
| b. | Túnel de Toma | | | | |
| | Ø=2M L=77 m | | | | |
| | Ø=3M L=318 m | | | | |
| b.1 | Excavación túnel | m3 | 4.235 | 4.250 | 17.998,8 |
| b.2 | Hormigón túnel | m3 | 1.910 | 7.260 | 13.866,6 |
| b.3 | Moldaje túnel | m2 | 2.800 | 1.590 | 4.452,0 |
| b.4 | Anclajes Ø20 MM | Kg | 2.760 | 280 | 772,8 |
| b.5 | Blindaje palastro e = 10mm | Kg | 35.420 | 160 | 5.667,2 |
| b.6 | Barras de refuerzo | Kg | 25.650 | 86 | 2.205,9 |
| SUBTOTAL | | | | | 44.963,3 |
| TOTAL COSTO DIRECTO | | | | | 48.218,3 |
| | | | | | ===== |
| GASTOS GENERALES Y UTILIDAD | | | | | 14.465,5 |
| TOTAL OBRAS DE TOMA | | | | | 62.683,8 |

ANTEPROYECTO DE OBRAS

PRESUPUESTO DE LOS CAMINOS DE ACCESO DEL EMBALSE

| ITEM | DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | SUBTOTALES (miles \$) |
|--------------------------|---|--------|----------|--------------------|--------------------------|
| <u>CAMINOS DE ACCESO</u> | | | | | |
| a. | Caminos de acceso | | | | |
| a.1 | Camino de acceso a Vallenar L = 2.650 m | | | | |
| a.1.1 | Excavación en corte | | | | |
| a.1.1.1 | En terreno común | m3 | 6.650 | 158 | 1.051 |
| a.1.1.2 | En roca | m3 | 26.600 | 833 | 22.158 |
| a.1.2 | Escarpe en terreno común | m3 | 270 | 142 | 38 |
| a.1.3 | Sub base | m3 | 720 | 657 | 473 |
| a.1.4 | Base | m3 | 3.680 | 698 | 2.569 |
| a.1.5 | Alcantarillas acero corrugado Ø500mm L=10 | c/u | 5 | 85.000 | 425 |
| SUBTOTAL | | | | | 26.714 |
| a.2 | Camino acceso a El Tránsito L = 7.900 m | | | | |
| a.2.1 | Excavación en corte | | | | |
| a.2.1.1 | En terreno común | m3 | 17.820 | 158 | 2.816 |
| a.2.1.2 | En roca | m3 | 71.290 | 833 | 59.385 |
| a.2.2 | Escarpe en terreno común | m3 | 1.110 | 142 | 158 |
| a.2.3 | Sub base | m3 | 2.860 | 657 | 1.879 |
| a.2.4 | Base | m3 | 10.200 | 698 | 7.120 |
| a.2.5 | Alcantarilla acero corru- gado Ø 500 mm L=10 | c/u | 26 | 85.000 | 2.210 |
| a.2.6 | Puente 2 pistas 15 m de luz | c/u | 1 | 3.750.000 | 3.750 |
| SUBTOTAL | | | | | 77.318 |
| a.3 | Camino acceso a El Carmen L= 5.700 m | | | | |
| a.3.1 | Excavación en corte | | | | |
| a.3.1.1 | En terreno común | m3 | 13.300 | 158 | 2.101 |
| a.3.1.2 | En roca | m3 | 53.200 | 833 | 44.316 |

CUADRO Nº V.A.3-28
(hoja 2 de 2)

| ITEM | DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | SUBTOTALES (miles \$) |
|-------|---|--------|----------|--------------------|--------------------------|
| a.3.2 | Escarpe terreno común | m3 | 1.270 | 142 | 180 |
| a.3.3 | Sub base | m3 | 3.260 | 657 | 2.142 |
| a.3.4 | Base | m3 | 7.760 | 698 | 5.416 |
| a.3.5 | Alcantarillas acero corrugado Ø 500 MM L=10 | c/u | 16 | 85.000 | 1.360 |
| | SUBTOTAL | | | | 55.515 |
| | TOTAL COSTO DIRECTO | | | | 159.547 |
| | GASTOS GENERALES Y UTILIDAD (20%) | | | | 31.909 |
| | TOTAL CAMINOS DE ACCESO | | | | 191.456 |

ANTEPROYECTO DE OBRAS

PRESUPUESTO DEL CAMINO DE ACCESO A LA CENTRAL HIDROELECTRICA

| ITEM | DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | SUBTOTALES (miles \$) |
|-------|---|--------|----------|--------------------|--------------------------|
| a. | Camino de acceso a central hidroeléctrica L = 150 m | | | | |
| a.1.1 | Escarpe terreno común | m3 | 240 | 142 | 34 |
| a.1.2 | Sub base | m3 | 615 | 657 | 404 |
| a.1.3 | Base | m3 | 180 | 698 | 126 |
| | Alcantarillas acero corrugado | | | | |
| a.1.4 | Ø 500 mm l=10 | c/u | 1 | 85.000 | 85 |
| a.1.5 | Puente 2 pistas 15 m de luz | c/u | 1 | 3.750.000 | 3.750 |
| | SUBTOTAL | | | | 4.399 |
| | GASTOS GENERALES Y UTILIDAD (20%) | | | | 880 |
| | TOTAL COSTO DIRECTO | | | | 5.279 |

ANTEPROYECTO DE OBRAS

PRESUPUESTO DE LA SALA DE MAQUINAS

| ITEM | DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | SUBTOTALES (miles \$) |
|------------------------------------|---|--------|----------|--------------------|--------------------------|
| <u>SALA DE MAQUINAS</u> | | | | | |
| a. | Obra civil | | | | |
| a.1 | Excavaciones | | | | |
| a.1.1 | Terreno común | m3 | 580 | 215 | 124,70 |
| a.1.2 | Roca | m3 | 250 | 990 | 247,50 |
| a.2 | Relleno estructural | m3 | 220 | 615 | 135,30 |
| a.3 | Transporte excedentes excavaciones DM=1,0 Km | m3 | 610 | 250 | 152,50 |
| a.4 | Hormigón | m3 | 290 | 6.000 | 1.740,00 |
| a.5 | Moldajes | m2 | 740 | 520 | 384,80 |
| a.6 | Pedraplén | m3 | 14 | 510 | 7,10 |
| a.7 | Estructuras metálicas | Kg | 13.350 | 175 | 2.336,25 |
| a.8 | Revestimiento | m2 | 490 | 1.500 | 735,00 |
| a.9 | Radier afinado | m3 | 20 | 8.400 | 168,00 |
| a.10 | Tabiques | m2 | 22 | 1.400 | 30,80 |
| a.11 | Cielos | m2 | 11 | 700 | 7,70 |
| a.12 | Puertas | c/u | 2 | 6.000 | 12,00 |
| a.13 | Artefactos sanitarios | | | | |
| a.13.1 | WC | c/u | 1 | 10.000 | 10,00 |
| a.13.2 | Lavatorios | c/u | 1 | 7.000 | 7,00 |
| a.14 | Barandas | Kg | 620 | 180 | 111,60 |
| a.15 | Reja malla | m2 | 32 | 1.800 | 57,60 |
| a.16 | Instalaciones | | | | |
| a.16.1 | Agua potable | G1 | | | 40,00 |
| a.16.2 | Alcantarillado | G1 | | | 51,00 |
| a.16.3 | Electricidad | G1 | | | 70,00 |
| TOTAL COSTO DIRECTO | | | | | 6.428,85 |
| GASTOS GENERALES Y UTILIDAD (30 %) | | | | | 1.928,66 |
| | | | | | ===== |
| TOTAL OBRA CIVIL SALA DE MAQUINAS | | | | | 8.357,50 |

ANTEPROYECTO DE OBRAS

CALENDARIO DE INVERSIONES DE OBRAS MATRICES (en miles \$)

| AÑO | PRECIOS DE MERCADO | PRECIOS SOCIALES |
|--------------|--------------------|------------------|
| 1 | 73.594 | 73.446 |
| 2 | 106.912 | 100.600 |
| 3 | 496.180 | 476.816 |
| 4 | 804.052 | 796.450 |
| 5 | 627.975 | 625.043 |
| TOTAL | 2.108.713 | 2.072.355 |

ANTEPROYECTO DE OBRAS
 DESGLOSE COSTO TOTAL CENTRAL HIDROELECTRICA
 (en miles \$)

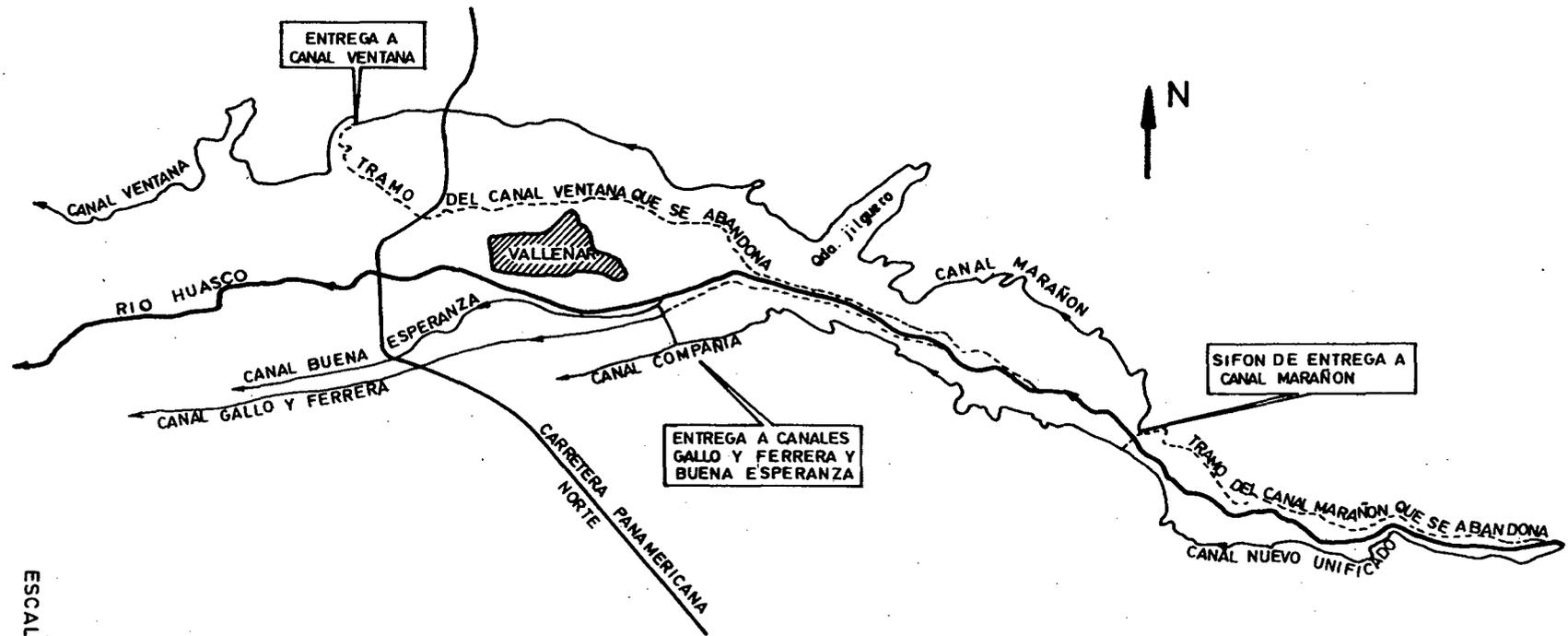
| ITEM | PARTIDA | COSTO DIRECTO | MANO DE OBRA | | | MONEDA EXTRANJ. | MONEDA NACIONAL | IMPTOS. Y GRAVAM. | | G. GRALES. Y UTIL. CONTRAT. | TOTAL |
|--------------------|-------------------------|------------------|--------------|------------------|----------------|--------------------|--------------------|-------------------|---------|-----------------------------------|--------|
| | | | CALIFIC. | SEMI CALIFIC. | NO CALIFIC. | | | IVA | IMPTOS. | | |
| A | Grupo turbina-generador | 68237 | 3144 | 2194 | 51 | 42990 | 2481 | 9097 | 8280 | 13647 | 81884 |
| B | Subestación eléctrica | 2012 | 135 | 183 | 157 | 102 | 1172 | 255 | 8 | 402 | 2414 |
| C | Sala de máquinas | 6430 | 585 | 1029 | 1029 | 373 | 2758 | 626 | 30 | 1928 | 8358 |
| D | Caminos de acceso | 4400 | 979 | 16 | 374 | 1442 | 976 | 484 | 129 | 879 | 5279 |
| E | Modificac. línea exist. | 22690 | 1524 | 2060 | 1775 | 1149 | 13212 | 2872 | 98 | 4539 | 27229 |
| Subtotal | | 103769 | 6367 | 5482 | 3386 | 46056 | 20599 | 13334 | 8545 | 21395 | 125164 |
| F | Imprevistos y varios | 7782 | 477 | 411 | 254 | 3454 | 1545 | 1000 | 641 | 1605 | 9387 |
| Total Construcción | | 111551 | 6844 | 5893 | 3640 | 49510 | 22144 | 14334 | 9186 | 23000 | 134551 |
| G | Ingeniería Proyecto | | 6038 | | | | 1808 | 1573 | | | 9419 |
| H | Supervisión Construc. | | 1600 | | | | 640 | 450 | | | 2690 |
| Total | | 111551 | 14482 | 5893 | 3640 | 49510 | 24592 | 16357 | 9186 | 23000 | 146660 |

ANTEPROYECTO DE OBRAS

CALENDARIO DE INVERSIONES CENTRAL HIDROELECTRICA (en miles \$)

| AÑO | PRECIOS DE MERCADO | PRECIOS SOCIALES |
|-------|--------------------|------------------|
| 1 | - | - |
| 2 | - | - |
| 3 | 80.633 | 76.863 |
| 4 | 8.542 | 7.876 |
| 5 | 41.128 | 38.166 |
| TOTAL | 130.303 | 122.905 |

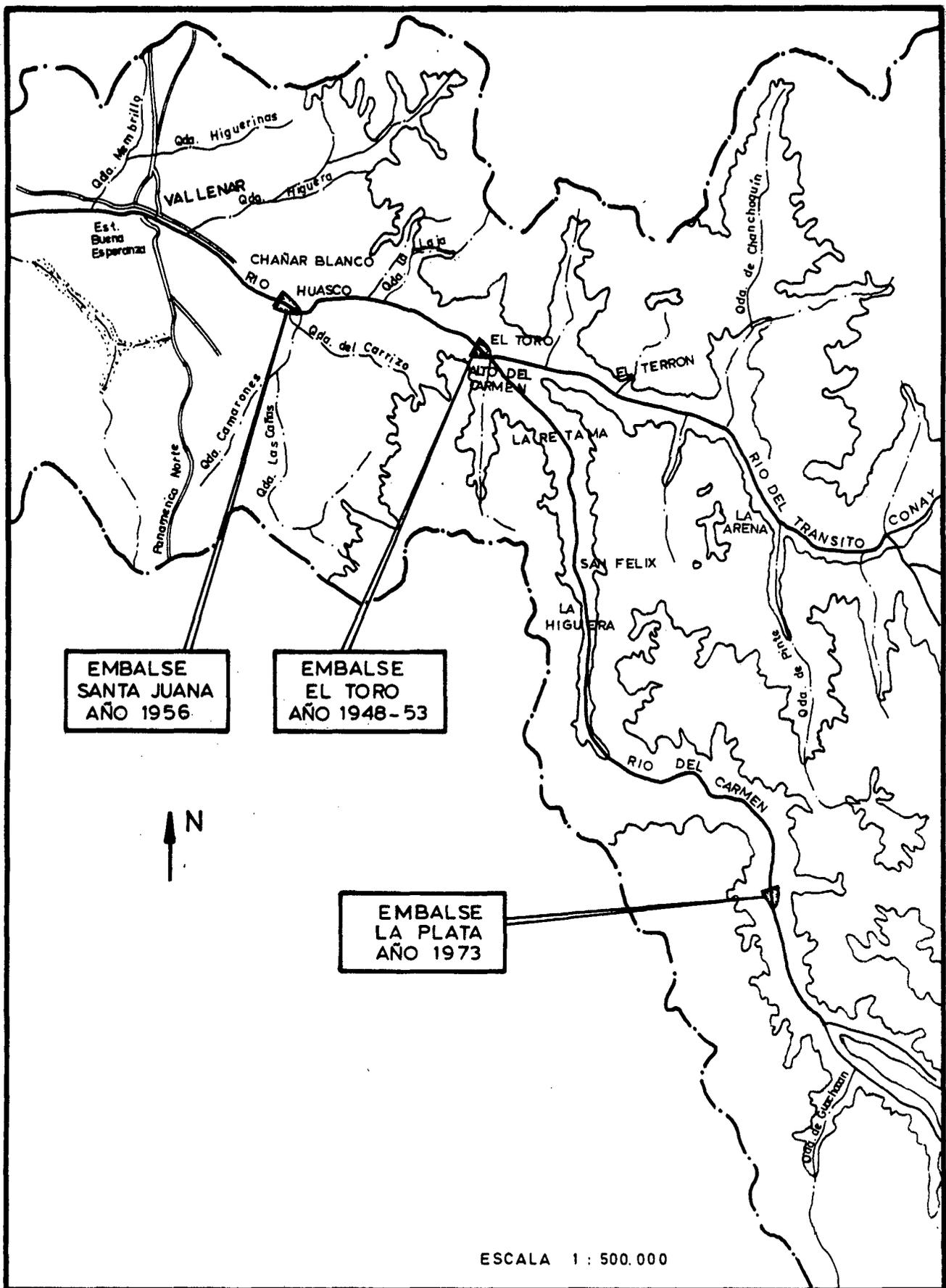
ANTEPROYECTO DE UNIFICACION DE CANALES
DE LA 3ra. SECCION



UBICACION DE PROYECTOS EXISTENTES: CANALES

FIGURA V.A. 1-1

ESCALA : 1 : 125.000



**EMBALSE
SANTA JUANA
AÑO 1956**

**EMBALSE
EL TORO
AÑO 1948-53**

**EMBALSE
LA PLATA
AÑO 1973**

ESCALA 1 : 500.000

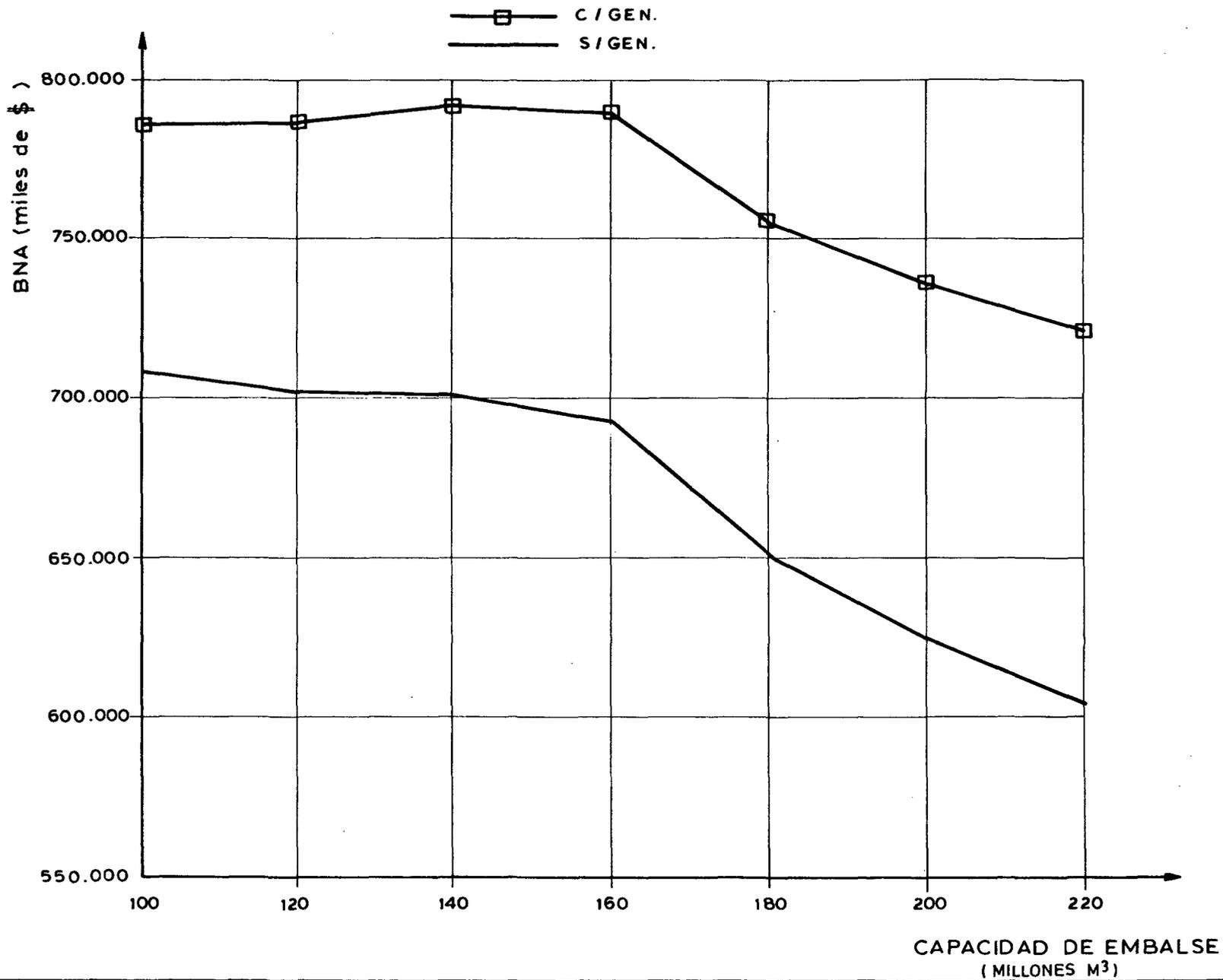
| ACTIVIDAD N° | DESIGNACION | UNIDAD | CANTIDAD | AÑO 1 | | | | | | | | | | | | AÑO 2 | | | | | | | | | | | | AÑO 3 | | | | | | | | | | | | AÑO 4 | | | | | | | | | | | | AÑO 5 | | | | | | | | | | | | AÑO 6 | | | | | | | | | | | | FONDEACION | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---------------------------|--------------------------------|----------|-----------|---------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|---------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|---------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|-----------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|-----------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|---------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|------------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|
| | | | | MAYO 85 | | | | | | | | | | | | MAYO 86 | | | | | | | | | | | | MAYO 87 | | | | | | | | | | | | MAYO 88 | | | | | | | | | | | | MAYO 89 | | | | | | | | | | | | MAYO 90 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | AÑO DEL PROYECTO | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 01 | Ingeniería | | | 50 | | | | | | | | | | | | 100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 02 | Inst. faenas y accesos | | | | | | | | | | | | | | | 50 | | | | | | | | | | | | 100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 03 | Obras de desviac. y evacuación | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 75 | | | | | | | | | | | | 100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 04 | Presa de tierra | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 15 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 81 | | | | | | | | | | | | 100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 05 | Obras de toma | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 57 | | | | | | | | | | | | 100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 06 | Caminos de acceso | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 15 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 61 | | | | | | | | | | | | 100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 07 | Supervisión construcción | | | | | | | | | | | | | | | 5.5 | | | | | | | | | | | | 38.6 | | | | | | | | | | | | 71.5 | | | | | | | | | | | | 100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 08 | Imprevistos y varios | | | | | | | | | | | | | | | 5.5 | | | | | | | | | | | | 38.6 | | | | | | | | | | | | 71.5 | | | | | | | | | | | | 100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| V = 100 x 10 ⁶ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Avance de construcción | | % | Parcial | 3.72 | | | | | | | | | | | | 5.66 | | | | | | | | | | | | 24.61 | | | | | | | | | | | | 37.32 | | | | | | | | | | | | 28.69 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | % | Acumulado | 3.72 | | | | | | | | | | | | 9.38 | | | | | | | | | | | | 33.99 | | | | | | | | | | | | 71.31 | | | | | | | | | | | | 100.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Inversión | | miles \$ | Parcial | 63.857 | | | | | | | | | | | | 97.175 | | | | | | | | | | | | 422.520 | | | | | | | | | | | | 644.733 | | | | | | | | | | | | 492.588 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | miles \$ | Acumulado | 63.857 | | | | | | | | | | | | 161.042 | | | | | | | | | | | | 583.562 | | | | | | | | | | | | 1.228.295 | | | | | | | | | | | | 1.716.883 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| V = 120 x 10 ⁶ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Avance de construcción | | % | Parcial | 3.72 | | | | | | | | | | | | 5.48 | | | | | | | | | | | | 26.0 | | | | | | | | | | | | 37.53 | | | | | | | | | | | | 29.16 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | % | Acumulado | 3.72 | | | | | | | | | | | | 9.20 | | | | | | | | | | | | 33.21 | | | | | | | | | | | | 70.84 | | | | | | | | | | | | 100.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Inversión | | miles \$ | Parcial | 68.684 | | | | | | | | | | | | 101.179 | | | | | | | | | | | | 443.307 | | | | | | | | | | | | 684.779 | | | | | | | | | | | | 538.393 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | miles \$ | Acumulado | 68.684 | | | | | | | | | | | | 169.853 | | | | | | | | | | | | 613.170 | | | | | | | | | | | | 1.307.949 | | | | | | | | | | | | 1.846.342 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

ANTEPROYECTO DE OBRAS
 DESGLOSE COSTO TOTAL OBRAS MATRICES
 (en miles \$)

| ITEM | PARTIDA | COSTO DIRECTO | MANO DE OBRA | | | MONEDA | | IMPTOS. Y GRAVAM. | | G.GRALES. Y UTIL. CONTRAT. | TOTAL |
|--------------------|-------------------------------------|------------------|--------------|------------------|----------------|----------|----------|-------------------|---------|----------------------------------|---------|
| | | | CALIFIC. | SEMI CALIFIC. | NO CALIFIC. | EXTRANJ. | NACIONAL | IVA | IMPTOS. | | |
| A | Instalación faenas | 75000 | 6825 | 12000 | 12000 | 4350 | 32175 | 7305 | 345 | 15000 | 90000 |
| B | Vías acceso provisionales | 5000 | 475 | | 550 | 2595 | 525 | 624 | 231 | 1000 | 6000 |
| C | Presa de tierra | 1169725 | 141303 | 1479 | 41302 | 611765 | 163648 | 155083 | 55145 | 233945 | 1403670 |
| D | Obras de desviación y evacuación | 204885 | 26636 | 17553 | 16434 | 23333 | 95065 | 23680 | 2184 | 61466 | 266351 |
| E | Obras de toma | 48218 | 4996 | 3956 | 3629 | 4494 | 24836 | 5866 | 441 | 14466 | 62684 |
| F | Caminos de acceso | 159547 | 35498 | 574 | 13556 | 52288 | 35383 | 17533 | 4715 | 31909 | 191456 |
| Subtotal | | 1662375 | 215733 | 35562 | 87471 | 698825 | 351632 | 210091 | 63061 | 357786 | 2020161 |
| G | Imprevistos y varios | 124678 | 16180 | 2667 | 6560 | 52412 | 26372 | 15757 | 4730 | 26834 | 151512 |
| Total Construcción | | 1787053 | 231913 | 38229 | 94031 | 751237 | 378004 | 255848 | 67791 | 384620 | 2171673 |
| H | Ingeniería Proyecto | | 97443 | | | | 29188 | 25326 | 60 | | 152017 |
| I | Supervisión Construc. | | 25841 | | | | 10338 | 7236 | 18 | | 43433 |
| Total | | 1787053 | 355197 | 38229 | 94031 | 751237 | 417530 | 258410 | 67869 | 384620 | 2367123 |

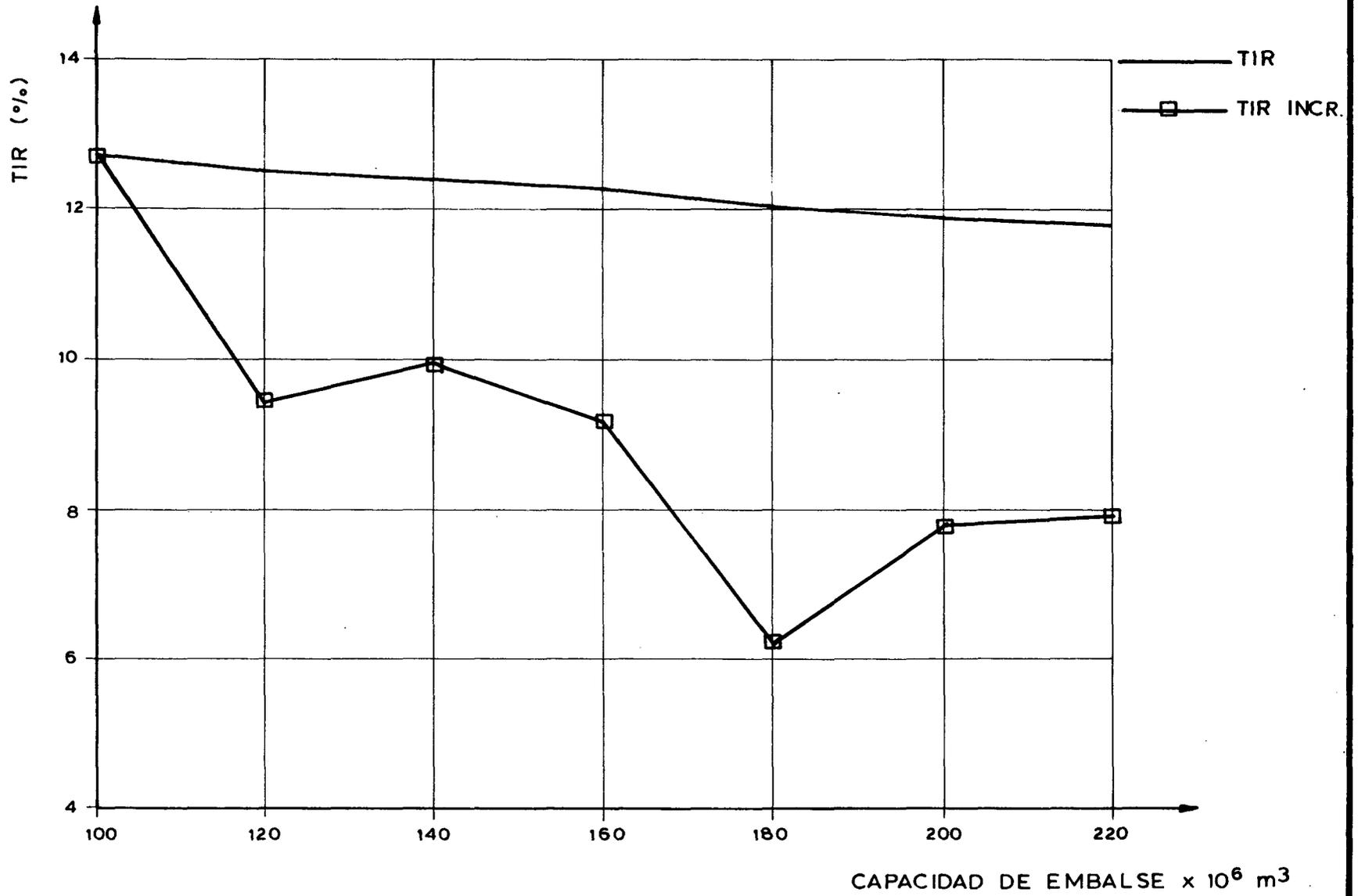
BNA V/S CAPACIDAD DE EMBALSE

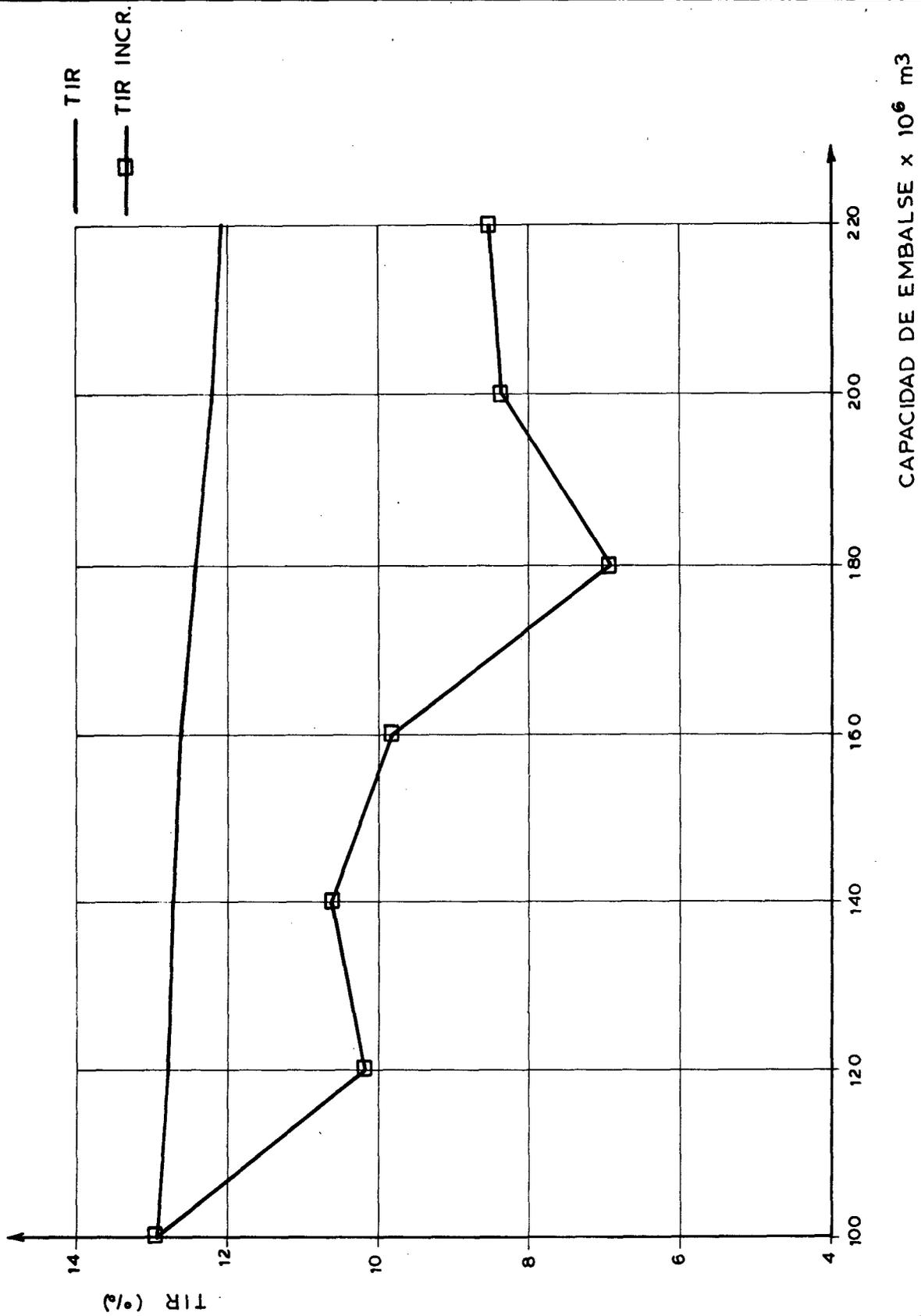
FIGURA V.A. 1-4



TIR V/S CAPACIDAD DE EMBALSE
S / GEN.

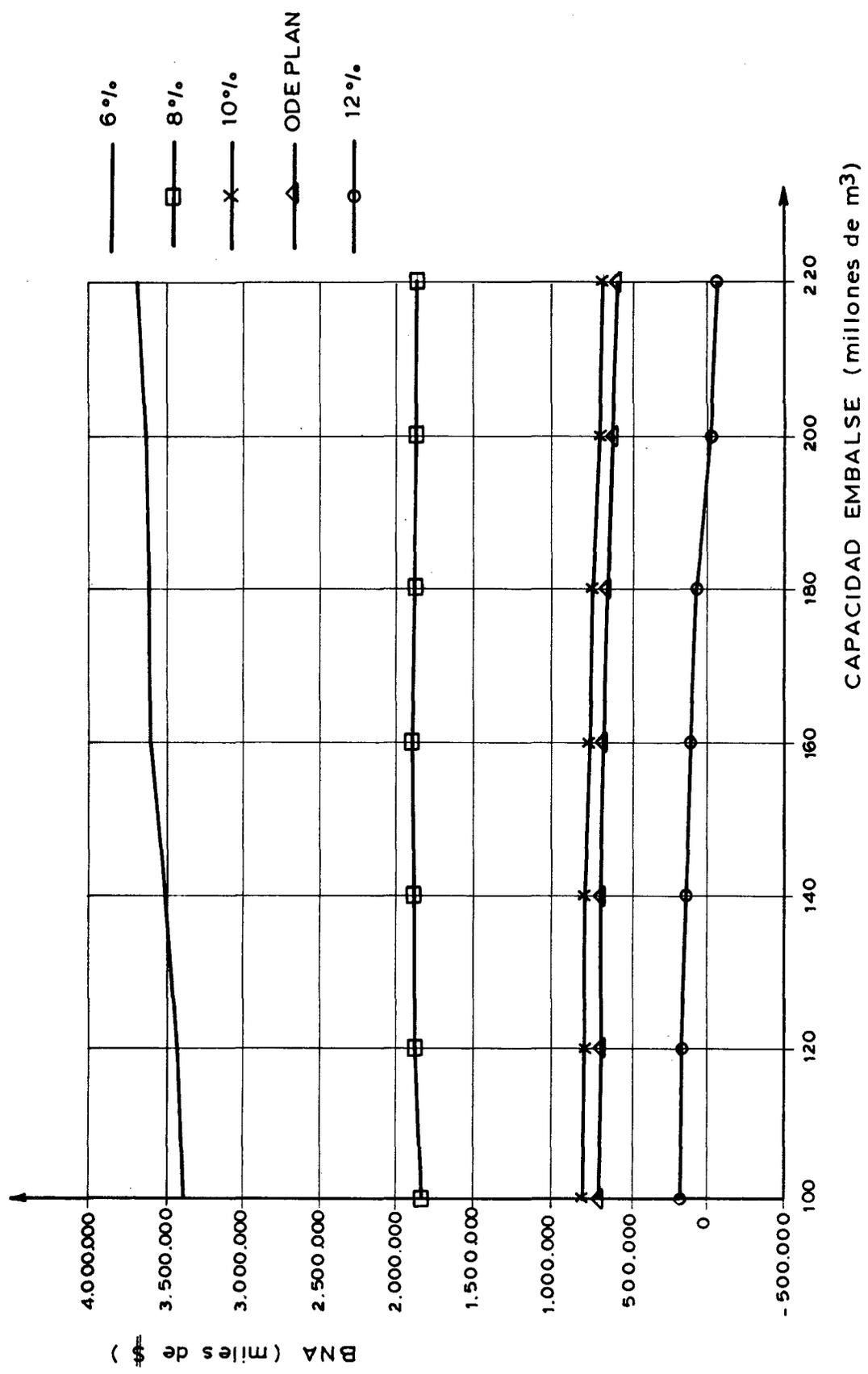
FIGURA V.A. 1-5





TIR V/S CAPACIDAD DE EMBALSE
C / GEN.

FIGURA V.A. 1-6

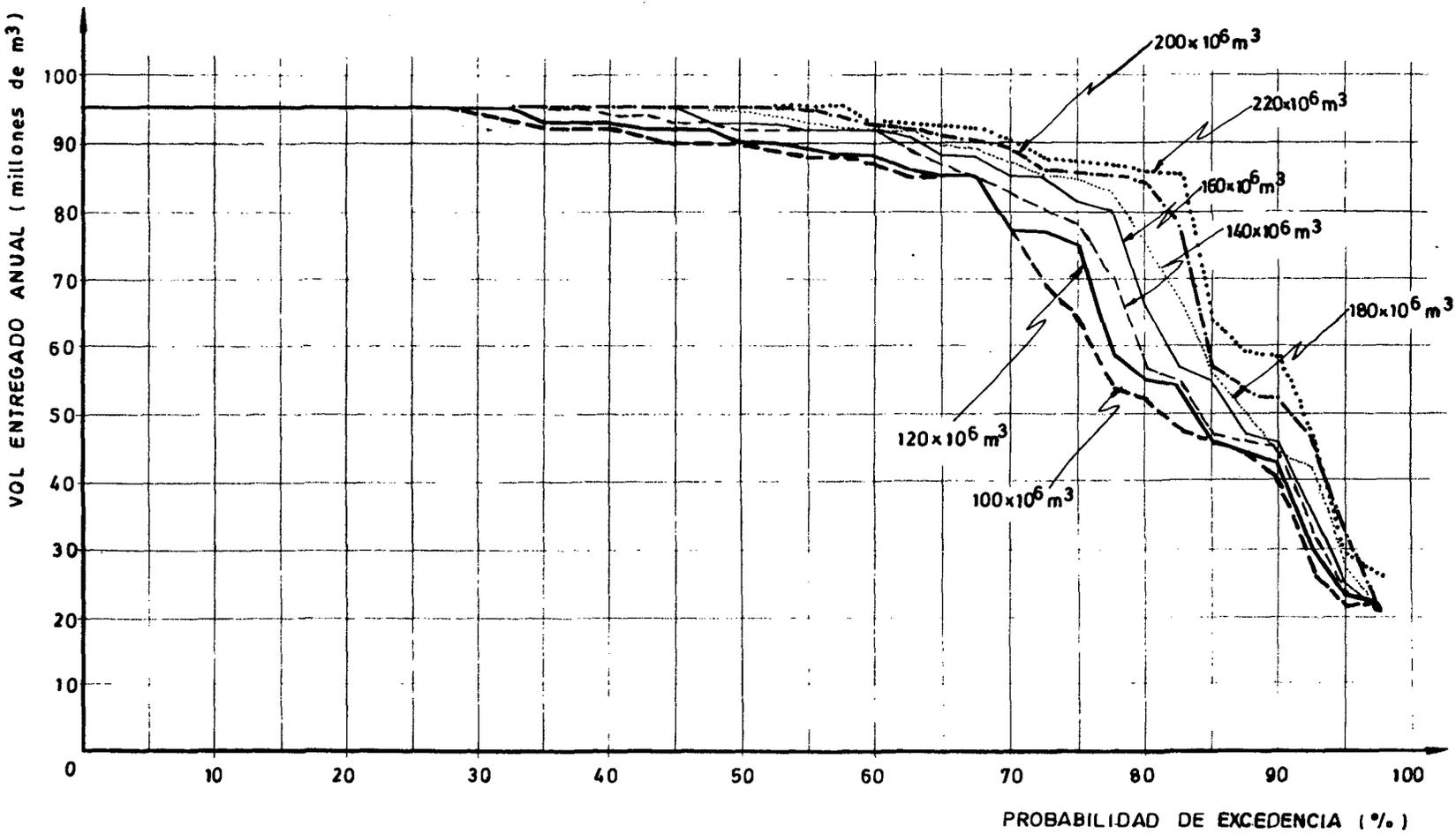


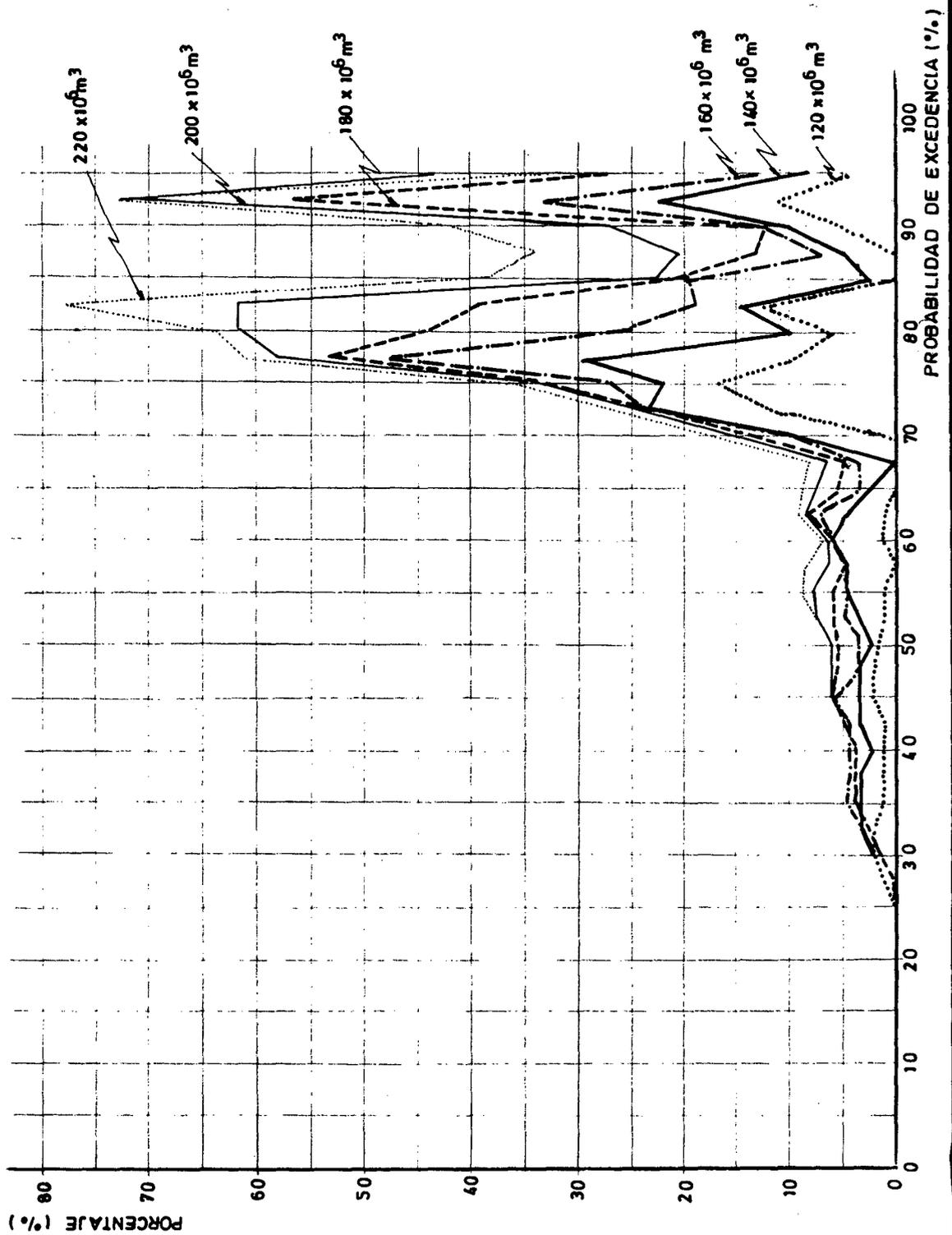
BNA (SIN GENERACION) V/S CAPACIDAD EMBALSE

FIGURA V.A. 1-7

CURVAS DE DURACION DE ENTREGAS ANUALES DEL EMBALSE

FIGURA Nº V.A. 1-8





PORCENTAJES DE AUMENTO DE LA ENTREGA ANUAL CON RESPECTO A LA ENTREGA DEL EMBALSE DE $100 \times 10^6 \text{ m}^3$ EN FUNCION DE LA PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA

FIGURA N° V.A. 1-9

FIGURA N° V.A. 2-1

MEJORAMIENTO DE LA OBRA: INFRAESTRUCTURA ACTUAL DE RIEGO PROGRAMA DE CONSTRUCCION

a) ACTIVIDADES CUYA PROGRAMACION ES INDEPENDIENTE DEL AÑO EN EL QUE SE INICIA LA OPERACION DE LAS OBRAS MATRICES

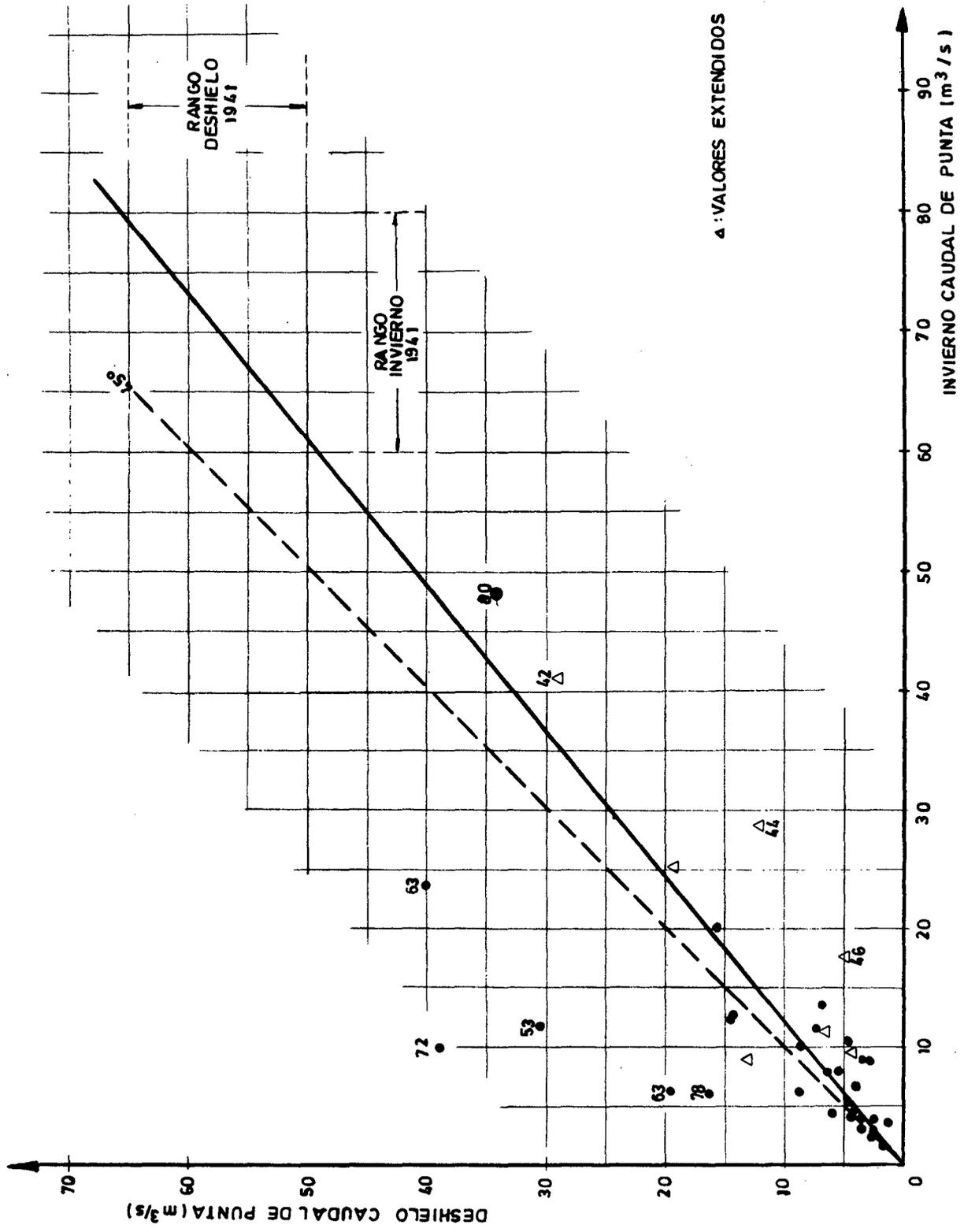
| ACTIVIDAD N° | DESIGNACION | UNIDAD | CANTIDAD | AÑO 1 | | | | | | | | | | | | AÑO 2 | | | | | | | | | | | | AÑO 3 | | | | | | | | | | | | AÑO 4 | | | | | | | | | | | | AÑO 5 | | | | | | | | | | | | AÑO 6 | | | | | | | | | | | | FONDEACION % | | | | | | | | | | | | |
|--------------|--|-------------|-----------|--------|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|--------|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|--------|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|-------|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|-------|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|-------|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|--------------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|-------|
| | | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | | | | | | | | | | | | | |
| | AÑO DEL PROYECTO | | | 1 | | | | | | | | | | | | 2 | | | | | | | | | | | | 3 | | | | | | | | | | | | 4 | | | | | | | | | | | | 5 | | | | | | | | | | | | 6 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1.. | PROYECTO DE MEJORAMIENTO EN LOS RIOS EL CARMEN Y EL TRANSITO | miles de \$ | 107.944 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | - Estudios de Ingenieria | | | 80 | | | | | | | | | | | | 100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 4.23 | | | | | | | | | | | | |
| | -Ejecución de obras | | | | | | | | | | | | | | | 50 | | | | | | | | | | | | 100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 95.77 |
| | Avance de la construcción | % | Parcial | 3.38 | | | | | | | | | | | | 48.73 | | | | | | | | | | | | 47.89 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | % | Acumulado | 3.38 | | | | | | | | | | | | 52.11 | | | | | | | | | | | | 100.00 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Inversión en años calendario | | | 3.649 | | | | | | | | | | | | 52.601 | | | | | | | | | | | | 51.694 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Desglose de la inv. en años del proyecto | | | 3.649 | | | | | | | | | | | | 41.807 | | | | | | | | | | | | 41.355 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | 10.794 | | | | | | | | | | | | 10.339 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Inversión en años del proyecto | | | 14.443 | | | | | | | | | | | | 52.145 | | | | | | | | | | | | 41.355 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

FIGURA N° V.A. 2- 2

OBRA: MEJORAMIENTO DE LA INFRAESTRUCTURA ACTUAL DE RIEGO PROGRAMA DE CONSTRUCCION

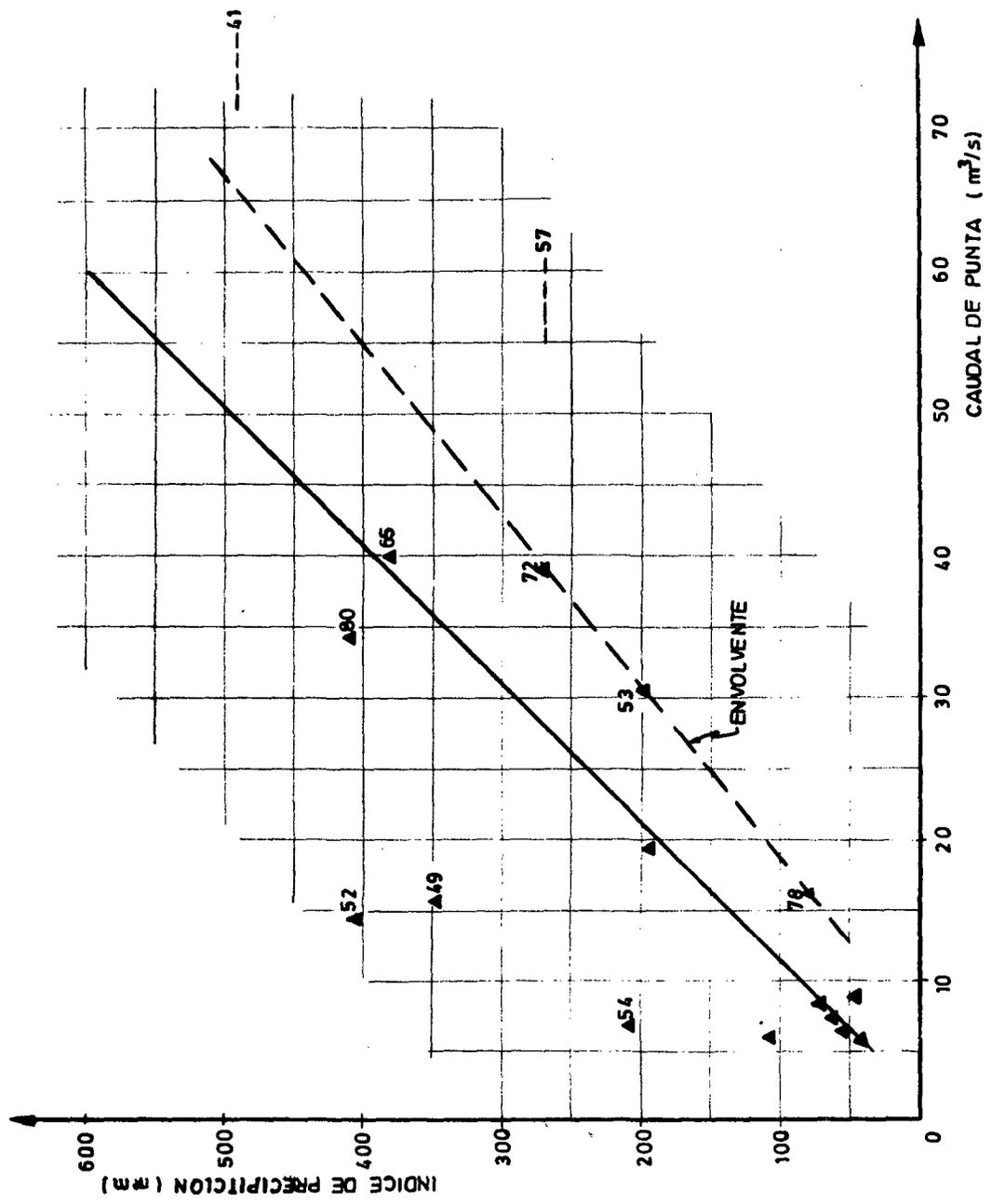
b) ACTIVIDADES CUYA PROGRAMACION DEPENDE DEL AÑO EN QUE SE INICIO LA OPERACION DE LAS OBRAS MATRICES

| ACTIVIDAD N° | DESIGNACION | UNIDAD | CANTIDAD | AÑO DE PROYECTO | | | | | | | | | | | | FONDEACION % |
|--------------|---|-------------|-----------------|-----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------------|
| | | | | AÑO-3 | AÑO-2 | AÑO-1 | AÑO 0 | AÑO 1 | AÑO 2 | AÑO 3 | AÑO 4 | AÑO 5 | AÑO 6 | AÑO 7 | AÑO 8 | |
| | AÑO DE PROYECTO | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2. | PROYECTO DE MEJORAMIENTO EN EL RIO HUASCO | miles de \$ | 342.560 | | | | | | | | | | | | | |
| | - Estudio de Ingenieria | | | | | | | | | | | | | | | 4.00 |
| | - Ejecución de Obras | | | | | | | | | | | | | | | 90.61 |
| 3. | PROYECTOS DE LAS OBRAS COMPLEMENTARIAS PARA LOS SUELOS DE NUEVO RIEGO | miles \$ | 3.049 | | | | | | | | | | | | | |
| | - Estudio de Ingenieria | | | | | | | | | | | | | | | 0.04 |
| | - Ejecución de Obras | | | | | | | | | | | | | | | 0.80 |
| 4. | PROYECTO DE OBRAS PARA LA REHABILITACION DE SUELOS | miles \$ | 16.485 (75.998) | | | | | | | | | | | | | |
| | - Estudio de Ingenieria | | | | | | | | | | | | | | | 0.19 |
| | - Ejecución de Obras | | | | | | | | | | | | | | | 4.36 |
| | Avance de la Construcción | % | Parcial | | | | | | | | | | | | | 100.00 |
| | | % | Acumul. | | | | | | | | | | | | | |
| | Inversión en años calendario | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Desglose de la inversión en años del proyecto | | | | | | | | | | | | | | | |
| | Inversión en años del proyecto | | | | | | | | | | | | | | | |



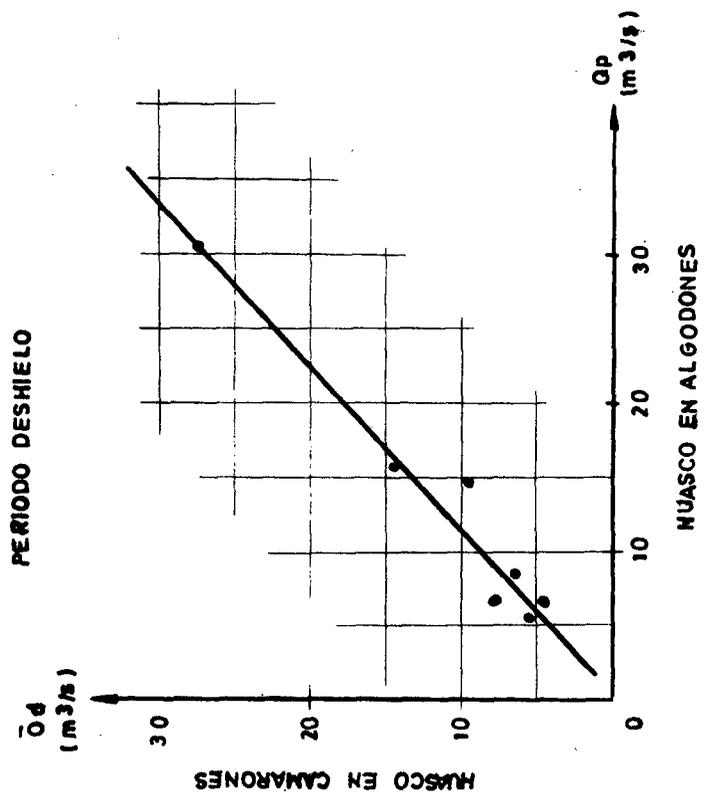
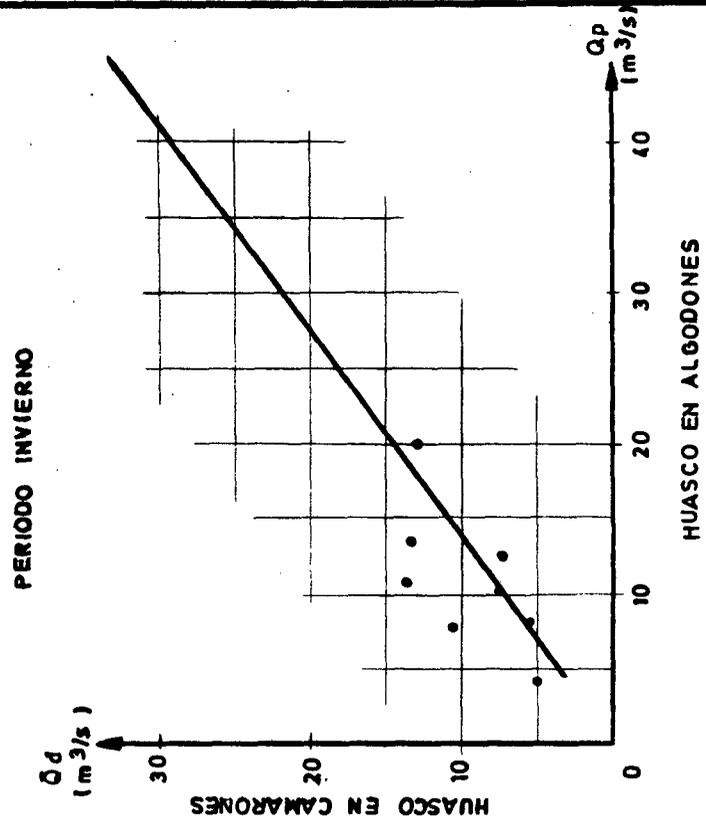
HUASCO EN ALGODONES
 RELACION DE CAUDALES DE PUNTA DESHIELO
 VERSUS CAUDALES DE PUNTA DE INVIERNO

FIGURA Nº V.A. 3-1



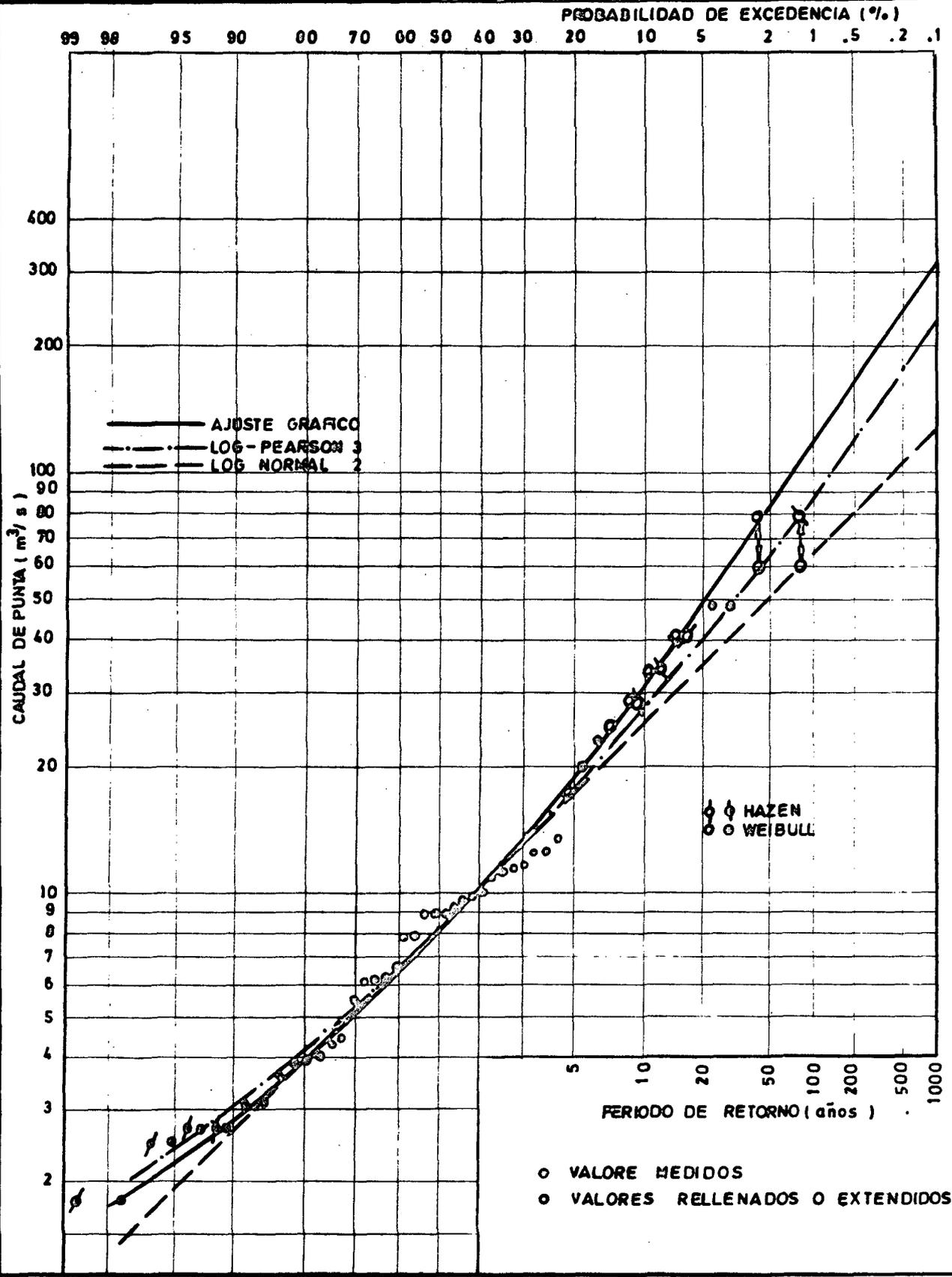
HUASCO EN ALGODONES RELACION PRECIPITACION-
 ESCORRENTIA PERIODO DESHIELO

FIGURA Nº V.A. 3-2



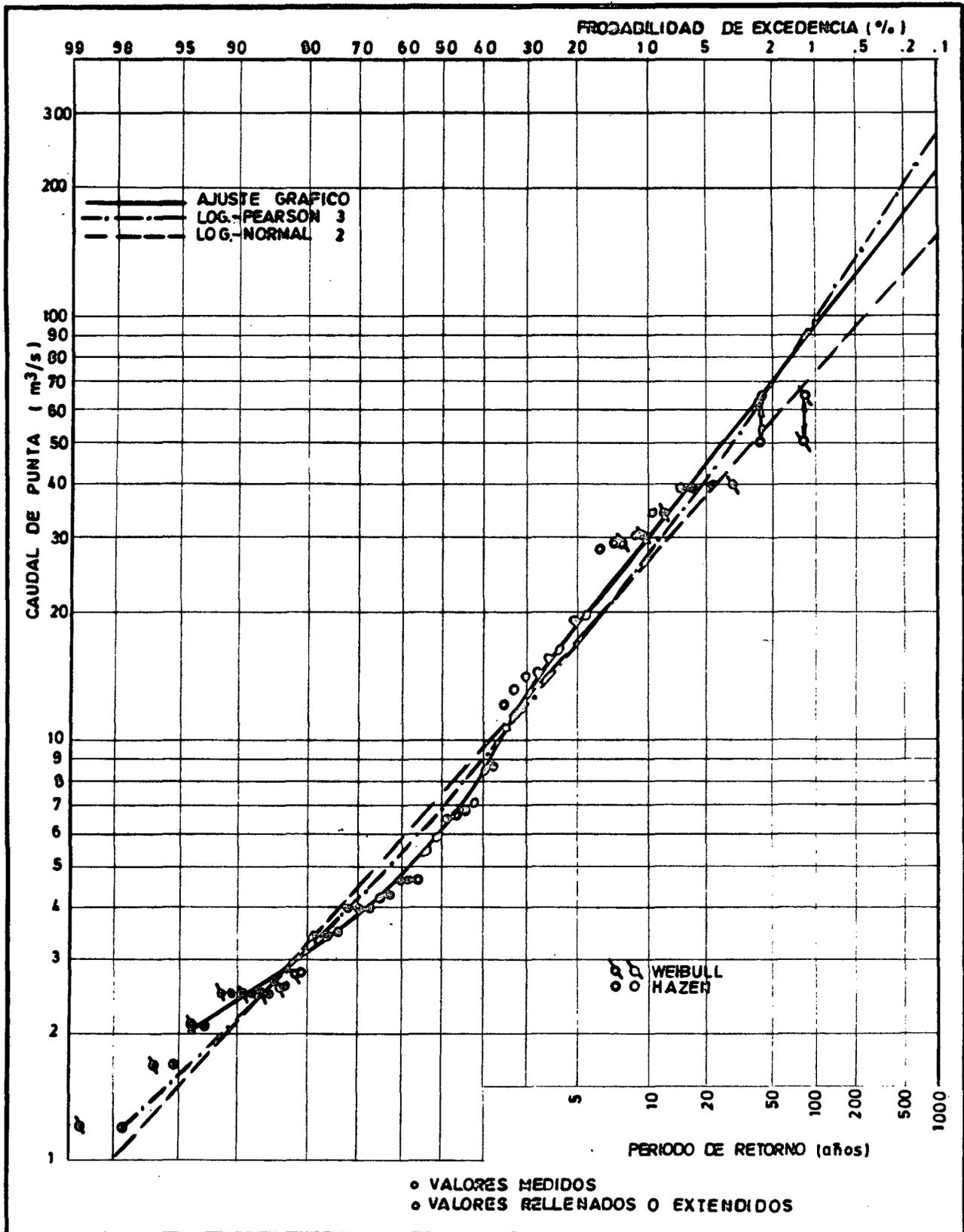
RELACIONES HUASCO EN CAMARONES (Q. DIARIOS)
VS. HUASCO EN ALGODONES (Q. MAXIMOS)

FIGURA N° V.A. 3-3



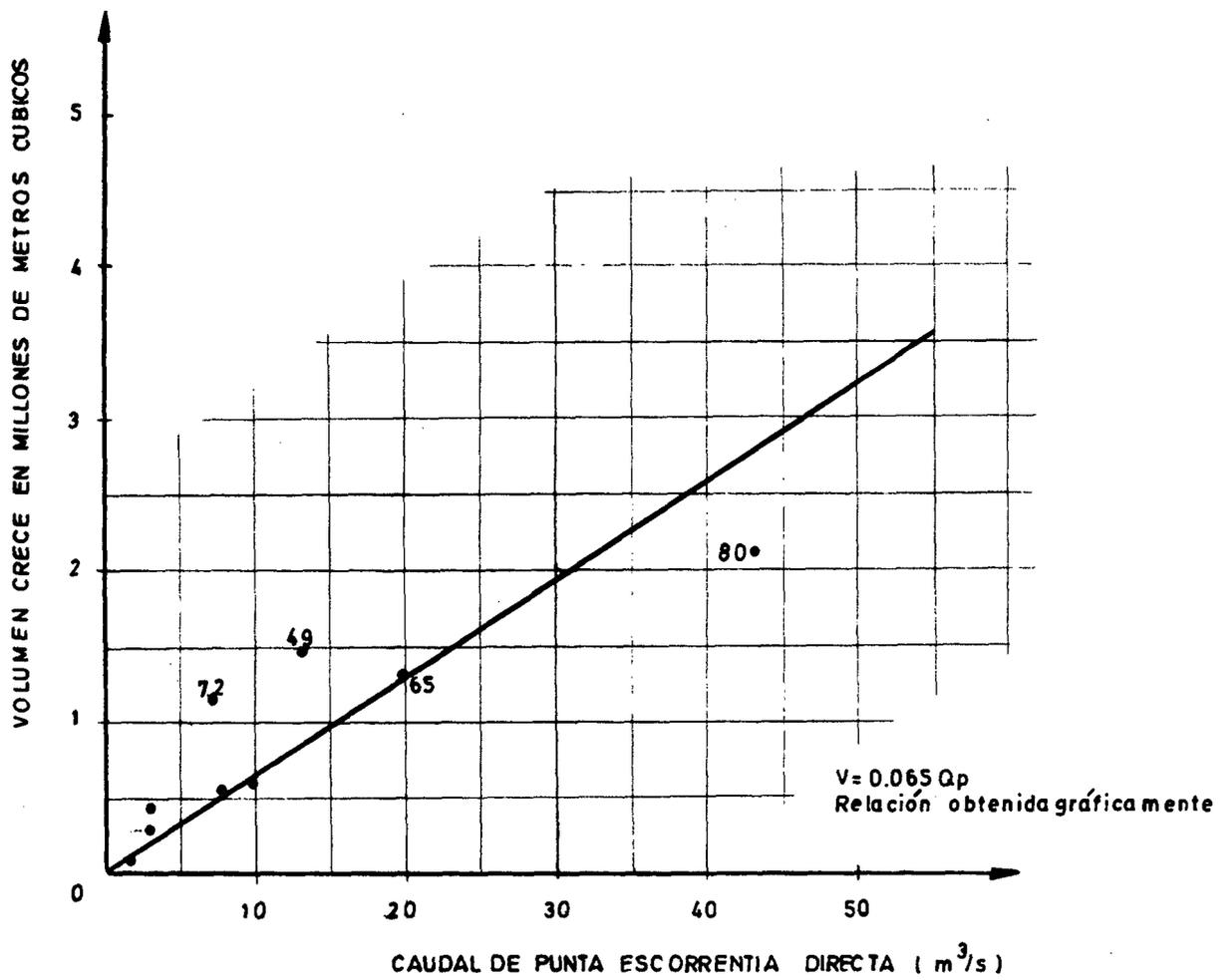
HUASCO EN ALGODONES
 GASTOS MAXIMOS INSTANTANEOS
 SERIE DE MAXIMOS DE INVIERNO
 PERIODO 1941 1982

FIGURA N° V. A. 3-4



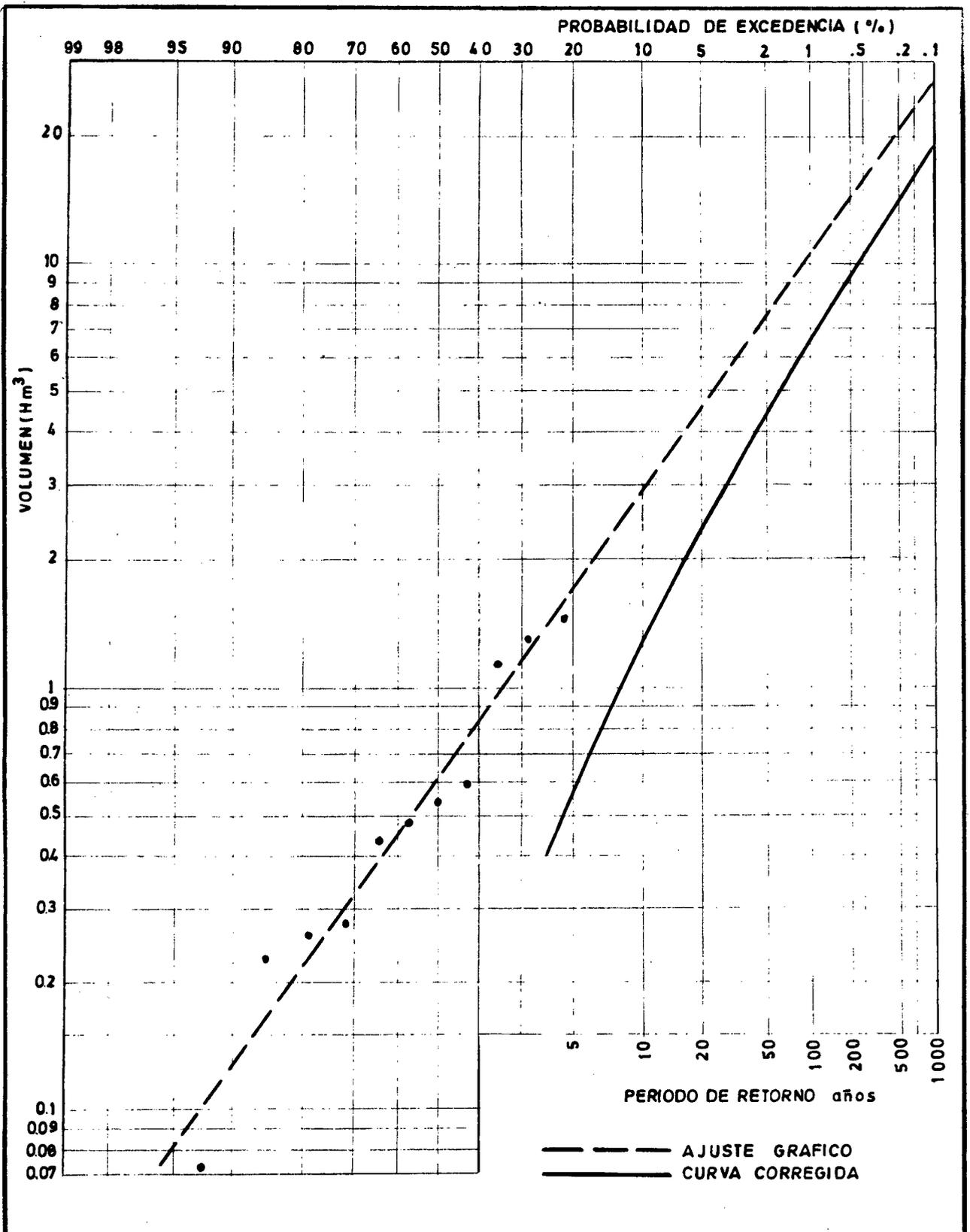
HUASCO EN ALGODONES
 GASTOS MAXIMOS INSTANTANEOS
 SERIE DE MAXIMOS DE DESHIELO
 PERIODO 1941 - 1982

FIGURA N° V.A. 3-5



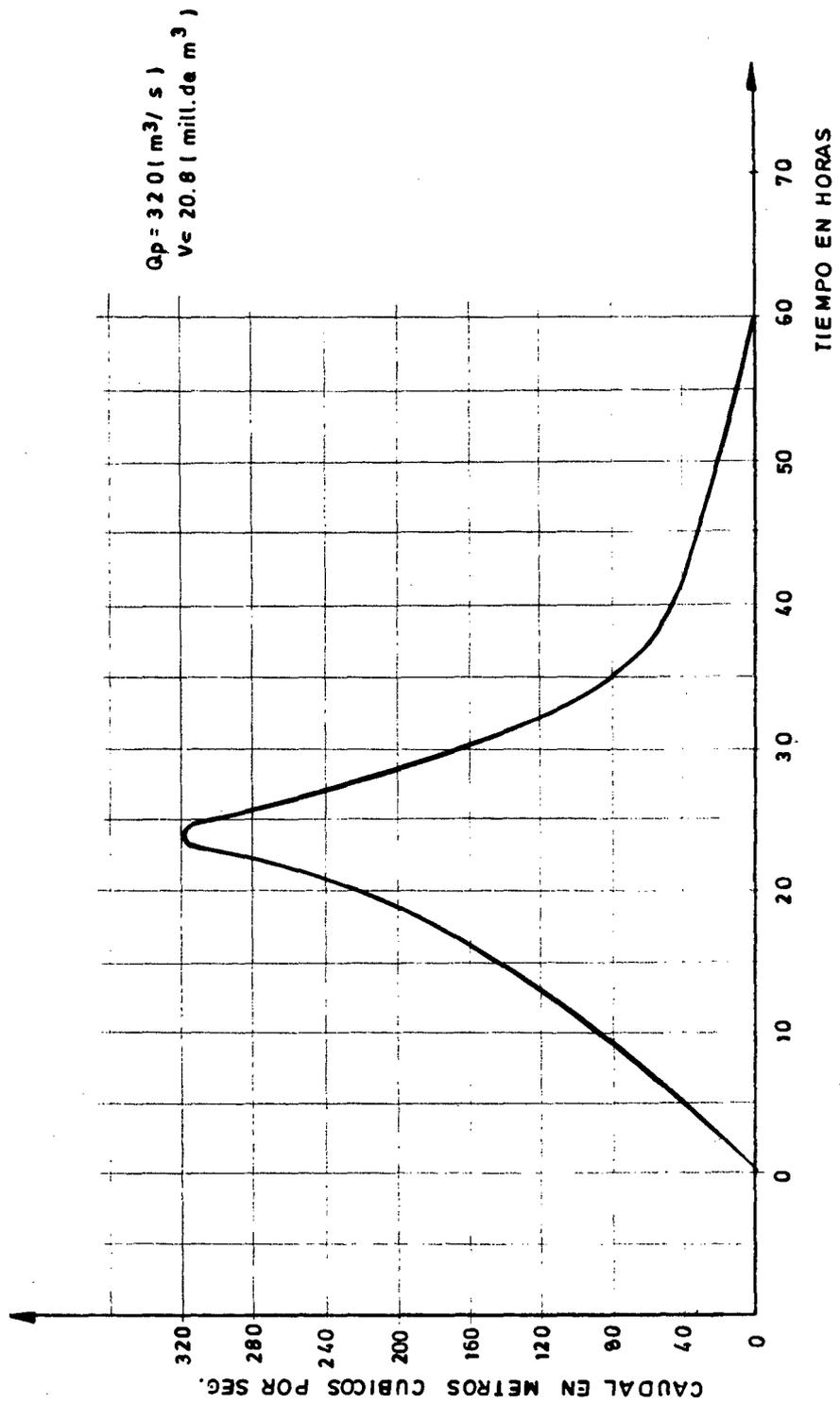
RELACION VOLUMEN DE ESCORRENTIA DIRECTA
CRECIDAS PLUVIALES VS. GASTO MAXIMO

FIGURA N° V.A. 3-6



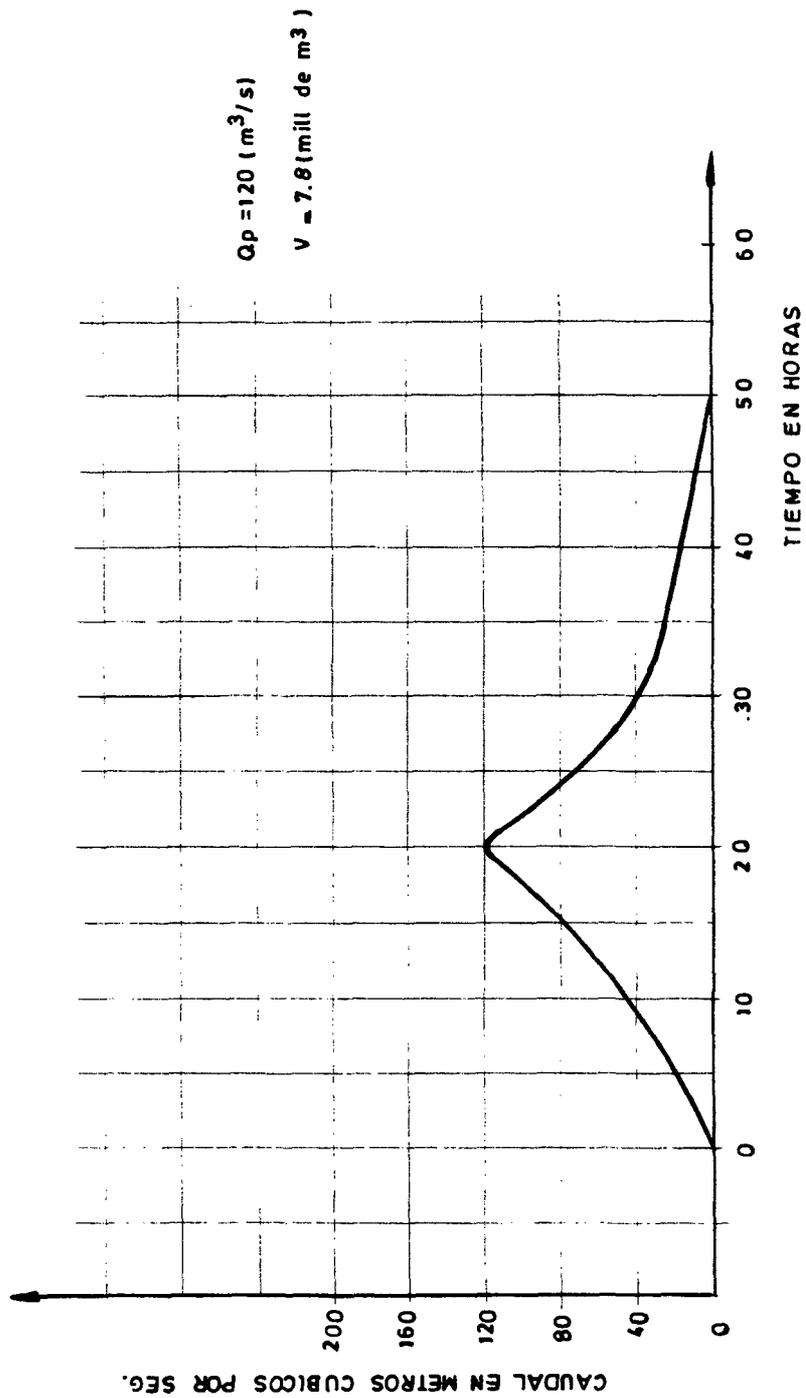
HUASCO EN ALGODONES
 VOLUMENES DE ESCORRENTIA
 DIRECTA CRECIDAS PLUVIALES
 PERIODO 1949-1982

FIGURA N° V.A. 3-7



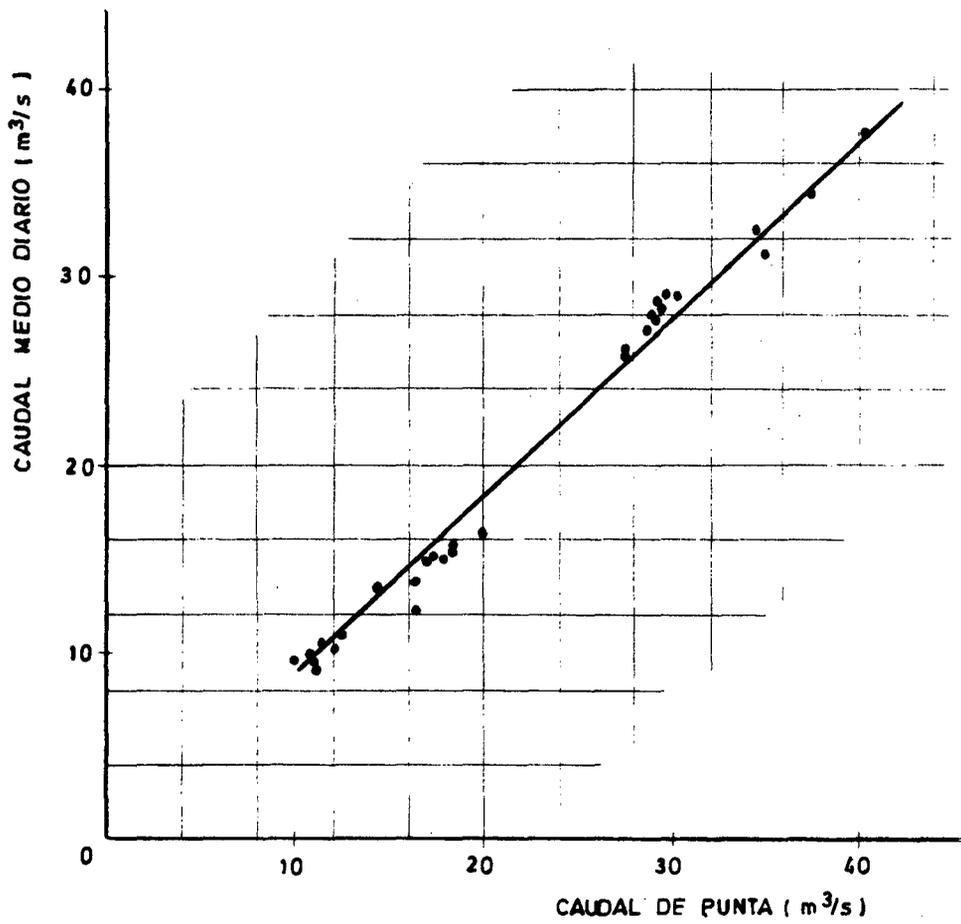
HUASCO EN ALGODONES HIDROGRAMA DE CRECIDA PLUVIAL CON PERIODO DE RETORNO DE 1000 AÑOS

FIGURA N° V.A. 3-8



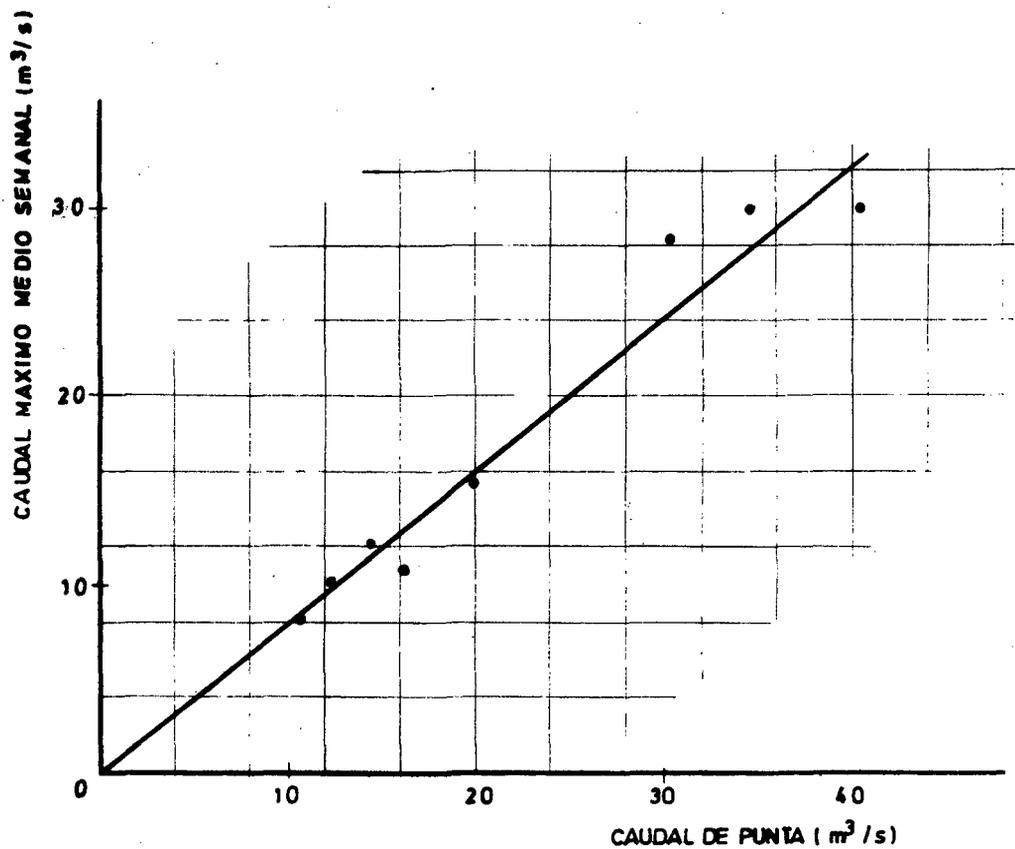
HUASCO EN ALGODONES HIDROGRAMA DE CRECIDA
 PLUVIAL CON PERIODO DE RETORNO DE 100 AÑOS

FIGURA Nº V.A. 3-9



HUASCO EN ALGODONES
 PERIODO DESHIELO
 RELACION \bar{Q} . DIARIO - Q. MAXINSTANTANEO

FIGURA Nº V.A. 3 - 10



HUASCO EN ALGODONES
 PERIODO DESHIELO
 RELACION Q. MAX. SEMANAL - Q. MAX. INSTANTANEO

FIGURA N° V.A. 3-11

PERFIL ESTRATIGRAFICO 1-1

FIGURA Nº V.A. 3-12

COTA TERRENO
m.s.n.m.

765
760
755
750
745
740
735
730

SR-2

COTA ROCA
763.16

SR 5

COTA ROCA
761.45

CUBIERTA HUMIFERA

FLUVIAL SUELTO MODERNO

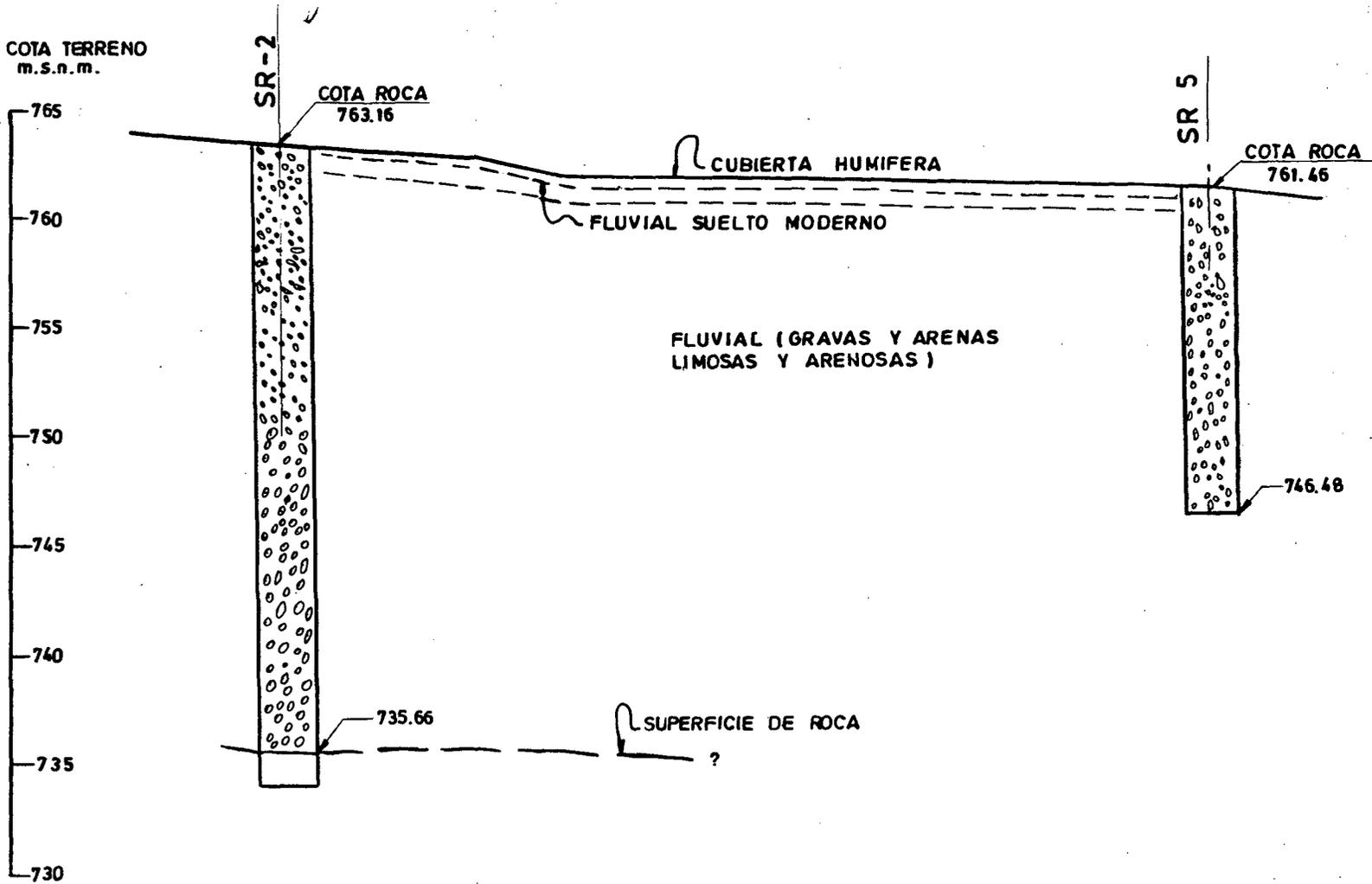
FLUVIAL (GRAVAS Y ARENAS
LIMOSAS Y ARENOSAS)

746.48

735.66

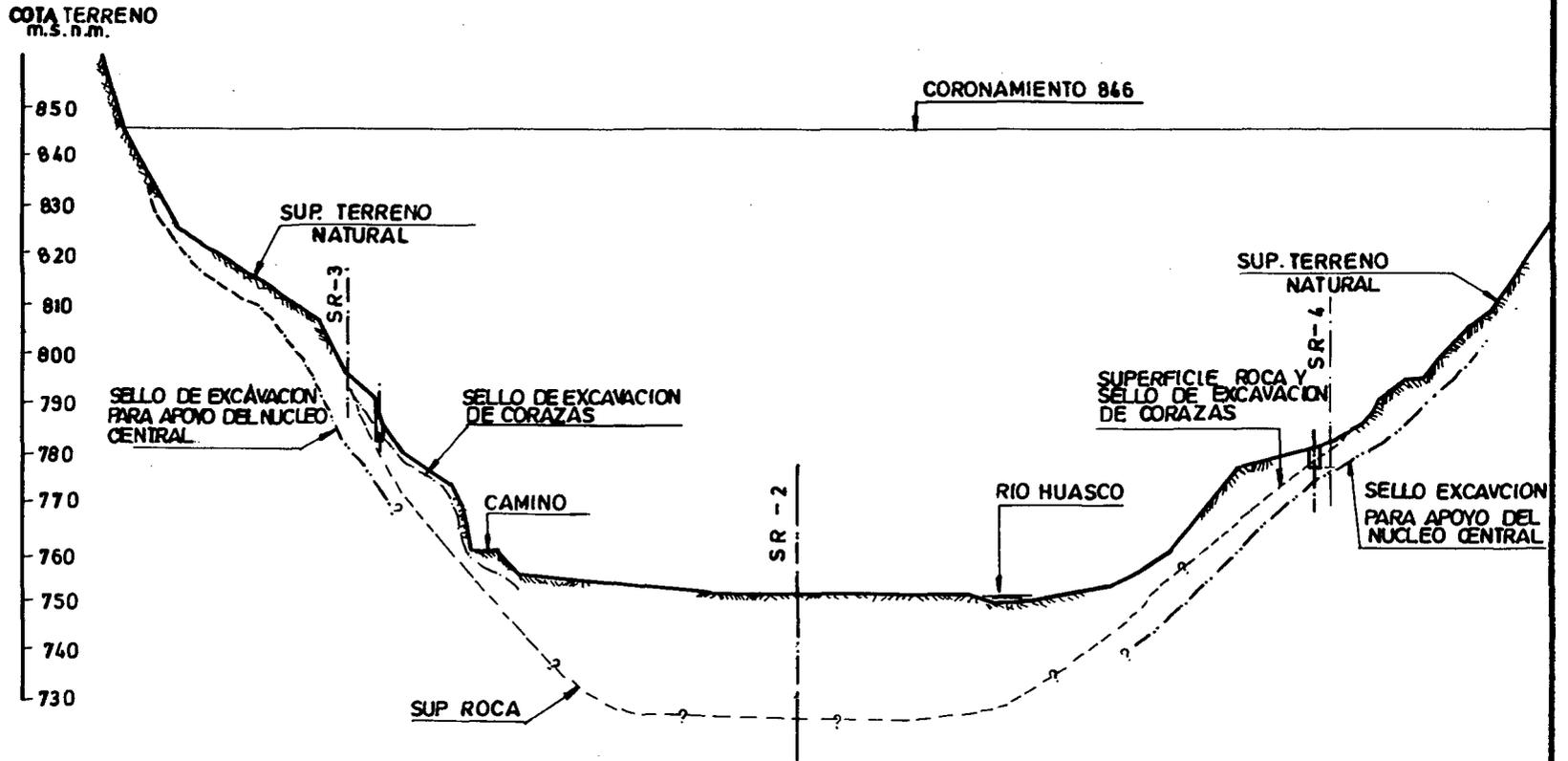
SUPERFICIE DE ROCA

?



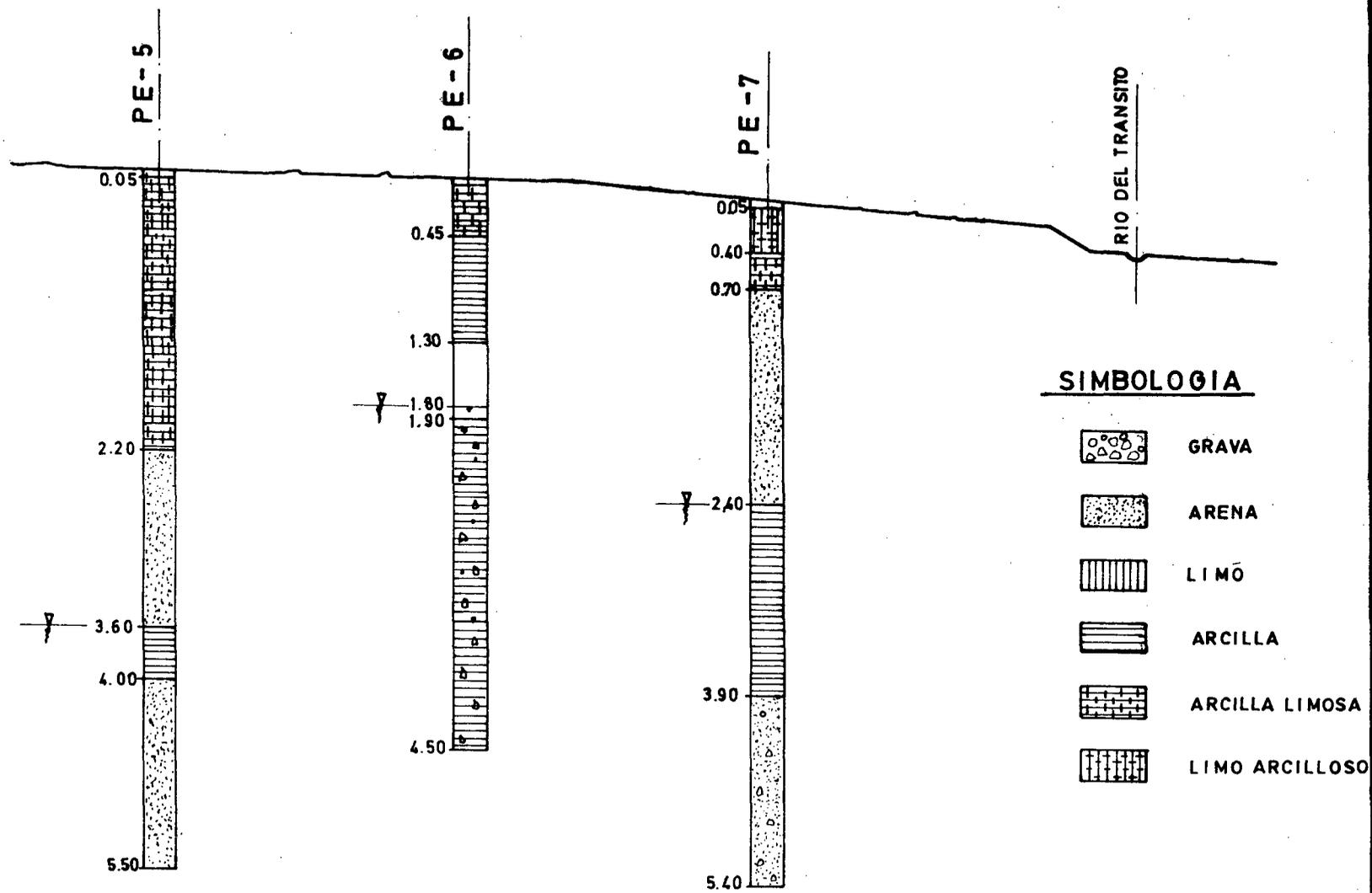
PERFIL ESTRATIGRAFICO 2-2
Y SELLOS DE EXCAVACION PROBABLES

FIGURA Nº V.A. 3-13



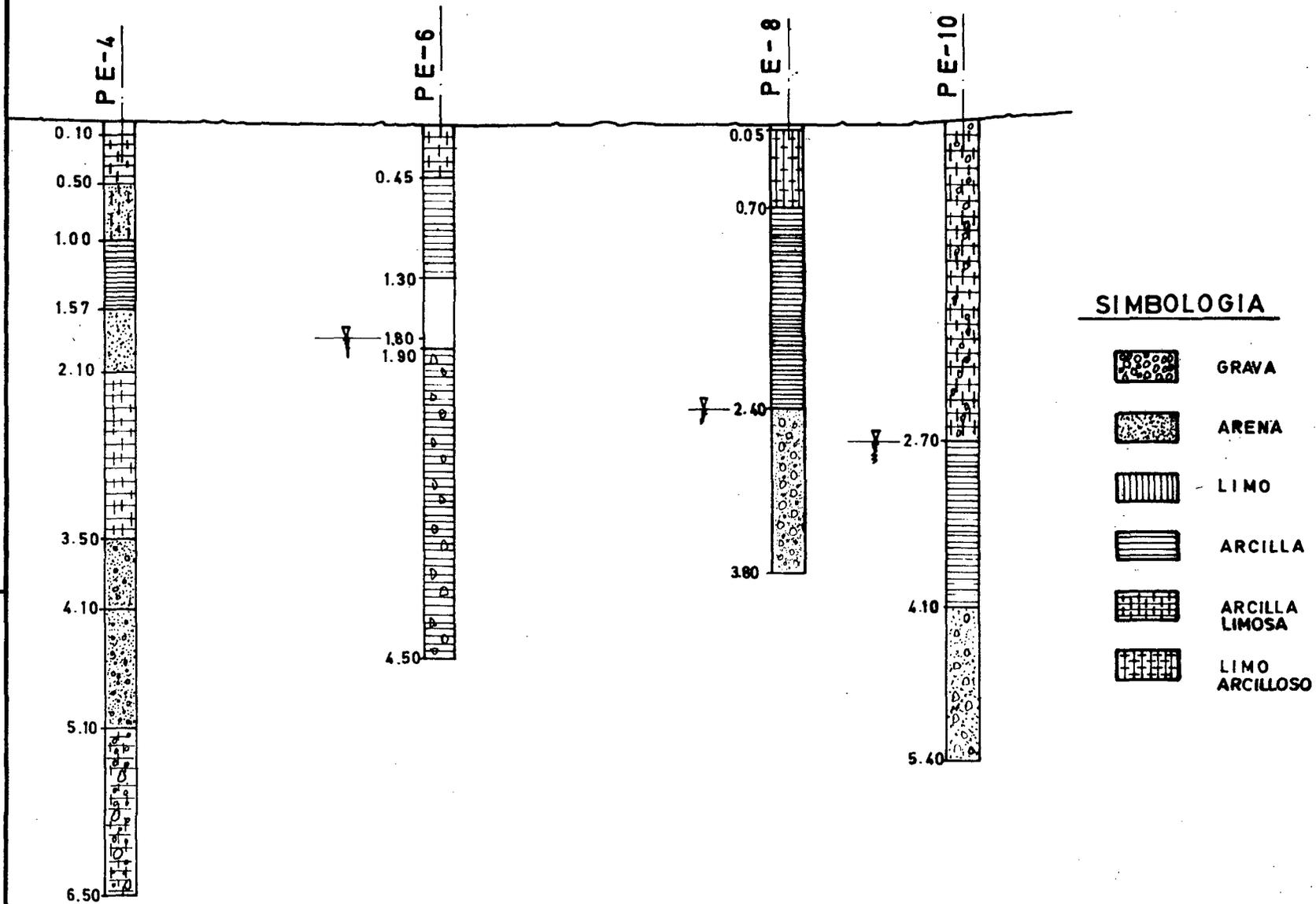
PERFIL ESTRATIGRAFICO 1-1

FIGURA Nº V.A. 3-14



PERFIL ESTRATIGRAFICO 2-2

FIGURA No V. A. 3-15



E. C. ROWE & ASOC.
 INGENIEROS CIVILES
 LAB MECANICA DE SUELOS

GRAVAS ARCILLOSAS PARA
MATERIAL DE NUCLEO

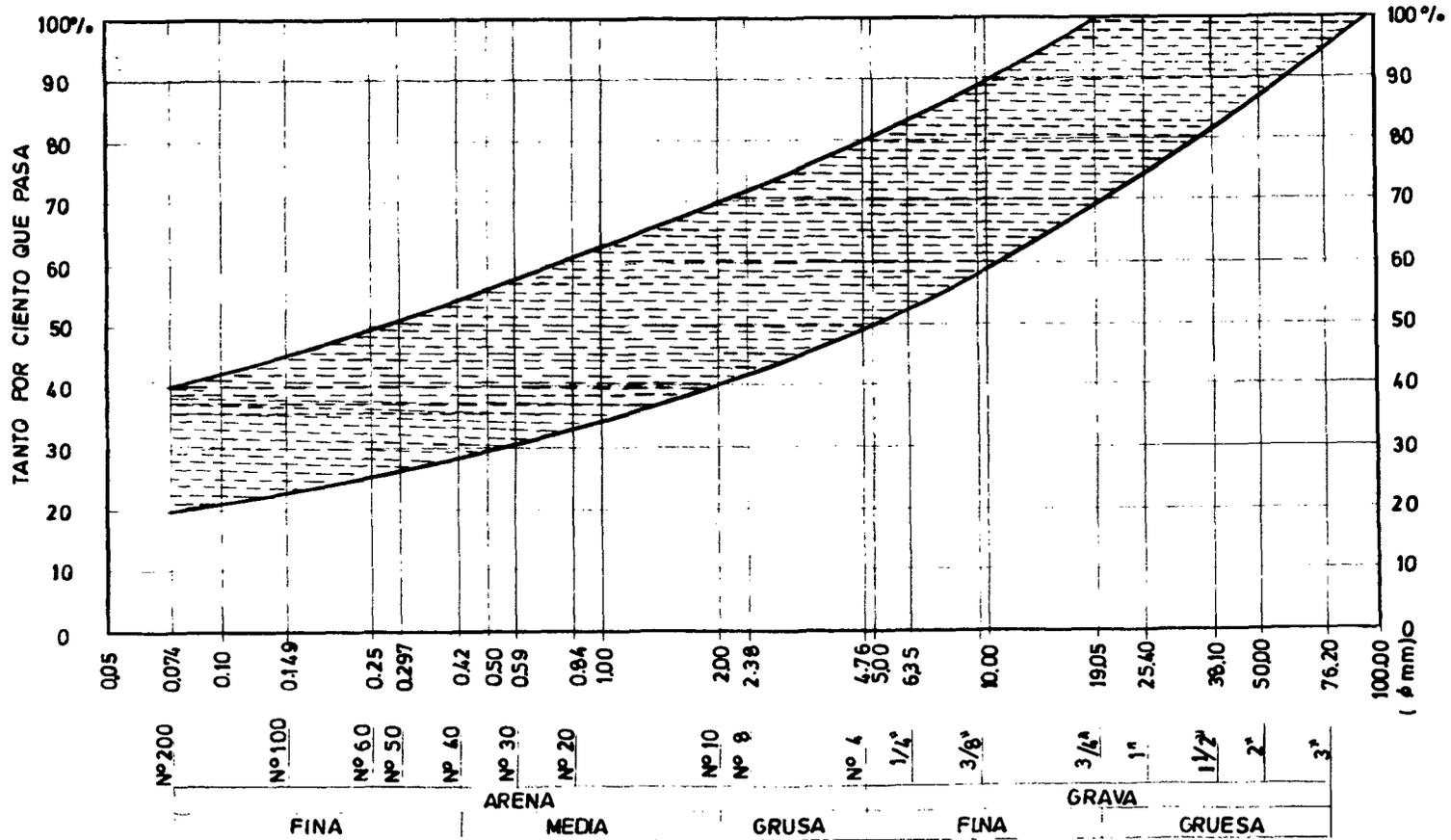


GRAFICO DE GRANULOMETRIA

FIGURA Nº V.A. 3-16

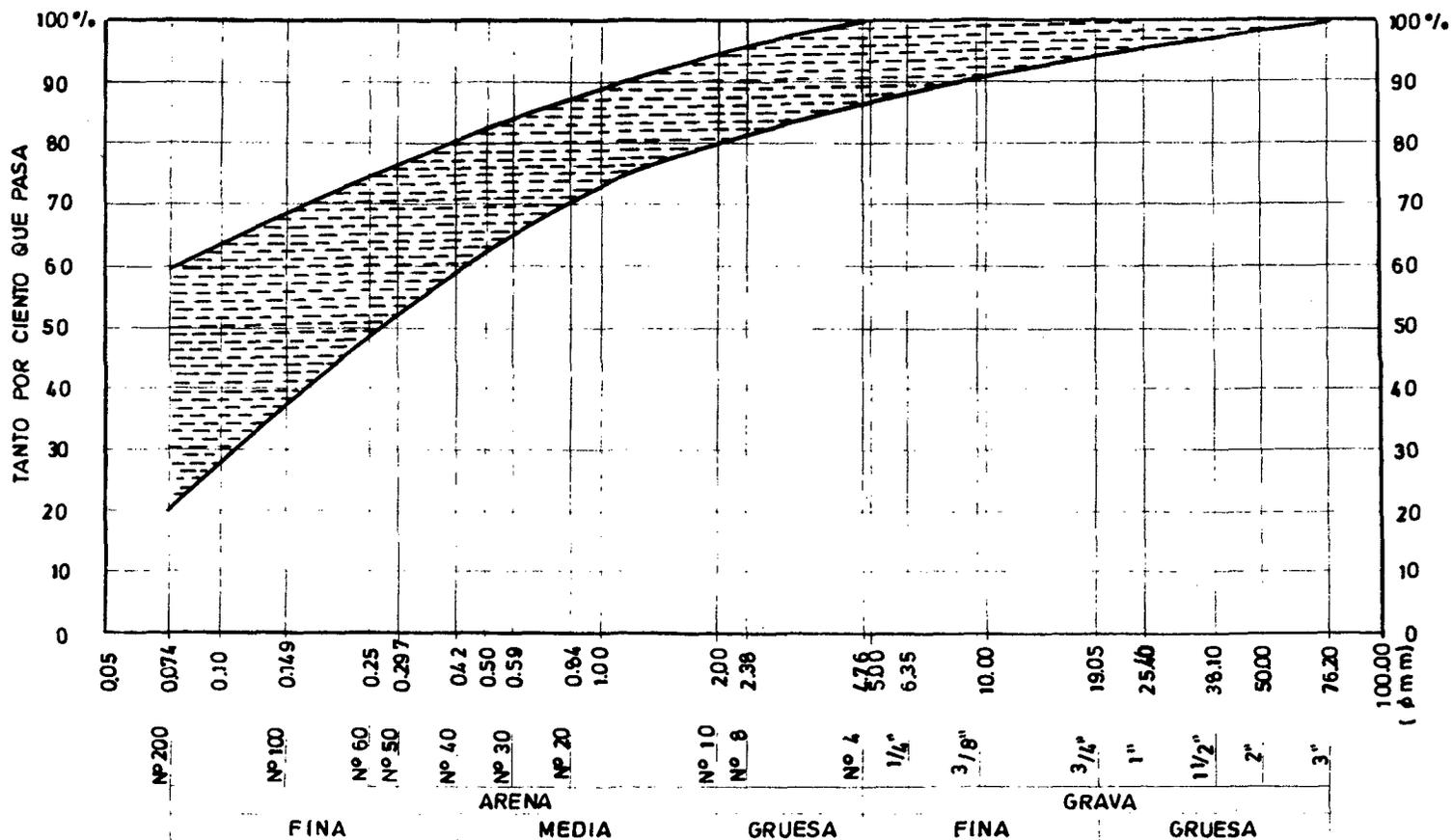
OPERADOR: _____

FECHA: _____

OBSERV.: _____

E. C. ROWE & ASOC.
 INGENIEROS CIVILES
 LAB. MECANICA DE SUELOS

ARENAS ARCILLOSAS PARA
MATERIAL DE NUCLEO



OPERADOR : _____

FECHA : _____

OBSERV : _____

GRAFICO DE GRANULOMETRIA

FIGURA Nº V.A. 3-17

E. C. ROWE & ASOC.
 INGENIEROS CIVILES
 LAB. MECANICA DE SUELOS

GRAVAS ARENOSAS PARA
MATERIAL DE CORAZAS

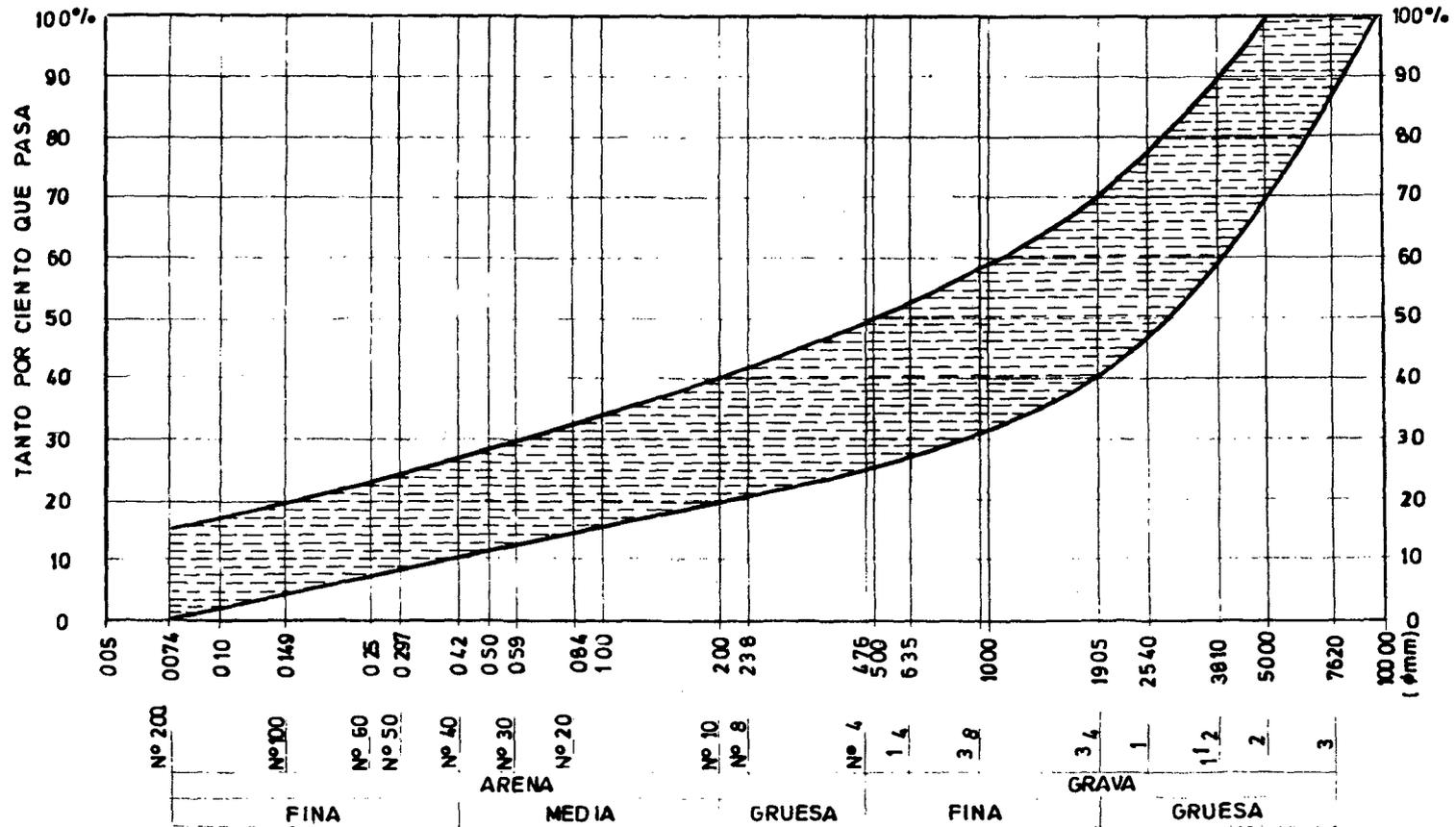


GRAFICO DE GRANULOMETRIA

FIGURA N° VA. 3-18

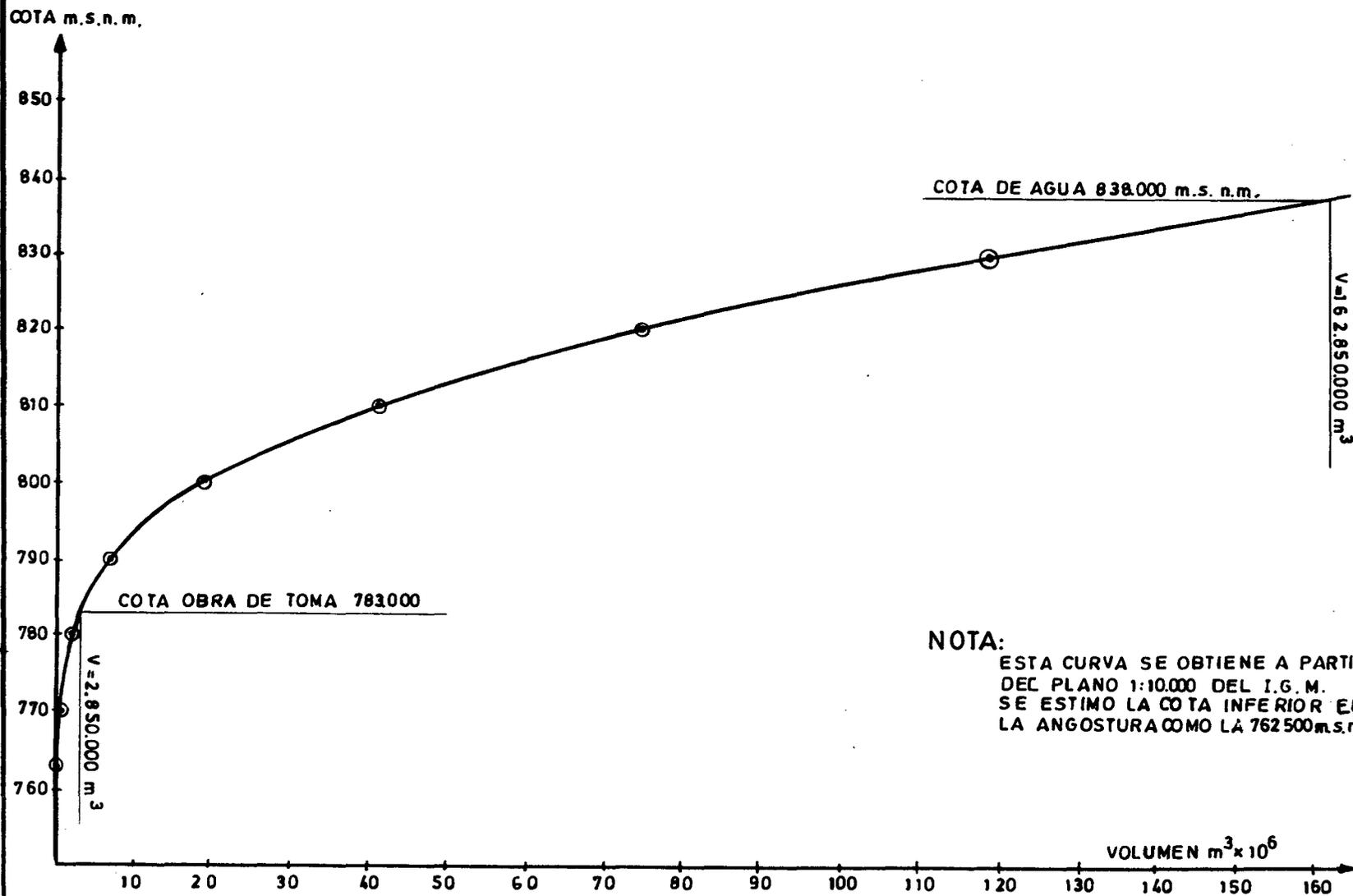
OPERADOR: _____

FECHA: _____

OBSERV: _____

CURVA VOLUMEN VERSUS COTA

FIGURA Nº V.A. 3-19

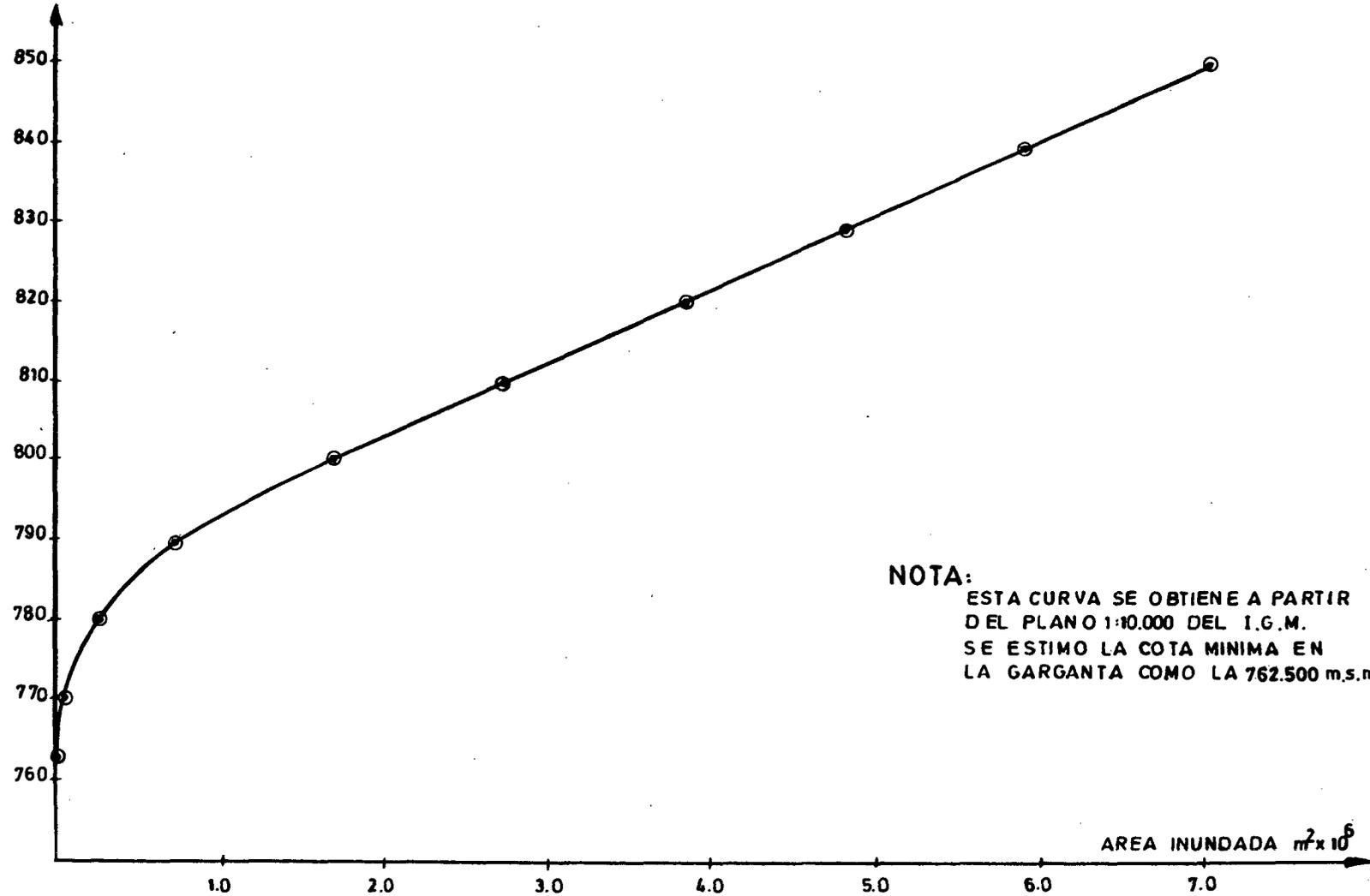


NOTA:
ESTA CURVA SE OBTIENE A PARTIR
DEL PLANO 1:10.000 DEL I.G.M.
SE ESTIMO LA COTA INFERIOR EN
LA ANGOSTURA COMO LA 762500m.s.n.m.

CURVA AREA INUNDADA VERSUS COTA

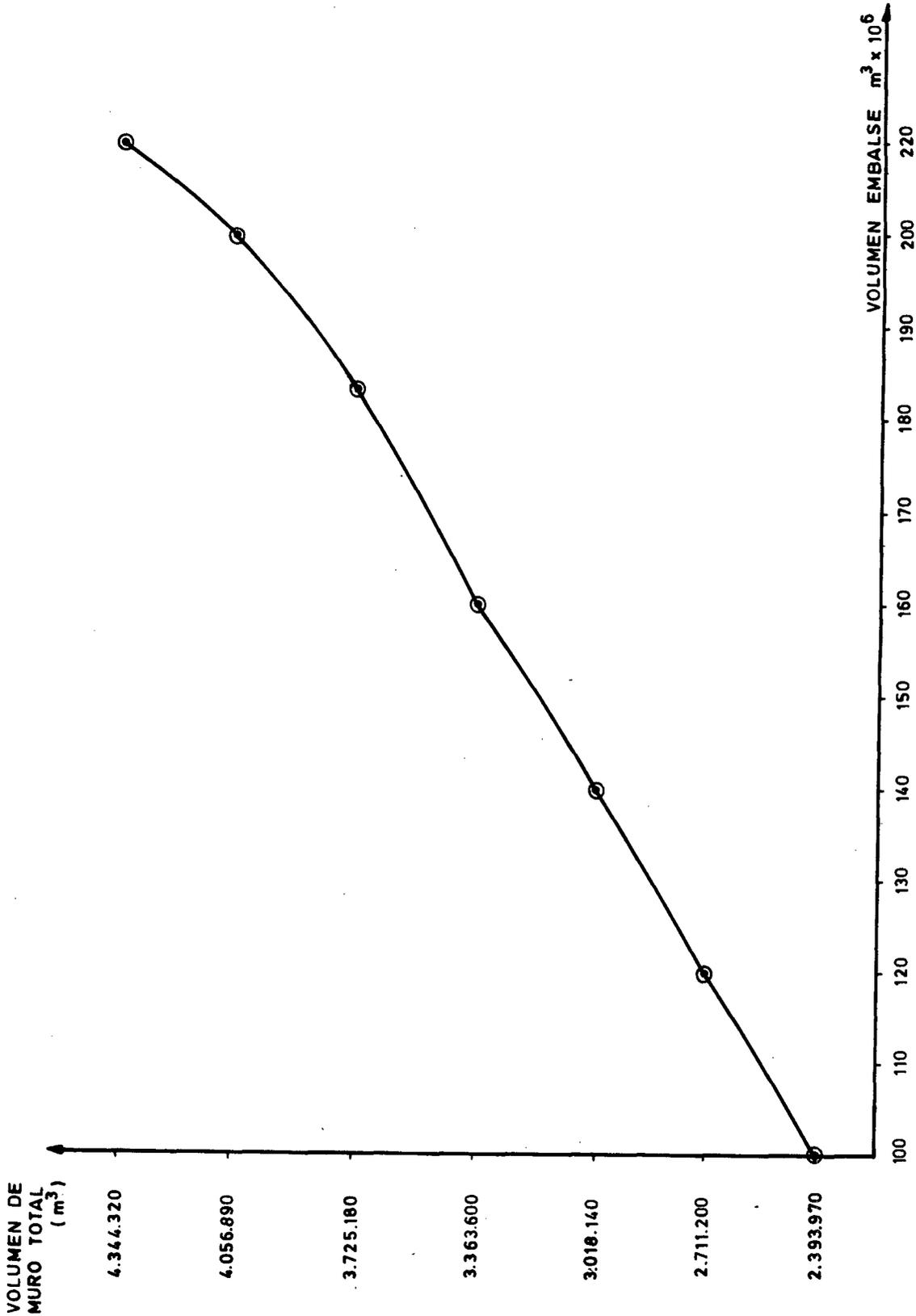
FIGURA Nº V.A. 3-20

COTA m.s.n.m.



NOTA:

ESTA CURVA SE OBTIENE A PARTIR
DEL PLANO 1:10.000 DEL I.G.M.
SE ESTIMO LA COTA MINIMA EN
LA GARGANTA COMO LA 762.500 m.s.n.m.



CURVA VOLUMEN MURO VERSUS VOLUMEN EMBALSE

FIGURA Nº V. A. 3-21

PROGRAMA DE CONSTRUCCION

OBRA: CENTRAL HIDROELECTRICA

| ACTIVIDAD N° | DESIGNACION | UNIDAD | CANTIDAD | AÑO 1 | | | | | | | | | | | | AÑO 2 | | | | | | | | | | | | AÑO 3 | | | | | | | | | | | | AÑO 4 | | | | | | | | | | | | AÑO 5 | | | | | | | | | | | | AÑO 6 | | | | | | | | | | | | PONDERACION % | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------------------|----------------------------|--------|----------|----------|-----------|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|---------|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|---------|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|---------|--------|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|---------|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|-------|---|---|---|---|---|---|---|---|----|----|----|---------------|--------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|---------|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|--|
| | | | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 01 | Ingeniería | | | MAYO 85 | | | | | | | | | | | | MAYO 86 | | | | | | | | | | | | MAYO 87 | | | | | | | | | | | | MAYO 88 | | | | | | | | | | | | MAYO 89 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 02 | Grupo turbina-generator | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 03 | Subestación eléctrica | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 04 | Sala de máquinas | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 20 | | | | | | | | | | | | 100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 05 | Caminos de acceso | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 06 | Modificac. línea existente | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 07 | Imprevistos y varios | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 20 | | | | | | | | | | | | 100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 08 | Supervision construcción | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 20 | | | | | | | | | | | | 100 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Avance de la Construcción | | | | % | Parcial | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 62,25 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 2,79 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 34,96 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | % | Acumulada | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 62,25 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 65,04 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 100,0 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Inversión | | | | miles \$ | Parcial | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 91.296 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 4.092 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 51.272 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | miles \$ | Acumulado | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 91.296 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 95.388 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | 146.660 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

ANEXO Nº V.A.1-1

ANTEPROYECTO DEL EMBALSE SANTA JUANA

ANTEPROYECTO DEL EMBALSE SANTA JUANA1. Características geológicas y geotécnicas.1.1 Marco geológico general.

La región precordillerana al oriente de Vallenar comprende esencialmente rocas estratificadas de origen volcánico y sedimentario, atravesadas profusamente por rocas intrusivas. Las secuencias de rocas estratificadas se asignan en esta área a la formación Bandurrias y al grupo Chañarcillo, ambos de edad Neocomiana (Cretácico Inferior), y a la formación Cerrillos de edad Cretácico Superior a Terciario Inferior.

La formación Bandurrias se extiende en el sector más occidental del área conformada fundamentalmente por rocas volcánicas continentales (andesitas, brechas andesíticas, tobas, etc.), con intercalaciones de rocas sedimentarias marinas (calizas, calciarenitas, etc.).

El grupo Chañarcillo en cambio, que se extiende al oriente de la formación Bandurrias y con la cual engrana lateralmente, lo integran varias formaciones que muestran un marcado predominio de los niveles sedimentarios marinos, particularmente de calizas, con sólo algunas intercalaciones de rocas volcánicas.

La formación Cerrillos es exclusivamente de origen volcánico y la integran riolitas y/o dacitas, andesita, brechas y tobas, con algunas intercalaciones de rocas sedimentarias de origen lacustre (lutitas, areniscas y areniscas conglomerádicas).

Las rocas intrusivas corresponden principalmente a granodioritas y, eventualmente, a cuerpos menores de andesitas porfíricas intrusivas.

1.2 Geología local en Santa Juana1.2.a Descripción general.

El sitio de embalse Santa Juana se ubica en un área donde aflora el grupo Chañarcillo, que está regionalmente caracterizado por unidades de rocas calcáreas. No obstante, en el sitio se reconoce una secuencia conformada predominantemente por tobas dacíticas (algunas ignimbríticas) y rocas sedimentarias de material clásticos y volcánicas (lutitas (?)). Algunos afloramientos de rocas intrusivas equigranulares se observan también en el área.

La roca del lugar elegido presenta en general una alteración a sericita y arcilla. Su dureza es moderadamente dura (D_2) y está sólo levemente meteorizada (W_1).

La estratificación en el sitio Santa Juana se observa ligeramente inclinada y en plegamiento suave, en actitud favorable a la orientación del muro proyectado. Los afloramientos están marcados sin embargo, especialmente en el flanco izquierdo del valle, por un fracturamiento sub-paralelo de dirección general E-W, que tiene una frecuencia mediana. La roca se rompe en fragmentos y bloques pequeños.

1.2.b Contenido calizo de las rocas Chañarcillo.

Según K. Segerstrom, el grupo Chañarcillo se compondría de una secuencia de cuatro formaciones marinas: Abundancia, Nantoco, Totoralillo y Pabellón; este grupo aflora en forma destacada desde el área Teresita Chulo (provincia de Atacama), hasta la región de Vallenar, aproximadamente 145 km. hacia el sur. Una sección completa del grupo Chañarcillo está expuesta en la quebrada Melendez, 16 km. al sur del área de la mina Teresita, donde yace sobre lava maciza de la formación Punta del Cobre, la cual es la más antigua de las formaciones en la región; en ese lugar, la sucesión litológica general de abajo hacia arriba, es como sigue:

La formación basal Abundancia consiste en 30 m. de caliza y arenisca (derivada de rocas volcánicas) alternadas, seguidas por 175 m. de caliza, con intercalaciones de pedernal, arenisca y conglomerado en gran parte derivados de rocas volcánicas. El miembro Alfa de la formación Nantoco consiste aproximadamente de 500 m. de caliza, interrumpida por 22 m. de toba y 6 m. de pedernal; está cubierto por 216 m. de caliza y lutita calcárea interestratificada (miembro Beta), y 124 m. de caliza yesífera (miembro Gama). La formación Totoralillo tiene cerca de 255 m. de espesor y contiene abundante marga y lutita calcárea, como asimismo caliza. La formación Pabellón, que es el miembro superior del grupo, consiste en 430 m. de caliza con abundantes intercalaciones de pedernal, conglomerado y brecha y está intruída por pequeños filones de lamprofiro. Según Corvalán y Pérez (1958), a base de evidencias paleontológicas, este grupo de cuatro formaciones comprenden desde el Valanginiense superior al piso Barremiano del Neocomiano (Cretácico Inferior).

1.2.c Las definiciones geológicas y el registro de los sondeos.

Se desprende de lo dicho en el párrafo precedente, que las rocas del grupo Chañarcillo tienen origen marino dominante, si bien exhiben abundantes intercalaciones de materiales derivados de rocas volcánicas y estarían intruídas por filones de rocas ígneas. En consecuencia, es importante destacar el siguiente análisis efectuado por la Dirección de Riego sobre los testigos de los sondeos de reconocimiento efectuados en este sector durante el período 1953 - 1955.-

"Algo distinto resultaron los sondeos efectuados a lo largo de la traza de la fundación de la cortina, los que de acuerdo con un examen químico, dieron en parte testigos con un porcentaje variable de carbonato de calcio, que según los casos era del orden del 8, 15, 32 y hasta un 55%. Estos testigos provenían de capas generalmente alternadas con mantos con un tenor muy inferior de carbonato de calcio, de suerte que no se puede hablar aquí de formaciones continuas y de una potencia muy apreciable de este material, sino que de una manera general se puede calificar las rocas del conjunto como formaciones de costa metamórficas, las que desde luego contienen siempre, en forma casi inevitable, por lo menos algún débil porcentaje de carbonato de calcio".

"Si bien es cierto, como se ha indicado más arriba, que es difícil suponer que pueda existir un continuidad en los huecos eventuales de los mantos de caliza debido a los desplazamientos verticales entre las numerosas fallas geológicas encontradas en esta zona, se ha observado en cambio, a raíz de los sondeos practicados, que especialmente cerca de la superficie, la roca se presenta sumamente agrietada y que en varios sondeos se perdía el agua que se inyecta para el funcionamiento de las brocas. Esta situación es muy explicable en vista de las deformaciones de expansión que deben haber experimentado las laderas del valle a medida que este se iba profundizando a consecuencia de la erosión, alterando fuertemente las condiciones de deformación del subsuelo".

1.3 Antecedentes geotécnicos

1.3.a Generalidades

Si bien los antecedentes topográficos y geotécnicos disponibles han movido al Consultor a desplazar el eje de la presa estudiada por la Dirección de Riego aproximadamente 50 m. hacia aguas arriba, se estima que en general son aplicables las condiciones obtenidas de los registros de los sondeos perforados por esa Dirección, con las modificaciones derivadas del reconocimiento ocular del sitio en estudio.

1.3.b Ladera izquierda del valle

Si el observador se mueve a lo largo de cualquier curva de nivel del estribo izquierdo, se encuentra con abundantes escombros de bloques de roca desprendidos de los farellones situados a mayor altura y movidos talud abajo gravitacionalmente. Los trozos de roca y el examen de los farellones revela que la roca aparece intensamente agrietada, siendo particularmente notable que las acciones meteorizantes no hayan generado la producción de suelo primario sino en escala muy poco importante, el que se ha depositado fundamentalmente en forma de conos de deyección que cubren parcialmente el pie del talud izquierdo del valle, especialmente en la base de las quebradas laterales.

Se desprendería de esta observación que las rocas del estribo tienen una estructura finamente estratificada en tres direcciones sub-ortogonales que facilitan su destrucción artificial o natural, mientras que la dureza de los

bloques individuales, y su composición mineralógica, inhiben el rápido desarrollo de suelos en yacimiento primario. En lo relativo a la continuidad del macizo y su estado de fisuración interno, interesa destacar las siguientes singularidades de los sondajes perforados en el estribo izquierdo por la Dirección de Riego: - en la siguiente tabla se ha anotado en la tercera columna el número de tramos de cada sondaje perforados en roca, en la cuarta columna el número de tramos que exhiben grietas y en la quinta columna el número de tramos que dieron pérdida de agua de inyección:

| (1) Sondaje Nº | (2) Profundidad perforada m | (3) Nº de Tramos | (4) Nº de Tramos con grietas | (5) Nº de Tramos con pérdidas de agua |
|----------------------|--------------------------------------|---------------------|------------------------------------|--|
| 8 | 31,90 | 1 | 1 | - |
| 10 | 58 | 10 | 7 | 1 |
| 14 | 30,10 | 5 | 3 | 4 |
| 15 | 28,10 | 7 | 1 | 1 |
| 17 | 30 | 9 | 6 | 3 |
| 19 | 20 | 5 | - | 1 |

1.3.c Ladera derecha.

La ladera derecha aparece poco menos irregular, topográficamente, que la ladera izquierda y presenta una mayor cantidad de escombros de falda que exhiben por otra parte una mayor fracción de material fino. Aproximadamente a 23 m. sobre el lecho del río el sondaje N° 18 encontró 1,0 m. de espesor de escombros de falda acostado sobre 1,5 m. de relictos de un depósito de suelos fluviales.

Con referencia al estado de fracturación y agrietamiento de las rocas basales, en la tabla siguiente se da el mismo tipo de información que en la anterior:

| (1) Sondaje Nº | (2) Profundidad perforada m | (3) Nº de Tramos | (4) Nº de Tramos con grietas | (5) Nº de Tramos con pérdidas de agua |
|----------------------|--------------------------------------|---------------------|------------------------------------|--|
| 11 | 30,00 | 7 | 3 | 1 |
| 12 | 51,00 | 6 | 4 | - |
| 14 | 30,00 | 6 | 6 | 3 |
| 16 | 25,00 | 7 | 5 | 5(*) |
| 18 | 27,60 | 6 | 4 | - |

El asterisco en el renglón del sondaje Nº 16, se colocó para destacar las observaciones siguientes, anotadas en el registro del sondaje citado: "En muchos sectores se hace imposible recuperar testigos a causa de la desintegración de la roca. El agua se pierde permanentemente al dejar de inyectar esta desciende lentamente. Hay una grieta de mayor importancia a los 2,30 m. que hubo que cementar".

1.3.d Piso del valle

Los sondajes perforados en el lecho del río son los siguientes, con los resultados que se indican resumidamente:

| Sondaje Nº | Hondura máxima en fluviales m. | Tipología de los sedimentos |
|---------------|--------------------------------------|---|
| S.1 | 30 | Acarreos fluviales |
| S.2 | 27,20 | Relleno fluvial |
| S.3 | 9,70 | Relleno fluvial y escombros de falda |
| S.8 | 21,90 | Grava, ripio y arcilla |
| S.9 | 27,25 | Arena, ripio y arcilla |
| S.10 | 7,40 | Bolones, ripio y arena |
| S.31 | 21,25 | Arena, ripio y arcilla |
| S.32 | 22,00 | Arena, ripio y arcilla |
| S.32' | 30,70 | Arena, ripio y arcilla |

Examinando en mayor detalle el registro de los sondajes S. 31, S. 32 y S. 32', que contienen información más detallada que los otros citados, se desprenden las conclusiones siguientes:

i.- El fluvial de relleno del lecho, por encima de los 10 m. de hondura y por debajo de los 14 m, contiene solamente indicios de arcilla y la granulometría se compone esencialmente de arena y ripio con granulometría de tamaños menores.

ii.- Entre los 10 y 14 m, existen indicios de haberse producido una crisis en el tipo de acarreo, porque se encuentra ripio grueso y hasta un conglomerado de ripio muy grueso, con arcilla.

iii.- Se estima que el relleno del valle es básicamente permeable y que el horizonte con ripio grueso o muy grueso, con arcilla en lentejas, corresponde a una crisis del escurrimiento, que tal vez

podría relacionarse con otros episodios geomorfológicos que se desarrollaron en el sitio de embalse del Toro.

1.4 Conclusiones generales

Las formaciones líticas en ambos estribos contienen diversos sistemas de fracturas y grietas, que generaron una abundante pérdida de agua en los sondajes; en consecuencia, la concepción de una presa rock-fill con un delantal de hormigón, no sería adecuada para el sitio en examen, debido fundamentalmente a la baja probabilidad de obtener una distribución gravimétrica razonable mediante la explotación de los afloramientos existentes. Por otra parte, sería necesario interceptar las pérdidas en los estribos mediante una pantalla grauteada a plomo del delantal impermeable, solución muy poco aconsejable para una presa del tipo rock-fill. En cualquier caso, también sería necesario sellar integralmente el relleno fluvial del valle con una pared moldeada o excavando la totalidad de los 25 a 30 m hasta la roca basal para fundar la presa a esa cota.

2. Prediseño de la presa

2.1 Características del sitio de embalse

En la figura Nº V.A.1-1-1 y V.A.1-1-2 se presentan las curvas de capacidad de embalse y superficie de la laguna en función de la cota del espejo de agua computada a base de la topografía existente y fijando el eje de la presa en la posición que se ilustra esquemáticamente en la figura Nº V.A.1-1-4.

En la figura Nº V.A.1-1-3 se representa el volumen requerido de la presa en función de la capacidad de embalse, considerando la sección transversal típica de la presa que se describe más adelante y una revancha efectiva de 3,0 m. Esta última figura indica que la relación muro/embalse varía de 1:27 a 1:36, para un rango de capacidades comprendido entre $100 \times 10^6 \text{ m}^3$ y $150 \times 10^6 \text{ m}^3$.

En la figura Nº V.A.1-1-4 se ilustra esquemáticamente la superficie de inundación para una capacidad de embalse de $150 \times 10^6 \text{ m}^3$, cifra que corresponde al volumen de regulación para el cual se ha realizado el presente anteproyecto. Se hace presente que, a este volumen útil hay que agregar cinco millones de m^3 adicionales estimados para la acumulación de sedimentos. En esta misma figura se indican las variantes propuestas del camino para las etapas de construcción y posterior operación del embalse, cuyas longitudes se indican más adelante.

2.2 Sección transversal típica

De acuerdo con los antecedentes geotécnicos descritos anteriormente, se ha

propuesto el diseño de una presa de tierra zonada con núcleo impermeable, cuya sección transversal típica se ilustra en la figura Nº V.A.1-1-5; el talud de aguas arriba de la presa se apoyaría sobre un "coffer-dam" destinado a desviar el curso del río Huasco durante la etapa de construcción, en tanto que el talud de aguas abajo terminaría en un enrocado de pie construido total o parcialmente con los materiales provenientes de la excavación del vertedero de seguridad y del túnel de desviación.

El núcleo impermeable de la presa, cuyo volumen sería del orden de 765.000 m³, se construiría con suelos arcillosos provenientes de empréstitos en la riberas del río El Tránsito, aguas arriba de el sitio de El Toro. Como material de coraza se utilizaría el relleno aluvial de un sector del valle del río Huasco ubicado inmediatamente aguas arriba del sitio de embalse. El pedraplén de protección del talud de aguas arriba, se construiría con los enrocados obtenidos de las excavaciones para las obras de evacuación y vertedero de seguridad del embalse.

Debido al alto grado de fracturamiento observado en las formaciones rocosas que conforman los taludes del valle, se estima que a lo largo del estribo izquierdo sería necesario disponer de una pantalla de grauteo de unos 15 m. de profundidad, formada por 5 filas paralelas en la parte inferior y 3 filas en la parte superior, en tanto que a lo largo del talud derecho bastaría probablemente con 2 filas de grauteo de 15 m. de hondura. El relleno aluvial del piso del valle se debería sellar en toda su altura mediante una pared moldeada, construída en el fondo de una zanja cortafuga de unos 10,0 m. de profundidad.

Esta solución de impermeabilización de las fundaciones se ilustra en la figura Nº V.A.1-1-6 en la que también se indica la estratigrafía general, extrapolada de los datos proporcionados por los sondajes perforados por la Dirección de Riego, un poco aguas abajo del sitio seleccionado en este estudio.

Aún cuando estos sondajes no aportan datos cuantitativos acerca de las propiedades mecánicas del suelo de fundación en el piso del valle, por comparación con los antecedentes geotécnicos obtenidos en el sector El Toro a través de la prospección geofísica, se estima que solamente sería necesario escarpar estos sedimentos en unos 2,0 m a 5,0 m para fundar la presa.

3. Obras de toma y vertedero de seguridad

3.1 Obras de toma y desvío temporal

Con el objeto de iniciar la construcción de la presa, sería necesario desviar temporalmente el río Huasco a través de un túnel construído a lo largo del estribo derecho de la presa. Este túnel se conectaría al curso superior del río a través de un canal trapecial de 1.200 m. de longitud, y estaría provisto de una torre de captación para ser utilizado posteriormente como obra de toma del embalse. Durante la etapa de construcción, se ha previsto que el túnel de desvío opere como acueducto para conducir un caudal de aproximadamente 120 m³/seg, disponiendo además de una capacidad máxima de evacuación de 270 m³/seg

al operar en presión bajo una carga hidráulica de alrededor de 15,0 m; esta carga máxima define la cota de coronamiento del "coffer-dam".

La sección del túnel, aguas abajo de la sala de válvulas, se ha subdividido mediante una losa horizontal y dos tabiques verticales de modo que la canalización inferior disponga de la sección suficiente para evacuar como acueducto el caudal que imponga la demanda de riego, mientras que el espacio remanente permitirá un fácil acceso al sector de comando del sistema de operación del embalse.

La sala de válvulas se ha ubicado relativamente próxima al portal de salida del túnel. En el momento de instalar estas válvulas, será necesario construir un túnel by-pass de longitud reducida, el que se rellenaría posteriormente. El túnel descargaría sus aguas al curso inferior del río Huasco a través de un colchón disipador de hormigón armado del tipo convencional.

El detalle de estas obras, incluyendo su ubicación en planta, perfil longitudinal y secciones transversales típicas, se ilustra en las figuras Nº V.A.1-1-7 a Nº V.A.1-1-10.

Cabe destacar que el prediseño de estas obras, así como sus caudales de operación, han sido adoptados en gran parte del anteproyecto preparado por la Dirección de Riego, complementando algunos detalles de diseño y confrontándolos con las condiciones topográficas reales del nuevo sitio de embalse propuesto. Una posterior revisión de los antecedentes hidrológicos disponibles, podría traducirse en algunas modificaciones en este prediseño.

3.2 Vertedero de seguridad

En concordancia con las características topográficas y geotécnicas del sitio en estudio, se ha propuesto el diseño de un vertedero lateral ubicado sobre la ladera derecha del valle, seguido de un rápido de descarga y de un deflector curvo excavados en la roca.

Con el propósito de disminuir la longitud del umbral y el consiguiente volumen de excavación en roca, el vertedero estaría provisto de compuertas de sector diseñadas para una carga de 5,0 m.

La crecida de diseño del vertedero se ha tomado tentativamente en 1.500 m³/seg, de acuerdo con el valor proporcionado por la Dirección de Riego.

En todo caso, es importante destacar que en todos estos análisis preliminares no se ha considerado el efecto de regulación del embalse, dado que no existe suficiente información hidrometeorológica que permita definir con mayor exactitud los parámetros de diseño.

El detalle de las obras de seguridad descritas, incluyendo su ubicación en planta, perfil longitudinal y secciones transversales típicas se ilustran en las figuras Nº V.A. 1-1-7, V.A.1-1-11, V.A.1-1-12 y V.A.1-1-13.

4. Desvío del camino existente

4.1 Desvío durante la construcción

El trazado tentativo de este camino se ilustra en la figura Nº V.A.1-1-4. El tramo de aguas abajo de este desvío provisorio forma parte del camino definitivo, por lo cual deberá cumplir con las exigencias normales de pendientes y radios de curvatura; para el tramo de aguas arriba, se podrán aceptar mayores pendientes y menores radios de curvatura debido a su corta longitud.

4.2 Desvío definitivo

El desvío definitivo del camino hacia el interior del valle del Huasco se ha trazado a lo largo de la ribera derecha del posible embalse, tanto porque esta ladera ofrece las mejores condiciones topográficas y geotécnicas, como para evitar obras de arte mayores que crucen el lecho del río.

Este camino se desarrollaría en una ladera rocosa no demasiado escarpada, lo que posibilitaría el diseño de una sección transversal mixta de corte y terraplén en gran parte de su recorrido. Sin embargo, la mala calidad de las formaciones líticas en este sector, exigirían un talud de excavación en roca relativamente tendido.

El trazado tentativo de este camino se indica en la figura Nº V.A.1-1-4 y su sección transversal típica en la figura Nº V.A.1-1-14. La longitud total del nuevo camino es del orden de los 13 Km, sin incluir el tramo de aguas arriba del camino de construcción de la presa.

5. Presupuesto de las obras

El listado de precios unitarios utilizado para confeccionar el presupuesto de las obras se incluye en el cuadro Nº V.A.1-1-1.

El presupuesto detallado del costo de las obras se presenta en el cuadro Nº V.A.1-1-2. En él se incluye el costo correspondiente a tres tamaños de embalse: 50, 100 y 150 millones de m³, con el objeto de apreciar su variación en función de la capacidad dentro de un rango representativo. A continuación, se presenta el resumen del presupuesto para las mismas tres capacidades de embalse indicadas anteriormente.

RESUMEN DEL PRESUPUESTO DEL EMBALSE SANTA JUANA

| Parte de Obra | Designación | Precio total (miles de \$) | | |
|---------------------------------------|--------------------------------------|----------------------------|-------------------|------------------|
| | | 150.000.000 m3 | 100.000.000 m3 | 50.000.000 m3 |
| A | Vías de acceso | 11.700 | 9.900 | 8.100 |
| B | Instalación de faenas y equipamiento | 90.000 | 90.000 | 90.000 |
| C | Obras de desviación y entrega | 515.905 | 507.309 | 500.354 |
| D | Presa | 2.175.965 | 1.844.691 | 1.469.180 |
| E | Obras de evacuación | 385.976 | 368.647 | 361.248 |
| F | Variante del camino | 165.200 | 141.600 | 118.000 |
| G | Imprevistos (15%) | 501.712 | 444.322 | 382.032 |
| Subtotal del presupuesto | | 3.846.458 | 3.406.469 | 2.928.914 |
| Estudios de Ingeniería (7%) | | 269.252 | 238.453 | 205.024 |
| Supervilgilancia de construcción (2%) | | 76.929 | 68.129 | 58.578 |
| Total del presupuesto | | 4.192.639 | 3.713.051 | 3.192.516 |

LISTADO DE PRECIOS UNITARIOS

| Descripción | Unidad | Precios Unitarios (\$) |
|--------------------------------------|----------------|------------------------|
| Escarpe | m ³ | 190 |
| Excavación abierta en material común | m ³ | 258 |
| Excavación en lecho de río | m ³ | 323 |
| Relleno de material fluvial | m ³ | 348 |
| Relleno de arcilla | m ³ | 586 |
| Enrocados | m ³ | 394 |
| Pedraplén | m ³ | 612 |
| Pared Moldeada | m ³ | 12.600 |
| Grouteo | ml | 4.800 |
| Excavación abierta en roca | m ³ | 1.000 |
| Excavación en roca en túnel | m ³ | 5.525 |
| Hormigón en túnel | m ³ | 9.438 |
| Moldaje en túnel | m ³ | 2.067 |
| Armaduras | Ton | 70.000 |
| Fortificaciones Ø 2,5 | ml | 37.000 |
| Ø 5 | ml | 74.000 |
| Ø 7,5 | ml | 110.000 |
| Camino definitivo | km | 11.800.000 |
| Camino temporal | km | 9.000.000 |
| Transporte de relleno (18 Km) | m ³ | 234 |

EMBALSE SANTA JUANA

PRESUPUESTO DETALLADO DE LAS OBRAS

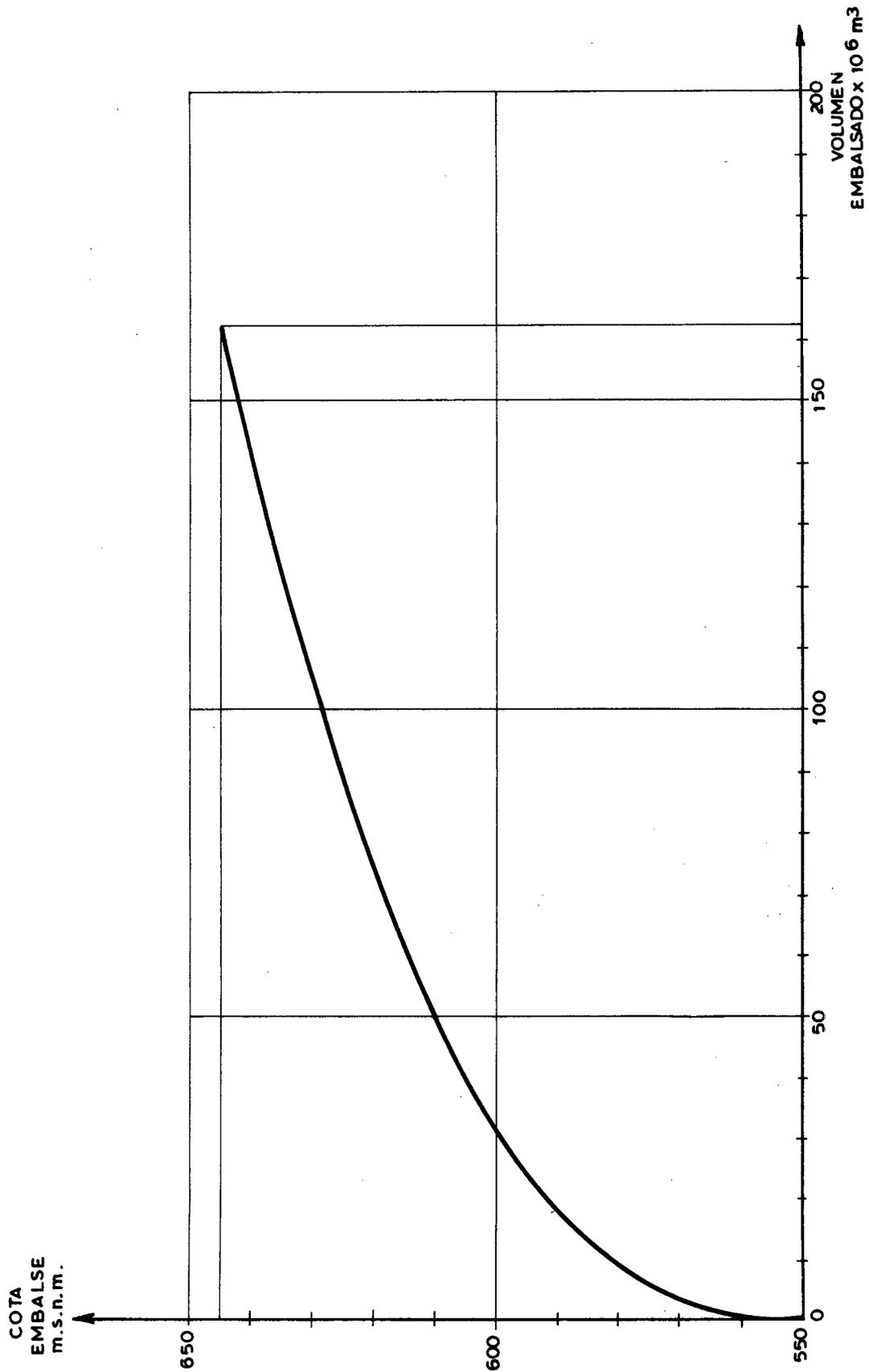
| Item Nº | Descripción | Unidad | Precio Unitario | 150.000.000 m3 | | 100.000.000 m3 | | 50.000.000 m3 | |
|------------|---------------------|--------|--------------------|----------------|---------|----------------|---------|---------------|---------|
| | | | | Cantidad | Total | Cantidad | Total | Cantidad | Total |
| A | Vías de acceso | km | 9.000.000 | 1,3 | 11.700 | 1,1 | 9.900 | 0,9 | 8.100 |
| B1 | Inst. Faenas | gl | | | 10.000 | | 10.000 | | 10.000 |
| B2 | Equipamiento | gl | | | 80.000 | | 80.000 | | 80.000 |
| | | | | | 90.000 | | 90.000 | | 90.000 |
| C1 | Canal Desviación | m3 | 1.000 | 216.000 | 216.000 | 216.000 | 216.000 | 216.000 | 216.000 |
| C2 | Torre captación | | | | | | | | |
| | Excavación | m3 | 1.000 | 120.000 | 120.000 | 120.000 | 120.000 | 120.000 | 120.000 |
| | Hormigón | m3 | 9.438 | 310 | 2.926 | 310 | 2.926 | 310 | 2.926 |
| | Moldaje | m2 | 2.067 | 1.000 | 2.067 | 1.000 | 2.067 | 1.000 | 2.067 |
| | Armaduras | ton | 70.000 | 20 | 1.400 | 20 | 1.400 | 20 | 1.400 |
| | | | | | 126.393 | | 126.393 | | 126.393 |
| C3 | Túnel desv. y toma | | | | | | | | |
| | Excavación | m3 | 5.525 | 11.000 | 60.775 | 10.100 | 55.803 | 9.400 | 51.935 |
| | Hormigón | m3 | 9.438 | 2.200 | 20.764 | 2.050 | 19.348 | 1.900 | 17.932 |
| | Moldaje | m2 | 2.067 | 7.000 | 14.469 | 6.440 | 13.311 | 5.970 | 12.340 |
| | Armaduras | ton | 70.000 | 180 | 12.600 | 165 | 11.550 | 155 | 10.850 |
| | Fortificación Ø 5 | ml | 74.000 | 100 | 7.400 | 100 | 7.400 | 100 | 7.400 |
| | | | | | 116.008 | | 107.412 | | 100.457 |
| C4 | Cámara válvulas | | | | | | | | |
| | Excavación | m3 | 5.525 | 1.000 | 5.525 | 1.000 | 5.525 | 1.000 | 5.525 |
| | Hormigón | m3 | 9.438 | 200 | 1.888 | 200 | 1.888 | 200 | 1.888 |
| | Moldaje | m2 | 2.067 | 500 | 1.034 | 500 | 1.034 | 500 | 1.034 |
| | Armaduras | ton | 70.000 | 20 | 1.400 | 20 | 1.400 | 20 | 1.400 |
| | Fortificación Ø 7.5 | ml | 110.000 | 50 | 5.500 | 50 | 5.500 | 50 | 5.500 |
| | | | | | 15.347 | | 15.347 | | 15.347 |

CUADRO N° V.A.1-1-2

| Item Nº | Descripción | Unidad | Precio Unitario | 150.000.000 m3 | | 100.000.000 m3 | | 50.000.000 m3 | |
|------------|--------------------|--------|--------------------|----------------|-----------|----------------|-----------|---------------|-----------|
| | | | | Cantidad | Total | Cantidad | Total | Cantidad | Total |
| C5 | Túnel descarga | | | | | | | | |
| | Excavación | m3 | 5.525 | 1.000 | 5.525 | 1.000 | 5.525 | 1.000 | 5.525 |
| | Hormigón | m3 | 9.438 | 400 | 3.775 | 400 | 3.775 | 400 | 3.775 |
| | Moldaje | m2 | 2.067 | 1.400 | 2.894 | 1.400 | 2.894 | 1.400 | 2.894 |
| | Armaduras | ton | 70.000 | 35 | 2.450 | 35 | 2.450 | 35 | 2.450 |
| | Fortificación 7.5 | m1 | 110.000 | 50 | 5.500 | 50 | 5.500 | 50 | 5.500 |
| | | | | | 20.144 | | 20.144 | | 20.144 |
| C6 | Colchón disipador | | | | | | | | |
| | Excavación | m3 | 1.000 | 6.000 | 6.000 | 6.000 | 6.000 | 6.000 | 6.000 |
| | Hormigón | m3 | 9.438 | 450 | 4.247 | 450 | 4.247 | 450 | 4.247 |
| | Moldaje | m2 | 2.067 | 1.500 | 3.100 | 1.500 | 3.100 | 1.500 | 3.100 |
| | Armaduras | ton | 70.000 | 35 | 2.450 | 35 | 2.450 | 35 | 2.450 |
| | | | | | 15.797 | | 15.797 | | 15.797 |
| C7 | Túnel By-Pass | | | | | | | | |
| | Excavación | m3 | 5.525 | 1.000 | 5.525 | 1.000 | 5.525 | 1.000 | 5.525 |
| | Hormigón | m3 | 9.438 | 40 | 378 | 40 | 378 | 40 | 378 |
| | Moldaje | m2 | 2.067 | 50 | 103 | 50 | 103 | 50 | 103 |
| | Armaduras | ton | 70.000 | 3 | 210 | 3 | 210 | 3 | 210 |
| | | | | | 6.216 | | 6.216 | | 6.216 |
| D | Presa | | | | | | | | |
| | Escarpe | m3 | 190 | 70.000 | 13.300 | 41.500 | 7.885 | 33.900 | 6.441 |
| | Excav. esc. faldas | m3 | 258 | 200.000 | 51.600 | 124.500 | 32.121 | 101.700 | 26.239 |
| | Excav. en roca | m3 | 1.000 | 270.000 | 270.000 | 165.800 | 165.800 | 135.500 | 135.500 |
| | Excav. lecho río | m3 | 323 | 205.000 | 66.215 | 205.000 | 66.215 | 205.000 | 66.215 |
| | Relleno arcilla | m3 | 586 | 765.000 | 448.290 | 675.000 | 395.550 | 529.000 | 309.994 |
| | Relleno fluvial | m3 | 348 | 3.350.000 | 1.165.800 | 2.995.000 | 1.042.260 | 2.316.000 | 805.968 |
| | Enrocados | m3 | 394 | 80.000 | 31.520 | 70.000 | 27.580 | 55.000 | 21.670 |
| | Pedraplén | m3 | 612 | 70.000 | 42.840 | 40.000 | 24.480 | 31.100 | 19.033 |
| | Pared moldeada | m3 | 12.600 | 4.800 | 60.480 | 4.800 | 60.480 | 4.800 | 60.480 |
| | Grouteo | m.l. | 4.800 | 5.400 | 25.920 | 4.650 | 22.320 | 3.675 | 17.640 |
| | | | | | 2.175.965 | | 1.844.691 | | 1.469.180 |

CUADRO N° V.A.1-1-2
 (Continuación)

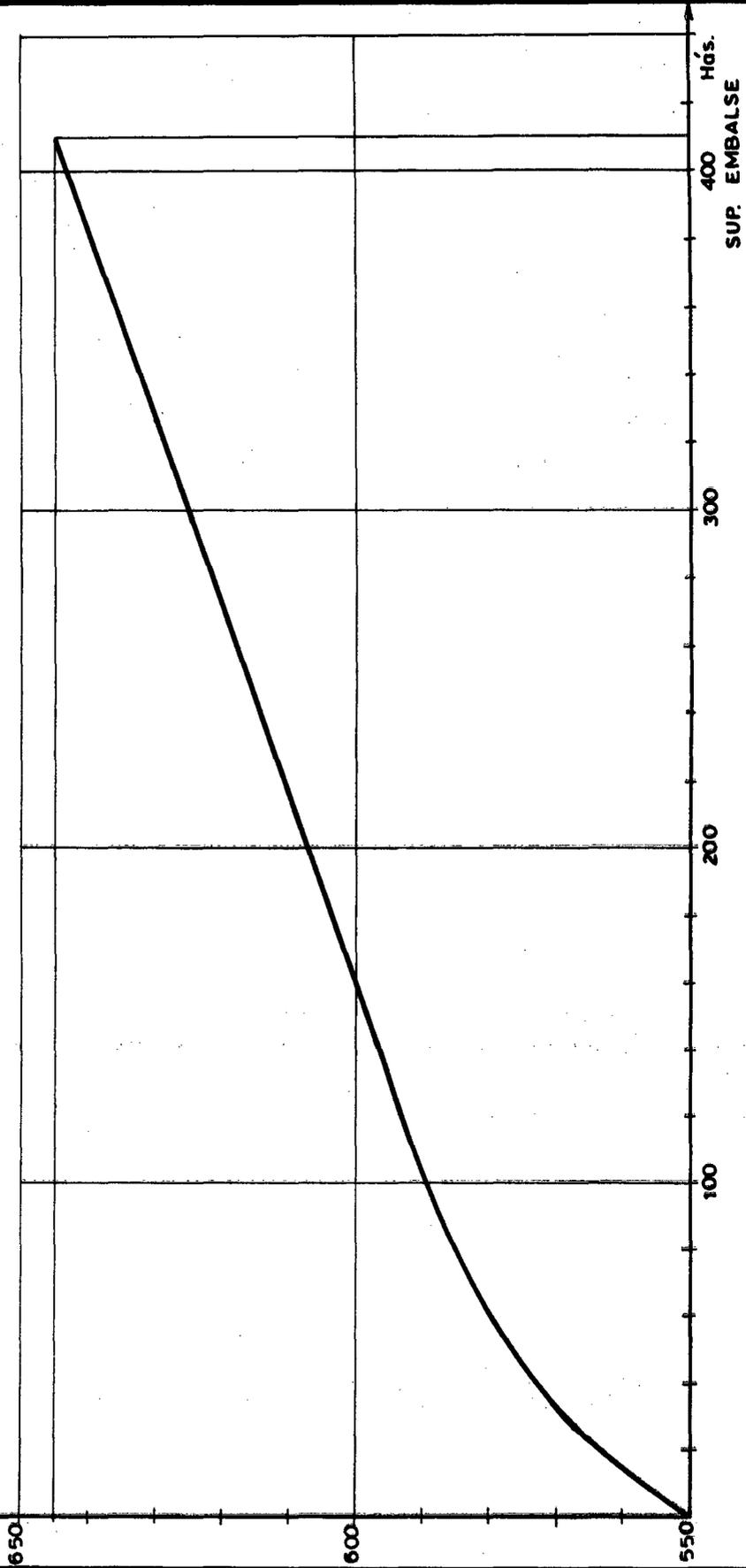
| Item Nº | Descripción | Unidad | Precio Unitario | 150.000.000 m3 | | 100.000.000 m3 | | 50.000.000 m3 | |
|------------|---------------------|--------|--------------------|----------------|-----------|----------------|-----------|---------------|-----------|
| | | | | Cantidad | Total | Cantidad | Total | Cantidad | Total |
| E | Vertedero y rápido | | | | | | | | |
| | Excavación | m3 | 1.000 | 265.000 | 265.000 | 251.000 | 251.000 | 237.000 | 237.000 |
| | Hormigón | m3 | 9.438 | 7.705 | 72.720 | 7.525 | 71.021 | 7.345 | 69.322 |
| | Moldaje | m2 | 2.067 | 7.700 | 15.916 | 7.250 | 14.986 | 6.800 | 14.056 |
| | Armaduras | ton | 70.000 | 462 | 32.340 | 452 | 31.640 | 441 | 30.870 |
| | | | | | 385.976 | | 368.647 | | 361.248 |
| F | Variante del camino | km | 11.800.000 | 14 | 165.200 | 12 | 141.600 | 10 | 118.000 |
| G | Imprevistos | 15% | | | 501.712 | | 444.322 | | 382.032 |
| | TOTALES | | | | 3.846.458 | | 3.406.469 | | 2.928.914 |



EMBALSE SANTA JUANA : CURVA DE EMBALSE

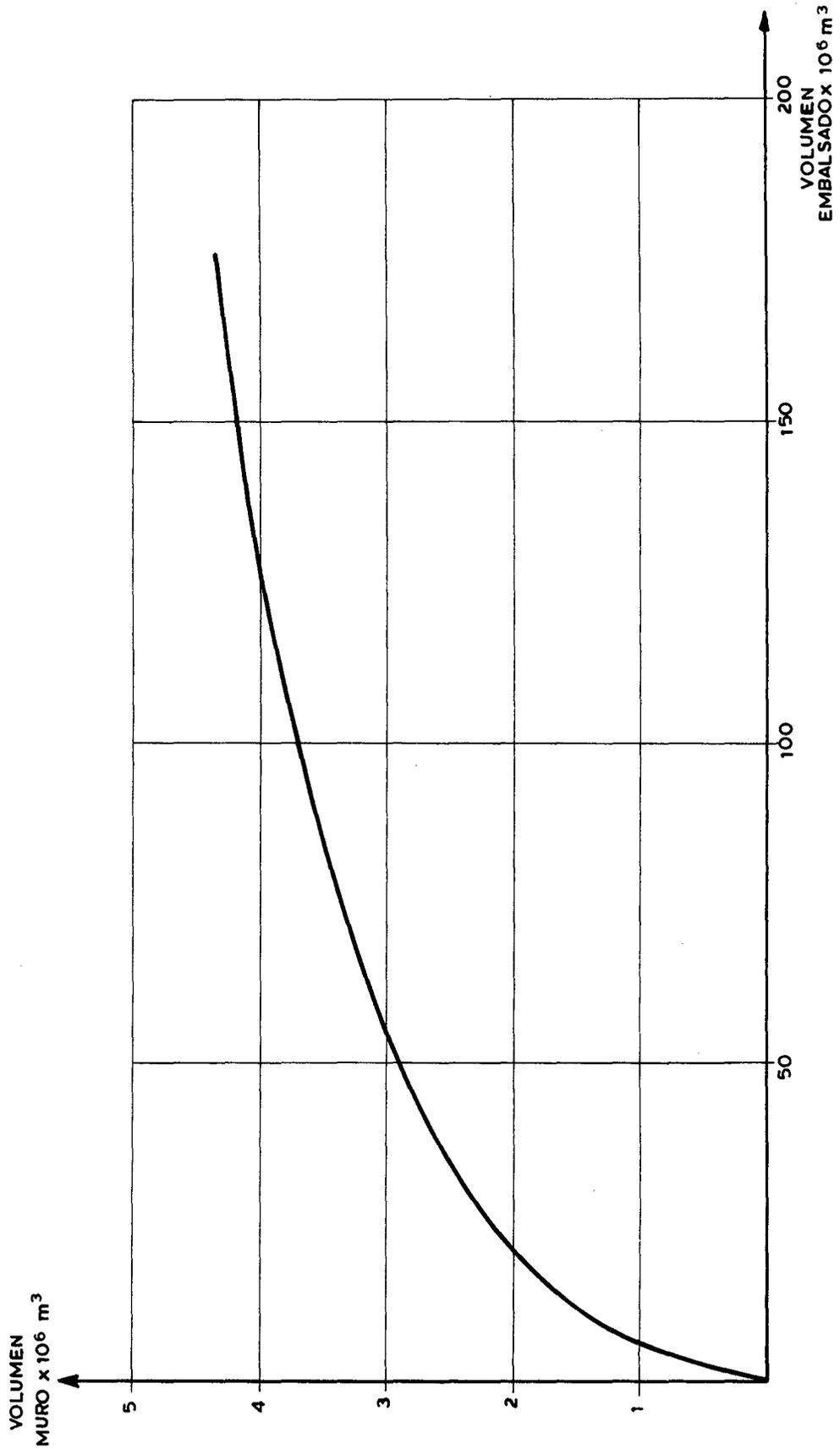
FIGURA V.A.1-1-1

COTA
EMBALSE
m.s.n.m.



EMBALSE SANTA JUANA: CURVA DE SUPERFICIE INUNDADA

FIGURA V.A. 1-1-2

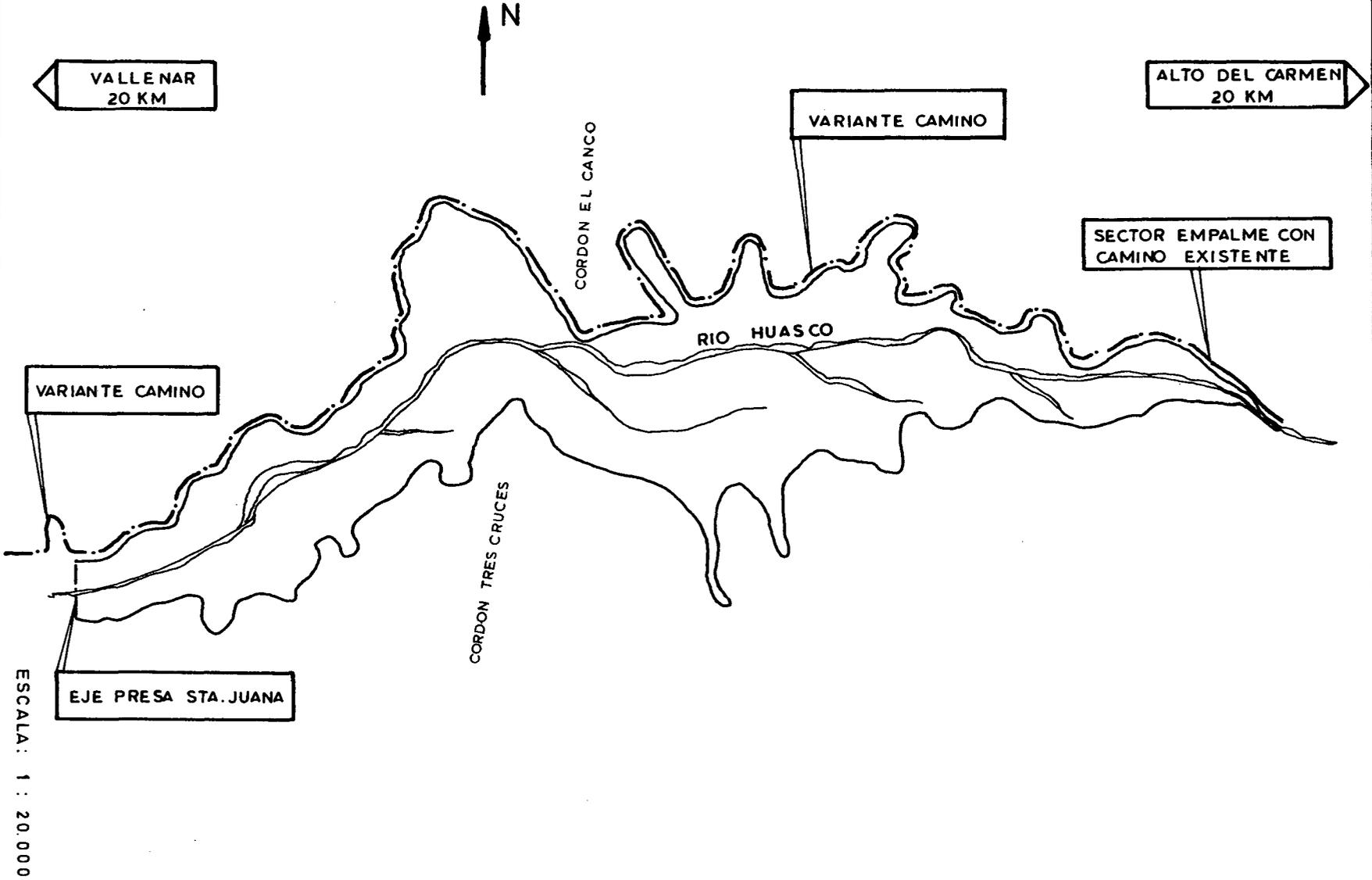


EMBALSE SANTA JUANA : CURVA DE VOLUMEN DE MURO

FIGURA V.A. 1-1-3

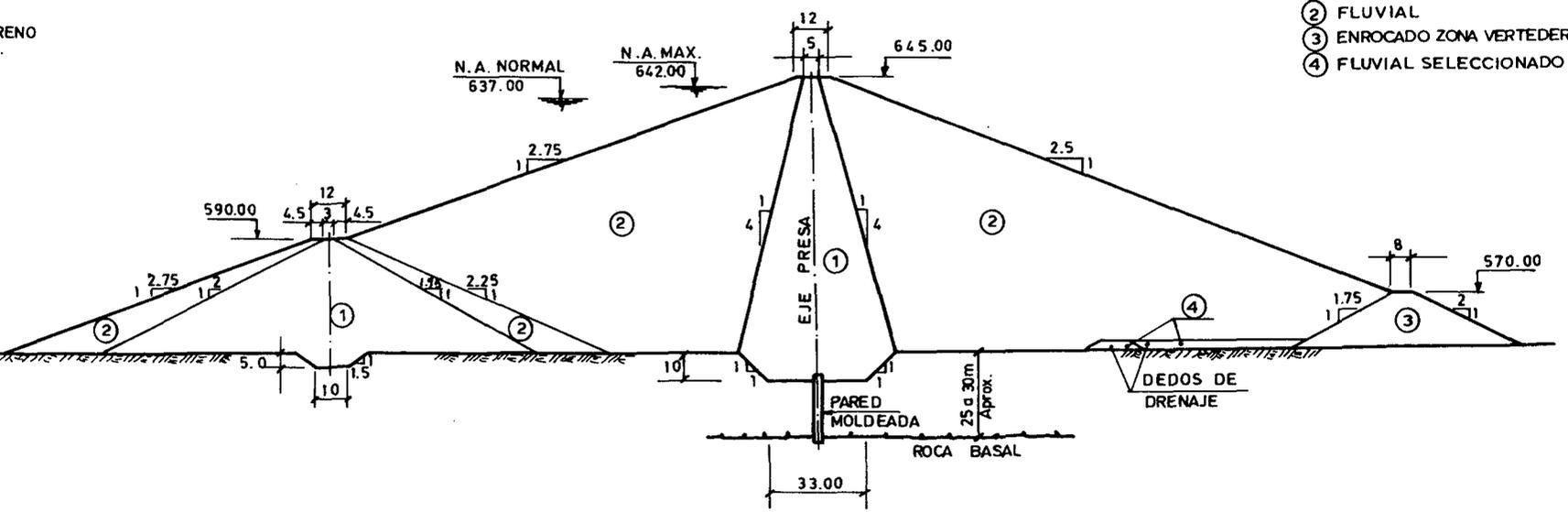
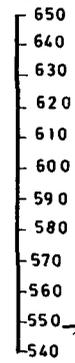
EMBALSE SANTA JUANA
ESQUEMA DE UBICACION GENERAL

FIGURA V.A. 1-1-4



EMBALSE SANTA JUANA: CORTE TRANSVERSAL DEL MURO

COTA TERRENO
m.s.n.m.



NO MENCLATURA

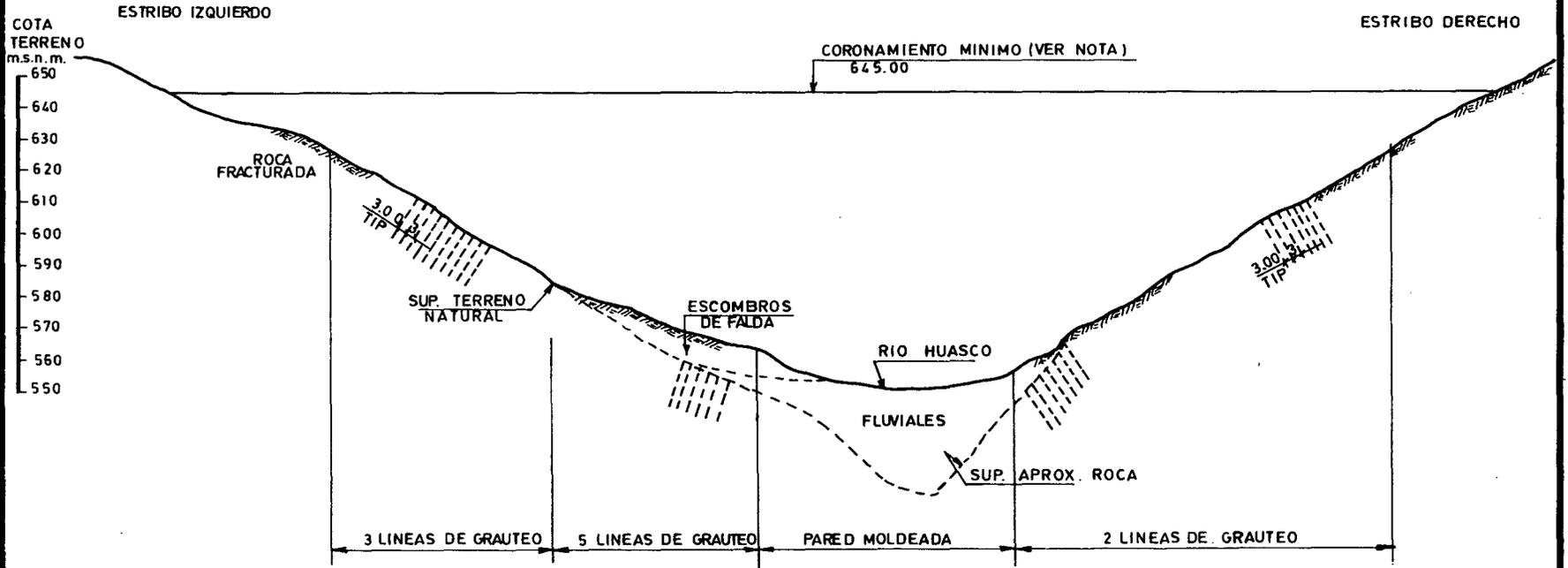
- ① ARCILLA
- ② FLUVIAL
- ③ ENROCADO ZONA VERTEDERO
- ④ FLUVIAL SELECCIONADO

VOLUMEN DEL EMBALSE : 150.000.000 m.³

FIGURA V.A.1-1-5

EMBALSE SANTA JUANA: PERFIL LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA PRESA

FIGURA V.A. 1-1-6

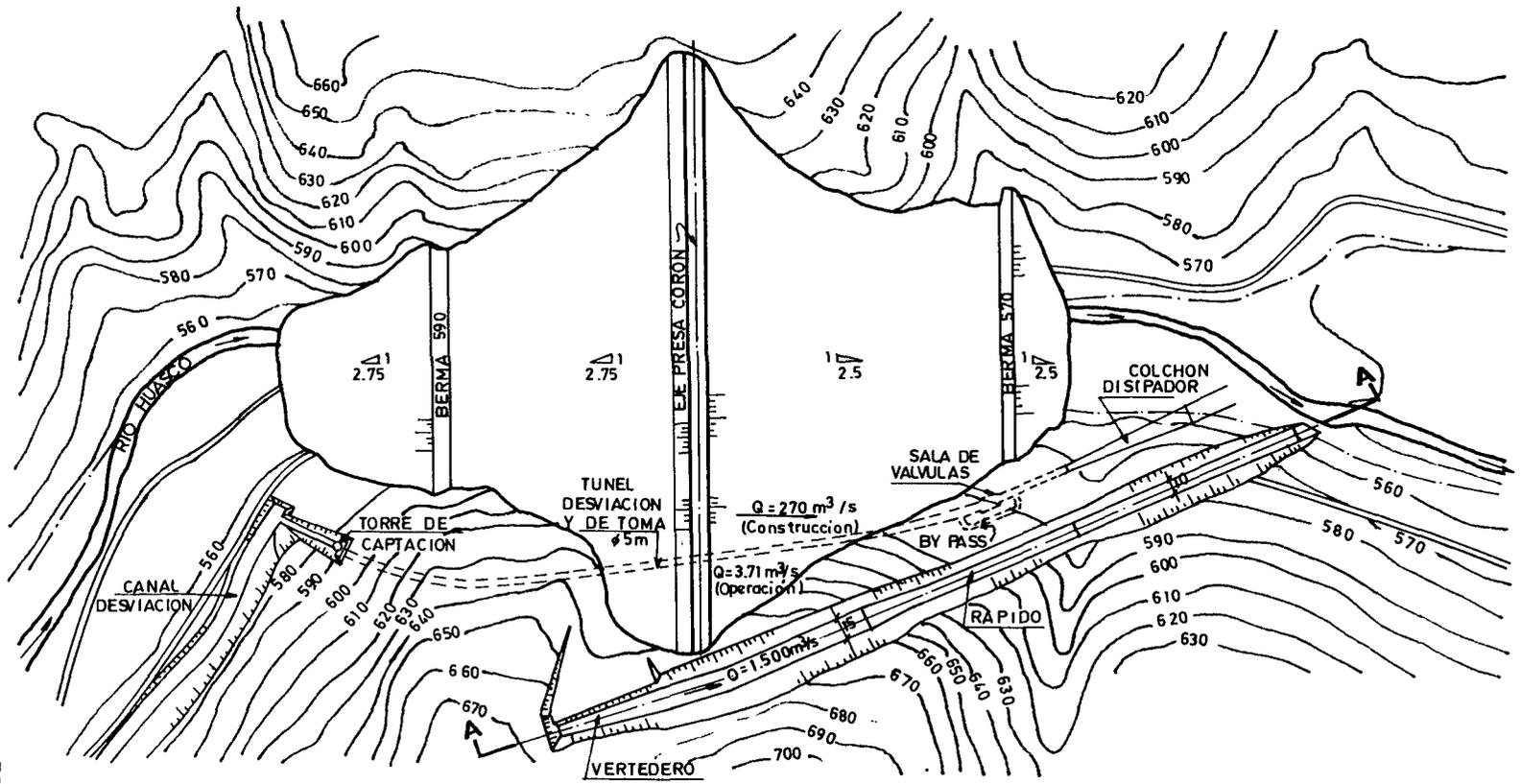


NOTA:
 NO SE HA CONSIDERADO EL AUMENTO
 EN COTA DEL CORONAMIENTO PARA
 TOMAR EN CUENTA EFECTO DE
 ASENTAMIENTO DE LA PRESA

EMBALSE SANTA JUANA :
PLANTA GENERAL
DE LAS OBRAS

FIGURA V.A. 1-1-7

ESCALA 1 : 5000

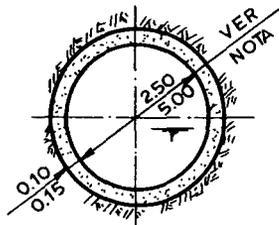


NOTA:
VER SECCION A - A EN
FIG. V. A. 1-1-12

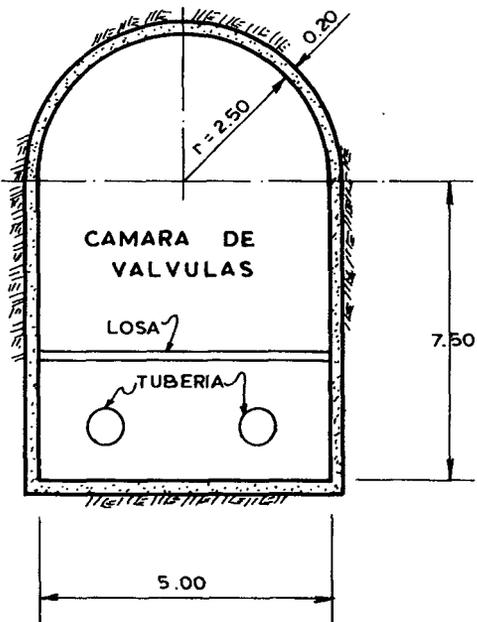


(VER UBICACION DE SECCIONES EN FIGURA V.A.1-1-10)

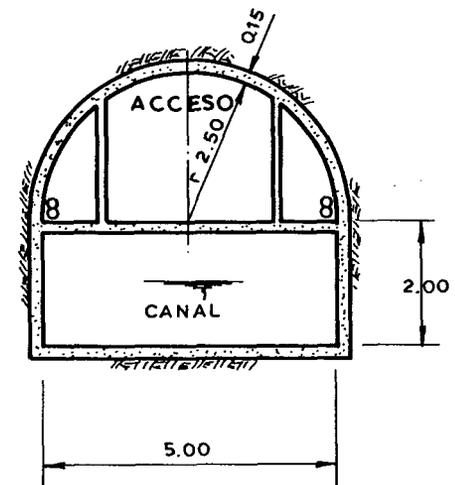
SECCION 1 - 1



SECCION 2 - 2



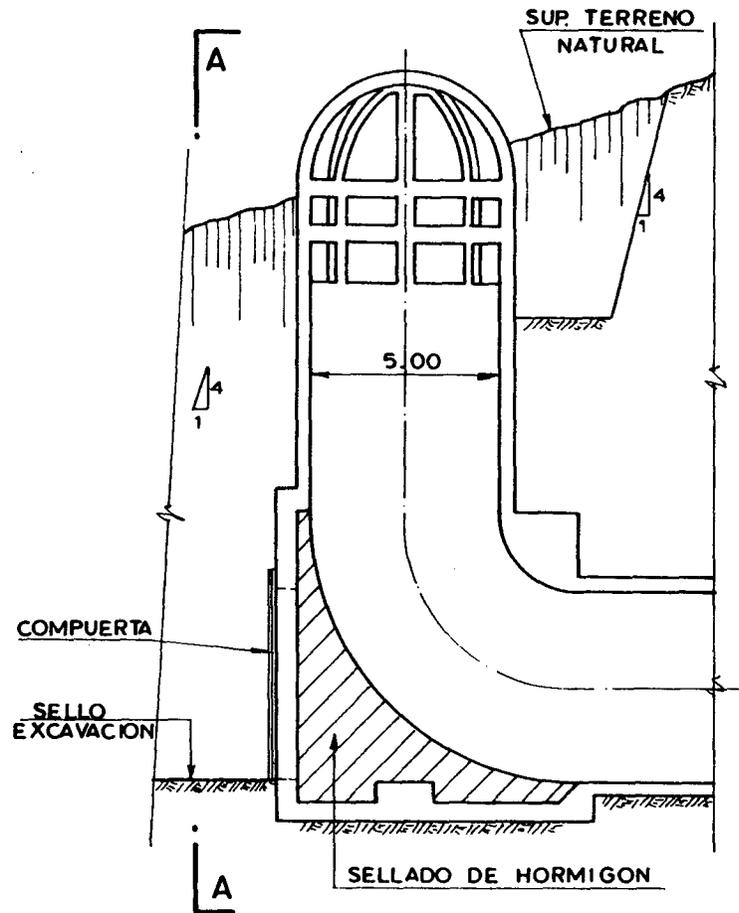
SECCION 3 - 3



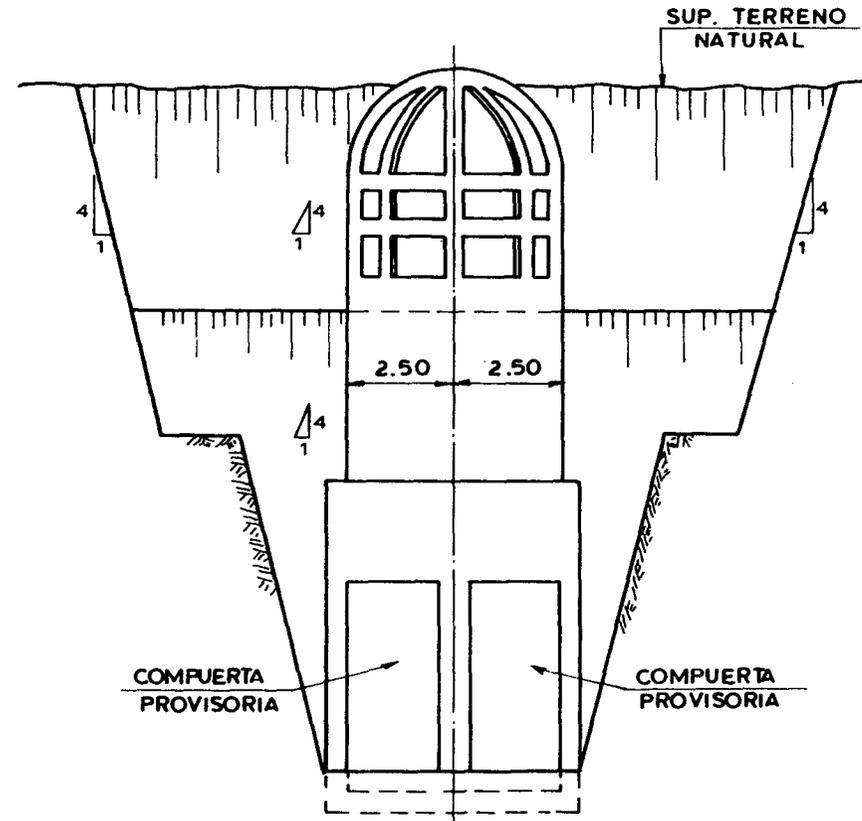
NOTA :

1. ALTERNATIVA "EL TORO" TUNEL CIRCULAR ϕ 2.5 m .
2. ALTERNATIVA "SANTA JUANA" TUNEL CIRCULAR ϕ 5.0m

ELEVACION

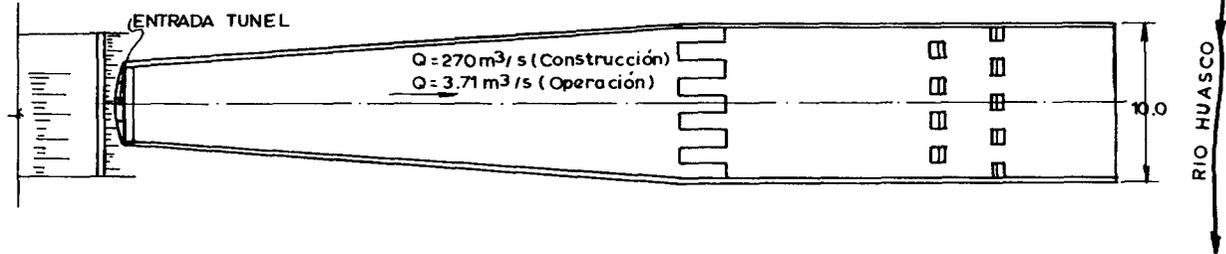


SECCION A - A

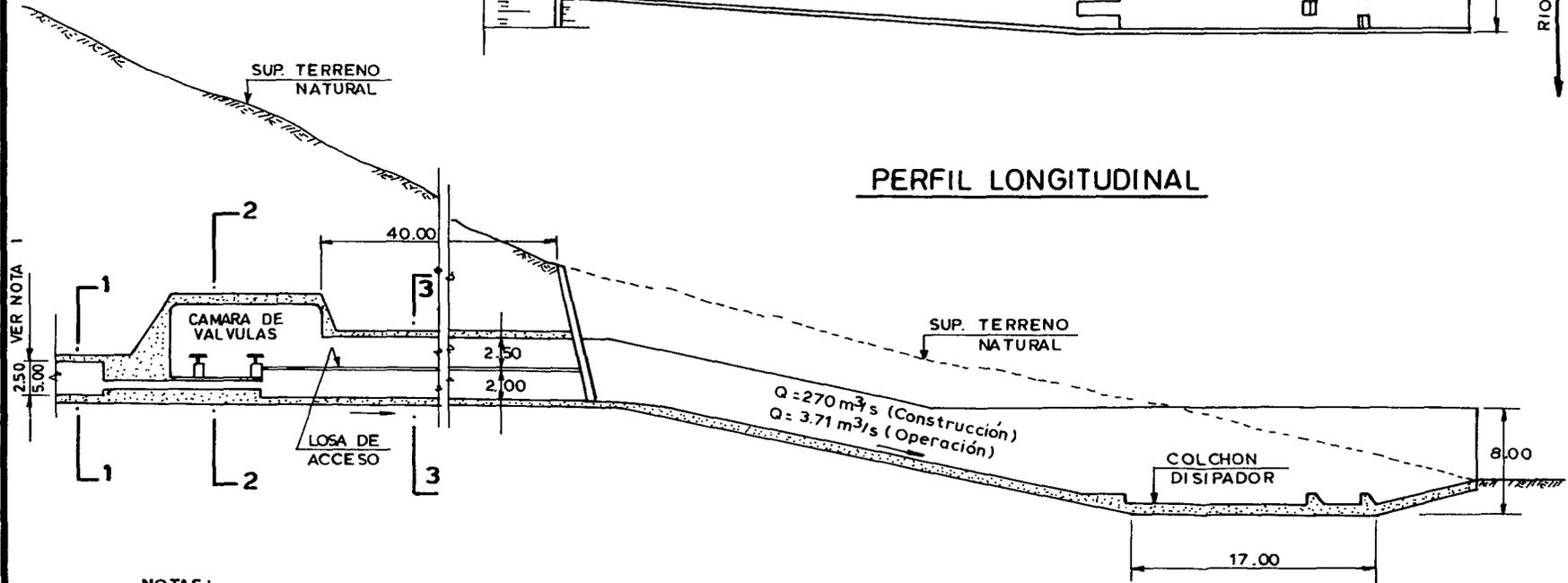


(VER SECCIONES 1-1, 2-2 y 3-3 EN FIG. V.A. 1-1-8)

PLANTA



PERFIL LONGITUDINAL



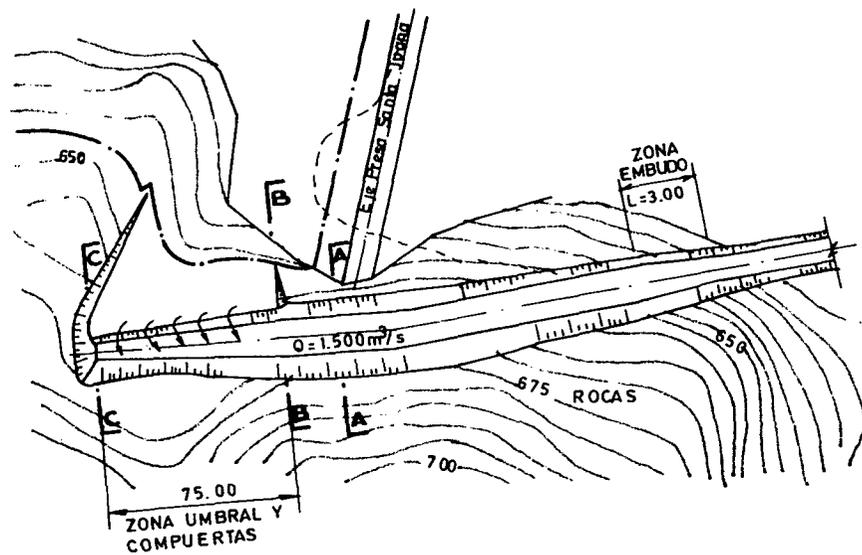
NOTAS:

- 1.- ALTERNATIVA EL TORO TUNEL CIRCULAR ϕ 2.50 m
- ALTERNATIVA STA. JUANA TUNEL CIRCULAR ϕ 5.00 m

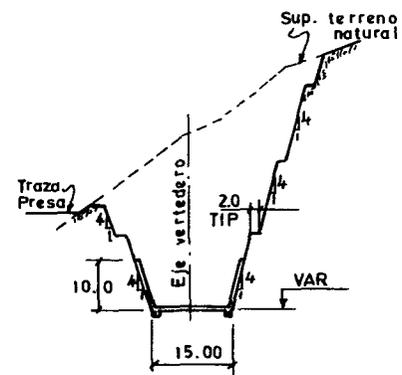
EMBALSES SANTA JUANA Y EL TORO
DESCARGA OBRAS DE TOMA

FIGURA V.A. 1-1-10

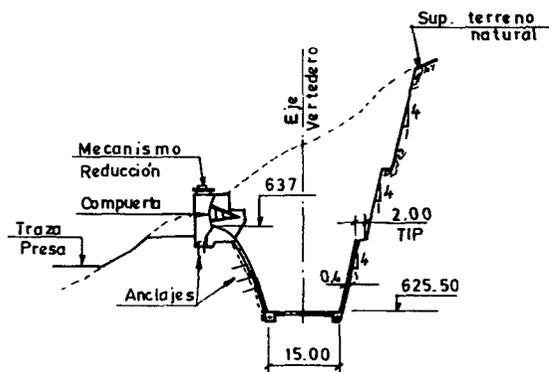
PLANTA



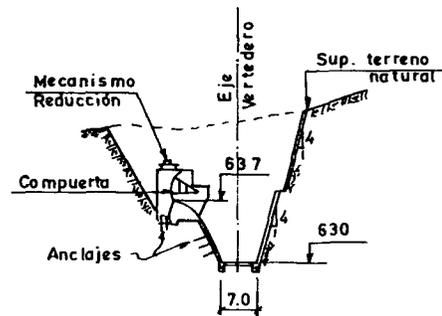
SECCION A - A



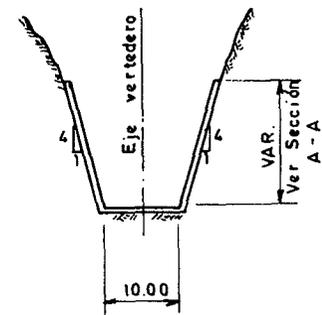
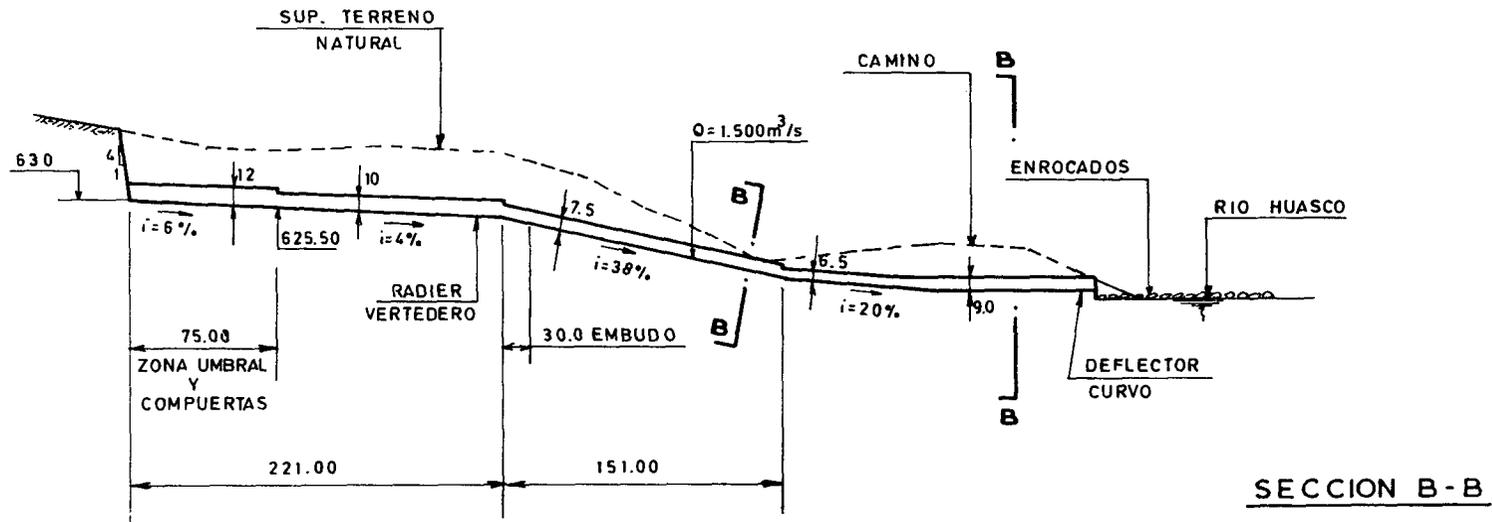
SECCION B - B



SECCION C - C



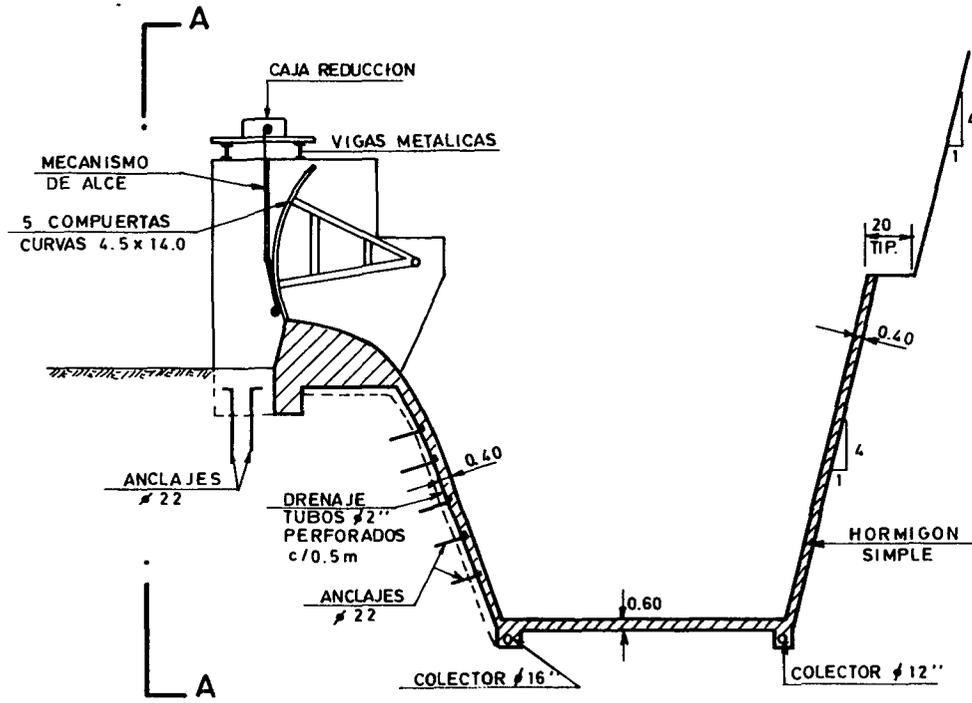
EMBALSE SANTA JUANA
ESQUEMA DEL PERFIL DEL VERTEDERO



NOTA:
VER UBICACION DE SECCION A-A
EN FIG. V.A. 1-1-7

FIGURA V.A. 1-1-12

EMBALSES SANTA JUANA Y EL TORO
SECCIONES TÍPICAS DE COMPUERTA Y VERTEDERO LATERAL



VISTA A - A

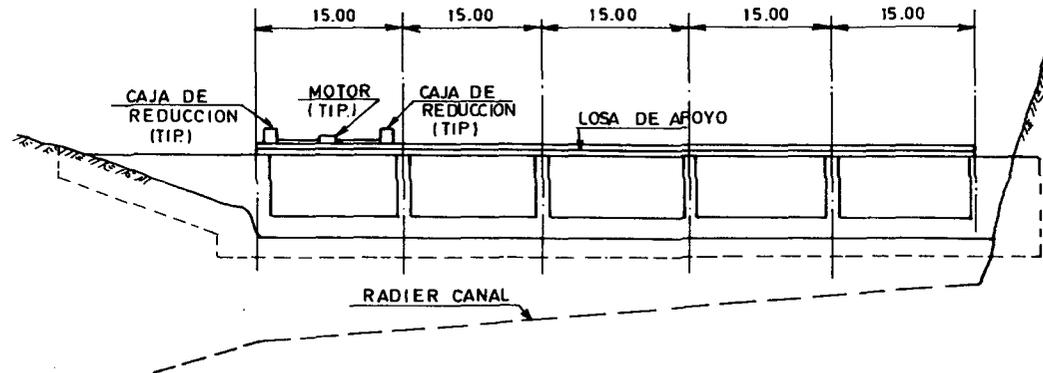
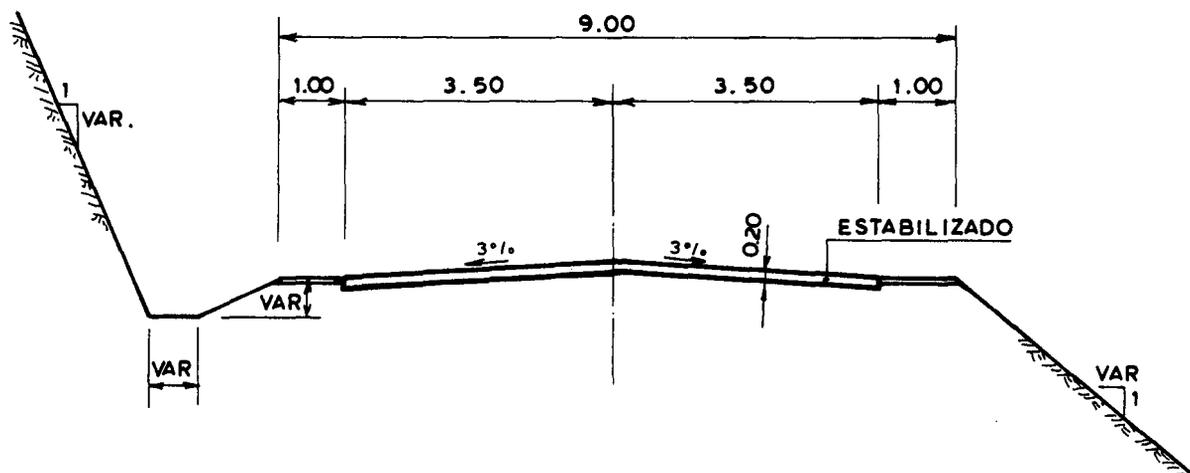


FIGURA V.A. 1-1-13



EMBALSES SANTA JUANA Y EL TORO: SECCION
 TRANSVERSAL TIPICA DE VARIANTE CAMINO

FIGURA V.A. 1-1-14

ANEXO Nº V.A.1-2

ANTEPROYECTO DEL EMBALSE EL TORO

ANTEPROYECTO DEL EMBALSE EL TORO1. Antecedentes geológicos y geotécnicos1.1 Geología local

El sitio denominado angostura de El Toro, elegido por la Dirección de Riego para perforar una corrida de cuatro sondajes de reconocimiento, se ubica en un área donde aflora la formación Cerrillos, que está caracterizada esencialmente por rocas volcánicas bien estratificadas. Sin embargo, en el lugar mismo del sitio de presa elegido, existe un macizo intrusivo representado por una andesita porfírica oscura, algo alterada. Su dureza es alta (D_1) y la meteorización nula (W_0)

Las paredes del valle en este lugar son sub-verticales y la roca está marcada por grandes fracturas profundas y abiertas, sinuosas pero con dirección preferencial E-W; su frecuencia es baja.

Las condiciones geotécnicas de la roca son buenas, pero el relleno del valle en el lugar es superior a 60 m, lo que representa un grave inconveniente para la construcción de un muro. Se trataría de una garganta profunda excavada por el río Huasco en la roca dura y maciza, que está hoy enterrada bajo un material heterogéneo de relleno.

La calidad de la roca mantiene las mismas características hasta unos 1.000 m aguas arriba de la angostura de El Toro.

1.2 Antecedentes geotécnicos1.2.a Consideraciones previas

Alrededor del año 1952, la Dirección de Riego perforó en el piso de la angostura tres sondajes designados con los números 1-A, 2 y 3. En la misma sección transversal al valle que contiene esos sondajes se había perforado anteriormente otro sondaje, cuyo registro se desconoce. El sondaje Nº 2 se perforó en la vecindad del farellón de roca del estribo izquierdo y encontró la roca basal a los 25 m de profundidad. Los sondajes 1-A y 3 se profundizaron hasta los 62 y 50 m, respectivamente, sin encontrar la roca basal. Esta comprobación es muy importante pero es todavía más importante el hecho de que durante el reconocimiento practicado por estos consultores, se encontraron en los taludes laterales del valle abundantes relictos sedimentarios reveladores de la existencia de un antiguo lago.

La constatación anterior exigió examinar cual pudo ser la barrera que dió origen al lago y justificó intuir la existencia, aguas arriba de la angostura,

de un fuerte espesor de sedimentos con granulometría fina tales como limos y arcillas, por debajo de los acarreos fluviales ripio-arenosos que actualmente cubren toda la superficie del piso del valle.

En lo que se refiere a la primera incógnita, es decir, la ubicación de una antigua presa natural que formó el lago, se estima que ella existió inmediatamente aguas abajo de la angostura, porque el cauce del río todavía está fuertemente constreñido por un gigantesco deslizamiento de rocas que se movió a lo largo de una quebrada afluente al valle del Huasco por su ribera izquierda. El volumen del deslizamiento fue de orden de magnitud de 1.000.000 m³ porque la quebrada actual que tiene el aspecto de una cárcava de deslizamiento, tiene unos 800 m de longitud y sus dimensiones transversales se aprecian con claridad en el plano a escala 1 : 10.000, justificando la estimación de ese volumen.

En lo que se refiere a la segunda consecuencia del hallazgo de relictos de arcilla orgánica adherida a la paredes de la angostura, es decir, a la necesaria existencia de un grueso espesor de relleno de suelos con granulometría fina que se ubicarían por debajo del piso actual del valle y por encima de las rocas basales, se estima que los antecedentes físicos recogidos en el terreno y en la documentación del estudio, demuestran que en el piso del valle existe efectivamente un grueso depósito de sedimentos lacustres limo-arcillosos o areno-limo-arcillosos.

Entre esos antecedentes los dos más importantes serían los siguientes:

i) La existencia de un depósito de arcilla limosa y areno limosa en la ribera derecha del valle del río el Tránsito, aproximadamente a 1,0 Km aguas arriba de la desembocadura del río del Carmen, y que se ha propuesto utilizar como empréstito para la construcción del núcleo de las presas. La cota aproximada de borde de la superficie de este depósito es la 791, mientras que el río corre a su pie a la cota 781. Los relictos de arcilla orgánica que se encuentran en las laderas del valle en el sitio de los sondeos, tienen una cota 770 (estimativa), de modo que la pendiente media de la superficie del sedimento original sería del 0,2%, cifra que se estima aceptable si se piensa que el deslizamiento debió dar origen a una presa natural del tipo rock-fill fuertemente permeable.

ii) Los resultados del sondeo perforado por la Corporación de Fomento en el asentamiento Ramadillas demuestran que a los 6 m de hondura (cota aprox. 795,3) comienza un depósito de arcilla y arena fina, que se apoya sobre un conglomerado arcilloso seguido de un horizonte de ripio, bolones y poca arcilla, cuya superficie queda a la cota 781 (aprox.). en consecuencia, el espesor del horizonte poco permeable sería del orden de 13,5 m.

1.2.b Resultados de la prospección geofísica

La prospección geofísica ejecutada en el sector propuesto por estos consul-

tores para implantar la presa correspondiente a la alternativa de El Toro, ha confirmado plenamente la secuencia estratigráfica sugerida por los antecedentes geomorfológicos del área en estudio.

La concordancia de los datos proporcionados por las medidas de refracción sísmica y de resistividad, permite establecer con razonable seguridad la existencia de tres unidades bien diferenciadas:

i) La primera unidad correspondería a un estrato superficial de espesor variable entre 3 y 10 m de sedimentos aluviales del tipo gravas y arenas recientes y una cubierta discontinua de suelos orgánicos, tipificados por una compacidad media a baja y permeabilidad alta, con presencia de lentes erráticos de sedimentos finos. Es probable que dichos materiales se encuentren saturados bajo los 5 m de profundidad promedio. Hacia las laderas del valle esta unidad se interdigitaría con los sedimentos coluviales de los escombros de falda.

ii) La segunda unidad correspondería a un estrato de espesor variable entre 15 y 25 m de sedimentos aluviales antiguos compuestos por una mezcla de arenas, gravas y finos en proporciones variables. La alta compacidad reflejada por las velocidades de ondas sísmicas y los valores de resistividad permiten pensar en un contenido apreciable de finos y consiguiente baja permeabilidad, típicas de materiales de corrientes de barro. Aunque los antecedentes geológicos regionales no lo mencionan, no habría que descartar la posibilidad de que dichos materiales correspondan a sedimentos morrénicos, avalado esto por la morfología de abruptas laderas rocosas y un fondo relativamente plano y de escasa pendiente longitudinal.

Es probable que hacia las laderas del valle existan materiales coluviales incorporados y/o yuxtapuestos.

iii) La tercera unidad correspondería a la roca fundamental que se extiende en forma de un fondo parejo y de escasa pendiente tanto longitudinalmente como, probablemente, en sentido transversal. De acuerdo a sus valores de resistividad y velocidad de transmisión de ondas sísmicas, se trataría de una roca de características similares a las observadas en superficie, esto es alta dureza y escasa o nula meteorización.

Desde el punto de vista geotécnico, el hecho de que la roca se encuentre más próxima a la superficie que lo esperado, reviste atractivo para la posible ubicación de una presa, teniendo además la ventaja de que gran parte de la sobre- carga podría corresponder a sedimentos con permeabilidades bajas.

1.2.c Espesor y ubicación de los sedimentos lacustres

Con los antecedentes expuestos, se estima que se está justificado para suponer que:

i) Con anterioridad al deslizamiento que embalsó un lago natural, el valle del Huasco tenía un relleno sobre las rocas basales del orden de 40 m de espesor que, con referencia al sondaje Ramadillas, comenzaba alrededor de los 20 m de profundidad; este relleno antiguo es posible que correspondiera a sedimentos glaciales de tipo morrénico o a un sedimento fluvial antiguo. Sobre este conglomerado el río Huasco corrió durante poco tiempo, depositando una delgada capa de acarreos de ripios fluviales, sobre los cuales se sedimentaron los acarreos finos que ingresaron al lago.

ii) Se supone que las circunstancias del escurrimiento, antes que se produjera el deslizamiento, erosionaron la totalidad de los antiguos depósitos del valle, puesto que los sondajes de la Dirección de Riego sólo muestran un relleno muy heterogéneo que incluye escombros con piedras angulosas, bloques de roca de grandes dimensiones, etc.

iii) Se estima en consecuencia, que los sedimentos lacustres encontrados en el sondaje Ramadillas y en la terraza situada en la ribera derecha del río El Tránsito, continuarían en el lecho del río Huasco, pero se interrumpen a una cierta distancia aguas arriba de la angostura El Toro. Esta interrupción debería materializarse en un talud empinado, resultante de la erosión de las fuerzas de arrastre del caudal que descargaba el lago a través de la presa natural.

2. Prediseño de la presa

2.1 Características del sitio de embalse

A base de la topografía existente y fijando el eje de la presa en la posición que se indica esquemáticamente en la figura Nº V.A.1-2-1, se han computado las curvas de capacidad de embalse y superficie de la laguna en función de la cota del espejo de agua, las que se presentan en las figuras Nº V.A.1-2-2 y V.A.1-2-3.

En la figura Nº V.A.1-2-4 se indica la variación del volumen de la presa en función de la capacidad del embalse, considerando la sección transversal típica que se esquematiza más adelante y una revancha de 3,0 m. De esta figura se desprende que la relación muro/embalse varía de 1 : 36 a 1 : 48, para un rango de capacidades comprendido entre 100×10^6 y 150×10^6 m³.

En la figura Nº V.A.1-2-1 se ilustra la superficie de inundación del embalse para la capacidad nominal de 150×10^6 m³, de acuerdo a lo establecido anteriormente sobre la materia; en esta misma figura se indica el trazado tentativo de las variantes propuestas para los caminos correspondientes a las etapas de construcción y operación del embalse.

2.2 Sección transversal típica

La sección transversal típica de la presa propuesta es enteramente análoga a la descrita para la alternativa de Santa Juana, habida consideración de las mejores condiciones topográficas que presenta el sitio El Toro, lo que redundará en una menor altura de presa para la capacidad nominal de embalse de 150×10^6 m³.

Esta sección típica se ilustra en la figura Nº V.A. 1-2-5, en la que también se detallan los tipos de materiales propuestos para su construcción. Cabe hacer notar que también en este caso, tanto el pedraplén como el enrocado de pie se pueden construir mayoritariamente con el material proveniente de las excavaciones del vertedero de seguridad y obras de desviación.

Considerando que no se dispone de información cuantitativa acerca de la permeabilidad del horizonte inferior de los rellenos del valle, se ha propuesto contemplar en forma conservadora la impermeabilidad de las fundaciones mediante una pared moldeada construída en el fondo de una zanja cortafuga; la zanja cortafuga se prolonga hacia los estribos con el objeto de interceptar posibles filtraciones a través de los escombros de falda que se observan en este sector (ver figura Nº V.A.1-2-6).

No se considera la necesidad de grauteo en los estribos debido a la buena calidad geotécnica que presenta la roca de la zona en estudio.

3. Obras de toma, desvío temporal y vertedero de seguridad

3.1 Obras de desvío temporal

Consistirían en un túnel excavado bajo el estribo derecho de la presa, cuyo tramo de aguas arriba se utilizaría posteriormente como obra de toma del embalse y cuyo tramo de aguas abajo formaría parte del túnel de descarga del vertedero de seguridad.

En el portal de entrada se construiría una torre de captación provista de compuertas provisionarias, las que se conectarían al curso superior del río Huasco a través de un canal trapecial excavado en tierra.

El túnel de desvío se ha dimensionado para un gasto de 120 m³/s a flujo libre, y con gasto máximo de 270 m³/seg trabajando con una carga hidráulica de 15,0 m; esta última cifra determina la cota de coronamiento del "coffer-dam".

3.2 Vertedero de seguridad

Estaría ubicado en la ladera derecha del embalse, y sus condiciones de cálculo totalmente análogas a las indicadas para la alternativa de Santa Juana. Sin embargo, debido a la configuración topográfica de la angostura El Toro, la descarga del vertedero se haría a través de un túnel inclinado, seguido de un tramo de túnel en pendiente suave que terminaría en una estructura del tipo "flip-bucket" para disipar la energía del torrente. A la entrada del vertedero se consulta el empleo de compuertas para controlar el gasto del mismo.

El perfil longitudinal a través del túnel de desvío y el túnel de descarga del vertedero se ilustra en la figura Nº V.A.1-2-7, en tanto que sus secciones transversales típicas se presentan en las figuras Nos. V.A.1-2-8, V.A.1-2-9 y V.A.1-2-10.

3.3 Obras de toma

Para satisfacer las demandas de riego, se debería construir un túnel paralelo al túnel de descarga del vertedero, el que empalmaría con el túnel de desviación temporal un poco aguas arriba de su intersección con el túnel inclinado. Este túnel de operación alojaría la cámara de válvulas cerca de su boca de salida, y descargaría al curso inferior del río Huasco a través de un colchón disipador del tipo convencional.

Cabe hacer notar que con esta disposición no se requiere construir un túnel by-pass para instalar las válvulas. Por otra parte, al entrar en operación el embalse, se debería taponar con hormigón la conexión entre las obras de toma y el túnel de descarga del vertedero.

La cámara de válvulas y el canal de descarga del túnel de operación, serían enteramente análogos a lo descrito para la alternativa de Santa Juana.

La ubicación en planta de todas las obras de desvío, operación y seguridad del embalse, se ilustra en la figura Nº V.A. 1-2-8.

4. Desvío de los caminos existentes

4.1 Desvío durante la construcción

El trazado tentativo de este camino se ilustra en la figura Nº V.A.1-2-1. El tramo de aguas abajo de este desvío formaría parte del camino definitivo, lo que obligaría a un desarrollo relativamente importante por el fondo de la quebrada que habría provocado el embalse natural mencionado en párrafos anteriores.

4.2 Desvío definitivo

De acuerdo a lo que se observa en la figura Nº V.A.1-2-1, el embalse El Toro inundará los caminos de acceso a los valles del Carmen y del Tránsito. Ello obliga a construir un nuevo camino por la ladera sur del río Huasco que continúe por la ribera izquierda del río Carmen, y otro que después de cruzar por sobre el coronamiento de la presa, continúe por la ribera norte del río Huasco y la ribera derecha del río El Tránsito.

La longitud total de ambos caminos sería del orden de los 19 Km, excavados casi en su totalidad en roca de buena calidad y en taludes de gran pendiente; este último factor proscribe el diseño de perfiles mixtos en la mayor parte del trazado, pero a su vez permite un talud de excavación casi vertical.

5. Presupuesto de las obras

El listado de precios unitarios utilizados para confeccionar el presupuesto de las obras se incluye en el cuadro Nº V.A.1-2-1.

El presupuesto detallado del costo de las obras se presenta en el cuadro Nº V.A.1-2-2. En él se incluye el costo correspondiente a tres tamaños de embalse: 50, 100 y 150 millones de m³, con el objeto de apreciar su variación en función de la capacidad dentro de un rango representativo. A continuación se presenta el resumen del presupuesto para las mismas tres capacidades de embalse indicadas anteriormente.

RESUMEN DEL PRESUPUESTO DEL EMBALSE EL TORO

| Parte de Obra | Designación | Precio Total (miles de \$) | | |
|---|--------------------------------------|-------------------------------|-------------------------------|------------------------------|
| | | 150.000.000 m ³ | 100.000.000 m ³ | 50.000.000 m ³ |
| A | Vías de acceso | 4.500 | 4.500 | 4.500 |
| B | Instalación de faenas y equipamiento | 90.000 | 90.000 | 90.000 |
| C | Obras de desviación y entrega | 210.600 | 208.695 | 205.993 |
| D | Presa | 1.532.269 | 1.327.309 | 1.105.544 |
| E | Obras de evacuación | 275.932 | 262.713 | 249.144 |
| F | Variante del camino | 236.000 | 212.400 | 177.000 |
| G | Imprevistos (15%) | 352.395 | 315.840 | 274.827 |
| Subtotal del presupuesto | | 2.701.696 | 2.421.437 | 2.107.008 |
| Estudios de ingeniería (7%) | | 189.119 | 169.500 | 147.491 |
| Supervigilancia de la construcción (2%) | | 54.034 | 48.429 | 42.140 |
| Total del presupuesto | | 2.944.849 | 2.639.366 | 2.296.639 |

LISTADO DE PRECIOS UNITARIOS

| Descripción | Unidad | Precios Unitarios (\$) |
|--------------------------------------|----------------|------------------------|
| Escarpe | m ³ | 190 |
| Excavación abierta en material común | m ³ | 258 |
| Excavación en lecho de río | m ³ | 323 |
| Relleno de material fluvial | m ³ | 348 |
| Relleno de arcilla | m ³ | 391 |
| Enrocados | m ³ | 394 |
| Pedraplén | m ² | 612 |
| Pared Moldeada | m ³ | 12.600 |
| Grouteo | ml | 4.800 |
| Excavación abierta en roca | m ³ | 1.000 |
| Excavación en túnel de roca | m ³ | 5.525 |
| Hormigón en túnel | m ³ | 9.438 |
| Moldaje en túnel | m ² | 2.067 |
| Armaduras | Ton | 70.000 |
| Fortificaciones Ø 2,5 | ml | 37.000 |
| Ø 5 | ml | 74.000 |
| Ø 7,5 | ml | 110.000 |
| Camino definitivo | km | 11.800.000 |
| Camino temporal | km | 9.000.000 |
| Transporte de relleno (3 Km) | m ³ | 39 |

EMBALSE EL TORO

PRESUPUESTO DETALLADO DE LAS OBRAS

| Item Nº | Descripción | Unidad | Precio Unitario | 150.000.000 m3 | | 100.000.000 m3 | | 50.000.000 m3 | |
|------------|--------------------------------|--------|--------------------|----------------|--------|----------------|--------|---------------|--------|
| | | | | Cantidad | Total | Cantidad | Total | Cantidad | Total |
| A | Vías de acceso | km | 9.000.000 | 0,5 | 4.500 | 0,5 | 4.500 | 0,5 | 4.500 |
| B1 | Inst. Faenas | gl | | | 10.000 | | 10.000 | | 10.000 |
| B2 | Equipamiento | gl | | | 80.000 | | 80.000 | | 80.000 |
| | | | | | 90.000 | | 90.000 | | 90.000 |
| C1 | Canal Desviación Excavación | m3 | 1.000 | 36.000 | 36.000 | 36.000 | 36.000 | 36.000 | 36.000 |
| C2 | Torre captación Excavación | m3 | 1.000 | 3.000 | 3.000 | 3.000 | 3.000 | 3.000 | 3.000 |
| | Hormigón | m3 | 9.438 | 310 | 2.926 | 310 | 2.926 | 310 | 2.926 |
| | Moldaje | m2 | 2.067 | 1.000 | 2.067 | 1.000 | 2.067 | 1.000 | 2.067 |
| | Armaduras | ton | 70.000 | 20 | 1.400 | 20 | 1.400 | 20 | 1.400 |
| | | | | | 9.393 | | 9.393 | | 9.393 |
| C3 | Túnel desv. Excavación | m3 | 5.525 | 8.000 | 44.200 | 8.000 | 44.200 | 8.000 | 44.200 |
| | Hormigón | m3 | 9.438 | 1.500 | 14.157 | 1.500 | 14.157 | 1.500 | 14.157 |
| | Moldaje | m2 | 2.067 | 5.000 | 10.335 | 5.000 | 10.335 | 5.000 | 10.335 |
| | Armaduras | ton | 70.000 | 120 | 8.400 | 120 | 8.400 | 120 | 8.400 |
| | Fortificación Ø 5.0 | ml | 74.000 | 100 | 7.400 | 100 | 7.400 | 100 | 7.400 |
| | | | | | 84.492 | | 84.492 | | 84.492 |
| C4 | Túnel de toma Excavación | m3 | 5.525 | 2.000 | 11.050 | 1.910 | 10.553 | 1.700 | 9.392 |
| | Hormigón | m3 | 9.438 | 650 | 6.076 | 590 | 5.515 | 520 | 4.861 |
| | Moldaje | m2 | 2.067 | 2.400 | 4.961 | 2.150 | 4.444 | 1.900 | 3.927 |
| | Armaduras | ton | 70.000 | 52 | 3.640 | 47 | 3.290 | 42 | 2.940 |
| | Fortificación Ø 2.5 | ml | 37.000 | 100 | 3.700 | 100 | 3.700 | 100 | 3.700 |
| | | | | | 29.427 | | 27.502 | | 24.820 |

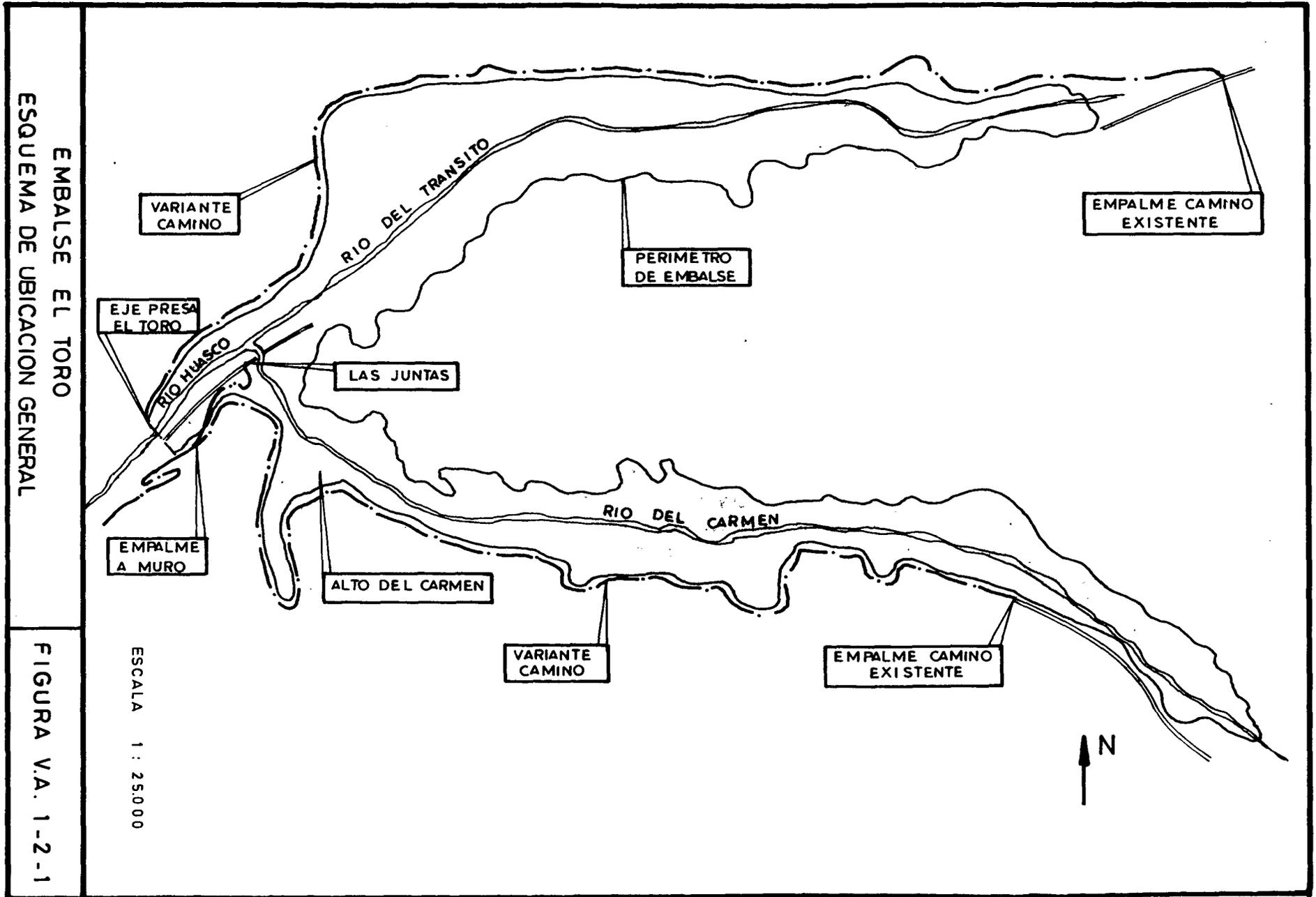
CUADRO N° V.A.1-2-2

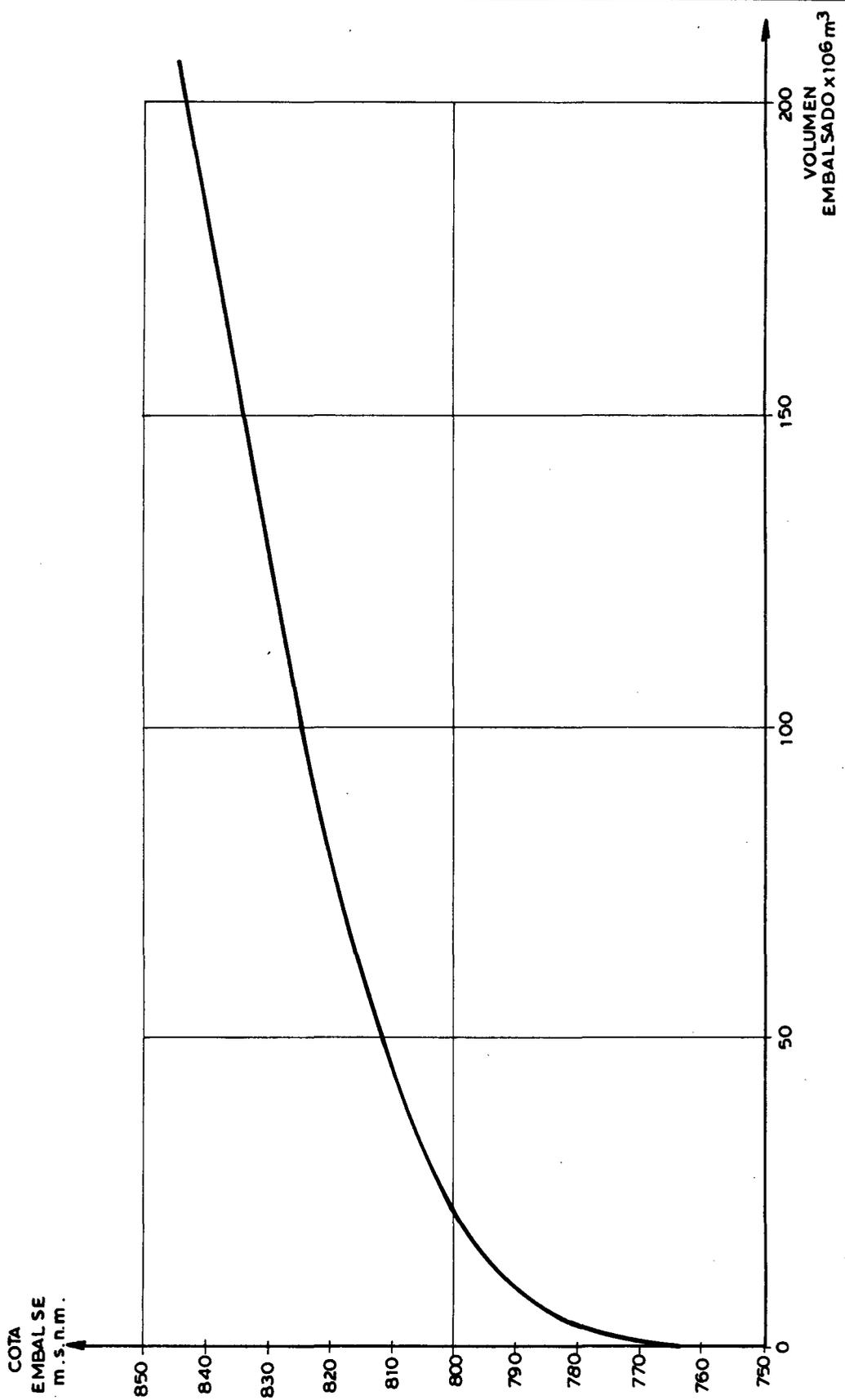
| Item | Descripción | Unidad | Precio | 150.000.000 m3 | | 100.000.000 m3 | | 50.000.000 m3 | |
|------|---------------------|--------|----------|----------------|-----------|----------------|-----------|---------------|-----------|
| Nº | | | Unitario | Cantidad | Total | Cantidad | Total | Cantidad | Total |
| C5 | Cámara válvulas | | | | | | | | |
| | Excavación | m3 | 5.525 | 1.000 | 5.525 | 1.000 | 5.525 | 1.000 | 5.525 |
| | Hormigón | m3 | 9.438 | 200 | 1.888 | 200 | 1.888 | 200 | 1.888 |
| | Moldaje | m2 | 2.067 | 500 | 1.034 | 500 | 1.034 | 500 | 1.034 |
| | Armaduras | ton | 70.000 | 20 | 1.400 | 20 | 1.400 | 20 | 1.400 |
| | Fortificación 7.5 | m1 | 110.000 | 50 | 5.500 | 50 | 5.500 | 40 | 5.500 |
| | | | | | 15.347 | | 15.347 | | 15.347 |
| C6 | Túnel descarga | | | | | | | | |
| | Excavación | m3 | 5.525 | 1.000 | 5.525 | 1.000 | 5.525 | 1.000 | 5.525 |
| | Hormigón | m3 | 9.438 | 400 | 3.775 | 400 | 3.775 | 400 | 3.775 |
| | Moldaje | m2 | 2.067 | 1.400 | 2.894 | 1.400 | 2.894 | 1.400 | 2.894 |
| | Armaduras | ton | 70.000 | 35 | 2.450 | 35 | 2.450 | 35 | 2.450 |
| | Fortificación Ø 7.5 | m1 | 110.000 | 50 | 5.500 | 40 | 5.500 | 50 | 5.500 |
| | | | | | 20.144 | | 20.144 | | 20.144 |
| C7 | Colchón disipador | | | | | | | | |
| | Excavación | m3 | 1.000 | 6.000 | 6.000 | 6.000 | 6.000 | 6.000 | 6.000 |
| | Hormigón | m3 | 9.438 | 450 | 4.247 | 450 | 4.247 | 450 | 4.247 |
| | Moldaje | m2 | 2.067 | 1.500 | 3.100 | 1.500 | 3.100 | 1.500 | 3.100 |
| | Armaduras | ton | 70.000 | 35 | 2.450 | 35 | 2.450 | 35 | 2.450 |
| | | | | | 15.797 | | 15.797 | | 15.797 |
| D | Presa | | | | | | | | |
| | Escarpe | m3 | 190 | 52.000 | 9.880 | 38.100 | 7.239 | 29.300 | 5.567 |
| | Excav. esc. faldas | m3 | 258 | 150.000 | 40.764 | 114.500 | 29.541 | 88.000 | 22.704 |
| | Excav. en roca | m3 | 1.000 | 210.000 | 210.000 | 152.300 | 152.300 | 117.100 | 117.100 |
| | Excav. lecho río | m3 | 323 | 115.000 | 37.145 | 115.000 | 37.145 | 115.000 | 37.145 |
| | Relleno arcilla | m3 | 391 | 580.000 | 226.780 | 516.000 | 201.756 | 430.000 | 168.130 |
| | Relleno fluvial | m3 | 348 | 2.550.000 | 887.400 | 2.270.000 | 789.960 | 1.883.000 | 655.284 |
| | Enrocados | m3 | 394 | 60.000 | 23.640 | 54.000 | 21.276 | 44.000 | 17.336 |
| | Pedraplén | m3 | 612 | 55.000 | 33.660 | 41.000 | 25.092 | 31.500 | 19.278 |
| | Pared moldeada | m3 | 12.600 | 5.000 | 63.000 | 5.000 | 63.000 | 5.000 | 63.000 |
| | | | | | 1.532.269 | | 1.327.309 | | 1.105.544 |

CUADRO N° V.A.1-2-2
 (Continuación)

| Item | Descripción | Unidad | Precio | 150.000.000 m3 | | 100.000.000 m3 | | 50.000.000 m3 | |
|------|---------------------|--------|------------|----------------|------------------|----------------|------------------|---------------|------------------|
| Nº | | | Unitario | Cantidad | Total | Cantidad | Total | Cantidad | Total |
| E1 | Vertedero | | | | | | | | |
| | Excavación | m3 | 1.000 | 45.000 | 45.000 | 45.000 | 45.000 | 45.000 | 45.000 |
| | Hormigón | m3 | 9.438 | 1.350 | 12.741 | 1.350 | 12.741 | 1.350 | 12.741 |
| | Moldaje | m2 | 1.000 | 1.350 | 1.350 | 1.350 | 1.350 | 1.350 | 1.350 |
| | Armaduras | ton | 70.000 | 110 | 7.700 | 110 | 7.700 | 110 | 7.700 |
| | | | | | 66.791 | | 66.791 | | 66.791 |
| E2 | Túnel Evacuación | | | | | | | | |
| | Excavación | m3 | 5.525 | 21.000 | 116.025 | 19.500 | 107.737 | 18.000 | 99.450 |
| | Hormigón | m3 | 9.438 | 3.900 | 36.808 | 3.600 | 33.977 | 3.300 | 31.145 |
| | Moldaje | m2 | 1.000 | 8.900 | 8.900 | 8.200 | 8.200 | 7.500 | 7.500 |
| | Armaduras | ton | 70.000 | 310 | 21.700 | 290 | 20.300 | 265 | 18.550 |
| | Fortificación Ø 7.5 | m1 | 110.000 | 130 | 14.300 | 130 | 14.300 | 130 | 14.300 |
| | | | | | 197.733 | | 184.514 | | 170.945 |
| E3 | Tapón Túnel Desv. | | | | | | | | |
| | Excavación | m3 | 5.525 | 300 | 1.657 | 300 | 1.657 | 300 | 1.657 |
| | Hormigón | m3 | 9.438 | 1.000 | 9.438 | 1.000 | 9.438 | 1.000 | 9.438 |
| | Moldaje | m2 | 2.067 | 50 | 103 | 50 | 103 | 50 | 103 |
| | Armaduras | ton | 70.000 | 3 | 210 | 3 | 210 | 3 | 210 |
| | | | | | 11.408 | | 11.408 | | 11.408 |
| F | Variante del camino | km | 11.800.000 | 20 | 236.000 | 18 | 212.400 | 15 | 177.000 |
| G | Imprevistos | 15% | | | 352.395 | | 315.840 | | 274.827 |
| | TOTALES | | | | 2.701.696 | | 2.421.437 | | 2.107.008 |

CUADRO N° V.A.1-2-2
 (Continuación)

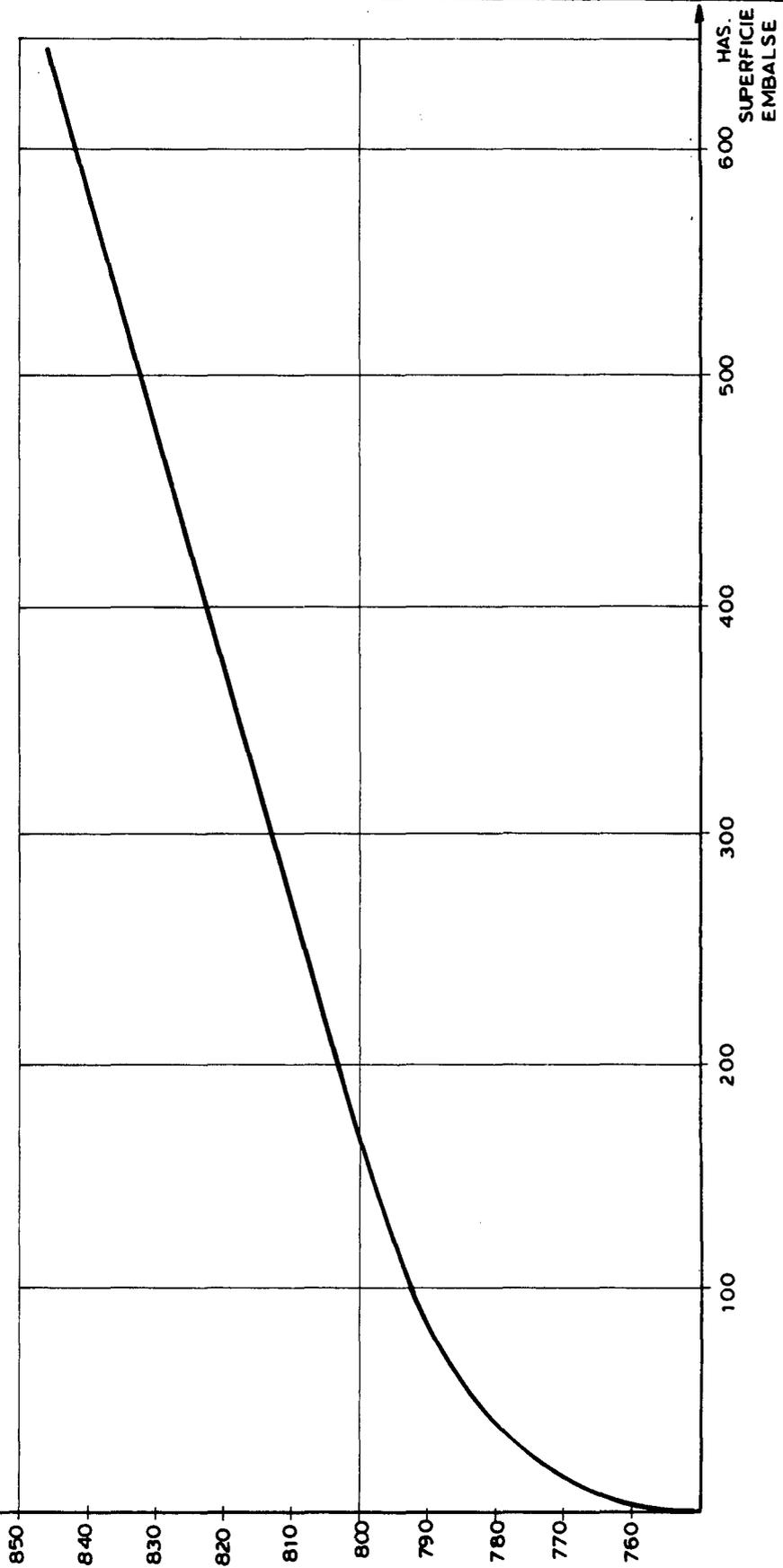




EMBALSE EL TORO : CURVA DE EMBALSE

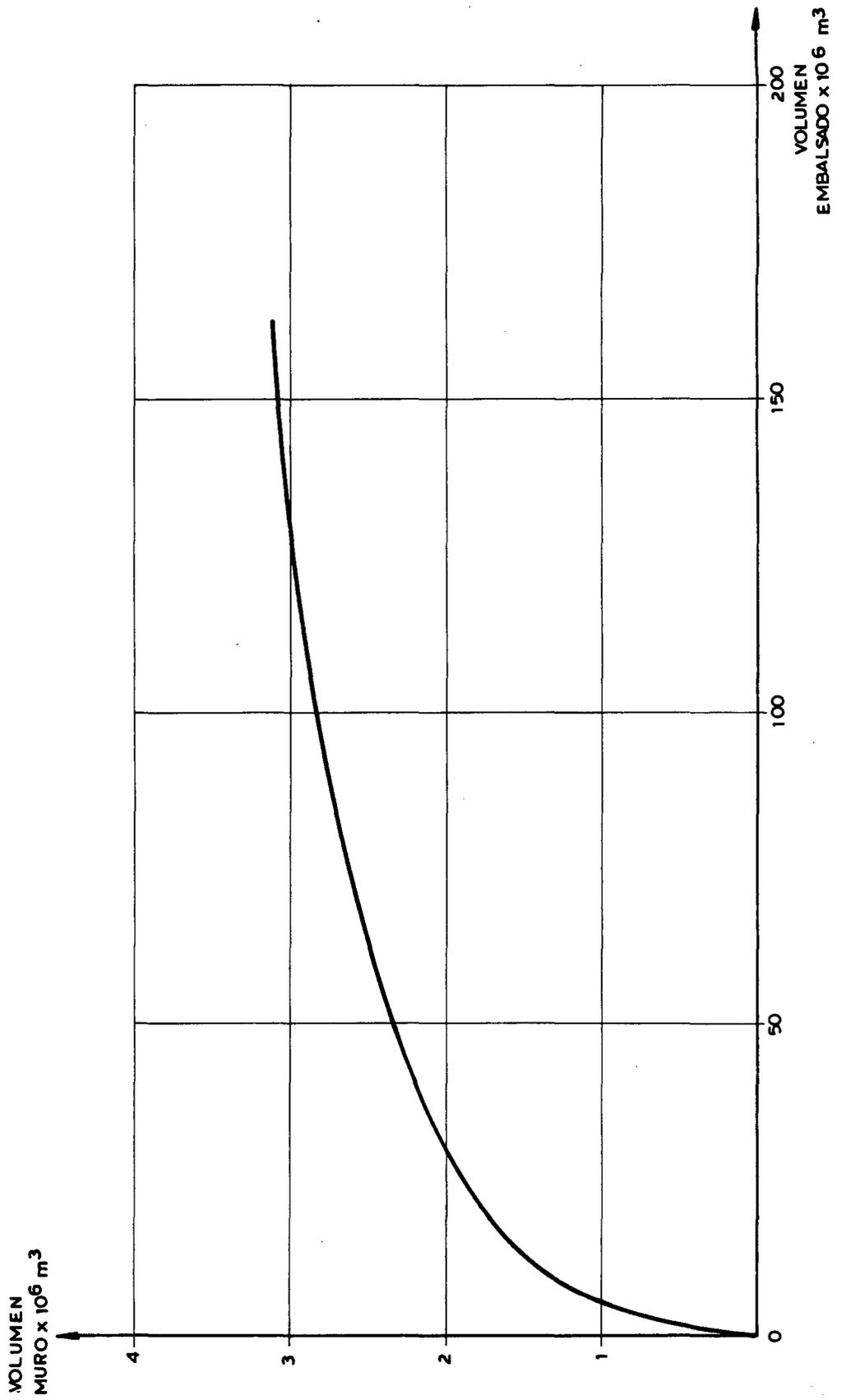
FIGURA V.A. 1-2-2

COTA
EMBALSE
m. s. n. m.



EMBALSE EL TORO
CURVA DE SUPERFICIE INUNDADA

FIGURA V.A. 1-2-3



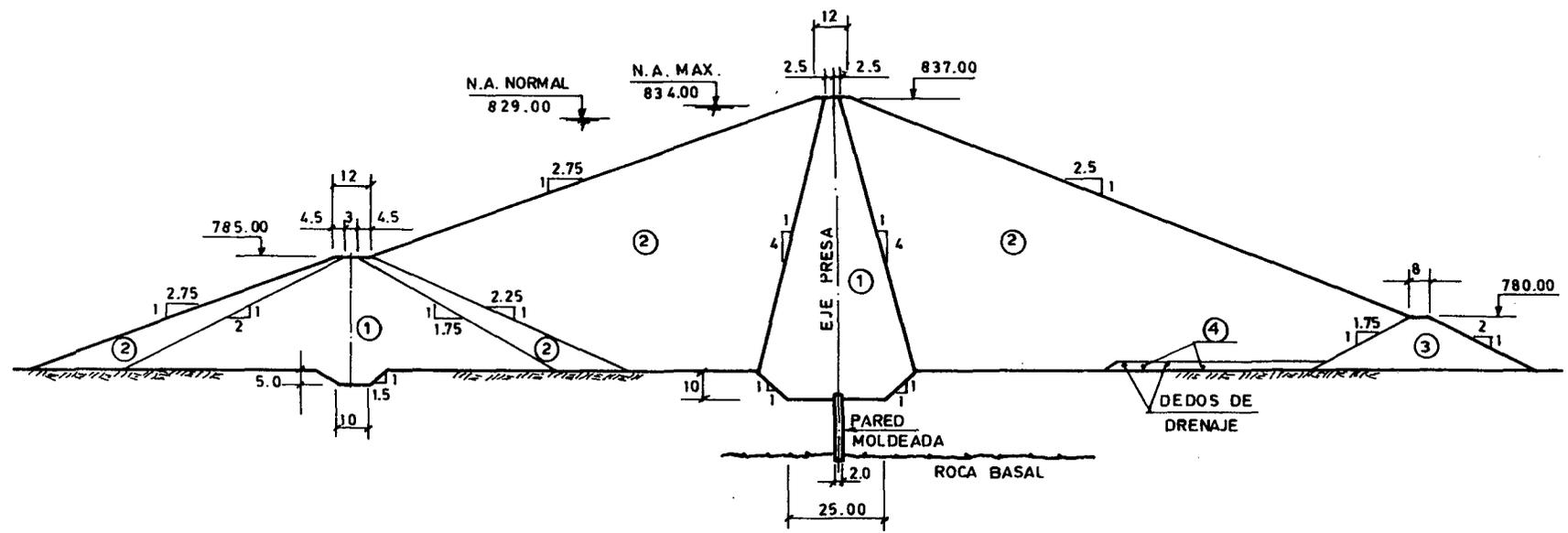
EMBALSE EL TORO
CURVA DE VOLUMEN DE MURO

FIGURA V.A. 1-2-4

EMBALSE EL TORO
CORTE TRANSVERSAL DEL MURO

NOMENCLATURA

- ① ARCILLA
- ② FLUVIAL
- ③ ENROCADO ZONA VERTEDERO
- ④ FLUVIAL SELECCIONADO

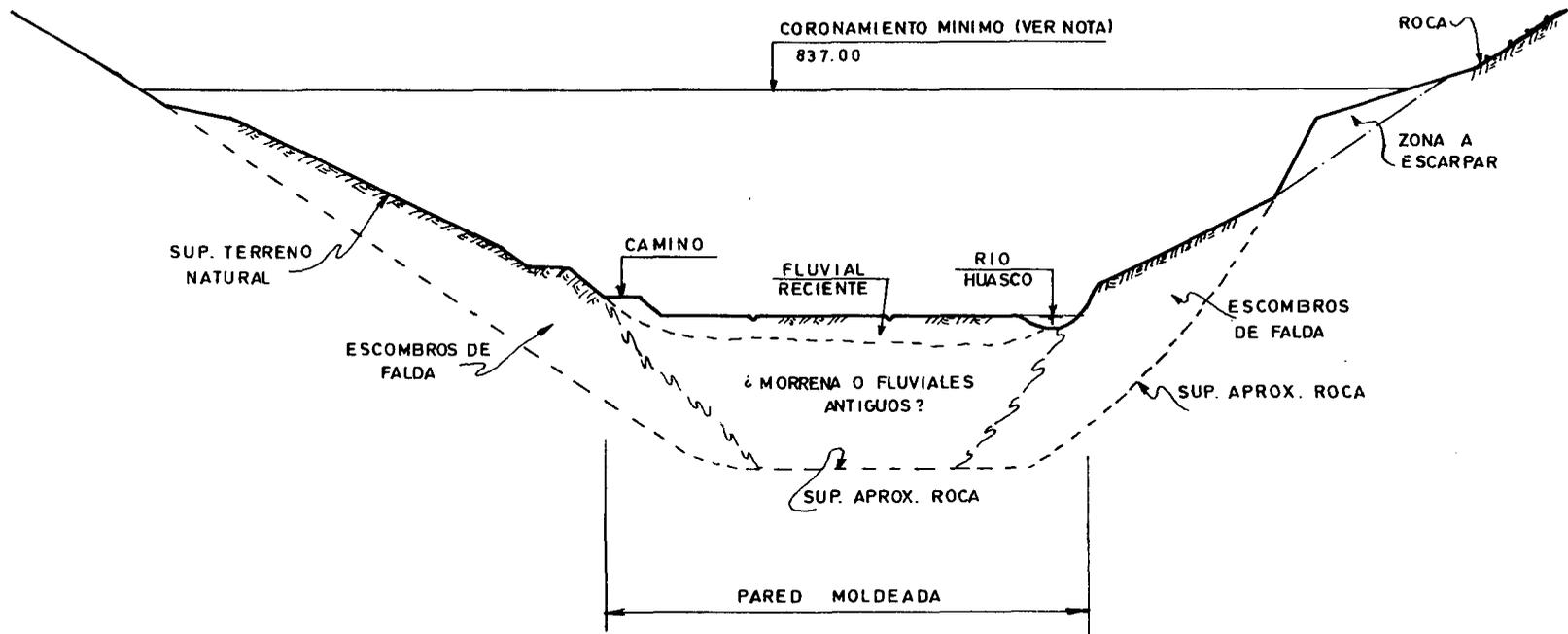


VOLUMEN DEL EMBALSE : 150.000.000 m³

FIGURA V.A. 1-2-5

EMBALSE EL TORO:
PERFIL LONGITUDINAL
POR EL EJE DE LA PRESA

FIGURA V.A. 1-2-6



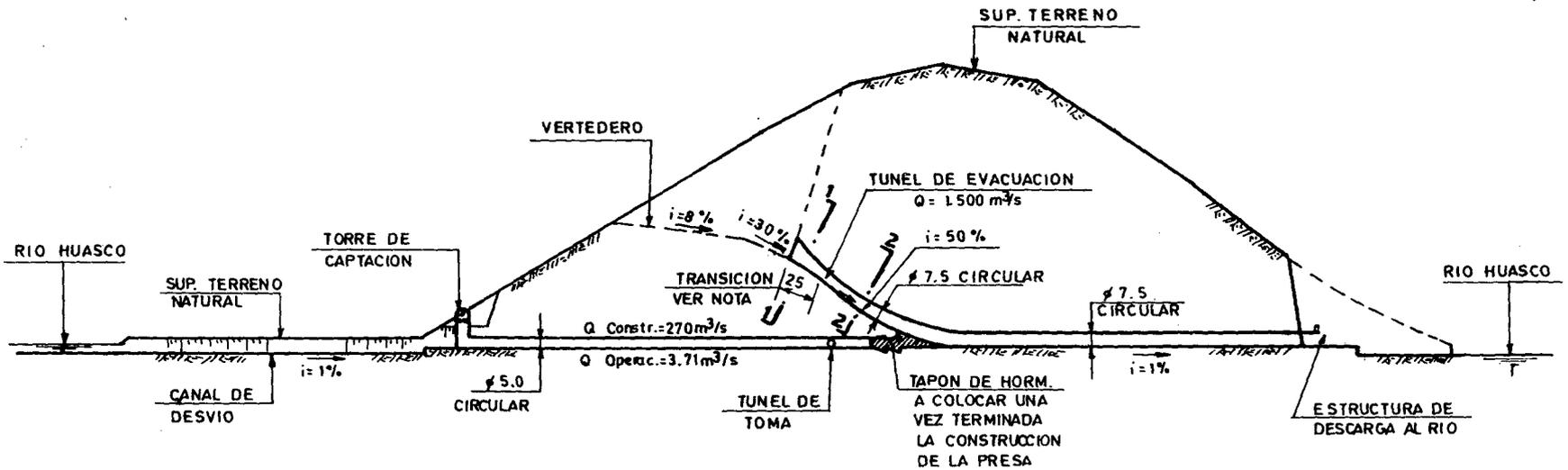
NOTA:
NO SE HA CONSIDERADO EL AUMENTO
EN COTA DEL CORONAMIENTO PARA
TOMAR EN CUENTA EFECTO DE
ASENTAMIENTO DE LA PRESA

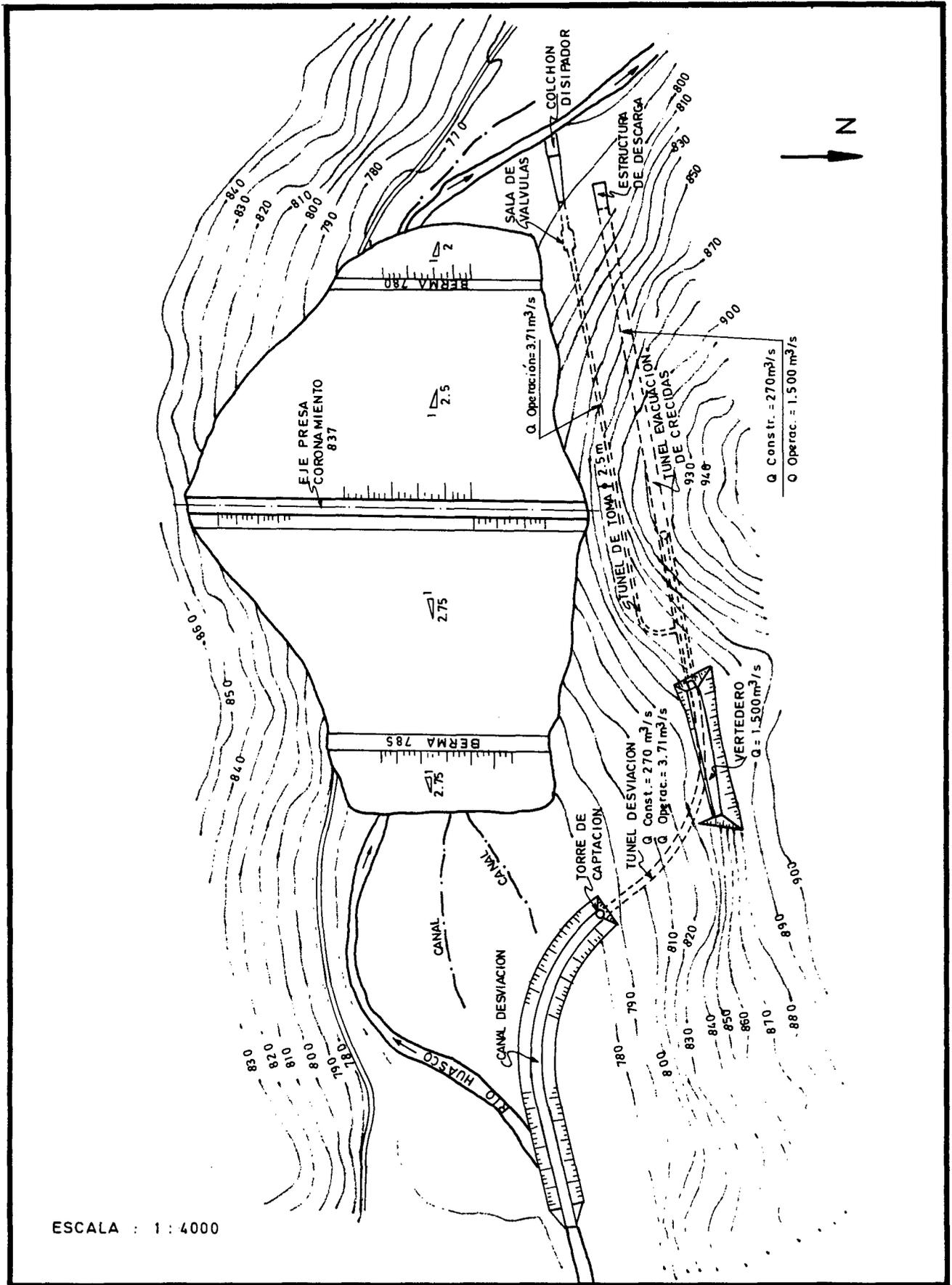
EMBALSE EL TORO: ESQUEMA DEL PERFIL LONGITUDINAL DE LAS OBRAS DE DESVIO Y EVACUACION DE CRECIDAS

FIGURA V.A. 1-2-7

NOTAS:

- 1.. ZONA TRANSICION QUE COMIENZA AGUAS ARRIBA EN SECCION HERRADURA DE H=12.0 y ANCHO BASAL 10 m. PARA CONCLUIR EN SECCION CIRCULAR ϕ 7.5 m
- 2.. VER SECCIONES 1-1 y 2-2 EN FIG. V.A. 1-2-10



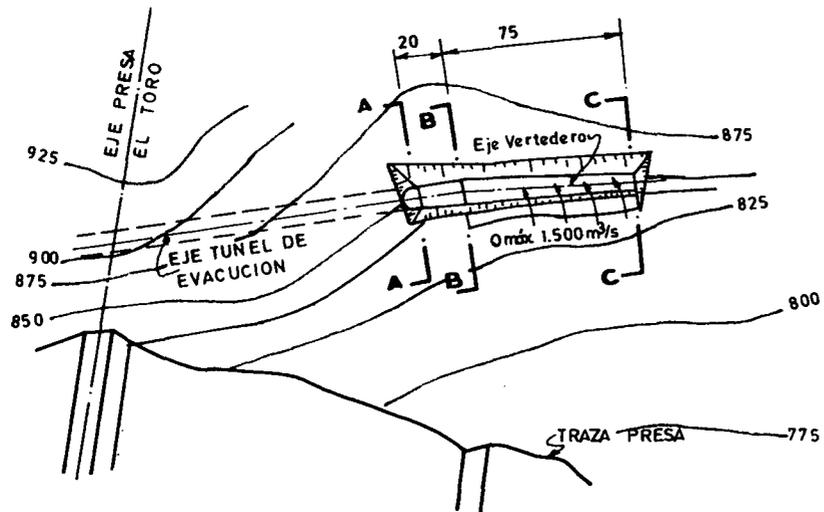


ESCALA : 1 : 4000

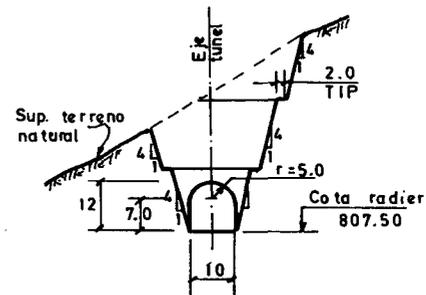
EMBALSE EL TORO : PLANTA GENERAL DE LAS OBRAS

FIGURA V.A. 1-2-8

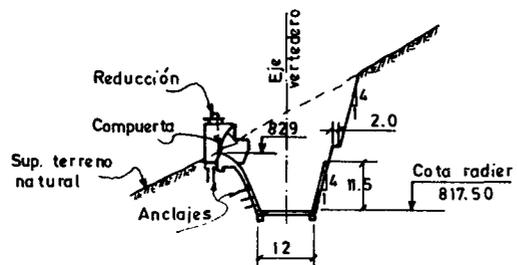
PLANTA



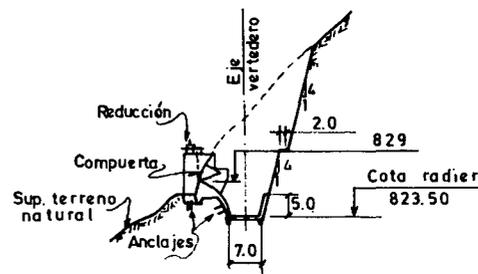
SECCION A - A



SECCION B - B

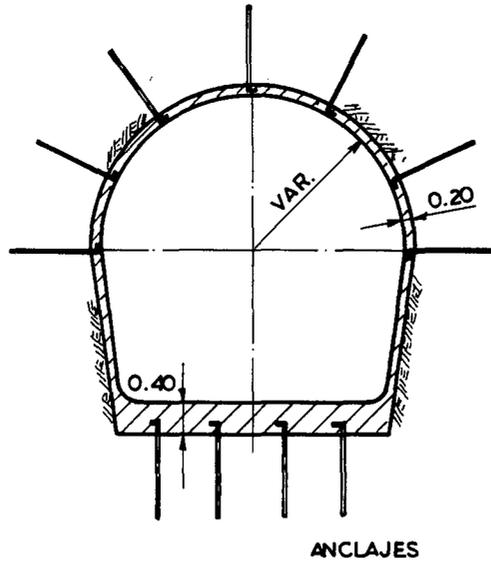


SECCION C - C



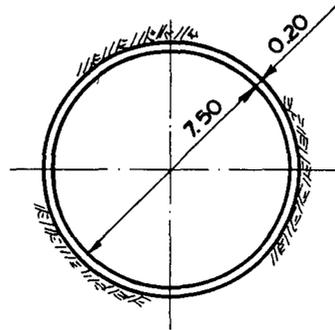
SECCION DE TRANSICION

SECCION 1-1



SECCION TIPICA

SECCION 2-2



NOTA :

- 1.. VER UBICACION DE SECCIONES
1-1 y 2-2 EN FIGURA V.A.1-2-7

ANEXO Nº V.A.1-3

COMERCIALIZACION DE LA ENERGIA ELECTRICA

COMERCIALIZACION DE LA ENERGIA GENERADA EN EL TORO1. Generalidades

Los estudios que hasta la fecha se han realizado en este proyecto, han demostrado la factibilidad técnica de generar energía eléctrica en el embalse que se construiría en el lugar denominado El Toro.

En una primera aproximación se ha determinado que, si bien es cierto la generación media anual ascendería a alrededor de 12 millones de Kwh, (dependiendo del tamaño del embalse y central que en definitiva se adopte), la potencia que se podría garantizar para la venta es prácticamente nula. En otras palabras, existe una disponibilidad de energía susceptible de ser vendida, pero no puede garantizarse que ella se entregue todos los días del año con la demanda (potencia) que exijan los usuarios.

Una vez establecida técnicamente la posibilidad de obtener energía hidroeléctrica a pie de presa, es necesario estudiar la comercialización de la misma, analizando los probables compradores, los problemas de transmisión y distribución, y el precio de venta en que esa energía sería negociada.

Previo al planteamiento de cualquier esquema de comercialización, es necesario tener presente las restricciones que la limitan. En primer lugar, la posibilidad de crear una empresa que distribuya la energía generada por la eventual central, involucra factores macroeconómicos que desaconsejan su consideración. En segundo término, la no existencia de potencia garantizada descarta la alternativa de negociar directamente con consumidores importantes.

La situación descrita anteriormente, restringe las posibilidades de comercialización a lo que se pueda convenir con las empresas eléctricas de la zona: EMELAT, a nivel regional, y ENDESA a nivel nacional.

Al establecer contacto con personal de EMELAT, se ha concluido que al ser ésta una subsidiaria de ENDESA, cualquier decisión con respecto a la adquisición de la energía generada sería responsabilidad de esta última empresa.

A petición de CEDEC, el subgerente comercial de ENDESA ha definido la política oficial de esa empresa sobre compra de energía a productores particulares. Resumidamente, la política actual de ENDESA es adquirir toda la energía que produzcan los particulares, especialmente si ella es generada en zonas que puedan conectarse a su sistema interconectado central. Se ha solicitado también a ENDESA una definición sobre el precio en que comprarían la energía y sobre las exigencias técnicas que impondrían al sistema de transmisión y distribución en el sitio de entrega.

La Subgerencia Comercial de ENDESA ha hecho llegar por escrito lo solicitado, mediante carta Nº 99 de 8 de Marzo de 1985, dirigida al Sr. Secretario Ejecutivo de la Comisión Nacional de Riego. A continuación se transcriben las partes de ese documento que hacen mención a la conexión al sistema de distri-

bución existente y se determinan las inversiones necesarias para tal conexión, y el precio de venta de la energía.

2. Conexión al sistema de distribución existente

Dada la ubicación de la central hidroeléctrica que se construiría a pie de presa, la interconexión al sistema actual debería efectuarse en el Km 39 de la línea existente.

Como ya se ha señalado, la línea de distribución actual es de 13,2 kV con conductor Nº 5. Ella no posee la capacidad para transmitir la energía probablemente generada, estimada en alrededor de 12×10^6 KWh.

Es posible modificar la línea para permitirle transmitir la energía generada. Para ello es necesario transformarla a un voltaje de transmisión de 23 kV, cambiando también el conductor de Nº 5 AWG por Nº 2 AWG.

De acuerdo a la carta de ENDESA citada anteriormente, efectuar la modificación anterior representa la instalación de dos autotransformadores de 13,2 a 23 kV, cambio de los transformadores de distribución, reemplazo de las crucetas de madera por crucetas metálicas, cambio de aislación de la línea, cambio de equipos de protección e instalación de equipos de medición.

EMELAT, empresa que distribuiría la energía generada en El Toro, la compraría en barras de 13,8 kV en la subestación Vallenar, para lo cual habría que determinar un coeficiente de reducción que permita referir a dicha S/E la energía generada en la central.

3. Inversiones necesarias para modificar la línea existente

CEDEC determinó las modificaciones que deben realizarse en la línea actual para capacitarla a transmitir la energía de generación probable. Para efectuar esta estimación se ha dispuesto del plano de planta de la línea de 13,2 kV desde Vallenar a Alto del Carmen, proporcionado por EMELAT.

Las exigencias técnicas de conexión determinadas por CEDEC son prácticamente las mismas que posteriormente ha entregado ENDESA, existiendo diferencias en sólo dos items: únicamente de forma en el primero y de mayor precisión en el segundo. En efecto, mientras ENDESA manifiesta la necesidad de instalar dos autotransformadores de 13,2 a 23 kV, CEDEC señala el requerimiento de sólo uno, si el voltaje de salida de la central es de 23 kV. Por otra parte, si ENDESA plantea el cambio de crucetas de madera por metálicas, el análisis que de ellas ha realizado CEDEC le faculta para indicar que las actuales crucetas de madera de 2,40 mts son utilizables, de acuerdo a norma DM-1313 Rev.2. En todo caso, deberán cambiarse a crucetas metálicas 22 remates.

3.1 Materiales involucrados en la modificación.

De acuerdo a las exigencias técnicas determinadas por CEDEC, los materiales involucrados en la modificación, son:

a) Línea (longitud 39 km)

| <u>Item</u> | <u>Unidad</u> | <u>Cantidad</u> |
|--|---------------|-----------------|
| - Conductor Nº 2 AWG (33,63 mm ²) | mt | 125.000 |
| - Aisladores espiga. DM-1331 (23 kV) | Nº | 854 |
| - Aisladores tensión. DM-1333. Se requiere adicionar 81 aisladores a los 162 existentes. | Nº | 81 |
| - Crucetas metálicas | Nº | 76 |
| - Postes. Se considera reposición de un 10% por antigüedad de línea existente. | Nº | 30 |
| - Herrajes. Se contempla cambio de las grampas de anclaje, utilizando las DM-1324. | Nº | 81 |

b) Protecciones y varios

| <u>Item</u> | <u>Unidad</u> | <u>Cantidad</u> |
|---|---------------|-----------------|
| - Desconectores fusibles. Se considera efectuar cambio para los 26 transformadores de distribución. | Nº | 78 |
| - Cambio parcial de tirantes existentes. | Nº | 10 |

4. Anexo Nº V.A.1-3 Comercialización de la energía eléctrica

c) Autotransformador 13,2 a 23 kV

| <u>Item</u> | <u>Unidad</u> | <u>Cantidad</u> |
|--|---------------|-----------------|
| - Autotransformador 13,2 a 23 kV. Se considera la instalación de un autotransformador de 2000 MVA, en la salida de S/E Vallenar. | Nº | 1 |

d) Transformadores de distribución

Actualmente existen veintiseis transformadores de distribución, cuyas potencias son en general bajas. Normalmente fabricantes de transformadores (Briones, Schaffner, CH) aceptan permutar equipos de 15 kV por equipos de 25 kV, debiendo los interesados cancelar solamente la diferencia entre ambos. Debido a que en el rubro es ésta una forma normal de operar, se la ha adoptado también para este estudio.

3.2 Inversiones involucradas en la modificación

De acuerdo a la cantidad de materiales que se requieren para modificar la línea actual, y considerando precios vigentes a Octubre de 1983, las inversiones necesarias son:

| <u>Item</u> | <u>Unid.</u> | <u>Cantid.</u> | <u>Precio Unitario</u> | <u>Precio Total (miles \$)</u> |
|---|--------------|----------------|------------------------|--------------------------------|
| - Conductor Nº 2 AWG (38.125 Kg) | mt | 125.000 | 400 \$/kg | 15.250 |
| - Aislador espiga 25 kV. DM-1331 | Nº | 854 | 476 \$/c.u. | 407 |
| - Aislador disco 6" | Nº | 81 | 980 \$/c.u. | 79 |
| - Crucetas metálicas (1.482 kg) | Nº | 76 | 170 \$/kg | 252 |
| - Postes 11,5 hormigón armado | Nº | 30 | 7.900 \$/c.u. | 237 |
| - Grampa anclaje | Nº | 81 | 480 \$/c.u. | 39 |
| - Desconectador fusibles | Nº | 78 | 15.000 \$/c.u. | 1.170 |
| - Tirantes | Nº | 10 | 3.500 \$/c.u. | 35 |
| - Autotransformador 2 MVA, 13,2 a 23 kV | Nº | 1 | 1.200.000 \$/c.u. | 1.200 |
| - Permuta transformadores de distribución | Nº | 26 | 30.000 \$/c.u. | 780 |
| Subtotal materiales | | | | 19.449 |
| 40% montaje, y obras civiles | | | | <u>7.780</u> |
| Total (miles \$) | | | | 27.229 |

Es esta una inversión que debe cargarse exclusivamente a la central hidroeléctrica, y que junto a los egresos por construcción de sala de máquinas, adquisición de equipos, camino y costos de operación y mantención constituirán los egresos totales de la central. Estos egresos, con los ingresos derivados por la venta de la energía eléctrica generada, permiten efectuar una evaluación económica para determinar la conveniencia de instalar una central hidroeléctrica a pie de presa.

4. Precio de venta de la energía

La tarifa en que se negociaría la energía es función del precio de ésta en el nudo Maitencillo del sistema interconectado central. Los precios de nudo son calculados semestralmente por la Comisión Nacional de Energía, de acuerdo a lo establecido en el DFL Nº 1 de 1982 del Ministerio de Minería.

EMELAT estaría en condiciones de adquirir exclusivamente energía, no así potencia, ya que al no poder garantizar la central una potencia firme, obligaría a contratar una potencia de respaldo con ENDESA.

El precio de compra de la energía lo define la empresa eléctrica de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Pe = Pnm \times (1 + R1) \times (1 + R2) \times (1 - K)$$

donde:

| | | |
|-----|---|--|
| Pe | = | precio de compra de la energía |
| Pnm | = | precio en el nudo Maitencillo en 220 kV |
| R1 | = | recargo por entrega en 13,8 kV |
| R2 | = | recargo por distancia desde la subestación Maitencillo a la subestación Vallenar |
| K | = | coeficiente de comercialización |

Aplicando el nivel tarifario a Octubre de 1983, se obtiene:

| | | |
|-----|---|--------------|
| Pnm | = | 2,677 \$/kwh |
| R1 | = | 0,16 |
| R2 | = | 0,0299 |
| K | = | 0,03 |
| Pe | = | 3,10 \$/kwh |

Este último es el precio de venta que se ha adoptado para la energía generada en El Toro, y es el que se utiliza posteriormente en la evaluación económica del proyecto.

ANEXO Nº V.A.1-4

DIMENSIONAMIENTO Y OPERACION DE LA CENTRAL

DIMENSIONAMIENTO Y OPERACION DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA.1. Generalidades.

Una vez establecidas las condiciones básicas de comercialización de la energía que se generaría en El Toro, se hace necesario profundizar en el dimensionamiento de la central hidroeléctrica.

Por lo tanto, el objetivo de este anexo es determinar, para cada alternativa de embalse, el tamaño de central más adecuado. El tamaño elegido para cada una de las siete capacidades de embalses estudiadas, será el que luego de realizada una evaluación económica, presente el mejor beneficio neto actualizado. En otras palabras, en cada caso se elegirá la central que en mayor medida incremente el beneficio económico que se espera obtener por la utilización en riego de las aguas del embalse El Toro.

El antecedente básico para el estudio de un desarrollo hidroeléctrico asociado a un proyecto de riego, por razones de demanda de los cultivos, lo constituye el conocimiento de la operación del embalse.

Esta información se obtiene de los listados de resultados del modelo de operación simulada del embalse, para las capacidades útiles de 100, 120, 140, 160, 180, 200 y 220 millones de metros cúbicos.

Se ha diseñado un modelo de simulación de la operación de la central, el que alimentado con los listados anteriores permite definir varias alternativas de dimensionamiento de la misma.

Luego, con el objeto de obtener una visión global de la central, se transcribe la descripción de las obras que la integran.

Finalmente, a partir de una evaluación económica se elige para cada capacidad de embalse, el tamaño de central más adecuado.

2. Modelo de simulación de operación de la central.

Con el objeto de simular el comportamiento de la central instalada a pie de presa, se ha desarrollado un modelo computacional que permite calcular la energía que ella produce al generar los caudales demandados para el riego con las limitaciones que se indican más adelante.

2.1 Datos de entrada.

Como ya se ha señalado anteriormente, la información básica para estudiar el desarrollo hidroeléctrico asociado a riego, lo constituye el conocimiento de

la operación del embalse. Así, los datos de entrada del modelo que simula la operación de la central, son las matrices de resultados que produce el modelo de operación del embalse.

Las matrices que se utilizan son:

- Estado inicial del embalse; $E I (i, j)$
Matriz que representa el volumen existente en el embalse al comienzo del mes de referencia i , del año j .
- Entregas del embalse; $Q E (i, j)$.
Matriz que representa los volúmenes entregados por el embalse en el mes i del año j .
- Caudales vertidos; $Q V (i, j)$
Matriz que representa los volúmenes vertidos en el mes i del año j .

Adicionalmente, se ha empleado información externa al modelo de operación del embalse, y que es función de la capacidad de embalse considerado. Los restantes datos de entrada son:

- Tabla volumen/vs/cota, que establece la relación existente entre el volumen de agua contenido en la presa y la cota del espejo de agua.
- Tabla caudal /vs/ pérdida de carga, que establece la relación existente entre el caudal desviado hacia la central y la consecuente pérdida de carga, medida en metros de columna de agua. Los valores relacionados, son:

| Caudal (m^3 /seg) | Pérdida de carga por frotamiento (mts) | Pérdidas de carga singulares (mts) | Total Pérdidas de carga (mts) |
|-------------------------|--|--|-------------------------------------|
| 2 | 0,020 | 0,040 | 0,060 |
| 4 | 0,080 | 0,158 | 0,238 |
| 6 | 0,182 | 0,356 | 0,538 |
| 8 | 0,322 | 0,633 | 0,955 |
| 10 | 0,505 | 0,990 | 1,495 |
| 12 | 0,726 | 1,425 | 2,151 |
| 14 | 0,988 | 1,940 | 2,928 |
| 16 | 1,289 | 2,534 | 3,823 |
| 18 | 1,632 | 3,210 | 4,842 |
| 20 | 2,014 | 3,959 | 5,973 |
| 4,39 | 0,096 | 0,191 | 0,287 |

2.2 Parámetros

Con el objeto de permitir la simulación de la operación de la central con diferentes alternativas de equipamiento, se han definido los siguientes parámetros, que deben ser ingresados en cada simulación:

- Volumen de la presa, parámetro que permite seleccionar el grupo de tres matrices correspondiente al caso que se está simulando; E I (i, j), Q E (i, j) y Q V (i, j).
- Cota de máquina; COTAM, parámetro que permite modificar la cota de instalación de la máquina. En el estudio se adoptó la cota 763,00.
- Volumen muerto; VMC, parámetro que permite variar el volumen muerto de la presa. El valor considerado en este estudio fue de 2.850.000 m³.
- Caudal de diseño (m³/seg), caudal de diseño de la máquina.
- Altura de diseño (m), altura de diseño de la máquina.

2.3 Cálculo de energía generada y potencia máxima.

Para efectos prácticos y con la finalidad de obtener un diseño factible, se han adoptado los siguientes criterios de cálculo:

- Caudal mínimo: dado un caudal de diseño Q_d, el mínimo caudal que puede generar la máquina es 0,30 Q_d, valor bajo el cual la turbina cavita.
- Altura mínima: dada una altura de diseño H_d, la mínima altura con la que la máquina puede operar es 0,65 H_d.
- Potencia máxima: la potencia máxima generable por el equipo se ha limitado a no sobrepasar un 15% la potencia nominal de la turbina.
- Potencia nominal: la potencia nominal viene definida por la siguiente expresión:

$$P = \frac{1000}{75} Q \times H \times 0,736 \times \eta_t \times \eta_g \times \eta_{tr}$$

donde:

- P = potencia en KW
- Q = caudal en m³/seg
- H = altura neta de generación, que es equivalente a la altura bruta deducidas las pérdidas de carga.
- η_t = rendimiento turbina
- η_g = rendimiento generador
- η_{tr} = rendimiento transformador

De acuerdo a la experiencia del consultor en otros estudios de desarrollo hidroeléctrico, se ha estimado para el grupo turbina-generador-transformador un rendimiento total de 75,4%, con lo que la expresión de la potencia nominal se reduce a:

$$P = 7,4 Q \times H$$

-
- El caudal de generación considera la suma del caudal vertido y el caudal entregado. Si ella es menor que el Q_{\min} , la energía generada en el mes es nula. El caudal máximo queda limitado de tal forma de no sobrepasar la potencia máxima.
 - La altura de generación considera la diferencia existente entre la cota de agua en la presa y la cota de la máquina. Análogamente, queda limitada entre H_{\min} y H_{\max} , de tal manera que H_{\min} sea mayor que $0,65 H_d$ y que H_{\max} no sobrepase la potencia máxima.

2.4 Resultados de la simulación.

Los resultados que entrega el modelo de simulación de operación de la central hidroeléctrica son:

- Listado de parámetros considerados en la simulación.
- Matrices de:
 - . altura bruta
 - . caudal a generar
 - . altura neta
 - . potencia
 - . energía

Ellos proporcionan los correspondientes valores mensuales para toda la estadística hidrológica, y otros valores de interés, como totales anuales y promedios.

- Número de meses sin generación, probabilidad de generación y factor de planta del equipo.

3. Elección del equipamiento de la central.

La disponibilidad de un modelo que simula la operación de la central hidroeléctrica permite dimensionar los equipos de la misma, a partir de diferentes combinaciones de caudal-alturas de diseño, de tal modo que el beneficio económico asociado a su instalación y operación tienda a los mayores valores que en la práctica es posible obtener.

El procedimiento seguido en la búsqueda del tamaño de equipo más adecuado ha sido el siguiente:

Para cada una de las siete alternativas de capacidad de embalse, se han definido diversas alturas de diseño del equipo, manteniéndose como caudal de diseño el caudal medio máximo mensual entregado por el embalse por demandas de riego. La altura de diseño se ha variado entre la carga máxima y la altura mínima para evitar la cavitación del equipo. De esta forma, el modelo de simulación de la operación de la central proporciona para cada combinación

caudal-altura, la correspondiente potencia y energía generada. Al mismo tiempo, el modelo entrega el grado de utilización del equipo.

A continuación, se ha aplicado un nuevo programa computacional, que agrega los valores económicos a los resultados anteriores, con el objeto de calcular el beneficio neto actualizado de cada combinación caudal-altura de diseño.

Posteriormente, para una de las alternativas de capacidad de embalse, y para la altura de diseño que presentaba mejor resultado económico, se ha modificado el caudal de generación para apreciar la variación del beneficio neto actualizado con el caudal de diseño.

Al comprobarse que el mejor rendimiento económico se obtenía para el máximo caudal posible de entrega a la central, se ha procedido a individualizar para las siete capacidades de embalse, la altura de diseño del equipo más conveniente. La elección se ha efectuado en forma gráfica a partir de las curvas BNA/vs/altura de diseño.

Finalmente, se ha procesado nuevamente el modelo que simula la operación de la central, utilizando como parámetros de entrada el caudal máximo de entrega a riego y las alturas de diseño anteriormente determinadas. Con los resultados de potencia y energía obtenidos de la simulación, se ha calculado el beneficio neto actualizado de la central correspondiente al dimensionamiento definitivo de los equipos.

En los acápites siguientes se presenta con mayor detalle este procedimiento, comenzando con las combinaciones caudal-alturas de diseño utilizadas para cada una de las alternativas.

3.1 Combinaciones caudal-alturas de diseño

Como se ha descrito anteriormente, la potencia máxima y la energía generada en la central se obtienen a partir del procesamiento del modelo que simula la operación de la misma.

Una vez incorporados al modelo los datos de entrada que se indican en subcapítulo 2.1, sólo falta definir los parámetros que no se valorizan en 2.2: caudal de diseño y altura de diseño.

El caudal de diseño considerado es $4,39 \text{ m}^3/\text{seg}$, que corresponde al caudal medio máximo mensual entregado por el embalse.

Se ha trabajado con varias alturas de diseño, en el rango comprendido entre máxima carga y altura mínima de diseño.

En el cuadro Nº V.A.1-4-1 se presentan las alturas de diseño estudiadas por alternativa.

Con todos los parámetros definidos se procesa el modelo de simulación de la central, cuyos resultados se muestran en el cuadro Nº V.A.1-4-2

Puede observarse que junto a los resultados más importantes para los fines del estudio, potencia máxima y energía generada, también se entrega la probabilidad de generación y el factor de planta, indicador este último que señala el grado de utilización que tendría el equipo al operar con el caudal y altura de diseño definidos.

3.2 Valorización económica para combinaciones caudal-alturas de diseño.

De acuerdo a lo ya señalado, se ha calculado el beneficio neto actualizado de cada uno de los casos presentados en el cuadro Nº V.A.1-4-2.

El cálculo del beneficio neto actualizado implica la determinación previa de los flujos de ingresos y egresos involucrados.

Los ingresos provenientes de la operación de la central corresponden a la venta de la energía generada y el valor residual de los equipos. A su vez, los egresos derivan de la compra de equipos, conexiones a la actual línea de transmisión, sala de máquinas, camino de acceso y costos de operación y mantenimiento.

En esta primera instancia, que pretende dimensionar la central hidroeléctrica más adecuada para cada capacidad de embalse, se utilizan únicamente los flujos relevantes entre una alternativa y otra, para posteriormente calcular el beneficio económico que representa para el proyecto la instalación de la central introduciendo todos los flujos de ingresos y egresos involucrados.

A continuación, se presentan los egresos e ingresos relevantes:

3.2.a Equipos de la central

La elección de equipos cae necesariamente en turbinas tipo Francis, que por simplicidad de instalación deberán ser de eje horizontal.

El consultor ha tratado de ajustar en la medida de lo posible los valores de los equipos, utilizando recientes cotizaciones recibidas, tanto de proveedores extranjeros como locales.

Los costos unitarios del grupo turbina-generador y subestación eléctrica, son:

| | <u>KVA</u> | | | | |
|--|-------------|-------------|-------------|-------------|-------------|
| | <u>1000</u> | <u>1500</u> | <u>2000</u> | <u>2500</u> | <u>3000</u> |
| - turbina-generador, en US\$/KWh incluye: puente grúa 5 ton cañería acero válvula mariposa y chorro hueco | 390 | 360 | 350 | 340 | 330 |

| | | | | | |
|---------------------------------------|------|------|------|------|-----|
| - Subestación eléctrica, en \$/KVA | 1450 | 1270 | 1160 | 1020 | 910 |
|---------------------------------------|------|------|------|------|-----|

Con los costos unitarios anteriores resultan los siguientes costos totales:

| | | | | | | |
|--|--|---------------|---------------|---------------|---------------|--|
| i) | <u>Grupo turbina-generador</u> (en miles \$) | | | | | |
| | | <u>KVA</u> | | | | |
| | <u>1000</u> | <u>1500</u> | <u>2000</u> | <u>2500</u> | <u>3000</u> | |
| Grupo turbina-generador (1 US\$ = 83,44 \$) | 32.540 | 45.060 | 58.410 | 70.920 | 82.610 | |
| Material instalación | 1.810 | 2.170 | 2.460 | 3.040 | 3.260 | |
| Montaje eléctrico y me- cánico | <u>8.260</u> | <u>11.230</u> | <u>14.490</u> | <u>17.390</u> | <u>20.290</u> | |
| Subtotal equipos | 42.610 | 58.460 | 75.360 | 91.350 | 106.160 | |
| + 7,5% imprevistos y varios | <u>3.196</u> | <u>4.385</u> | <u>5.652</u> | <u>6.851</u> | <u>7.962</u> | |
| Subtotal | 45.806 | 62.845 | 81.012 | 98.201 | 114.122 | |
| + 7% ingeniería y 2% supervisión construcción | <u>4.123</u> | <u>5.656</u> | <u>7.291</u> | <u>8.838</u> | <u>10.271</u> | |
| Total (en miles \$) | 49.929 | 68.501 | 88.303 | 107.039 | 124.393 | |

| | | | | | | |
|---|--|-------------|-------------|-------------|-------------|--|
| ii) | <u>Subestación eléctrica</u> (en miles \$) | | | | | |
| | | <u>KVA</u> | | | | |
| | <u>1000</u> | <u>1500</u> | <u>2000</u> | <u>2500</u> | <u>3000</u> | |
| Subestación eléctrica | 1.450 | 1.910 | 2.320 | 2.550 | 2.730 | |
| + 7,5% imprevistos y varios | <u>109</u> | <u>143</u> | <u>174</u> | <u>191</u> | <u>205</u> | |
| Subtotal | 1.559 | 2.053 | 2.494 | 2.741 | 2.935 | |
| + 9% ingeniería y supervi- sión construcción | <u>140</u> | <u>185</u> | <u>224</u> | <u>247</u> | <u>264</u> | |
| Total (en miles \$) | 1.699 | 2.238 | 2.718 | 2.988 | 3.199 | |

Se ha diferenciado el grupo turbina-generador de la subestación eléctrica para efectos de la evaluación, ya que el egreso para los primeros ocurre en el año 3 del horizonte de evaluación, mientras que el egreso por la subestación se produce en el año 5.

3.2.b Costos de operación y mantención

El costo de mantención generalmente se estima como un porcentaje del valor de los equipos y de las obras civiles. La mantención de equipos, que es diferencial entre las alternativas de embalse, se considera en un 1,5% de su valor (sin incluir imprevistos, ingeniería, etc.), mientras que la mantención de obras civiles se estima en el 0,5% de esta inversión.

El costo de operación es indiferente para las siete capacidades de embalse en estudio, por lo que no se considera en esta evaluación previa.

Los egresos correspondientes a operación y mantención de la central se producen a partir del 6º año, año en el cual ella entra en funciones.

3.2.c Venta de energía

El ingreso proveniente por la venta de la energía generada en la central es constante a partir del 6º año del horizonte de evaluación del proyecto.

El cálculo de este valor es bastante simple, ya que sólo es el resultado de la multiplicación de la tarifa de venta (3,10 \$/KWh) por la energía media anual generada por cada combinación caudal-altura.

3.2.d Valor residual

El cálculo del valor residual se ha efectuado considerando una vida útil de la central de 50 años y una depreciación lineal.

La central opera durante 25 años (año 6º al 30º), por lo que el monto de su valor residual corresponde a la mitad de la inversión.

El valor residual se obtiene al año 30 del proyecto.

3.2.e Beneficio neto actualizado de las combinaciones caudal - alturas de diseño

Una vez definida la forma de determinar los flujos de ingresos y egresos involucrados en el equipamiento y operación de la central hidroeléctrica, es posible calcular el beneficio neto actualizado para cada una de las combinaciones caudal-alturas de diseño indicadas en el cuadro Nº V.A.1-4-2. El resultado de este indicador económico se presenta en el cuadro Nº V.A.1-4-3.

Del cuadro puede observarse que el beneficio neto actualizado se incrementa si aumenta la utilización del equipo y la probabilidad de generar. Físicamente esto significa que pese a que se ha reducido el tamaño del equipo, el número de meses en que se genera aumenta, provocando con ello un aumento de la ener-

gía producida. Sin embargo, llega un momento en que continúa creciendo el factor de planta, pero la posibilidad de generar permanece constante. Físicamente significa que la utilización de un equipo de menor tamaño no permite aumentar la producción de energía, y por el contrario la disminuye, con el consiguiente perjuicio para el beneficio neto actualizado de la central.

A continuación, se plantea la variación del beneficio neto actualizado al modificar el caudal de entrega a la central.

3.3 Valorización económica para diferentes caudales de diseño

En este estudio se ha determinado anteriormente como se afecta el beneficio neto actualizado de la central, al adoptar varias alturas de diseño del equipo pero manteniendo fijo el caudal de generación.

En este acápite se investiga si se produce algún beneficio adicional al trabajar con caudales de diseño menores al que exigen las demandas de riego. Para ello, se modifica el caudal de diseño de una de las alternativas de capacidad de embalse, y se extrapolan sus resultados a las restantes.

Se ha considerado como caso típico el embalse de 160 millones de m³, variándose el caudal de diseño para las dos alturas de diseño que presentaron mejores resultados en el cuadro Nº V.A.1-4-3 (57 y 59 m).

Puede observarse en el cuadro Nº V.A.1-4-4 que se ha variado el caudal de diseño desde el nivel máximo 4,39 m³/seg hasta 4,10 m³/seg. Para las dos alturas de diseño consideradas, el mejor beneficio neto actualizado se produce para el mayor caudal entregado a la central.

Este resultado se extrapola para el resto de las capacidades de embalse, por lo que el dimensionamiento de los equipos que se adopten para la central se realiza para un caudal de diseño de 4,39 m³/seg, y variando la altura de diseño con el objeto de incrementar el beneficio neto actualizado de la misma.

3.4 Dimensionamiento definitivo de los equipos

El equipo de cada una de las centrales se ha dimensionado investigando la altura de diseño que proporciona un mayor rendimiento económico a las mismas.

A partir de la información que contiene el cuadro Nº V.A.1-4-3, se han construido siete gráficos en que se presenta la variación del beneficio neto actualizado con la altura de diseño del equipo. En estas figuras (Nºs V.A.1-4-1 a V.A.1-4-7) puede determinarse para cada capacidad de embalse, la altura de diseño que entrega el mejor beneficio neto actualizado.

Para obtener la potencia y energía generada con equipos de las características determinadas, se ha simulado la operación del embalse con los parámetros caudal y altura de diseño ya definidos.

La energía generada, potencia máxima, factor de planta, probabilidad de generación y beneficio neto actualizado de cada alternativa de capacidad de embalse, se muestran en el cuadro Nº V.A.1-4-5. Falta por conocer el beneficio neto actualizado de la central, incorporando los flujos de egresos que son constantes entre una alternativa y otra, como son: obras civiles, costos de operación y el costo de mantención de la sala de máquinas y camino de acceso a la misma.

4. Equipamiento y obras de la central y costeo de ellas

El equipamiento electromecánico de la central y las obras civiles anexas que la componen aparecen descritas en detalle en el subcapítulo V.A.3-7.

A continuación se presentan las inversiones y costos de operación y mantención involucrados con las obras:

- Camino de acceso (ver detalle en cuadro Nº V.A.1-4-6)

| | |
|--|------------------------|
| Total costo directo | 5.279 (en miles de \$) |
| + 7,5% imprevistos y varios | 396 |
| Sub-total | <u>5.675</u> |
| + 9% ingeniería y supervisión de la construcción | 511 |
| Total | <u>6.186</u> |

Esta inversión se realiza en el año 5º del horizonte de evaluación.

- Sala de máquinas (ver detalle en cuadro Nº V.A.1-4-7).

| | |
|--|------------------------|
| Total costo directo | 8.358 (en miles de \$) |
| + 7,5% imprevistos y varios | 627 |
| Sub-total | <u>8.985</u> |
| + 9% ingeniería y supervisión construcción | 809 |
| Total | <u>9.794</u> |

Esta inversión se realiza en los años 4º y 5º del proyecto, con la siguiente distribución:

| | |
|-------|-------|
| Año 4 | 1.959 |
| Año 5 | 7.835 |

- Canal de descarga al río: su costo se ha incorporado en las inversiones de equipos.

- Costo operación: de acuerdo a otros estudios similares realizados por el consultor, el personal necesario para operar la central es:

| | |
|--------------|-------------------------|
| 1 supervisor | \$ 40.000 / mes |
| 3 operarios | \$ 45.000 / mes (total) |
| | <u>\$ 85.000 / mes</u> |

Con lo que el costo anual por operación es de 1.020 (miles \$). Este es un egreso anual desde el 6º al 30º del horizonte de evaluación.

- Costo de mantención: se efectúa mantención únicamente a la sala de máquinas y al camino de acceso a la central, estimándose en un 0,5% de la inversión (sin considerar imprevistos, supervisión construcción, etc.).

Este egreso se eleva a \$ 68.000 anuales, desde el 6º al 30º del horizonte de evaluación.

5. Evaluación económica de las centrales.

Se efectuó una primera evaluación, a precios de mercado y considerando una tasa de actualización del 12%, utilizando los flujos relevantes del proyecto. Por lo tanto, corresponde incorporar aquellos flujos de ingresos y egresos que permanecen constantes para todas las capacidades de embalse estudiadas.

Los flujos no diferenciales son:

| | |
|--|-------------------|
| - camino de acceso a la central | : miles \$ 6.186 |
| - sala de máquinas | : miles \$ 9.794 |
| - conexión a línea existente (27.229 x 1,075 x 1,09) en año 5º | : miles \$ 31.905 |
| - costo mantención y operación | : miles \$ 1.088 |
| - valor residual | : miles \$ 23.427 |

El beneficio neto actualizado de este flujo de ingresos-egresos es - 31.355 miles \$. Como resultado de la incorporación de este último flujo se obtiene el flujo de ingresos y egresos definitivos correspondiente a la central hidroeléctrica, el que se presenta en el cuadro Nº V.A.1-4-8.

El cuadro Nº V.A.1-4-9, muestra el beneficio neto actualizado global de cada alternativa, que deriva de la suma del resultado económico de los flujos relevantes con los no relevantes.

Del cuadro se deduce que la instalación de una central hidroeléctrica en el embalse El Toro, incrementa el resultado económico del proyecto de riego en cifras que van desde los 42 a los 75 millones de pesos, dependiendo del tamaño de embalse que finalmente se adopte.

CUADRO N° V.A.1-4-1

ALTURAS DE DISEÑO POR CAPACIDAD DE EMBALSE

| CAPACIDAD: EMBALSE mill.m3 | CASOS | | | | | | |
|----------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| 100 | 63.50 | 60.00 | 50.00 | 40.00 | 30.76 | - | - |
| 120 | 67.65 | 60.00 | 50.00 | 40.00 | 30.76 | - | - |
| 140 | 71.40 | 70.00 | 60.00 | 50.00 | 40.00 | 30.76 | - |
| 160 | 75.00 | 70.00 | 60.00 | 50.00 | 40.00 | 30.76 | - |
| 180 | 78.50 | 70.00 | 60.00 | 50.00 | 40.00 | 30.76 | - |
| 200 | 81.50 | 80.00 | 70.00 | 60.00 | 50.00 | 40.00 | 30.76 |
| 220 | 84.30 | 80.00 | 70.00 | 60.00 | 50.00 | 40.00 | 30.76 |

RESULTADOS OPERACION SIMULADA DE LA CENTRAL

| VOLUMEN mill. m ³ | CASO | CAUDAL | | POTENCIA kw | ENERGIA ANUAL kw*1000 | FACTOR DE PLANTA | PROBAB. % |
|---------------------------------|------|-------------------------|-------------|----------------|-----------------------------|------------------------|--------------|
| | | Qd m ³ /s | ALTURA m | | | | |
| 100 | 1 | 4.39 | 63.50 | 2359 | 10759 | .5206 | .791 |
| 100 | 2 | 4.39 | 60.00 | 2242 | 10730 | .5463 | .831 |
| 100 | 3 | 4.39 | 50.00 | 1868 | 9945 | .6077 | .841 |
| 100 | 4 | 4.39 | 40.00 | 1494 | 8747 | .6684 | .841 |
| 100 | 5 | 4.39 | 30.76 | 1149 | 7281 | .7234 | .841 |
| 120 | 1 | 4.39 | 67.65 | 2522 | 11227 | .5082 | .751 |
| 120 | 2 | 4.39 | 60.00 | 2242 | 11166 | .5685 | .841 |
| 120 | 3 | 4.39 | 50.00 | 1868 | 10304 | .6297 | .861 |
| 120 | 4 | 4.39 | 40.00 | 1494 | 8998 | .6875 | .861 |
| 120 | 5 | 4.39 | 30.76 | 1149 | 7471 | .7423 | .861 |
| 140 | 1 | 4.39 | 71.40 | 2660 | 11736 | .5037 | .741 |
| 140 | 2 | 4.39 | 70.00 | 2615 | 11720 | .5116 | .751 |
| 140 | 3 | 4.39 | 60.00 | 2242 | 11543 | .5877 | .851 |
| 140 | 4 | 4.39 | 50.00 | 1868 | 10602 | .6479 | .871 |
| 140 | 5 | 4.39 | 40.00 | 1494 | 9207 | .7035 | .871 |
| 140 | 6 | 4.39 | 30.76 | 1149 | 7615 | .7566 | .871 |
| 160 | 1 | 4.39 | 75.00 | 2798 | 12181 | .4970 | .741 |
| 160 | 2 | 4.39 | 70.00 | 2615 | 12170 | .5313 | .781 |
| 160 | 3 | 4.39 | 60.00 | 2242 | 11943 | .6081 | .871 |
| 160 | 4 | 4.39 | 50.00 | 1868 | 10945 | .6689 | .881 |
| 160 | 5 | 4.39 | 40.00 | 1494 | 9476 | .7241 | .881 |
| 160 | 6 | 4.39 | 30.76 | 1149 | 7820 | .7769 | .881 |
| 180 | 1 | 4.39 | 78.50 | 2925 | 12847 | .5014 | .731 |
| 180 | 2 | 4.39 | 70.00 | 2615 | 12844 | .5607 | .811 |
| 180 | 3 | 4.39 | 60.00 | 2242 | 12386 | .6307 | .881 |
| 180 | 4 | 4.39 | 50.00 | 1868 | 11280 | .6893 | .901 |
| 180 | 5 | 4.39 | 40.00 | 1494 | 9717 | .7425 | .901 |
| 180 | 6 | 4.39 | 30.76 | 1149 | 8005 | .7953 | .901 |
| 200 | 1 | 4.39 | 81.50 | 3039 | 13255 | .4979 | .731 |
| 200 | 2 | 4.39 | 80.00 | 2989 | 13242 | .5057 | .741 |
| 200 | 3 | 4.39 | 70.00 | 2615 | 13302 | .5807 | .831 |
| 200 | 4 | 4.39 | 60.00 | 2242 | 12738 | .6486 | .891 |
| 200 | 5 | 4.39 | 50.00 | 1868 | 11558 | .7063 | .911 |
| 200 | 6 | 4.39 | 40.00 | 1494 | 9944 | .7598 | .911 |
| 200 | 7 | 4.39 | 30.76 | 1149 | 8166 | .8113 | .911 |
| 220 | 1 | 4.39 | 84.30 | 3149 | 13769 | .4991 | .731 |
| 220 | 2 | 4.39 | 80.00 | 2989 | 13763 | .5256 | .761 |
| 220 | 3 | 4.39 | 70.00 | 2615 | 13737 | .5997 | .851 |
| 220 | 4 | 4.39 | 60.00 | 2242 | 13109 | .6675 | .911 |
| 220 | 5 | 4.39 | 50.00 | 1868 | 11843 | .7237 | .921 |
| 220 | 6 | 4.39 | 40.00 | 1494 | 10175 | .7775 | .921 |
| 220 | 7 | 4.39 | 30.76 | 1149 | 8338 | .8284 | .921 |

BENEFICIO NETO ACTUALIZADO DE LAS COMBINACIONES
CAUDAL-ALTURA DE DISEÑO

| VOLUMEN | CASO | CAUDAL | | ENERGIA | | FACTOR | | EGRESOS | | | INGRESOS | | BNA |
|---------|------|-------------------------|-------------|----------------|------------------|--------------|------------|-------------------|---------------|-----------------|---------------------|-------------------|---------|
| | | Qd m ³ /s | ALTURA m | POTENCIA kw | ANUAL kw*1000 | DE PLANTA | PROB. % | EQUIPOS ESTAC. | SUB ESTAC. | MANT. OPERAC | ENERGIA RESIDUAL | VALOR RESIDUAL | |
| 100 Ml | 1: | 4.39 | 63.50 | 2359 | 10759 | .5206 | .791 | 101755 | 2912 | 13401 | 33353 | 52334 | 700841 |
| 100 Ml | 2: | 4.39 | 60.00 | 2242 | 10730 | .5463 | .831 | 97371 | 2849 | 12831 | 33263 | 50110 | 730211 |
| 100 Ml | 3: | 4.39 | 50.00 | 1868 | 9945 | .6077 | .841 | 83075 | 2591 | 10971 | 30830 | 42833 | 731061 |
| 100 Ml | 4: | 4.39 | 40.00 | 1494 | 8747 | .6684 | .841 | 68278 | 2232 | 9031 | 27116 | 35255 | 679321 |
| 100 Ml | 5: | 4.39 | 30.76 | 1149 | 7281 | .7234 | .841 | 55463 | 1860 | 7341 | 22571 | 28662 | 575771 |
| 120 Ml | 1: | 4.39 | 67.65 | 2522 | 11227 | .5082 | .751 | 107803 | 2997 | 14181 | 34804 | 55400 | 719381 |
| 120 Ml | 2: | 4.39 | 60.00 | 2242 | 11166 | .5685 | .841 | 97371 | 2849 | 12831 | 34615 | 50110 | 790361 |
| 120 Ml | 3: | 4.39 | 50.00 | 1868 | 10304 | .6297 | .861 | 83075 | 2591 | 10971 | 31942 | 42833 | 780581 |
| 120 Ml | 4: | 4.39 | 40.00 | 1494 | 8998 | .6875 | .861 | 68278 | 2232 | 9031 | 27894 | 35255 | 713951 |
| 120 Ml | 5: | 4.39 | 30.76 | 1149 | 7471 | .7423 | .861 | 55463 | 1860 | 7341 | 23160 | 28662 | 601981 |
| 140 Ml | 1: | 4.39 | 71.40 | 2660 | 11736 | .5037 | .741 | 112592 | 3056 | 14801 | 36382 | 57824 | 753201 |
| 140 Ml | 2: | 4.39 | 70.00 | 2615 | 11720 | .5116 | .751 | 111030 | 3037 | 14601 | 36332 | 57033 | 762861 |
| 140 Ml | 3: | 4.39 | 60.00 | 2242 | 11543 | .5877 | .851 | 97371 | 2849 | 12831 | 35783 | 50110 | 842371 |
| 140 Ml | 4: | 4.39 | 50.00 | 1868 | 10602 | .6479 | .871 | 83075 | 2591 | 10971 | 32866 | 42833 | 821691 |
| 140 Ml | 5: | 4.39 | 40.00 | 1494 | 9207 | .7035 | .871 | 68278 | 2232 | 9031 | 28542 | 35255 | 742781 |
| 140 Ml | 6: | 4.39 | 30.76 | 1149 | 7615 | .7566 | .871 | 55463 | 1860 | 7341 | 23607 | 28662 | 621851 |
| 160 Ml | 1: | 4.39 | 75.00 | 2798 | 12181 | .4970 | .741 | 117382 | 3114 | 15431 | 37761 | 60248 | 778191 |
| 160 Ml | 2: | 4.39 | 70.00 | 2615 | 12170 | .5313 | .781 | 111030 | 3037 | 14601 | 37727 | 57033 | 824941 |
| 160 Ml | 3: | 4.39 | 60.00 | 2242 | 11943 | .6081 | .871 | 97371 | 2849 | 12831 | 37023 | 50110 | 897551 |
| 160 Ml | 4: | 4.39 | 50.00 | 1868 | 10945 | .6689 | .881 | 83075 | 2591 | 10971 | 33930 | 42833 | 869011 |
| 160 Ml | 5: | 4.39 | 40.00 | 1494 | 9476 | .7241 | .881 | 68278 | 2232 | 9031 | 29376 | 35255 | 779891 |
| 160 Ml | 6: | 4.39 | 30.76 | 1149 | 7820 | .7769 | .881 | 55463 | 1860 | 7341 | 24242 | 28662 | 650131 |
| 180 Ml | 1: | 4.39 | 78.50 | 2925 | 12847 | .5014 | .731 | 121790 | 3167 | 16001 | 39826 | 62479 | 836581 |
| 180 Ml | 2: | 4.39 | 70.00 | 2615 | 12844 | .5607 | .811 | 111030 | 3037 | 14601 | 39816 | 57033 | 917921 |
| 180 Ml | 3: | 4.39 | 60.00 | 2242 | 12386 | .6307 | .881 | 97371 | 2849 | 12831 | 38397 | 50110 | 958661 |
| 180 Ml | 4: | 4.39 | 50.00 | 1868 | 11280 | .6893 | .901 | 83075 | 2591 | 10971 | 34968 | 42833 | 915221 |
| 180 Ml | 5: | 4.39 | 40.00 | 1494 | 9717 | .7425 | .901 | 68278 | 2232 | 9031 | 30123 | 35255 | 813131 |
| 180 Ml | 6: | 4.39 | 30.76 | 1149 | 8005 | .7953 | .901 | 55463 | 1860 | 7341 | 24816 | 28662 | 675651 |
| 200 Ml | 1: | 4.39 | 81.50 | 3039 | 13255 | .4979 | .731 | 125610 | 3208 | 16491 | 41091 | 64409 | 863861 |
| 200 Ml | 2: | 4.39 | 80.00 | 2989 | 13242 | .5057 | .741 | 124011 | 3194 | 16281 | 41050 | 63603 | 874191 |
| 200 Ml | 3: | 4.39 | 70.00 | 2615 | 13302 | .5807 | .831 | 111030 | 3037 | 14601 | 41236 | 57033 | 981101 |
| 200 Ml | 4: | 4.39 | 60.00 | 2242 | 12738 | .6486 | .891 | 97371 | 2849 | 12831 | 39488 | 50110 | 1007221 |
| 200 Ml | 5: | 4.39 | 50.00 | 1868 | 11558 | .7063 | .911 | 83075 | 2591 | 10971 | 35830 | 42833 | 953571 |
| 200 Ml | 6: | 4.39 | 40.00 | 1494 | 9944 | .7598 | .911 | 68278 | 2232 | 9031 | 30826 | 35255 | 844451 |
| 200 Ml | 7: | 4.39 | 30.76 | 1149 | 8166 | .8113 | .911 | 55463 | 1860 | 7341 | 25315 | 28662 | 697861 |
| 220 Ml | 1: | 4.39 | 84.30 | 3149 | 13769 | .4991 | .731 | 129044 | 3235 | 16931 | 42684 | 66139 | 908771 |
| 220 Ml | 2: | 4.39 | 80.00 | 2989 | 13763 | .5256 | .761 | 124011 | 3194 | 16281 | 42665 | 63603 | 946061 |
| 220 Ml | 3: | 4.39 | 70.00 | 2615 | 13737 | .5997 | .851 | 111030 | 3037 | 14601 | 42585 | 57033 | 1041111 |
| 220 Ml | 4: | 4.39 | 60.00 | 2242 | 13109 | .6675 | .911 | 97371 | 2849 | 12831 | 40638 | 50110 | 1058401 |
| 220 Ml | 5: | 4.39 | 50.00 | 1868 | 11843 | .7237 | .921 | 83075 | 2591 | 10971 | 36713 | 42833 | 992891 |
| 220 Ml | 6: | 4.39 | 40.00 | 1494 | 10175 | .7775 | .921 | 68278 | 2232 | 9031 | 31543 | 35255 | 876321 |
| 220 Ml | 7: | 4.39 | 30.76 | 1149 | 8338 | .8284 | .921 | 55463 | 1860 | 7341 | 25848 | 28662 | 721591 |

BENEFICIO NETO ACTUALIZADO DE EMBALSE DE 160 MILLONES M3
PARA DIFERENTES CAUDALES DE DISEÑO

| VOLUMEN: | CASO: | CAUDAL | | POTENCIA kw | ENERGIA ANUAL kw*1000 | FACTOR DE PLANTA | PROB. % | EGRESOS | | | INGRESOS | | BNA |
|----------|-------|------------|-------------|----------------|-----------------------------|------------------------|------------|---------|---------------|-----------------|----------|-------------------|--------|
| | | Qd m3/s | ALTURA m | | | | | EQUIPOS | SUB ESTAC. | MANT. OPERAC | ENERGIA | VALOR RESIDUAL | |
| 160 M: | 1: | 4.39 | 55.00 | 2055 | 11514 | .6396 | .881 | 90364 | 2748 | 11921 | 35693 | 46556 | 891711 |
| 160 M: | 2: | 4.39 | 57.00 | 2129 | 11721 | .6285 | .881 | 93137 | 2788 | 12281 | 36335 | 47962 | 899151 |
| 160 M: | 3: | 4.39 | 59.00 | 2204 | 11890 | .6158 | .881 | 95947 | 2828 | 12641 | 36859 | 49388 | 901071 |
| 160 M: | 4: | 4.39 | 61.00 | 2279 | 12001 | .6011 | .861 | 98758 | 2869 | 13011 | 37203 | 50813 | 894991 |
| 160 M: | 5: | 4.30 | 55.00 | 2013 | 11414 | .6473 | .891 | 88790 | 2725 | 11721 | 35383 | 45758 | 889891 |
| 160 M: | 6: | 4.30 | 57.00 | 2086 | 11626 | .6362 | .891 | 91526 | 2764 | 12071 | 36041 | 47145 | 898311 |
| 160 M: | 7: | 4.30 | 59.00 | 2159 | 11796 | .6237 | .881 | 94261 | 2804 | 12431 | 36568 | 48532 | 900941 |
| 160 M: | 8: | 4.30 | 61.00 | 2232 | 11901 | .6087 | .871 | 96997 | 2843 | 12781 | 36893 | 49920 | 894611 |
| 160 M: | 9: | 4.30 | 50.00 | 1830 | 10837 | .6760 | .891 | 81570 | 2555 | 10771 | 33595 | 42063 | 865661 |
| 160 M: | 10: | 4.30 | 60.00 | 2196 | 11842 | .6156 | .871 | 95648 | 2824 | 12611 | 36710 | 49236 | 896741 |
| 160 M: | 11: | 4.35 | 59.00 | 2184 | 11845 | .6191 | .881 | 95198 | 2817 | 12551 | 36720 | 49008 | 900571 |
| 160 M: | 12: | 4.25 | 59.00 | 2134 | 11745 | .6283 | .891 | 93324 | 2790 | 12301 | 36410 | 48057 | 901041 |
| 160 M: | 13: | 4.20 | 59.00 | 2109 | 11678 | .6321 | .891 | 92387 | 2777 | 12181 | 36202 | 47582 | 898931 |
| 160 M: | 14: | 4.15 | 59.00 | 2084 | 11616 | .6363 | .891 | 91451 | 2763 | 12061 | 36010 | 47107 | 897511 |
| 160 M: | 15: | 4.10 | 59.00 | 2059 | 11544 | .6400 | .891 | 90514 | 2750 | 11941 | 35786 | 46632 | 894701 |
| 160 M: | 16: | 4.35 | 57.00 | 2110 | 11675 | .6316 | .891 | 92425 | 2777 | 12191 | 36193 | 47601 | 898231 |
| 160 M: | 17: | 4.25 | 57.00 | 2062 | 11574 | .6408 | .891 | 90626 | 2751 | 11951 | 35879 | 46689 | 897991 |
| 160 M: | 18: | 4.20 | 57.00 | 2037 | 11503 | .6446 | .891 | 89689 | 2738 | 11831 | 35659 | 46214 | 895321 |
| 160 M: | 19: | 4.15 | 57.00 | 2013 | 11439 | .6487 | .891 | 88790 | 2725 | 11721 | 35461 | 45758 | 893341 |
| 160 M: | 20: | 4.10 | 57.00 | 1989 | 11367 | .6524 | .891 | 87867 | 2707 | 11591 | 35238 | 45287 | 890461 |

BENEFICIO NETO ACTUALIZADO PARA LOS
CAUDALES Y ALTURAS DE DISEÑO ADOPTADOS

| VOLUMEN: | CASO: | CAUDAL | | POTENCIA kw | ENERGIA ANUAL kw*1000 | FACTOR DE PLANTA | PROB. % | EGRESOS | | | INGRESOS | | BNA |
|----------|-------|------------|-------------|----------------|-----------------------------|------------------------|------------|---------|---------------|-----------------|----------|-------------------|---------|
| | | Qd m3/s | ALTURA m | | | | | EQUIPOS | SUB ESTAC. | MANT. OPERAC | ENERGIA | VALOR RESIDUAL | |
| 100 M: | 1: | 4.39 | 56.00 | 2092 | 10481 | .5719 | .841 | 91750 | 2768 | 12101 | 32491 | 47259 | 738651 |
| 120 M: | 2: | 4.39 | 57.00 | 2129 | 10993 | .5894 | .861 | 93137 | 2788 | 12281 | 34078 | 47962 | 798731 |
| 140 M: | 3: | 4.39 | 58.00 | 2167 | 11436 | .6024 | .861 | 94561 | 2808 | 12461 | 35452 | 48685 | 849001 |
| 160 M: | 4: | 4.39 | 59.00 | 2204 | 11890 | .6158 | .881 | 95947 | 2828 | 12641 | 36859 | 49388 | 901071 |
| 180 M: | 5: | 4.39 | 60.00 | 2242 | 12386 | .6307 | .881 | 97371 | 2849 | 12831 | 38397 | 50110 | 958661 |
| 200 M: | 6: | 4.39 | 62.00 | 2316 | 12913 | .6365 | .891 | 100144 | 2889 | 13191 | 40030 | 51516 | 1010251 |
| 220 M: | 7: | 4.39 | 62.00 | 2316 | 13301 | .6556 | .901 | 100144 | 2889 | 13191 | 41233 | 51516 | 1063771 |

DETALLE PRESUPUESTO CAMINO ACCESO A CENTRAL

| ITEM | DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | SUBTTOTALES miles \$ |
|-------|---|--------|----------|--------------------|-------------------------|
| a.1 | Camino acceso a central hidroeléctrica.L = 150 m. | | | | |
| a.1.1 | Escarpe terreno común | m3 | 240 | 142 | 34 |
| a.1.2 | Sub base | m3 | 615 | 657 | 404 |
| a.1.3 | Base Alcantarillas acero corrugado | m3 | 180 | 698 | 126 |
| a.1.4 | Ø500mm L = 10 | c/u | 1 | 85000 | 85 |
| a.1.5 | Puente 2 pistas,15 m de luz | c/u | 1 | 3750000 | 3750 |
| | SUB-TOTAL | | | | 4399 |
| | GASTOS GENERALES Y UTILIDAD (20%) | | | | 880 |
| | TOTAL COSTO DIRECTO | | | | 5279 |

DETALLE PRESUPUESTO SALA DE MAQUINAS

| ITEM | DESCRIPCION | UNIDAD | CANTIDAD | PRECIO UNITARIO | SUBTOTALES miles \$ |
|--------|---|--------|----------|-----------------|---------------------|
| a | Obra Civil | | | | |
| a.1 | Excavaciones | | | | |
| a.1.1 | Terreno común | m3 | 580 | 215 | 124.7 |
| a.1.2 | Roca | m3 | 250 | 990 | 247.5 |
| a.2 | Relleno estructural | m3 | 220 | 615 | 135.3 |
| a.3 | Transporte excedentes excavación DM = 1,0 km. | m3 | 610 | 250 | 152.5 |
| a.4 | Hormigón | m3 | 290 | 6000 | 1740 |
| a.5 | Moldajes | m2 | 740 | 520 | 384.8 |
| a.6 | Pedraplén | m3 | 14 | 510 | 7.1 |
| a.7 | Estructuras metálicas | Kg | 13350 | 175 | 2336.25 |
| a.8 | Revestimientos Steel Panel | m2 | 490 | 1500 | 735 |
| a.9 | Radier afinado | m3 | 20 | 8400 | 168 |
| a.10 | Tabiques | m2 | 22 | 1400 | 30.8 |
| a.11 | Cielos | m2 | 11 | 700 | 7.7 |
| a.12 | Puertas | c/u | 2 | 6000 | 12 |
| a.13 | Artefactos sanitarios | | | | |
| a.13.1 | WC | c/u | 1 | 10000 | 10 |
| a.13.2 | Lavatorios | c/u | 1 | 7000 | 7 |
| a.14 | Barandas | Kg | 620 | 180 | 111.6 |
| a.15 | Reja malla | m2 | 32 | 1800 | 57.6 |
| a.16 | Instalaciones | | | | |
| a.16.1 | Agua potable | Gl | | | 40 |
| a.16.2 | Alcantarillado | Gl | | | 51 |
| a.16.3 | Electricidad | Gl | | | 70 |
| | TOTAL COSTO DIRECTO | | | | 6428.85 |
| | GASTOS GRLES.Y UTILIDAD(20%) | | | | 1928.66 |
| | TOTAL OBRA CIVIL SALA DE MAQUINAS | | | | 8357.5 |

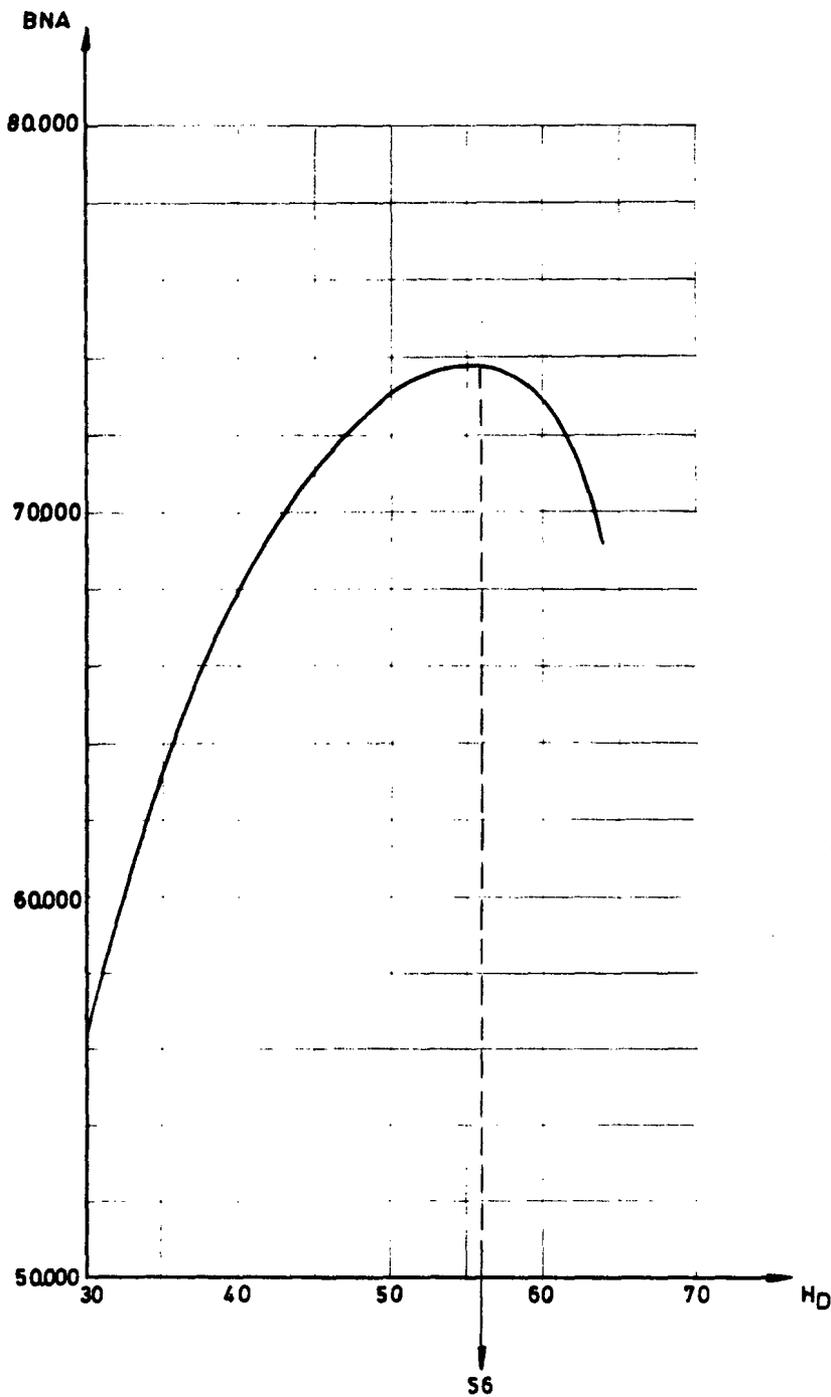
FLUJOS DE INGRESOS-EGRESOS DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA

| AÑO | CAPACIDAD DE ENBALSE | | | | | | |
|-----|----------------------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | 100 M | 120 M | 140 M | 160 M | 180 M | 200 M | 220 M |
| 1: | - | - | - | - | - | - | - |
| 2: | - | - | - | - | - | - | - |
| 3: | (77075) | (78242) | (79442) | (80609) | (81808) | (84143) | (84143) |
| 4: | (1813) | (1813) | (1813) | (1813) | (1813) | (1813) | (1813) |
| 5: | (43914) | (43933) | (43953) | (43973) | (43992) | (44031) | (44031) |
| 6: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 7: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 8: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 9: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 10: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 11: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 12: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 13: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 14: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 15: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 16: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 17: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 18: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 19: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 20: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 21: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 22: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 23: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 24: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 25: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 26: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 27: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 28: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 29: | 30193 | 31762 | 33118 | 34507 | 36026 | 37623 | 38826 |
| 30: | 91594 | 93756 | 95722 | 97705 | 99833 | 102617 | 108820 |

CUADRO N° V.A.1.4-9

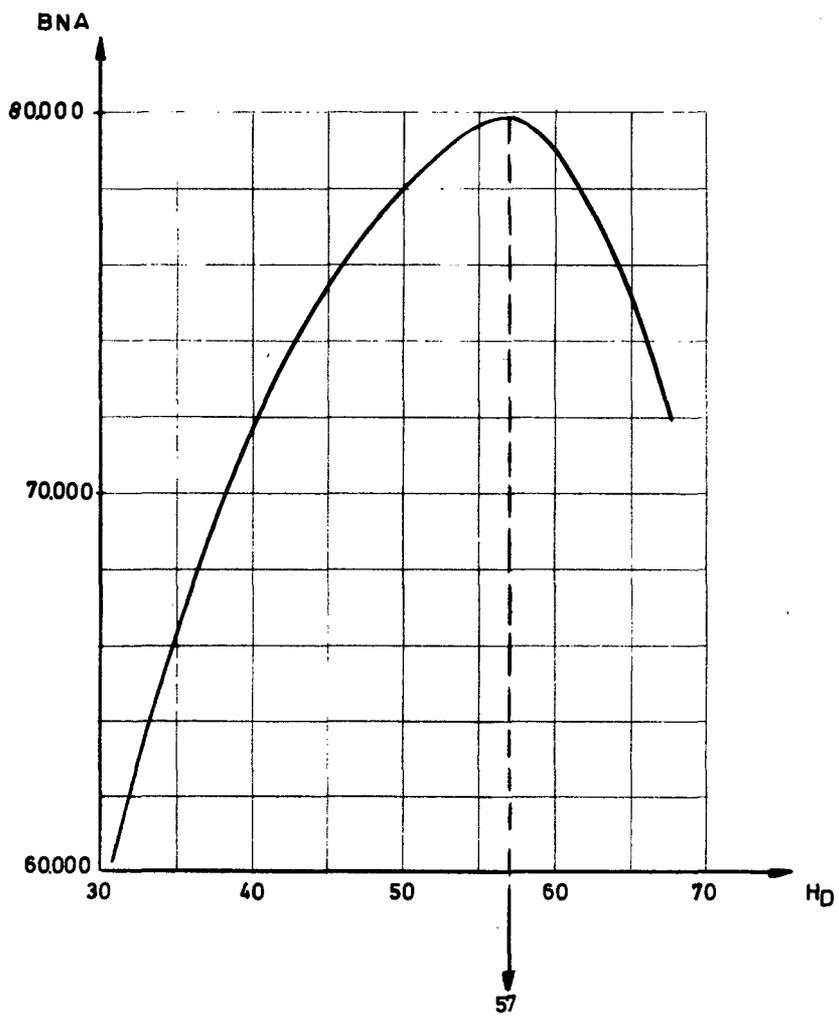
BENEFICIO NETO ACTUALIZADO DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA.

| Tamaño (millones de m ³) | en miles de \$ |
|---|----------------|
| 100 | 42.510 |
| 120 | 48.518 |
| 140 | 53.545 |
| 160 | 58.752 |
| 180 | 64.511 |
| 200 | 69.670 |
| 220 | 75.022 |



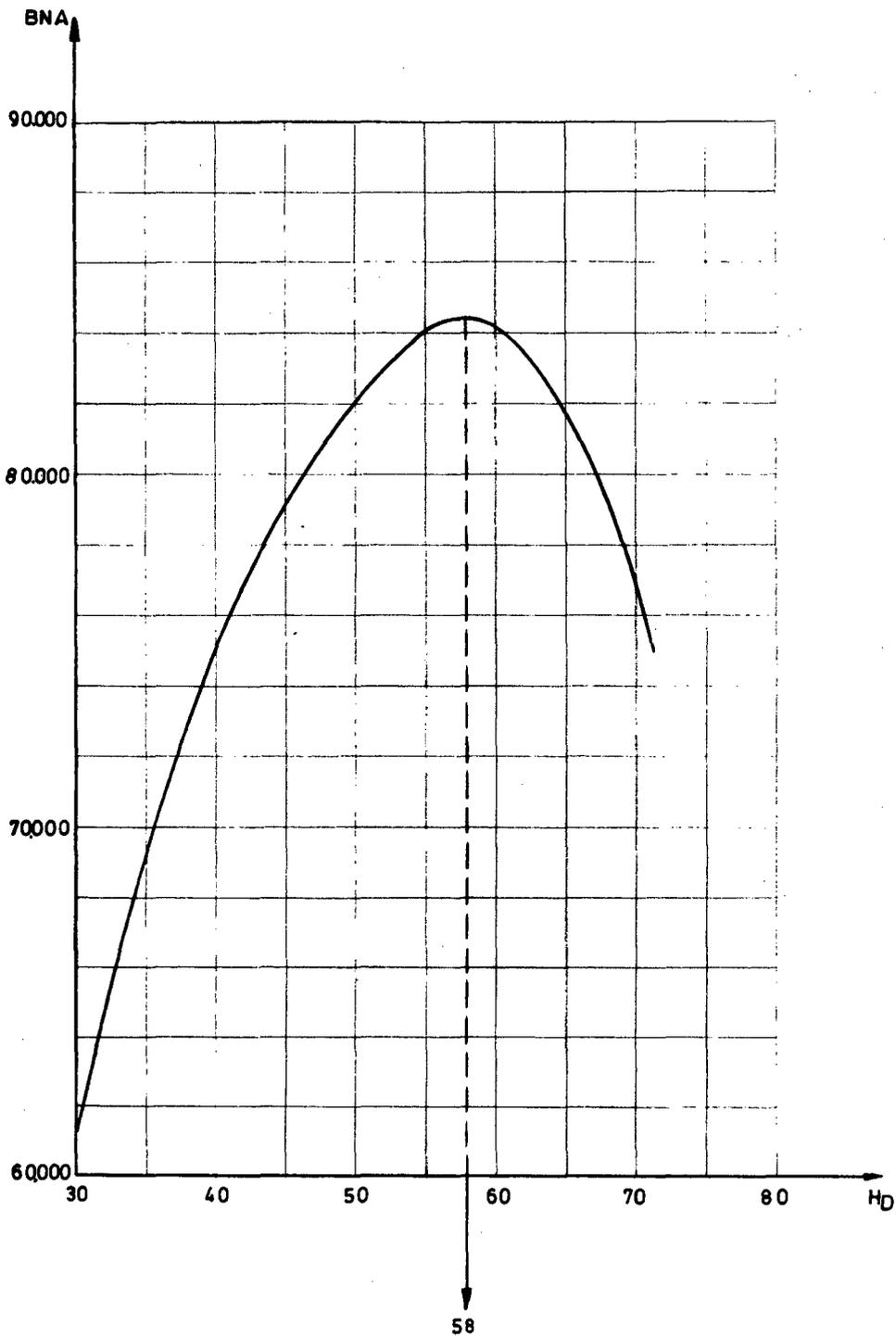
BENEFICIO NETO ACTUALIZADO DE LAS
COMBINACIONES CAUDAL-ALTURA
VOLUMEN EMBALSE : 100 MILLONES M³

FIGURA N° V.A. 1-4-1



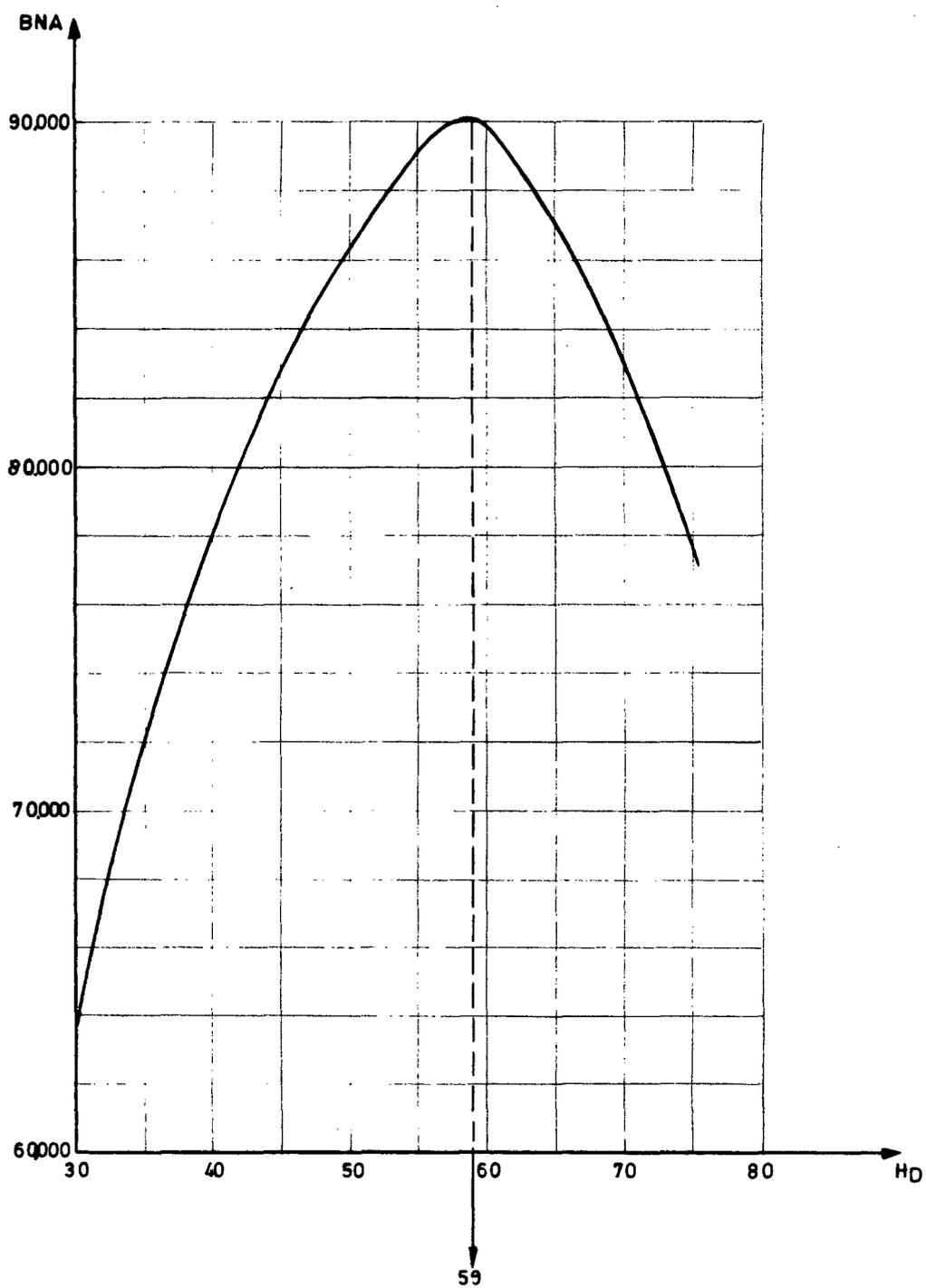
BENEFICIO NETO ACTUALIZADO DE LAS
 COMBINACIONES CAUDAL ALTURA
 VOLUMEN EMBALSE : 120 MILLONES M³

FIGURA N° V.A. 1-4-2



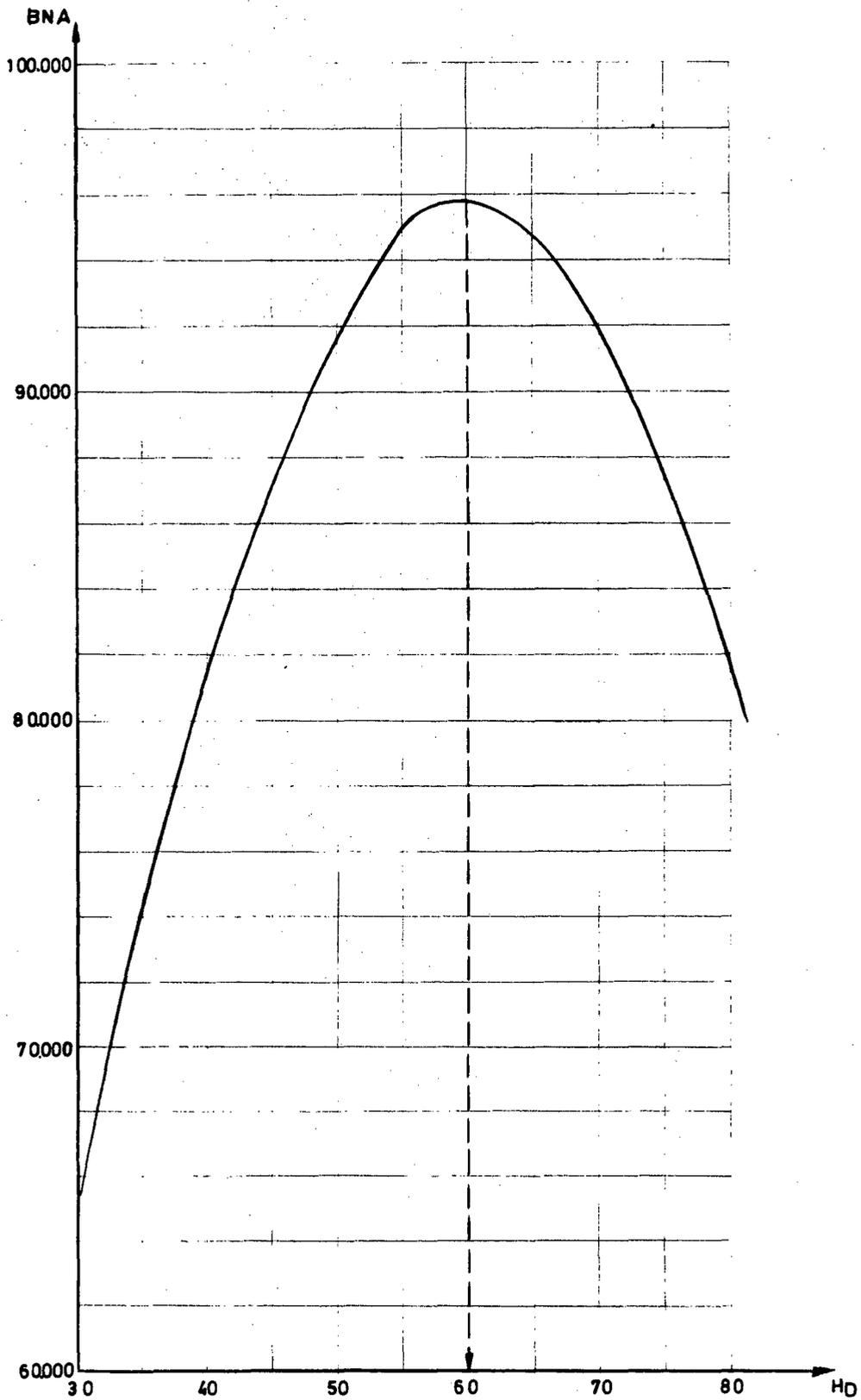
BENEFICIO NETO ACTUALIZADO DE LAS
 COMBINACIONES CAUDAL-ALTURA
 VOLUMEN EMBALSE : 140 MILLONES M³

FIGURA N° V.A. 1-4-3



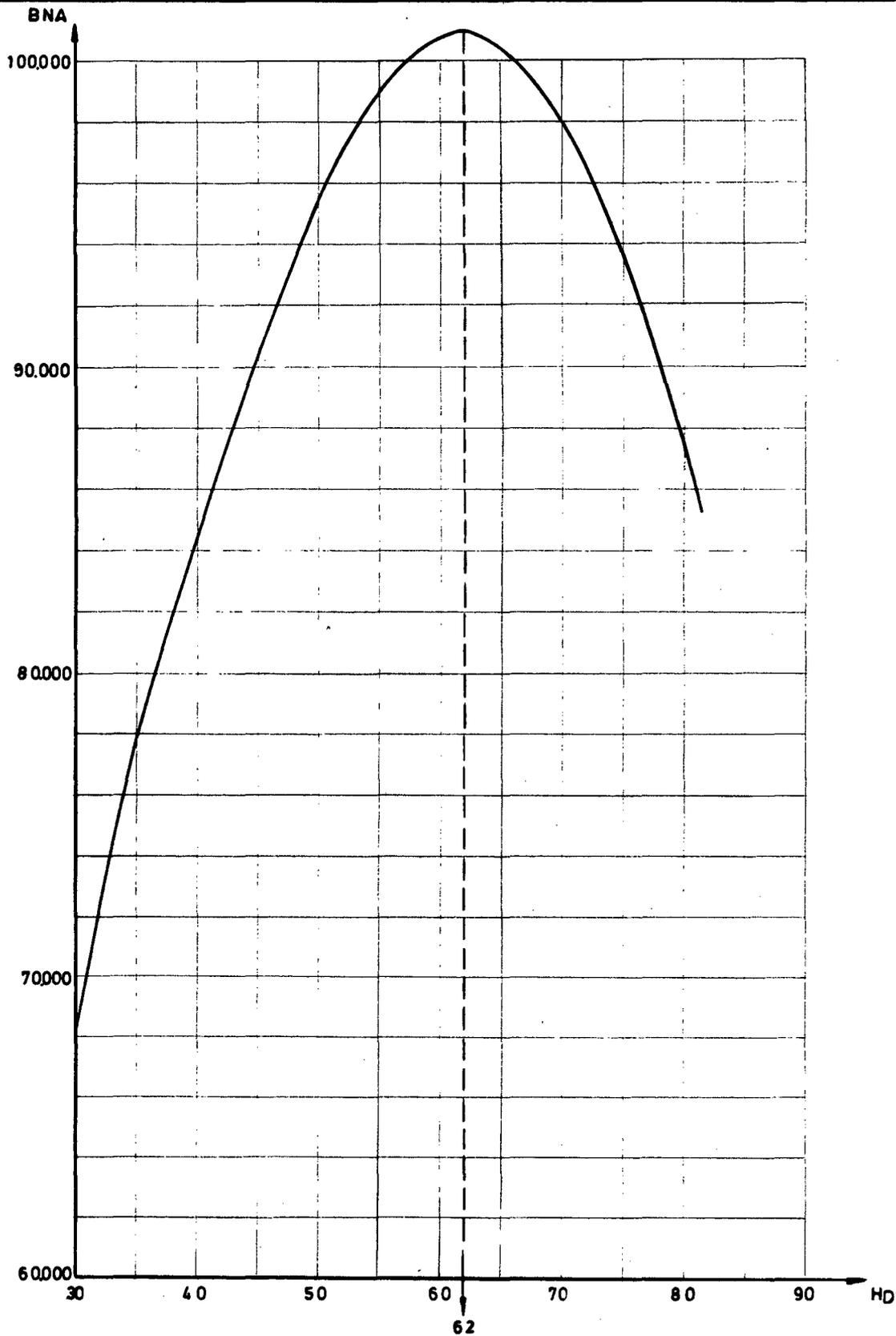
BENEFICIO NETO ACTUALIZADO DE LAS
COMBINACIONES CAUDAL-ALTURA
VOLUMEN EMBALSE : 160 MILLONES M³

FIGURA N° V.A. 1-4-4



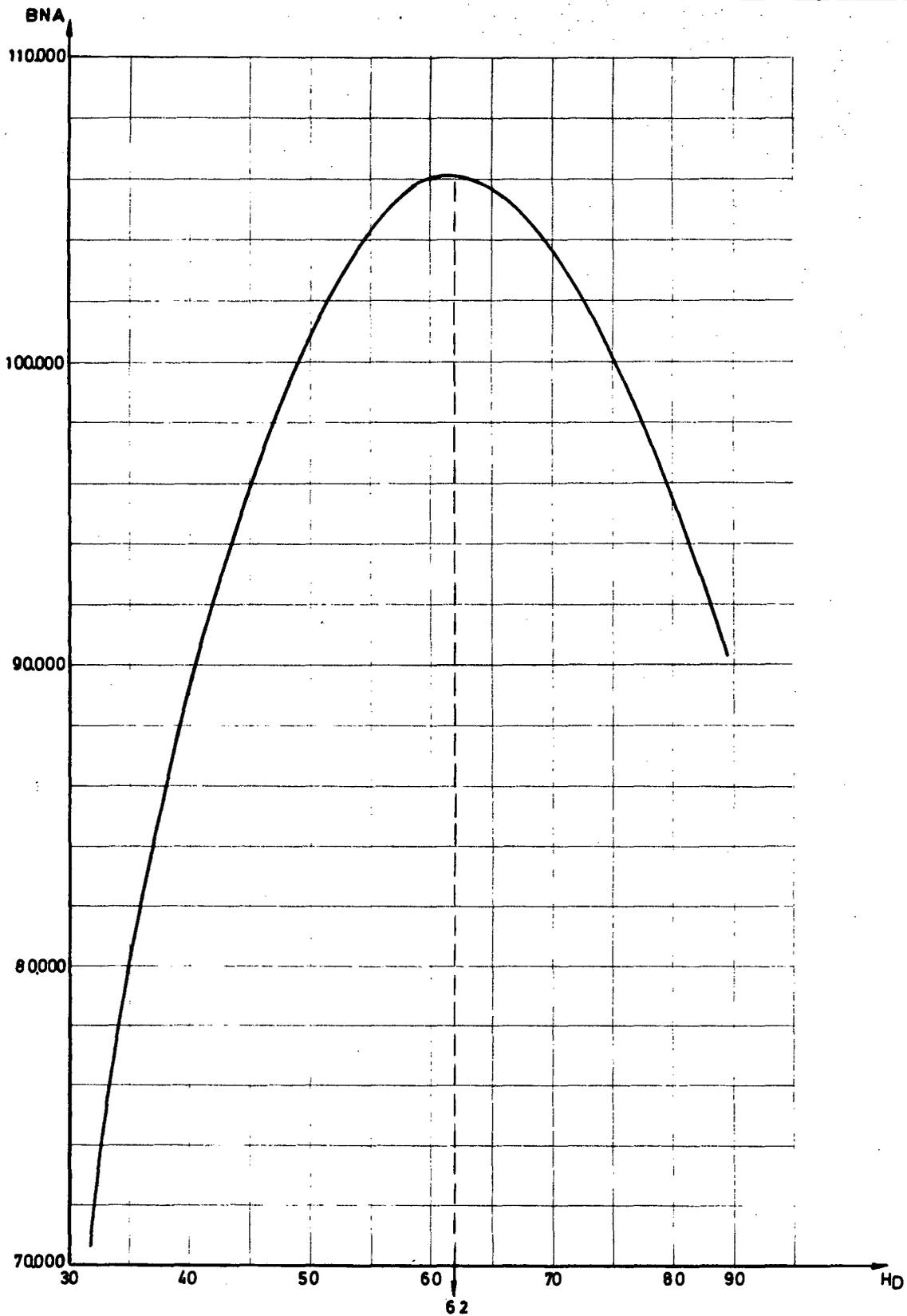
BENEFICIO NETO ACTUALIZADO DE LAS
 COMBINACIONES CAUDAL - ALTURA
 VOLUMEN EMBALSE : 180 MILLONES M³

FIGURA Nº V.A. 1-4-5



BENEFICIO NETO ACTUALIZADO DE LAS
 COMBINACIONES CAUDAL - ALTURA
 VOLUMEN EMBALSE : 200 MILLONES M³

FIGURA N° V.A. 1-4-6



BENEFICIO NETO ACTUALIZADO DE LAS
COMBINACIONES CAUDAL-ALTURA
VOLUMEN EMBALSE : 220 MILLONES M³

FIGURA N° V.A. 1-4-7

ANEXO Nº V.A.2-1

CARACTERISTICAS DE LAS OBRAS DE MEJORAMIENTO
DE LA INFRAESTRUCTURA DE RIEGO

OBRAS DE ADMISION Y DESCARGA

| Canal | Unifi- cación Nº | Km. | Des- carga lado | b(ancho) (m) | Altu - ra de los mu- ros = H (m) | Q Caudal l/s |
|---|------------------------|-------|-----------------------|-----------------|--|--------------------|
| 1. PRIMERA SECCION DEL RIO (Río El Carmen) | | | | | | |
| Peñón | 12 | 0,100 | D | 0,50 | 0,60 | 104 |
| Rojas | 13 | 0,100 | I | 0,40 | 0,50 | 16 |
| Huracán | 14* | | | | | |
| Gaujardo | 15 | 0,050 | I | 0,80 | 0,70 | 80 |
| Higuerita Sur | 16* | | | | | |
| Trapiche | -- | 0,080 | D | 0,50 | 0,50 | 40 |
| 2. SEGUNDA SECCION DEL RIO | | | | | | |
| <u>Río Pachuy</u> | | | | | | |
| Algarrobito | | 0,020 | D | 0,40 | 0,40 | 24 |
| Gajardo Sur | | 0,060 | D | 0,40 | 0,40 | 24 |
| Piedra Rajada | | 0,050 | D | 0,40 | 0,40 | 24 |
| Piedras Grandes | | 0,025 | I | 0,40 | 0,40 | 24 |
| Gajardo Norte | | 0,035 | I | 0,40 | 0,40 | 24 |
| Junta Pachuy | | 0,050 | I | 0,40 | 0,40 | 24 |
| <u>Río Conay</u> | | | | | | |
| Galleguillos | 23 | 0,100 | I | 0,60 | 0,60 | 16 |
| Campillay | 24 | 0,005 | I | 0,50 | 0,50 | 32 |
| Malaguin | 25 | 0,080 | D | 0,60 | 0,50 | 80 |
| Conay | | 0,150 | D | 0,80 | 0,50 | 96 |
| <u>Río Chollay</u> | | | | | | |
| Pedregal | | 0,100 | I | 0,40 | 0,50 | 16 |
| Cortaderas | 1 | 0,800 | D | 0,50 | 0,60 | 80 |
| Animas | | 0,040 | I | 0,40 | 0,50 | 16 |
| Salazar | | 0,035 | D | 0,50 | 0,50 | 24 |
| Tambo Alto | | 0,150 | D | 0,40 | 0,50 | 16 |

* Obra incluida en la bocatoma proyectada

CUADRO Nº V.A.2-1-1
(Continuación)

| Canal | Unifi- cación Nº | Km. | Des- carga lado | b(ancho) (m) | Altu - ra de los mu ros = H (m) | Q Caudal l/s |
|--|------------------------|-------|-----------------------|-----------------|---|--------------------|
| <u>Río El Tránsito</u> | | | | | | |
| Puntilla Colorada | 2 | 0,040 | I | 0,50 | 0,50 | 56 |
| Tambo Bajo | | 0,050 | D | 0,50 | 0,60 | 64 |
| Molino Delgado | 3 | 0,150 | D** | | | 336 |
| Pinte | 4 | 0,000 | D | 0,80 | 0,80 | 88 |
| Arenas | 5 | 0,100 | D | 0,80 | 0,70 | 128 |
| Armidita | 6 | 0,150 | I | 1,00 | 0,70 | 388 |
| Peña Colorada | | 0,015 | I | 0,80 | 0,80 | 184 |
| Molino Alvarez | | 0,040 | I | 0,80 | 0,70 | 64 |
| Campillay-Chanchoquin | 7 | 0,100 | I*** | | | 184 |
| Nuñez | | 0,200 | D | 0,40 | 0,40 | 16 |
| Molino Viejo | 8 | 0,250 | D | 0,60 | 0,60 | 88 |
| Rinconada | 9 | 0,100 | D | 0,80 | 0,70 | 136 |
| Corral de Vacas | | 0,500 | I | 0,50 | 0,60 | 32 |
| Vales Alto | 10 | 0,350 | I | 0,70 | 0,50 | 48 |
| Loros | 11 | 0,140 | I | 0,50 | 0,50 | 32 |
| Oruro | | 0,290 | D | 0,50 | 0,50 | 24 |
| Terrón | | | I | 0,50 | 0,50 | 24 |
| Méndez | | 0,085 | D | 0,50 | 0,50 | 24 |
| Flores y Punta Negra | | 0,140 | I | 0,50 | 0,50 | 32 |
| Escobar | | 0,010 | D | 0,50 | 0,50 | 24 |
| Tabaco | | 0,020 | I | 0,50 | 0,50 | 24 |
| 3. <u>TERCERA SECCION (Río Huasco)</u> | | | | | | |
| Cañas Sur | 18 | 0,070 | D | 0,50 | 0,50 | 24 |
| Algodón | | 0,050 | I | 0,50 | 0,50 | 32 |
| Churcal Sur y Aguirre | | 0,350 | D | 0,50 | 0,50 | 16 |
| Churcal Norte | | 0,250 | I | 0,50 | 0,50 | 24 |
| Maitén | | 0,200 | D | 0,60 | 0,60 | 64 |

** Obra incluida en la bocatoma proyectada.

*** Obra existente

CUADRO Nº V.A.2-1-1
(Continuación)

| Canal | Unifi- cación Nº | Km. | Des- carga lado | b(ancho) (m) | Altu - ra de los mu ros = H (m) | Q Caudal l/s |
|---|------------------------|-------|-----------------------|-----------------|---|--------------------|
| Solar Norte | | 0,250 | I | 0,50 | 0,60 | 16 |
| Chépica Maitén | | 0,400 | D | 0,40 | 0,40 | 8 |
| Chépica Sur | 19 | 0,587 | D | 0,40 | 0,60 | 96 |
| La Laja | | 0,400 | I | 0,50 | 0,60 | 40 |
| La Higuera | | 0,270 | D | 0,80 | 0,80 | 48 |
| La Máquina | | 0,120 | D | 0,40 | 0,40 | |
| Camarones Sur | | 0,250 | D | 0,40 | 0,40 | 8 |
| Camarones Norte | | 0,150 | I | 0,40 | 0,40 | 8 |
| Compañía | | 0,205 | D | 2,00 | 0,90 | 2.066(*) |
| Marañón | | 0,130 | I | 3,00 | 0,90 | 1.440(*) |
| Remigia Torres | | 0,160 | D | 0,60 | 0,50 | 24 |
| Retiro | | 0,075 | D | 0,50 | 0,50 | 48 |
| Chañar Blanco | | 0,650 | D | 0,50 | 0,50 | 24 |
| Ventanas | | 0,190 | I | 2,80 | 0,90 | 1.843(*) |
| Gallo y Ferrera | | 0,540 | D | 2,00 | 0,90 | 960(*) |
| Arenal | | 0,100 | I | 0,50 | 0,50 | 32 |
| Buena Esperanza | | 0,172 | D | 2,00 | 0,90 | 1.305(*) |
| Pino | | 0,650 | D | 0,60 | 0,50 | 48 |
| Unificación Callejas | | 0,050 | I | 0,40 | 0,50 | 8 |
| Libertad | | 0,550 | D | 0,50 | 0,50 | 32 |
| Perales | | 0,500 | I | 1,20 | 0,90 | 576(*) |
| Quebrada Honda | | 0,700 | D | 1,87 | 0,90 | 1.367(*) |
| 4. <u>CUARTA SECCION</u> (Río Huasco) | | | | | | |
| Pahona | | 0,090 | I | 0,50 | 0,60 | 20 |
| Perales Viejo | | 0,050 | D | 0,40 | 0,40 | 10 |
| Chacra Herreros | | 0,200 | I | 0,40 | 0,40 | 10 |
| Victoria | | 1,050 | I | 0,80 | 0,80 | 153 |
| Bodegas | | 0,250 | D | 0,40 | 0,40 | 10 |
| San José | | 0,450 | I | 0,80 | 0,90 | 378 |

* Obra existente

CUADRO Nº V.A.2-1-1
(Continuación)

| Canal | Unifi- cación Nº | Km. | Des- carga lado | b(ancho) (m) | Altu - ra de los mu ros = H (m) | Q Caudal l/s |
|------------------|------------------------|-------|-----------------------|-----------------|---|--------------------|
| Nicolasa | 20 | 0,160 | D | 1,20 | 0,90 | 740 |
| Peñón | Canal suprimido | | | | | |
| San Juan | | 0,380 | I | 0,80 | 0,90 | 180 |
| García-Campusano | 21 | 1,250 | D | 0,80 | 0,90 | 153 |
| Castillo | | 0,200 | I | 0,50 | 0,60 | 41 |
| Mirador | | 0,050 | D | 0,60 | 0,60 | 125 |
| Bellavista | 22 | 0,120 | D | 0,80 | 0,90 | 376 |
| Madariaga | | 0,150 | I | 0,80 | 1,00 | 184 |
| Cachina | | 0,250 | I | 0,80 | 1,00 | 214 |
| Bellavista Bajo | | 0,100 | D | 0,60 | 0,70 | 126 |

SECCIONES DE AFORO

| Canal | Unifi- cación Nº | Km. | Q (l/s) | b (m) | h (m) | Altura grada = a (m) |
|---|------------------------|---|------------|----------|----------|----------------------------|
| 1. <u>PRIMERA SECCION (Río El Carmen)</u> | | | | | | |
| El Peñón | 12 | 0,110 | 104 | 0,50 | 0,60 | 0,20 |
| Piedras Juntas | 12 | 1,716 | 56 | 0,60 | 0,60 | 0,20 |
| Breas | 12 | 2,510 | 32 | 0,50 | 0,60 | 0,20 |
| Molino-Piedras Juntas | 12 | 3,235 | 8 | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| Rojas | 13 | 0,110 | 16 | 0,40 | 0,50 | 0,20 |
| Timbles | 13 | 0,800 | 8 | 0,40 | 0,50 | 0,20 |
| Huracán | 14 | Incluido dentro de la bocatoma proyectada | | | | |
| Churcal | 14 | 0,900 | 248/104 | 0,60 | 0,50 | 0,20 |
| San Félix | 14 | 3,603 | 256 | 0,70 | 0,60 | 0,25 |
| Algodón | 14 | 3,780 | 256 | 0,70 | 0,60 | 0,20 |
| Molino Páez | 14 | 4,497 | 208 | 0,70 | 0,60 | 0,20 |
| Pedregal | 14 | 5,324 | 48 | 0,50 | 0,40 | 0,20 |
| Guajardo | 15 | 0,060 | 80 | 0,70 | 0,50 | 0,20 |
| Zurmarán | 15 | 1,120 | 8 | 0,30 | 0,40 | 0,20 |
| Higuerita Sur | 16 | Incluido en la bocatoma proyectada | | | | |
| Canal del Medio | 16 | 0,815 | 152 | 0,70 | 0,50 | 0,20 |
| Canal salida del embalse del Medio | 16 | 1,498 | 208 | 0,70 | 0,50 | 0,20 |
| Majada | 16 | 1,837 | 160 | 0,60 | 0,50 | 0,25 |
| Crucecita | 16 | 4,225 | 64 | 0,60 | 0,50 | 0,25 |
| Pampita Verde | 16 | 6,841 | 16 | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| Higuerita Norte | 16 | 0,000 | 88 | 0,60 | 0,50 | 0,20 |
| Mollaca | 16 | 1,786 | 88 | 0,50 | 0,40 | 0,20 |
| Salida embalse en Canal Escobas | 16 | 4,005 | 144 | 0,60 | 0,50 | 0,20 |
| Chañares | 16 | 6,410 | 96 | 0,40 | 0,50 | 0,20 |
| Molino Algarrobito | 16 | 6,855 | 80 | 0,40 | 0,50 | 0,20 |
| Canales | 16 | 7,700 | 64 | 0,40 | 0,50 | 0,20 |
| Cerro Blanco | 16 | 8,203 | 48 | 0,40 | 0,50 | 0,20 |
| Trapiche | 16 | 0,090 | 40 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |

CUADRO Nº V.A.2-1-2
(Continuación)

| Canal | Unifi- cación Nº | Km. | Q (l/s) | b (m) | h (m) | Altura grada = a (m) |
|----------------------------------|------------------------|-------|------------|----------|----------|----------------------------|
| 2. <u>SEGUNDA SECCION</u> | | | | | | |
| <u>Río Pachuy</u> | | | | | | |
| Algarrobito | | 0,030 | 24 | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| Gajardo Sur | | 0,070 | 24 | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| Piedra Rajada | | 0,060 | 24 | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| Piedras Grandes | | 0,035 | 24 | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| Gajardo Norte | | 0,045 | 24 | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| Junta Pachuy | | 0,060 | 24 | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| <u>Río Conay</u> | | | | | | |
| Galleguillos | | 0,110 | 16 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |
| Cachiyuyo | | 1,322 | 8 | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| Campillay | | 0,060 | 32 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |
| Albaricoque Norte | | 0,350 | 8 | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| Malaguin | | 0,090 | 80 | 0,60 | 0,50 | 0,20 |
| Albaricoque Sur | | 2,600 | 16 | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| Llanos | | 2,895 | 8 | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| Conay | | 0,160 | 96 | 0,80 | 0,50 | 0,30 |
| <u>Río Chollay</u> | | | | | | |
| Pedregal | | 0,110 | 16 | 0,40 | 0,50 | 0,20 |
| Cortaderas | 1 | 0,790 | 80 | 0,50 | 0,60 | 0,20 |
| Martínez | 1 | 0,386 | 58/80 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |
| Salida embalse | | | | | | |
| Cortaderas-Martínez | | 0,700 | 112 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |
| Alamo | 1 | 1,620 | 64 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |
| Ventura | 1 | 2,158 | 16 | 0,30 | 0,40 | 0,20 |
| Animas | | 0,050 | 16 | 0,30 | 0,40 | 0,20 |
| Salazar | | 0,045 | 24 | 0,30 | 0,40 | 0,20 |
| Tambo Alto | | 0,160 | 16 | 0,30 | 0,40 | 0,20 |

CUADRO Nº V.A.2-1-2
(Continuación)

| Canal | Unifi- cación Nº | Km. | Q (l/s) | b (m) | h (m) | Altura grada = a (m) |
|-------------------------|------------------------|---------------------------------|------------|----------|----------|----------------------------|
| <u>Río El Tránsito</u> | | | | | | |
| Puntilla Colorada | 2 | 0,050 | 56 | 0,40 | 0,50 | 0,20 |
| Colpe Norte | 2 | 0,895 | 64 | 0,50 | 0,40 | 0,20 |
| Misque | 2 | 1,860 | 48 | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| Tambo Bajo | | 0,060 | 64 | 0,40 | 0,60 | 0,25 |
| Molino Delgado | 3 | Incluido en bocatoma proyectada | | | | |
| Pabla Ríos | 3 | 1,635 | 232/280 | 0,90 | 0,70 | 0,25 |
| La Pampa | 3 | 2,460 | 184/280 | 1,20 | 0,60 | 0,20 |
| Salida embalse | | | | | | |
| La Pampa | 3 | 4,800 | 328 | 0,70 | 0,80 | 0,20 |
| Vado Pampa | 3 | 5,645 | 184 | 1,00 | 0,70 | 0,35 |
| Enlace con sifón | 3 | 5,795 | 80 | 0,40 | 0,50 | 0,20 |
| Campillay Molino | 3 | 2,635 | 16 | 0,30 | 0,40 | 0,20 |
| Seriche Muñoz | 3 | 1,287 | 64 | 0,40 | 0,50 | 0,20 |
| Pedregal Muñoz | 3 | 1,727 | 48 | 0,40 | 0,50 | 0,20 |
| Entrega a Frente Parral | 3 | 0,820 | 56 | 0,50 | 0,60 | 0,20 |
| Frente Pabla Ríos | 3 | 2,310 | 64 | 0,50 | 0,60 | 0,20 |
| Frente Capilla | 3 | 3,485 | 16 | 0,40 | 0,50 | 0,20 |
| Pinte | 4 | 0,010 | 88 | 0,80 | 0,80 | 0,20 |
| Salida embalse Pinte | 4 | 0,325 | 176 | 0,80 | 0,80 | 0,25 |
| Arenas | 5 | 0,110 | 128 | 0,80 | 0,70 | 0,20 |
| Fraguas | 5 | 4,655 | 64 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |
| Armidita | 6 | 0,160 | 388 | 0,80 | 0,70 | 0,20 |
| Torres | 6 | 1,682 | 32 | 0,40 | 0,50 | 0,20 |
| Valdés | 6 | 3,062 | 32 | 0,40 | 0,50 | 0,20 |
| Peña Colorada | - | 0,025 | 184 | 0,80 | 0,70 | 0,20 |
| Molino Alvarez | - | 0,050 | 64 | 0,80 | 0,70 | 0,20 |
| Campillay-Chanchoquín | 7 | 0,110 | 184 | 0,60 | 0,70 | 0,20 |
| Nuñez | - | 0,210 | 16 | 0,30 | 0,40 | 0,20 |
| Molino Viejo | 8 | 0,265 | 88 | 0,60 | 0,60 | 0,20 |
| Pircas | 8 | 1,880 | 80 | 0,60 | 0,50 | 0,20 |
| Rinconada | 9 | 0,110 | 136 | 0,80 | 0,70 | 0,20 |
| Chigüinto | 9 | 1,630 | 136/120 | 0,60 | 0,50 | 0,20 |
| Salida embalse | | | | | | |
| Chigüinto | 9 | 2,750 | 256 | 0,80 | 0,60 | 0,25 |
| El Olivo | 9 | 3,671 | 144 | 0,60 | 0,50 | 0,25 |
| Las Marquesas | 9 | 5,705 | 48 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |

CUADRO Nº V.A.2-1-2
(Continuación)

| Canal | Unifi- cación Nº | Km. | Q (l/s) | b (m) | h (m) | Altura grada = a (m) |
|--|------------------------|---------------------------------|------------|----------|----------|----------------------------|
| Corral de Vacas | - | 0,510 | 32 | 0,50 | 0,60 | 0,20 |
| Vales Alto | 10 | 0,360 | 48 | 0,70 | 0,50 | 0,25 |
| Carrizo | 10 | 1,402 | 32 | 0,70 | 0,50 | 0,20 |
| Villegas | 10 | 3,449 | 16 | 0,50 | 0,40 | 0,20 |
| Loros | 11 | 0,150 | 32 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |
| Placetas | 11 | 0,920 | 48 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |
| Oruro | | 0,300 | 24 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |
| Méndez | | 0,095 | 24 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |
| Flores y Punta Negra | | 0,150 | 24 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |
| Escobar | | 0,020 | 24 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |
| Tabaco | | 0,030 | 24 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |
| 3. TERCERA SECCION (Río Huasco) | | | | | | |
| Toro Sur | | Inundado por el embalse El Toro | | | | |
| Cañas Sur | 18 | 0,080 | 24 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |
| Alto Blanco | 18 | 0,819 | 8 | 0,30 | 0,40 | 0,20 |
| Algodón | | 0,060 | 32 | 0,50 | 0,50 | 0,30 |
| Churcal Sur y Aguirre | | 0,360 | 16 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |
| Churcal Norte | | 0,260 | 24 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |
| Maitén | | 0,210 | 64 | 0,60 | 0,60 | 0,20 |
| Solar Norte | | 0,260 | 16 | 0,40 | 0,50 | 0,20 |
| Chépica Maitén | | 0,410 | 8 | 0,40 | 0,50 | 0,20 |
| Chépica Sur | 19 | 0,597 | 96 | 0,40 | 0,60 | 0,20 |
| Caracol Sur | 19 | 2,452 | 92 | 0,40 | 0,60 | 0,20 |
| La Laja | | 0,410 | 40 | 0,50 | 0,60 | 0,20 |
| La Higuera | | 0,280 | 48 | 0,80 | 0,80 | 0,30 |
| La Máquina | | 0,130 | --- | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| Camarones Sur | | 0,260 | 8 | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| Camarones Norte | | 0,160 | 8 | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| Compañía | | 0,215 | 2.066 | 2,00 | 0,90 | 0,30 * |
| Marañón | | 0,213 | 1.440 | 3,00 | 0,90 | 0,30 * |
| Remigia Torres | | 0,170 | 24 | 0,60 | 0,50 | 0,20 |
| Retiro | | 0,085 | 48 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |
| Chañar Blanco | | 0,660 | 24 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |

* Obra existente

CUADRO Nº V.A.2-1-2
(Continuación)

| Canal | Unifi- cación Nº | Km. | Q (l/s) | b (m) | h (m) | Altura grada = a (m) |
|---|------------------------|-----------------------------|------------|----------|----------|----------------------------|
| Ventanas | | 0,180 | 1.843 | 2,80 | 0,90 | 0,30 * |
| Gallo y Ferrera | | 0,555 | 960 | 2,00 | 0,90 | 0,30 * |
| Arenal | | 0,110 | 32 | 0,50 | 0,50 | 0,20 |
| Buena Esperanza | | 0,422 | 1.310 | 2,00 | 1,10 | 0,40 * |
| Pino | | 0,660 | 48 | 0,60 | 0,50 | 0,30 |
| Unific. Callejas | | 0,060 | 8 | 0,40 | 0,50 | 0,30 |
| Libertad | | 0,560 | 32 | 0,50 | 0,50 | 0,30 |
| Perales | | 0,510 | 576 | 1,20 | 0,90 | 0,30 * |
| Quebrada Honda | | 0,710 | 1.367 | 1,87 | 0,90 | 0,30 * |
| 4. <u>CUARTA SECCION</u> (Río Huasco) | | | | | | |
| Pahona | | 0,100 | 20 | 0,50 | 0,60 | 0,30 |
| Perales Viejo | | 0,060 | 10 | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| Chacra Herreros | | 0,210 | 10 | 0,40 | 0,40 | 0,20 |
| Victoria | | 1,060 | 153 | 0,80 | 0,80 | 0,30 |
| Bodegas | | 0,260 | 10 | 0,40 | 0,40 | 0,25 |
| San José | | 0,460 | 378 | 0,80 | 0,90 | 0,40 |
| Nicolasa | 20 | 0,170 | 740 | 1,20 | 0,90 | 0,40 |
| Tatara | 20 | Entrega por marco partidior | | | | |
| Bodeguilla | 20 | Entrega por marco partidior | | | | |
| Peñón | | Canal suprimido | | | | |
| San Juan | | 0,390 | 180 | 0,80 | 0,90 | 0,40 |
| García-Campusano | 21 | 1,260 | 153 | 0,80 | 0,90 | 0,40 |
| Castillo | | 0,210 | 41 | 0,50 | 0,60 | 0,30 |
| Mirador | | 0,060 | 125 | 0,60 | 0,60 | 0,30 |
| Bellavista | 22 | 0,130 | 376 | 0,80 | 0,90 | 0,30 |
| Tablas | | Entrega por marco partidior | | | | |
| Pino | | Entrega por marco partidior | | | | |
| Madariaga | | 0,160 | 184 | 0,80 | 1,00 | 0,40 |
| Cachina | | 0,260 | 214 | 0,80 | 1,00 | 0,40 |
| Bellavista Bajo | | 0,110 | 126 | 0,60 | 0,70 | 0,30 |

* Obra existente

OBRAS DE ENTREGA

| Canal | Unifi- cación Nº | Km. | Entre- ga Lado | b(ancho) (m) | Altu - ra de muros H (m) | Q Caudal l/s |
|---|------------------------|-------|----------------------|-----------------|-----------------------------------|--------------------|
| 1. <u>PRIMERA SECCION DEL RIO</u> (Río El Carmen) | | | | | | |
| El Peñón de Piedras | | | | | | |
| Juntas | 12 | 1,100 | D | 0,50 | 0,60 | 104 |
| Piedras Juntas | | | | | | |
| a Breas | 12 | 2,445 | D | 0,50 | 0,60 | 56 |
| Breas a Molino | | | | | | |
| Piedras Juntas | 12 | 3,200 | D | 0,50 | 0,60 | 32 |
| Rojas a Timbles | 13 | 0,770 | I | 0,40 | 0,50 | 16 |
| Huracán a Churcal | 14 | 0,750 | D | 0,80 | 0,50 | 248 |
| Churcal a embalse | | | | | | |
| Churcal-San Félix | 14 | 3,383 | D | 0,80 | 0,50 | 248 |
| San Félix a Algodón | 14 | 3,733 | D | 0,70 | 0,60 | 256 |
| Algodón a Molino Páez | 14 | 4,477 | I | 0,70 | 0,60 | 208 |
| Molino Páez a Pedregal | 14 | 5,194 | I | 0,70 | 0,60 | 208 |
| Gajardo a Zurmaran | 15 | 1,016 | I | 0,70 | 0,60 | 80 |
| Higuerita Sur a Higue- rita Norte | 16 | 0,280 | D | 0,80 | 0,50 | 240 |
| Higuerita Sur a Canal del Medio | 16 | 0,785 | D | 0,80 | 0,50 | 152 |
| Canal del Medio a embalse del Medio | 16 | 1,138 | D | 0,70 | 0,50 | 152 |
| Canal del Medio a Majada | 16 | 1,706 | D | 0,70 | 0,50 | 208 |
| Canal Majada a Crucecita | 16 | 4,169 | D | 0,60 | 0,50 | 160 |
| Crucecita a Pampita Verde | 16 | 6,841 | Actualmente unidos | | | |
| Higuerita Norte a Mollaca | 16 | 1,739 | I | 0,60 | 0,50 | 88 |
| Mollaca a embalse Mollaca-Escobas | 16 | 3,965 | Actualmente unidos | | | |

CUADRO Nº V.A.2-1-3
(Continuación)

| Canal | Unifi- cación Nº | Km. | Entre- ga Lado | b(ancho) (m) | Altu - ra de muros H (m) | Q Caudal l/s |
|----------------------------------|------------------------|-------|----------------------|-----------------|-----------------------------------|--------------------|
| Escobas a Chañares | 16 | 6,380 | I | 0,50 | 0,50 | 96 |
| Chañares a Molino | | | | | | |
| Algarrobal | 16 | 6,855 | I | 0,50 | 0,50 | 80 |
| Molino Algarrobal a | | | | | | |
| Canales | 16 | 7,681 | I | 0,50 | 0,50 | 64 |
| Canales a Cerro Blanco | 16 | 8,163 | I | 0,50 | 0,50 | 48 |
| | | | | | | |
| 2. <u>SEGUNDA SECCION</u> | | | | | | |
| <u>Río Conay</u> | | | | | | |
| Galleguillos a | | | | | | |
| Cachiyuyo | 23 | 1,300 | I | 0,50 | 0,50 | 16 |
| Campillay a Albaricoque | | | | | | |
| Norte | 24 | 0,300 | I | 0,50 | 0,50 | 32 |
| Malaguin a Albaricoque | | | | | | |
| Sur | 25 | 2,500 | D | 0,60 | 0,50 | 80 |
| Albaricoque Sur a | | | | | | |
| Llanos | 25 | 2,800 | D | 0,40 | 0,40 | 16 |
| | | | | | | |
| <u>Río Chollay</u> | | | | | | |
| Cortaderas a Martínez | 1 | 0,380 | D | 0,50 | 0,50 | 80 |
| Martínez a Alamo | 1 | 1,527 | D | 0,40 | 0,40 | 64 |
| Alamo a Ventura | 1 | 1,942 | D | 0,50 | 0,40 | 16 |
| | | | | | | |
| <u>Río El Tránsito</u> | | | | | | |
| De Puntilla Colorada | | | | | | |
| a Colpe Norte | 2 | 0,870 | I | 0,50 | 0,40 | 56 |
| Molino Delgado a Sifón | 3 | 0,810 | D | 0,80 | 0,60 | 336 |
| Molino Delgado a Pabla | | | | | | |
| Ríos | 3 | 1,540 | D | 0,60 | 0,60 | 280 |

CUADRO Nº V.A.2-1-3
(Continuación)

| Canal | Unifi- cación Nº | Km. | Entre- ga Lado | b(ancho) (m) | Altu - ra de muros H (m) | Q Caudal l/s |
|-----------------------------------|------------------------|-------|----------------------|-----------------|-----------------------------------|--------------------|
| Pabla Ríos a la Pampa | 3 | 2,390 | D | 0,60 | 0,60 | 280 |
| La Pampa a embalse | | | | | | |
| La Pampa | 3 | 4,500 | D | 0,80 | 0,60 | 280 |
| Ramal canal La Pampa a Vado Pampa | 3 | 5,455 | D | 0,70 | 0,60 | 328 |
| Vado Pampa a sifón | | | | | | |
| J. Campillay | 3 | 5,785 | D | 0,80 | 0,70 | 184 |
| Vado Pampa a Campillay | | | | | | |
| Molino | 3 | 2,565 | D | 0,80 | 0,70 | 112 |
| J. Campillay a Seriche | | | | | | |
| Muñoz | 3 | 1,245 | I | 0,40 | 0,50 | 80 |
| Seriche Muñoz a Pedregal Muñoz | 3 | 1,727 | I | 0,40 | 0,50 | 64 |
| Frente Parral a Frente | | | | | | |
| Pabla Ríos | 3 | 2,180 | I | 0,50 | 0,50 | 112 |
| Frente Pabla Ríos a | | | | | | |
| Frente Capilla | 3 | 3,365 | I | 0,50 | 0,50 | 64 |
| Pinte a embalse Pinte | 4 | 0,040 | I | 0,80 | 0,80 | 88 |
| Arenas a Fragua | 5 | 4,495 | D | 1,00 | 0,70 | 128 |
| Armidita a Torres | 6 | 1,655 | I | 1,00 | 0,70 | 388 |
| Armidita a Valdés | 6 | 3,005 | I | 1,00 | 0,70 | 380 |
| Campillay a embalse | | | | | | |
| Campillay | 7 | 1,389 | I | 0,60 | 0,70 | 184 |
| Campillay de Chancoquin | 7 | 1,669 | | | | * |
| Molino Viejo a embalse | | | | | | |
| Molino Viejo | 8 | 1,780 | D | 0,80 | 0,70 | 88 |
| Rinconada a Chigüinto | 9 | 1,590 | D | 0,50 | 0,50 | 136 |
| Chigüinto a Ramal | | | | | | |
| Chigüinto Alto | 9 | 1,775 | D | 0,50 | 0,50 | 136 |
| Chigüinto Alto a embalse | | | | | | |
| Chigüinto | 9 | 2,615 | D | 0,50 | 0,50 | 136 |
| Chigüinto Bajo a | | | | | | |
| El Olivo | 9 | 3,589 | D | 0,80 | 0,60 | 256 |
| El Olivo a Las | | | | | | |

* Obra existente

CUADRO Nº V.A.2-1-3
(Continuación)

| Canal | Unifi- cación Nº | Km. | Entre- ga Lado | b(ancho) (m) | Altu - ra de muros H (m) | Q Caudal l/s |
|--|------------------------|-------|----------------------|-----------------|-----------------------------------|--------------------|
| Marquesas | 9 | 5,656 | D | 0,60 | 0,50 | 144 |
| Vales Alto a embalse | | | | | | |
| Vales Alto | 10 | 0,595 | I | 0,60 | 0,60 | 48 |
| Vales Alto a Carrizo | 10 | 1,327 | I | 0,60 | 0,50 | 80 |
| Carrizo a Villaseca | 10 | 3,347 | I | 0,50 | 0,50 | 32 |
| Loros a embalse | | | | | | |
| Loros-Placeta | 11 | 0,870 | I | 0,50 | 0,50 | 32 |
| 3. <u>TERCERA SECCION</u> (Río Huasco) | | | | | | |
| Cañas Sur a Alto | | | | | | |
| Blanco | 18 | 0,792 | D | 0,40 | 0,50 | 8 |
| Chépica Sur a | | | | | | |
| Caracol Sur | 19 | 2,382 | D | 0,60 | 0,50 | 192 |

CAIDAS

| Canal | Uni- fic. (l/s) Nº | Q | Km Ini- cial | Km Final | Long. (m) | Cota Ini- cial | Cota Final | Dif. de Cotas (Ah) | Pend. i (%) | Ancho = b (m) | Alt. de muros =h(m) |
|---|--------------------------|-----|--------------------|----------------------------|--------------|----------------------|---------------|-----------------------------|-------------------|---------------------|------------------------------|
| 1. PRIMERA SECCION (Río El Carmen) | | | | | | | | | | | |
| El Peñón a Piedras Juntas | 12 | 56 | 1,100 | 1,166 | 66 | 1.598 | 1.586,4 | 11,60 | 17,57 | 1,00 | 0,30 |
| Piedras Juntas a Breas | 12 | 32 | 2,445 | 2,500 | 55 | 1.302 | 1.276 | 26,00 | 47,00 | 1,00 | 0,30 |
| Breas a El Molino Piedras Juntas | 12 | 8 | 3,200 | 3,225 | 25 | 1.264 | 1.254 | 10,00 | 40,00 | 0,80 | 0,30 |
| Rojas a Timbles | 13 | 8 | 0,770 | 0,790 | 20 | 1.248 | 1.237 | 11,00 | 55,00 | 0,40 | 0,30 |
| Huracán a Churcal | 14 | 248 | 0,750 | 0,890 | 140 | 1.220,5 | 1.197 | 23,50 | 16,78 | 1,00 | 0,40 |
| Churcal a embalse Churcal-San Félix | 14 | 248 | 3,383 | 3,478 | 95 | 1.172 | 1.163 | 9,00 | 9,47 | 1,00 | 0,40 |
| Algodón a Molino Páez | 14 | 208 | 4,477 | 4,487 | 10 | 1.138 | 1.132 | 6,00 | 60,00 | 1,00 | 0,40 |
| Molino Páez a Pedregal | 14 | 48 | 5,194 | 5,314 | 120 | 1.127 | 1.114 | 13,00 | 10,83 | 0,80 | 0,30 |
| Gajardo a Zurmaran | 15 | 8 | 1,016 | 1,110 | 84 | 1.204 | 1.179 | 25,00 | 30,00 | 0,40 | 0,30 |
| Higuerita Sur a canal del Medio | 16 | 152 | 0,785 | 0,805 | 20 | 1.093 | 1.085 | 8,00 | 40,00 | 1,00 | 0,40 |
| Canal del Medio a Majada | 16 | 160 | 1,706 | 1,827 | 121 | 1.074 | 1.058 | 16,00 | 13,22 | 1,00 | 0,40 |
| Majada a Crucecita | 16 | 64 | 4,169 | 4,215 | 46 | 1.047 | 1.028 | 19,00 | 41,30 | 1,00 | 0,30 |
| Higuerita Norte a Mollaca | 16 | 88 | 1,739 | 1,776 | 37 | 1.065 | 1.055 | 10,00 | 27,00 | 1,00 | 0,30 |
| Escobas a Chañares | 16 | 96 | 6,380 | Se juntan en la actualidad | | | | | | | |
| Molino Algarrobal a Canales | 16 | 64 | 7,681 | 7,690 | 9 | 975 | 970 | 5,00 | 55,00 | 1,00 | 0,30 |
| Canales a Cerro Blanco | 16 | 48 | 8,103 | 8,193 | 30 | 958 | 953 | 5,00 | 16,66 | 0,80 | 0,30 |
| 2. SEGUNDA SECCION | | | | | | | | | | | |
| <u>Río Conay</u> | | | | | | | | | | | |
| Galleguillos a Cachiyuyo | 23 | 8 | 1,300 | 1,312 | 12 | --- | --- | 4,50 | 37,50 | 0,40 | 0,30 |
| Campillay a Albaricoque Norte | 24 | 16 | 0,300 | 0,340 | 40 | --- | --- | 3,50 | 8,75 | 0,40 | 0,30 |
| Malaguín a Albaricoque Sur | 25 | 16 | 2,500 | 2,590 | 90 | --- | --- | 12,00 | 13,33 | 0,40 | 0,30 |
| Albaricoque Sur a Llanos | 25 | 8 | 2,840 | 2,885 | 45 | --- | --- | 4,00 | 8,88 | 0,40 | 0,30 |

CUADRO Nº V.A.2-1-4
(Continuación)

| Canal | Uni- fic. Nº | Q (l/s) | Km Ini- cial | Km Final | Long. (m) | Cota Ini- cial | Cota Final | Dif. de Cotas (Ah) | Pend. i (%) | Ancho = b (m) | Alt. de muros =h(m) |
|--|--------------------|------------|--------------------|-------------|--------------|----------------------|---------------|-----------------------------|-------------------|---------------------|------------------------------|
| <u>Río Chollay</u> | | | | | | | | | | | |
| Caída Cortaderas a Martínez | 1 | 80 | 0,386 | 0,690 | 304 | 1.553,17 | 1.514,89 | 38,28 | 12,60 | 1,00 | 0,30 |
| Caída Martínez a Alamo | 1 | 64 | 1,527 | 0,607 | 80 | 1.489,33 | 1.484,90 | 4,83 | 5,53 | 1,00 | 0,30 |
| Caída Alamo a Ventura | 1 | 16 | 1,942 | 2,158 | 216 | 1.476,96 | 1.469,74 | 7,22 | 3,34 | 0,40 | 0,30 |
| <u>Río El Tránsito</u> | | | | | | | | | | | |
| Molino Delgado a Pabla Ríos | 3 | 280 | 1,540 | 1,625 | 85 | 1.343,00 | 1.326,00 | 17,00 | 20,00 | 1,00 | 0,40 |
| Pabla Ríos a La Pampa | 3 | 280 | 2,390 | 2,450 | 60 | 1.322,56 | 1.375,00 | 7,50 | 12,50 | 1,00 | 0,40 |
| Ramal canal La Pampa a Vado Pampa | 3 | 184 | 5,455 | 5,635 | 180 | 1.292,80 | 1.279,80 | 13,00 | 7,22 | 1,00 | 0,40 |
| Vado Pampa a Campillay Molino | 3 | 16 | 2,565 | 2,625 | 60 | 1.257,00 | 1.252,80 | 4,20 | 7,00 | 0,40 | 0,30 |
| J. Campillay a Seriche Muñoz | 3 | 64 | 1,245 | 1,277 | 32 | 1.273,00 | 1.262,60 | 8,40 | 13,00 | 1,00 | 0,30 |
| Frente Parral a Frente Pabla Ríos | 3 | 64/112 | 2,180 | 2,300 | 120 | 1.324,00 | 1.318,85 | 5,15 | 4,29 | 0,80 | 0,30 |
| Frente Pabla Ríos a Frente Capilla | 3 | 16 | 3,365 | 3,475 | 110 | 1.303,00 | 1.299,80 | 3,20 | 2,90 | 0,40 | 0,30 |
| Arenas a Fraguas | 5 | 64 | 4,495 | 4,645 | 150 | 1.171,00 | 1.147,00 | 24,00 | 16,00 | 1,00 | 0,30 |
| Armidita a Torres | 6 | 8 | 1,655 | 1,672 | 7 | 1.213,00 | 1.200,00 | 13,00 | 76,00 | 0,40 | 0,30 |
| Armidita a Valdés | 6 | 8 | 3,005 | 3,052 | 47 | 1.212,00 | 1.179,00 | 33,00 | 71,00 | 0,40 | 0,30 |
| Rinconada a Chiguinto | 9 | 136 | 1,590 | 1,620 | 30 | 1.003,00 | 1.000,00 | 3,00 | 10,00 | 1,00 | 0,30 |
| Chiguinto Bajo a Olivo | 9 | 144 | 3,589 | 3,661 | 72 | 979,60 | 964,70 | 9,90 | 13,75 | 1,00 | 0,40 |
| El Olivo a L. Marquesas | 9 | 48 | 5,656 | 5,695 | 39 | 953,40 | 944,70 | 0,70 | 22,31 | 0,80 | 0,30 |
| Vales Bajo a Carrizo | 10 | 32 | 1,327 | 1,392 | 65 | 993,00 | 986,54 | 6,50 | 10,00 | 1,00 | 0,30 |
| Carrizo a Villaseca | 10 | 16 | 3,347 | 3,439 | 92 | 977,00 | 957,00 | 20,00 | 21,74 | 0,40 | 0,30 |
| <u>3. TERCERA SECCION (Río Huasco)</u> | | | | | | | | | | | |
| Cañas Sur a Alto Blanco | 18 | 8 | 0,792 | 0,809 | 17 | 752,00 | 744,00 | 8,00 | 47,00 | 0,40 | 0,30 |
| Chépica Sur a Caracol Sur | 19 | 92 | 2,382 | 2,442 | 60 | 653,00 | 641,50 | 11,50 | 19,16 | 1,00 | 0,30 |

VERTEDEROS Y OBRAS DE SALIDA DE EMBALSES

| EMBALSE | Obra de Salida | | | | | | Vertedero | | | |
|---|---------------------|--------------------------|---------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------------------|---------------------------|-----------------------|---------------------------------|-------------------------------|
| | Altura de muro H(m) | Cota de coronamiento = C | Largo de tubería = lt (m) | Largo de vástago = lv(m) | Alt. de pasarelas = hp(m) | Long. de pasarelas lp(m) | Cota entrada tuberías = E | Cota de vertedero = V | Desarrollo del vertedero = D(m) | Ancho de vertedero = A.v. (m) |
| Unificación 1 : Cortaderas a Martínez | 3,0 | 1.517,2 | 16,5 | 3,6 | 3,0 | 7,5 | 1.513,6 | 1.516,75 | 51,0 | 0,5 |
| Unificación 2 : Puntilla Colorada a Colpe Norte | 2,3 | 1.392,7 | 13,7 | 2,9 | 2,3 | 6,1 | 1.389,8 | 1.392,25 | 37,0 | 0,5 |
| Unificación 3 : Frente Parral a Frente Pabla Ríos | 2,2 | 1.322,2 | 13,3 | 2,8 | 2,2 | 5,9 | 1.319,4 | 1.321,75 | 35,0 | 0,5 |
| Unificación 4 : La Pampa | 3,2 | 1.304,2 | 17,3 | 3,8 | 3,2 | 7,9 | 1.300,2 | 1.303,75 | 55,0 | 0,8 |
| Unificación 6 : Pinte | 1,6 | 1.238,5 | 10,9 | 2,2 | 1,6 | 4,7 | 1.236,3 | 1.238,05 | 23,0 | 0,5 |
| Unificación 6 : Armidita | 1,8 | 1.218,8 | 11,7 | 2,4 | 1,8 | 5,1 | 1.216,4 | 1.218,35 | 27,0 | 0,5 |
| Unificación 6 : Peña Colorada Molino | 1,5 | 1.122,5 | 10,5 | 2,1 | 1,5 | 4,5 | 1.120,4 | 1.122,05 | 21,0 | ,9 |
| Unificación 7 : Alvarez | 1,5 | 1.111,8 | 10,5 | 2,1 | 1,5 | 4,5 | 1.109,7 | 1.111,35 | 21,0 | 0,5 |
| Unificación 8 : Campillay | 1,8 | 1.093,8 | 11,7 | 2,4 | 1,8 | 5,1 | 1.091,4 | 1.093,35 | 27,0 | 1,0 |
| Unificación 8 : Molino Viejo a Pircas | 2,0 | 1.056,7 | 12,5 | 2,6 | 2,0 | 5,5 | 1.054,1 | 1.056,25 | 31,0 | 0,5 |
| Unificación 9 : Rinconada a Chigüinto | 2,3 | 987,3 | 13,7 | 2,9 | 2,3 | 6,1 | 984,4 | 986,85 | 37,0 | 0,8 |
| Unificación 9 : Corral de Vacas | 1,5 | 1.040,5 | 10,5 | 2,1 | 1,5 | 4,5 | 1.038,4 | 1.040,05 | 21,0 | 0,5 |
| Unificación 10: Vales Alto | 1,5 | 1.010,5 | 10,5 | 2,1 | 1,5 | 4,5 | 1.008,4 | 1.010,05 | 21,0 | 0,5 |
| Unificación 11: Loros - Placetas | 1,5 | 940,5 | 10,5 | 2,1 | 1,5 | 4,5 | 938,4 | 940,05 | 21,0 | 0,5 |
| Unificación 14: Churcal a San Félix | 3,5 | 1.163,5 | 18,5 | 4,1 | 3,5 | 8,5 | 1.159,2 | 1.163,05 | 61,0 | 1,4 |
| Unificación 16: Del Medio a Majadas | 2,5 | 1.078,8 | 14,5 | 3,1 | 2,5 | 6,5 | 1.075,7 | 1.078,35 | 41,0 | 0,9 |
| Unificación 16: Mollaca a Escobas | 2,4 | 1.035,6 | 14,1 | 3,0 | 2,4 | 6,3 | 1.032,6 | 1.035,15 | 39,0 | 0,5 |
| Unificación 16: Chépica Sur | 2,0 | 665,0 | 12,5 | 2,6 | 2,0 | 5,5 | 662,4 | 664,55 | 31,0 | 0,6 |

CUADRO Nº V.A.2-1-5
(Continuación)

| | | Obra de Salida | | | | | Vertedero | | | | |
|-------------------------------|-----------|---------------------|--------------------------|---------------------------|--------------------------|---------------------------|--------------------------|--------------------------|-----------------------|---------------------------------|-----------------------------|
| EMBALSE | | Altura de muro H(m) | Cota de coronamiento = C | Largo de tubería = lt (m) | Largo de vástago = lv(m) | Alt. de pasarelas = hp(m) | Long. de pasarelas lp(m) | Cota entrada tubería = E | Cota de vertedero = V | Desarrollo del vertedero = D(m) | Ancho de vertedero A.v. (m) |
| Quebrada Honda | Km 6,750 | 1,5 | 353,5 | 10,5 | 2,1 | 1,5 | 4,5 | 351,4 | 353,05 | 21,0 | 0,5 |
| Quebrada Honda | Km 14,840 | 3,5 | 341,8 | 18,5 | 4,1 | 3,5 | 8,5 | 337,5 | 341,25 | 61,0 | 1,8 |
| Quebrada Honda | Km 16,500 | 2,0 | 339,0 | 12,5 | 2,6 | 2,0 | 5,5 | 335,9 | 338,55 | 31,0 | 3,0 |
| Quebrada Honda | Km 26,500 | 3,0 | 315,0 | 16,5 | 3,6 | 3,0 | 7,5 | 310,9 | 314,55 | 51,0 | 2,3 |
| Gallo y Ferrera | Km 6,500 | 2,6 | 328,6 | 14,9 | 3,2 | 2,6 | 6,7 | 325,4 | 328,15 | 43,0 | 1,4 |
| Gallo y Ferrera | Km 9,450 | 3,4 | 400,9 | 18,1 | 4,0 | 3,4 | 8,3 | 396,4 | 400,45 | 59,0 | 1,2 |
| Tatara (Nicolasa Km 5,525) | | 1,6 | 230,0 | 10,9 | 2,2 | 1,6 | 4,7 | 227,8 | 229,55 | 23,0 | 1,1 |
| Buena Esperanza Km 15,650 | | 4,0 | 395,5 | 20,5 | 4,6 | 4,0 | 9,5 | 390,4 | 395,05 | 71,0 | 3,4 |
| Nicolasa (Arenilla) Km 15,300 | | 2,0 | 232,5 | 12,5 | 2,6 | 2,0 | 5,5 | 229,9 | 232,55 | 31,0 | 1,1 |
| Victoria Km 23,700 | | 1,3 | 292,3 | 9,7 | 1,9 | 1,3 | 4,1 | 290,4 | 291,85 | 17,0 | 0,9 |
| Marañón km 0,600 | | 1,5 | 538,7 | 10,5 | 2,1 | 1,5 | 4,5 | 528,2 | 538,25 | 21,0 | 0,5 |
| Marañón km 1,565 | | 1,5 | 536,0 | 10,5 | 2,1 | 1,5 | 4,5 | 525,5 | 535,55 | 21,0 | 0,5 |
| Marañón km 4,235 | | 2,5 | 533,5 | 14,5 | 3,1 | 2,5 | 6,5 | 519,0 | 533,05 | 41,0 | 0,5 |
| Marañón km 7,250 | | 3,0 | 531,0 | 16,5 | 3,6 | 3,0 | 7,5 | 514,5 | 530,55 | 51,0 | 0,5 |
| Marañón km 12,250 | | 2,0 | 490,0 | 12,5 | 2,6 | 2,0 | 5,5 | 477,5 | 489,55 | 31,0 | 0,8 |
| San José | | 2,6 | 249,5 | 15,0 | 3,2 | 2,62 | 9,7 | 234,5 | 249,05 | 43,0 | 0,6 |
| San Juan | | 2,5 | 124,5 | 14,5 | 3,1 | 2,5 | 6,5 | 110,0 | 124,05 | 41,0 | 1,0 |
| Castillo | | 1,5 | 94,5 | 10,5 | 2,1 | 1,5 | 4,5 | 84,0 | 94,05 | 21,0 | 0,5 |
| Madariaga | | 2,0 | 35,2 | 12,5 | 2,6 | 2,0 | 5,5 | 22,7 | 34,75 | 31,0 | 1,1 |
| García Campusano Km 7,60 | | 2,6 | 108,0 | 14,9 | 3,2 | 2,6 | 6,7 | 93,1 | 107,55 | 43,0 | 0,6 |
| García Campusano Km 10,25 | | 2,5 | 98,0 | 14,5 | 3,1 | 2,5 | 6,5 | 83,5 | 97,55 | 41,0 | 0,5 |
| Mirador | | 2,5 | 64,0 | 14,5 | 3,1 | 2,5 | 6,5 | 49,5 | 63,55 | 41,0 | 0,7 |
| Bellavista-Tabla | | 2,0 | 62,0 | 12,5 | 2,6 | 2,0 | 5,5 | 49,5 | 61,55 | 31,0 | 0,6 |
| Bellavista-Pino | | 2,5 | 45,0 | 14,5 | 3,1 | 2,5 | 6,5 | 30,5 | 44,55 | 41,0 | 0,5 |
| Compañía (Nuevos terrenos) | | 3,0 | 425,5 | 16,5 | 3,6 | 3,0 | 7,5 | 421,4 | 425,05 | 51,0 | 3,2 |
| Perales | | 3,3 | 350,0 | 17,7 | 3,9 | 3,3 | 8,1 | 345,6 | 349,55 | 57,0 | 3,2 |

ANEXO Nº V.A.2-2

PROYECTO DE REHABILITACION DE SUELOS

EN EL SECTOR DE LAS TABLAS

DESARROLLO DEL ESTUDIO

1. Introducción

En este anexo se presenta el estudio de un caso en que es necesario efectuar obras de drenaje, con el fin de remover el exceso de sales del suelo por lixiviación.

El objeto del análisis es evaluar el costo que representarían estas obras. El caso analizado es el sector de Las Tablas, que se encuentra individualizado en los planos del D.I.E. Nº V.A.2.

2. Tasas de lixiviación

Las tasas de lixiviación dependerán, de la conductividad eléctrica del agua de riego, de la tolerancia a la salinidad y del consumo de agua de cada cultivo o especie. Esta tolerancia a la salinidad se expresa como conductividad eléctrica del agua retenida por el suelo al nivel de la rizósfera.

Del estudio de la calidad del agua (Capítulo III.D.4), se dedujeron la conductividad eléctrica del agua de riego para el sector de Las Tablas y la máxima concentración de sales que podrían tolerar sin grave perjuicio, los cultivos recomendados para la zona. Estos son los siguientes:

Salinidad de agua de riego = $EC_w = 4,5$ mmho/cm

| Tolerancia a la salinidad de los cultivos recomendados para la zona | | | | |
|---|-------|-----------|---------|---------|
| Cultivo | Olivo | Membrillo | Alfalfa | Repollo |
| CE mmho/cm | 4-10 | *4-10 | 4-10 | 4-10 |

(*) La tolerancia del membrillo no figura en el informe de calidades de agua por lo que se adoptó la de los demás cultivos, ver documentos internos del estudio, D.I.E. Nº V.A.2.

De estos datos se obtuvo que la tasa de lavado sería igual para todos los cultivos y equivalente al 27% del uso consumo de cada uno de ellos, ver D.I.E. Nº V.A.2.

3. Lámina de aplicación al suelo en cada riego

Independientemente del sistema de riego que se emplee, es el volumen de suelo que abarca la zona radicular el encargado de retener y almacenar el agua que requieren las plantas para su proceso de nutrición. Es esta capacidad de retención la que permite entregar el agua de riego en forma intermitente, cuyo volumen es aproximadamente constante en cada ocasión y suele expresarse en términos del espesor de una lámina ficticia de agua. Este no es otro que el volumen mencionado dividido por el área regada. Esta lámina es teóricamente constante puesto que representa el volumen de agua que es capaz de quedar retenido en la zona radicular en cada riego. A su vez, la lámina adicional que es necesaria agregar para efectuar la lixiviación o lavado de las sales, se calcula como una proporción de la primera.

Para poder dimensionar adecuadamente un drenaje que evacúe el agua de lavado, es fundamental conocer cuándo y en qué cantidad ésta será aplicada. La cantidad es la que se expresará en forma de lámina de agua de un determinado espesor, constituido por un porcentaje del agua aplicada al suelo en cada riego, y dependerá tanto de las características físicas del suelo como de la profundidad radicular efectiva de los cultivos que allí se implanten. Para definir cuando corresponde aplicar el agua para lixiviar, se calcula un calendario de riego para la temporada, pues los dos procesos deben efectuarse simultáneamente para obtener resultados satisfactorios.

La lámina de agua para riego se ha calculado mediante la siguiente expresión:

$$\Delta h = (W_{c.c.} - W_x) \bar{\gamma}_{ap} \times h_s$$

en que:

| | | |
|---------------------|---|--|
| Δh | = | lámina de agua a aplicar por cada riego, en cm |
| $W_{c.c.}$ | = | humedad del suelo en capacidad de campo, en % |
| W_x | = | humedad del suelo expresado en porcentaje para una tensión de 0,6 atm. |
| $\bar{\gamma}_{ap}$ | = | peso específico aparente del suelo, en gr/cm ³ |
| h_s | = | profundidad de arraigamiento, en m. |

Los valores de profundidad de arraigamiento para los diferentes cultivos se obtuvieron de bibliografía especializada; el valor de la densidad aparente se tomó de los análisis efectuados durante el estudio agrológico del valle de Huasco para la serie Paona. Debido al alcance del estudio, para determinar el espesor de la lámina de agua aplicada al suelo, que representa la "deficiencia de humedad del suelo", se consideró dos contenidos de humedad límites, representados por sus respectivas tensiones. Como límite superior se utilizó la humedad de capacidad de campo, mientras que como mínimo se empleó 0,6 atm., valor que puede considerarse como medio para los cultivos anteriormente mencionados.

Para obtener los valores de la humedad del suelo correspondiente a la capacidad de campo y a la tensión de 0,6 atmósferas, se construyó un gráfico tensión-humedad en papel log-log, de acuerdo a los resultados de los ensayos

de plato de presión efectuados para la serie Paona. La tensión adoptada cuando el suelo tiene la humedad correspondiente a la capacidad de campo fue de 0,2 atmósferas, tomándose una profundidad del suelo de 0,60 m en el caso del repollo y de 1,20 m para los restantes cultivos.

Con todos estos datos se determinó una lámina de riego de 103 mm para todos ellos, salvo para el repollo que resulta de 51 mm.

Por lo tanto, la recarga por concepto de lavado es de $0,27 \times 103 = 27,81$ mm., cifra que se aumentó en $1/3$ para cubrir errores del sistema de aplicación, quedando en 37 mm y 19 mm para el repollo. En consecuencia, en cada riego habrá que aplicar una lámina de agua de 140 y 70 mm respectivamente, con el fin de cubrir las necesidades de riego y las de control de salinidad.

4. Calendario de riegos

El calendario de riegos, cuya necesidad se explicó en el párrafo anterior, se obtuvo calculando el tiempo que demora cada cultivo en evapotranspirar la lámina de agua para uso consumo (103 mm) después de cada riego a través de la temporada.

Los resultados son los siguientes:

Calendario de Riegos (Días)

| Riego Nº | Olivos | Membrillo | Alfalfa | Repollo | Olivos + Membrillo |
|-------------|--------|-----------|---------|---------|--------------------|
| 1 | - | - | - | - | 61 |
| 2 | 61 | 42 | 35 | 39 | 42 |
| 3 | 53 | 36 | 36 | 38 | 36 |
| 4 | 55 | 30 | 34 | 13 | 30 |
| 5 | 52 | 26 | 30 | 13 | 26 |
| 6 | 53 | 24 | 29 | 13 | 24 |
| 7 | 65 | 26 | 31 | 13 | 26 |
| 8 | 26 | 32 | 35 | 18 | 32 |
| 9 | - | 45 | - | 19 | 45 |

5. Parámetros hidráulicos del suelo

Se consideran para este caso parámetros hidráulicos del suelo, los coeficientes de permeabilidad y la porosidad efectiva. Es recomendable que los valores de estos parámetros sean obtenidos en terreno mediante ensayos in situ,

pero los alcances de este informe no lo justifican, de modo que se estimaron utilizando valores standard deducidos a partir de los ensayos de textura efectuados para los suelos Paona, en el estudio agrológico del valle de Huasco.

5.1 Permeabilidad

Como ya se ha mencionado, el alcance del estudio no justificó la ejecución de ensayos de permeabilidad en terreno. En consecuencia, la estimación de este parámetro se realizó con tablas que proveen rangos de valores para suelos de distintas texturas. De acuerdo a la información extraída desde las referencias Nº 5 y 8 de la bibliografía, se dedujo una permeabilidad de 5 (cm/m), (ver D.I.E. Nº V.A.2).

5.2 Porosidad efectiva

La porosidad efectiva se dedujo de correlaciones efectuadas por el U.S.B.R., entre ésta y el coeficiente de permeabilidad, con 9.000 ensayos en laboratorio y terreno en los EE.UU. De estas correlaciones se dedujo una porosidad efectiva del 14%.

6. Profundidad y espaciamento de los drenes

La profundidad de los drenes se fijó en 3,0 m de acuerdo a recomendaciones del U.S.B.R. y el espaciamento se determinó, tal como ya se ha dicho, mediante un modelo matemático de simulación recomendado por el USBR que analiza el comportamiento de la napa para distintos espaciamentos, niveles iniciales y programas de recarga.

Siguiendo este procedimiento, se optó por un espaciamento mínimo tal que durante toda la temporada de riego exista en el suelo una profundidad libre de saturación de 1,5 m.

Los resultados obtenidos para cada cultivo fueron los siguientes:

| Cultivo | Olivo | Membrillo | Alfalfa | Alfalfa + Membrillo | Repollo |
|------------------|-------|-----------|---------|---------------------|---------|
| Espaciamento (m) | 500 | 350 | 350 | 350 | 450 |

7. Diseño en planta

El área que se rehabilitará tiene una pendiente muy baja en el sentido nortesur, pero bastante más acentuada en el sentido oriente-poniente, por lo que se dispusieron todos los drenes y colectores en este sentido. Además, la disposición de los drenes y colectores en esta orientación es favorable, pues actuarán como interceptores de la napa, cuyo origen se encuentra en los terrenos de riego de la terraza superior, ubicada inmediatamente al sur, y que constituyen la principal alimentación de los pantanos y altos niveles freáticos que hay en esa área.

El diseño en planta entonces consiste en tres colectores abiertos orientados en el sentido oriente-poniente, de 3,0 m de profundidad, y dos drenes entubados, dispuestos en el mismo sentido que los anteriores y que descargan en los colectores. Estos drenes se podrán eliminar si en la práctica no se incluyen cultivos que exijan un distanciamiento entre drenes menores de 450 m.

Deberá cuidarse en el proyecto definitivo, que el trazado de los drenes abiertos vaya en lo posible siguiendo deslindes de potreros y en general, no corten unidades de superficie, pues esto complicaría posteriormente las faenas de cultivo. Como es obvio esta situación no se producirá con los drenes cerrados.

8. Diseño de drenes y colectores

8.1 Colectores

Los colectores serán abiertos, con una sección de 10 m^2 , 3,0 m de profundidad y taludes 1/0.75 (V/H). La longitud total de colectores consultados es de 9.650 m.l.

8.2 Drenes

Como se dice anteriormente, se han considerado drenes cerrados; se usará tubería de PVC corrugado de 100 mm con un filtro envolvente de gravilla y ripio de baja granulometría en la parte inicial de estos drenes (600 a 700 m), hasta donde se ha estimado que son capaces de conducir las aguas de drenajes en escurrimiento abierto.

Para diámetros mayores, se usará tubería de concreto comprimido corriente, también con una envolvente de gravilla.

La excavación de los drenes cerrados se hará con talud vertical mientras el terreno lo permita, con el fin de bajar los costos, pues la experiencia general en Chile muestra que si los diámetros de tubo son pequeños y se puede usar tubería de PVC corrugado para drenaje, su costo se compensa con una

menor excavación (al ser los taludes verticales), y llegan a ser competitivos con las zanjias abiertas. La longitud total de drenes cerrados es de 2.430 m.l.

La disposición general de los drenes y colectores se puede observar en el plano Nº 7 del álbum de planos.

9. Bibliografía

1. Francisco J. Domínguez; Hidráulica.
2. U.S. Bureau of Reclamation; Land Drainage Techniques and Standards.
3. U.S. Department of Agriculture; Agr. Handbook Nº 60; Diagnosis and Improvement of Saline and Alkali Soils; United States Salinity Laboratory staff.
4. American Society of Agricultural Engineers; Design and Operation of Farm Irrigation Systems.
5. Roe & Ayses; Engineering for agricultural drainage
6. FAO, boletín Nº 24; Las necesidades de agua de los cultivos.
7. SERPLAC III Región; Estudio Agrológico del Valle del Río Huasco.
8. A.S.C.E.; Water Management For Irrigation and Drainage.

ANEXO Nº V.A.2-3

COSTO PRESUPUESTO DE LAS OBRAS DE INFRAESTRUCTURA
DE RIEGO

COSTO PRESUPUESTO DE LAS OBRAS DE INFRAESTRUCTURA DE RIEGO1. Obras de mejoramiento en la Primera Sección (río El Carmen)

| | | | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|---|------|--------|--------|----------|------------------------------|------------------|
| a) <u>Revestimiento de Canales</u> | | | | | | |
| Tipo | b | H | | | | |
| | 0,40 | - 0,30 | ml | 2.112 | 766,31 | 1.618.447 |
| | 0,40 | - 0,40 | ml | 942 | 880,22 | 829.167 |
| | 0,50 | - 0,30 | ml | 1.075 | 807,73 | 868.310 |
| | 0,50 | - 0,40 | ml | 3.285 | 932,00 | 3.061.620 |
| | 0,60 | - 0,30 | ml | 4.388 | 859,51 | 3.771.530 |
| | 0,60 | - 0,40 | ml | 2.303 | 983,78 | 2.265.645 |
| | 0,60 | - 0,50 | ml | 3.790 | 1.097,69 | 4.160.245 |
| | 0,70 | - 0,30 | ml | 333 | 911,29 | 303.460 |
| | 0,70 | - 0,40 | ml | 745 | 1.035,56 | 771.492 |
| | 0,70 | - 0,50 | ml | 1.145 | 1.149,49 | 1.316.166 |
| | 0,70 | - 0,60 | ml | 218 | 1.263,38 | 275.417 |
| | 0,80 | - 0,30 | ml | 2.015 | 963,07 | 1.940.586 |
| | 0,80 | - 0,50 | ml | 750 | 1.201,25 | 900.938 |
| | 0,80 | - 0,40 | ml | 1.052 | 1.087,34 | <u>1.143.882</u> |
| Total revestimientos de canales | | | | | | \$ 23.226.905 |
| ----- | | | | | | |
| b) <u>Obras de admisión y descarga</u> | | | | | | |
| Tipo | b | H | | | | |
| | 0,40 | - 0,50 | Nº | 1 | 40.223 | 40.223 |
| | 0,50 | - 0,50 | Nº | 1 | 50.253 | 50.253 |
| | 0,50 | - 0,60 | Nº | 1 | 60.098 | 60.098 |
| | 0,80 | - 0,70 | Nº | 1 | 111.965 | <u>111.965</u> |
| Total obras de admisión y descarga | | | | | | \$ 262.539 |
| ----- | | | | | | |
| c) <u>Secciones de aforo</u> | | | | | | |
| Tipo | b | H | a | | | |
| | 0,30 | - 0,40 | - 0,20 | Nº | 1 | 1.708 |
| | 0,40 | - 0,40 | - 0,20 | Nº | 2 | 2.329 |
| | | | | | | 1.708 |
| | | | | | | <u>4.658</u> |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|---|--------|----------|------------------------------|----------------|
| c) Secciones de aforo (continuación) | | | | |
| Tipo b | H | a | | |
| 0,40-0,50-0,20 | Nº | 6 | 2.572 | 15.432 |
| 0,50-0,40-0,20 | Nº | 2 | 2.962 | 5.924 |
| 0,50-0,50-0,20 | Nº | 1 | 3.231 | 3.231 |
| 0,50-0,60-0,20 | Nº | 2 | 3.522 | 7.044 |
| 0,60-0,50-0,20 | Nº | 3 | 3.945 | 11.835 |
| 0,60-0,50-0,25 | Nº | 2 | 4.369 | 8.738 |
| 0,60-0,60-0,20 | Nº | 1 | 4.266 | 4.266 |
| 0,70-0,50-0,20 | Nº | 3 | 4.769 | 14.307 |
| 0,70-0,60-0,20 | Nº | 2 | 5.116 | 10.232 |
| 0,70-0,60-0,25 | Nº | 1 | 5.540 | 5.540 |
| Reglilla en sec. de aforo | Nº | 26 | 2.769 | <u>71.994</u> |
| Total secciones de aforo | | | | \$ 164.909 |
| | | | | ----- |
| d) Obras de entrega | | | | |
| Tipo | b | H | | |
| 0,40 - 0,50 | Nº | 1 | 40.223 | 40.223 |
| 0,50 - 0,50 | Nº | 4 | 50.253 | 201.012 |
| 0,50 - 0,60 | Nº | 3 | 60.098 | 180.294 |
| 0,60 - 0,50 | Nº | 2 | 60.355 | 120.710 |
| 0,70 - 0,50 | Nº | 2 | 70.510 | 141.020 |
| 0,70 - 0,60 | Nº | 4 | 84.199 | 336.796 |
| 0,80 - 0,50 | Nº | 4 | 80.736 | <u>322.944</u> |
| Total obras de entrega | | | | \$1.342.999 |
| | | | | ----- |
| e) Caídas | | | | |
| Tipo | b | H | | |
| 0,40 - 0,30 | ml | 104 | 766,31 | 79.696 |
| 0,80 - 0,30 | ml | 175 | 963,07 | 168.537 |
| 1,00 - 0,30 | ml | 213 | 1.066,63 | 227.192 |
| 1,00 - 0,40 | ml | 386 | 1.190,89 | 459.684 |
| Excavación | m3 | 788 | 489,40 | <u>385.647</u> |
| Total caídas | | | | 1.320.756 |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|---|----------------|----------|---------------------------|--------------------|
| f) <u>Colchón disipador</u> | | | | |
| Tipo A | Nº | 10 | 7.849 | 78.490 |
| Tipo B | Nº | 2 | 9.660 | 19.320 |
| Tipo C | Nº | 3 | 11.068 | <u>33.204</u> |
| Total colchón disipador | | | | \$ 131.014 |
| g) <u>Compuertas en canales menores</u> | | | | |
| | | 888 | 1.527 | <u>\$1.355.976</u> |
| h) <u>Bocatomas</u> | | | | |
| <u>Unificación Nº 14</u> | | | | |
| Huracán | Gl. | | | 1.912.055 |
| <u>Unificación Nº 16</u> | | | | |
| Higuerita Sur | Gl. | | | <u>1.718.967</u> |
| Total bocatomas | | | | \$3.631.022 |
| i) <u>Sifones</u> | | | | |
| San Félix - Algodón | Gl. | | | 496.896 |
| Higuerita Sur - Higuerita Norte | Gl. | | | <u>457.216</u> |
| Total sifones | | | | \$954.112 |
| j) <u>Embalses de regulación nocturna</u> | | | | |
| <u>Unificación Nº 14</u> | | | | |
| <u>Churcal - San Félix</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m ³ | 5.160 | \$205,40 | 1.059.864 |
| Obra de salida | Gl. | | | 424.911 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>82.562</u> |
| Total Churcal-San Félix | | | | <u>\$1.567.337</u> |

4. Anexo Nº V.A.2-3 Costo obras infraestructura de riego

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|---|--------|----------|------------------------|------------------|
| <u>Unificación Nº 16</u> | | | | |
| <u>Del Medio-Majadas</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 2.850 | 205,40 | 585.390 |
| Obra de salida | Gl. | | | 201.951 |
| Canal salida b=0,70 tg α = 0,50 H=0,60 | ml | 500 | 214,50 | 107,250 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>45.564</u> |
| Total Del Medio-Majadas | | | | \$940.155 |
| <u>Mollaca - Escobas</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 1.970 | 205,40 | 404.638 |
| Obra de salida | Gl. | | | 196.853 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>32.855</u> |
| Total Mollaca - Escobas | | | | \$634.346 |
| Total Embalses | | | | \$3.141.838 |
| k) <u>Cunetas colectoras de derrames</u> | | | | |
| | ml | 35.550 | 42,90 | <u>1.525.095</u> |
| Total cunetas colectoras de derrames | | | | \$1.525.095 |

Resumen del presupuesto de la Primera Sección

| | | |
|-----|--------------------------------|------------------|
| 1. | Revestimiento de canales | 23.226.905 |
| 2. | Obras de admisión y descarga | 262.539 |
| 3. | Secciones de aforo | 164.909 |
| 4. | Obras de entrega | 1.342.999 |
| 5. | Caídas | 1.320.756 |
| 6. | Colchón dissipador | 131.014 |
| 7. | Compuertas en canales menores | 1.355.976 |
| 8. | Bocatomas | 3.631.022 |
| 9. | Sifones | 954.112 |
| 10. | Embalses | 3.141.838 |
| 11. | Cunetas colectoras de derrames | <u>1.525.095</u> |
| | Total Primera Sección | \$ 37.057.165 |

2. Obras de mejoramiento en la Segunda Sección (río El Tránsito)

| | | | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|---|------|--------|--------|----------|------------------------------|--------------|
| a) <u>Revestimiento de canales</u> | | | | | | |
| Tipo | b | H | | | | |
| | 0,40 | - 0,30 | ml | 2.545 | 766,31 | 1.950.259 |
| | 0,50 | - 0,30 | ml | 9.570 | 807,73 | 7.729.976 |
| | 0,50 | - 0,40 | ml | 1.265 | 932,00 | 1.178.980 |
| | 0,60 | - 0,40 | ml | 3.775 | 983,78 | 3.713.770 |
| | 0,60 | - 0,30 | ml | 1.630 | 859,51 | 1.401.001 |
| | 0,60 | - 0,50 | ml | 1.410 | 1.097,69 | 1.547.743 |
| | 0,60 | - 0,60 | ml | 175 | 1.211,60 | 212.030 |
| | 0,70 | - 0,40 | ml | 365 | 1.035,56 | 377.979 |
| | 0,70 | - 0,30 | ml | 930 | 911,29 | 847.500 |
| | 0,80 | - 0,30 | ml | 3.280 | 963,07 | 3.158.870 |
| | 0,80 | - 0,40 | ml | 244 | 1.087,34 | 265.311 |
| | 0,90 | - 0,50 | ml | 85 | 1.253,02 | 106.507 |
| | 1,00 | - 0,30 | ml | 8.000 | 1.066,63 | 8.533.040 |
| | 1,00 | - 0,40 | ml | 335 | 1.190,89 | 398.948 |
| | 1,00 | - 0,50 | ml | 1.320 | 1.304,80 | 1.722.336 |
| | 1,00 | - 0,60 | ml | 150 | 1.418,72 | 212.808 |
| | 1,00 | - 0,70 | ml | 1.350 | 1.532,63 | 2.069.050 |
| | 1,20 | - 0,40 | ml | 540 | 1.294,45 | 699.003 |
| | 1,40 | - 0,50 | ml | 810 | 1.511,92 | 1.224.655 |
| | 1,50 | - 0,50 | ml | 1.510 | 1.563,70 | 2.361.187 |
| Total revestimiento de canales | | | | | | \$39.710.953 |

b) Obras de admisión y descarga

| Tipo | b | H | | | | |
|------|------|--------|----|----|--------|---------|
| | 0,40 | - 0,40 | Nº | 7 | 32.336 | 226.352 |
| | 0,40 | - 0,50 | Nº | 3 | 40.223 | 120.669 |
| | 0,50 | - 0,50 | Nº | 10 | 50.253 | 502.530 |
| | 0,50 | - 0,60 | Nº | 3 | 60.098 | 180.294 |
| | 0,60 | - 0,50 | Nº | 1 | 60.355 | 60.355 |
| | 0,60 | - 0,60 | Nº | 2 | 72.118 | 144.236 |

6.

Anexo N° V.A.2-3 Costo obras infraestructura de riego

| | | | | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ | | |
|---|------|---|------|--------|----------|------------------------------|--------------------|--------|--------|
| b) Obras de admisión y descarga (continuación) | | | | | | | | | |
| Tipo | b | H | | | | | | | |
| | 0,70 | - | 0,50 | Nº | 1 | 70.510 | 70.510 | | |
| | 0,80 | - | 0,50 | Nº | 1 | 80.736 | 80.736 | | |
| | 0,80 | - | 0,70 | Nº | 3 | 111.965 | 335.895 | | |
| | 0,80 | - | 0,80 | Nº | 2 | 127.644 | 255.288 | | |
| | 1,00 | - | 0,70 | Nº | 1 | 140.251 | <u>140.251</u> | | |
| Total obras de admisión y descarga | | | | | | | <u>\$2.117.116</u> | | |
| c) Secciones de aforo | | | | | | | | | |
| Tipo | b | H | a | | | | | | |
| | 0,30 | - | 0,40 | - | 0,20 | Nº | 6 | 1.708 | 10.248 |
| | 0,40 | - | 0,40 | - | 0,20 | Nº | 11 | 2.329 | 25.619 |
| | 0,40 | - | 0,50 | - | 0,20 | Nº | 8 | 2.572 | 20.576 |
| | 0,40 | - | 0,60 | - | 0,25 | Nº | 1 | 3.312 | 3.312 |
| | 0,50 | - | 0,40 | - | 0,20 | Nº | 2 | 2.962 | 5.924 |
| | 0,50 | - | 0,50 | - | 0,20 | Nº | 15 | 3.231 | 48.465 |
| | 0,50 | - | 0,60 | - | 0,20 | Nº | 4 | 3.522 | 14.088 |
| | 0,60 | - | 0,50 | - | 0,20 | Nº | 3 | 3.945 | 11.835 |
| | 0,60 | - | 0,50 | - | 0,25 | Nº | 1 | 4.369 | 4.369 |
| | 0,60 | - | 0,60 | - | 0,20 | Nº | 1 | 4.266 | 4.266 |
| | 0,60 | - | 0,70 | - | 0,20 | Nº | 1 | 4.613 | 4.613 |
| | 0,70 | - | 0,50 | - | 0,25 | Nº | 1 | 5.193 | 5.193 |
| | 0,70 | - | 0,80 | - | 0,20 | Nº | 1 | 5.883 | 5.883 |
| | 0,80 | - | 0,50 | - | 0,30 | Nº | 1 | 5.605 | 5.605 |
| | 0,80 | - | 0,60 | - | 0,25 | Nº | 1 | 6.496 | 6.496 |
| | 0,80 | - | 0,70 | - | 0,20 | Nº | 5 | 6.373 | 31.865 |
| | 0,80 | - | 0,80 | - | 0,20 | Nº | 1 | 6.797 | 6.797 |
| | 0,80 | - | 0,80 | - | 0,25 | Nº | 1 | 7.315 | 7.315 |
| | 0,90 | - | 0,70 | - | 0,25 | Nº | 1 | 7.931 | 7.931 |
| | 1,00 | - | 0,70 | - | 0,35 | Nº | 1 | 10.678 | 10.678 |
| | 1,20 | - | 0,60 | - | 0,20 | Nº | 1 | 10.105 | 10.105 |
| Reglillas en sección de aforo | | | | Nº | 67 | 2.769 | <u>185.523</u> | | |
| Total aforadores | | | | Nº | | | <u>\$436.706</u> | | |
| | | | | Nº | | | ----- | | |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ | | |
|--|-------------|----------|---------------------------|-------------|--------------|---------|
| d) <u>Obras de entrega</u> | | | | | | |
| Tipo | b | H | | | | |
| | 0,40 - 0,40 | | Nº | 2 | 32.336 | 64.672 |
| | 0,40 - 0,50 | | Nº | 2 | 40.223 | 80.446 |
| | 0,50 - 0,40 | | Nº | 2 | 40.460 | 80.920 |
| | 0,50 - 0,50 | | Nº | 10 | 50.253 | 502.530 |
| | 0,60 - 0,50 | | Nº | 3 | 60.355 | 181.065 |
| | 0,60 - 0,60 | | Nº | 3 | 72.118 | 216.354 |
| | 0,60 - 0,70 | | Nº | 1 | 83.921 | 83.921 |
| | 0,70 - 0,60 | | Nº | 1 | 84.199 | 84.199 |
| | 0,80 - 0,60 | | Nº | 3 | 96.331 | 288.993 |
| | 0,80 - 0,70 | | Nº | 3 | 111.965 | 335.895 |
| | 0,80 - 0,80 | | Nº | 1 | 127.644 | 127.644 |
| | 1,00 - 0,70 | | Nº | 3 | 140.251 | 420.753 |
| Total obras de entrega | | | | | \$ 2.467.392 | |
| ----- | | | | | | |
| e) <u>Caídas</u> | | | | | | |
| Tipo | b | H | | | | |
| | 0,40 - 0,30 | | ml | 739 | 766,31 | 566.303 |
| | 0,80 - 0,30 | | ml | 159 | 963,07 | 153.128 |
| | 1,00 - 0,30 | | ml | 661 | 1.066,63 | 705.042 |
| | 1,00 - 0,40 | | ml | 397 | 1.190,89 | 472.783 |
| | Excavación | | m3 | 1.593 | 489,40 | 779.614 |
| Total caídas | | | | | \$ 2.676.870 | |
| ----- | | | | | | |
| f) <u>Colchones disipadores</u> | | | | | | |
| Tipo A | | | Nº | 19 | 7.849 | 149.131 |
| Tipo B | | | Nº | 4 | 9.660 | 38.640 |
| Tipo C | | | Nº | 2 | 11.068 | 22.136 |
| Total colchón disipador | | | | | \$ 209.907 | |
| ----- | | | | | | |

8. Anexo Nº V.A.2-3 Costo obras infraestructura de riego

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|---|--------|----------|------------------------|--------------------|
| g) <u>Compuertas en canales menores</u> | | | | |
| | Nº | 1.188 | 1.527 | <u>1.814.076</u> |
| Total compuertas en canales menores | | | | <u>\$1.814.076</u> |
| h) <u>Bocatomas</u> | | | | |
| <u>Unificación Nº 3</u> | | | | |
| Molino Delgado | Gl. | | | <u>3.194.128</u> |
| Total bocatomas | | | | <u>\$3.194.128</u> |
| i) <u>Sifones</u> | | | | |
| <u>Unificación Nº 3</u> | | | | |
| Molino Delgado a Frente | | | | |
| Parral | Gl. | | | 220.975 |
| Lado Pampa a J. Campillay | Gl. | | | <u>166.349</u> |
| Total sifones | | | | <u>\$ 387.324</u> |
| j) <u>Embalses de regulación nocturna</u> | | | | |
| <u>Unificación Nº 1</u> | | | | |
| <u>Cortaderas - Martínez</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 3.100 | 205,40 | 636.740 |
| Obra de salida | Gl. | | | 229.054 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>42.175</u> |
| Total Cortaderas - Martínez | | | | <u>\$ 907.969</u> |
| <u>Unificación Nº 2</u> | | | | |
| <u>Puntilla Colorada - Colpe Norte</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 2.400 | 205,40 | 492.960 |
| Obra de salida | Gl. | | | 188.891 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>31.302</u> |
| Total Puntilla Colorada-Colpe Norte | | | | <u>713.153</u> |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|--|--------|----------|------------------------------|---------------|
| <u>Unificación Nº 3</u> | | | | |
| <u>La Pampa</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 2.900 | 205,40 | 595.660 |
| Obra de salida | Gl. | | | 328.383 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>55.190</u> |
| Total La Pampa | | | | \$ 979.233 |
| <u>Frente Parral-Frente Pabla Ríos</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 2.400 | 205,40 | 492.960 |
| Obra de salida | Gl. | | | 184.955 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>29.749</u> |
| Total Frente Parral-Frente Pabla Ríos | | | | \$ 707.664 |
| <u>Unificación Nº 4</u> | | | | |
| <u>Pinte</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 3.000 | 205,40 | 616.200 |
| Obra de salida | Gl. | | | 149.235 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>20.428</u> |
| Total Pinte | | | | \$ 785.863 |
| <u>Unificación Nº 6</u> | | | | |
| <u>Armidita</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 1.700 | 205,40 | 349.180 |
| Obra de salida | Gl. | | | 161.040 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>23.535</u> |
| Total Armidita | | | | \$ 533.755 |
| <u>Peña Colorada</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 2.100 | 205,40 | 431.340 |
| Obra de salida | Gl. | | | 145.028 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>25.112</u> |
| Total Peña Colorada | | | | \$ 601.480 |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|-------------------------|--------|----------|------------------------------|---------------|
| <u>Molino Alvarez</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 2.300 | 205,40 | 472.420 |
| Obra de salida | Gl. | | | 145.028 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>18.875</u> |
| Total Molino Alvarez | | | | \$ 636.323 |
| <u>Unificación Nº 7</u> | | | | |
| <u>Campillay</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 2.500 | 205,40 | 513.500 |
| Obra de salida | Gl. | | | 161.040 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>32.573</u> |
| Total Campillay | | | | \$ 707.113 |
| <u>Unificación Nº 8</u> | | | | |
| <u>Molino Viejo</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 1.950 | 205,40 | 400.530 |
| Obra de salida | Gl. | | | 173.021 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>26.642</u> |
| Total Molino Viejo | | | | \$ 600.193 |
| <u>Unificación Nº 9</u> | | | | |
| <u>Chiguinto</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 2.250 | 205,40 | 462.150 |
| Obra de salida | Gl. | | | 189.080 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>38.362</u> |
| Total Chiguinto | | | | \$ 689.592 |
| <u>Corral de Vacas</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 1.400 | 205,40 | 287.560 |
| Obra de salida | Gl. | | | 145.028 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>18.875</u> |
| Total Corral de Vacas | | | | \$ 451.463 |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|--|--------|----------|---------------------------|------------------|
| <u>Unificación Nº 10</u> | | | | |
| <u>Vales Alto</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 1.500 | 205,40 | 308.100 |
| Obra de salida | Gl. | | | 145.028 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>18.875</u> |
| Total Vales Alto | | | | \$ 472.003 |
| <u>Unificación Nº 11</u> | | | | |
| <u>Loros - Placetas</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 945 | 205,40 | 194.103 |
| Obra de salida | Gl. | | | 145.028 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>18.875</u> |
| Total Loros - Placetas | | | | \$ 358.006 |
| Total embalses | | | | \$ 9.143.810 |
| <u>k) Cunetas colectoras de derrames</u> | | | | |
| | ml | 49.900 | 42,90 | <u>2.140.710</u> |
| Total cunetas colectoras de derrames | | | | \$ 2.140.710 |

Resumen del presupuesto de la Segunda Sección

| | | | | |
|-----|--------------------------------|--|--|------------------|
| 1. | Revestimiento de canales | | | \$39.710.953 |
| 2. | Obras de admisión y descarga | | | 2.117.116 |
| 3. | Secciones de aforo | | | 436.706 |
| 4. | Obras de entrega | | | 2.467.392 |
| 5. | Caídas | | | 2.676.870 |
| 6. | Colchón disipador | | | 209.907 |
| 7. | Compuertas en canales menores | | | 1.814.076 |
| 8. | Bocatomas | | | 3.194.128 |
| 9. | Sifones | | | 387.324 |
| 10. | Embalses | | | 9.143.810 |
| 11. | Cunetas colectoras de derrames | | | <u>2.140.710</u> |
| | Total Segunda Sección | | | \$64.298.992 |

3. Obras de mejoramiento en la Tercera Sección

(Río Huasco entre La Junta y la Carretera Panamericana)

| | | | | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|---|--------------------|---|---|--------|----------|------------------------------|------------------|
| a) <u>Revestimiento de canales menores</u> | | | | | | | |
| Tipo | b | H | | | | | |
| | 0,40 - 0,30 | | | m.l. | 812 | 766,31 | 622.244 |
| | 0,60 - 0,30 | | | m.l. | 252 | 859,51 | 216.597 |
| | 0,60 - 0,50 | | | m.l. | 1.352 | 1.097,60 | <u>1.483.955</u> |
| Total revestimiento de canales menores | | | | | | | \$ 2.322.796 |
| b) <u>Obras de admisión y descarga</u> | | | | | | | |
| Tipo | b | H | | | | | |
| | 0,40 - 0,40 | | | Nº | 4 | 32.336 | 129.344 |
| | 0,40 - 0,50 | | | Nº | 1 | 40.223 | 40.223 |
| | 0,40 - 0,60 | | | Nº | 1 | 48.141 | 48.141 |
| | 0,50 - 0,50 | | | Nº | 8 | 50.253 | 402.024 |
| | 0,50 - 0,60 | | | Nº | 2 | 60.098 | 120.196 |
| | 0,60 - 0,50 | | | Nº | 2 | 60.355 | 120.710 |
| | 0,60 - 0,60 | | | Nº | 1 | 72.118 | 72.118 |
| | 0,80 - 0,80 | | | Nº | 1 | 127.644 | <u>127.644</u> |
| Total obras de admisión y descarga | | | | | | | \$ 1.060.400 |
| c) <u>Secciones de aforo</u> | | | | | | | |
| Tipo | b | H | a | | | | |
| | 0,30 - 0,40 - 0,20 | | | Nº | 1 | 1.708 | 1.708 |
| | 0,40 - 0,40 - 0,20 | | | Nº | 3 | 2.329 | 6.987 |
| | 0,40 - 0,60 - 0,20 | | | Nº | 2 | 2.841 | 5.682 |
| | 0,40 - 0,50 - 0,20 | | | Nº | 2 | 2.572 | 5.144 |
| | 0,40 - 0,50 - 0,30 | | | Nº | 1 | 3.137 | 3.137 |
| | 0,50 - 0,50 - 0,20 | | | Nº | 6 | 3.231 | 19.386 |
| | 0,50 - 0,50 - 0,30 | | | Nº | 2 | 3.937 | 7.874 |
| | 0,50 - 0,60 - 0,20 | | | Nº | 1 | 3.522 | 3.522 |

| | | | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|---|------|---------------|--------|----------|---------------------------|----------------|
| Tipo | b | H a | Unidad | Cantidad | Precio | Total |
| | 0,60 | - 0,50 - 0,20 | Nº | 1 | 3.945 | 3.945 |
| | 0,60 | - 0,50 - 0,30 | Nº | 1 | 4.793 | 4.793 |
| | 0,60 | - 0,60 - 0,20 | Nº | 1 | 4.266 | 4.266 |
| | 0,80 | - 0,80 - 0,30 | Nº | 1 | 7.926 | 7.926 |
| Reglillas en sección de aforo | | | Nº | 22 | 2.769 | <u>60.918</u> |
| Total acciones de aforo | | | | | | \$ 135.288 |
| d) <u>Obras de entrega</u> | | | | | | |
| Tipo | b | H | | | | |
| | 0,40 | - 0,50 | Nº | 1 | 40.223 | 40.223 |
| | 0,60 | - 0,50 | Nº | 1 | 60.355 | <u>60.355</u> |
| Total obras de entrega | | | | | | \$ 100.578 |
| e) <u>Caídas</u> | | | | | | |
| Tipo | b | H | | | | |
| | 0,40 | - 0,30 | m.l. | 17 | 766,31 | 13.027 |
| | 1,00 | - 0,30 | m.l. | 60 | 1.066,63 | 63.998 |
| Excavación | | | m3 | 64 | 489,40 | <u>31.322</u> |
| Total caídas | | | | | | \$ 108.347 |
| f) <u>Colchones disipadores</u> | | | | | | |
| Tipo A | | | Nº | 1 | 7.849 | 7.849 |
| Tipo B | | | Nº | 1 | 9.660 | <u>9.660</u> |
| Total colchones disipadores | | | | | | \$ 17.509 |
| g) <u>Compuertas en canales menores</u> | | | | | | |
| | | | Nº | 300 | 1.527 | <u>458.100</u> |
| Total compuertas en canales menores | | | | | | \$ 458.100 |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|---|--------|----------|------------------------------|----------------------|
| h) <u>Embalses</u> | | | | |
| <u>Unificación Nº 19</u> | | | | |
| <u>Chispa Sur</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 1.890 | \$205,40 | 388.206 |
| Obra de salida | Gl. | | | 173.021 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>28.666</u> |
| Total embalses | | | | \$ 589.893 |
| i) <u>Cunetas colectoras de derrames</u> | | | | |
| | m.l. | 21.000 | 42,90 | <u>900.900</u> |
| Total cunetas colectoras de derrames | | | | \$ 900.900 |
| j) <u>Canal Compañía</u> | | | | |
| i) <u>Excavación cauce actual</u> | | | | |
| Sector Km 0,000-22,478 | | | | |
| Excavación en conglomerado | m3 | 41.975 | 489,40 | 20.542.565 |
| Excavación en roca | m3 | 66.215 | 1.001,00 | <u>66.281.215</u> |
| Total excavación cauce actual | | | | \$ 86.823.780 |
| ii) <u>Revestimiento</u> | | | | |
| Hormigón armado y albañilería de piedra con radier de hormigón | Gl. | | | <u>\$ 32.697.792</u> |
| Total revestimiento | | | | \$ 32.697.792 |
| iii) <u>Obras</u> | | | | |
| Modificación alcantarilla de camino | Nº | 2 | 268.808 | 537.616 |
| Compuertas de descarga Km 1,00-1,604-2,960-3,487- 10,308-14,996 | Nº | 6 | 37.267 | 223.602 |
| Marco Km. 22,478 | Gl. | | | 129.318 |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|--|--------|----------|---------------------------|-----------------------|
| <u>iv) Partición entre Parcelas</u> | | | | |
| Marcos partidores | Nº | 4 | 100.000 | 400.000 |
| Compuertas prediales | Nº | 40 | 3.176 | 127.040 |
| Canoas | Nº | 7 | 2.129 | 14.903 |
| Sección de aforo | Nº | 2 | 90.000 | 180.000 |
| Canales nuevos de distribución $b=0,70$, $tg \alpha = 0,50$ $H=0,60$ | m.l. | 3.970 | 214,50 | <u>851.565</u> |
| Total Obras (iii + iv) | | | | \$ 2.464.044 |
| <u>v) Excavación tramo nuevo</u> | | | | |
| Sector km 22,478-31,250 | | | | |
| Excavación en conglomerado | m3 | 6.521 | 489,40 | 3.191.377 |
| Excavación en roca | m3 | 2.161 | 1.001,00 | <u>2.163.161</u> |
| Total excavación tramo nuevo | | | | \$ 5.354.538 |
| <u>vi) Embalse regulador en nuevos terrenos</u> | | | | |
| Capacidad 25.000 m3 | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 8.900 | 205,40 | 1.828.060 |
| Obra de salida | Gl. | | | 450.146 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>126.007</u> |
| Total embalse regulador | Gl. | | | \$ 2.404.213 |
| <u>vii) Obras en terrenos nuevos</u> | | | | |
| Compuertas prediales | Nº | 16 | 3.176,00 | 50.816 |
| Canales de distribución $b=0,70$ $tg \alpha = 0,50$ $H=0,60$ $\alpha = 0,60$ | m.l. | 6.750 | 214,50 | <u>1.447.875</u> |
| Total obras en terrenos nuevos | | | | \$ 1.498.691 |
| Total Canal Compañía | | | | <u>\$ 131.243.058</u> |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|--|--------|----------|------------------------------|------------------|
| k) Canal Marañón | | | | |
| i) <u>Rectificación del cauce</u> | | | | |
| Excavación en roca | m3 | 1.977,50 | 1.001 | 1.979.477 |
| Excavación en conglomerado | m3 | 7.855 | 489,40 | 3.844.237 |
| Revestimiento | Gl. | | | <u>1.758.958</u> |
| Total rectificación cauce | | | | \$ 7.582.672 |
| ii) <u>Obras</u> | | | | |
| <u>Secciones de aforo</u> | | | | |
| Km 3,684 | Gl. | | | 91.209 |
| Km 8,300 | Gl. | | | 74.829 |
| Km 11,700 | Gl. | | | 54.428 |
| Km 13,100 | Gl. | | | 69.971 |
| Km 15,900 | Gl. | | | 52.821 |
| Km 19,250 | Gl. | | | 57.018 |
| Km 26,600 | Gl. | | | 46.299 |
| Km 27,420 | Gl. | | | 45.136 |
| Km 27,920 | Gl. | | | <u>40.425</u> |
| Sub total aforadores | | | | \$ 532.136 |
| - Reparar compuertas de descarga | Nº | 3 | 37.267 | 111.801 |
| - Compuertas de regulación | Nº | 4 | 20.000 | <u>80.000</u> |
| Total Obras | | | | \$ 723.937 |
| iii) <u>Embalses reguladores</u> | | | | |
| <u>Tramo Nº 1</u> | | | | |
| <u>De 1.200 m3 de capacidad en Rol Nº 839-9</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 940 | \$205,40 | 193.076 |
| Obra de salida | Gl. | | | 144.956 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>18.875</u> |
| Sub total | | | | \$ 356.907 |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|---|--------|----------|------------------------------|---------------------|
| <u>De 515 m3 de capacidad en Rol N° 839-8</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 520 | 205,40 | 106.808 |
| Obra de salida | Gl. | | | 144.635 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>18.875</u> |
| Sub total | | | | \$ 270.318 |
| <u>Tramo N° 2</u> | | | | |
| <u>Ampliación embalses de propiedad Rol N° 838-23</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 1.850 | 205,40 | 379.990 |
| Obras de salida | Gl. | | | 373.024 |
| Vertederos de seguridad | Gl. | | | <u>76.584</u> |
| Sub total | | | | \$ 829.598 |
| <u>Tramo N° 4</u> | | | | |
| <u>De 5.700 m3 de capacidad</u> | | | | |
| <u>en propiedad Rol N° 840-8</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 2.000 | 205,40 | 410.800 |
| Obra de salida | Gl. | | | 172.771 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>32.667</u> |
| Sub total | | | | \$ 616.238 |
| <u>Tramo N° 9</u> | | | | |
| <u>Ampliación embalses ubicados</u> | | | | |
| <u>en propiedades Rol N° 823-2 y 823-1</u> | | | | |
| Excavación | m3 | 862 | \$357,50 | <u>308.165</u> |
| Total embalses reguladores | | | | \$ 2.381.226 |
| Total Canal Marañón | | | | <u>\$10.687.835</u> |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|--|--------|----------|------------------------------|------------------------|
| 1) <u>Canal Ventanas</u> | | | | |
| Excavación en roca | m3 | 11.918 | 1.001 | 11.929.918 |
| Excavación en conglomerado | m3 | 76.386 | 489,40 | 37.383.308 |
| Modificación alcantarillas | Nº | 2 | 268.808 | <u>537.616</u> |
| Total Canal Ventanas | | | | \$ 49.850.842 ----- |
| m) <u>Canal Gallo y Ferrera</u> | | | | |
| i) <u>Revestimiento</u> | Gl. | | | 232.995 |
| ii) <u>Embalses</u> | | | | |
| <u>Ampliación embalse Parcela</u> | | | | |
| <u>Buen Retiro km 6,500</u> | | | | |
| Movimiento de tierras | m3 | 1.900 | 205,40 | 390.260 |
| Obra de salida | Gl. | | | 277.732 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>60.297</u> |
| Sub total | | | | \$ 728.289 |
| <u>Ampliación embalse Parcelas</u> | | | | |
| <u>y Reserva Los Llanos</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 4.430 | 205,40 | 900.922 |
| Obra de salida | Gl. | | | 497.788 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>72.818</u> |
| Sub total | | | | 1.480.528 |
| Total embalses | | | | \$ 2.208.817 |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|---|--------|----------|---------------------------|----------------|
| iii) <u>Obras</u> | | | | |
| <u>Marcos partidores</u> | | | | |
| En km 5,500 | Gl. | | | 172.127 |
| En km 6,500 | Gl. | | | 352.207 |
| Aforador y obra de entrega a embalse | | | | |
| km 9,380 | Gl. | | | 196.256 |
| Compuertas en Canal | Nº | 5 | 37.267 | 186.335 |
| Compuertas prediales | Nº | 15 | 3.176 | 47.640 |
| Marcos partidores en área no reformada | Nº | 7 | 100.000 | 700.000 |
| Canales nuevos de distribución $b=0,70$, $tg\alpha=0,50$ $H=0,60$ | m.l. | 1.000 | 214,50 | <u>214.500</u> |
| Total obras | | | | \$ 1.869.065 |
| Total Canal Gallo y Ferrera | | | | \$ 4.310.877 |
| ----- | | | | |
| n) <u>Canal Buena Esperanza</u> | | | | |
| i) <u>Excavación cauce</u> | | | | |
| Excavación en conglomerado | m3 | 26.048 | 489,40 | 12.747.891 |
| ii) <u>Obras</u> | | | | |
| Compuerta descarga en km 0,700 | Gl. | | | 37.267 |
| Marcos partidores | | | | |
| En km 11,250 | Gl. | | | 149.361 |
| En km 15,620 | Gl. | | | 95.120 |
| En km 17,089 | Gl. | | | <u>274.082</u> |
| Sub total marcos | | | | \$ 555.830 |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|--|--------|----------|------------------------------|---------------------|
| <u>Obras de partición</u> | | | | |
| i) <u>entre Las Parcelas</u> | | | | |
| Compuertas prediales | Nº | 37 | 3.176 | 117.512 |
| Canoas | Nº | 6 | 2.129 | 12.774 |
| Canales nuevos b=0,70 tgd=0,50 H=0,60 | m.l. | 7.520 | 214,50 | <u>1.613.040</u> |
| Sub total | | | | \$ 1.743.326 |
| Total obras | | | | \$ 2.299.156 |
| ii) <u>Embalse regulador</u> | | | | |
| <u>En km 15,620</u> | | | | |
| Movimiento de tierras | m3 | 5.100 | 205,40 | 1.047.540 |
| Obra de salida | Gl. | | | 561.696 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | 177.692 |
| Canal de salida b=1,00 tgd =1/2, H=0,80 | m.l. | 1.000 | 400,40 | <u>400.400</u> |
| Total embalse regulador | | | | \$ 2.187.328 |
| Total Canal Buena Esperanza | | | | <u>\$17.234.375</u> |
| o) <u>Canal Quebrada Honda</u> | | | | |
| i) <u>Excavación cauce actual</u> | | | | |
| Sector km 0,000-17,250 | | | | |
| Excavación en conglomerado de tierra | m3 | 59.945 | 489,40 | 29.337.083 |
| ii) <u>Excavación en cauce nuevo</u> | | | | |
| Sector km 17,250-26,500 | | | | |
| Excavación en conglomerado de tierra | m3 | 16.566 | 489,40 | 8.107.400 |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|--|--------|----------|---------------------------|---------------|
| iii) <u>Revestimiento</u> | Gl. | | | \$ 1.724.147 |
| iv) <u>Obras</u> | | | | |
| <u>Marcos partidores</u> | | | | |
| km 6,400 | Gl. | | | 163.078 |
| km 16,500 | Gl. | | | 373.716 |
| En salida embalse de km 16,500 | Gl. | | | 107.110 |
| <u>Obras de partición</u> | | | | |
| <u>en derivado saliente</u> | | | | |
| <u>Marco km 6,400</u> | | | | |
| Compuertas prediales | Nº | 6 | 3.176 | 19.056 |
| <u>Compuerta en Canal Quebrada Honda</u> | | | | |
| Entre km 9,500 a 15,000 | Nº | 8 | 37.267 | 298.136 |
| Entre km 16,900 a 18,350 | Nº | 4 | 37.267 | 149.068 |
| Compuertas prediales en Parcelas del Asentamiento Loncomilla Nº | | | 3.176 | <u>25.408</u> |
| Total obras | | | | \$ 1.135.572 |
| v) <u>Embalses reguladores</u> | | | | |
| <u>En canal saliente de Marco km 6,400</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 1.800 | 205,40 | 369.720 |
| Obra de salida | Gl. | | | 145.207 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>18.875</u> |
| Sub total | | | | \$ 533.802 |
| <u>En km 14,840</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 2.320 | 205,40 | 476.528 |
| Obra de salida | Gl. | | | 349.335 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>96.824</u> |
| Sub total | | | | \$ 922.687 |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|---|--------|----------|------------------------------|------------------|
| <u>En km 16,500</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 5.150 | 205,40 | 1.057.810 |
| Obra de salida | Gl. | | | 336.149 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>77.995</u> |
| Sub total | | | | \$ 1.471.954 |
| <u>En Llanos de Tatara</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 7.900 | 205,40 | 1.622.660 |
| Obra de salida | Gl. | | | 450.146 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>98.047</u> |
| Sub total | | | | \$ 2.170.853 |
| Total embalses | | | | \$ 5.099.296 |
| vi) <u>Sifón Quebrada Maitencillo</u> | | | | |
| Sifón | Gl. | | | <u>6.559.039</u> |
| Total Canal Quebrada Honda | | | | \$ 51.962.537 |
| p) <u>Canal Perales</u> | | | | |
| <u>Rectificación cauce</u> | | | | |
| Rebaje borde con buldozer de km 1,350 a km 4,120 | m3 | 8.310 | 60,00 | 498.600 |
| Uniformar sección y pendiente a razón de 0,30 m3 por m.l. desde el km 0,000-5,620 | m3 | 2.810 | 489,40 | <u>1.375.214</u> |
| Total rectificación cauce | | | | \$ 1.873.814 |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|-----------------------------|--------|----------|------------------------------|---------------------|
| <u>Revestimiento</u> | Gl. | | | \$ 1.289.612 |
| <u>Embalse regulador</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 8.500 | 205,40 | 1.745.900 |
| Obra de salida | Gl. | | | 481.326 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | 138.952 |
| Obra de entrega 0,80 x 0,80 | Nº | 1 | 127.644 | <u>127.644</u> |
| Total embalse regulador | | | | <u>2.493.822</u> |
| Total Canal Perales | | | | \$ <u>5.657.248</u> |

Resumen del Presupuesto de la Tercera Sección

| | |
|----------------------------------|--------------|
| Revestimiento de canales menores | \$ 2.322.796 |
| Obras de admisión y descarga | 1.060.400 |
| Secciones de aforo | 135.288 |
| Obras de entrega | 100.578 |
| Caídas | 108.347 |
| Colchones disipadores | 17.509 |
| Compuertas en canales menores | 458.100 |
| Embalse en unificación Nº 19 | 589.893 |
| Cunetas colectoras de derrames | 900.900 |

Canal Compañía

| | | |
|--------------------------------------|-----------------|-------------|
| Excavación cauce actual | \$ 86.823.780 | |
| Revestimiento | 32.697.792 | |
| Obras | 2.464.044 | |
| Excavación tramo nuevo | 5.354.538 | |
| Embalse regulador en terrenos nuevos | 2.404.213 | |
| Obras en terrenos nuevos | <u>1498.691</u> | |
| | | 131.243.058 |

Canal Marañón

| | | |
|----------------------|------------------|------------|
| Rectificación cauce | 7.582.672 | |
| Obras | 723.937 | |
| Embalses reguladores | <u>2.381.226</u> | |
| | | 10.687.835 |

Canal Ventanas

49.850.842

Canal Gallo y Ferrera

| | | |
|----------------------|------------------|-----------|
| Revestimiento | 232.995 | |
| Embalses reguladores | 2.208.817 | |
| Obras | <u>1.869.065</u> | |
| | | 4.310.877 |

Canal Buena Esperanza

| | | |
|---------------------------|------------------|------------|
| Excavación cauce | 12.747.891 | |
| Obras | 2.299.156 | |
| Embalse regulador y canal | <u>2.187.328</u> | |
| | | 17.234.375 |

Canal Quebrada Honda

| | |
|----------------------------|------------------|
| Excavación cauce actual | \$ 29.337.083 |
| Excavación cauce nuevo | 8.107.400 |
| Revestimiento | 1.724.147 |
| Obras | 1.135.572 |
| Embalses reguladores | 5.099.296 |
| Sifón Quebrada Maitencillo | <u>6.559.039</u> |

51.962.537

Canal Perales

| | |
|---------------------|------------------|
| Rectificación cauce | 1.873.814 |
| Revestimiento | 1.289.612 |
| Embalse regulador | <u>2.493.822</u> |

5.657.248Total Tercera Sección \$ 276.640.583

4. Obras de mejoramiento en la Cuarta Sección(Río Huasco entre la Carretera Panamericana
y la Desembocadura)

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ | | |
|--|-------------|----------|------------------------------|-------------|---------|----------------|
| <u>a) Obras de Admisión y Descarga</u> | | | | | | |
| Tipo | b | H | | | | |
| | 0,40 - 0,40 | | Nº | 3 | 32.336 | 97.008 |
| | 0,50 - 0,60 | | Nº | 2 | 60.098 | 120.196 |
| | 0,60 - 0,60 | | Nº | 1 | 72.118 | 72.118 |
| | 0,60 - 0,70 | | Nº | 1 | 83.921 | 83.921 |
| | 0,80 - 0,80 | | Nº | 1 | 127.644 | 127.644 |
| | 0,80 - 0,90 | | Nº | 4 | 143.362 | 573.448 |
| | 0,80 - 1,00 | | Nº | 2 | 159.093 | 318.186 |
| | 1,20 - 0,90 | | Nº | 1 | 215.522 | <u>215.522</u> |

Total obras de admisión y descarga \$ 1.608.043

b) Secciones de aforo

| Tipo | b | H | a | | | | |
|------|---------------------------------|--------|---|----|----|--------|---------------|
| | 0,40 - 0,40 | - 0,20 | | Nº | 2 | 1.708 | 3.416 |
| | 0,40 - 0,40 | - 0,25 | | Nº | 1 | 2.565 | 2.565 |
| | 0,50 - 0,60 | - 0,30 | | Nº | 2 | 4.229 | 8.458 |
| | 0,60 - 0,60 | - 0,30 | | Nº | 1 | 5.114 | 5.114 |
| | 0,60 - 0,70 | - 0,30 | | Nº | 1 | 5.460 | 5.460 |
| | 0,80 - 0,80 | - 0,30 | | Nº | 1 | 7.926 | 7.926 |
| | 0,80 - 0,90 | - 0,40 | | Nº | 3 | 9.977 | 29.931 |
| | 0,80 - 0,90 | - 0,30 | | Nº | 1 | 8.377 | 8.377 |
| | 0,80 - 1,00 | - 0,40 | | Nº | 2 | 10.453 | 20.906 |
| | 1,20 - 0,90 | - 0,40 | | Nº | 1 | 15.733 | 15.733 |
| | Reglillas en secciones de aforo | | | Nº | 15 | 2.769 | <u>41.535</u> |

Total secciones de aforo \$ 149.421

c) Canal Nicolasai) Rectificación cauceRebaje de fondo y rec-
tificación de bordes.

Material semiduro m3 8.151 489,40 3.989.099

ii) Revestimiento Gl. 413.394

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|--------------------------------|--------|----------|---------------------------|----------------|
| <u>iii) Obras</u> | | | | |
| <u>Marcos Partidores</u> | | | | |
| Km 5,450 | G1. | | | 187.423 |
| Km 6,700 | G1. | | | 152.779 |
| Km 10,800 | G1. | | | 176.743 |
| Km 15,300 | G1. | | | 78.132 |
| Km 16,900 | G1. | | | <u>103.043</u> |
| Sub Total | | | | \$ 698.120 |
| <u>iv) Otras Obras</u> | | | | |
| <u>Canal Tatara</u> | | | | |
| Compuertas prediales | Nº | 8 | 3.176 | 25.408 |
| <u>Canal Bodegilla</u> | | | | |
| Compuertas prediales | Nº | 5 | 3.176 | 15.880 |
| <u>Canal Nicolasa</u> | | | | |
| Compuertas | Nº | 13 | 37.267 | 484.471 |
| <u>Area reformada</u> | | | | |
| Compuertas prediales | Nº | 48 | 3.176 | 152.448 |
| Marcos partidores | Nº | 2 | 100.000 | 200.000 |
| Canales prediales | m.l. | 3500 | 214,50 | <u>750.750</u> |
| Total obras | | | | \$ 2.327.077 |
| <u>v) Embalses reguladores</u> | | | | |
| <u>Ampliación emb. Tatara</u> | | | | |
| Movimiento tierra | m3 | 1.540 | 205,40 | 316.316 |
| Obra de salida | G1. | | | 148.819 |
| Vertedero de seguridad | G1. | | | <u>30.407</u> |
| Sub Total | | | | \$ 495.542 |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|--|--------|----------|------------------------|---------------------|
| <u>Ampliación emb. Arenilla</u> | | | | |
| Movimiento tierra | m3 | 800 | \$205,40 | \$ 164.320 |
| Obra de salida | Gl. | | | 172.949 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>38.692</u> |
| Sub total | | | | 375.961 |
| Total embalses | | | | <u>\$ 871.503</u> |
| vi) <u>Caídas</u> | | | | |
| De saliente de marco Km | | | | |
| 5,450 de 1,00 x 0,40 | ml. | 255 | 1.190,89 | 303.677 |
| Colchón tipo B | Nº | 1 | 9.660,00 | 9.660 |
| Total Caídas | | | | <u>313.337</u> |
| Total Canal Nicolasa | | | | <u>\$ 7.914.410</u> |
| d) <u>Canales García Campusano y Freirina</u> | | | | |
| i) <u>Revestimiento</u> | | | | |
| Peralte de revestimiento actual del km 5,350 a 6,50(ambos lados) | ml. | 1.300 | 388,33 | 504.829 |
| Revestimiento | Gl. | | | <u>1.057.614</u> |
| Total Revestimiento | | | | \$ 1.562.443 |
| ii) <u>Embalses Reguladores</u> | | | | |
| <u>En entrega Nº 51 en km 7,600</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 2.000 | 205,40 | 410.800 |
| Obra de entrega 0,80 x 0,80 | Gl. | | | 127.644 |
| Obra de salida | Gl. | | | 204.521 |
| Vertedero seguridad | Gl. | | | 38.504 |
| Canal de salida | ml. | 1.200 | 214,50 | <u>257.400</u> |
| Sub total | | | | \$ 1.038.869 |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|---|-----------|----------|------------------------------|------------------------|
| <u>En entrega Nº 58 en km 10,250</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 1.800 | 205,40 | 369.720 |
| Obra de entrega 0,80 x 0,80 | Gl. | | | 127.644 |
| Obra de salida | Gl. | | | 200.549 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>34.409</u> |
| Sub Total | | | | \$ 732.322 |
| Total Embalses reguladores | | | | \$ 1.771.191 |
| iii) <u>Marco partidor</u> | | | | |
| Marco en km 3,500 | Gl. | | | 117.135 |
| iv) <u>Caídas</u> | | | | |
| Caída a canal Freirina de 0,40 x 0,30 | ml. | 120 | 766,31 | 91.957 |
| Excavación material semiduro Tipo A | m3 Gl. | 34 | 489,40 | 16.640 <u>7.442</u> |
| Total Caídas | | | | \$ 116.039 ----- |
| Total Canal García Campusano y Freirina | | | | \$ 3.566.808 ----- |
| e) <u>Canal Mirador</u> | | | | |
| i) <u>Embalse regulador</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 2.600 | 205,40 | 534.040 |
| Obra de entrada | Gl. | | | 127.644 |
| Obra de salida | Gl. | | | 200.549 |
| Vertedero seguridad | Gl. | | | <u>39.445</u> |
| Total embalse | | | | \$ 901.678 |
| ii) <u>Canal de salida</u> | | | | |
| b = 0,40 tg α = 0,50 H = 0,50 | ml | 1.500 | 116,19 | <u>174.285</u> |
| Total Canal Mirador | | | | \$ 1.075.963 |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|---|--------|----------|------------------------------|---------------------|
| f) Canales Bellavista - Tablas y Pino | | | | |
| i) <u>Revestimiento</u> | Gl. | | | 418.654 |
| ii) <u>Muro de contención</u> <u>de ladera</u> | Gl. | | | 243.369 |
| iii) <u>Compuertas</u> | Nº | 14 | 1.527 | 21.378 |
| iv) <u>Marcos Partidores</u> | | | | |
| En km 1,100 | Gl. | | | 113.919 |
| En km 5,200 | Gl. | | | <u>181.312</u> |
| Total Marcos Partidores | | | | \$ 295.231 |
| v) <u>Embalse reguladores</u> | | | | |
| <u>De Canal Tabla</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 2.000 | 205,40 | 410.800 |
| Obra de salida | Gl. | | | 172.771 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>28.666</u> |
| Sub total | | | | \$ 612.237 |
| <u>De Canal Pino</u> | | | | |
| Canal aducción | ml. | 300 | 214,50 | 64.350 |
| Movimiento de tierra | m3 | 650 | 205,40 | 133.510 |
| Obra de salida | Gl. | | | 201.193 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>34.409</u> |
| Sub Total | | | | \$ 433.462 |
| Total embalses | | | | 1.045.699 |
| Total Unificación Bellavista-Tablas-Pino | | | | <u>\$ 2.024.331</u> |
| g) <u>Canal Victoria</u> | | | | |
| i) <u>Rectificación de Cauce</u> | | | | |
| Material semiduro | m3 | 11.756 | 489,40 | \$ 5.753.386 |
| ii) <u>Revestimiento</u> | Gl. | | | \$ 5.235.021 |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|----------------------------------|--------|----------|---------------------------|----------------|
| <u>iii) Embalse Regulador</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 2.600 | 205,40 | 534.040 |
| Obra de salida | Gl. | | | 133.118 |
| Canal de salida | ml. | 1.750 | 214,50 | 375.375 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | 21.228 |
| Obra de entrega km 23,700 | Gl. | | | <u>127.644</u> |
| Total Embalse Regulador | | | | \$ 1.191.405 |
| <u>iv) Obra de entrega</u> | | | | |
| Obra entrega a Parcela Nº 67 | Gl. | | | <u>37.267</u> |
| Total Canal Victoria | | | | \$ 12.217.079 |
| <u>h) Canal San José</u> | | | | |
| <u>i) Rectificación de cauce</u> | | | | |
| Material semiduro | m3 | 11.670 | 489,40 | 5.711.298 |
| <u>ii) Revestimiento</u> | Gl. | | | 6.867.631 |
| <u>iii) Marcos Partidores</u> | | | | |
| Marcos Tipo 1 | Nº | 3 | 197.410 | 592.230 |
| Marcos Tipo 2 | Nº | 2 | 143.446 | <u>286.892</u> |
| Sub Total | | | | \$ 879.122 |
| <u>iv) Otras obras</u> | | | | |
| Compuertas prediales en Parcelas | Nº | 48 | 3.176 | 152.448 |
| Marco partidor | Nº | 1 | 100.000 | <u>100.000</u> |
| Total Obras | | | | \$ 1.131.570 |

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|--------------------------------------|--------|----------|------------------------|---------------|
| v) <u>Embalse regulador</u> | | | | |
| <u>Ampliación Emb. El Bolsico</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 365 | 205,40 | 74.971 |
| Obra de entrada | Gl. | | | 127.644 |
| Obra de salida | Gl. | | | 208.438 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>38.504</u> |
| Total embalse regulador | | | | 449.557 |
| Total Canal San José | | | | \$ 14.160.056 |
| ----- | | | | |
| i) <u>Canal San Juan o Castellón</u> | | | | |
| <u>Ampliación emb. regulador</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 2.500 | 205,40 | 513.500 |
| Obra de entrega 0,60 x 0,50 | Gl. | | | 60.355 |
| Obra de salida | Gl. | | | 200.620 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>47.588</u> |
| Total Canal San Juan o Castellón | | | | \$ 822.063 |
| ----- | | | | |
| j) <u>Canal Castillo</u> | | | | |
| <u>Embalse Regulador</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 1.200 | 205,40 | 246.480 |
| Obra de entrega | Gl. | | | 60.355 |
| Canal de aducción | ml. | 250 | 214,50 | 53.625 |
| Obra de salida | Gl. | | | 144.778 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>18.875</u> |
| Total Canal Castillo | | | | \$ 524.113 |
| ----- | | | | |
| k) <u>Canal Madariaga</u> | | | | |
| <u>Embalse Regulador</u> | | | | |
| Movimiento de tierra | m3 | 3.300 | 205,40 | 677.820 |
| Obra de entrega 0,60 x 0,50 | Gl. | | | 60.355 |
| Obra de salida | Gl. | | | 172.771 |
| Vertedero de seguridad | Gl. | | | <u>39.209</u> |
| Total Canal Madariaga | | | | \$ 950.155 |
| ----- | | | | |

Resumen del presupuesto de la Cuarta Sección

| | | |
|---|------------------|--------------|
| <u>Obras de Admisión y Descarga</u> | | \$ 1.608.043 |
| <u>Secciones de Aforo</u> | | \$ 149.421 |
| <u>Canal Nicolasa</u> | | |
| Rectificación Cauce | \$ 3.989.099 | |
| Revestimiento | 413.394 | |
| Obras | 2.327.077 | |
| Embalses reguladores | 871.503 | |
| Caída | <u>313.337</u> | \$ 7.914.410 |
| <u>Canal García-Campusano</u> | | |
| Revestimiento | 1.562.443 | |
| Embalses reguladores | 1.771.191 | |
| Marco partidor | 117.135 | |
| Caída | <u>116.039</u> | \$ 3.566.808 |
| <u>Canal Mirador</u> | | |
| Embalse regulador | 901.678 | |
| Canal de salida | <u>174.285</u> | \$ 1.075.963 |
| <u>Unificación Bellavista-Tablas-Pino</u> | | |
| Revestimiento | 418.654 | |
| Muro de contención | 243.369 | |
| Compuertas | 21.378 | |
| Marcos Partidores | 295.231 | |
| Embalses reguladores | <u>1.045.699</u> | \$ 2.024.331 |
| <u>Canal Victoria</u> | | |
| Rectificación cauce | 5.753.386 | |
| Revestimiento | 5.235.021 | |
| Embalse regulador | 1.191.405 | |
| Obra de entrega | <u>37.267</u> | \$12.217.079 |
| <u>Canal San José</u> | | |
| Rectificación cauce | 5.711.298 | |
| Revestimiento | 6.867.631 | |
| Obras | 1.131.570 | |
| Embalse regulador | <u>449.557</u> | \$14.160.056 |

Canal San Juan o Castellón

Embalse regulador \$ 822.063

Canal Castillo

Embalse regulador \$ 524.113

Canal Madariaga

Embalse Regulador \$ 950.155

Total Cuarta Sección \$ 45.012.442

5. Obras complementarias en los suelos de nuevo riego

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$ /un. | Total \$ |
|---|--------|----------|----------------------------|---------------------|
| a) <u>Canal Quebrada Honda</u> | | | | |
| i) Marco partidor a la salida del embalse | Gl. | | | 100.000 |
| ii) Compuertas prediales | Nº | 10 | \$ 3.176 | 31.760 |
| iii) Canal de distribución b=0,70; tg α =0,50; H=0,60 ml. | ml. | 5.000 | 214,50 | 1.072.500 |
| iv) Caída 1,00 x 0,40 | ml. | 125 | 1.190,89 | 148.861 |
| v) Colchón disipador Tipo C | Gl. | | | <u>11.068</u> |
| Total Canal Quebrada Honda | | | | <u>\$ 1.364.189</u> |
| b) <u>Canal Compañía</u> | | | | |
| i) Canales de distribución b=0,70; tg α =0,50; H=0,60 ml. | ml. | 6.750 | 214,50 | 1.447.875 |
| ii) Compuertas prediales | Nº | 16 | 3.176 | <u>50.816</u> |
| Total Canal Compañía | | | | \$ 1.498.691 |
| Total Obras en suelos de nuevo riego | | | | <u>\$ 2.862.880</u> |

6. Obras de rehabilitación de suelos

| | Unidad | Cantidad | Precio Unitario \$/un. | Total \$ |
|---|--------|----------|------------------------------|----------------------|
| a) <u>Primera etapa</u> | | | | |
| i) Construcción de drenes abiertos | ml. | 9.650 | 1.220 | 11.773.000 |
| ii) Construcción de drenes entubados | ml. | 2.430 | 1.283 | 3.117.690 |
| iii) Cámaras de visita | Nº | 12 | 15.120 | 181.440 |
| iv) Cruces de camino | Nº | 7 | 40.685 | 284.795 |
| v) Cruces de ferrocarril | Nº | 2 | 61.000 | 122.000 |
| Total Primera Etapa | | | | <u>\$ 15.478.925</u> |
| b) <u>Segunda etapa</u> | G1 | | | 71.360.000 |
| Total Segunda Etapa | | | | <u>\$ 71.360.000</u> |
| Total Obras de Rehabilitación de Suelos | | | | <u>\$ 86.838.925</u> |

ANEXO Nº V.A.3-1

GEOLOGIA

1. Introducción.

En el presente anexo se dan a conocer los resultados del estudio geológico-geotécnico efectuado en el lugar de ubicación de la presa del embalse El Toro.

En él se pone especial énfasis en la observación y análisis del fracturamiento, tipo y calidad geotécnica de la roca fundamental y en la interpretación de las fotografías aéreas del lugar. No se consideró el material de relleno en el piso del valle, cuyas características geológicas y geotécnicas han sido estudiadas directamente por medio de sondajes y pozos de reconocimiento.

Para cumplir con los objetivos planteados, se practicaron ocho descripciones de roca al microscopio y cinco ensayos a la compresión simple sobre muestras de roca. Asimismo, se confeccionaron dos diagramas de roca y dos diagramas de densidad de polos para cuantificar, respectivamente, las orientaciones e inclinaciones del fracturamiento. El levantamiento de terreno se efectuó a base del plano topográfico a escala 1:2000 proporcionado para el efecto.

2. Geología.

2.1 Marco geológico regional.

La región pre-cordillerana al oriente de Vallenar comprende, esencialmente, rocas estratificadas mesozoicas y cenozoicas, atravesadas profusamente por rocas intrusivas. Las secuencias estratificadas son de origen volcánico y sedimentario y se presentan plegadas. Ellas han sido asignadas a diferentes unidades, conocidas en la literatura geológica chilena como Formación Bandurrias y Grupo Chañarcillo, ambas unidades atribuidas al Cretácico Inferior, y Formación Cerrillos de edad cretácica superior a terciaria inferior.

Las rocas en el área de El Toro sin embargo, son exclusivamente de origen volcánico y son asignadas a la Formación Cerrillos.

Los cuerpos intrusivos mayores corresponden, principalmente, a granodioritas, y los cuerpos menores a andesitas intrusivas.

2.2 Litología y alteración.

Las rocas que afloran en el área de El Toro corresponden a andesitas porfíricas, las que a veces están levemente metamorfozadas, clasificándose en esos casos como meta-andesitas. Excepcionalmente se reconoce la presencia de una arenisca conglomerádica volcánica.

Normalmente se observan fenocristales de plagioclasas, muchas veces deformados y reemplazados por minerales de arcilla, limolita y sericita, y gránulos de epidota, calcita y opacos. En la masa fundamental es común la textura intergranular y se reconocen en ella gran abundancia de granos de epidota, calcita, clorita y cuarzo, con desarrollo de numerosas guías de minerales secundarios (ver descripción microscópica de muestras de roca).

Prácticamente, todas las rocas reconocidas en el área muestran minerales de alteración y los afloramientos rocosos se caracterizan por la presencia de grandes "manchones" y venas de minerales secundarios, tales como epidota y jarosita, los que se observan a simple vista en terreno.

2.3 Estructura.

La actitud estructural de los afloramientos está controlada, básicamente, por un sistema de fracturas largas y muy marcadas que impide visualizar con claridad la estratificación en el área. Esta última está caracterizada por gruesos estratos, de 4 a 10 m de potencia, que mantienen un rumbo general N 30 a 40°E, con manteos de 70 a 80° norte. El diaclasamiento es en general bastante homogéneo en orientación e intensidad, sobre todo en el flanco izquierdo del valle. En este último sector, el "diagrama de rosa" construido para cuantificar las orientaciones de fracturamiento (roseta B) muestra con claridad una dirección principal NW con un margen de variación de 30°. En el flanco derecho del valle sin embargo, el "diagrama de rosa" (roseta A) indica la existencia de dos direcciones principales diferentes: la dirección N30-60° W y otra N 30° E.

En cuanto al manto, igualmente hay diferencias entre ambos flancos. El diagrama de densidad de los polos proyectados estereográficamente, muestra que en el flanco izquierdo del valle (diagrama b) las diaclasas mantean predominantemente hacia el nor-este. En el flanco derecho del valle en cambio (diagrama a), las diaclasas de la dirección principal NW mantean en similar proporción tanto hacia el nor-este como al sur-oeste.

Referente al grado de fracturamiento, éste es similar en ambos flancos del valle, predominando claramente los valores comprendidos entre 30 y 60 cm de separación entre los juegos de diaclasas subparalelas.

En general, el fracturamiento muestra poca apertura y sus paredes son siempre resistentes. Material de relleno en las fracturas prácticamente no existe y son escasas las diaclasas muy abiertas. Destacan sin embargo en el sistema, grandes fracturas, largas, cuya visibilidad se destaca en el paisaje por efecto de la erosión que las ha acentuado como rasgo estructural (ver croquis de lineamientos mayores fotointerpretados en plano N° 10 del album)

Fallas regionales no se detectaron en el lugar y solo se observaron algunas menores con escasa proyección. También se reconocen en el flanco derecho del valle fracturas que han experimentado pequeños deslizamientos relativos entre sus paredes, especialmente en las de dirección principal nor-oeste con manto

al sur-oeste, las que se han interpretado como deslizamientos gravitacionales y superficiales.

2.4 Depósitos gravitacionales.

Se trata esencialmente de depósitos de talud no consolidados que cubren gran parte de los afloramientos y que se presentan, en general, con ángulos de 30 a 32º de pendiente. Están compuestos de rodados de rocas angulosas y de tamaños de 5 a 100 cm. de diámetro. Su matriz es prácticamente nula, lo que los hace altamente permeables.

En el flanco derecho del valle se reconoce además, un depósito de acarreo mas antiguo, semiconsolidado, formando un cono o abanico de deyección frente a la quebrada afluente principal en el lugar.

Los rodados de este último mantienen una mejor clasificación y no abundan los tamaños mayores de 40 cm. Los clastos han logrado desarrollar una estratificación subparalela a la pendiente. Su matriz es arenosa y arcillosa. Su espesor en la parte central del cono puede alcanzar 10 m y su coeficiente de permeabilidad debe ser alto.

3. Geotecnia.

Las condiciones geotécnicas son similares para toda el área levantada y, por las observaciones de superficie, se puede generalizar la calidad geotécnica de la roca como buena a muy buena. La dureza de la roca es excepcionalmente alta en muchos puntos del área y la meteorización es prácticamente nula. El diaclasamiento muestra orientaciones principales bien definidas.

3.1 Grado de meteorización.

La roca es sana, sin síntomas visibles de meteorización, o "algo meteorizada" cuando la meteorización penetra ligeramente en la roca, a partir de las fracturas más importantes, cuyas paredes pueden estar ligeramente oxidadas.

3.2 Grado y características de la fracturación.

En ambos flancos del valle predominan los valores comprendidos entre 20 y 60 cm de separación entre las diaclasas subparalelas y en determinados sectores valores superiores, entre 20 y 200 cm. Solo ocasionalmente hay sectores con valores menores, entre 6 y 20 cm y, muy raramente, se reconocen puntos donde la separación entre las diaclasas es menor de 6 cm. (ver listado de diaclasas).

Las superficies de las fracturas son ligeramente rugosas, con separación menor de 1 mm y con paredes resistentes. Superficies deslizadas y abiertas de 1 a 5

mm son escasas; sólo algunas fracturas mayores, largas, pueden puntualmente estar abiertas en más de 5 cm.

Las características generales del fracturamiento hacen suponer que el material rocoso es impermeable.

3.3 Grado de resistencia de la roca.

La roca es en general resistente a muy resistente, a veces es difícil de romper con el martillo. Los ensayos a la compresión practicados sobre cuatro muestras representativas dieron valores excepcionalmente altos, comprendidos entre 2.154 kg/cm² y 3.211 kg/cm² (ver resultados de ensayos de compresión).

Solo en algunos puntos, ocasionalmente, se encuentra roca "medianamente" a "poco resistente", debido en estos casos a la abundancia excepcional, pero muy puntual, de la densidad y variedad del fracturamiento y, por consiguiente, mayor meteorización de la roca.

3.4 Depósitos gravitacionales.

El principal problema que pueden presentar estos depósitos son su estabilidad frente a cualquier acción mecánica de remoción y el coeficiente de permeabilidad alto que deben poseer.

4. Conclusiones

4.1 Geología

- En el sitio de la presa El Toro las rocas corresponden exclusivamente a rocas volcánicas pertenecientes a la Formación Cerrillos, de edad cretácica superior a terciaria inferior. La resistencia a la compresión es superior a 2.300 kg/cm², la cohesión del macizo rocoso es del orden de los 2 kg/cm² y su ángulo de fricción interna fluctúa entre los 35º y 45º.
- En la secuencia predominan ampliamente las andesitas porfíricas y metaandesitas brechizadas. Los minerales de alteración principales son epidota y jarosita. Las fracturas abiertas están limitadas aparentemente a profundidades moderadas (menores de 10 m) y la permeabilidad equivalente del macizo rocoso es más bien baja, en el orden de 10⁻⁶ cm/s.
- La actitud estructural está controlada, fundamentalmente, por juegos de diaclasas que tienen orientación preferencial N30-60º W con manteos al NE. La estratificación es N30-40º E con manteo 70-80º norte.

- El fracturamiento es mayoritariamente cerrado y la roca, prácticamente, no muestra signos de meteorización.
- Fallas importantes de carácter regional no se reconocen en el área estudiada.

4.2 Geotecnia.

- Todas las rocas observadas presentan condiciones de calidad geotécnica muy buena.
- El fracturamiento no es muy denso y sus características son favorables al proyecto.
- El material no consolidado y semiconsolidado depositado en los flancos debe tener un coeficiente de permeabilidad alto ($k > 10^{-3}$ cm/s).
- El equilibrio y estabilidad de los depósitos gravitacionales podría verse alterado por cualquier acción mecánica de remoción para despejar la roca sobre la cual yacen.

5. Listado de Diaclasas

Puntos de observación señalados en el mapa (ver plano Nº 10 del álbum)

| Punto | Rumbo | Manteo | Separación entre diaclasas en cm. | Roca |
|-----------------------|--------|--------|-----------------------------------|--------------------------|
| <u>Flanco derecho</u> | | | | |
| 1 | N 40 W | 60 S | 50 - 100 | Meta-andesita brechizada |
| | N 30 E | 65 N | 10 | |
| | N 25 W | 18 E | 20-40 | |
| | N 35 E | 70 N | larga y abierta | |

| Punto | Rumbo | Manteo | Separación entre diaclasas en cm. | Roca |
|-------|--------|---------|-----------------------------------|---------------------------------------|
| 2 | N 40 W | 85 N | 50-150 | Andesita porfírica |
| | N 20 E | 90 | 100 | |
| | E-W | 8 N | 100-150 | |
| | N 15 E | 35 N | 50-100 | |
| 3 | N 30 W | 25 S | 50 | Andesita y brecha (abundante epidota) |
| | N 40 W | 60 N | 60 | |
| | N 30 W | 60 N | 5-50 | |
| 4 | N 75 W | 60 S | 40-50 | Meta-andesita |
| | N 30 W | 70 N | 15-60 | |
| 5 | N 10 E | 80 E | 30 | Andesita porfírica |
| | N 30 E | 90-80 N | 50-150 | |
| | N 50 E | 80 S | 100-300 | |
| | N 40 W | 45 S | | |
| | N-S | 85 W | 15-30 | |
| | E-W | 90-85 N | 15-30 | |
| | N 45 W | 50 S | plano de falla | |
| 6 | N 35 W | 20 S | 10-20 | Brecha volcánica |
| | N 30 W | 80 N | 30-40 | |
| | N 30 E | 90 | 10-15 | |

| Punto | Rumbo | Manteo | Separación entre diaclasas en cm. | Roca |
|-------|----------|--------|--------------------------------------|-----------------------|
| 7 | N 30 W | 30 | 5-15 | Andesita porfírica |
| | E-W | 45 S | 60-100 | |
| | N 35-46E | 65 N | 100-300 | |
| 8 | N 40 E | 22 S | 30-80 | Andesita porfírica |
| | N 45 E | 55 N | 50 | |
| | N 50 W | 90 | 20 | |
| 9 | N 75 E | 65 N | 100-200 | Brecha andesítica |
| | N 40 E | 45 N | 20-50 | |
| | N 50 W | 90 | 30 | |
| 10 | N 65 E | 70 S | 50-100 | Andesita |
| | N 30 E | 55 S | 80-300 | |
| | N 20 W | 90 | 80-300 | |
| 11 | N 20 W | 65 N | 10-40 | Andesita porfírica |
| | N 65 E | 90 | 100 | |
| | N 20 W | 60 S | | |
| 12 | N-S | 75 W | 10-20 | Brecha gruesa |
| 13 | N 20 E | 18 E | 50-100 | Meta-andesita |
| | N 50 E | 65 S | 400 | |
| | N 20 E | 25 W | 30-50 | |

| Punto | Rumbo | Manteo | Separación entre diaclasas en cm. | Roca |
|-------------------------|--------|--------|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 14 | N 30 E | 70 E | 100-200 | Andesita conglomerádica volcánica |
| | N 60 W | 80 N | 150 | |
| 15 | N 20 W | 38 N | 30-50 | Andesita porfírica |
| | N 40 W | 42 N | | |
| 16 | N 20 W | 80 N | | Andesita porfírica |
| <u>Flanco izquierdo</u> | | | | |
| 17 | N 35 W | 80 N | 20-30 | Meta-andesita |
| | N 50 W | 30 S | 60 | |
| | N 35 E | 80 N | 30 | |
| 18 | N 40 W | 45 N | 40-60 | Meta-andesita |
| | N 40 E | 85 N | 30-50 | |
| | N 65 W | 65 S | 10-15 | |
| 19 | N 65 E | 80 N | 30-40 | Andesita porfírica |
| | N 30 W | 60 N | 30-90 | |
| | N 35 W | 70 N | 10-40 | |
| 22 | N 80 W | 13 S | 30-50 | Andesita porfírica |
| | N-S | 45 E | 80-120 | |
| | N 40 E | 90 | 100-200 | |
| | N 40 W | 30 N | 20-40 | |

| Punto | Rumbo | Manteo | Separación entre diaclasas en cm. | Roca |
|-------|--------|--------|-----------------------------------|--------------------|
| 23 | N 25 W | 35 N | 50 | Andesita porfírica |
| | N 50 W | 75 S | 100 | |
| | N 30 W | 30 N | | |
| | N 35 W | 35 N | 5-100 | |
| 24 | N 50 W | 40 N | 20-90 | Andesita porfírica |
| | N 30 W | 15 N | 100 | |
| | N 55 E | 50 S | 6 | |
| 25 | N 50 E | 75 N | 15-100 | Andesita |
| | N 30 W | 30 N | 100-200 | |
| | N 10 W | 8 S | 100-200 | |
| | N 50 W | 40 N | 40-60 | |
| 26 | N 50 E | 65 N | 3-10 | Andesita porfírica |
| | N 10 W | 10 S | 100-150 | |
| | N 30 W | 90 | 80-100 | |
| | N 65 E | 50 N | 40-60 | |
| | N 25 W | 70 S | 60-80 | |
| | N 10 E | 30 E | 100 | |
| 27 | N 40 W | 35 N | 40 | Meta-andesita |
| | N 40 W | 90 | 20-60 | |
| | N 50 W | 50 N | 10-60 | |
| | N 30 W | 90 | 30-60 | |

| Punto | Rumbo | Manteo | Separación entre diaclasas en cm. | Roca |
|-------|--------|--------|-----------------------------------|-------------------|
| 28 | N 35 W | 80 S | 50-70 | Brecha de lapilli |
| | N 30 W | 40 N | 20-30 | |
| | N 15 E | 75 E | 40-50 | |

6. Descripciones microscópicas de muestras de rocas.

Nº1 Meta-andesita brechizada:

Meta-andesita de textura pilotaxítica fluidal brechizada constituida por microlitas de plagioclasa, tipo oligoclasa-albita y microfenocristales de plagioclasa albitilizados del tipo An₅. Se puede observar un solo fenocristal de 2 mm de largo, con fuerte deformación.

La masa fundamental está recristalizada a un agregado de cuarzo y feldespatos microgranular.

La muestra presenta una gran cantidad de guías de minerales secundarios: epidota, cuarzo y calcita que ayudan a fragmentar a la roca.

Nº4 Meta-andesita porfírica:

Roca de textura porfírica con grandes fenocristales de plagioclasa de casi 1 cm de largo, idiomorfos y totalmente arcillizados.

Se observan seudomorfos de anfíbola según un agregado de jarosita-piedemontita (?) microgranular y con hábito definido.

La masa fundamental es de textura intergranular-intersertal fluidal, constituida por microlitos de plagioclasa, gránulos de opaco, epidota y limonita.

La muestra presenta guías de epidota-prehnita-clorita y de anhidrita.

Nº11 Andesita porfírica:

Roca de textura porfírica con fenocristales de plagioclasa, idiomorfos de 1-2 mm de largo, arcillizados y con reemplazo por sericita, calcita y epidota. Se observan pseudomorfos de ortopiroxenos de 0,2-0,1 mm, con reemplazo de calcita y epidota.

Se observan microfenocristales de opaco (magnetita) de 0,4-0,8 mm.

La masa fundamental está formada por microlitos de plagioclasa de 0,2 mm de largo, fluidales y arcillizados, clorita en granitos dispersos, gránulos de opaco, cuarzo microgranular secundario, calcita y pseudomorfos de gránulos de clinopiroxenos (?) transformados en calcita, limonita y granitos de epidota.

Nº13 Meta-andesita brechizada (autobrecha):

Andesita de textura fragmental con los espacios entre fragmentos rellenos con minerales de alteración. En algunas áreas de la sección delgada se conserva la textura original porfírica, con fenocristales de albita (albitilizado) de 0,3-0,4 mm de largo, con arcillización en una masa fundamental de opacos (magnetita y limonita).

La muestra presenta una red de guías de los siguientes minerales y su asociación: sericita-cuarzo, calcita.

Nº14 Arenisca conglomerádica volcánica:

Roca de textura clástica constituida por fragmentos subredondeados, de hasta más de 1 cm, de diferentes tipos de rocas volcánicas: andesitas hialofíticas, casi opacas, de color rojo intenso; andesitas vacuolares con amígdalas de clorita; andesitas porfíricas con masa fundamental hialofítica y fragmentos de cristales de plagioclasa arcillizados.

La matriz está formada de los mismos granos con abundante clorita y minerales de arcilla como cemento.

Nº18 Meta-andesita brechosa débilmente mineralizada:

Se observan fenocristales y en parte pseudomorfos de fenocristales de plagioclasa, reemplazados por minerales de arcilla y pirofilita (?). También se observan granos de epidota y calcita.

Se reconocen pseudomorfos de 2-3 mm de diámetro de opacos de formas hexagonales (magnetita?), con bordes en entrecrecimiento simplectítico con clorita y calcita. También se detectan nódulos de un mineral opaco y de clorita y cuarzo.

La masa fundamental está formada por un agregado de granos de epidota, calcita, clorita y granitos de opaco. La muestra presenta numerosas guías de epidota, clorita y calcita.

Nº19 Andesita porfírica:

Roca de textura porfírica con fenocristales de plagioclasa de tipo oligoclasa (An_{15-20}), de 1-2 mm de largo, con débiles señales de deformación cataclástica, y con reemplazo parcial por sericita y epidota.

Se observan gránulos de 0,5-0,8 mm de diámetro, posiblemente pseudomorfos de piroxenos, de jarosita con granitos de epidota y de limonita.

La masa fundamental es de textura intersertal con microlitos de plagioclasa arcillizados y sericitizados, granitos de opacos (magnetita), granos de jarosita, clorita y de minerales de arcilla intersticial.

La muestra presenta amígdalas de opacos en parte limonitizadas.

Nº24 Andesita porfírica de piroxeno:

Masa de textura porfírica con fenocristales de plagioclasa arcillizados-sericitizados y en parte con granitos de epidota.

Fenocristales de clinopiroxenos, en gran parte reemplazados a minerales de arcilla y limonita.

La masa fundamental está formada por microlitos de plagioclasa fluidales, material cripto-cristalino intersticial y abundantes granos de opaco.

La muestra presenta guías de calcita y cuarzo.

7. Ensayos a la compresión sobre muestras de roca.
(Realizados en el Depto. de Minas de la U. de Chile).

7.1 Introducción.

En el presente trabajo se informan los resultados de 5 ensayos de compresión simple realizados sobre muestras de roca. Las probetas fueron extraídas, cortadas y pulidas en el Laboratorio de Mecánica de Rocas, de acuerdo a procedimientos usuales en este tipo de ensayos.

7.2 Resultados

Los ensayos se ejecutaron en la prensa PERRIER del laboratorio, midiéndose la carga con una precisión de 100 kg. Los diámetros de las muestras se midieron con pie de metro y 0,1 mm de precisión.

Los resultados obtenidos se resumen en la Tabla I.

TABLA I

| Probeta | D | Q | qu |
|---------|------|-------|------|
| 1.-SonD | 5,24 | 56000 | 2597 |
| 2a | 3,28 | 18200 | 2154 |
| 2b1 | 3,28 | 27240 | 3211 |
| 2b2 | 3,28 | 25000 | 2959 |
| 3 | 3,28 | 21150 | 2503 |

ANEXO Nº V.A.3-2

MEMORIA DE CALCULO DE LA PRESA EL TORO

1. Introducción

En este anexo se presentan los cálculos realizados para el anteproyecto de la presa El Toro. Los cálculos se presentan divididos en dos puntos principales, a saber:

- Análisis de filtraciones.
- Análisis de estabilidad.

El cálculo se realiza para una presa cuyas dimensiones corresponden a una capacidad de ciento veinte millones de metros cúbicos, y no para la capacidad de ciento sesenta millones de metros cúbicos, que es la que en definitiva se ha adoptado. En efecto, el cálculo se ha desarrollado en una etapa del estudio en la cual aún no se había definido la capacidad de diseño del embalse y por eso se ha elegido una dimensión intermedia que ha permitido convalidar los cálculos para un cierto rango de capacidades, con solo pequeñas modificaciones del perfil transversal típico de la presa realizadas a base de la experiencia del consultor.

El criterio señalado, adoptado de conformidad a las bases del estudio establecidas por la Comisión Nacional de Riego, se justifica por el nivel de profundidad del mismo, que corresponde a una factibilidad, y teniendo en consideración el posterior desarrollo de los cálculos durante la etapa de diseño de ingeniería. Finalmente, los resultados obtenidos, presentan valores de los coeficientes de seguridad de la presa que permiten confirmar la validez de la metodología expuesta.

2. Análisis de filtraciones.

2.1 Generalidades

La presa que se proyecta se apoyará en el piso del valle, sobre suelos de acarreo fluvial cuyo espesor es del orden de 30 m; en los estribos, la presa se apoyará sobre escombros de falda de espesor variable entre 0 y 9,0 m en el estribo derecho, y entre 0 y 5,0 m en el estribo izquierdo.

Por otra parte, la disponibilidad de materiales de empréstito adecuados para construir la zona impermeable es más bien reducida, mientras que el volumen estimado de los materiales para la construcción de zonas permeables, tanto en suelos granulares del tipo gravas arenosas como en enrocados que podrán utilizarse de la saca de las excavaciones de túneles y vertederos, justifica en líneas generales el tipo de diseño que se ilustra en la figura Nº V.A.3-2-1.

De acuerdo con los antecedentes geotécnicos recopilados en terreno durante el desarrollo del estudio del sitio de embalse El Toro, se concluyó en forma preliminar la conveniencia de remover los escombros de falda y parte de la

roca basal frente a la zona de contacto del núcleo impermeable, hasta una profundidad de 7,0 m medidos perpendicularmente al talud, con el propósito de asegurar el apoyo directo del material de núcleo sobre roca sana y libre de fracturas. Dicha excavación se extenderá desde las vecindades del coronamiento hasta el contacto con el piso del valle.

A continuación, se hace una estimación aproximada de las probables pérdidas por filtración en las secciones transversales de la presa situadas sobre el piso del valle; en el caso de los estribos, se considera en forma aproximada que la zona central (núcleo menos permeable) se fundará en los estribos sobre la roca basal excavada hasta 7,0 m de profundidad.

En resumen, para fines del presente análisis, se acepta para el piso del valle la sección transversal típica que se ilustra en la figura N°V.A.3-2-1, y para los estribos se considera provisoriamente que el núcleo se funda en roca excavada, según se ilustra en la misma figura; el dren de alfombra se apoyará en roca en los estribos, entre aquellas cotas y curvas de nivel que se definirán posteriormente, mientras que en el piso del valle, ese dren se apoyará en los fluviales de acarreo.

2.2 Malla de filtración.

2.2.a Coefficiente de permeabilidad.

El examen de los coeficientes de permeabilidad, cuyas mediciones se detallan en el subcapítulo V.A.3-5, posibilita simplificar su magnitud adoptando las cifras representativas siguientes:

| <u>Material</u> | <u>Permeabilidad (cm/sg)</u> |
|-------------------------------|------------------------------|
| Fluvial piso valle | 10^{-3} |
| Pared moldeada | 10^{-7} |
| Corazas de fluvial compactado | 10^{-3} |
| Filtro/dren | 10^{-2} |
| Núcleo de arena arcillosa | 10^{-5} |

La simple comparación de los datos anteriores, permite trazar en forma conservadora y simplificada, la malla de escurrimiento en el interior de la coraza y del fluvial de piso del valle, aguas abajo de la cortina de intercepción (pared moldeada), que se ilustra en la figura N° V.A.3-2-1.

En el caso de los estribos, la malla es idéntica con las excepciones siguientes:

- 1° La equipotencial "a-b-c", termina en la roca en el punto "b".
- 2° La línea de corriente "d-e-f-g" no existe porque se acepta que la roca de fundación del núcleo es impermeable.

2.2.b Caudales de infiltración

El cálculo de caudales de infiltración que se incluye a continuación, está realizado para el caso del embalse de 120×10^6 m³. En todo caso, él es ilustrativo de la situación que se presenta para las otras alternativas de embalse consideradas.

i) Piso del valle

Con los antecedentes expuestos, la filtración entre las secciones transversales de la presa apoyadas en el piso del valle se calcula como sigue:

$$q_1 = k \frac{n_f}{n_d} h_i$$

en que:

- q_1 = caudal de filtración por unidad de longitud (sentido del coronamiento), válido para un número determinado de n_f y n_d .
 n_f = número de tubos de flujo
 n_d = número de caídas de potencial
 h_i = carga hidráulica

El examen de la malla permite escribir:

$$q_1 = 10^{-5} \times \frac{1}{1} \times h_1$$

$$q_2 = 10^{-5} \times \frac{2}{2} \times h_2$$

$$q_3 = 10^{-5} \times \frac{1}{3} \times h_3$$

$$q_4 = 10^{-5} \times \frac{4}{4} \times h_4$$

$$q_5 = 10^{-5} \times \frac{1}{1} \times h_5$$

Las cargas hidráulicas h_i , son las disponibles entre la cota de embalse y la descarga del tubo de flujo en el dren de cortina para los tubos de flujo 1 al 9.

Los valores de h_1 obtenidos directamente de la figura Nº V.A.3-2-1, permiten calcular en forma aproximada los siguientes caudales, en $\text{cm}^3/\text{seg}/\text{cm}$:

Tubos de flujo

| | | |
|----------------------|-------|-------------------------------------|
| Nº | | |
| 1 | q_1 | $= 1,60 \times 10^{-2}$ |
| 2 y 3 | q_2 | $= 3,45 \times 10^{-2}$ |
| 4 | q_3 | $= 1,55 \times 10^{-2}$ |
| 5-6-7-8 | q_4 | $= 6,10 \times 10^{-2}$ |
| 9 | q_5 | $= \underline{7,80 \times 10^{-2}}$ |
| Gasto total unitario | q_t | $= 20,50 \times 10^{-2}$ |

Aceptando una longitud de presa fundada en el piso del valle de 140 m, el caudal filtrante Q_v es:

$$Q_v = 2,87 \text{ lts/seg}$$

ii) Estribos

En el caso de los estribos y suponiendo el espejo de agua del embalse a la misma cota considerada para el valle, es decir la cota 830, la longitud filtrante en el estribo derecho sería de 71 m y de 83 m en el estribo izquierdo. En ambos casos, las honduras máximas de agua hasta el apoyo del núcleo en la roca basal serían respectivamente 42,5 y 39 m y su promedio, que es 40,75 m, es muy similar a la mitad de la hondura equivalente en el piso del valle (40 m). Con estos antecedentes, la malla de flujo ilustrada en la figura Nº V.A.3-2-1 puede considerarse representativa para el centro de las longitudes de presa apoyadas en los estribos, con el simple expediente de considerarla dibujada a la mitad de la escala.

En esta forma se puede calcular aproximadamente las pérdidas en los estribos izquierdo y derecho, como sigue:

$$Q_{(d)} = \frac{20,5 - 7,8}{2} \times 10^{-2} \times 71 \times 10^2 = 450,85 \text{ cm}^3/\text{seg}$$

$$Q_{(i)} = \frac{20,5 - 7,8}{2} \times 10^{-2} \times 83 \times 10^2 = 527,05 \text{ cm}^3/\text{seg}$$

Sumando estas pérdidas a la correspondiente al piso del valle, se obtiene finalmente:

$$Q_{\text{tot}} = 2,87 + 0,45 + 0,53 = 3,85 \text{ lts/seg}$$

El gasto real de filtración probablemente pueda ser un poco superior al estimado, pero en todo caso, se prevé que estará dentro de magnitudes muy similares a la de éste.

3. Análisis de estabilidad

3.1 Sismicidad y riesgo sísmico

3.1.a Historia sísmica regional

De acuerdo con los antecedentes recopilados por F. Greve y C. Lomnitz, la región de ValLENAR ha sido afectada en épocas recientes, por los sismos destructores que se presentan en el cuadro Nº V.A.3-2-1.

Del análisis del cuadro citado, se desprende que en general los sismos destructores que han afectado a la región en estudio, se ubican costa afuera del puerto de Huasco y en los sectores de Copiapó y Coquimbo.

3.1.b Sismicidad reciente

En el cuadro Nº V.A.3-2-2 y en la figura Nº V.A.3-2-2 se indican los sismos con magnitud superior a 5,5 observados en la región en estudio durante el período 1822 - Mayo 1981, de acuerdo con los antecedentes recopilados por el Servicio Sismológico, dependiente del Depto. de Geofísica de la Universidad de Chile.

Los antecedentes anteriores confirman que la sismicidad tiende a disminuir desde la costa hacia el interior, aumentando al mismo tiempo la profundidad focal.

3.1.c Regionalización sísmica

De acuerdo con el estudio de la sismicidad de Chile efectuado recientemente por S. Barrientos, el sitio del embalse El Toro se ubicaría en la "zona sísmica cordillerana G", la que se extiende entre los 27,5º y 33,5º de latitud sur y se caracteriza por la siguiente relación magnitud-frecuencia:

$$\text{Log } N(M) = 5,87 - 1,16 \times M$$

Por su parte, la zona costera comprendida entre los 25,0º y 33,5º de latitud sur correspondería a la "zona sísmica costera C", caracterizada por la relación magnitud-frecuencia:

$$\text{Log } N(M) = 5,25 - 0,98 \times M$$

3.1.d Riesgo sísmico

Conocida la relación magnitud-frecuencia para una región sísmica determinada, es posible estimar el período de retorno medio de un sismo de magnitud M a través de la siguiente relación (P. Welkner):

$$\theta = 1/N_1(M)$$

en que $N_1(M)$ es la frecuencia anual de los sismos de magnitud M .

Los períodos de retorno determinados para las dos regiones sísmicas definidas anteriormente, se indican en el cuadro Nº V.A.3 2 3 y en la figura Nº V.A.-3-2-3.

3.1.e Sismo de diseño

Con el objeto de seleccionar la aceleración sísmica de diseño, se determinó en primer lugar la intensidad sísmica correspondiente a sismos "costeros" y "continentales", a través de la relación de S.V. Medvedev modificada para Chile por S. Barrientos:

$$I(r) = 1,4239 \times M - 4,1245 \log r - 0,0003 r + 0,073 h + 3,9253$$

en que $I(r)$ es la intensidad sísmica a una distancia hipocentral " r ", correspondiente a un sismo de magnitud " M " y ubicado a una profundidad focal " h ".

La aceleración cuadrática media " a " se puede determinar en forma aproximada a través de la relación de Gutenberg-Richter:

$$\log a = \frac{I(r)}{3} - 0,5$$

Aplicando dichas relaciones a hipocentros representativos de los sismos "costeros" y "continentales", se obtienen los valores que se presentan en el cuadro Nº V.A.3-2-4.

Considerando la baja probabilidad de ocurrencia de un sismo con magnitud superior a 7,5 para el área en estudio, se adoptará $K = 0,10 g$.

3.2 Estabilidad estática y dinámica de la presa

3.2.a Método de cálculo

La estabilidad de la sección transversal típica correspondiente al diseño básico de la presa El Toro, se analizó a través del método de los círculos de deslizamiento desarrollado por Bishop para el caso estático; para la condición dinámica, se consideró que el efecto sísmico se puede representar como una sollicitación horizontal constante con la altura (análisis pseudo-estático), empleando el método de Bishop modificado por Morgenstern y otros autores.

Los cálculos numéricos se efectuaron con auxilio de una calculadora programable HP-97A y un microcomputador APPLE-II Plus, utilizando programas desarrollados o adaptados por el consultor para los casos en estudio; estos programas consideran un modelo bidimensional que representa a un depósito de suelo caracterizado por un peso unitario γ , una cohesión c y un ángulo de fricción interna ϕ , limitado por un talud de inclinación variable y con el nivel freático representado por una recta de inclinación constante.

Para cada uno de los casos que se detallan más adelante, se analizaron alrededor de veinte superficies potenciales de falla, hasta obtener el círculo de deslizamiento correspondiente al valor mínimo del factor de seguridad.

3.2.b Casos considerados

De acuerdo con la experiencia en el diseño y análisis de estabilidad de presas zonadas, se determinó fundamentalmente el factor de seguridad en condición estática y dinámica para círculos potenciales de falla relativamente superficiales, considerando los casos siguientes:

- 1º Talud de aguas arriba: presa recién construída (sin agua en el embalse ni napa en el cuerpo de la presa).
- 2º Talud de aguas arriba: condición de vaciado súbito (sin agua en el embalse y semipresa de aguas arriba totalmente saturada).
- 3º Talud de aguas abajo: semipresa de aguas abajo totalmente drenada, nivel freático a cota de fundación.

No se analizó el caso del talud de aguas arriba con el embalse lleno, por representar una situación mucho más favorable que el 2º caso.

El material de construcción de la presa se representó a través de los siguientes parámetros:

- γ = 2,0 ton/m³
- c = 1,0 ton/m²
- ϕ = 38º para el talud de aguas arriba.
40º para el talud de aguas abajo.

El ángulo de fricción interna correspondiente al material de coraza se disminuyó en 2º para la semipresa de aguas arriba, con el propósito de considerar el efecto de los círculos que pudieran comprometer en una longitud muy limitada al material de núcleo; para el talud de aguas abajo, no se consideró al aumento de la fricción interna debido a la presencia del enrocado de pie.

3.2.c Resultados

En las figuras Nºs V.A.3-2-4, V.A.3-2-5 y V.A.3-2-6, se representan los círculos de deslizamiento correspondientes al menor factor de seguridad para cada uno de los tres casos considerados, tanto en condición estática ($k = 0$) como dinámica ($K = 0,1 g$).

En el cuadro Nº V.A.3-2-5 se resumen los resultados obtenidos.

Del cuadro anterior se deduce que los valores mínimos del factor de seguridad obtenidos del presente análisis son ampliamente satisfactorios; cabe hacer presente que la combinación de vaciado súbito con sismo, corresponde a una condición de carga muy poco probable.

4. Conclusiones y recomendaciones

- 1º A base de los antecedentes reológicos disponibles, el análisis preliminar de filtraciones a través del cuerpo de la presa, arroja un valor relativamente bajo para las pérdidas totales; el gasto de filtraciones a través de las fundaciones de la presa sería prácticamente despreciable.
- 2º Aun cuando en las etapas posteriores del estudio se ratificara el bajo caudal de las pérdidas estimadas por filtraciones, se recomienda de acuerdo con las tendencias actuales conservar un sistema de drenaje relativamente amplio, con el propósito de prevenir fallas eventuales de las zonas poco permeables de la presa.
- 3º La sección transversal propuesta presenta un adecuado factor de seguridad en condición estática y dinámica, aún para el caso más desfavorable de vaciado súbito acompañado de sismo.
- 4º En las etapas más avanzadas del estudio, será imprescindible confirmar los resultados obtenidos de los análisis preliminares de filtraciones y estabilidad que se describen en el presente anexo, recomendándose el empleo de sistemas de cálculo computacionales basados en el método de los elementos finitos.

Bibliografía citada:

- F. Greve, Historia de la sismología de Chile. Departamento de Geofísica de la Universidad de Chile. Publicación Nº 40, 1964.
- C. Lomnitz, Major Earthquakes and Tsunamis in Chile. 1935 to 1955. Geologische Rundschau, vol. 59 Nº 3, 1970.
- S. Barrientos, Regionalización sísmica de Chile. Tesis para optar al Grado de Magister en Geofísica, Universidad de Chile, 1980.
- P. Welkner, Statistical Analysis of some seismic parametres in Japan, 1926-1956. Bull. I.I.S.E.E., vol. 2, 1965.
- S. V. Medvedev, Engineering Seismology Editorial Gosstroyizdat, 1962.
- B. Gutenberg and C.F. Richter, Earthquake magnitude, intensity, energy and aceleration. B.S.S.A, vol. 32, 1942.
- A.W. Bishop, The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. Geotechnique, vol. 5, 1955.
- A.W. Bishop and N.R. Morgenstern, Stability coefficients for earth slopes. Geotechnique, vol. 10, Nº 4, 1960.

SISMOS EN LA REGION DEL HUASCO

| Fecha | Sector afectado | Epicentro probable | Magnitud estimada |
|--------------|-------------------|--------------------|-------------------|
| 30 Mar. 1796 | Copiapó-Vallenar | Copiapó | 7,5 - 8,0 |
| 17 Nov. 1849 | Huasco-Coquimbo | 29,9°S; 71,6°W | 8,0 |
| 26 May. 1851 | Copiapó-Vallenar | Huasco | 7,0 - 7,5 |
| 20 May. 1918 | Vallenar-Freirina | 28,5°S; 71,5°W | 7,5 |
| 10 Nov. 1922 | Copiapó-Vallenar | 28,5°S; 71,5°W | 8,3 |

SISMOS CON EPICENTROS ENTRE LOS 28° Y 30° DE LATITUD SUR
Y MAGNITUD RICHTER MAYOR O IGUAL A 5,5 PERIODO 1822-1981

| Fecha | Coord. Probable Epicentro | | Prof. m | M |
|------------|---------------------------|-----------------------|------------|-----|
| | Latitud (Sur) | Longitudud (Oeste) | | |
| 08.07.1939 | 29,0° | 68,0° | 170 | 5,5 |
| 18.01.1970 | 28,9° | 70,9° | 41 | 5,5 |
| 13.03.1975 | 29,8° | 71,5° | 26 | 5,5 |
| 14.03.1975 | 29,9° | 71,3° | 59 | 5,5 |
| 07.05.1976 | 28,0° | 71,3° | * | 5,5 |
| 04.12.1976 | 28,4° | 71,3° | * | 5,5 |
| 26.08.1977 | 29,4° | 72,1° | 14 | 5,5 |
| 12.12.1977 | 30,0° | 72,3° | 5 | 5,5 |
| 10.12.1933 | 30,0° | 71,0° | 0 | 5,6 |
| 01.01.1934 | 29,5° | 71,0° | 0 | 5,6 |
| 20.08.1970 | 28,5° | 67,4° | 139 | 5,7 |

(*) Profundidad focal restringida a 33 Kms.

(Continúa)

| Fecha | Coord. Probable Epicentro | | Prof. | |
|------------|---------------------------|--------------------|-------|-----|
| | Latitud (Sur) | Longitudud (Oeste) | m | M |
| 13.03.1975 | 29,8º | 71,3º | 51 | 5,7 |
| 31.08.1976 | 29,7º | 73,3º | 20 | 5,7 |
| 07.01.1974 | 29,7º | 71,1º | 35 | 5,8 |
| 17.01.1974 | 28,7º | 70,1º | 83 | 5,8 |
| 13.03.1975 | 29,7º | 71,3º | ** | 5,8 |
| 08.06.1975 | 29,9º | 71,3º | 53 | 5,8 |
| 29.06.1931 | 29,5º | 71,0º | 0 | 6,0 |
| 19.03.1937 | 29,0º | 70,0º | 70 | 6,0 |
| 20.08.1974 | 28,4º | 69,0º | 93 | 6,0 |
| 18.09.1977 | 29,9º | 71,5º | * | 6,0 |
| 05.10.1977 | 28,2º | 70,7º | 52 | 6,0 |
| 20.02.1974 | 30,0º | 68,6º | 115 | 6,2 |
| 08.04.1976 | 28,1º | 70,8º | 52 | 6,2 |
| 24.04.1976 | 28,5º | 70,3º | 94 | 6,2 |
| 18.01.1939 | 29,5º | 71,0º | 70 | 6,3 |
| 01.10.1940 | 30,0º | 72,5º | 80 | 6,5 |
| 20.04.1955 | 30,0º | 72,5º | 0 | 6,5 |
| 24.07.1957 | 30,0º | 70,5º | 0 | 6,5 |
| 12.07.1965 | 28,4º | 68,2º | 118 | 6,5 |
| 19.11.1973 | 28,5º | 70,9º | 58 | 6,5 |
| 13.03.1975 | 29,9º | 71,3º | 4 | 6,5 |
| 15.03.1970 | 29,7º | 69,5º | 119 | 6,6 |
| 05.02.1971 | 28,2º | 70,6º | 55 | 6,7 |
| 18.05.1971 | 28,4º | 68,8º | 95 | 6,7 |
| 29.11.1943 | 29,5º | 68,5º | 100 | 6,8 |
| 28.11.1971 | 29,8º | 69,5º | 105 | 6,8 |
| 14.01.1936 | 29,0º | 62,5º | 620 | 6,9 |
| 13.03.1975 | 29,9º | 71,3º | 4 | 6,9 |
| 19.04.1955 | 30,0º | 72,0º | 0 | 7,0 |
| 19.04.1955 | 30,0º | 72,0º | ** | 7,1 |
| 12.04.1955 | 30,0º | 70,0º | - | 7,2 |
| 07.12.1912 | 29,0º | 62,5º | 620 | 7,5 |
| 20.05.1918 | 28,5º | 71,5º | 80 | 7,5 |
| 17.11.1849 | 29,9º | 71,6º | - | 8,0 |
| 11.11.1922 | 28,5º | 71,0º | ** | 8,3 |

(*) Profundidad focal restringida a 33 kms.

(**) Profundidad focal menor que 60 kms.

CUADRO Nº V.A.3-2-3

PROBABILIDAD DE OCURRENCIA DE LOS SISMOS

| Período de Retorno (Años) | MAGNITUD ESPERADA | |
|------------------------------|-------------------|----------------------|
| | Sismos Costeros | Sismos Continentales |
| 5 | 6,1 | 5,7 |
| 10 | 6,4 | 5,9 |
| 30 | 6,9 | 6,3 |
| 50 | 7,1 | 6,5 |
| 100 | 7,4 | 6,8 |
| 250 | 7,8 | 7,1 |
| 500 | 8,1 | 7,4 |
| 1.000 | 8,4 | 7,5 |

CUADRO Nº V.A.3-2-4

ACELERACION SISMICA

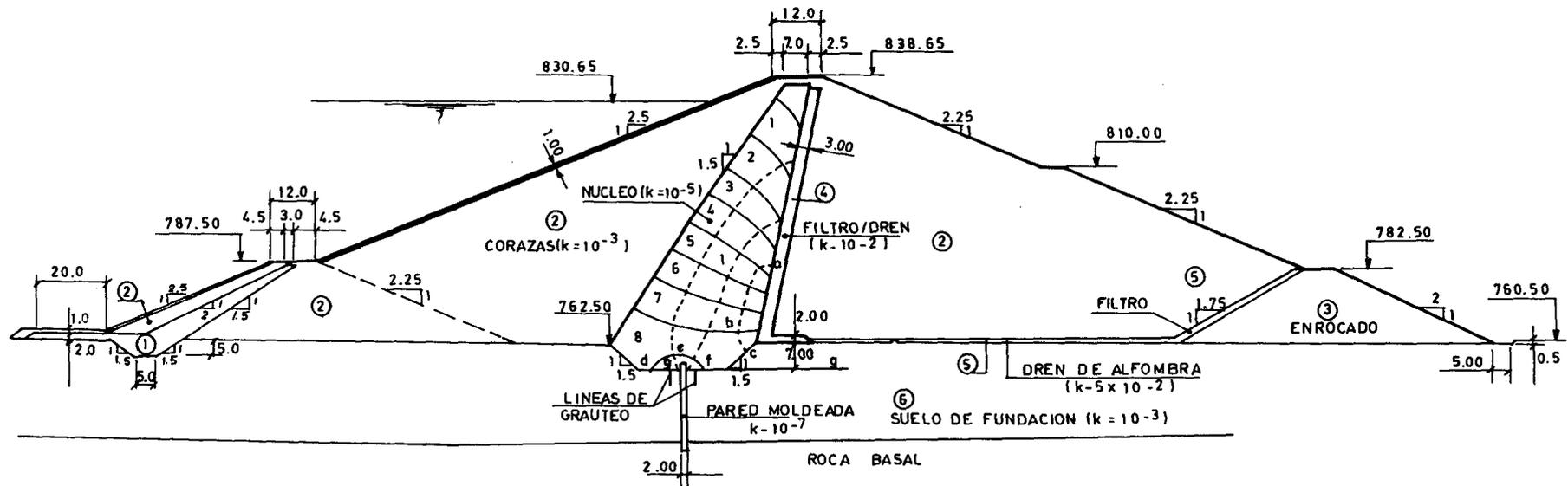
| Sector | θ (Años) | M | h(km) | r(km) | I(r) | a(cm/seg ²) | k |
|-------------|-----------------|-----|-------|-------|------|-------------------------|------|
| Costero | 1.000 | 8,4 | 30 | 61,8 | 8,9 | 300 | 0,30 |
| Costero | 100 | 7,4 | 30 | 61,8 | 7,5 | 100 | 0,10 |
| Continental | 1.000 | 7,5 | 90 | 96,2 | 7,1 | 70 | 0,07 |
| Continental | 100 | 6,8 | 90 | 96,2 | 6,1 | 30 | 0,03 |

RESULTADOS DEL CALCULO DE ESTABILIDAD DE LA PRESA

| CASO | Factor de Seguridad | |
|------|---------------------|----------|
| | Condición | |
| | Estática | Dinámica |
| 1º | 2,3 | 1,8 |
| 2º | 2,2 | 1,4 |
| 3º | 2,2 | 1,7 |

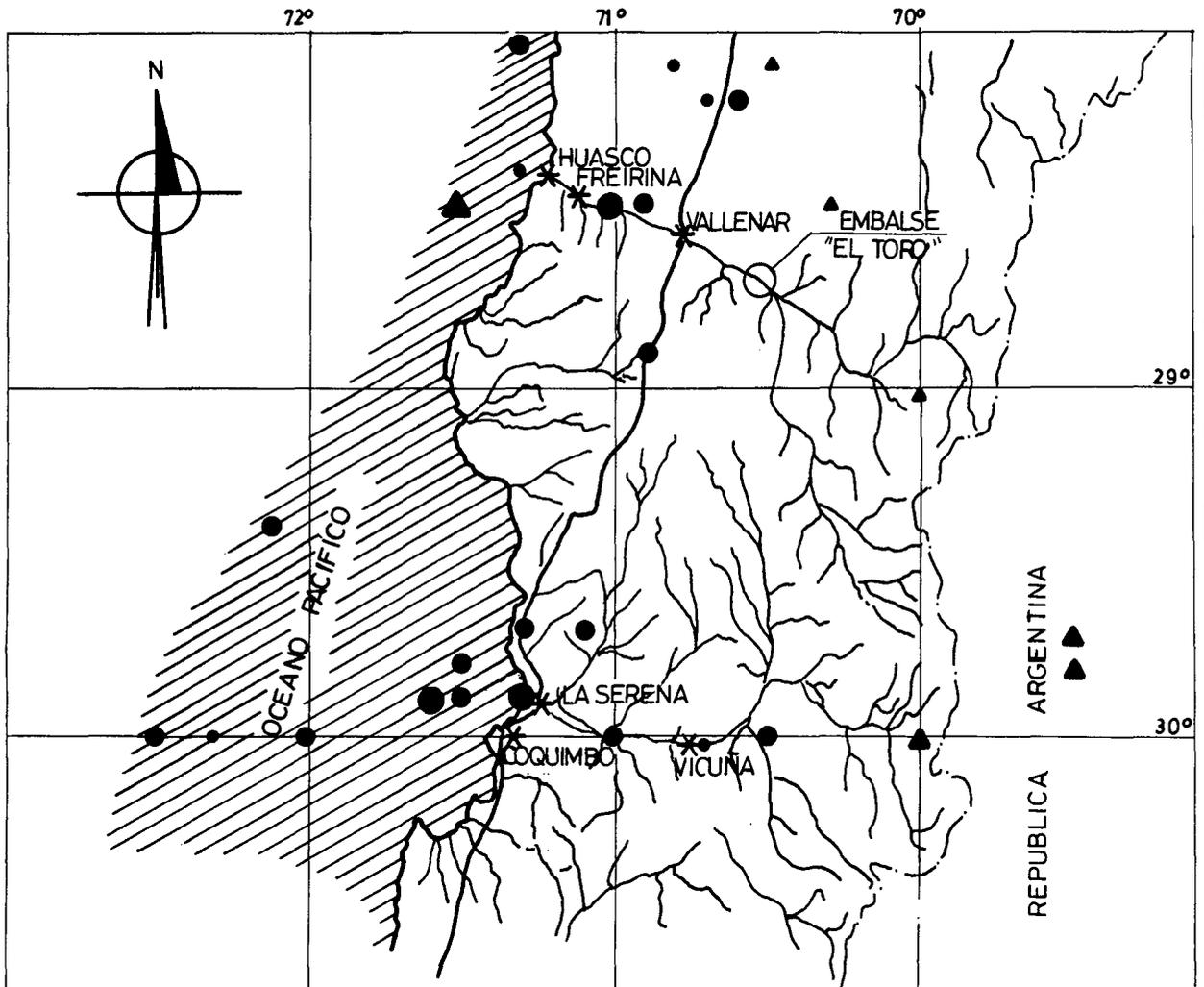
MALLA DE ESCURRIMIENTO PRESA EL TORO

CAPACIDAD : 120 MILLONES DE M³



fg = PROLONGACION LINEA d-e-f
EN EL SUELO DE FUNDACION

SISMOS CON $M > 5.5$ OCURRIDOS ENTRE
 LOS 28° Y 30° DE LATITUD SUR DESDE
 1822 A MAYO 1981

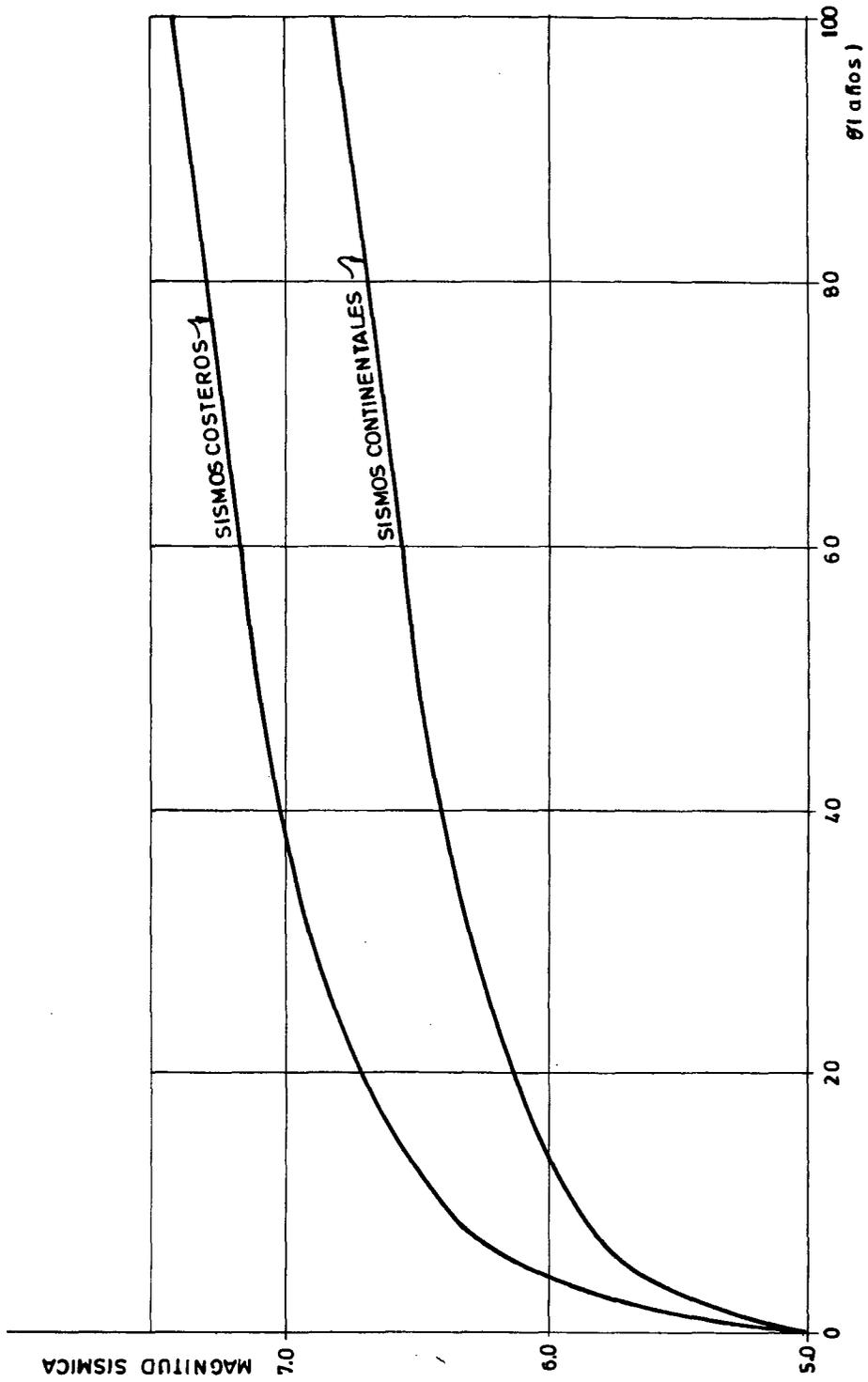


SIMBOLOGIA

| $0 \leq h < 70$ Km. | $70 \leq h < 300$ Km. | |
|----------------------|-----------------------|-----------------------|
| ● $5.5 \leq M < 6.5$ | ▲ $5.5 \leq M < 6.5$ | M = MAGNITUD RICHTER |
| ● $6.5 \leq M < 7.5$ | ▲ $6.5 \leq M < 7.5$ | h = PROFUNDIDAD FOCAL |
| ● $7.5 \leq M$ | ▲ $7.5 \leq M$ | |

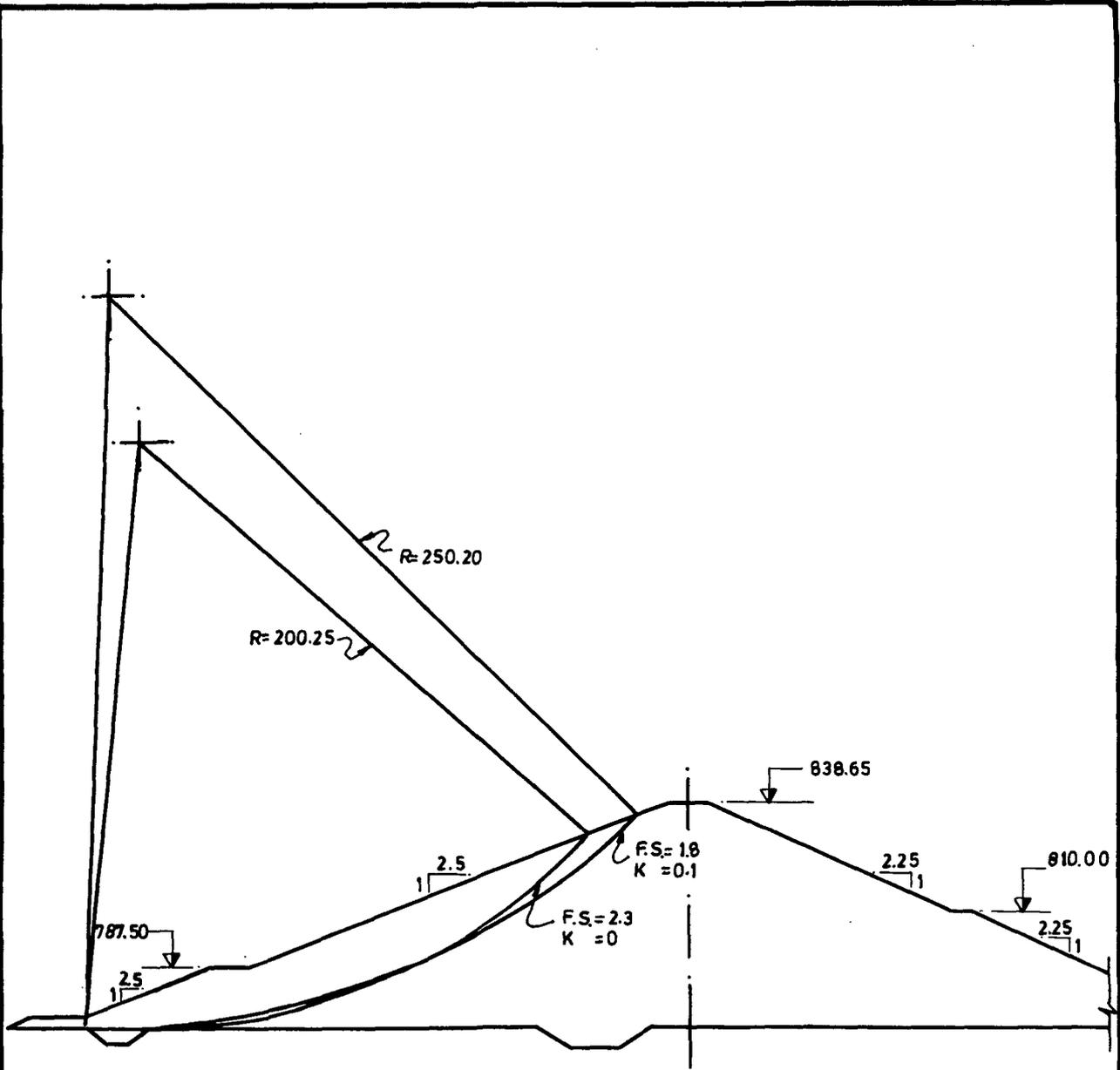
EPICENTROS

FIGURA N° V.A. 3-2-2



MAGNITUD SISMICA \forall s PERIODO DE RETORNO

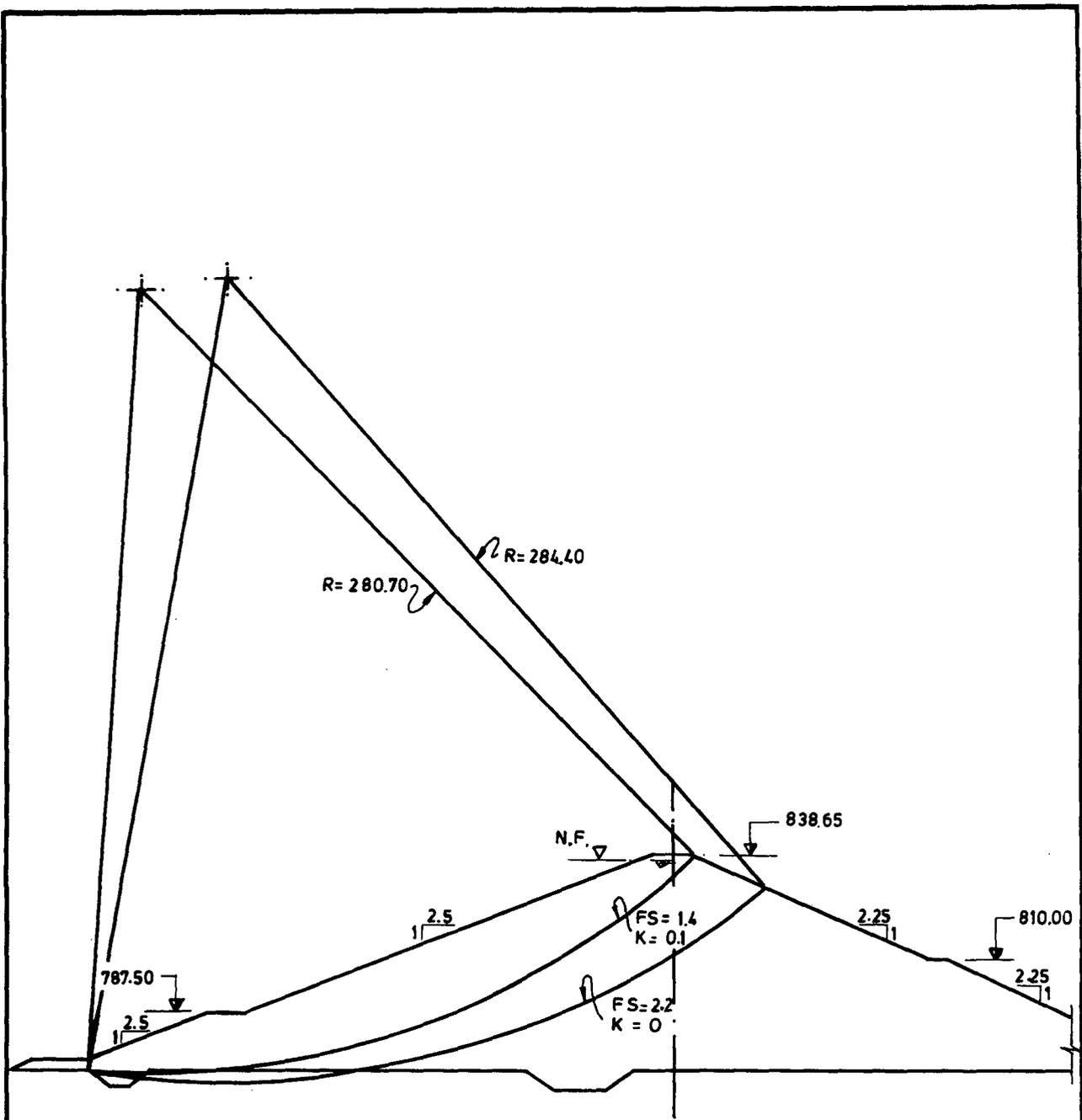
FIGURA Nº V.A. 3-2-3



PARAMETROS
 $c = 10 \text{ T/m}^2$
 $\phi = 38^\circ$
 $\gamma = 20 \text{ T/m}^3$

ANALISIS DE ESTABILIDAD
 TALUD AGUAS ARRIBA
 PRESA RECIEN CONSTRUIDA

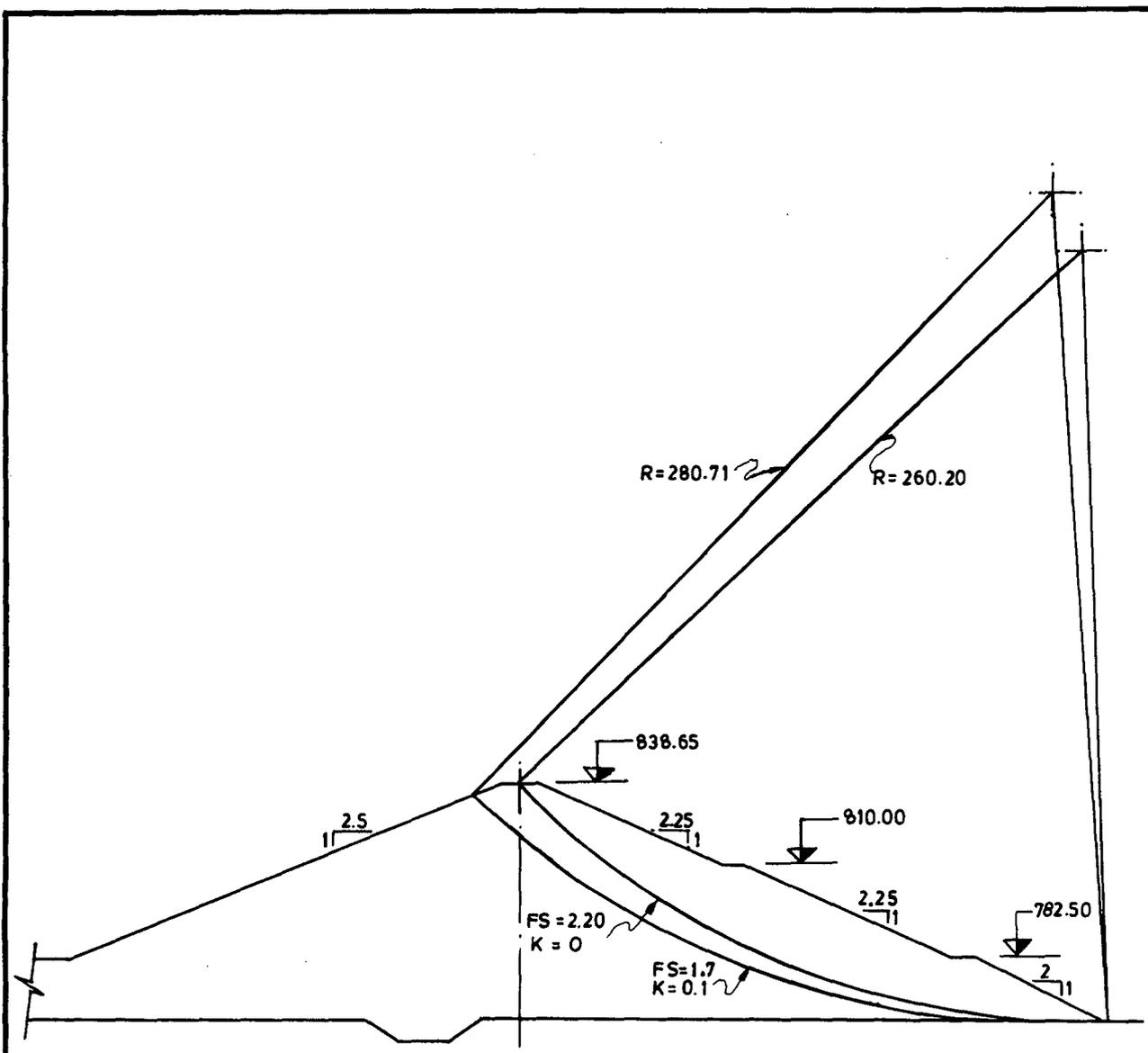
FIGURA N° V.A. 3-2-4



PARAMETROS
 $C = 10 \text{ T/m}^2$
 $\phi = 38^\circ$
 $\gamma = 20 \text{ T/m}^3$

ANALISIS DE ESTABILIDAD
 TALUD AGUAS ARRIBA
 VACIADO SUBITO

FIGURA N° V.A. 3-2-5



PARAMETROS

$C = 10 \text{ T/m}^2$

$\beta = 40^\circ$

$\gamma = 20 \text{ T/m}^3$

ANALISIS DE ESTABILIDAD
TALUD AGUAS ABAJO

FIGURA N° V.A. 3-2-6

ANEXO Nº V.A.3-3

PRECIOS UNITARIOS OBRAS MATRICES

| PARTIDA | UNIDAD | PRECIO UNITARIO | |
|--------------------------------|----------------|-----------------|-------------|
| | | COSTO DIRECTO | COSTO TOTAL |
| 1. Presa de tierra | | | |
| Excavación en terreno común | m ³ | 158 | 190 |
| Excavación en roca | m ³ | 833 | 1.000 |
| Transporte de excedentes | | | |
| DM = 0,5 km | m ³ | 132 | 158 |
| Relleno núcleo | m ³ | 326 | 391 |
| Relleno corazas | m ³ | 290 | 348 |
| Enrocado de pie | m ³ | 328 | 394 |
| Filtro dren | m ³ | 392 | 470 |
| Dren de alfombra | m ³ | 374 | 449 |
| Pedraplén | m ³ | 510 | 612 |
| Pared moldeada | m ³ | 10.500 | 12.600 |
| Líneas de grauteo | m ³ | 4.000 | 4.800 |
| Carpeta de rodado | m ³ | 698 | 838 |
| 2. Caminos | | | |
| Escarpe | m ³ | 142 | 170 |
| Sub base | m ³ | 657 | 788 |
| Base | m ³ | 698 | 838 |
| Alcantarillas acero corrugado | c/u | 85.000 | 102.000 |
| Ø 500 NIM L = 12 m | | | |
| Puente 2 pistas, 15 m luz | c/u | 3.750.000 | 4.500.000 |
| 3. Obras Anexas | | | |
| Excavación común | m ³ | 215 | 258 |
| Excavación en roca | m ³ | 990 | 1.188 |
| Pedraplén | m ³ | 510 | 612 |
| Transporte excedentes | | | |
| DM = 0,7 km | m ³ | 190 | 247 |
| DM = 1 km | m ³ | 250 | 325 |
| Excavación túnel | m ³ | 4.250 | 5.525 |
| Hormigón túnel | m ³ | 7.260 | 9.438 |
| Moldaje túnel | m ³ | 1.590 | 2.067 |
| Moldaje recto corriente | m ³ | 520 | 676 |
| Anclajes Ø 20 túnel | kg | 280 | 364 |
| Malla ACMA túnel | m ² | 1.800 | 2.340 |
| Marcos de refuerzo túnel | kg | 160 | 208 |
| Barras de refuerzo túnel | kg | 86 | 112 |
| Relleno estructural | m ³ | 615 | 800 |
| Moldaje curvo | m ³ | 1.600 | 2.080 |
| Hormigón estructuras clase "E" | m ³ | 6.000 | 7.800 |

| PARTIDA | UNIDAD | PRECIO UNITARIO | |
|--------------------------------|----------------|-----------------|-------------|
| | | COSTO DIRECTO | COSTO TOTAL |
| Barras de refuerzo estructuras | kg | 70 | 91 |
| Gaviones | m ³ | 2.000 | 2.600 |
| Estructuras metálicas | kg | 175 | 228 |
| Revestimientos Steel Panel | m ² | 1.500 | 1.950 |
| Radier afinado | m ³ | 8.400 | 10.920 |
| Tabiques | m ² | 1.400 | 1.820 |
| Cielo | m ² | 700 | 910 |
| Puertas, marco y quincallería | c/u | 6.000 | 7.800 |
| W C | c/u | 10.000 | 13.000 |
| Lavatorio | c/u | 7.000 | 9.100 |
| Barandas metálicas Ø 1" | kg | 180 | 234 |
| Reja malla | m ² | 1.800 | 2.340 |

ANEXO Nº V.A.3-4

VARIANTE DE LOS CAMINOS DE EL CARMEN Y EL TRANSITO

Variante de los caminos de El Carmen y El Tránsito

De acuerdo a lo observado en el plano Nº 12.2 del álbum de planos, las aguas del embalse El Toro inundarán los caminos de acceso a los valles de El Carmen y El Tránsito. Ello obliga a construir un nuevo camino (que se muestra en el mismo plano) por la ladera sur del río Huasco (camino a Vallenar), que se bifurca en uno que continúa por la ribera izquierda del río El Carmen (camino de El Carmen) y otro camino que, después de cruzar el coronamiento de la presa, continúa por la ribera norte del río El Tránsito (camino de El Tránsito).

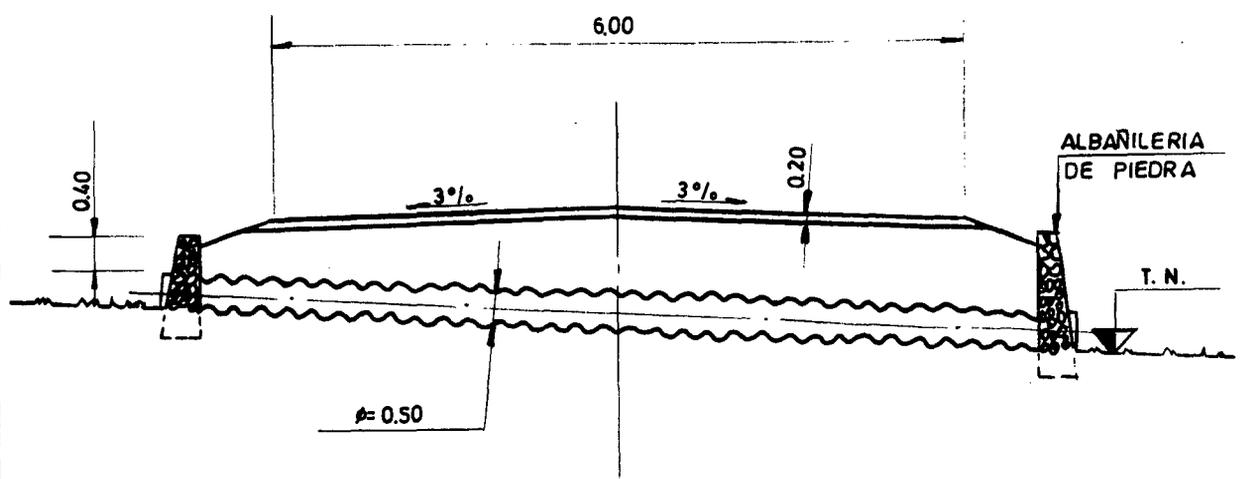
La longitud total de los tres tramos de nuevos caminos es de 16,25 km, a los que hay que agregar un camino de 0,15 km para el acceso a la central hidroeléctrica proyectada. Las características resumidas en estos caminos se encuentran en el cuadro Nº V.A.3-4-1.

Las características físicas de los caminos se pueden encontrar en los perfiles típicos mostrados en las figuras Nº V.A.3-4-1 y V.A.3-4-2.

VARIANTE DE LOS CAMINOS DE EL CARMEN Y EL TRANSITO

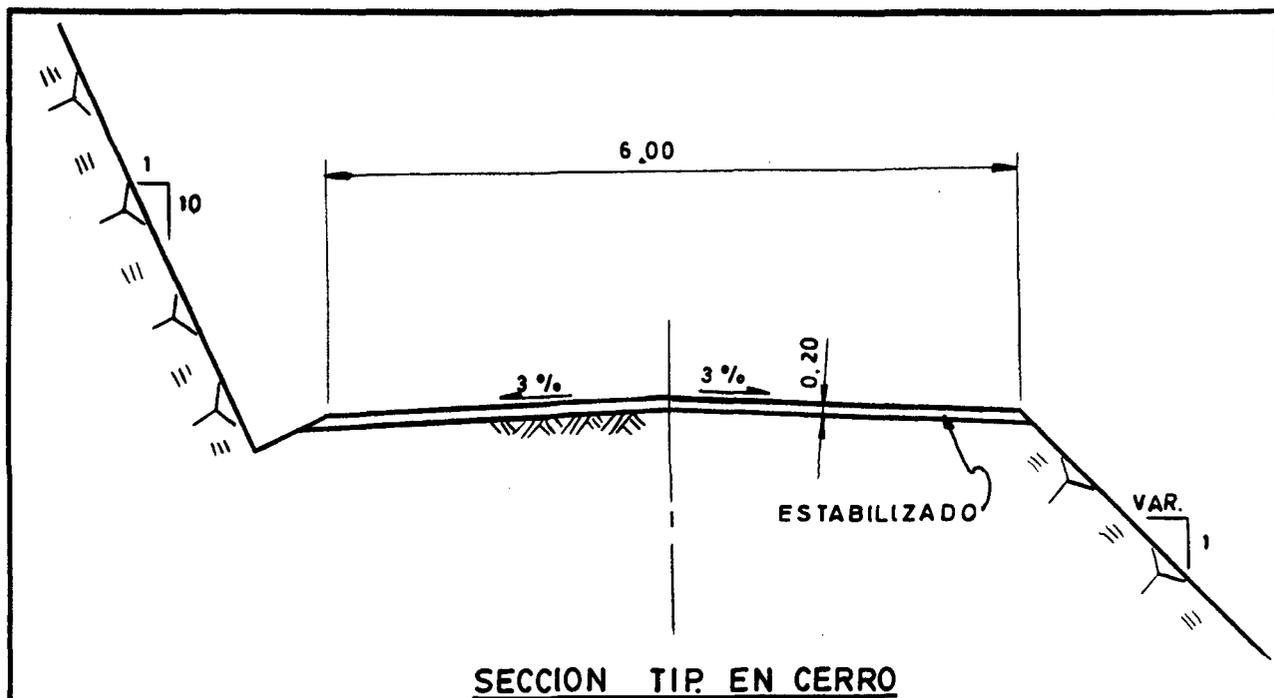
| CAMINO | Long km | Terreno Tipo (Km) | | Obras de Arte | Puentes Río Huasco |
|-----------------------------|------------|-------------------|-------|------------------|-----------------------|
| | | Cerro | Valle | | |
| . A Vallenar | 2,65 | 2,5 | 0,15 | 5 | --- |
| . El Tránsito | 7,90 | 6,7 | 1,2 | 26 | 1 |
| . El Carmen | 5,70 | 5,0 | 0,7 | 16 | --- |
| . Central hidroeléctrica | 0,15 | --- | 0,15 | 1 | 1 |

Las características físicas de los caminos se pueden encontrar en los perfiles típicos mostrados en figuras Nos. V.A.3-4-1 y V.A.3-4-2.

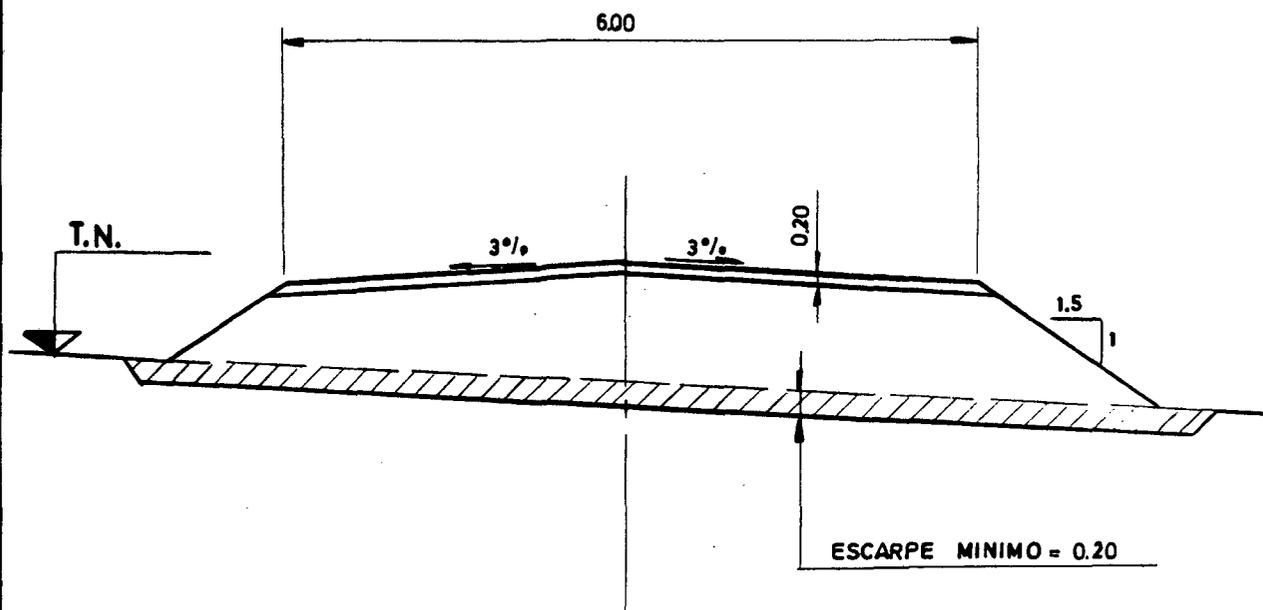


OBRA DE CRUCE TIPICA

FIGURA Nº V.A. 3-4-1



SECCION TIP. EN CERRO



SECCION TIP EN VALLE