

COMISION NACIONAL DE RIEGO

**ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DEL VALLE DE ELQUI
VOLUMEN 8**

CAP. XI ANTEPROYECTO DE OBRAS CIVILES

I N A - INGENIEROS CONSULTORES

ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO VALLE DE ELQUI

INDICE GENERAL

VOLUMEN 1	CAPITULO I	- RESUMEN Y CONCLUSIONES
	I.1	. Generalidades
	I.2	. Resumen y Conclusiones
	CAPITULO II	- MARCO DE REFERENCIA DEL PROYECTO (Anexo)
VOLUMEN 2	CAPITULO III	- INFRAESTRUCTURA DEL AREA
	III.1	. Situación Actual Agropecuaria (Anexo)
	III.2	. Infraestructura Agrícola
	III.3	. Infraestructura de Canales
VOLUMEN 3	CAPITULO IV	- RECURSOS DE AGUA
	IV.1	. Pluviometría (Anexos)
	IV.2	. Fluviometría (Anexos)
	IV.3	. Sedimentación (Anexos)
	IV.4	. Estudio Hidrogeológico (Anexos)
	IV.5	. Calidad de las Aguas (Anexos)
	IV.6	. Estudio de Recuperaciones (Anexos)
VOLUMEN 4	CAPITULO V	- DEMANDAS DE AGUA
	V.1	. Clima (Anexos)
	V.2	. Suelos
	V.3	. Demandas de Agua por los Cultivos
	V.4	. Otros Usos del Agua
	CAPITULO VI	- DIAGNOSTICO SITUACION ACTUAL
	VI.1	. Estructura de la Propiedad Agrícola
	VI.2	. Sistema Actuales de Riego
	VI.3	. Bienes Prediales
	VI.4	. Situación Actual de la Producción
	CAPITULO VII	- ALTERNATIVAS DE OBRAS CIVILES
	VII.1	. Alternativas de Embalses
	VII.2	. Conducciones (Anexos)
	VII.3	. Explotación Acuífero Subterráneo

VOLUMEN 5	CAPITULO VIII	- PLAN DE DESARROLLO AGRICOLA
	VIII.1	. Bases para el Desarrollo Agrícola
	VIII.2	. Descripción y Análisis de las Principales Especies
	VIII.3	. Estudios de Mercados, Comercialización y Precios
	VIII.4	. Tasas de Riego
	VIII.5	. Mejoramiento de Puesta en Riego
	VIII.6	. Uso Futuro del Suelo (Anexo)
	VIII.7	. Programa de Implantación del Plan de Desarrollo Agrícola (Anexo)
	VIII.8	. Programa de Apoyo a la Producción
VOLUMEN 6	CAPITULO IX	- DEMANDA FUTURA DE AGUA
	CAPITULO X	- OPERACION MODELOS DE SIMULACION
	X.1	. Modelo de Simulación de los Recursos Hidráulicos Superficiales (Anexos)
	X.2	. Modelo Hidrogeológico (Anexos)
VOLUMEN 7	CAPITULO XI	- ANTEPROYECTO OBRAS CIVILES
	XI.1	. Estudio de Crecidas (Anexos)
	XI.2	. Bases Topográficas
	XI.3	. Anteproyecto de Embalses (Anexos)
	XI.4	. Anteproyecto de Canales (Anexos)
VOLUMEN 8	ANEXOS (Continuación)	
VOLUMEN 9	CAPITULO XII	- EVALUACION ECONOMICA
	XII.1	. Análisis de Indicadores Económicos (Anexos)
	XII.2	. Metodología y Cálculo de Indicadores a Precios Sociales (Anexos)
	XII.3	. Análisis de las Alternativas (Anexos)
VOLUMEN 10	ALBUM DE PLANOS	
	III.3	. Infraestructura de Canales (32 Planos)
	IV.4	. Estudio Hidrogeológico (12 Planos)
	XI	. Anteproyecto Obras Civiles (22 Planos)

CAP. XI ANTEPROYECTO DE OBRAS CIVILES
INDICE DEL CAPITULO

VOLUMEN 7

- XI.1 ESTUDIO DE CRECIDAS**
- XI.2 BASES TOPOGRAFICAS**
- XI.3 ANTEPROYECTO DE EMBALSE**
- XI.4 ANTEPROYECTO DE CANALES**

ANEXOS

- XI.A.1.1 Series Anuales de QM_d y QM_i**
- XI.A.1.2 Correlaciones Gráficas**
- XI.A.1.3 Series Anuales de Precipitaciones Máximas de 24 y 48 Horas**
- XI.A.3.1 Emb. Puclaro. Memoria de Cálculo de la Presa**
- XI.A.3.2 Emb. Puclaro. Memoria de Cálculo del Evacuador de Crecidas**
- XI.A.3.3 Emb. Puclaro. Memoria de Cálculo de Obras de Desviación, Desague de Fondo y Obras de Entrega Ribera Izquierda.**
- XI.A.3.4 Emb. Algarrobal. Estudio Geotécnico**

VOLUMEN 8

ANEXOS

- XI.A.3.5 Emb. Algarrobal. Prospecciones**
- XI.A.3.6 Emb. Algarrobal. Memoria de Cálculo de la Presa**
- XI.A.3.7 Emb. Algarrobal. Memoria de Cálculo Evacuación de Crecidas**
- XI.A.3.8 Emb. Algarrobal. Memoria de Cálculo Obras de Desviación, y Desague de Fondo en Ribera Derecha.**
- XI.A.3.9 Emb. Algarrobal. Memoria de Cálculo Obras de Entrega**
- XI.A.3.10 Análisis de Precios Unitarios para Embalses**
- XI.A.4.1 Estudio de Precios Unitarios en Canales**
- XI.A.4.2 Costo para Algunas Secciones de Canal**
- XI.A.4.3 Cubicaciones**

ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DEL VALLE DE ELQUI

CAPITULO XI - PROYECTO DE OBRAS CIVILES SUBCAPITULO 3 - ANTEPROYECTO DE EMBALSES

ANEXO XI.A.3.5

EMBALSE ALGARROBAL

PROSPECCIONES

I N D I C E

	<u>PAGINA</u>
SECCION 1 ESTUDIO DE REFRACCION SISMICA	XI.A.3.5.1
SECCION 2 RECONOCIMIENTO GEOLOGICO	XI.A.3.5.25
SECCION 3 REGISTROS DE CALICATAS	XI.A.3.5.50
SECCION 4 REGISTRO SONDAJE S-1	XI.A.3.5.85
SECCION 5 ENSAYOS DE LABORATORIO	XI.A.3.5.89

EMBALSE ALGARROBAL

ANEXO XI.A.3.5

PROSPECCIONES

SECCION 1 - ESTUDIO DE REFRACCION SISMICA

I N D I C E

	<u>PAGINA</u>
1. INTRODUCCION	XI.A.3.5.1
2. METODO DE REFRACCION SISMICA	XI.A.3.5.2
3. TRABAJOS DE TERRENO	XI.A.3.5.4
4. RESULTADOS	XI.A.3.5.7
5. RESUMEN Y CONCLUSIONES	XI.A.3.5.13

FIGURAS

FIG. 1	UBICACION GENERAL ZONA DE ESTUDIO
FIG. 2	PLANTA E ISOBATICO DEL BASAMENTO
FIG. 3	PERFILES SISMICOS PS-1, 2 y 3
FIG. 4	PERFILES SISMICOS PS-4, 5 y 6
FIG. 5	SECCION A LO LARGO DEL EJE PRESA PROYECTADA

APENDICE

CURVAS CAMINO-TIEMPO

1. INTRODUCCION

Para realizar algunos estudios de proyecciones, IPLA Ltda.-G.Noguera y Asociados Ltda. contrataron a Geoexploraciones Ltda. para realizar un estudio geofísico en los terrenos del anteproyecto Embalse Algarrobal, ubicado unos 17 km al interior de Vicuña, en el valle del río Elqui, en la IV Región (Figura 1).

El objetivo del estudio fue explorar el subsuelo del valle y en especial localizar en forma y profundidad la roca basal en torno el eje de la presa proyectada.

Para cumplir con este objetivo se propusieron y realizaron 6 perfiles de refracción sísmica, que cubren la sección del valle a explorar.

El presente informe contiene la descripción de los trabajos de terreno y la interpretación y análisis de los resultados que se obtuvieron.

Los trabajos de terreno se llevaron a efecto entre los días 24 y 29 de abril de 1985, realizándose 3002 m de refracción sísmica distribuidos en 6 perfiles.

2. METODO DE REFRACCION SISMICA

En la investigación del subsuelo de sitios en que se proyecta la construcción de obras civiles tales como túneles, represas o centrales nucleares se hace cada vez más frecuente el uso de los métodos geofísicos para complementar y programar los estudios mediante sondajes mecánicos.

El método geofísico aplicado con mayor frecuencia es el de refracción sísmica. Este método permite diferenciar los estratos del subsuelo de acuerdo a las velocidades de propagación de ondas elásticas de compresión dentro de ellos. Asimismo, permite calcular la profundidad a las diversas interfaces y el posible buzamiento de los horizontes refractores.

La técnica consiste en generar ondas elásticas mediante explosiones en la superficie y medir el tiempo que se demora la energía en propagarse desde la fuente u origen a cada uno de una serie de detectores o geófonos ubicados a lo largo de una línea. Conocido el arreglo geométrico fuente-detectores y el tiempo de viaje de las ondas compresionales, es posible la construcción de los Diagramas "Camino-Tiempo", que constituyen la base de la interpretación posterior.

La teoría del método de refracción sísmica postula el cumplimiento de las siguientes hipótesis:

- El subsuelo está dividido en capas planas de cualquier inclinación.
- La velocidad de propagación de ondas elásticas es constante dentro de cada capa.

XI.A.3.5.3

- Las velocidades de capas sucesivamente más profundas son sucesivamente mayores.
- Las capas son de un espesor suficiente para poder apreciar la onda refractada en ellas.

Los resultados de un estudio de refracción sísmica serán tanto más confiables, cuanto mejor se cumplan las hipótesis postuladas. En general, la precisión del método varía entre un 80% y un 90%.

La teoría del método y los diversos procedimientos de interpretación se encuentran suficientemente difundidos en las publicaciones especializadas por lo que no se entra en el detalle de esta materia.

A partir de las curvas "Camino-Tiempo" se elige el modelo que mejor se ajusta al conjunto de datos de terreno y se afina la interpretación, considerando las condiciones topográficas y geológicas de superficie. Se obtiene así una interpretación en forma de corte o perfil a lo largo de la línea investigada, en la que se muestran las capas del sub-suelo y sus espesores. Además, se sugiere una correlación probable con estratos geológicos.

Sin embargo, es importante señalar que el método de refracción sísmica en si mismo sólo diferencia capas de acuerdo a las velocidades de propagación de ondas elásticas en ellas. La correlación geológica se establece posteriormente, en lo posible, con información adicional tal como sondajes y reconocimiento geológico superficial.

Las informaciones de profundidad que da el método deben entenderse como distancias a las interfaces determinadas y no son por lo tanto necesariamente verticales. Asimismo los manteos son aparentes, determinados sobre un plano que contiene la línea de perfil.

3. TRABAJOS DE TERRENO

Los trabajos de terreno comenzaron el día 24 de abril con el traslado de personal y equipos a la zona del estudio.

En los días sucesivos y hasta el 29 de abril se realizaron las siguientes actividades con las características que se señalan:

TOPOGRAFIA

Los perfiles fueron ubicados de común acuerdo entre los ingenieros de IPLA LTDA. - G. NOGUERA Y ASOC. LTDA. y el geofísico de GEOEXPLORACIONES LTDA., atendiendo aspectos como su mejor ubicación y dirección para detectar la roca y accesibilidad dentro del área.

Finalmente los perfiles ejecutados son aquellos cuya ubicación en planta se muestra en la figura 2 a escala 1:2500. Todos ellos se ubicaron en sentido longitudinal al eje del valle con el objeto de lograr una mejor resolución y evitar problemas de interpretación derivados de velocidades aparentes que se suelen registrar en perfiles transversales al valle.

Se realizó un levantamiento taquimétrico de todos los perfiles, determinándose coordenadas y cotas de los geófonos, pozos de disparo y marcas permanentes de terreno.

XI.A.3.5.5

El levantamiento taquimétrico se realizó con un teodolito Wild THEO 020 con lectura angular al minuto centesimal y medidas de distancia sobre mira.

SISMICA

Para la ejecución de los perfiles sísmicos se usó el método de refracción sísmica del cual se dió una breve síntesis en el capítulo 2 de este informe.

Se empleó un equipo de refracción sísmica portátil, de 12 canales, registro fotográfico continuo y resolución temporal de ± 2 milisegundos.

La energía sísmica se produjo con disparos de 5 a 15 cartuchos de amon gelatina 60%, iniciados por fulminantes eléctricos instantáneos que se detonan desde la unidad de registro, generando una señal de tiempo origen.

Como los terrenos del piso del valle se encuentran saturados y con aguas aposada o aflorando profusamente, se obtuvo un acoplamiento energético muy bueno, el cual permitió el registro de buenos sismogramas.

XI.A.3.5.6

Se usaron geófonos de sensibilidad vertical y frecuencia propia de 14 c.p.s.

La Tabla I siguiente resume las características principales de los perfiles ejecutados: (ver también figura 2)

TABLA I

PERFIL	LONGITUD (m)	INTERVALO GEOFONOS (m)	DISPAROS	OBSERVACIONES
PS-1	678	29	6	Berma S del camino asfaltado Vicuña - Rivadavia
PS-2	564	25	6	Centro del valle
PS-3	678	29	6	Orilla N cauce actual río Elqui
PS-4	359	29	3	Orilla N cauce actual río Elqui, Sector W.
PS-5	359	29	3	Orilla S cauce actual río Elqui, sector E
PS-6	364	30	3	Terraza SE valle río Elqui
TOTALES	3002	--	-	

4. RESULTADOS

La figura 2 muestra la ubicación de los perfiles sísmicos en una planta a escala 1:2.500. En ella se han incluido los puntos o marcas que permitirán el replanteo posterior de los perfiles.

Se muestra además en este plano un trazado de isóbatas del basamento rocoso, obtenido a partir del resultado de los perfiles individuales.

Las figuras 3 y 4 muestran las secciones interpretadas a lo largo de los perfiles sísmicos, incluyendo topografía de superficie.

Finalmente la figura 5 muestra una sección resumen según el posible eje del tranque, donde se han graficado los resultados de los 5 perfiles ubicados en sus inmediaciones.

Antes de entrar en el detalle de los resultados es conveniente señalar que el método de refracción sísmica en si solo diferencia los estratos del subsuelo de acuerdo a sus velocidades sísmicas compresio-nales y según planos que contienen trayectorias de tiempo mínimo. Estos planos no son necesariamente verticales. La interpretación lito-estratigráfica que se da es solo tentativa, ya que, por ejemplo, un estrato de 2500 a 3000 m/seg puede corresponder a depósitos compacos o bien a roca basal muy fracturada o alterada.

ESTRATIGRAFIA SISMICA GENERAL

De acuerdo a las velocidades compresionales registradas, se pueden determinar los siguientes estratos sísmicos:

- Estrato superficial con velocidades compresionales variables entre 500 y 1200 m/seg, con espesores típicos entre 5 y 10 m, correspondiente a la capa intemperizada o "weathering", constituido en general por gravas sueltas o localmente arenas gruesas (PS-6).
- Estrato de velocidad intermedia, con valores típicos entre 2100 y 2600 m/seg, correspondiente principalmente a depósitos fluviales compactos. Este estrato llega hasta la roca basal y es posible que localmente incluya en su base una porción de esta roca alterada o fracturada (antigua superficie de erosión).

El espesor de este estrato es variable entre unos 20 y unos 100 m.

- Estrato basal de alta velocidad compresional, con valores entre 4500 y 5000 m/seg, correspondiente a la roca basal del sector. A juzgar por estos altos valores de velocidad compresional, la roca es de buenas características geotécnicas.

PERFIL SISMICO PS-1 (Figura 2 y 3)

Este perfil tiene una longitud de 678 m y se ubica al costado S del camino nuevo asfaltado entre Vicuña y Rivadavia.

XI.A.3.5.9

La sección interpretada muestra los tres estratos ya descritos. Se puede observar que por su proximidad a la roca del estribo N, el perfil muestra roca muy cerca bajo las estacas 4 a 6, donde se detecta una distancia de 27 m entre el perfil y el basamento.

Hacia el W y E la roca profundiza, en la medida que el valle se abre, alcanzando unos 60 m en el extremo E y 100 m en el extremo W.

La velocidad compresional de la roca es uniformemente 5000 m/seg, demostrando buenas características geotécnicas.

PERFIL SISMICO PS-2 (Figuras 2 y 3)

El perfil PS-2 tiene una longitud de 564 m y se ubica aproximadamente en el eje del valle, es de dirección longitudinal del valle, y converge en el E con el perfil PS-3.

La sección interpretada muestra nuevamente una especie de dorsal o lomo en la roca basal, que corresponde a la prolongación en profundidad de la puntilla visible en el estribo N de la angostura.

La roca bajo las estaciones 7 a 9 muestra su menor profundidad, con 65 a 70 m bajo la superficie. Bajo el extremo E se ubica a unos 85 m y bajo el extremo W a 120 m.

La velocidad compresional de la roca sigue en 5000 m/seg como valor típico, en tanto que los depósitos de valle con 2600 m/seg muestran una compacidad levemente mayor que en el perfil PS-1.

PERFIL SISMICO PS-3 (Figuras 2 y 3)

Esta línea de 678 m de longitud se ubica a lo largo de la ribera N del río Elqui en su cauce actual, ubicación que la sitúa al centro sur del valle.

La sección interpretada muestra que la roca bajo las estacas 8 a 9 se encuentra a unos 75 m de profundidad, en la zona del dorsal detectado también por los perfiles PS-1 y PS-2. La profundidad máxima de la roca a lo largo de este perfil se ubica bajo la estaca 17, con unos 105 m. La velocidad de la roca sigue en 5000 m/seg. La velocidad de los rellenos varía entre 2450 y 2500 m/seg.

PERFIL SISMICO PS-4 (Figuras 2 y 4)

El perfil PS-4 de 359 m de longitud se ubica al lado N del río Elqui, y al W del eje proyectado.

La sección interpretada muestra la roca a una profundidad relativamente uniforme entre 90 y 97 m desde la superficie. Su velocidad compresional es de 4500 m/seg, que aun cuando es menor que la medida en los perfiles PS-1 a 3, denota buenas características geomecánicas.

Los depósitos fluviales tienen una velocidad de 2600 m/seg, que los caracteriza de gran compacidad.

PERFIL SISMICO PS-5 (Figuras 2 y 4)

De longitud igual al perfil PS-4, 359 m, el perfil PS-5 se ubica en la orilla S del río Elqui y al E del eje del muro proyectado.

XI.A.3.5.11

Este perfil, a diferencia de los anteriores, se sitúa sobre suelos naturales del piso del valle, ya que este sector no ha sido removido durante los trabajos de encausamiento del río Elquí.

La roca basal se detectó a profundidades variables entre 84 m (estacas 11 a 12) y 98 m (estaca 7), con una velocidad compresional de 4500 m/seg.

Los depósitos de valle presentan una velocidad compresional de 2600 m/seg, semejante que en los demás perfiles realizados sobre el fondo del valle.

PERFIL SISMICO PS-6 (Figuras 2 y 4)

Este perfil de 364 m de longitud se ubica sobre una terraza fluvial antigua, cuyos niveles superiores están constituidos por arenas gruesas.

La sección interpretada muestra algunas variaciones con respecto a los otros perfiles. El estrato superficial de arenas tiene una velocidad compresional de 500 m/seg, y un espesor en el extremo W de unos 12 m.

Hacia el E existe una cuña de materiales cuya velocidad compresional es de 1100 m/seg y que deben estar asociados a aportes de una quebrada lateral que pasa por el extremo E del perfil. Este material se puede ver y muestrear en dos piques de unos 20 m de profundidad que existen cerca del tramo oriental del perfil. (Ver Figura 2)

El estrato intermedio análogo al de los demás perfiles, tiene una velocidad compresional de 2100 m/seg. Esta velocidad resulta inferior

también que en los demás perfiles, probablemente debido a que este material contiene una mayor proporción de escombros de falda (coluvio) y no se encuentra totalmente saturado, como las gravas del lecho fluvial.

La roca basal, de 5000 m/seg, se encuentra a profundidades variables entre 69 m y 85 m.

PLANO ISOBATICO Y SECCION DEL VALLE

La planta de la figura 2 muestra además de los perfiles un plano isobático de la roca basal, interpolado a partir de los resultados de los perfiles ejecutados.

Este plano muestra la proyección en profundidad del afloramiento de roca que se observa en la ladera N de la angostura.

Se puede ver que se forma un dorsal de roca en dirección al S y luego al SW. El cauce original del río sobre la antigua circa del valle se ubica hacia el S, aproximadamente bajo la posición que ocupa actualmente el río Elqui en su lecho encausado artificialmente.

La figura 5, finalmente, muestra una sección del valle a lo largo del eje proyectado del tranque, entre ambos alforamientos de la angostura. Para su dibujo se consideraron los valores de profundidad dados por los perfiles y su interpolación, vertida en el plano isobático de la figura 2.

5. RESUMEN Y CONCLUSIONES

Con el objeto de explorar el subsuelo del valle del río Elqui en el sitio donde se proyecta la construcción del embalse Algarrobal, unos 18 km al E de Vicuña (Figura 1), se realizó una campaña de exploración geofísica.

Durante dicha campaña se realizaron 6 perfiles de refracción sísmica, con un total de 3002 m, cuyo objetivo principal fue ubicar la posición de la roca basal a fin de poder construir una sección del valle (Figuras 2 y 5).

Los resultados de este estudio permiten sacar las siguientes conclusiones:

1. Se ha detectado roca basal en todos los perfiles, a profundidades variables entre 20 y 115 m. En el eje de la presa proyectada, la máxima profundidad de la roca es de unos 96 m, determinados por el perfil sísmico PS-3 (Figura 3).
2. El plano isobático de la roca, determinado a partir de los perfiles sísmicos y su interpolación, reveló la existencia de un dorsal de roca que saliendo del afloramiento del estribo derecho o N, se proyecta hacia el S y luego al SW. El canal o cauce mas profundo del piso del valle se ubica hacia el sector S. (Figuras 2 y 5)
3. Las velocidades compresionales determinadas para la roca variaron entre 4500 y 5000 m/seg, lo cual revela que se trata de roca de

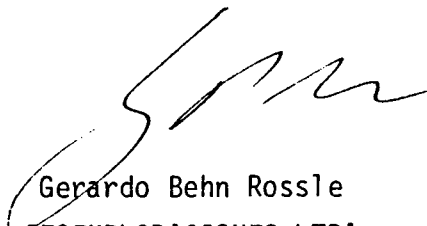
buenas propiedades geomecánicas, con un módulo de Young dinámico "in situ" de unos 305000 a 510000 Kpn/cm².

4. Para los rellenos del valle se determinó una estratigrafía bastante homogénea, con velocidades típicas de 2450 a 2600 m/seg. Este rango de velocidad compresional revela que se trata de depósitos fluviales compactos, con una posible matriz limo-arcillosa y saturados.

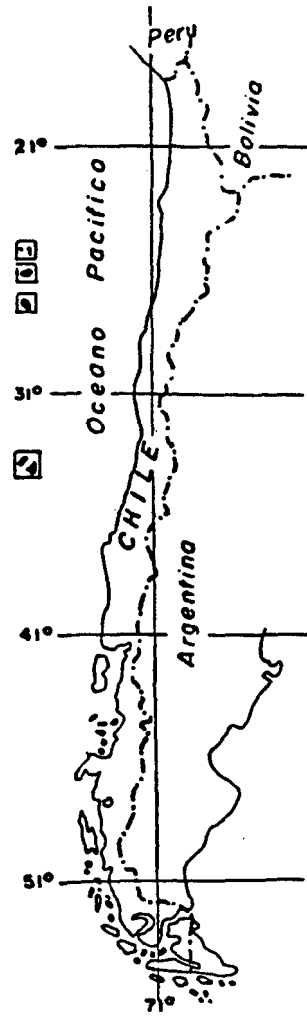
El estrato superficial de baja velocidad no pasa de los 10 metros de espesor.

5. El perfil PS-6 realizado sobre la terraza fluvial Sur del valle, reveló además la existencia de una cuña de escombros de falda de 1100 m/seg, probablemente originada por aportes coluviales de las laderas y quebradas laterales.

El estrato superficial en el caso de este perfil está constituido por arenas gruesas.



Gerardo Behn Rossle
GEOEXPLORACIONES LTDA.



COMISION NACIONAL DE RIEGO

PROYECTO INTEGRAL DE RIEGO VALLE DE ELQUI

IPLA LTDA. - G. NOGUERA Y ASOC. LTDA.

ANTEPROYECTO EMBALSE ALGARROBAL (RIO ELQUI)

ESTUDIO DE REFRACCION SISMICA

PLANO DE UBICACION

Escala 1:500.000

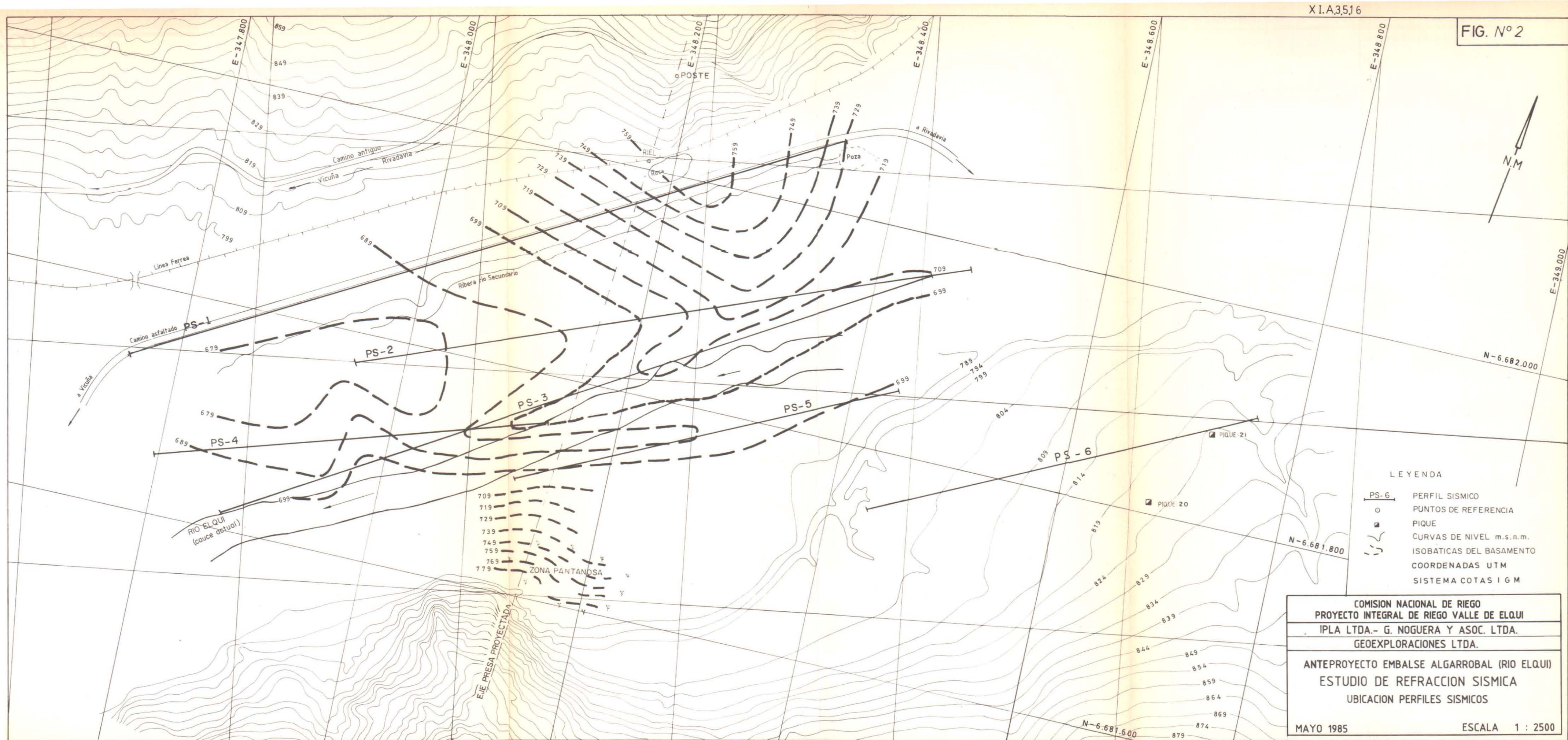


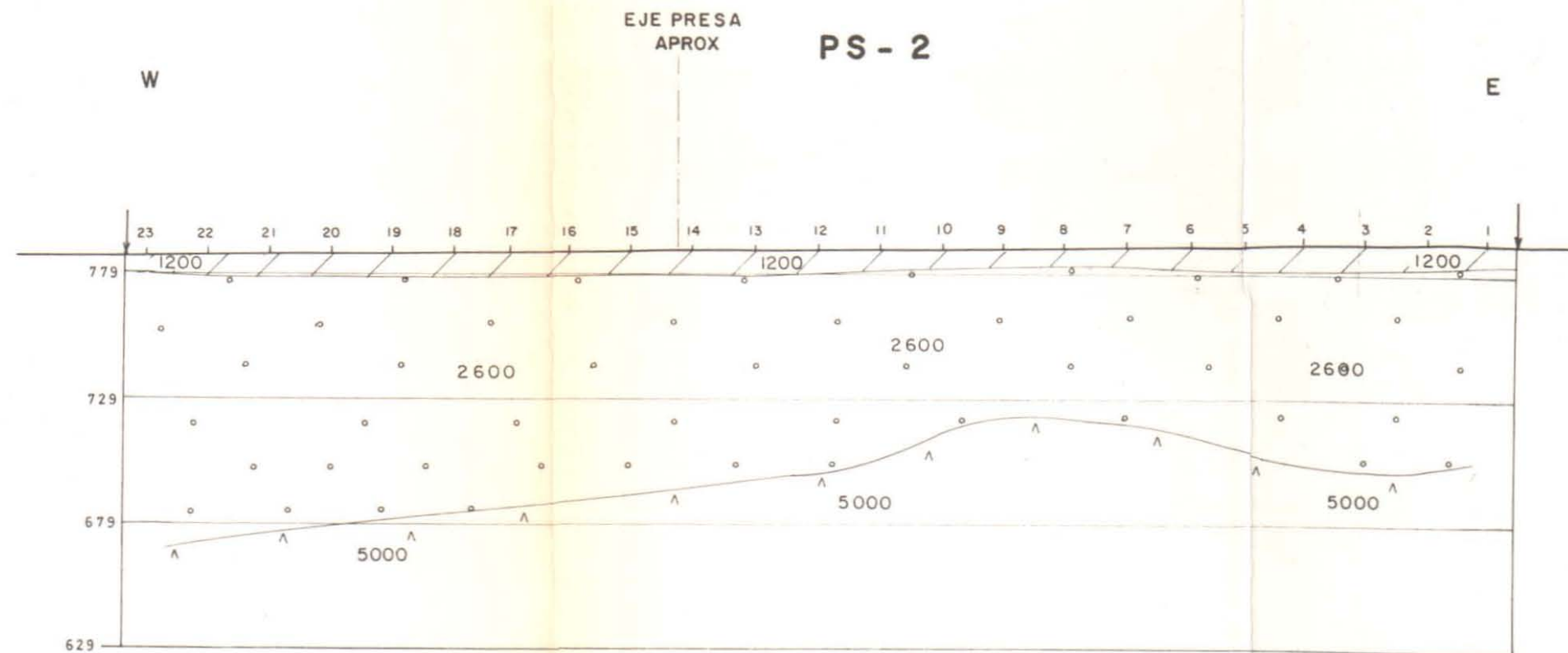
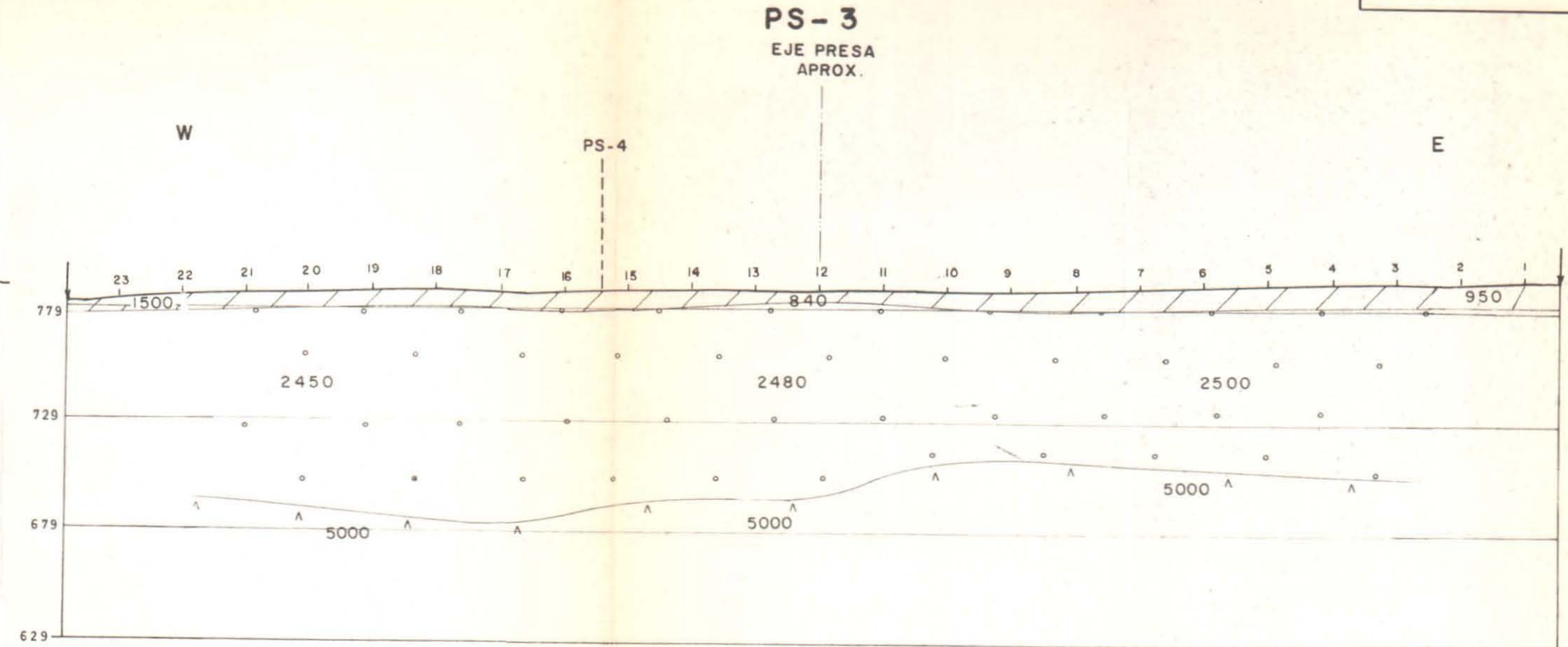
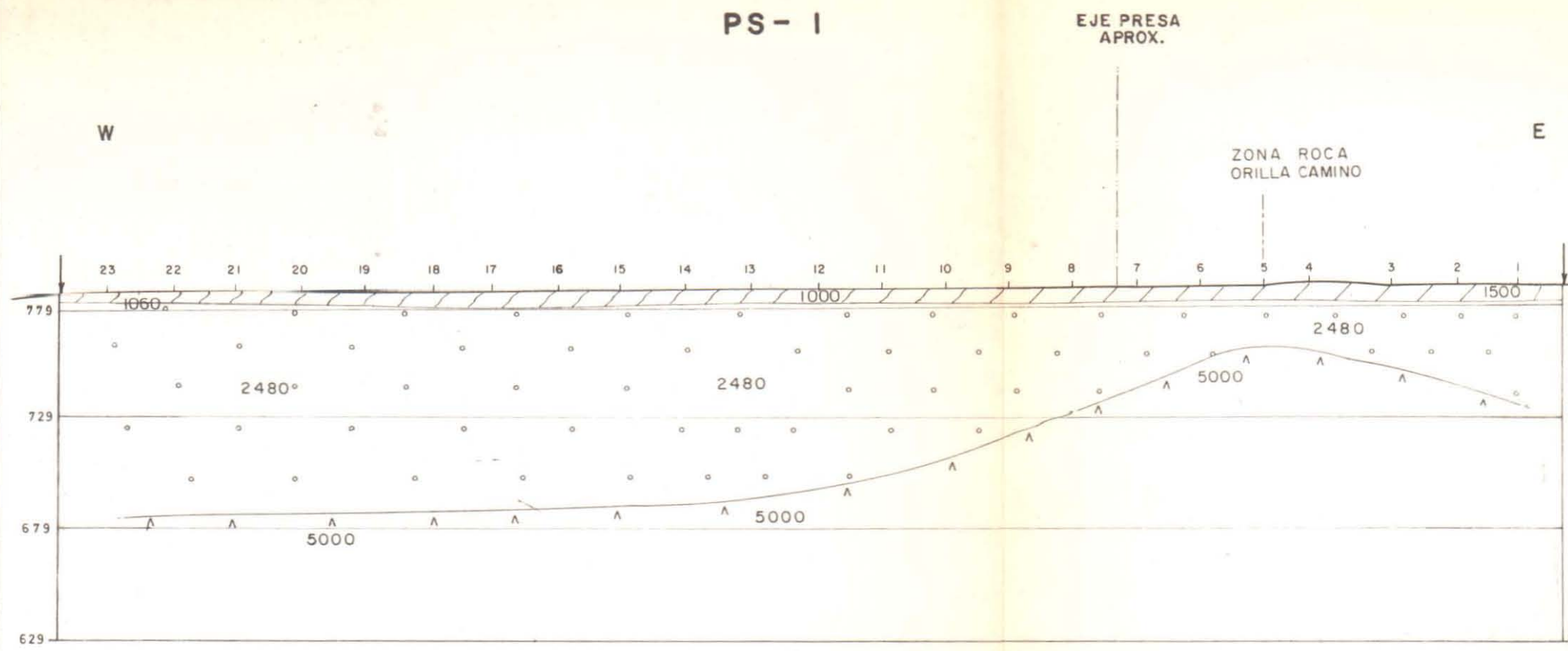
ZONA ESTUDIADA

GEOEXPLORACIONES LTDA.

Mayo 1985

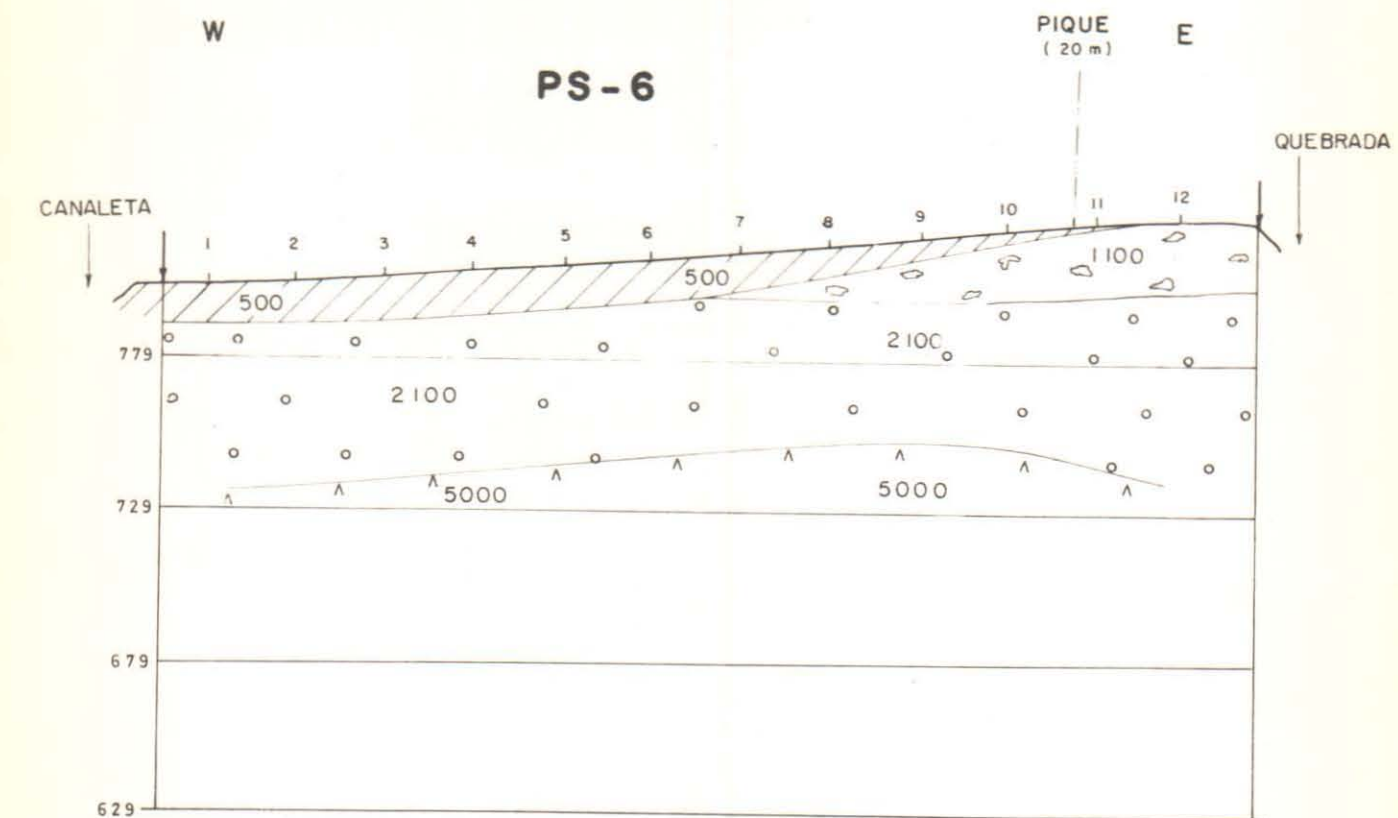
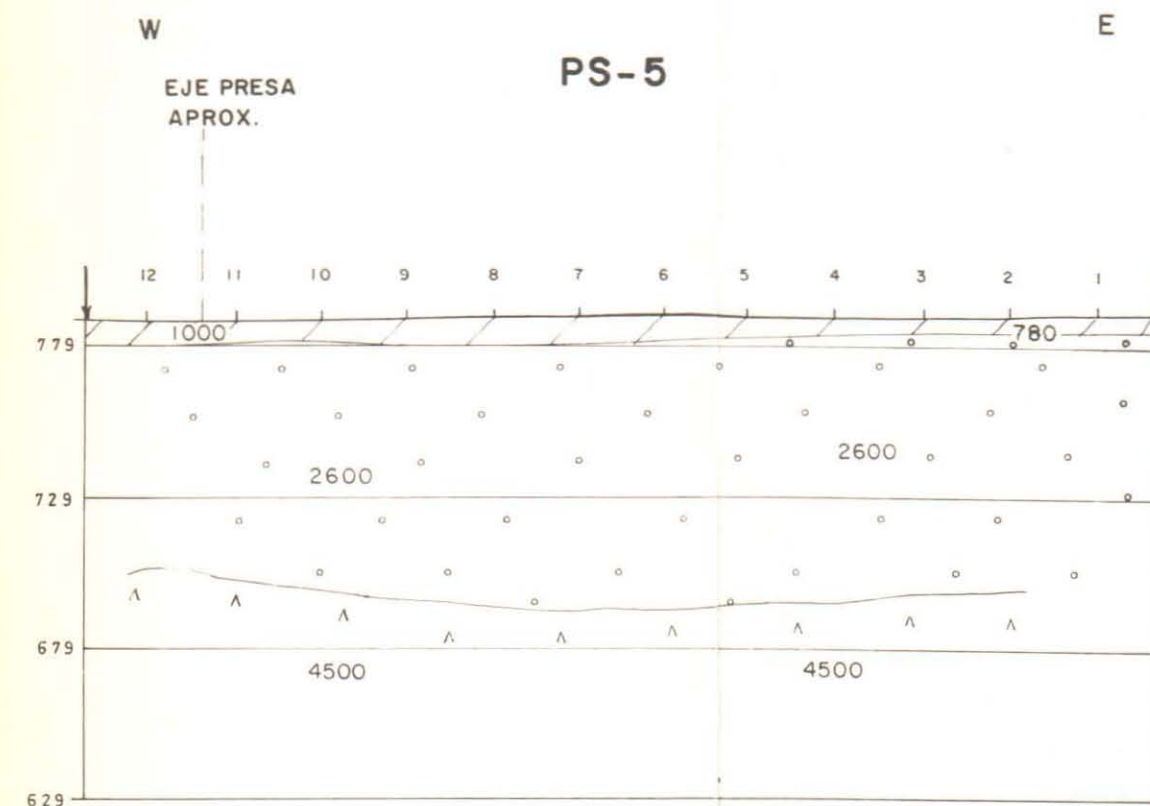
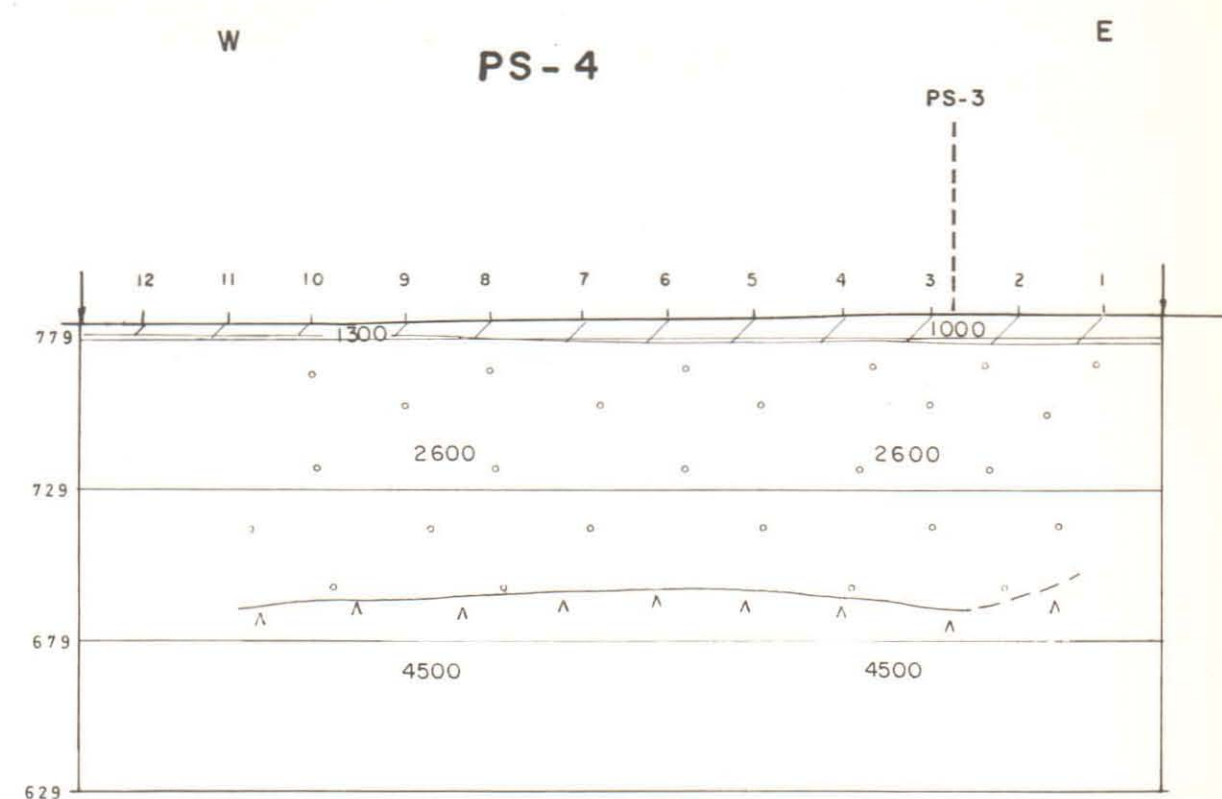
Fig 1





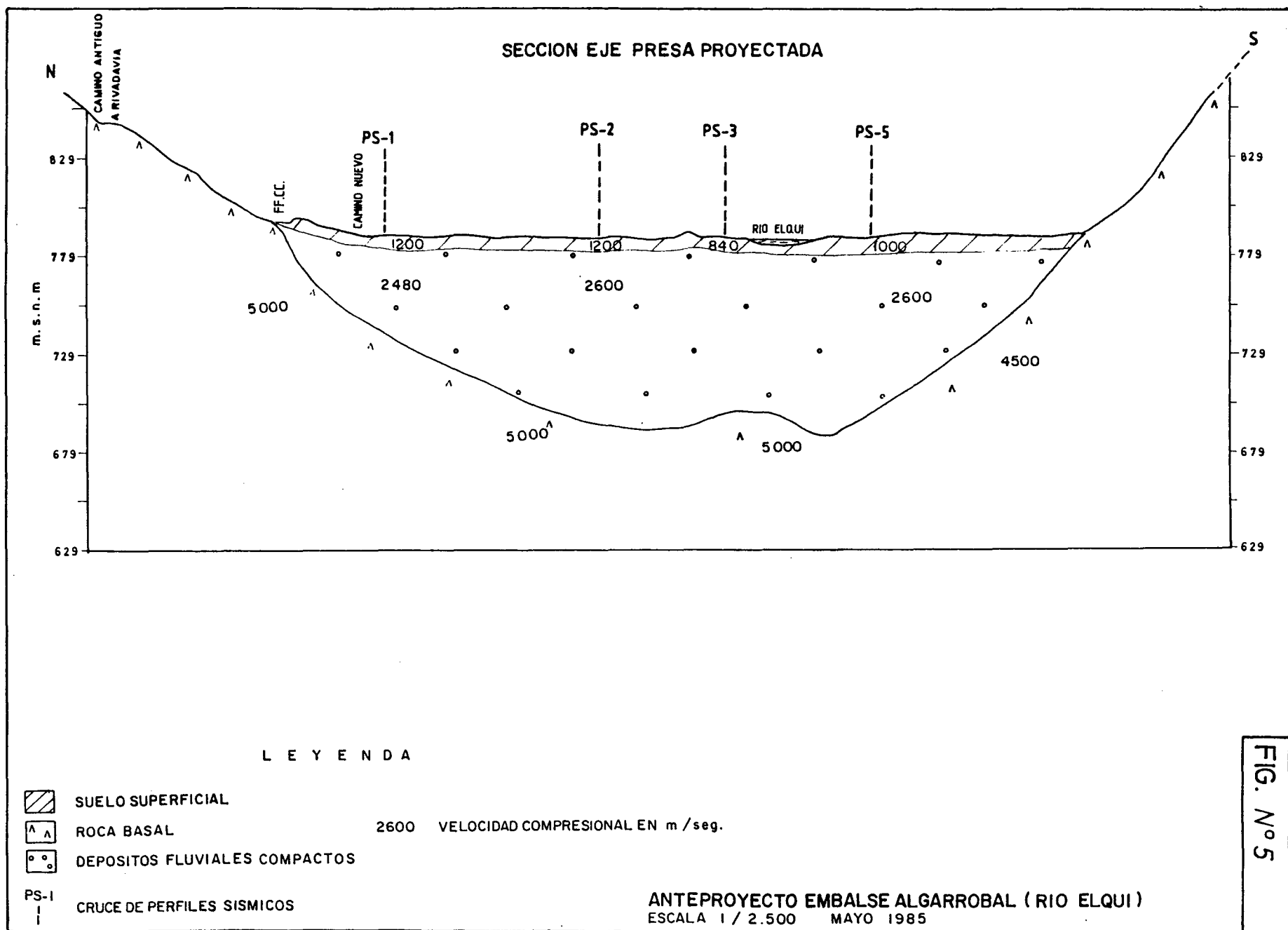
- LEYENDA
- SUELO SUPERFICIAL
 - DEPOSITOS DE VALLE COMPACTOS
 - ESCOMBRERAS SUELTAS
 - ROCA BASAL
 - 2600 VELOCIDAD COMPRESIONAL EN m / seg.
 - 5 ESTACA DE REFERENCIA
 - PS-4 CRUCE DE PERFILES SISMICOS

COMISION NACIONAL DE RIEGO
 PROYECTO INTEGRAL DE RIEGO VALLE DE ELQUI
 IPLA LTDA.- G. NOGUERA Y ASOC. LTDA.
 GEOEXPLORACIONES LTDA.
 ANTEPROYECTO EMBALSE ALGARROBAL (RIO ELQUI)
 PERFILES SISMICOS PS-1, 2 y 3
 INTERPRETACION
 MAYO 1985
 ESCALA 1:2500



- LEYENDA
- SUELO SUPERFICIAL
 - DEPOSITOS DE VALLE COMPACTOS
 - ESCOMBRERAS SUELTAS
 - ROCA BASAL
 - 2600 VELOCIDAD COMPRESIONAL EN m / seg.
 - 6 ESTACA DE REFERENCIA
 - PS-3 CRUCE DE PERFILES SISMICOS

COMISION NACIONAL DE RIEGO
 PROYECTO INTEGRAL DE RIEGO VALLE DE ELQUI
 IPLA LTDA.- G. NOGUERA Y ASOC. LTDA.
 GEOEXPLORACIONES LTDA.
 ANTEPROYECTO EMBALSE ALGARROBAL(RIO ELQUI)
 PERFILES SISMICOS PS-4,5 y 6
 INTERPRETACION
 MAYO 1985 ESCALA 1 : 2500

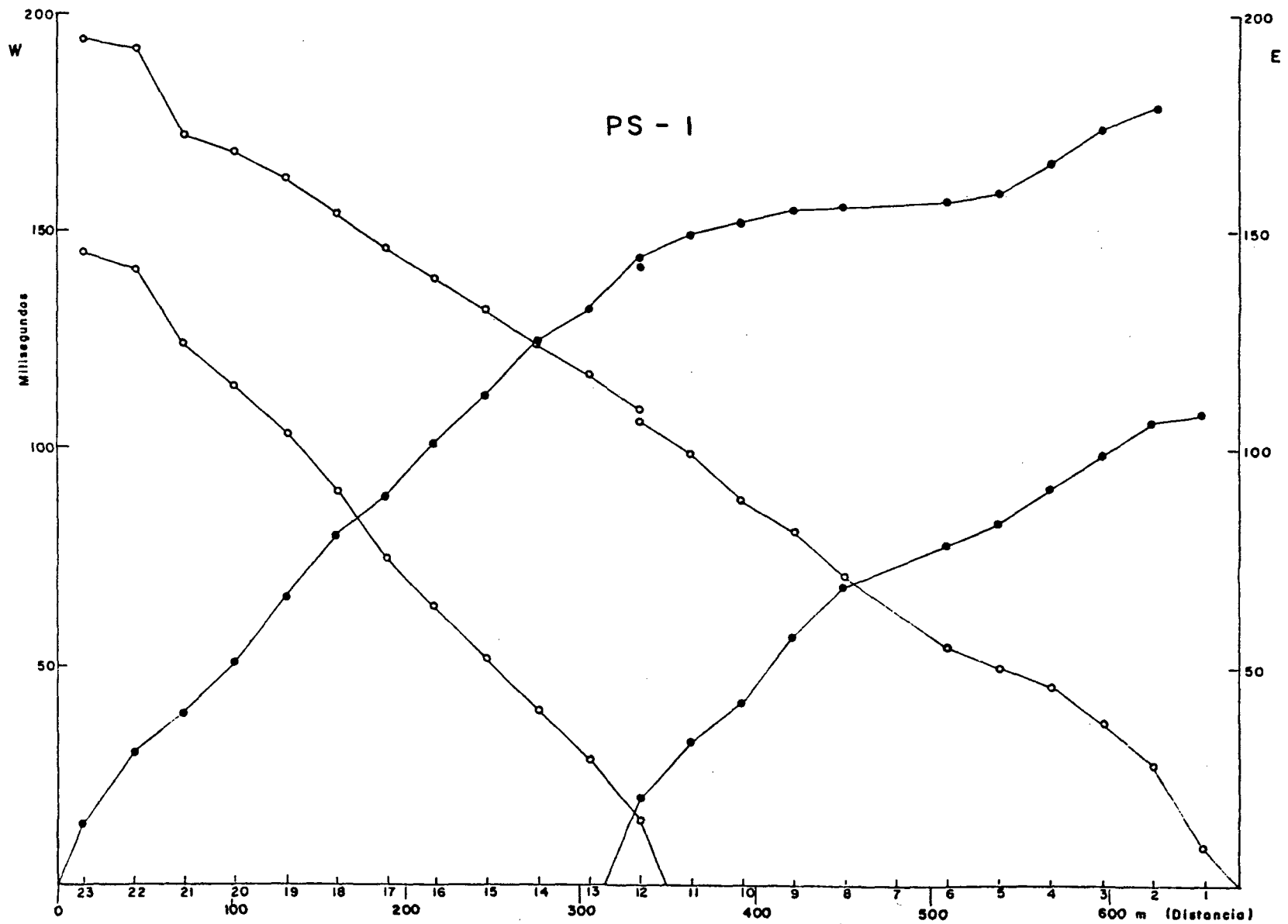


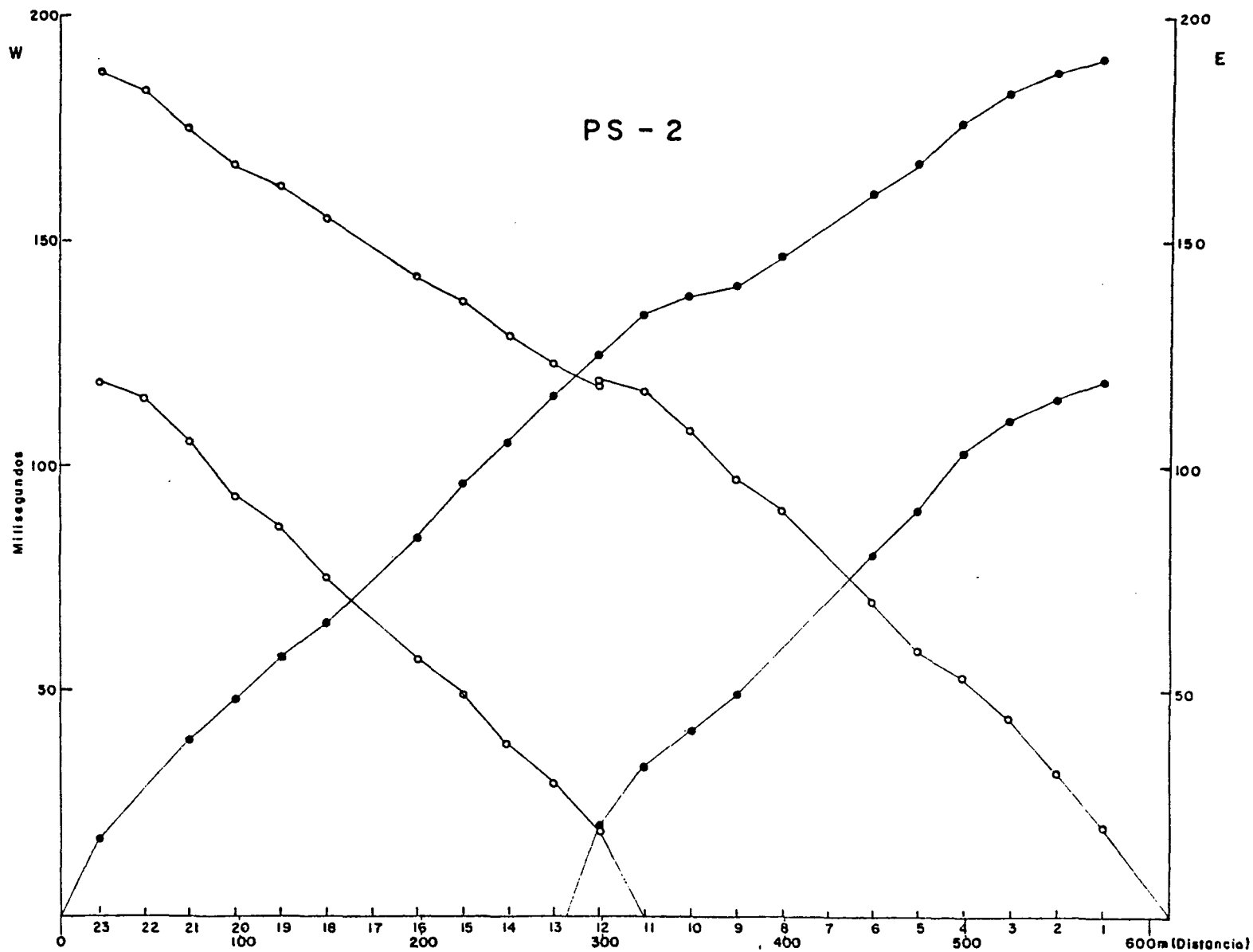
XLA:35.19

FIG. Nº 5

A P E N D I C E

CURVAS CAMINO - TIEMPO



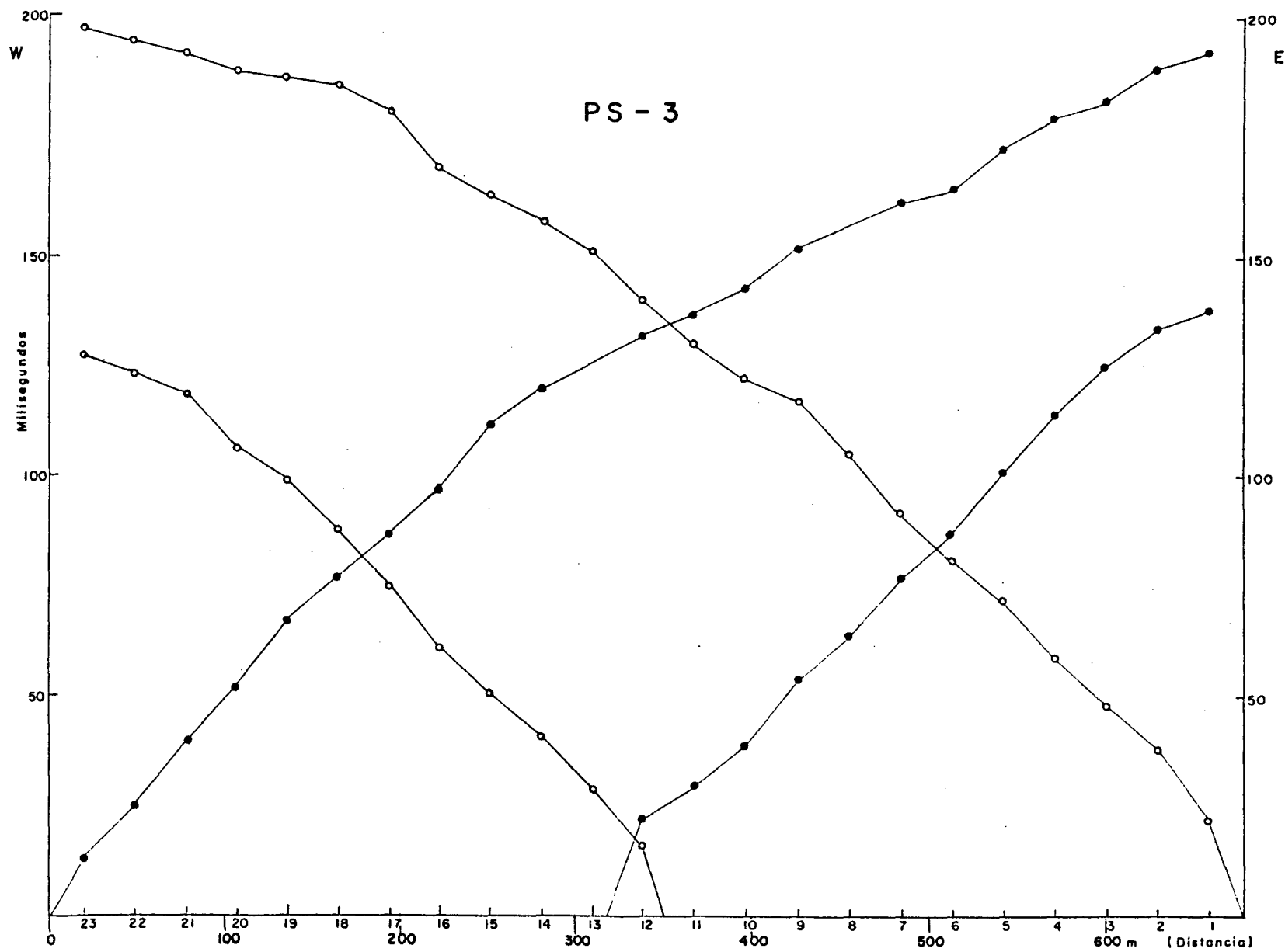


XI.A.3.5.21

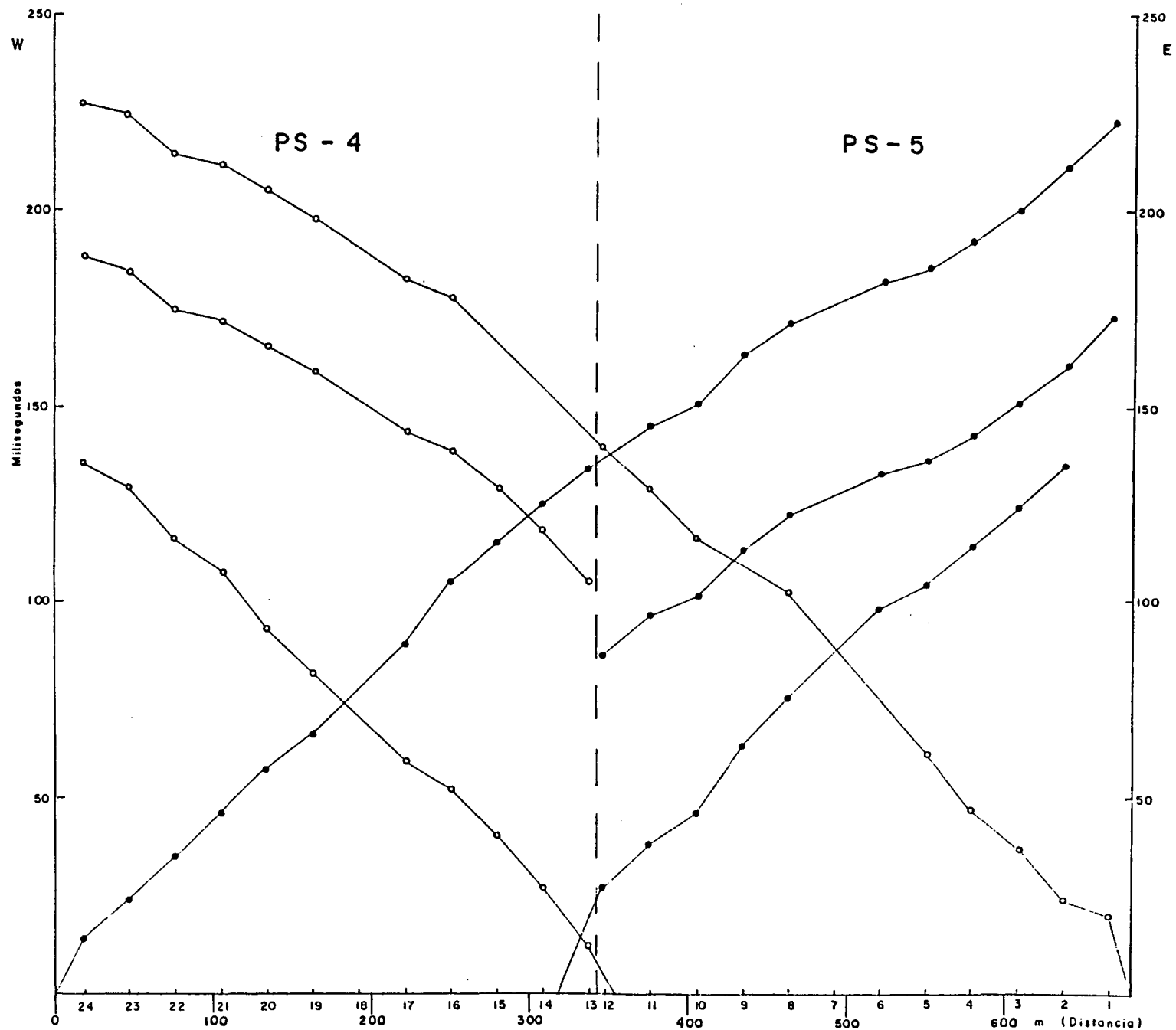
EMBALSE ALGARROBAL

GEOEXPLORACIONES LTDA.

MAYO 1985



XI.A.3.5.22

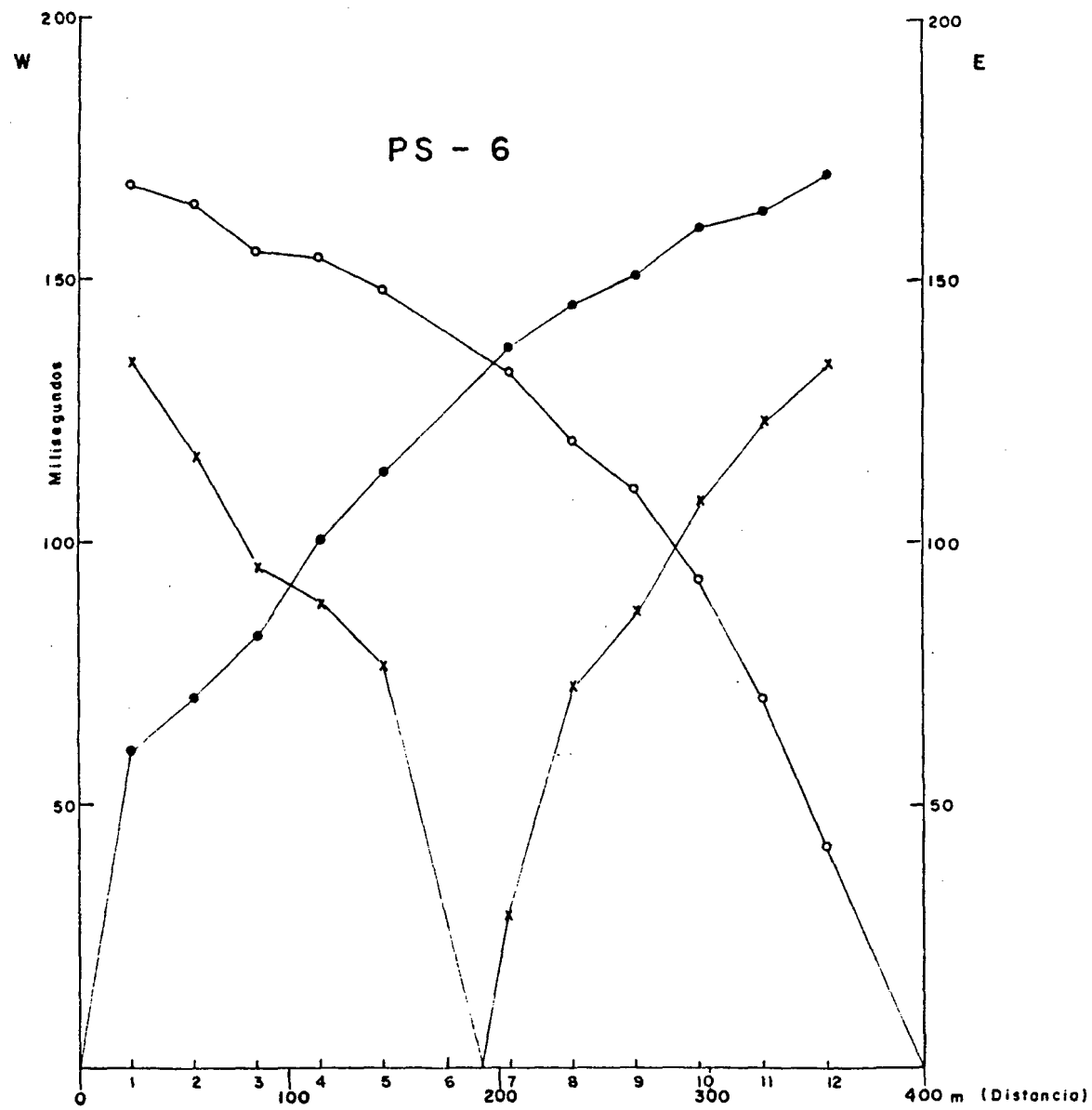


EMBALSE ALGARROBAL

GEOEXPLORACIONES LTDA.

MAYO 1985

XI.A.3.5.23



XI.A.3.5.24

EMBALSE ALGARROBAL

ANEXO XI.A.3.5

PROSPECCIONES

SECCION 2 - RECONOCIMIENTO GEOLOGICO

I N D I C E

	<u>PAGINA</u>
1. ANTECEDENTES PREVIOS	XI.A.3.5.25
2. CONSIDERACIONES MORFOLOGICAS	XI.A.3.5.25
3. MARCO GEOLOGICO ZONA DEL MURO	XI.A.3.5.26
4. HIDROGEOLOGIA	XI.A.3.5.38
5. GEOLOGIA ESTRUCTURAL	XI.A.3.5.39
6. MARCO GEOLOGICO DE LA ZONA COMPROMETIDA POR EL VASO	XI.A.3.5.43
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	XI.A.3.5.45

1. ANTECEDENTES PREVIOS

El reconocimiento geológico y la evaluación geotécnica que se entrega en el presente documento, se refieren exclusivamente a los terrenos comprometidos por las obras de apoyo de la presa Algarrobal, sobre la angostura del mismo nombre. El eje estudiado, con una orientación cercanamente N-S, se dispone ligeramente sesgado respecto del eje del río Elqui en el lugar (formando un ángulo cercano a los 40°). Esta caprichosa disposición obedece exclusivamente a la necesidad de aprovechar la existencia de dos espolones graníticos ubicados en cada margen del valle, como elementos de apoyo o fundación lateral para la presa proyectada. El ancho de la presa en el piso del valle es 480 m y largo en su coronamiento de 685 m, hacia la cota 890; ella da una altura de proyecto cercana a los 105 m.

Se incluyen además, los resultados del reconocimiento de la zona inundada o vaso del embalse.

2. CONSIDERACIONES MORFOLOGICAS

El sitio seleccionado para desarrollar el Eje Propuesto de la Presa Algarrobal, aprovecha la existencia en ambos costados del valle del río Elqui, de dos incipientes espolones o salientes racosas; los espolones en referencia, constituidos por rocas graníticas: granito, granodioritas, pórfidos dioríticos, interrumpen sólo insensiblemente la continuidad o regularidad del perfil ribereño, en virtud de la mayor resistencia que han ofrecido a los procesos erosivos de tipo fluvial. Atendiendo a esta peculiar morfología, el sitio no constituye rigurosamente una típica "angostura", favorable al desarrollo de un eje perfectamente perpendicular al eje principal del río Elqui, en el lugar. Desde el punto de vista morfológico, como elemento de apoyo para el emplazamiento de una presa de tierra, es el margen sur o izquierdo el que presenta las mayores bondades en este sector, el intrusivo, respecto de la roca volcánica circundante, ha condicionado el desarrollo de una especie de puntilla granítica, de fuerte pendiente desde el piso del valle hasta los 65 o 75 m (cotas 785 a 860 aproximadamente); el fuerte empinamiento que acusan las laderas del apoyo, compromete la totalidad del sector en torno del Eje Propuesto, excluyendo una pequeña incisión en el flanco de aguas abajo, ligada a la presencia allí de un remanente de terraza fluvial (ver plano N°1). Entre la cota 860 y el eje del coronamiento, cota 885 aproximadamente, se registra un evidente quiebre en el empinamiento de la ladera; éste, tiende a hacerse más suave, hasta rematar hacia la cota 920 en una pequeña y estrecha estructura amesetada alargada, con rumbo aproximado N 47°-50°W. El apoyo Norte o derecho, en cambio, presenta una conformación morfológica muy regular desde el actual piso del valle del río Elqui hasta el punto de coronamiento. Una pequeña "entrada" en torno del margen aguas abajo del eje, con desarrollo de escombreras de ladera de cerro (ver plano N°6), interrumpe la monotonía morfológica del apoyo, condicionando una especie de cono o abanico de deyección de pobre desarrollo.

Considerando que el valle del río Elqui, en torno de la zona elegida para establecer el Eje Propuesto, presenta una conformación marcadamente asimétrica, atribuible a los efectos de degradación de la Quebrada San Enrique, a la formación de terrazas fluviales y a la naturaleza y ubicación de los intrusivos graníticos, resulto imposible esbozar un eje perfectamente perpendicular al eje del valle. La posibilidad de optimizar al máximo los cuerpos intrusivos graníticos, como elementos de apoyo para la presa, obligó a considerar un "Eje Sesgado", según la disposición planteada en el plano N°6.

En la disímil morfología que presentan los dos "espolones" graníticos que constituyen los sitios de apoyo para el Eje Propuesto, la presencia de la Quebrada San Enrique, parece haber actuado decisivamente en cuanto a controlar el modelado actual. Los aportes aluvionales modernos o históricos de dicha quebrada, provocaron una permanente divagación del cauce del río Elqui hacia su margen derecho o norte; esta situación habría acentuado, a su vez, los procesos de erosión fluvial en dicho flanco, actuando vigorosamente sobre las rocas graníticas allí intruidas, modificando su primitivo perfil.

En el apoyo sur o izquierdo en cambio, las acciones fluviales erosivas resultaron minimizadas por el efecto "protector" ejercido por los niveles fluviales aterrazados que se ubican inmediatamente aguas arriba del apoyo; por lo demás, las aguas del río Elqui permanentemente adosadas al margen derecho no tuvieron oportunidad de actuar erosiva o degradantemente sobre el "espolón" izquierdo o sur, modificando su morfología primitiva.

Atendida esta consideración, es dable esperar que el perfil rocoso del valle del río Elqui, en torno del Eje Propuesto, acuse su máximo profundizamiento en las inmediaciones del apoyo derecho.

3. MARCO GEOLOGICO ZONA DEL MURO

En la zona objeto del estudio, las rocas y materiales sedimentarios inconsolidados que resultan geológicamente relevantes, en relación con el Proyecto, admiten ser enmarcadas y caracterizadas en las siguientes unidades:

- Flanco izquierdo del valle del río Elqui: Formación Matahuaico. (Pm)
- Flanco derecho del valle del río Elqui: Formación Las Breas. (Trlb)

Ambas se observan intruidas por cuerpos graníticos (Tg).

3.1 UNIDADES DE ROCAS

3.1.1 Formación Matahuaico (Pm)

De acuerdo con la definición original de DEDIOS P. (1978), se trata de ... "lavas riolíticas en parte con textura fluidal. Rocas piroclásticas (brechas) de composición ácida y niveles sedimentarios: conglomerados, areniscas y lutitas".

DEDIOS, P. (1978) le asignó una potencia de 520 m, mientras que LETELIER, M. (1977), 840 m. Originalmente fue considerada como Permiano-Triásico Inferior (?) por DEDIOS P., (1978). La edad mínima sería posiblemente Carbonífera Inferior, ya que ella está intruida por rocas graníticas cuya edad radiométrica es de 335 ± 35 millones de años.

En la zona de interés para los fines del presente estudio, las rocas de esta Unidad se ubican mayoritariamente hacia la cota 920 m, esto es 30 m por sobre la cota de coronamiento de la Alternativa de Presa Propuesta para la Angostura Algarrobal; el intrusivo granítico ha generado una leve flexura en las rocas de la Formación Matahuaico, acompañada de una aureola de contacto. Esta, se patentiza claramente en el terreno, por el notable contraste de tonalidades existentes entre el cuerpo intrusivo (color claro) y la Formación Matahuaico (colores oscuros, negruzcos).

En torno de la zona de contacto, la secuencia de la Formación Matahuaico se presenta subhorizontal.

Sólo en sectores, la tectonización propia de la relación de contacto ha condicionado cierta brechización o microfracturamiento de las rocas comprometidas; este fenómeno, se traduce en la formación de pequeños conos de deyección, constituidos por fragmentos menudos de rocas de distinta composición, forma y tamaño. Se desplazan ladera abajo, a lo largo de incipientes ejes o quebradillas de pobre desarrollo.

Inmediatamente sobre la cota de coronamiento, las rocas de la Formación Matahuaico (Pm), están constituidas mayoritariamente por bancos de brechas pardo amarillentas, formada por clastos subangulares de hasta 3,0 a 3,5 cm, de andesita porfídica, junto a fragmentos menores de cuarzo, feldespato alterado y ferromagnesianos.

La litología presente en la Formación, sugiere un origen ligado a un ambiente continental, caracterizado por un volcanismo intermitente, efusivo y de naturaleza marcadamente explosiva; el magmatismo habría correspondido principalmente al tipo riolítico, con numerosos episodios sedimentarios subacuáticos, a nivel local.

3.1.2 Formación Las Breas (Tr1b)

Originalmente fue definida como una serie de "sedimentitas terrígenas continentales: conglomerados, areniscas y lutitas con flora fósil". En los conglomerados abundan los clastos de pórfidos riolíticos y granitoides. Las lutitas están en parte afectadas por metamorfismo de contacto con desarrollo de cristales de andalucita ...".

DEDIOS P., (1978) les asigna un espesor de 250 m, mientras que LETELIER M., (1977), alrededor de 390 m. Originalmente fue considerada de edad Triásico Medio a Superior (?).

La secuencia en referencia, en el sitio objeto del estudio, está formada por afloramientos que constituyen una franja cercanamente longitudinal en torno del apoyo derecho del Eje Propuesto. Está integrada mayoritariamente por una secuencia muy bien estratificada, perfectamente horizontal de lavas andesíticas y basálticas junto a brechas. Las andesitas son porfídicas, de color gris oscuro negruzco, con abundantes fenocristales de plagioclasa de hasta 2 mm y masa fundamental afanítica; los basaltos se observan con textura afanítica y colores oscuros. Las brechas son de color gris claro, gruesas, con clastos porfídicos, andesíticos y tobáceos de color rojo pálido y gris verdoso de hasta 10 a 20 cm de diámetro, con aspecto fresco y subangulares.

La serie volcano-clástico descrita, sólo localmente presenta leves dislocaciones o insensibles pliegues en torno de la zona de contacto con los cuerpos intrusivos.

Sobre la cota de coronamiento de la presa, las rocas predominantes de la Formación Las Breas, corresponden mayoritariamente a bancos subhorizontales, muy regulares en potencia, de andesitas y andesitas brechosas negruzcas; en función de su resistencia a la acción de los agentes intemperizantes, integran bancos con morfología afarellonada, a partir de cuyos bordes se desprenden fragmentos de gran tamaño (hasta 5 a 6 m de diámetro). Los bloques en cuestión se movilizan ladera abajo por acción gravitacional, experimentando leves reducciones de tamaño, lo que no les impide acceder finalmente al pie de la ladera.

Sólo en un pequeño sector hacia la cota 895 inmediatamente aguas abajo del apoyo derecho del Eje Propuesto, las relaciones de contacto han dado origen a una incipiente aureola de alteración hidrotermal (ver página XI.A.3.5.30). Está caracterizada por la presencia de zonas silicificadas de colores amarillentos o rojizos, asociadas a limonitas y jematitas, con leve mineralización metálica. Los efectos de contacto borran la textura de las rocas intrusivas afectadas (ver plano N°6).

En las vecindades de las zonas de contacto los cuerpos intrusivos tienden a mostrar ocasionales xenolitos o inclusiones que corresponden a restos de los materiales de las rocas cobertizas de la Formación Las Breas (Trlb) embebidas por la intrusión.

La Formación Las Breas (Trlb), representaría ambientes de depositación francamente continental, con predominio de episodios lacustres y fases eruptivas.

3.1.3 Cuerpos Intrusivos (Tg)

Las rocas que conforman las dos "salientes" o "espolones" de los apoyos para la alternativa de Eje Propuesta, para la Angostura Algarrobal, están constituidas principalmente por materiales de naturaleza granítica. Incluyen una amplia variedad petrográfica, en función de diferenciaciones magmáticas propias de los mecanismos generadores: granitos, granodioritas, tonalitas, monzonitas, y pórfidos tonalíticos. Las tonalidades predominantes, corresponden al gris rosado a gris claro. A la escala de detalle del presente estudio, no es posible establecer con certeza, cuales son las variedades con comunes; podría si señalarse, que en apariencia los tipos correspondientes a los pórfidos tonalíticos, alcanzarían máxima distribución zonal. En términos generales, las rocas granitoides corresponden a verdaderos "stocks" de modesta extensión (1,0 a 1,5 km²). Las rocas graníticas presentan invariablemente fenocristales de plagioclasa y biotita, junta a una masa fundamental microgranítica felsítica, asociada a minerales del tipo hornblenda y magnetita, rutilo y apatita. Las texturas predominantes corresponden al tipo fanerítico o granular, probablemente hipidiomorfa granular, donde destacan cristales de cuarzo mayores que 1,5 mm, junto a plagioclasa en cristales tabulares subhedrales con tamaños medio de 2,5 mm.

Los cuerpos intrusivos precedentemente descritos, fueron asignados por DEDIOS P. (1978) al Triásico (?), en lo que compete específicamente a aquel que conforma el apoyo derecho o norte. En dicho trabajo el cuerpo intrusivo del apoyo izquierdo, en cambio, no fue representado cartográficamente. La totalidad de los restantes cuerpos intrusivos circundantes, petrográficamente afines a aquel del apoyo derecho, son invariablemente asignados al Terciario, DEDIOS P. (1978). (Particularmente aquellos ubicados en torno de la Quebrada Juan, al NO de Rivadavia). El mismo DEDIOS P. (1967), asigna una edad Terciario, 56+15 millones de años, a cuerpos intrusivos que conforman ambas laderas del valle del río Elqui, frente a la localidad de Diaguitas, aguas abajo de la Angostura Algarrobal.

3.1.4 Zonas de Alteración Hidrotermal

Las relaciones de contacto entre el cuerpo intrusivo granítico (Tg) y las rocas volcánico-clásticas de la Formación Las Breas (Trlb) condicionaron la generación de una pequeña zona de alteración hidrotermal, en torno del sector inmediatamente aguas abajo del Eje Propuesto, en el Apoyo derecho de la Angostura Algarrobal; la zona en referencia, individualizada en el plano N°6, cubre una pequeña superficie, hacia la cota 895 m. En el lugar, las rocas volcánicas preexistentes, por efectos de la intrusión granítica portadoras de soluciones mineralizadoras, y del tectonismo propio de estas acciones, junto con adquirir cierto dislocamiento y fracturamiento, se tornan rojizas a rojizo-amarillento, debido a un pronunciado recubrimiento limonítico. Esta situación oblitera (silicificación y limonitización) en parte la textura original de las rocas. Como resultado de esta situación el fracturamiento que afecta a las rocas del lugar ha condicionado la formación de una escombrera de ladera de falda, con mayor desarrollo respecto de los sectores circundantes.

MOSCOSO et al (1982), asignan una edad paleógena a una serie de plutones principalmente granodioríticos y graníticos, junto a cuerpos de menor desarrollo de tipo tonalítico, monzodioríticos y dioríticos que en conjunto constituyen la gran "Franja Oriental Intrusiva".

Independiente de las pequeñas variaciones composicionales que acusan los cuerpos intrusivos de la zona objeto del estudio, ellos presentan una gran homogeneidad en términos de buena calidad química; su carácter físico en cambio aparece controlado por la presencia de fracturas y diaclasas generalmente muy regulares y repetidas. En hondura y hacia cerro adentro parecen atenuarse en particular en el apoyo derecho, de acuerdo a lo que es posible visualizar en los numerosos cortes del camino antiguo y ferrocarril allí existente.

3.2 DEPOSITOS INCONSOLIDADOS

Generalidades

La totalidad de los materiales sedimentarios englobados en esta categoría, corresponden a productos derivados de la erosión, transporte y deposición ligadas principalmente a acciones del Cuaternario Reciente u Holoceno. Sus expresiones más "antiguas" corresponden a remanentes de terrazas fluviales altas, probablemente pleistocénicas (Qfg). Mientras tanto, los materiales más modernos incluyen flujos aluvionales, depósitos fluviales francos junto a deposiciones fragmentarias: conos de deyección activos y escombreras de ladera de cerro, entre otros.

La datación relativa de los mismos, se ve obstaculizada por estar concentrados en áreas deprimidas o de fuerte empinamiento donde pese a la potencia y variedad de los mismos, no se manifiestan a través de relieves marcadamente contrastados. Por otro lado, el ritmo continuo y rápido de depositación de los materiales comprometidos, no ha permitido que la meteorización introdujera diferencias esenciales en los mismos, para ser utilizado como factor correlativo.

La mayoría de los materiales Cuaternarios identificados en torno de la zona objeto del estudio, poseen una granulometría gruesa, con abundantes bloques y bolones; por consiguiente, tienden a presentarse sueltos, de permeabilidad alta a media, favorables al desarrollo de fenómenos de remoción en masa. Suelen ocupar, principalmente terrenos con algún empinamiento, situación que los hace poco estables con motivo de lluvias de excepcional intensidad y duración de algunos días.

Conforme con este marco geológico establecido precedentemente, las siguientes unidades de sedimentos o suelos Cuaternarios pueden ser identificadas, enmarcadas y calificadas.

3.2.1 Depósitos Fluviales Granulares (Qfg)

En esta Unidad se agrupan todos aquellos materiales sedimentarios, que conforman estructuras morfológicas correspondientes a "terrazas altas" en torno de la zona objeto del estudio. Alcanzan su máximo desarrollo en el flanco norte del valle del río Elqui, inmediatamente aguas arriba del eje de la presa. Morfológicamente integran una planicie horizontal, que remata entre 7 y 10 m sobre el actual piso del valle, generando una extensa superficie apta para el desarrollo de la agricultura (Fundo Edina).

Consisten de gravas arenosas, masivas a levemente estratiformes; los clastos integrantes se observan muy bien redondeados, acusando una amplia gama petrográfica, con predominio de especies volcánicas (andesitas, basaltos) y graníticas (granodiorita); la gran mayoría se presentan frescos, resistentes, intactos, englobados en una escasa matriz francamente arenosa; sólo puntualmente suelen incorporar lenticularidades finas limo-arcillosas. El grado de cementación del conjunto es bastante elevado, otorgándole buena compacidad; por lo mismo poseen permeabilidades medias a bajas. Los bordes de las terrazas presentan caras lisas, prácticamente verticales, estables, aún desprovistas de cobertura vegetal.

Estos niveles aterrazados de franco origen fluvial, bien conservadas, aparecen claramente asociadas a acciones antecesoras del río Elqui, geológicamente recientes y no muy diferentes en cuanto a su emplazamiento respecto de aquellos materiales que rellenan el piso del actual valle. Su actual presencia obedece a acciones "protectivas", en función de las divagaciones experimentadas por el lecho del río Elqui, en determinados momentos de su desarrollo.

Materiales afines a los descritos precedentemente se ubican también en el flanco norte del valle del río Elqui, aguas abajo de la presa, enmantadas por una densa cobertura de Depósitos Fluviales Arenosos (Qfa).

3.2.2 Depósitos Aluvionales (Qa)

700 m aguas arriba del Eje Propuesto, en el apoyo izquierdo de la Angostura Algarrobal, descarga al río Elqui la Quebrada San Enrique. Con una hoya cuya superficie se aproxima a los 5,0 km² sus cabeceras se ubican hacia la cota 2.100 m. Su hoya compromete mayoritariamente, rocas volcano clásticas de la Formación Matahuaico (Pm). La cabecera, en su eje, acusa un aparente intenso tectonismo, conexo a fallamiento y deformaciones; esta situación le otorga al sector una típica tonalidad comunes a zonas donde los procesos de dislocación e intemperización, propios de vigorosas acciones, físicas y químicas que contribuyen al deterioro de las rocas preexistentes. La gran disponibilidad de material superficial suelto en la cabecera de la hoya, en virtud del mecanismo descrito, unido a la fuerte pendiente de su eje hidráulico y a condiciones climáticas rigurosas (precipitaciones intensas), favorecieron potentes remociones. Los materiales movilizados a lo largo del estrecho eje de la quebrada en su porción media y superior condicionaron la formación de un importante cono aluvional en la zona de descarga con el río Elqui, en su costado izquierdo. Los numerosos aluviones producidos, conformaron un amplio cono con un ancho cercano a los 0,6 km, en su zona terminal o distal. Los sucesivos derrames provocaron la parcial erosión de la terraza fluvial preexistentes.

La naturaleza litológica del aluvión, admite ser reconocida a lo largo de sus potentes bordes abarrancados frente a la confluencia de los ríos Turbio y Claro, para conformar el río Elqui. Allí, los efectos erosivos del río exponen el total de secuencia sedimentaria del aluvión de la Quebrada San Enrique. Los espesores observables fluctúan entre 15 y 18 m. Están constituidos mayoritariamente por una mezcla caótica de fragmentos rocosos extraordinariamente heterogéneos en composición, con diámetros medio de 0,10 - 0,25 m, de aspecto fresco, subangulares, englobados en una abundante matriz eminentemente arenosa; ésta, suele contener proporciones variables de pumicita, primariamente ligadas a la terraza fluvial subyacente. El conjunto acusa moderada compacidad y ocasionales estructuras sedimentarias (estratificación entrecruzada, lenticularidades, microplegamientos). El grado de compacidad descrito, se compatibiliza con la estabilidad del aluvión en los bordes abarrancados del río Elqui;

éstos, se observan perfectamente verticales con alturas cercanas a los 20 m; adicionalmente, importará señalar que la totalidad de las calicatas excavadas con motivo de la exploración efectuada en 1949, se observan estables sin entibación alguna.

Recientes descargas de la quebrada San Enrique, relacionadas con precipitaciones de gran intensidad, han producido tres profundas incisiones superficiales en torno de la sección distal o terminal del cono aluvional; dos de ellas constituyen los extremos del cono, mientras que el restante (en su porción central) coincide con la trayectoria dominante del eje hidráulico de la quebrada.

La cobertura vegetal del cono aluvional, es del tipo arbustivo destacando del desarrollo de espinos, implantados sobre una delgada capa de suelo.

3.2.3 Depósitos Fluviales Recientes (Qfr)

Se engloban en esta categoría, todos aquellos materiales de origen fluvial que rellenan mayoritariamente el valle del río Elqui y desarrollados a través de sus distintas fases, incluyendo aquellos ligados al actual cauce y sus divagaciones.

El río Elqui en su avance hacia el mar condicionó vigorosas acciones de erosión, acarreo y depositación, en función de la superficie de su hoya, de su naturaleza geológica y morfológica, de los terrenos comprometidos y de las continuas modificaciones experimentadas por su perfil de equilibrio, asociados a cambios en el nivel medio del nivel del mar durante gran parte del Cuaternario.

En torno del Eje Propuesto, en la Angostura Algarrobal, el cauce del río Elqui ha sido forzado a adoptar un cierto desarrollo, en función de la necesidad de evitar embancamientos y/o erosiones destructoras respecto de ciertas obras viales y de irrigación. Como consecuencia de ello, su actual cauce difiere considerablemente respecto de aquel existente hacia el año 1949 (Plano escala 1:2.500, Tranque Algarrobal, D.G.O.P., Departamento de Riego).

En lo relativo al relleno en profundidad del valle del río Elqui, en el lugar de emplazamiento del muro proyectado, es válido tentativamente, (en ausencia de mayores antecedentes de subsuperficie: sísmico y/o sondajes) estimar que los primeros 10 a 15 m correspondan mayoritariamente a materiales

granulares recientes; predominarían allí gravas redondeadas con numerosos bolones, englobados en una escasa matriz arenosa; se presentarán sueltos, inconsolidados, muy permeables. En profundidad no convendrá descartar la posibilidad de encontrar intercalaciones continuas o lenticulares de sedimentos finos, limo-arcillosos y francamente arcillosos; corresponderán a productos de depositación en ambientes tranquilos pseudo-lagunares, determinados por eventuales represamientos temporarios del río Elqui, aguas abajo del eje propuesto. Incluirán depósitos de reducida permeabilidad, capaces de configurar notables modificaciones en los niveles de aguas subterráneas. Situaciones similares a las descritas habrían configurado el desarrollo de ciertos niveles limo-arcillosos, al pie o porción basal de la Unidad Depósitos Fluviales Arenosos (Qfa).

En el relleno del valle del río Elqui, en torno del Eje Propuesto no habría que descartar la existencia de intercalaciones sedimentarias francamente caóticas, propias de arrastres de tipo torrencial, bajo la forma de aluviones o verdaderos flujos de barro; éstos históricamente, han sido documentados en el caso de la Quebrada Algarrobal, ubicada inmediatamente aguas abajo de la Angostura del mismo nombre.

De la complementación de la información geológica de subsuperficie, actualmente en ejecución (sondaje y perfiles sísmicos), podrá conocerse a futuro con cierto detalle la naturaleza, extensión y características geotécnicas básicas del relleno del valle en la zona de la Angostura; incluyendo la conformación morfológica del primitivo "fondo del valle".

Los depósitos recientes observados en el sector comprometido por el muro de presa y constituidos por arenas, arcillas y limos se depositaron en escurrimientos lentos ocasionados por el cierre del valle por causa de la Quebrada Algarrobal.

3.2.4 Depósitos Fluviales Arenosos (Qfa)

Ocupando una superficie cercana a los 0,06 km², en torno del apoyo izquierdo de la Angostura Algarrobal, inmediatamente aguas arriba del Eje Propuesto, se dispone una pequeña terraza fluvial, cuya parte superior remata hacia la cota 805 - 810 m. Está integrada mayoritariamente por una secuencia subhorizontal de arenas grises a plomizas, granulométricamente muy uniformes; las arenas en referencia, suelen poseer cierto grado de compactación y/o cementación, la que en sectores le otorga el carácter de areniscas, dando lugar a bordes o flancos "abarrancados" estables en cortes verticales con alturas cercanas a los 12 a 14 m. Localmente, el depósito incorpora ocasionales estructuras del tipo estratificación diagonal o entrecruzada, propias de modificaciones en el curso y de la energía de transporte del río.

Los dos tercios superiores de la secuencia de la terraza están constituidos principalmente por arenas, mientras que su sección basal suele incorporar un banco de 0,4 - 0,6 m de espesor con predominio de clastos y rodado frescos, petrográficamente muy heterogéneos, subredondeados a subangulares, con diámetro medio máximo de 0,15 - 0,25 m, englobados en una matriz suelta de grava arenosa. Bajo esta secuencia se dispone un horizonte muy bien estratificado de areniscas crema a amarillentas, con una potencia observable del tipo 1,10 - 1,40 m. En sectores puntuales, estos depósitos sobreyacen a estratos horizontales de arcilla gris oscura, finamente laminada (con algunos restos vegetales) y alta plasticidad con determinados contenidos de humedad.

La secuencia basal, en particular, en función de su naturaleza litológica y sedimentaria, admite ser asociada genéticamente a una depositación tranquila, de probable origen lagunar. Dicha acción genética muy bien pudo haberse desarrollado en determinado instante de la evolución del valle del río Elqui, en el lugar, en relación con represamientos temporarios del cauce, conexos a flujos aluvionales catastróficos y de gran volumen en Quebrada Algarrobal, inmediatamente aguas abajo del Eje Propuesto.

La sección arenosa superior de la Unidad, posee cierto contenido de material pumicítico bajo la forma de partículas o fragmentos de vidrio volcánico, cuarzo, magnetita, etc.; conforman fracciones en el rango de limos de notable uniformidad de tamaños y usualmente subangulosos. Estos materiales, ligados genéticamente a acciones aerotransportadas primarias, en relación con fases eruptivas explosivas en la zona andina, parecen haber ejercido una acción cementante o puzolánica respecto de la matriz de las arenas.

Un hecho similar se observa aguas abajo del eje de la presa, al costado derecho del valle aguas arriba de la quebrada Algarrobal.

3.2.5 Escombreras de Ladera de Cerro (Qelc)

Se incorporan en esta categoría todos aquellos materiales originados tanto por derrames netamente gravitacionales, como por acarreos conexos o esporádicos flujos torrenciales de ladera, propios de precipitaciones anormalmente intensas de invierno. Granulométricamente engloban fragmentos rocosos de diversas formas, tamaño y composición, liberados o provenientes primariamente de afloramientos rocosos que conforman las laderas del valle en torno de la zona objeto del estudio. En virtud de sus acciones genéticas, los depósitos presentan un carácter caótico, propio de materiales carentes de gradación, estratificación y continuidad lateral y en profundidad. Predominan las mezclas de fragmentos rocosos angulosos, de aspecto fresco, resistentes, con diámetros que fluctúan entre los 5,0 y 0,05 m. Los clastos mayores se ubican en superficie en torno del Eje Propuesto, en su apoyo de recho, bajo la forma de enormes bloques en situación de equilibrio inestable, en sectores. Invariablemente, los fragmentos mayores corresponden a rocas ígneas del tipo volcánico, particularmente andesitas, que integran la secuencia subhorizontal local de la Formación Las Breas (Trlb).

Los fragmentos en referencia, liberados desde dichos afloramientos por acción gravitacional, en función del fracturamiento propio de estos materiales, se movilizan ladera abajo con intensidad, condicionando potentes remociones superficiales, y poniendo en riesgo cuanta estructura civil se antepone a su trayectoria. La matriz de estos depósitos influye fracciones rocosas menores, 0,03 - 0,08 m y muy escasa arena. Morfológicamente conforman especies de abanicos o verdaderos conos de deyección, emparentados genéricamente a cursos efímeros de aguas o quebradillas temporales. En virtud de este carácter, las fracciones mayores se ubican hacia sus secciones distales o terminales, que normalmente adquieren forma lobular. Hacia la porción apical, en cambio, predominan las fracciones más finas. En función de su permanente actividad, carecen de cobertura superficial de suelo y/o vegetación, situación que denota su modernismo. Por consiguiente tienden a presentarse sueltos, con permeabilidad alta, muy propensos a experimentar remociones superficiales. Al ocupar terrenos de fuerte empinamientos, resultan muy poco estables con motivo de lluvias intensas o solicitaciones sísmicas.

Los depósitos en referencia, a juzgar por el carácter que presentan en algunos cortes del antiguo camino y ferrocarril, excavados en la ladera norte del valle, acusan en profundidad cierto grado de compactación. La presencia de fracciones pumicíticas y de materiales calcáreos en la matriz de las escombreras, parecen ejercer una marcada acción cementante en el depósito; como resultado de ello, el material incrementa en profundidad su compactación y resistencia a la excavación. Fruto de este mecanismo fue posible tallar taludes prácticamente verticales con alturas de hasta 3,0 - 3,5 m.

Los depósitos que integran esta Unidad, sólo localmente demuestran cierta actividad en relación con remociones superficiales de tipo eminentemente gravitacional, en función del fuerte empinamiento del relieve. Donde ello no

ocurre, aparece cubierta por algunas especies vegetales arbustivas de pobre desarrollo.

A lo largo de incipientes quebradillas, la Unidad en cuestión contiene superficialmente grandes bloques rocosos (de hasta 5 m de diámetro), originados a partir de desplomes desde cornizas afarellonadas de rocas volcánicas (especialmente andesitas), integrantes de la Formación Las Breas. Los bloques descritos se observan dispersos irregularmente a lo ancho y alto de toda la ladera o falda norte del valle del río Elqui, en torno de la zona objeto del estudio.

La caracterización climática de la zona objeto del estudio, es suficiente para advertir que la región está ligada a un medio morfoclimático de dominio o control netamente mecánico, donde imperan los procesos termoclásticos. Esta aseveración aparece avalada por la común presencia de densos mantos detríticos que casi ininterrumpidamente enmantan los relieves locales. Los efectos térmicos se manifiestan con igual intensidad en las rocas graníticas como en las series volcanoclásticas.

3.2.6 Zonas Pantanosas (Qzp)

El actual piso del valle del río Elqui en torno al eje Propuesto de la Angostura Algarrobal, contiene extensas zonas francamente pantanosas, provistas de una espesa cobertura de vegetación freatofita. A nivel superficial el terreno alcanza saturación total, con pobrísimo escurrimiento. La existencia de estos terrenos, perfectamente enmarcados en el plano N°6, debe ser atribuida a las labores artificiales de control del cauce del río en el lugar. Como resultado de ello, se crearon pequeñas depresiones o cuencas provistas de mal drenaje superficial, con contornos, bajo la forma de simples cordones de grava y/o arenas mobilizadas mediante bulldozer desde el primitivo cauce del río. Las especies freatofitas allí desarrolladas, conforman una espesa maraña, que limita la inspección y/o reconocimiento de estos sectores.

3.2.7 Depósitos de Conos de Deyección (Qcd)

En esta categoría se incluyen una serie de acumulaciones francamente fragmentarias, producto del desprendimiento, transporte y depositación a lo largo de estructuras rectilíneas, coincidentes con quebradillas o cursos efímeros de aguas, provistos de fuerte pendiente y labrados tanto en rocas como escombreras. Los conos en referencia, se originan tanto en rocas graníticas (Tg)

como en aquellas de naturaleza volcano-clásticas (Tr1b y Pm). Sus porciones apicales o superiores tienen relación directa con zonas de intenso microfracturamiento, compatibles con la posibilidad de "liberar" significativos volúmenes de fragmentos menudos de rocas; por acción gravitacional, se movilizan ladera abajo, de acuerdo con cursos o trayectorias preestablecidas; se acumulan al pie de las laderas donde se produce un abrupto cambio de pendiente al entrar en contacto con el piso del valle, o con algún nivel fluvial antecesor aterrazado. Allí, alcanzan su máxima potencia o desarrollo (zona distal).

Los depósitos en referencia, al carecer de una típica cobertura vegetal estabilizadora, se observan particularmente activos; permanentemente presentan movilizaciones bajo la forma de verdaderos "flujos de piedra"; ocasionalmente se observan muy vigorosos, conexos a lluvias de gran intensidad, interfiriendo u obstruyendo caminos y/o canales de regadío.

Genéticamente deben ser considerados como materiales modernos.

Los materiales descritos muestran rasgos inequívocos de una generalizada degradación por efectos erosivos, ligados a precipitaciones de gran intensidad, en una zona de aridez regional; esta acción ha provocado profundas cárcavas y eliminación parcial de la cobertura superficial. Por la vía de corrimientos, solifluxiones, flujos y cárcavas de erosión pluvial retrógrada.

4. HIDROGEOLOGIA

La granulometría granular y la normal alta permeabilidad que caracteriza a los materiales francamente Cuaternarios que tapizan o rellenan el valle del río Elqui, significa que ellos poseen tasas de infiltración relativamente elevadas; en virtud de esta situación, contienen mayoritariamente aguas subterráneas de escurrimiento libre, al menos en los primeros metros a partir del actual fondo del cauce del río (8 a 10 m aproximadamente). En profundidad, la posición del nivel freático, estará relacionada directamente con la existencia de lentes o intercalaciones finas, especialmente de tipo lagunar (arcillas o limos), genéticamente conexos a embalses o entrapamientos naturales y temporarios del río, por obstrucciones de tipo aluvional o fluvio-aluvional (quebradas laterales o tributarias tipo Algarrobal). En todo caso, discontinuamente, las aguas subterráneas deberían presentarse en forma abundante hasta las proximidades del piso rocoso del valle. Resulta evidente que la mayor capacidad de almacenamiento en los depósitos que rellenan el valle del río Elqui, se registrará hacia los niveles superficiales en torno del actual lecho o cauce, respondiendo a recargas directas de esta fuente.

En las quebradas circundantes a los macizos que constituyen los apoyos de la Presa, no se han registrado alumbramientos que supongan la existencia de caudales subsuperficiales. Se trata más bien de estructuras provistas de escurrimiento efímero o temporario, ligadas a recargas por precipitaciones directas, en época de invierno. En los macizos rocosos que constituyen los apoyos, no se han registrado igualmente, afloramientos de aguas; situación propicia para la ausencia de infiltraciones en eventuales excavaciones subterráneas: túnel de desviación, vertedero, etc.

Las precipitaciones efectivamente relevantes para condicionar infiltraciones de cierta envergadura en torno de las rocas graníticas fracturadas de los apoyos, estará condicionada sólo a aquellas tipificadas por intensidades de cierta magnitud.

Las bajas tasas de infiltración que afecta a las quebradas y rocas que conforman el entorno de ambos apoyos, obedece al típico escaso fracturamiento que las afecta y al fuerte empinamiento del terreno natural, que favorece el rápido escurrimiento de superficie de las aguas lluvias.

La densa cobertura vegetal que se desarrolla en torno de ambos apoyos, con notable predominio de especies freatófitas, revela la existencia de niveles superficiales de aguas (Unidad Zonas Pantanosas).

Aún cuando a nivel puntual, el sondaje en actual ejecución proporcionará significativos antecedentes respecto de la naturaleza estratigráfica del material que rellena el valle, de sus relaciones de contacto, posición del o de los distintos niveles de agua, caudales, etc., vitales para materializar evaluaciones preliminares respecto del comportamiento hidrogeológico.

En las unidades de roca, es muy poco probable que se detecten acuíferos de alguna significación; de existir corresponderán al tipo de escurrimiento libre cerca de la superficie, con caudales muy modestos y fluctuantes concentrados en época invernal o de precipitaciones mayores.

5. GEOLOGIA ESTRUCTURAL

Identificación y caracterización de fracturas y fallamientos: para los efectos prácticos del presente estudio, las únicas discontinuidades relevantes en torno de los dos relieves comprometidos por los apoyos de la Presa Algarrobal, en virtud de la alternativa propuesta para su eje, corresponden a fracturas y fallas; los planos de estratificación propios de las rocas volcánicas no admiten ser evaluadas considerando que se distribuyen a comprometen terrenos o relieves que sobrepasan la superficie enmarcada por los contornos basales de la presa. Sea como fuere, resulta relevante destacar que estas estructuras en las zonas marginales o de contacto con las rocas intru-

sivas, experimentan notable disminución, en virtud de las acciones de metamorfismo, propias de este tipo de fenómeno; los planos de estratificación se tornan gradualmente difusos, soldados y levemente afectados a microplegamientos. Adicionalmente, importará destacar que las rocas volcánico-clásticas, sobre la cota de coronamiento de la alternativa propuesta, acusan sólo intensificación puntual en el grado de estratificación.

Fallas y fracturas admiten ser analizadas en forma separada, en virtud de sus actitudes, densidades, morfología, continuidad, etc. Irrelevante para esta etapa del Proyecto resulta su catastro y representación en forma estadística.

5.1 FRACTURAS

5.1.1 Apoyo derecho

En este sector dos son las actitudes dominantes que presentan las fracturas:

- I N 70° a 75° E, prácticamente verticales, y
- II N 25° a 30° , prácticamente verticales.

Secundariamente es posible reconocer algunas fracturas con rumbo:

- III N - S con inclinaciones de 75° a 85° W a verticales.
- IV Prácticamente horizontales.

Significativamente dominantes para el sector son las fracturas del tipo I; se disponen prácticamente subparalelas a la única zona de fallamiento identificada en el lugar. Corresponde, como se tratará más adelante, a estructuras estrechamente emparentadas a una serie de diques andesíticos. Sólo aquellas fracturas del tipo I que se ubican en torno de las "cajas" de dichos diques, (2 a 3 m), suelen revelar cierto grado de alteración en sus planos; en los sitios restantes, las fracturas presentan planos exentos de relleno, regularmente espaciadas (a intervalos de 1,5 a 3,0), rectas, provistas de superficies bastante lisas y corridas observables en superficie de 8 a 10 m. En sectores, particularmente en la zona comprometida por el apoyo de la presa, inmediatamente aguas arriba del coronamiento, las fracturas tipo I al interceptarse con aquellas del tipo III, condicionan desprendimiento por efecto de "cuñas" libres de confinamiento exterior; esta situación se materializa en la formación de pequeños conos de deyección, integrados por fragmentos rocosos menudos de tipo granítico, movilizados por acción gravitacional.

Las fracturas horizontales del tipo IV se aprecian particularmente abundantes en el pequeño espolón rocoso (conocido como "piedra Jorquera"), inmediatamente aguas arriba del eje del Proyecto.

De acuerdo a lo que es posible observar en los cortes excavados en rocas graníticas del apoyo derecho, en conexión con el trazado del FF.CC. y del antiguo camino La Serena-Rivadavia, la gran mayoría de las fracturas, independiente de sus actitudes, suelen acusar evidencias de atenuamiento o disminución en profundidad. Esta particularidad resulta geotécnicamente atractiva, asumiendo que incrementa positivamente las características del macizo rocoso como elemento de apoyo para la presa en proyecto.

Importará destacar finalmente, que el fuerte empinamiento que presenta la ladera del valle en torno del apoyo derecho, admite encierto modo ser atribuido a un fracturamiento generalizado de escasa magnitud.

5.1.2 Apoyo Izquierdo

Las fracturas predominantes en este apoyo corresponden principal y mayoritariamente a los siguientes tipos:

Tipo I N 35 a 40 W, verticales.

Tipo II E-W, verticales.

Tipo III Horizontales.

Indudablemente que las fracturas más notables corresponden a las del tipo I; se observan rectas, provistas de planos lisos, generalmente con corridas observables de 8 a 15 m, sin relleno. A nivel superficial se observan con aberturas que en sectores puntuales fluctúan entre 1 y 3 cm. Sus espaciamientos varían entre 1 y 5 a 6 m. Las fracturas del tipo II, en cambio, revelan corridas y espaciamientos ligeramente menores que las anteriores, con desarrollo rectilíneo; sus planos se observan libres de irregularidades significativas, esto es, poco friccionantes, sin relleno. Hacia la cota de coronamiento (890-895), en torno del eje propuesto, controlan decisivamente la morfología del macizo rocoso. Las fracturas horizontales, finalmente, predominan hacia la porción basal del espolón, en las inmediaciones del eje, materializadas por discontinuidades perfectamente rectilíneas, con corridas visibles de 5 a 8 m cerradas, a intervalos de 1 a 3 m.

Geotécnicamente desde el punto de vista del Proyecto, las fracturas del tipo II, en virtud de disponerse perpendiculares al eje de la presa, son las que mayoritariamente podrían constituir vías propicias al escurrimiento subsuperficial de aguas; podrán ser minimizadas recurriendo a técnicas de inyecciones, a escarificaciones superficiales, considerando que en profundidad tienden a apreciarse más cerradas o soldadas.

En términos comparativos, el grado de fracturamiento en el apoyo izquierdo alcanza mayor intensidad, respecto del derecho, en términos de corrida y abertura independiente de sus patrones o actitudes dominantes; este carácter se patentiza a través de una tendencia superficial del macizo rocoso granítico, a experimentar fragmentación en bloques rombicos, cuyos volúmenes fluctúan entre 5 y 8 m³, en algunos sectores.

Los "bloques" en referencia, otorgan en sectores, precaria estabilidad a la ladera de cerro que conforma el espolón de apoyo izquierdo de la presa. Su presencia, por otro lado, da lugar a vigorosas irregularidades o abruptos quiebres en la continuidad morfológica del sector, comprometido por el apoyo (salientes y/o cornizas afarellonadas), situación que obligará a efectuar necesarias labores de perfilado superficial, previas a cualquier tratamiento de impermeabilización, mediante inyecciones.

Genéticamente, las fracturas presentes en los cuerpos intrusivos de tipo granítico, que constituyen los apoyos de la alternativa de Presa Algarrobal, deben ser atribuidas a la interacción de los mecanismos tectónicos que provocaron su emplazamiento y a fenómenos de alivio de sobrecarga de acuerdo con fenómenos de decompresión, por acción erosiva.

5.2 FALLAS

La zona objeto del estudio, no aparece en una primera inspección recorrida por estructuras del tipo fallas, que contribuyan a desmejorar rigurosamente el carácter geotécnico de los apoyos de la Angostura Algarrobal. El rasgo tipo falla más notable corresponde a una detectada en el Apoyo Derecho, inmediatamente aguas arriba del Eje Propuesto. En este sector, se conjuga la existencia de algunos diques afaníticos ultrabásicos con zonas de fallas, totalizando un espesor cercano a los 10 a 12 m. En apariencia, la intrusión de los diques produjeron intenso tectonismo y cizallamiento en las rocas graníticas de "caja"; numerosas bandas de calcita y arcilla rellenan y/o conforman las zonas de contacto.

Los planos de debilidad creados por este mecanismo de intrusión, fueron posteriormente objeto de desplazamientos por efectos gravitacionales, incrementando la potencia de las zonas marginales de cizalle; éstas adquieren la típica consistencia de materiales conexos a fallamiento, con abundante salbanda arcillosa e incipiente estructuras afines a slickensidades (microespejos de fallamiento bajo la forma de superficies brillantes estriadas).

Sea como fuere las estructuras precedentemente descritas, no acusan signos de haber experimentado desplazamientos modernos; situación que permite catalogarlas por fallas inactivas y por tanto, estructuralmente irrelevantes desde el punto de vista del Proyecto.

6. MARCO GEOLOGICO DE LA ZONA COMPROMETIDA POR EL VASO

Los terrenos comprometidos u objeto de inundación en relación con la futura construcción y operación del Proyecto objeto del presente estudio, consisten mayoritariamente en materiales inconsolidados y/o suelos, ligados genéticamente a acciones sedimentarias (erosión, transporte y depositación) propios del Pleistoceno o Cuaternario Inferior y Holoceno o Cuaternario Reciente. Los primeros, conexos principalmente a remanentes de terrazas fluviales y fluvio aluvionales altas; y los segundos espacialmente a modo de escombreras de ladera de cerro, conos de deyección de quebradas, rellenos fluviales de fondo de los valles fluviales actuales y depósitos gravitacionales o de remociones en masa.

Esta particular situación, parece estar relacionada, principalmente, con la naturaleza de las acciones meteorizantes que a nivel local han actuado, sobre las rocas preexistentes: predominio de meteorización física (asociada a fracturamiento y fallas menores), sobre meteorización química (zonas de alteración hidrotermal).

La mayoría de estos materiales, al alcanzar amplia distribución en torno del eje de presa propuesto, han sido objeto de detallado análisis, incluyendo su adecuada delimitación cartográfica, en el Capítulo 3.2 del presente estudio.

En lo que a las unidades de roca compete, convendría señalar que la zona de inundación comprometerá, en función del área ocupada, directa o indirectamente, las siguientes unidades que no aparecen descritas en detalle en la geología en torno de la presa. De acuerdo con esta situación y con ajuste al esquema geológico planteado en la figura N°1 adjunta, las siguientes unidades rocosas, participarán adicionalmente conformando el marco geológico de la zona de inundación (en orden decreciente de edad):

Formación Algarrobal (Ja)

Conforma parte del flanco Este del valle del río Elqui, en torno de la localidad de Varillar, hacia la cola de la zona de inundación comprometida por el proyecto Algarrobal, aguas arriba de la Quebrada Seca. Adicionalmente, integra una porción de ambos costados del valle del río Claro, de acuerdo con una franja de 1 km de ancho, según un rumbo general N 45° E, ubicada 1,7 a 2,0 km aguas arriba de su confluencia con el río Elqui.

De acuerdo con la definición original de DEDIOS, (1978), está integrada por una potente secuencia de coladas andesíticas en parte ocofíticas con intercalaciones de sedimentos lagunares (conglomerados, areniscas y lutitas). Las lutitas presentan frecuentemente grietas de secamiento, mientras que las andesitas acusan alteración del tipo epidota-clorita. Normalmente, se observa bien estratificada, con banco según un rumbo general N 35° a 50° E, e inclinaciones al NW. Se le ha asignado una edad jurásica (Dogger Superior-Malm).

Formación Pucalume (Kp)

Alcanza amplio desarrollo en torno de la zona de inundación comprometida por el Proyecto Algarrobal, tanto en el valle del río Elqui, como en su rama correspondiente al río Claro. En el primero, integra una porción del flanco derecho del valle frente a la localidad de Varillar y parte del flanco izquierdo entre Quebrada Seca y su confluencia con el río Claro. En el valle del río Claro, por su parte, conforma una porción de su costado o flanco izquierdo en torno de su confluencia con el río Elqui. A nivel local, se dispone de acuerdo con una secuencia bastante bien estratificada según un rumbo general cercanamente N e inclinación de 30° a 50° al W.

Litológicamente, está integrada, de acuerdo con la definición de DEDIOS (1978), por "rocas sedimentarias clásticas continentales: areniscas, conglomerados, lutitas y limolitas rojas muy bien estratificadas. Intercalaciones de coladas andesíticas con algunos niveles de calizas lagunares conteniendo fauna de ostrácodos. Por doquier, se observa disectada por numerosos filones andesíticos y/o basálticos, que desarrollan llamativas estructuras". Se le ha asignado una edad Cretácico Medio (Aptiano-Albiano).

Cuerpos Intrusivos (Tg)

En torno de la zona de inundación del Proyecto Algarrobal, se ubican varios cuerpos intrusivos que adquieren la forma de stocks y batolitos, in diferenciados, de edad Terciaria. Se centran mayoritariamente, en el flanco derecho del valle del río Elqui, en torno de la quebrada Juan. Con sisten principalmente en: granodiorita, tonalita, dioritas, monzonitas, granitos, andesitas. Intruyen mayoritariamente a rocas de la Formación Pu calume, condicionando sólo leve alteración hidrotermal, especialmente silici ficación y ligeras modificaciones en la tonalidad de las rocas preexistentes.

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 AREA DEL MURO DE PRESA Y OBRAS ANEXAS

- 7.1.1 La angostura preliminarmente seleccionada para constituir los apoyos de la presa, si bien condicionan el necesario desarrollo de un eje desfasado respecto de la trayectoria media del valle del río Elqui, en torno del sector, ofrece la bondad morfológica de posibilitar el aprovechamiento como apoyos, de dos incipientes espolones o salientes; integrados exclusivamente por rocas graníticas (tonalitas y pórfidos tonalíticos, principalmente), ligados a pequeños stocks intrusivos, propios de la región, dan lugar a una morfología especial, en razón de la evidente mayor resistencia que habrían ofrecido a los agentes de erosión fluvial, respecto de las rocas volcano-clásticas circundantes.
- 7.1.2 Las rocas graníticas que constituyen ambos apoyos se presentan a nivel superficial como frescas, inalteradas, resistentes; sólo local o puntualmente estas propiedades acusan cierto deterioro, ligadas a la interacción de fracturas o discontinuidades desfavorablemente orientadas; esta situación en el apoyo derecho ha generado pequeños conos de deyección, integrados mayoritariamente por fragmentos rocosos menudos, que se movilizan ladera abajo por acción gravitacional. En el

apoyo izquierdo, en cambio, fracturas de gran corrida, abiertas, sin relleno, verticales y de acuerdo con trayectorias interceptantes, han favorecido la fragmentación superficial en bloques rómbicos.

- 7.1.3 Los sistemas de fracturamiento contenidos en las rocas graníticas de ambos apoyos, integrando patrones muy regulares, muestran actitudes mayoritariamente preferenciales como limitar o restringir a un mínimo la infiltración de aguas del futuro embalse. Importará destacar en relación con este punto, que los cortes efectuados en el antiguo FF.CC. y camino, comprometiendo rocas graníticas, en el apoyo derecho, permiten evidenciar que las fracturas en profundidad tienden invariablemente a cerrarse o soldarse, restando su potencial de infiltración.
- 7.1.4 Desde el punto de vista morfológico, el espolón en torno del apoyo izquierdo resulta el más atractivo para la construcción del túnel de desviación y vertedero. Las excavaciones en profundidad, relacionadas con ambas obras, comprometerán exclusivamente rocas graníticas de grano medio a grueso, muy homogéneas, de buena calidad química, afectas sólo puntualmente a desmejoramientos en su condición física en virtud de ocasionales densificaciones en el grado de fracturamiento. Para el caso de las excavaciones del túnel de desviación las filtraciones deberían ser mínimas, conexas o ligadas a precipitaciones de invierno. Eventuales sobreexcavaciones de poca significación podrán producirse en las zonas de los portales (primeros 10 a 15 m), en relación con la presencia de fracturas superficiales. De acuerdo con su magnitud podrán requerir de fortificación y revestimiento continuo, particularmente hacia la bóveda o clave.
- 7.1.5 Las fallas presentes en el apoyo derecho, inmediatamente sobre la cota de coronamiento de la presa, estrecha y genéticamente emparentadas con el emplazamiento de algunos diques básicos en los cuerpos intrusivos graníticos de edad Terciario deben considerarse inactivas durante a lo menos, el Cuaternario y con riesgo remoto a nulo de experimentar activamientos que perjudiquen a las obras y futura operación del Proyecto.

7.2 ZONA INUNDADA

- 7.2.1 Tanto las unidades de suelos como rocas identificadas, caracterizadas y delimitadas en la zona, no acusan signos evidentes actuales, ni en un próximo futuro (vida útil del Proyecto), propios de fenómenos de remoción en masa significativos, que puedan poner en riesgo sus obras u operación.
- 7.2.2 Estudios hidrológicos determinarán la recurrencia con que pueden producirse condiciones climáticas adversas compatibles con la generación de flujos aluvionales que signifiquen aportes importantes de material sólido hacia la zona de inundación del Proyecto. Cinco son las quebradas mayores que descargan directamente hacia el vaso de inundación; San Enrique, Seca, Durán y Juan en el valle del río Elqui, y Tres Cruces en el valle del río Claro. Antecedentes históricos disponibles señalan que estas quebradas han experimentado abruptos incrementos en sus caudales, asociadas a lluvias de gran magnitud, condicionando flujos aluvionales; sin embargo, los volúmenes envueltos, de repetirse dichos eventos en términos de magnitud, deberán ser catalogados racionalmente como modestos; por tanto, dichos aportes no impondrán restricciones severas en la capacidad de almacenamiento, vida útil y/o operación del Proyecto. Importa señalar que la mayor de las mencionadas quebradas, San Enrique, parece haber alcanzado un cierto grado de equilibrio en su eje hidráulico y superficie aportante, a juzgar por su profundo y equilibrado encauzamiento y el desarrollo arbustivo en sus márgenes.
- 7.2.3 A partir de ciertos sectores afarellonados ubicados en torno del flanco derecho del valle del río Elqui, inmediatamente aguas arriba del eje de la presa, y comprometiendo rocas de la Unidad Las Breas, podrán ocurrir esporádicos desprendimientos de fragmentos rocosos, de cierta significación. Dichos fenómenos tendrán relación con acciones eminentemente gravitacionales, asociadas a sectores donde las rocas que integran dicha Unidad acusan un notable incremento en el grado de fracturamiento.

Producidos los fenómenos descritos y aceptando las necesarias reducciones de tamaño comprometidas en las movilizaciones ladera abajo de sus sitios de origen, es posible aceptar el "ingreso puntual" a la zona de inundación, de bloques con diámetro máximo de 2 a 3 m³. En sus trayectorias, podrían inducir algún tipo de deterioro en la futura plataforma de la variante del camino Vicuña-Rivadavia, en el tramo de contorno a la zona de inundación de la presa. Atendida esta consideración, podría resultar oportuno individualizar convenientemente

todos aquellos puntos rocosos susceptibles de experimentar remociones y someterlos a "desquinces controlados" o simples "peinados", mediante tronaduras suaves, a objeto de minimizar el riesgo de remociones, como las descritas.

- 7.2.4 Aceptando el pernicioso efecto degradante que prácticas incontroladas (sobrepastoreo de caprinos, de forestación de arbustos para fines energéticos), han provocado respecto de atenuar y/o eliminar paulatinamente la cobertura vegetal y de suelo local, acentuando los procesos erosivos, resultaría conveniente readecuar racionalmente el futuro manejo y uso del suelo en torno de toda la zona de inundación del Proyecto. Particular énfasis deberá darse a la reforestación recurriendo a especies arbustivas autóctonas y al control del pastoreo de caprinos.
- 7.2.5 Los materiales inconsolidados (suelos) y rocas que conformarán los márgenes o riberas del futuro vaso del Proyecto Algarrobal, en función de su naturaleza litológica, mineralógica, actitud estructural, grado de fracturamiento y/o alteración, compacidad, traba mecánica, situación morfológica, pendiente, etc., no deberían experimentar modificaciones sustanciales respecto de su situación actual, particularmente erosiones o remociones en masa, ligadas a las necesarias fluctuaciones que experimente el nivel de aguas en el embalse; la aseveración es igualmente válida para los efectos de oleajes generados en condiciones de tormentas. La observación se sustenta en el comportamiento de embalses ubicados en la región: Recoleta, Paloma, Cogotí.
- 7.2.6 En la zona de inundación del Proyecto Algarrobal, la falla de mayor desarrollo y por lo tanto, la más relevante, corresponde a la denominada Falla Rivadavia, de acuerdo con DEDIOS, (1967); con rumbo cercanamente norte, se extiende a lo largo de 8 a 9 km subparalela al río Elqui, en su margen derecho, al norte de la localidad de Rivadavia. En su prolongación sur, margen izquierdo del río Elqui, adquiere un desarrollo sinuoso, en su tramo inicial, para retomar su orientación preferencial a lo largo del eje de la Quebrada San Enrique. Compromete mayoritariamente rocas de las formaciones: Pucalume y Matahuaico, junto a rocas graníticas indiferenciadas.

La falla individualizada, junto a otras menores, no representadas cartográficamente en la figura N°1, no acusan rasgos topográficos y geomorfológicos en el relleno Cuaternario, que permita sugerir algún tipo de actividad; atendida esta consideración, no participarían adversamente para imponer restricciones geotécnicas significativas en el Proyecto.

- 7.2.7 A título de conclusión, es necesario señalar que la zona de inundación del Proyecto Algarrobal, en virtud de sus características geológicas (suelos y rocas), estructurales (fallas, fracturas) y comportamiento geotécnico (compacidad, resistencia, alteración y permeabilidad), posee una adecuada estanqueidad, que no impone restricciones severas para materializar el Proyecto objeto del presente estudio.
- 7.2.8 Aguas arriba del sitio de emplazamiento para la presa propuesta, en sectores de los valles de los ríos Turbio y Claro, principalmente, se han detectado lugares favorables para las extracciones de materiales de empréstito, en condiciones de constituirse en atractivos yacimientos, en términos de distancia de transporte, cubicación y calidad. Corresponden tanto a depósitos fluviales, aluvionales, como productos de intensa meteorización de rocas preexistentes ("maicillos"). En exámenes preliminares surgen como adecuados para la construcción de las distintas secciones de la presa en Proyecto. Deberán ser objeto de prolijos muestreos y caracterizaciones de laboratorio para cuantificar sus verdaderos potenciales geotécnicos, constructivos y económicos.

EMBALSE ALGARROBAL
Marco Geológico de la zona de Inundación

ESCALA 1:40.000 (APROX.)

FIGURA Nº 1

SIMBOLOGIA

- RUMBO E INCLINACION GENERAL ESTRATOS
- ESTRATOS HORIZONTALES
- LIMITE ZONA INUNDACION, PROYECTO ALGARROBAL

LEYENDA

DEPOSITOS INCONSOLIDADOS

- FLUJOS ALUVIONALES DE QUEBRADAS Y TERRAZAS FLUVIALES ANTIGUAS INDIFERENCIADAS.
- DEPOSITOS ASOCIADOS A REMANENTES DE TERRAZAS CINERITICAS (CENIZAS VOLCANICAS).
- DEPOSITOS FLUVIALES ATERRAZADOS ADYACENTES O PROXIMOS A CAUCES ACTUALES.
- DEPOSITOS FLUVIALES ASOCIADOS A CAUCES ACTUALES.

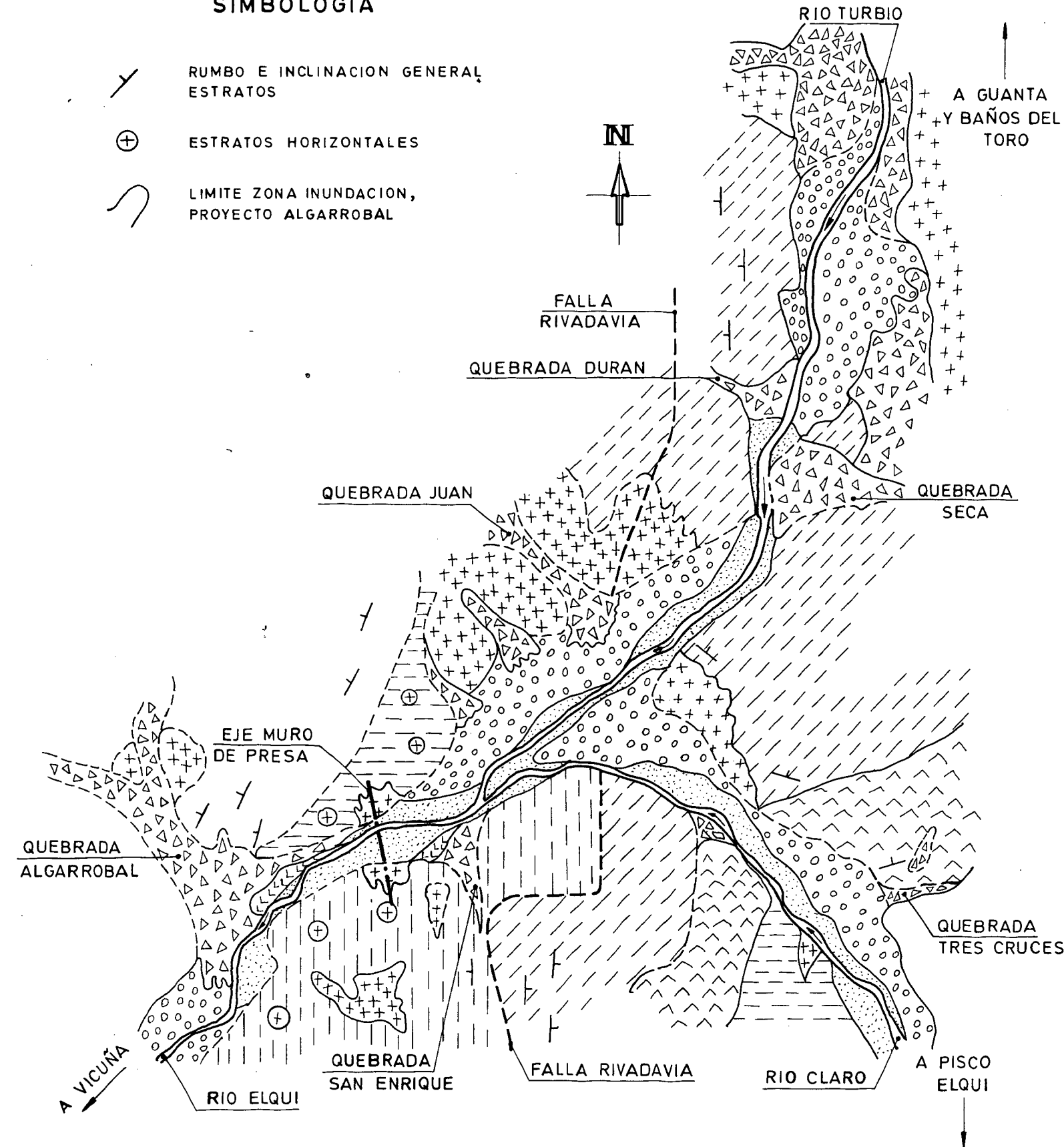
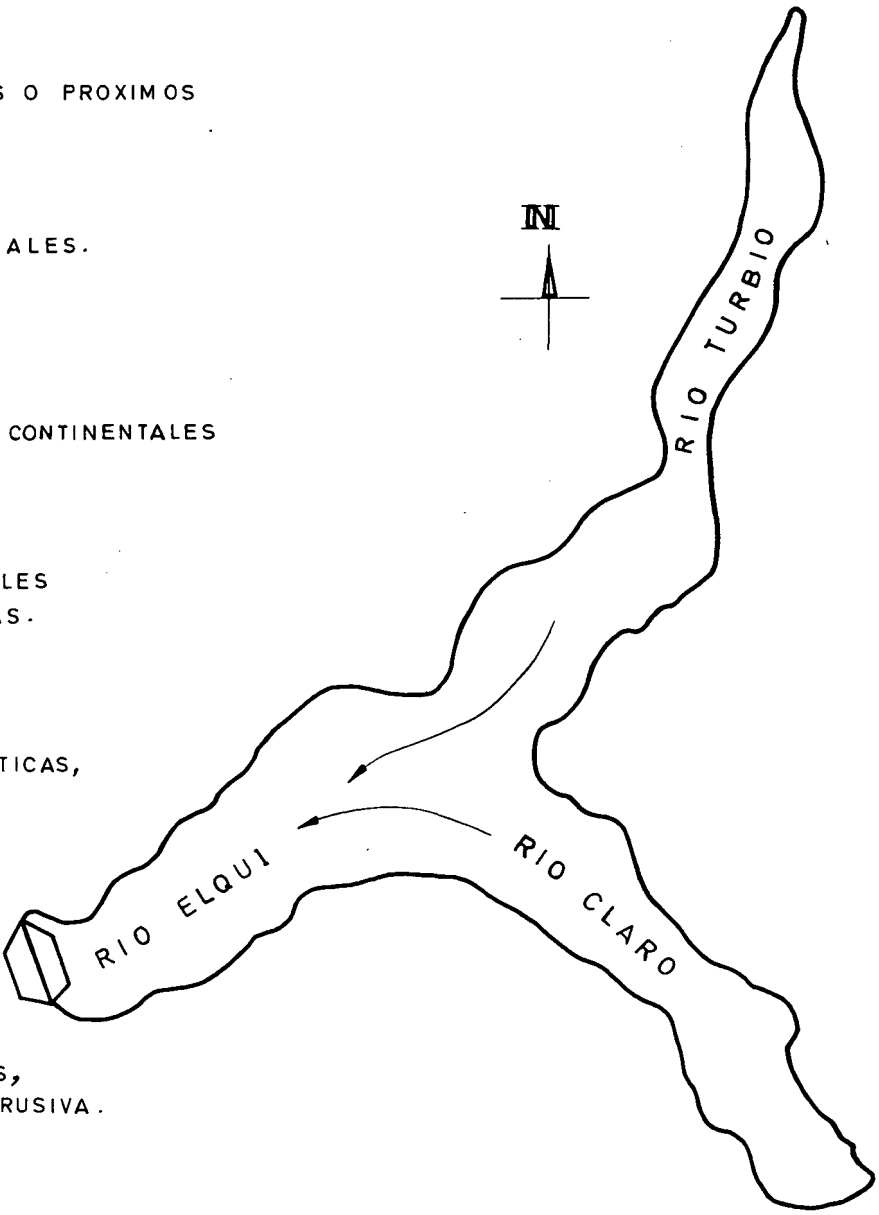
UNIDADES DE ROCAS

- FORMACION MATAHUAICO: SEDIMENTOS CLASTICOS CONTINENTALES CON INTERCALACIONES VOLCANICAS RIOLITICAS.
- FORMACION LAS BREAS: SEDIMENTOS CONTINENTALES PIZARRAS, LUTITAS, BRECHAS Y VOLCANITAS RIOLITICAS.
- J_a FORMACION ALGARROBAL: SEDIMENTOS CLASTICOS CONTINENTALES CON INTERCALACION DE LAVAS ANDESITICAS, EN PARTE DE TIPO OCOITICO.
- K_p FORMACION PUCALUME: SEDIMENTOS CLASTICOS CONTINENTALES GRIS ROJIZO CON INTERCALACIONES DE LAVAS ANDESITICAS Y RIOLITICAS.

CUERPOS INTRUSIVOS

- STOCKS Y BATOLITOS INDIFERENCIADOS: GRANITICOS, GRANODIORITICOS, TONALITAS, DIORITAS, ANDESITA INTRUSIVA.

ESQUEMA
ZONA DE INUNDACION



EMBALSE ALGARROBAL

ANEXO XI.A.3.5

PROSPECCIONES

SECCION 3 - REGISTRO DE CALICATAS

I N D I C E

	<u>PAGINA</u>
1. CALICATAS ZONA DEL MURO	XI.A.3.5.50
2. CALICATAS DEL ESTUDIO DE YACIMIENTO	XI.A.3.5.66

XI.A.3.5.50

1, CALICATAS ZONA DEL MURO

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO

Nº P-31

FIGURA

PROYECTO: ALGARROBAL

UBICACION: EMPOTRAMIENTO IZQUIERDO A ARRIBA EJE

HOJA 1 DE 2

COTA BOCA: 791,7 m.

PROF. NAPA (FECHA): — m. (—)

INSPECTOR: A.C.N.

PROF. TOTAL: 11,00 m.

FECHA EJECUCION POZO: 05.85

(*) VALOR ESTIMADO

PROFUNDIDAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICACION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA					LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLASTICIDAD %
				# TAMAÑO MAX. (mm)	# % DE BOLONES	GRAVA %	ARENA %	FRACCION < 3" FINOS %		
5,00		SP-SM	ARENAS MEDIAS, CON ESCASOS FINOS NO PLASTICOS, COLOR GRIS, ALGO CEMENTADAS, HOMOGENEAS, ORIGEN FLUVIAL.	—	—	—	95	5		
5,50		GP	GRAVAS ARENOSAS CON ESCASOS FINOS, COLOR GRIS-CAFE, HUMEDAD BAJA A SECA, CANTOS SUBREDONDEADOS, HOMOGENEAS, ORIGEN FLUVIAL.	4	—	50	48	2		
5,80		ML	LIMO ARENOSO, COLOR CAFE, RAICES, ORIGEN FLUVIAL.	—	—	—	10	90		
		SP	5,80-6,20: ARENA FINA, COLOR GRIS CAFE, HUMEDAD SECA, HOMOGENA, ALGO DE RAICES.	—	—	—	100	—		

OBSERVACIONES: - LA EXCAVACION DEL POZO CORRESPONDE DE 5,00 A 11,00 m -
 - ENTRE 0,00 Y 5,00 SE DESCRIBE EL CORTE EXISTENTE EN TERRENO

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO

Nº P-31

FIGURA

PROYECTO: ALGARROBAL

HOJA 2 DE 2

COTA BOCA:m.

UBICACION:

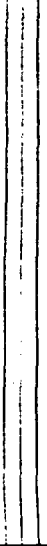
PROF. NAPA (FECHA):m(.....)

INSPECTOR: ACN

PROF. TOTAL: 11,00 m

FECHA EJECUCION POZO: 05.95

(*) VALOR ESTIMADO

PROFUNDI- DAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICA- CION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA					LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLAS- TICIDAD %
				* TAMANO MAX. (mm)	# % DE BOLORES	FRACCION < 3"				
						GRAVA %	ARENA %	FINOS %		
6,20		SP		—	—	—	100	0		
6,60		ML	LIMO ARENOSO, COLOR CAFE, SIN RAICES, ORI- GEN FLUVIAL -	—	—	—	10	90		
		GP- GM	GRAVA ARENOSA CON ESCASOS FINOS, COLOR CAFE, PLASTICIDAD NULA A BATA, HUMEDAD SECA, CANTOS SUBREDONDEADOS, ALGO ESTRATIFICADAS, ORIGEN FLUVIAL	20	10	50	45	5		
8,50		ML	LIMO ARENOSO, COLOR CAFE, PLASTICIDAD MEDIA A ALTA, HUMEDAD MEDIA, HOMOGENEO, ORIGEN FLUVIAL	—	—	0	30	70	44,9	14,7
11,00										

OBSERVACIONES:

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO

Nº P-32

FIGURA

PROYECTO: ALGARROBAL

UBICACION: EMPOTRAMIENTO IZQUIERDO A. ARRIBA DE HOJA 1 DE 1

COTA BOCA: 800.8 m.

PROF. NAPA (FECHA): — m. (—)

INSPECTOR: A.C.N.

PROF. TOTAL: 6.00 m.

FECHA EJECUCION POZO: 05.85

(*) VALOR ESTIMADO

PROFUNDI- DAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICA- CION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA					LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLAS- TICIDAD %
				* TAMANO MAX. (mm)	* % DE BOLONES	FRACCION $\leq 3"$				
						GRAVA %	ARENA %	FINOS %		
1,50		SP- SM	ARENAS MEDIAS, CON ESCASOS FINOS, COLOR GRIS, ALGO CEMENTADAS, HUMEDAD SECA, HOMOGENEAS, GENERALMENTE TAL GRADUADA, ORIGEN FLUVIAL. -	-	-	-	95	5		
1,90		ML	LIMO ARENOSO, COLOR AMARILLO, ALGO HETE. ROJENCO, HUMEDAD SECA	-	-	-	6	94	-	-
5,30		SP- SM	ARENA TAL GRADUADA, CON ALGO DE FINOS LIMOSOS (6%), COLOR GRIS, HUMEDAD BAJA, HOMOGENEA, ALGO CEMENTADA, ORIGEN FLUVIAL. -	-	-	-	94	6	NP	NP
6,00		SM	ARENA LIMOSA, COLOR CAFE-AMARILLENTO, PLAS- TICIDAD NULA, HUMEDAD MEDIA, HOMOGENEA, CON ALGO DE RAICES, ORIGEN FLUVIAL	-	-	-	75	25	NP	NP

OBSERVACIONES:

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO

Nº 7-33

FIGURA

PROYECTO: ALGA ZOBAL

UBICACION: EMPOTRAMIENTO IZQUIERDO A ARRIBA EJE.

HOJA 1 DE 3COTA BOCA: 793,9 m.PROF. NAPA (FECHA): m. ()INSPECTOR: ACNPROF. TOTAL: 12,90 m.FECHA EJECUCION POZO: 05.85

(*) VALOR ESTIMADO

PROFUNDI- DAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICA- CION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA						LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLAS- TICIDAD %
				# TAMAÑO MAX. (mm)	# % DE BOLONES	FRACCION $\leq 3\phi$					
						GRAVA %	ARENA %	FINOS %			
0,00		SP- SM	ARENAS MEDIAS, CON ESCASOS FINOS NO PLASTICOS, COLOR GRIS, ALGO CEMENTADAS, HUMEDAD BATA A SECA, HOMOGENEAS, GENERALMENTE MAL GRA- DUADAS, ORIGEN FLUVIAL	—	—	— *	94 *	6 *	NP	NP	
6,00											

OBSERVACIONES: - LA EXCAVACION DEL POZO CORRESPONDE DE 6,00 A 12,90 m.
 - ENTRE 0,00 Y 6,00 m SE DESCRIBE EL CORTE EXISTENTE EN TERRENO

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO

Nº P-33

FIGURA

PROYECTO: ALGARZOBAL

HOJA 2 DE 3

COTA BOCA: m.

UBICACION: EMPOTRAMIENTO IZQUIERDO

PROF. NAPA (FECHA): m. (.....)

INSPECTOR:

PROF. TOTAL: 12,90 m.

FECHA EJECUCION POZO: 05.85

(*) VALOR ESTIMADO

PROFUNDI- DAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICA- CION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA					LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLAS- TICIDAD %
				# TAMANO MAX. (mm)	# % DE BOLONES	FRACCION $\leq 3"$				
						GRAVA %	ARENA %	FINOS %		
6,30		ML	LIMO ARENOSO, COLOR CAFE			-	30 *	70 *		
6,60		SP- SM	ARENA CON FINOS, COLOR GRIS			-	90 *	10 *		
6,90		SM	ARENA LIMOSA, COLOR AMARILLO			-	75 *	25 *		
8,90		GP	GRAVA ARENOSA, MAL GRAVADA, COLOR CAFE AMA- RILLENTO, CANTOS SUBREDONDEADOS, HUMEDAD SECA, ALGO HETEROGENEA, ALGUNAS RAICES, CON ALGUNOS ESTRATOS MAS ARENOSOS DE ESPESORES DELGADOS (MENOR DE 40 CM), ORIGEN FLUVIAL.	20	5	72	24	4	-	-
9,50		SM	ARENA CON FINOS (25%), PLASTICIDAD BAJA A NULA, CON ALGO DE GRAVA DE CANTOS SUBREDON- DEADOS, COLOR AMARILLO-GRIS, HUMEDAD BAJA, HETEROGENEA, ESTRATO DE TRANSICION, OR. FLUVIAL	3	-	10 *	65 *	25 *		
10,10		SP- SM	ARENAS CON ESCASO FINO, COLOR AMARILLENTO, HUMEDAD BAJA, PLASTICIDAD BAJA A NULA, ES- TRATIFICADAS, ALGO DE RAICES, ORIGEN FLUVIAL	-	-	- *	95 *	5 *		
10,70		MH	LIMO ARENOSO CON ESCASA GRAVA FINA, PLASTICI- DAD MEDIA A ALTA, COLOR CAFE CLARO, HUME- DAD MEDIA, ORIGEN FLUVIAL	-	-	8	23	69	56,6	23,8
		MH	10,70 - 12,90 : LIMO ARENOSO, PLASTICIDAD ALTA, COLOR CAFE NEGROZCO, HUMEDAD MEDIA, ORIGEN FLUVIAL	-	-	-	26	74	57,4	24,7

OBSERVACIONES:

OBSERVACIONES:

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO				Nº P-34		FIGURA	
PROYECTO: ALG42ROBAL				UBICACION: EMPOTRAMIENTO 120. A. ARRIBA EJE MURO		HOJA 1 DE 1	
COTA BOCA: 784.4 m.				PROF. NAPA (FECHA): 0.45 m (28.05.85)		INSPECTOR: A.C.N.	
PROF. TOTAL: 1.60 m.				FECHA EJECUCION POZO: 05.85		(*) VALOR ESTIMADO	

PROFUNDIDAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICACION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA					LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLASTICIDAD %
				TAMANO MAXIMO (mm)	% DE BOLON	GRAVA %	ARENA %	FRACCION < 3" %		
0.40		SM.	ARENA LIMOSA CON ABUNDANTE FINO, COLOR GRIS AMARILLENTO, HUMEDAD ALTA, ABUNDANTE RAICES, ORIGEN FLUVIAL, CAPA VEGETAL.	—	—	—	80	20		
1.60		SM	ARENA LIMOSA CON FINOS (14%), COLOR GRIS, SATURADA, ALGO ESTRATIFICADA, RAICES, ORIGEN FLUVIAL.	—	—	4	82	14	21.5	0.7
NOTA: A 1.60m SE LLEGO AL CONTACTO CON GRAVAS ARENOSAS, CANTOS SUB-REDONDEADOS.										
OBSERVACIONES:										

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO

Nº P-35

FIGURA

PROYECTO: ALGARROBAL

UBICACION: EMPOTRAMIENTO IZQ. A ARRIBA EJE MURO

HOJA 1 DE 3

COTA BOCA: 791,8 m.

PROF. NAPA (FECHA): — m (—)

INSPECTOR: ACN

PROF. TOTAL: 13,10 m

FECHA EJECUCION POZO: 05.85

(*) VALOR ESTIMADO

PROFUNDI- DAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICA- CION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA					LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLAS- TICIDAD %
				* TAMANO MAX.(mm)	* % DE BOLONES	FRACCION $\Delta 3'$				
						GRAVA %	ARENA %	FINOS %		
5,10		SP- SM	ARENAS MEDIAS A GRUESAS, CON ESCASOS FINOS NO PLASTICOS, COLOR GRIS, ALGO CEMENTADAS, HUMEDAD SECA, HOMOGENEAS, GENERALMENTE MAL GRABADAS, ORIGEN FLUVIAL. -	-	-	- *	94 *	6 *	NP	NP
5,80		SP	ARENA CON GRAVA, FINOS ESCASOS A NULOS, COLOR GRIS-CAFE, CANTOS SUBREDONDEADOS, HUMEDAD SECA, ALGO ESTRATIFICADA, ORIGEN FLUVIAL	5	-	30 *	70 *	- *		
		SP	ARENA FINA, ALGO CEMENTADA, ORIGEN FLUVIAL. -	-	-	-	100	-		

OBSERVACIONES: - LA EXCAVACION DEL POZO CORRESPONDE DE 7,10 m A 13,10 m
- ENTRE 0,00 Y 7,10 m SE DESCRIBE EL CORTE EXISTENTE EN TERRENO

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO

Nº P-35

FIGURA

PROYECTO:

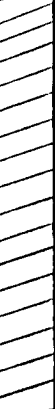
HOJA 2 DE 3

COTA BOCA:m. PROF. NAPA (FECHA):m(.....)

INSPECTOR: ACN

PROF. TOTAL: 13,10m. FECHA EJECUCION POZO: 05.95

(*) VALOR ESTIMADO

PROFUNDI- DAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICA- CION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA					LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLAS- TICIDAD %
				# TAMAO MAX (mm)	# % DE BOLONES	FRACCION $\leq 3"$				
						GRAVA %	ARENA %	FINOS %		
6,40		SP		—	—	—	100	—		
						*	*	*		
7,50		HL	LIMOS ARENOSOS Y ARENAS LIMOSAS, ESTRATIFICADAS, COLOR CAFE CLARO, AMARILLO Y GRIS, ORIGEN FLUVIAL. NOTA: LA MUESTRA CORRESPONDE A UNA INTEGRAL DEL ESTRATO. -	—	—	—	10	90	42,6	13,8
		GP	GRAVA ARENOSA, MAL GRAVADA, COLOR CAFE-AMARILLENTO, CANTOS SUBREDONDEADOS, HUMEDAD BAJA A SECA, ALGO HETEROGENEO, ALGUNAS RAICES, ORIGEN FLUVIAL. -	20	5	70	25	5		
						*	*	*		
10,10		CL	ARCILLA ARENOSA, COLOR CAFE-CLARO, PLASTICIDAD BAJA, HUMEDAD BAJA, ALGO ESTRATIFICADA, CON INTERCALACIONES DE ZONAS MAS ARENOSAS, ORIGEN FLUVIAL 10,10 m - 13,10 m. -	—	—	—	32	68	34,2	10,8

OBSERVACIONES:

OBSERVACIONES:

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO

Nº P-36...

FIGURA

PROYECTO: ALGARROBAL

UBICACION: EMPEDRAMIENTO 129. A. ARRIBA ETE MUÑO HOJA 1 DE 1

COTA BOCA: 785,3 m.

PROF. NAPA (FECHA): 0,55 m (28.05.85)

INSPECTOR: ACN

PROF. TOTAL: 1,80 m

FECHA EJECUCION POZO: 05.85

(*) VALOR ESTIMADO

PROFUNDI- DAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICA- CION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA					LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLAS- TICIDAD %
				* TAMANO MAX. (mm)	* % DE BOLONES	FRACCION $\leq 3"$				
						GRAVA %	ARENA %	FINOS %		
0,55		SP- SM	ARENA LIMOSA CON ALGO DE FINOS, COLOR GRIS - CAFE, HUMEDAD ALTA, ABUNDANTES RAICES EN DESCOMPOSICION, CAPA VEGETAL	—	—	— *	90 *	10 *		
1,40		SP- SM	ARENA LIMOSA CON ALGO DE FINOS, COLOR GRIS, CON GRAVAS SUBREDONDEADAS, SATURA- DA, ALGO HETEROGENEA, ABUNDANTES RAICES, ORIGEN FLUVIAL.	5	—	20 *	75 *	5 *		
1,80		SP	ARENA CON GRAVA, COLOR GRIS, CANTOS SUBRED., HETEROGENEA, SATURADA, CON ALGO DE BOLONES, RAICES, ORIGEN FLUVIAL.	15	10	30 *	58 *	2 *		
			NOTA: A 1,80 m SE LUEGO AL CONTACTO CON GRAVAS ARENOSAS.							

OBSERVACIONES:

FIGURA

(*) VALOR ESTIMADO

[illegible]

OBSERVACIONES:

FIGURA

HOJA...1... DE 1

INSPECTOR: ACN

(*) VALOR ESTIMADO

[illegible]

OBSERVACIONES:

LA MUESTRA SE OBTUVO DE LA SACA

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO				Nº <u>P-52</u>		FIGURA					
PROYECTO: <u>ALGARROBAL</u>				UBICACION: <u>RIO. LADERA DERECHA.</u>		HOJA <u>1</u> DE <u>1</u>					
COTA BOCA: <u>786,7</u> m.				PROF NAPA (FECHA): <u>0,40</u> m (<u>20.05.85</u>)		INSPECTOR: <u>FCM</u>					
PROF TOTAL: <u>2,00</u> m.				FECHA EJECUCION POZO:		(*) VALOR ESTIMADO					
PROFUNDIDAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICACION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA						LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLASTICIDAD %
				# TAMAÑO MAX. (mm)	# % DE BOLONES	FRACCION < 3"					
						GRAVA %	ARENA %	FINOS %			
0,30		GP GM	GRAVA ARENOSA CON ALGO DE FINOS, COLOR GRIS, ORIGEN FLUVIAL.			50 %	40 %	10 %			
2,00		GP	GRAVA ARENOSA CON ESCALO FINO (2%), COLOR GRIS, PLASTICIDAD NULA, CANTOS SUB-REDONDEADOS A SUBANGULARES, SATURADA, ORIGEN FLUVIAL.	28	12	50	48	2	—	—	
OBSERVACIONES:											
LA MUESTRA SE OBTUVO DE LA SACA											

2. CALICATAS DEL ESTUDIO DE YACIMIENTOS

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO				Nº PYP - 1		FIGURA				
PROYECTO: ALGARROBAL		UBICACION : YACIMIENTO PAIHUANO				HOJA 1 DE 1				
COTA BOCA:		PROF NAPA (FECHA):m(.....)				INSPECTOR: ACN				
PROF TOTAL : 4,00 m.		FECHA EJECUCION POZO: 05.85				(*) VALOR ESTIMADO				
PROFUNDI- DAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICA- CION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA					LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLAS- TICIDAD %
				TAMANO MAX (mm)	% DE BOLONES	FRACCION < 3"				
				GRAVA %	ARENA %	FINOS %				
4,00		SC- SM	ARENA CON ALGO DE GRAVA Y FINOS ARCILLO- LIMOSOS (14%), COLOR CAFE-GRIS, PLASTI- CIDAD BAJA, CANTOS ANGULARES, SECA, FIRME, HOMOGENEA.	50	2	16	70	14	23,8	5,8

OBSERVACIONES:

FIGURA

(*) VALOR ESTIMADO

[illegible]

OBSERVACIONES:

LA MUESTRA SE OBTUVO A 5 M DE LA BOCA DE LA GALERIA, DESDE UNA DE LAS PAREDES

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO					Nº <u>P-3</u>		FIGURA			
PROYECTO: <u>ALGARROBAL</u>		UBICACION: <u>QUETZALDA ALGARROBAL</u>		HOJA <u>1</u> DE <u>1</u>		INSPECTOR: <u>EGV/ACN</u>				
COTA BOCA: <u>816,6</u> m.		PROF NAPA (FECHA): <u>—</u> m. (<u>—</u>)		(*) VALOR ESTIMADO						
PROF TOTAL: <u>20,00</u> m.		FECHA EJECUCION POZO: <u>—</u>								
PROFUNDIDAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICACION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA					LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLASTICIDAD %
				* TAMANO MAX. (mm)	* % DE BOLONETES	FRACCION < 3"				
				GRAVA %	ARENA %	FINOS %				
10,00		GM	GRAVAS ARENOSAS CON FINOS LIMOSOS (15%), Y ABUNDANTES BOLONES, COLOR GRIS, CANTOS ANGULARES A SUBANGULARES, PLASTICIDAD BAJA, HUMEDAD SECA, ESTRATIFICADAS, CONSISTENCIA FIRME, ORUGEN: CONO DE DEYECCION --	40	30	51	34	15	16,5	1,8
20,00										

OBSERVACIONES:

LA MUESTRA SE OBTUVO DE LA ZACA.

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO

Nº P-4

FIGURA

PROYECTO: ALGARROBALUBICACION: QUEBRADA ALGARROBAL

HOJA..... DE

COTA BOCA: 827,1 m.

PROF. NAPA (FECHA): m(.....)

INSPECTOR: EGV/ACNPROF. TOTAL: 21,30 m.

FECHA EJECUCION POZO:

(*) VALOR ESTIMADO

PROFUNDI- DAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICA- CION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA					LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLAS- TICIDAD %
				* TAMANO MAX. (mm)	# % DE BOLORES	FRACCION $\leq 3\phi$				
						GRAVA %	ARENA %	FINOS %		
10,0		GC-67	GRAVA ARENOSA CON FINOS ARCILLO - LIMOSOS (14%), Y ABUNDANTES BOLORES, COLOR GRIS, CANTOS ANGULARES A SUBANGULARES, PLASTICIDAD BAJA, HUMEDAD SECA, ESTRATIFICADA, CONSISTENCIA FIRME, ORIGEN : CONO DE DEYECCION	40	30	58	28	14	20,5	4,8
20,0										
21,30										

OBSERVACIONES:

LA MUESTRA SE OBTUVO DE LA SACADA

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO

Nº P-5

FIGURA

PROYECTO: ALGARROBAL UBICACION: QUEBRADA ALGARROBAL

HOJA..... DE.....

COTA BOCA: 810,2 m. PROF. NAPA (FECHA): — m(—)

INSPECTOR: EGV/ACN

PROF. TOTAL: 16,10 m. FECHA EJECUCION POZO:

(*) VALOR ESTIMADO

PROFUNDIDAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICACION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA					LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLASTICIDAD %
				# TAMAÑO MAX. (mm)	% DE BOLON	GRAVA %	ARENA %	FRACCION < 3" FINOS %		
10,00	GM		GRAVA ARENOSA CON FINOS LIMOSOS (17%), ABUNDANTES BOLONES, COLOR GRIS, PLASTICIDAD BAJA, CANTOS ANGULARES A SUBANGULARES, HUMEDAD SECA, CONSISTENCIA FIRME, ESTRATIFICADA, ORIGEN: CONO DE DEYECCION	40	30	56	27	17	18,8	36
16,10										

OBSERVACIONES:

LA MUESTRA SE OBTUVO DE LA SACA

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO

Nº P-6

FIGURA

PROYECTO: ALGARROBAL

UBICACION: QUEBRADA ALGARROBAL

HOJA 1 DE 1

COTA BOCA: 823,8 m.

PROF. NAPA (FECHA): — m(—)

INSPECTOR: EGV/ACN

PROF. TOTAL: 23,20 m.

FECHA EJECUCION POZO: —

(*) VALOR ESTIMADO

PROFUNDI- DAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICA- CION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA						LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLAS- TICIDAD %
				# TAMAÑO MAX (mm)	# % DE BOLONES	FRACCION $\leq 3"$					
						GRAVA %	ARENA %	FINOS %			
			ARENA CON ABUNDANTE GRAVA ó GRAVA ARENOSA, CON FINOS LIMOSOS (14%), COLOR GRIS, ABUNDANTES BOLONES, CANTOS ANGULARES A SUBANGULARES, PLASTICIDAD BAJA, HUMEDAD SECA, ESTRATIFICADA, CON- SISTENCIA FIRME, ORIGEN: CONO DE DEYECCION								
10,00	SM			40	15	43	43	14	18,3	3,4	
20,00											
23,20											

OBSERVACIONES:

LA MUESTRA SE OBTUVO DE LA ZACA

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO

Nº P- 7

FIGURA

PROYECTO: ALGARROBAL

UBICACION: QUEBRADA ALGARROBAL

HOJA..... DE.....

COTA BOCA: 200,4 m.

PROF. NAPA (FECHA): — m(—)

INSPECTOR: EGV/ACN

PROF. TOTAL: 16,00 m.

FECHA EJECUCION POZO:

(*) VALOR ESTIMADO

PROFUNDI- DAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICA- CION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA					LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLAS- TICIDAD %
				# TAMANO MAX. (mm)	# % DE BOLONES	FRACCION $\leq 3"$				
						GRAVA %	ARENA %	FINOS %		
10,00		GP- 6M	GRAVA ARENOSA CON ALGO DE FINOS (9%) NO PLASTICOS, COLOR GRIS, ABUNDANTES BOLONES, CANTOS SUBANGULARES, HUMEDAD SECA, CONSISTENCIA FIRME, ESTRATIFICADA, ORIGEN: CONO DE DEYECCION. -	40	20	53	38	9	NP	NP
16,00										

OBSERVACIONES:

LA MUESTRA SE OBTUVO DE LA SACA

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO				Nº P-8		FIGURA				
PROYECTO: ALGARROBAL		UBICACION: QUEBRADA ALGARROBAL		HOJA..... DE.....						
COTA BOCA: 813,2 m.		PROF. NAPA (FECHA):m(.....)		INSPECTOR: ACN						
PROF. TOTAL: 18,30 m.		FECHA EJECUCION POZO:		(*) VALOR ESTIMADO						
PROFUNDIDAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICACION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA					LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLASTICIDAD %
				TAMANO MAXIMO	% DE BOLON	FRACCION < 0,075"				
10,00		6M	GRAVA ARENOSA CON FINOS (14%), COLOR GRIS CLARO, ABUNDANTES BOLONES, CANTOS SUBANGULARES, HUMEDAD SECA, CONSISTENCIA FIRME, HOMOGENEA, ORIGEN: CONO DE REYECCION.	60	35	48	38	14	17,6	2,4
18,30										
OBSERVACIONES:										
LA MUESTRA SE OBTUVO DE LA SACA										

FIGURA

UBICACION : QUEBRADA ALGARROBOL

HOJA 1 DE 1

PROF. NAPA (FECHA):m(.....)

INSPECTOR: ACN

FECHA EJECUCION POZO:

(*) VALOR ESTIMADO

[illegible]

OBSERVACIONES:

LA MUESTRA SE OBTUVO DE LA SACA

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO

Nº P-11

FIGURA

PROYECTO: ALGARROBAL UBICACION: QUEBRADA ALGARROBAL

HOJA 1 DE 1

COTA BOCA: 854,8 m. PROF. NAPA (FECHA): — m(—)

INSPECTOR: EGV/ACN

PROF. TOTAL: 20,30 m. FECHA EJECUCION POZO: —

(*) VALOR ESTIMADO

PROFUNDIDAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICACION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA					LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLASTICIDAD %
				* TAMANO MAX. (mm)	* % DE BOLORES	FRACCION $\leq 3"$				
						GRAVA %	ARENA %	FINOS %		
10,00		GC-GM	GRAVAS ARENOSAS CON FINOS ARCILLO-LINOSOS (19%), ABUNDANTES BOLORES, COLOR GRIS, PLASTICIDAD BAJA, CANTOS ANGULARES, HUMEDAD SECA, CONSISTENCIA FIRME, ESTRATIFICADAS, ORIGEN: CONO DE DEYECCION QUEBRADA.	40	20	49	32	19	20,7	6,2
20,30										

OBSERVACIONES:

LA MUESTRA SE OBTUVO DE LA SACA

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO

No P-12

FIGURA

PROYECTO: ALGARROBAL

UBICACION: LADERA VERDEJA,
A. ABATO MURO DE PIEDRA

HOJA 1 DE 1

COTA BOCA: 805,5 m.

PROF. NAPA (FECHA): — m. (—)

INSPECTOR: EGV/ACN

PROF. TOTAL: 18,60 m.

FECHA EJECUCION POZO: —

(*) VALOR ESTIMADO

PROFUNDIDAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICACION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA					LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLASTICIDAD %
				TAMANO MAX. (mm)	% DE BOLONES	GRAVA %	ARENA %	FINOS %		
8,50		SP	ARENA CON ESCASO FINO, COLOR CAFE, PLASTICIDAD NULA, HUMEDAD SECA, DENSIDAD ALTA, HOMOGENA, ORIGEN ALUVIAL.	—	—	— x	96 *	4 *	NP *	NP *
18,60		GP-GM	GRAVA ARENOSA CON ALGO DE FINOS, COLOR GRIS, PLASTICIDAD BAJA, CANTOS SUBANGULARES, HUMEDAD SECA, DENSIDAD ALTA, ORIGEN ALUVIAL (?)	15	5	50 *	40 *	10 *		

OBSERVACIONES:

OBSERVACIONES:

FIGURA

PROYECTO: ALGARROBAL UBICACION : LADERA DERECHA,
ABATO PUERTO DE PISA

HOJA 1 DE 1

COTA BOCA: 802,5 m.

PROF. NAPA (FECHA):m(.....)

INSPECTOR: EGV / ACN

PROF. TOTAL: 13,60 m.

FECHA EJECUCION POZO:

(*) VALOR ESTIMADO

[illegible]

OBSERVACIONES:

LA MUESTRA SE OBTUVO DE LA SACA.

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO

Nº P-16

FIGURA

PROYECTO: ALGARROBAL

UBICACION: LAJETA YERRECHO,
A. 43450 NUES DE PRELO

HOJA 1 DE 1

COTA BOCA: 803,5 m.

PROF NAPA (FECHA): — m. (—)

INSPECTOR: EGY/4CN

PROF TOTAL: 20,20 m.

FECHA EJECUCION POZO: —

(*) VALOR ESTIMADO

PROFUNDI- DAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICA- CION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA					LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLAS- TICIDAD %
				* TAMANO MAX. (mm)	* % DE BOLONES	FRACCION $\leq 3"$				
						GRAVA %	ARENA %	FINOS %		
7,60		SP- SM	ARENA MIA GRADUADA CON ALGO DE FINOS (5%), COLOR CAFE, PLASTICIDAD NULA, SECA, DENSIDAD MEDIA A MTA, HOMOGENEA, ORIGEN ALUVIAL.	—	—	—	95	5	NP	NP
20,20		GP- GM	GRAVA ARENOSA CON ALGO DE FINO, COLOR GRIS, PLASTICIDAD BAJA, CANTOS SUB- ANGULARES, SECA, DENSIDAD MTA, ORIGEN ALUVIAL (?)	25	10	50	40	10		

OBSERVACIONES:

ESTRATIGRAFIA POZO DE RECONOCIMIENTO

Nº P-20

FIGURA

PROYECTO: ALGARROBAL

UBICACION: YACIMIENTO SAN ENRIQUE

HOJA 1 DE 1

COTA BOCA: 823,1 m.

PROF. NAPA (FECHA): m ()

INSPECTOR: A.C.N.

PROF. TOTAL: 21,40 m.

FECHA EJECUCION POZO: ()

(*) VALOR ESTIMADO

PROFUNDI- DAD (m)	PERFIL GRAFICO	CLASIFICA- CION USCS	DESCRIPCION	GRANULOMETRIA					LIMITE LIQUIDO %	INDICE PLAS- TICIDAD %
				# TAMANO MAX (mm)	# % DE BOLONES	FRACCION $\leq 3"$				
						GRAVA %	ARENA %	FINOS %		
5		GR GM	GRAVAS ARENOSAS CON FINOS LIMOSOS (12%), COLOR GRIS, GENERALMENTE MAL GRADUADAS, CANTOS ANGULARES A SUBANGULARES, HOMOGENEAS, CON BOLONES T. MAX 40CM, ORIGEN: CONO DEYECCION QUEBRADA..	40	25	47	41	12	16,3	2,4
10										
15										
20										
21,40										

OBSERVACIONES:

MUESTRA OBTENIDA DE LA SACA

SONDAJE Nº S-1		PROYECTO: EMBALSE ALGARROBAL		EJECUCION: H. ZAÑARTU SUPERVISION I N A		UBICACION: EJE EMBALSE CENTRO DEL VALLE		COORD N (m) COORD E (m)		COTA (m). 785,0		FECHA: JULIO-85 HOJA 1 DE 4									
COTA (m)	PROF (m)	GRAFICO	DESCRIPCION	Ø PERF (PULG.)	PROF. NAPA (m)	MUEST. Y RESULT. LABORAT.			COEF. PERMEABILIDAD "K" (m/s)		PRUEBA DE PENETRACION										
						PROF. Y TIPO (m)	G/A/F (%)	Lw/lp (%)	PROF. (m)	RECUP.	GASTO CTE.	DES- CENSO	PROF (m)	TIPO	GOLPES N1 N2 N3						
780,0	5,0		GRAVA ARENOSA, MAL GRADUADA, CON ALGO DE FINOS LIMOSOS (7%), COLOR GRIS, CANTOS SUBREDONDEADOS A SUBANGULARES, ORIGEN FLUVIAL.	12"	0,00																
						3,00	52/41/7	NP/NP	3,00	1,0 x 10 ⁻⁴	3,3 x 10 ⁻³	5,0 x 10 ⁻⁵	3,00	CONO	13-11-10						
						3,50 P.Gr. Ø 6"			4,50				3,45								
						4,50			4,50				4,50								
774,0	11,0		ARENA MAL GRADUADA, CON ALGO DE FINOS LIMOSOS (11-12%), Y ABUNDANTE GRAVA DE CANTOS SUBREDONDEADOS A SUBANGULARES, COLOR CAFE-GRIS, ORIGEN FLUVIAL.	12"	0,00	4,95 P.Gr. Ø 6"	39/49/12	16,3/1,1	4,95	3,0 x 10 ⁻⁴	1,5 x 10 ⁻³	5,0 x 10 ⁻⁶	4,95	CONO	19-23-32						
						6,00			6,00				6,00								
						6,40 P.Gr. Ø 6"			6,45				6,45								
						7,50			7,50				7,50								
						9,00	29/60/11	NP/NP	9,00				9,00	CONO	45-50/13						
						9,28 P.Gr. Ø 6"			9,20				9,20								
						10,50			10,50				10,50								
						10,75 P.Gr. Ø 6"			10,63				10,63								
						769,4	15,6		GRAVA ARENOSA CON FINOS LIMOSOS (13%), CANTOS SUBREDONDEADOS A SUBANGULARES, COLOR GRIS-CAFE, ORIGEN FLUVIAL.	12"	0,00	12,00	50/37/13	14,9/1,0	12,00	5,0 x 10 ⁻⁶	1,3 x 10 ⁻³	1,2 x 10 ⁻⁴	12,00	CONO	47-50/5
												12,25 P.Gr. Ø 6"			12,25				12,25		
												13,50			13,50				13,50		
												13,60			13,60				13,60		
15,30	54/33/13	17,5/2,0	15,30	1,0 x 10 ⁻⁵	7,5 x 10 ⁻⁴							2,0 x 10 ⁻⁴	15,30	CONO	50/5						
15,55 P.Gr. Ø 6"			15,35										15,35								
16,50			16,50										16,50								
16,85 P.Gr. Ø 6"			16,52										16,52								
767,0	18,0		GRAVA ARENOSA CON ESCASOS FINOS, COLOR GRIS-CAFE ROJIZO, ZONA DE BOLONES, ORIGEN FLUVIAL.	12"	0,00	17,90	54/33/13	17,5/2,0	17,90	1,0 x 10 ⁻⁵	7,5 x 10 ⁻⁴	2,0 x 10 ⁻⁴	17,90	CONO	50/8						
						18,00 PRELIM.			18,00				18,00								
						19,40			19,40				19,40								
						19,50 PRELIM.			19,50				19,50								
764,0	21,0			ZAPATA 12"	0,00	20,00	54/33/13	17,5/2,0	20,00	6,0 x 10 ⁻⁷	8,0 x 10 ⁻⁴		20,00	CONO	50/2						
						20,88			20,88				20,88								
						21,00			21,00				21,00								

SONDAJE Nº S-1		PROYECTO: EMBALSE ALGARROBAL		EJECUCION: H. ZAÑARTU SUPERVISION: I. N. A.		UBICACION: EJE EMBALSE CENTRO DEL VALLE		COORD. N (m) COORD. E (m)		COTA (m): 785,0 FECHA: JULIO-85 HOJA 2 DE 4							
COTA (m)	PROF (m)	GRAFICO	DESCRIPCION	Ø PERF (PULG.)	PROF NAPA (m)	MUEST. Y. RESULT. LABORAT.			COEF PERMEABILIDAD "K" (m/s)			PRUEBA DE PENETRACION					
						PROF. Y TIPO (m)	G/A/F (%)	Lw/lp (%)	PROF. (m)	RECUP.	GASTO CTE.	DES- CENSO	PROF. (m)	TIPO	GOLPES N1 N2 N3		
764,0	21,0		ARENA LIMOSA CON GRAVA, COLOR GRIS-CAFE, CANTOS SUBANGULARES A SUB-REDONDEADOS, ORIGEN FLUVIAL.	10"		21,28 P.Gr. Ø 6"	41 / 45 / 14	14,7 / 0,9		20,88 -	22,50 m	8,2 10 ⁻⁶	7,0 x 10 ⁻⁵	21,04	CONO	50/4	
						22,50								22,50	22,50	CONO	50/8
						22,76 P.Gr. Ø 6"								22,50	22,58		
						23,90									24,00	CONO	50/4
						24,00 PRELIM.									24,04		
760,0	25,0		GRAVA ARENOSA MAL GRADUADA CON FINOS LIMOSOS (9%), CANTOS SUBREDONDEADOS A SUBANGULARES, COLOR GRIS-CAFE, ORIGEN FLUVIAL.			25,50	48 / 43 / 9	15,7 / 1,8	25,50	4,0 x 10 ⁻⁶	1,5 x 10 ⁻⁴	1,3 x 10 ⁻⁵	25,50	CONO	50/7		
						25,80 P.Gr. Ø 6"			25,50				25,57				
						26,90			27,00				27,00	CONO	50/6		
						27,00 PRELIM.			27,00				27,06				
						28,50							28,50	CONO	50/4		
		28,80 P.Gr. Ø 6"							28,54								
	30,0	29,90							30,00				CONO	51/8			
		30,00 PRELIM.						30,85	30,08								
		31,40						31,50	4,0 x 10 ⁻⁶				6,9 x 10 ⁻⁴	4,0 x 10 ⁻⁵	SE SUPRIME A PARTIR DE 30,00 m		
		31,50 PRELIM.															
753,0	32,0		ARENAS CON FINOS LIMOSOS (10%-13%) Y ABUNDANTE GRAVA, COLOR CAFE A GRIS-CAFE, CANTOS SUBREDONDEADOS A SUBANGULARES, ORIGEN FLUVIAL.			33,00	36 / 51 / 13	NP/NP									
						33,30 P.Gr. Ø 6"											
						34,50											
	35,0					35,00 P.Gr. Ø 6"	45 / 46 / 9	15,6 / 1,4		34,80							
						36,00											
						36,30 P.Gr. Ø 6"	41 / 49 / 10	17,5 / 1,4		36,00	6,2 x 10 ⁻⁵						
						37,50											
						38,00 P.Gr. Ø 6"	56 / 36 / 8	17,5 / 1,5									
						39,00											
						39,30 P.Gr. Ø 6"	46 / 41 / 13	16,2 / 2,3	39,30								
748,0	37,0		GRAVAS ARENOSAS CON FINOS LIMOSOS (8%-13%), COLOR CAFE-GRIS, CANTOS SUBREDONDEADOS A SUBANGULARES, GENERALMENTE MAL GRADUADAS, ORIGEN FLUVIAL. (37,0 - 49,0 m)			40,40				7,1 x 10 ⁻⁵							
						40,50 PRELIM.					40,50						
	40,0																

SONDAJE N° S-1		PROYECTO: EMBALSE ALGARROBAL		EJECUCION: H. ZAÑARTU SUPERVISION: I. N. A		UBICACION: EJE EMBALSE CENTRO DEL VALLE		COORD. N (m)		COTA (m): 785,0		COORD. E (m)		FECHA: JULIO-85 HOJA 3 DE 4	
COTA (m)	PROF. (m)	GRAFICO	DESCRIPCION	Ø PERF. (PULG.)	PROF. NAPA (m)	MUEST. Y RESULT. LABORAT.			COEF. PERMEABILIDAD "K" (m/s)				PRUEBA DE PENETRACION		
						PROF. Y TIPO (m)	G/A/F (%)	Lw/lp (%)	PROF. (m)	RECUP.	GASTO CTE.	DES- CENSO	PROF. (m)	TIPO	GOLPES N ₁ N ₂ N ₃
736,0	45,0		GRAVAS ARENOSAS CON FINOS LIMOSOS (8%-13%), COLOR CAFE-GRIS. CANTOS SUBREDONDEADOS A SUBANGULARES. GENERALMENTE MAL GRADUADAS, ORIGEN FLUVIAL.	10"		43,50	56 / 32 / 12		43,00			9,0x10 ⁻⁵			
	43,90					45,00									
	P.Gr. Ø 6"														
							46,40	44 / 33 / 23		48,20		9,2x10 ⁻⁵			
	46,50					49,50									
	PRELIM.					P.Gr. Ø 6"									
	49,0						49,50	39 / 43 / 18		50,50		6,5x10 ⁻⁵			
	50,0					49,90	54,00								
						P.Gr. Ø 6"									
	55,0						52,50	42 / 43 / 15							
	52,80														
	P.Gr. Ø 6"														
60,0		55,50	39 / 38 / 23												
	55,75														
	P.Gr. Ø 6"														
					58,40										
	58,50														
	PRELIM.														
					61,50										
	61,80														
	P.Gr. Ø 6"														

[illegible]

EMBALSE ALGARROBAL

ANEXO XI.A.3.5

PROSPECCIONES

SECCION 4 - REGISTRO SONDAJE S-1

EMBALSE ALGARROBAL

ANEXO XI.A.3.5

PROSPECCIONES

SECCION 5 - ENSAYOS DE LABORATORIO

CERTIFICADO N° 02771. - INTRODUCCION

El presente certificado tiene por objetivo informar los resultados de ensayos de laboratorio realizados por TESTING LTDA., a dieciocho muestras de suelos, provenientes de la exploración geotécnica de terreno realizada para el "Estudio Integral de Riego Valle de Elqui, Embalse Algarrobal", ubicado en la Cuarta Región.

Los ensayos fueron solicitados por la oficina de Ingeniería de Consulta, Guillermo Noguera y Asociados Ingenieros Consultores Ltda., con domicilio en Santiago, Av. Once de Septiembre N° 1480, oficina 122.

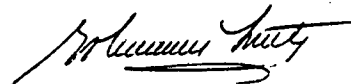
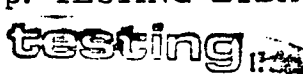
(At. Sr. Fernando Castro)

2. - ANTECEDENTES

Los ensayos se realizaron de acuerdo a instrucciones dadas por el ingeniero especialista en Mecánica de Suelos Sr. Fernando Castro M. Las muestras enviadas al laboratorio fueron obtenidas de Pared Gruesa extraídas de un sondaje a percusión.

3. - RESULTADOS

En los cuadros de valores adjuntos, se informan los resultados obtenidos de los ensayos de laboratorio realizados. La nomenclatura usada en ellos se explica por sí sola.


p. TESTING LTDA.


Santiago, Agosto 13 de 1985. -

LABORATORIO DE INGENIERIA



ENSAYOS DE CLASIFICACION

PROYECTO Estudio Integral de Riego Valle de Elqui **Nº** 85-198

Embalse Algarrobal

FECHA Junio/85

Muestra		1	1	1	1	1	1	1	1	1
Foro/Sondaje Nº		3,00	6,00	10,50	12,00	16,50	21,00	25,50	33,00	34,50
Profundidad m		3,40	6,40	10,75	12,30	16,80	21,30	25,80	33,30	34,80
Granulometria % en peso que pasa	tamaño max. cm.									
	% del total > 3"									
	3"		100		100	100		100	100	
	2"		-		-	-		-	-	
	1 1/2"	100	82	100	79	96	100	92	95	100
	1"	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3/4"	76	70	90	67	72	83	78	84	81
	3/8"	61	65	81	57	55	70	62	75	67
	Nº 4	48	61	71	50	46	59	52	64	55
	Nº 8	42	56	62	43	41	52	44	56	45
	Nº 16	33	48	52	35	35	44	35	46	36
	Nº 30	22	41	41	27	28	37	27	36	28
	Nº 50	11	27	26	20	19	26	17	24	18
	Nº 100	7	17	16	16	15	18	12	17	12
	Nº 200	7	12	11	13	13	14	9	13	9
Limites Atterberg	limite liquido %	N. P.	16,3	N. P.	14,9	17,5	14,7	15,7	N. P.	15,6
	limite plástico %	N. P.	15,2	N. P.	13,9	15,5	13,8	13,9	N. P.	14,2
	indice plasticidad %	N. P.	1,1	N. P.	1,0	2,0	0,9	1,8	N. P.	1,4
Densidad de Solidos	< Nº 4	2,70	-	-	2,68	-	-	2,67	-	-
	> Nº 4	2,68	-	-	2,69	-	-	2,67	-	-
Dens Aparente Seca										
Humedad Natural										
Clasificacion USCS										
Observaciones										

X1.A.3.5.90

[Handwritten signature]



ENSAYOS DE CLASIFICACION

PROYECTO Estudio Integral de Riego Valle de Elqui N° 85-198
Embalse Algarrobal

85-198

FECHA

Junio/85

Muestra		1	1	1	1	1	1	1	1	1
Profundidad m		36,00	37,50	39,00	43,50	49,50	52,50	55,50	61,50	64,50
		36,30	38,00	39,30	43,90	49,90	52,80	55,75	61,80	64,70
Granulometria % en peso que pasa Malla ASTM	tamaño max. cm.									
	% del total > 3"									
	3"	100	100	100		100				
	2"	-	-	-		-				
	1 1/2"	91	79	77	100	94	100	100	100	100
	1"	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3/4"	79	65	68	72	79	83	79	81	87
	3/8"	68	51	60	56	67	73	69	70	74
	Nº 4	59	44	54	44	56	61	58	61	63
	Nº 8	49	39	47	36	51	52	52	56	54
	Nº 16	39	34	39	28	45	43	43	49	39
	Nº 30	32	29	32	23	39	37	36	43	28
	Nº 50	22	19	23	16	31	27	24	32	18
	Nº 100	15	12	17	13	25	21	18	25	12
	Nº 200	10	8	13	12	23	18	15	23	10
Limites Atterberg	limite liquido %	17,5	17,5	16,2	19,9	16,3	16,6	21,1	16,2	20,6
	limite plástico %	16,1	16,0	13,9	16,6	14,8	14,3	16,9	15,4	17,4
	indice plasticidad %	1,4	1,5	2,3	3,3	1,5	2,3	4,2	0,8	3,2
Densidad de Solidos	< Nº 4	2,68	-	2,70	-	-	2,78	-	2,78	-
	> Nº 4	2,69	-	2,71	-	-	2,75	-	2,65	-
Dens Aparente Seca										
Humedad Natural										
Clasificacion USCS										
Observaciones										

XI.A.3.5.91

CERTIFICADO N° 02781. - INTRODUCCION

El presente certificado tiene por objetivo informar los resultados de los ensayos de laboratorio, realizados por TESTING LTDA., a cuarenta muestras de suelo, provenientes de la exploración geotécnica de terreno, realizada para el "Estudio Integral de Riego Valle de Elqui, Embalse Algarrobal", ubicado en la Cuarta Región.

Los ensayos fueron solicitados por la Oficina de Ingeniería de Consulta, Guillermo Noguera y Asociados Ingenieros Consultores Ltda., con domicilio en Santiago, Av. Once de Septiembre N° 1480 oficina 122.

(At. Sr. Fernando Castro)

2. - ANTECEDENTES

Los ensayos se realizaron de acuerdo a instrucciones dadas por el ingeniero especialista en mecánica de suelos, Sr. Fernando Castro M. Las muestras de suelo fueron enviadas al laboratorio por la empresa Guillermo Noguera y Asociados Ingenieros Consultores Ltda.

3. - RESULTADOS

Los resultados de los ensayos de Clasificación se informan en cuadros adjuntos. La nomenclatura usada en ellos se explica por sí sola.



3.1 Ensayos de Proctor Normal. -

Pozos de yacimientos.

Pozo N°	PYP-1	PYP-2	PYP-3
Muestra N°	YP-1	YP-2	YP-3
Profundidad	0,00-4,00	0,00-4,00	0,00-4,00
Densidad máxima Seca (kg/lt)	2,10	2,09	2,03
Humedad óptima (%)	8,2	8,9	10,1

Pozo N°	YAC #1	YAC # 2	YAC # 3
Muestra N°	1 y 2	1 y 2	401
Profundidad (m)	0,00-2,00	0,00-3,00	=
Densidad máxima seca (kg/lt)	2,18	2,12	2,15
Humedad óptima (%)	6,8	7,8	7,3

3.2 Ensayo de Pin-Hole

Muestra	Dispersividad
YAC # 2, Muestras 1 y 2	
Probeta Proctor	ND-1 No dispersivo



3.3 Pérdida de materia orgánica por calcinación. -

Pozo N° 33

Muestra N° 334

Profundidad (m): 12,50 - 12,90

Materia orgánica contenida en la muestra sin calcinar	14,90 %
---	---------

Materia orgánica contenida en la muestra calcinada	1,9 %
--	-------

Las etapas del ensayo fueron las siguientes:

1. - Se determinó materia orgánica inicial en material seco a 110° C.
2. - Se calcinó el material seco a 550° C durante 8 horas.
3. - Se determinó materia orgánica final en cenizas del material seco.

Para la ejecución del ensayo se usó el método de Walker y Block.

p. TESTING LTDA.

testing

LABORATORIO DE INGENIERIA



ENSAYOS DE CLASIFICACION

PROYECTO Estudio Integral de Riego Valle de Elqui N°
Embalse Algarrobal

85-198

FECHA

Junio/85

Muestra		101		311	321	322	323	331	332	333
Pozo/Sondaje N°		P-19		31	32	32	32	33	33	33
Profundidad m		-		8,50	1,50	1,90	5,30	0,00	2,20	4,00
		-		11,00	1,90	5,30	6,00	2,20	2,80	6,00
Granulometria % en peso que pasa	tamaño max. cm.									
	% del total > 3"									
	3"	100								100
	2"	-								-
	1½"	80							100	71
	1"	-							-	-
	¾"	67							98	45
	3/8"	59							95	34
	No 4	54		100				100	92	28
	No 8	50		99	100	100		99	89	25
	No 16	45		92	99	95	100	94	83	19
	No 30	41		86	98	58	99	91	79	15
	No 50	35		78	96	15	80	85	76	8
	No 100	29		73	95	6	42	79	73	5
	No 200	24		70	94	6	25	74	69	4
Limites Atterberg	limite liquido %	19,6		44,9	-	N. P.	N. P.	57,4	56,6	-
	limite plástico %	16,6		30,2	-	N. P.	N. P.	32,7	32,8	-
	indice plasticidad %	3,0		14,7	-	N. P.	N. P.	24,7	23,8	-
Densidad de Solidos	< No 4	2,73		2,49	-	-	-	-	-	-
	> No 4	2,67		-	-	-	-	-	-	-
Dens Aparente Seca										
Humedad Natural										
Clasificacion USCS										
Observaciones	Pozos zona de muro.									

XI.A.3.5.95



ENSAYOS DE CLASIFICACION

PROYECTO Estudio Integral de Riego Valle de Elqui No
Embalse Algarrobal

85-198

FECHA

junio/85

Muestra		341	351	352		108	109			
Pozo/Proyecto		34	35	35		P-51	P-52			
Profundidad m		0,40	10,10	6,40		0,00	1,00			
		1,40	13,00	7,00		4,00	2,00			
Granulometria % en peso que pasa Malla ASTM	tamaño max. cm.									
	% del total > 3"									
	3"					100	100			
	2"					-	-			
	1 1/2"					85	85			
	1"					-	-			
	3/4"	100				68	69			
	3/8"	99				52	58			
	No 4	96	100			44	50			
	No 8	94	98	100		41	45			
	No 16	89	94	99		37	39			
	No 30	78	90	97		32	30			
	No 50	50	83	95		23	14			
	No 100	32	76	92		17	5			
	No 200	14	68	90		14	2			
Limites Atterberg	limite liquido %	21,5	34,2	42,6		18,5	-			
	limite plástico %	20,8	23,4	28,8		15,2	-			
	indice plasticidad %	0,7	10,8	13,8		3,3	-			
Densidad de Solidos	< No 4	2,61	2,57	-		-	-			
	> No 4	-	-	-		-	-			
Dens Aparente Seca										
Humedad Natural										
Clasificacion USCS										
Observaciones	Pozos zona de muro.									

XI.A.3.5.96

10/4



ENSAYOS DE CLASIFICACION

PROYECTO Estudio Integral de Riego Valle de Elqui N°
Embalse Algarrobal

85-198

FECHA

Junio/85

Muestra		301	302	303	304		51	52		
Pozo/Sondaje N°		Km. 0,00	Km.+0,45	km.-0,45	km.-4,0		Horno	Corte		
Profundidad m		Pretil	Pretil	Pretil	Pretil			arenoso		
Granulometria % en peso que pasa	tamaño max. cm.	15,9	16,6	15,0						
	% del total > 3"	13	12	23						
	3"	100	100	100	100					
	2"	-	-	-	-					
	1½"	72	78	76	40					
	1"	-	-	-	-					
	¾"	49	45	55	26					
	3/8"	36	27	40	19					
	N° 4	30	18	31	15			100		
	N° 8	28	14	27	14		100	99		
	N° 16	23	8	18	11		99	91		
	N° 30	15	4	9	7		99	55		
Malla ASTM	N° 50	5	1	2	3		96	18		
	N° 100	2	0	1	2		90	9		
	N° 200	1	0	0	2		81	6		
Limites Atterberg	limite liquido %	-	-	-	-		32,9	N.P.		
	limite plástico %	-	-	-	-		22,0	N.P.		
	indice plasticidad %	-	-	-	-		10,9	N.P.		
Densidad de Solidos	< N° 4	-	-	-	-		-	-		
	> N° 4	-	-	-	-		-	-		
Dens Aparente Seca										
Humedad Natural										
Clasificacion USCS										
Observaciones	Muestras de cortes en terreno.									

XI.A.3.5.97

ENSAYOS DE CLASIFICACION

PROYECTO Estudio Integral de Riego Valle de Elqui N°
Embalse Algarrobal

85-198

FECHA

Junio/85

Muestra		3	102	103	104	110	106	107	105	2
Pozo/ 30001-1000		P-3	P-4	P-5	P-6	P-7	P-8	P-9	P-11	P-15
Profundidad m		-	-	-	-	16,00	-	13,30	-	-
		-	-	-	-	-	-	-	-	-
Granulometria % en peso que pasa	tamaño max. cm.									
	% del total > 3"									
	3"	100	100	100	100	100	100	100	100	100
	2"	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	1 1/2"	82	91	88	89	84	93	93	92	93
	1"	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	3/4"	70	70	72	80	71	80	85	78	79
	3/8"	60	53	55	68	56	64	73	62	68
	No 4	49	42	44	57	47	52	60	51	59
	No 8	42	37	39	46	40	46	48	45	53
	No 16	35	30	34	37	33	38	39	37	46
	No 30	30	26	31	30	28	33	33	33	39
	No 50	24	21	25	22	19	26	26	27	28
	No 100	19	17	20	17	13	19	20	22	20
	No 200	15	14	17	14	9	14	16	19	16
Limites Atterberg	limite liquido %	16,5	20,5	18,8	18,3	N. P.	17,6	20,3	20,7	16,8
	limite plástico %	14,7	15,7	15,2	14,9	N. P.	15,2	16,8	14,5	15,9
	indice plasticidad %	1,8	4,8	3,6	3,4	N. P.	2,4	3,5	6,2	0,9
Densidad de Solidos	< No 4	-	-	-	-	-	-	-	2,80	-
	> No 4	-	-	-	-	-	-	-	2,78	-
Dens Aparente Seca										
Humedad Natural										
Clasificacion USCS										
Observaciones	Pozos de yacimientos (Quebrada Algarrobal)									

XI.A.3.5.98

118



ENSAYOS DE CLASIFICACION

PROYECTO Estudio Integral de Riego Valle de Elqui **Nº** 85-198 **FECHA** Junio/85
Embalse Algarrobal

Muestra		1		200	201		YP-1	YP-2	YP-3	5
Pozo/ zona zona		P-16		P-20	P-21		PYP-1	PYP-2	PYP-3	Galería
Profundidad m		-		-	-		0,00	0,00	0,00	0,00
		-		-	-		4,00	4,00	4,00	4,00
Granulometria % en peso que pasa	tamaño max. cm.									
	% del total > 3"									
	3"			100	100				100	
	2"			-	-				-	
	1 1/2"			96	95		100	100	86	100
	1"			-	-		-	-	-	-
	3/4"			83	81		95	95	84	98
	3/8"			66	65		92	93	80	95
	Nº 4			53	52		84	87	75	88
	Nº 8	100		48	45		69	74	69	79
	Nº 16	91		39	36		51	59	56	68
	Nº 30	54		32	29		38	47	45	55
	Nº 50	17		23	20		25	33	32	39
	Nº 100	8		17	14		18	25	24	29
	Nº 200	5		12	11		14	20	18	23
Limites Atterberg	limite liquido %	N. P.		16,3	14,8		23,8	24,1	25,1	24,1
	limite plástico %	N. P.		13,9	13,8		18,0	18,1	19,0	16,8
	indice plasticidad %	N. P.		2,4	1,0		5,8	6,0	6,1	7,3
Densidad de Solidos	< Nº 4	-		-	-		2,67	2,66	2,66	2,65
	> Nº 4	-		-	-		2,62	-	2,62	-
Dens Aparente Seca										
Humedad Natural										
Clasificacion USCS										
Observaciones	Pozos de yacimientos:									
	P-16 (Quebrada Algarrobal)									
	P-20 y P-21 (San Enrique)									
	PYP-1, PYP-2, PYP-3 y Galería (Paihuano)									

XI.A.3.5.99



ENSAYOS DE CLASIFICACION

PROYECTO Estudio Integral de Riego Valle de Elqui No

85-198

FECHA

Junio/85

Embalse Algarrobal *

Muestra		1 y 2	1 y 2	1 y 2	1 y 2	401				
Pozo/Probeta		Yac. #1	Yac. #1	Yac. #2	Yac. # 2	Yac. #3				
Profundidad m		0,00	Probeta	0,00	Probeta	-				
		2,00	Proctor	3,00	Proctor	-				
Granulometria % en peso que pasa	tamaño max. cm.									
	% del total > 3"									
	3"	100		100		100				
	2"	-		-		-				
	1 1/2"	91		94		58				
	1"	-		-		-				
	3/4"	85	100	88	100	51				
	3/8"	82	97	79	94	45				
	No 4	73	85	69	79	41				
	No 8	60	72	60	68	37				
	No 16	49	60	47	53	31				
	No 30	41	52	35	39	25				
	No 50	32	39	23	23	18				
	No 100	28	34	19	19	14				
	No 200	15	21	13	13	13				
Limites Atterberg	limite liquido %	N. P.	N. P.	19,8	20,1	18,8				
	limite plastico %	N. P.	N. P.	18,2	18,4	15,6				
	indice plasticidad %	N. P.	N. P.	1,6	1,7	3,2				
Densidad de Solidos	< No 4	2,66	-	2,68	-	2,61				
	> No 4	2,60	-	2,73	-	2,65				
Dens Aparente Seca										
Humedad Natural										
Clasificacion USCS										
Observaciones	Pozos de yacimientos. * Granulometrías y límites de Atterberg determinados a la probeta más cercana a la densidad máxima, correspondiente a los ensayos de Proctor Normal realizados a los suelos pertenecientes a los yacimientos # 1, muestras 1 y 2 (0,00-2,00) y yacimientos #2 muestras 1 y 2 (0,00-3,00) m.									

XI.A.3.5.100

ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DEL VALLE DE ELQUI

CAPITULO XI - PROYECTO DE OBRAS CIVILES

SUBCAPITULO 3 - ANTEPROYECTO DE EMBALSES

ANEXO XI.A.3.6

EMBALSE ALGARROBAL

MEMORIA DE CALCULO DE LA PRESA

ANEXO XI.A.3.6.

I N D I C E

	<u>PAGINA</u>
1. ANTECEDENTES	XI.A.3.6.1
1.1 GENERALES	XI.A.3.6.1
1.2 CONDICIONES DE FUNDACION	XI.A.3.6.1
1.3 MATERIALES DE CONSTRUCCION	XI.A.3.6.2
1.4 PARAMETROS DE DISEÑO	XI.A.3.6.6
2. DISEÑO DEL MURO	XI.A.3.6.7
2.1 TIPO DE MURO	XI.A.3.6.7
2.2 DISEÑO DE LAS FUNDACIONES	XI.A.3.6.8
2.3 DISEÑO DE LA PRESA	XI.A.3.6.10

APENDICES

- Nº1 ANALISIS ESTABILIDAD EMBALSE LLENO Y FIN DE CONSTRUCCION
- Nº2 ANALISIS ESTABILIDAD DESCENSO BRUSCO

1. ANTECEDENTES

1.1 GENERALES

Las características del embalse Algarrobal son las siguientes:

- Volumen embalsado total	325	millones de m ³
- Volumen útil embalsado	320	millones de m ³
- Nivel aguas máx. normales	883,50	m.s.n.m.
- Nivel aguas máx. eventuales	88	
- Nivel aguas mín. de operación	805,50	
- Nivel aguas mín.	791,00	
- Cota media actual del valle en la zona del muro	787,00	m.s.n.m.
- Longitud máxima del lago a cota de aguas máximas		
* por río Turbio	8,5	km
* por río Claro	7,5	km

1.2 CONDICIONES DE FUNDACION

En el valle, el muro quedará apoyado en suelos de origen fluvial formados por gravas arenosas con bolones de cantos redondeados y subredondeados y con algo de finos de carácter no plástico. Este depósito que se extendería hasta la roca que está a una profundidad media del orden de los 90 m, presenta una buena compacidad, la permeabilidad del mismo es alta especialmente en la parte superior donde se han registrado valores del coeficiente de permeabilidad de hasta 3×10^{-3} m/s.

En las proximidades del empotramiento izquierdo aguas arriba del eje de la presa, hay una terraza fluvial que se levanta aproximadamente 15 m sobre la caja del río; el perfil estratigráfico de los suelos que forman esta terraza queda bien representado por la siguiente columna estratigráfica:

XI.A.3.6.2

Profundidad (m)		Tipo de suelo
Desde	Hasta	
0,00	6,00	Arenas de mediana compacidad algo cementadas.
6,00	15,00	Capas alternadas de suelos finos de carácter limoso con gravas o arenas. Los suelos finos son de mediana y baja consistencia.
15,00	roca (?)	Gravas de origen fluvial.

Dada la altura que presenta la presa (100 m) no hay dudas en que ésta debe quedar apoyada sobre las gravas de origen fluvial, por lo tanto, será necesario retirar los suelos que forman la terraza que se observa en el empotramiento izquierdo, lo que obligará a efectuar excavaciones importantes en dicha área. En el resto de valle, se estima que es suficiente efectuar un escarpe no superior a 2,0 m, profundidad a la que se alcanzarían los fluviales gruesos sin finos y compactos.

Si no se considera la terraza fluvial recién descrita, puede afirmarse que en el empotramiento izquierdo la roca aflora a la superficie, salvo en el área ocupada por un pequeño cono de deyección de una quebrada que está inmediatamente aguas abajo del eje de presa. La roca de este empotramiento corresponde a un intrusivo granítico, el que superficialmente está bastante fracturado, este agrietamiento se cierra en profundidad. Se estima que a los 10 m de profundidad debe ser escaso.

En el empotramiento derecho la roca aflora en los 2/3 del área que ocupará el muro cubriendo la zona de más aguas arriba. En el sector de aguas abajo la roca está cubierta por escombros de falda importantes, formados por gravas limosas con abundantes bloques, en general este depósito presenta una adecuada compacidad o consistencia, la potencia del mismo es importante y se estima que podría superar en partes los 10 m. La roca presente en este empotramiento es similar a la del empotramiento izquierdo pero se presenta menos fracturada.

1.3 MATERIALES DE CONSTRUCCION

Los fluviales que cubren la caja actual del río Elqui pueden proporcionar materiales adecuados para la ejecución de rellenos de transición, como también para efectuar rellenos permeables.

XI.A.3.6.3

Estos materiales están formados por gravas gruesas arenosas con bolones y escasos finos, los que se ajustan a la siguiente banda granulométrica:

Tamiz U.S.Standard	% que pasa	Tamiz U.S.Standard	% que pasa
8"	100	8	10 - 25
6"	85 - 100	16	7 - 20
3"	60 - 100	30	4 - 14
1½"	40 - 70	50	2 - 9
¾"	25 - 45	100	1 - 5
⅜"	20 - 32	200	0 - 2
4	15 - 27		

Este material puede usarse en la ejecución de rellenos permeables, compactándolo en capas del orden de 0,5 m de espesor, lo que permitiría incluir piedras de hasta 12", por lo que no se tendría rechazo.

Este mismo material cortado en 3", entrega un buen material de transición que obedecería a la siguiente banda granulométrica.

Tamiz U.S.Standard	% que pasa	Tamiz U.S.Standard	% que pasa
3"	100	16	8 - 24
1½"	40 - 80	30	4 - 15
¾"	25 - 55	50	2 - 5
⅜"	18 - 40	100	0 - 2
4	15 - 31	200	0 - 2
8	14 - 28		

El rechazo que se obtendría de la preparación de estos materiales alcanzaría a una cifra que no superaría el 40%. Se puede considerar una cifra media del orden del 15%, material que puede usarse íntegramente como material de protección de taludes (empedrados de aguas abajo).

De estas mismas fuentes se obtendrían los materiales para agregados de hormigón.

Se estima que las necesidades de estos materiales alcanzarían a una cifra cercana a 3.466.000 m³, los que pueden obtenerse explotando la caja del río, tanto aguas arriba como aguas abajo del eje de la presa en una extensión del orden de 2,3 km, considerando una profundidad de explotación de 5 m y un ancho de 300 m, lo que obligaría a trabajar parte del yacimiento bajo agua.

XI.A.3.6.4

Las excavaciones en roca que sean necesario efectuar para fundar las obras anexas, proporcionarán un enrocado sano, el que debidamente seleccionado podría proporcionar los materiales para la protección del talud de aguas arriba, el rechazo puede usarse para la ejecución de rellenos permeables. Estas excavaciones proporcionarán un volumen de material del orden de 170.000 m³.

Los filtros de arena pueden obtenerse de los extensos depósitos de arenas que existen aguas arriba próximo al empotramiento izquierdo del muro y aguas abajo de éste, en la ribera derecha del río aguas arriba de la quebrada Algarrobal. Estas arenas presentan una granulometría que queda bien representada por la siguiente curva granulométrica.

Tamiz U.S. Standard	% que pasa
8	100
16	92
30	55
50	18
100	8
200	5

Estos depósitos de arena son más que suficientes para las necesidades del proyecto.

De los conos de las quebradas Algarrobal y San Enrique pueden obtenerse gravas gruesas con finos de carácter limoso de escasa plasticidad y abundantes bolones de cantos subangulares, las que se ajustan a la siguiente banda granulométrica.

Tamiz U.S. Standard	% que pasa	Tamiz U.S. Standard	% que pasa
24"	100	4	46 - 30
12"	100 - 85	8	40 - 25
6"	97 - 75	16	32 - 20
3"	90 - 65	30	26 - 17
1½"	85 - 55	150	20 - 14
¾"	73 - 45	100	15 - 10
3/8"	60 - 37	200	12 - 5

XI.A.3.6.5

Estos suelos pueden usarse en la ejecución de los rellenos de espaldones. Dado el porcentaje de fino que éstos presentan y a la cantidad de material que registran bajo malla #4, se estima que requerirán acondicionamiento de humedad para su compactación, faena que deberá efectuarse en los yacimientos. La colocación de estos materiales puede efectuarse en capas de hasta 0,5 m de espesor siempre que se compacten con rodillos vibratorios lisos pesados, de al menos 12 t de peso estático, con esto se podría aceptar incluir en los rellenos piedras de hasta 16", lo que reduciría a un mínimo el rechazo, se estima que éste no superaría en promedio el 5%.

En el cono de la quebrada San Enrique puede explotarse una área del orden de los 100.000 m² en cortes de 20 m, por lo que la potencialidad de este yacimiento alcanzaría a los 2.000.000 m³.

En la Quebrada Algarrobal, la explotación podría abarcar un área de 400.000 m² en alturas de 25 m, lo que proporcionaría materiales para 10.000.000 m³.

En la ribera derecha del río Claro, aproximadamente 2,5 km aguas arriba de la confluencia de éste con el río Elqui y a aproximadamente 4,5 km de la presa, en las cercanías de la localidad de Paihuano, existen unos depósitos de arenas arcillosas con algo de grava, que pueden proporcionar materiales adecuados para la ejecución de rellenos impermeables de buena calidad. Estos suelos se encuadran dentro de la siguiente banda granulométrica.

Tamiz U.S.Standard	% que pasa	Tamiz U.S.Standard	% que pasa
3"	100	16	50 - 68
1½"	90 - 100	30	38 - 55
¾"	85 - 98	50	25 - 40
3/8"	80 - 95	100	18 - 30
4	75 - 90	200	14 - 23
8	68 - 80		

Ellos presentan un índice de plasticidad próximo a 7% y un límite líquido del orden de 25%. En su estado natural el suelo presenta una gran compacidad y su humedad es baja. El yacimiento cubre un área del orden de los 180.000 m² y se estima que puede explotarse un espesor medio de suelo del orden de 10 m, por lo tanto, se dispondría de material para 1.800.000 m³ de rellenos.

En la zona de Varillar, aproximadamente 7,0 km aguas arriba del eje de presa, existe otra posible fuente de material para rellenos impermeables similar a la de Paihuano, pero con suelo menos plásticos. Se estima que este yacimiento (Varillar Alto - Cementerio) podría considerarse como una reserva del descrito recientemente.

1.4 PARAMETROS DE DISEÑO

1.4.1 Suelo de Fundación

Los suelos de fundación que podrían verse comprometidos por una falla corresponden a los fluviales del lecho del río, los que están formados por gravas gruesas limpias, densas, a las que pueden suponerse los siguientes parámetros de diseño.

- Angulo de fricción interna efectivo 40°
- Cohesión efectiva 0 t/m²
- Peso Unitario Saturado 2,2 t/m³

Valores propios de suelos de esta naturaleza sometidos a presiones de confinamiento altas.

1.4.2 Rellenos

Se contempla la ejecución de rellenos permeables, rellenos de espaldones y rellenos impermeables.

Los rellenos permeables se efectuarán con materiales similares a los que forman el fluvial de fundación, a los que se les dará un alto grado de compactación, por lo que puede considerarse para éstos, parámetros de diseño similares a los del suelo de fundación. La permeabilidad de estos rellenos puede estimarse en cifras del orden de 3×10^{-3} m/s.

XI.A.3.6.7

Los rellenos de espaldones se efectuarán con gravas gruesas con algo de fino de carácter limoso y escasa plasticidad, el porcentaje de fino no supera el 12%. Dado el carácter francamente granular de estos suelos y su alto contenido de gravas de cantos angulares, pueden suponerse a los rellenos compactados ejecutados con estos materiales, parámetros de corte propios de enrocados contaminados, valores que son inferiores a los de un enrocado limpio y superiores a los de una grava limosa, razón que lleva a considerar los siguientes parámetros de diseño, los que se estiman conservadores.

- Angulo fricción interna efectivo	37°
- Cohesión efectiva	0 t/m ²
- Peso Unitario saturado	2,2 t/m ³

Dada la graduación de esos suelos, estos parámetros son válidos incluso para altas presiones de confinamiento.

Los rellenos de filtro y transiciones se consideran con parámetros de diseño similares a los de los rellenos de espaldones.

Los rellenos impermeables de núcleo se harán con arenas arcillosas, en que la fracción fina es de baja plasticidad, para las que pueden considerarse los siguientes parámetros de diseño, apoyándose en lo recomendado por el Bureau of Reclamations (Tabla 8, Cap. V, Design of Small Dams, 2ª Edición).

- Angulo de fricción interna efectivo	30°
- Cohesión efectiva	1,0 t/m ²
- Peso Unitario saturado	2,0 t/m ³

2. DISEÑO DEL MURO

2.1 TIPO DE MURO

Dadas las condiciones del suelo de fundación y la altura que debe alcanzar la presa, sólo cabe la posibilidad de construir un muro de tierra o enrocado.

Los rellenos más económicos que pueden efectuarse en la obra son aquellos que se ejecuten con materiales provenientes de los conos de deyección de las quebradas Algarrobal y San Enrique. Hay abundancia de estos suelos, por lo tanto, el muro a proyectar debe contemplar el uso máximo de estos rellenos.

Dado el contenido de grava que tienen los suelos de estos conos de deyección y el porcentaje de fino presente en ellos, estos rellenos serán de carácter semipermeable, por lo tanto, el muro deberá disponer, de un núcleo impermeable y además deberá tener drenes que minimicen las presiones de poro que puedan generarse por descensos bruscos u otras causas.

Los materiales para la ejecución de rellenos impermeables que puedan usarse para rellenos de núcleo son escasos, están a relativamente gran distancia y requieren de un acondicionamiento de humedad importante, condiciones que hacen que estos rellenos resulten de costo elevado, por lo tanto, el diseño contempla un núcleo de dimensiones mínimas, razón que lleva a considerar un núcleo central con un ancho mínimo para las condiciones de implantación de la obra.

Los materiales para efectuar rellenos permeables son limitadas, por lo tanto, estos rellenos deben reducirse a un mínimo.

Deben contemplarse, además, zonas de filtros y transiciones entre núcleo y espaldones.

2.2 DISEÑO DE LAS FUNDACIONES

La alta permeabilidad del suelo de fundación en el lecho del río ($k = 10^{-3}$ a 10^{-4} m/s), la gran potencia de éste (100 m), unido a la altura del muro (100 m) y al costo del agua, obligan a considerar la impermeabilización total del mismo, dado que en otra forma se tendrían grandes pérdidas de agua y además los gradientes hidráulicos en el suelo de fundación serían muy altos poniendo en peligro la estabilidad del muro, aún cuando se disponga de un eficiente sistema de drenaje.

Como elemento de impermeabilización del fluvial, se ha considerado la construcción de una pared moldeada que deberá alcanzar la roca y que además, se empotrará en el núcleo del muro. Esta solución ha mostrado ser sensiblemente más económica que una en base a cortina de inyección, en suelos de esta naturaleza y además su efectividad es muy superior.

XI.A.3.6.9

El empotramiento de la pared en el núcleo tendrá una longitud de 10 m, lo que garantiza un gradiente entre pared y núcleo no mayor de 5 que sería aceptable, en todo caso debe contemplarse un filtro entre la fundación y el núcleo en la zona próxima a la pared aguas abajo de ésta. Se contempla en dicha zona un filtro de dos capas de al menos 1,0 m de espesor cada una.

Por razones constructivas el núcleo en la zona de la pared se alojará en una zanja que tendrá del orden de 5 m de profundidad (minimizar pérdidas de barro durante la excavación). Sería deseable alcanzar con esta zanja profundidades mayores pero lo impide la presencia de la napa de agua.

Sobre la cabeza de la pared moldeada, se contempla colocar un colchón de material compresible a fin de permitir que la pared punzone el núcleo. Los materiales compresibles a usar pueden ser los mismos materiales, que se usen para los rellenos de núcleo, colocándolos con una humedad elevada a fin de tener un relleno compresible y plástico.

En los empotramientos, el núcleo de la presa, sus filtros y sus transiciones se apoyarán todos en roca; para ello se contempla la ejecución de una excavación que eliminará las rocas superficiales que se presentan agrietadas; se ha considerado una profundidad mínima de excavación de 5 m y una máxima de 10 m. En el fondo de esta excavación se contempla la ejecución de una inyección de consolidación y contacto que tiene por finalidad sellar grietas en todo el ancho del núcleo hasta los 6 m de profundidad, asegurando la estanqueidad de la roca de apoyo y por ende en esta forma, una erosión retrograda en los rellenos de núcleo en contacto con la roca. Además, se contempla efectuar una cortina de inyección que se llevará hasta una profundidad (t) dada por la siguiente expresión, de acuerdo a recomendaciones del Bureau of Reclamation de U.S.A. para el caso de rocas que no reducen su permeabilidad significativamente con la profundidad:

$$t = \frac{1}{3} h + N \quad (\text{m})$$

En que h es la altura de agua embalsada y N un coeficiente que varía entre 8 y 25 según la naturaleza de la roca.

En este caso se ha considerado un N = 25 dado el desconocimiento que se tiene de la roca en profundidad. Se estima además, por idénticas razones que el 50% de la pantalla sería monolineal y el saldo sería del tipo trilineal.

2.3 DISEÑO DE LA PRESA

2.3.1 Coronamiento

A. Revancha

Para el cálculo de la revancha (R) se han seguido los criterios que establece H.M.Thomas en el punto 6.4 de la publicación "The Engineering of Large Dams".

$$R = H1 + H2 + H3 + H4$$

en que:

$$H1 = \text{Carga Vertedero} = 887,24 - 883,50 = 3,74 \text{ m}$$

$$H2 = \text{Efecto Marea Viento}$$

$$H3 = \text{Efecto Olas}$$

$$H4 = \text{Efecto Sismo}$$

i) Efecto Marea Viento - H2

$$H2 = \frac{V^2 \cdot F \cdot \cos A}{k \cdot D}$$

en que:

$$V = \text{velocidad del viento (km/hora)}$$

$$F = \text{"fetch" efectivo (km)}$$

$$A = \text{dirección viento respecto a dirección "fetch"}$$

$$k = \text{cte.} = 62.000$$

$$D = \text{profundidad media}$$

El "fetch" efectivo se calcula considerando la condición de valle angosto siguiendo el procedimiento expuesto por Saville en la publicación "Freeboard Allowances for Waves in Inland Reservoirs"; con lo que se obtiene un $F = 2,1 \text{ km}$.

XI.A.3.6.11

El valor de A se lo toma igual a cero que es la condición más desfavorable. La profundidad media del embalse se la considera igual a 50 m.

El viento máximo registrado en la zona (Vicuña) desde el Este en dirección hacia el muro ha sido de 64,8 km/hora ($\approx$ 40,3 millas/hora).

Para un "fetch" efectivo de 2,1 km, el viento sobre el agua tendría una velocidad igual a:

$$v = 1,16 \times 64,8 = 75 \text{ km/hora}$$

$$v = 1,16 \times 40,3 = 47 \text{ millas/hora}$$

por lo tanto, se tendrá:

$$H_2 = \frac{75^2 \times 2,1 \times 1,0}{62.000 \times 50} = 0,004 \text{ m}$$

Valor que puede despreciarse.

ii) Efecto Ola - H3

$$H_3 = 1,58 \times H_s$$

donde H_s es la altura significativa de la ola, que se calcula con la expresión de Saville:

$$\frac{g \cdot H_s}{v^2} = 0,0026 \left(\frac{g \cdot F}{v^2} \right)^{0,47}$$

en que V es la velocidad del viento en m/s y F es el "fetch" efectivo en "m", es decir:

$$V = 75 \times 1.000/3.600 = 20,8 \text{ m/s}$$

$$F = 2.100 \text{ m}$$

XI.A.3.6.12

luego:

$$H_s = \frac{20,8^2 \times 0,0026}{9,8} \left(\frac{9,8 \times 2,100}{20,8^2} \right)^{0,47}$$

$$H_s = 0,71 \text{ m}$$

por lo tanto:

$$H_3 = 1,58 \times 0,71 = 1,12 \text{ m}$$

Se considera un valor final: $H_3 = 1,2 \text{ m}$

iii) Efecto Sismo - H4

Dada las sismicidad del área, se ha decidido darle al muro de presa una revancha adicional por sismo igual al 1% de la altura del muro, es decir, se considera un valor de H4 del orden de 1,0 m.

En resumen se tendrá:

- Cota Aguas máximas normales	883,50 m
- Carga Vertedero (H1)	3,74
- Efecto Marea Viento (H2)	0,00
- Efecto Ola (H3)	1,20
- Efecto Sismo (H4)	<u>1,00</u>
* Cota coronamiento teórica:	889,44 m

Se adopta finalmente un nivel de coronamiento igual a la cota 890,00 m.

B. Ancho de Coronamiento

Para fijar el ancho de coronamiento se ha empleado la fórmula que da el Código Japonés, que es aplicable a zonas de alta sismicidad.

$$w = 3,6 \sqrt[3]{h - 3,0} \text{ (m)}$$

en que:

w = ancho coronamiento, m

h = altura de la presa, m

$$= 890,00 - 787 = 103 \text{ m}$$

luego:

$$w = 3,6 \sqrt[3]{103 - 3,0} = 13,9 \text{ m}$$

Se adopta un ancho de 14 m.

C. Sobreelevación

A fin de precaverse contra asentamientos del muro post-construcción se considera una sobreelevación del coronamiento del muro igual a 0,3% de la altura del muro más el espesor de los rellenos fluviales que quedan bajo éste, valor compatible con la calidad de los rellenos que formarán la presa y la de los suelos de fundación.

Esta sobreelevación se conseguirá dando más pendiente a los taludes exteriores del muro que se extienden entre la cota 887 m y el coronamiento de la presa.

2.3.2 Sección del Muro

Conforme a lo indicado en el punto 2.1 de esta memoria, el muro a construir corresponderá a una presa de tierra con un núcleo central y dos espaldones que se dispondrán aguas abajo y aguas arriba de éste, separados de él por zonas angostas de filtros y transiciones. El espaldón de aguas arriba llevará incorporado capas horizontales de suelos permeables cada 15 m que harán las veces de drenes para las condiciones de descenso brusco, además, se contempla una pequeña escollera de material permeable.

A. Núcleo

El núcleo se construirá con suelos provenientes del yacimiento Paihuano, el que proporcionará suelos formados por arenas arcillosa con algo de grava con tamaño máximo de 3".

El precio unitario de estos rellenos será significativamente mayor que el de los rellenos de espaldones, razón que lleva a considerar dimensiones mínimas para el núcleo. Por otro lado, la sismicidad del área hace aconsejable considerar núcleos anchos.

Se estima que un núcleo de un ancho igual o superior al 50% de la carga de agua es consecuente con lo indicado en el párrafo anterior.

Se ha seleccionado además, un núcleo central, dado que es el que ocupa menos volumen de material para satisfacer la exigencia señalada en el párrafo anterior y además, porque los rellenos que lo formarán son relativamente incompresibles y no presentarían incompatibilidad significativa con los rellenos de espaldones.

El ancho mínimo del núcleo se ha fijado en 8,0 m, espesor que es algo considerable pero que resulta razonable en zonas de alta sismicidad.

B. Espaldones

El relleno más económico a efectuar y que no tendría limitantes en las disponibilidades de material para su ejecución, serán aquellos que se efectúen con las gravas gruesas con finos de carácter limoso provenientes de los conos de las quebradas San Enrique y Algarrobal.

Estas condiciones son las que llevan a considerar en la sección del muro el uso mayoritario de estos rellenos, los que formarán los espaldones de la presa.

C. Filtros y Transiciones para el Núcleo

Los materiales que se usen para los rellenos de espaldones sufrirán segregaciones importantes, al colocarlo, debido a su alto contenido de gravas gruesas, este hecho obliga desde ya a considerar un filtro o transición entre los rellenos de núcleo que corresponden a suelos finos y los de espaldones segregados. Otro hecho que aconseja colocar filtros o transiciones rodeando al núcleo es la conveniencia de tenerlo rodeado por materiales francamente granulares los que no tienen posibilidad de agrietarse y que eventualmente podrían ayudar al autocierre de grietas que puedan producirse en el núcleo.

Entre el núcleo y el espaldón de aguas arriba se contempla colocar una zona de transición que protegerá al núcleo contra erosión en caso de agrietamiento de éste y a la vez evitará arrastre de material del núcleo hacia el espaldón de aguas arriba en caso de una operación de descenso brusco.

Entre el espaldón de aguas abajo y el núcleo se contempla una zona de transición similar a la de aguas arriba y además, una zona de filtro que sería de arena. El doble filtro o transición en esta zona obedece al hecho de que los gradientes de salida del agua que filtraría a través del núcleo son considerables.

En la figura N°A36-1 se muestran las curvas granulométricas de los materiales de núcleo, espaldones y los de filtro y transiciones.

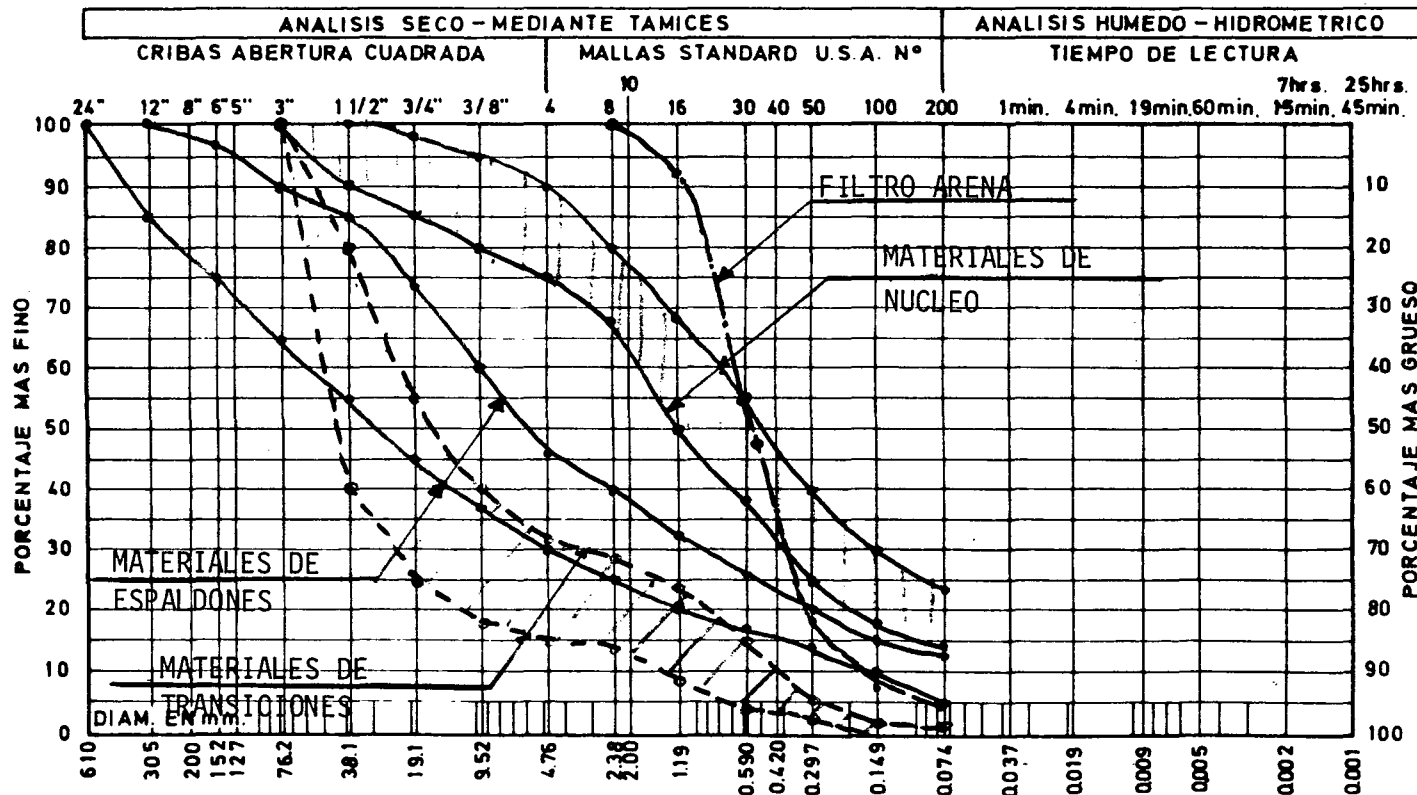
D. Drenes Espaldón Aguas Arriba

Los materiales del espaldón de aguas arriba son de mediana permeabilidad y por lo tanto, en caso de un descenso brusco el drenaje en éstos sería lento, además, dada la anisotropía del material se crearía un flujo relativamente horizontal, hechos que generarían presiones de poro de cierta consideración lo que le restaría resistencia al corte al material.

CURVA GRANULOMETRICA

PROYECTO ALGARROBAL OBRA MURO DE PRESA UBICACION _____
 POZO N° _____ MUESTRA N° _____ COTA O PROFUNDIDAD _____ m
 OPERADOR _____ CONTROL _____ INSPECTOR _____ FECHA _____
 OBSERVACIONES MATERIALES A UTILIZAR EN EL MURO

BLOQUES	BOLONES	GRAVA		ARENA			FINOS
		GRUESA	FINA	GRUESA	MEDIA	FINA	LIMOS, ARCILLAS, COLOIDES



XI.A.3.6.16

FIGURA N° A36-1

A fin de contrarestar este efecto, se ha decidido colocar drenes horizontales en estos rellenos, los que tendrían por finalidad captar las aguas que entreguen los materiales de espaldón cuando se produzca el descenso brusco y conducirlos a la escollera exterior. En esta forma se establecería un flujo vertical en los rellenos de espaldón, el que aumentaría la resistencia al corte del suelo frente a una falla.

Los materiales a usar en estos drenes serán rellenos permeables que se harán con gravas gruesas arenosas o materiales provenientes de excavaciones en roca limitando su tamaño máximo a 8".

El espesor de cada dren será de 2,0 m y se dispondrán cada 15 m de altura.

E. Escollera Aguas Arriba

Se dispone de materiales permeables de bajo costo pero en cantidades limitadas. Estos materiales presentan una mayor resistencia al corte que los de espaldones, además, son bastante más permeables, por lo que se ha estimado conveniente efectuar una pequeña escollera aguas arriba lo que da al muro una mayor seguridad frente a una falla por descenso brusco.

Las dimensiones de esta escollera quedan fijadas por disponibilidades de materiales. En estos rellenos puede incluirse la totalidad o parte de los materiales provenientes de excavaciones en roca, eliminando el material de tamaño superior a 8" el que se usará en los enrocados de protección del talud de aguas arriba.

2.3.3 Taludes Exteriores

A. Inclinaciones

El talud de aguas abajo del muro tendrá una inclinación de 2,0/1,0 (H:V) lo que garantiza un factor de seguridad a una falla por corte no inferior a 1,51.

El talud de aguas arriba tendrá una inclinación de 2,25/1 (H:V) lo que asegura un factor de seguridad de 1,89 para la condición de descenso brusco.

B. Protecciones

El talud de aguas abajo se protegerá contra la erosión proveniente de lluvias o vientos con un empedrado, el que se efectuará con el rechazo que se obtenga de la preparación de las transiciones. Se estima que el material de rechazo que se obtendrá en la preparación de las transiciones alcanzará a una cifra cercana a 140.000 m³, cantidad que es suficiente para considerar una protección de 2,0 m de ancho (medido en horizontal), en todo caso, según las disponibilidades de material, esta protección puede aumentar o reducir su espesor. El costo de estos rellenos es menor que el de cualquier otro y por lo tanto, debe colocarse la totalidad de estos materiales.

El talud de aguas arriba debe protegerse contra la erosión que pueda causar el oleaje que se producirá en el embalse. Esta protección se hará en base a enrocado vertido, el que se calcula siguiendo los procedimientos que establece el Corps of Engineers (U.S.A.) en el Manual EM 1110-2-2300 (1.3.71).

Para el cálculo se supone:

- Velocidad viento, $v = 47$ millas/hora
- "Fetch" efectivo, $F = 2,1/1,6 = 1,3$ millas
- Duración viento, Indefinida

Lo que da una altura de ola de 3 pies (figura 5.5 del Manual).

Considerando además, un talud de 2,25/1,0 (H:V), un peso específico de piedras de 2,5 t/m³ se obtiene (figura 5,6 del Manual):

- Peso medio piedras, $W_A = 100 \text{ lb} = 45 \text{ kg}$
- Espesor enrocado, $T = 18" = 45 \text{ cm}$
- Peso máximo piedras $W_{m\acute{a}x.} = 400 \text{ lb} = 180 \text{ kg}$
- Peso mínimo piedras $W_{m\acute{i}n.} = 12,5 \text{ lb} = 6 \text{ kg}$

Considerando para las piedras un tamaño característico D dado por la siguiente expresión, que considera un peso específico de rocas igual a 2,5 t/m³:

$$D = 0,81 \sqrt[3]{W}$$

se tiene:

- D_{máx.} = 0,46 m = 18"
- D_{med.} = 0,29 m = 12"
- D_{mín.} = 0,15 m = 6"

Se estima que gran parte de este material puede obtenerse de las excavaciones en roca. Lo que falte podría obtenerse partiendo los bloques de roca que se obtendrán como rechazo al explotar el cono de la quebrada Algarrobal para conseguir los materiales para los rellenos de espaldones.

Se contempla colocar un enrocado de 0,50 m de espesor.

2.3.4 Presiones de Poro

Durante la construcción de la obra sólo se desarrollarán presiones de poro en los rellenos del núcleo, las que dependerán de la humedad de compactación. Esta humedad debe quedar comprendida en el rango de humedad óptima del ensayo Proctor Standard menos 2% a humedad óptima más 2%. Los suelos en el yacimiento presentan humedades inferiores a éstas, luego deberán adicionárseles agua. Como la adición de agua lleva implícito un costo que sería creciente con la cantidad de agua que se agregue, es dable suponer que en general, estos rellenos se compactarán con humedades próximas a los límites inferiores que se especifiquen, luego puede suponerse que las presiones de poro que se desarrollarán serán mínimas, por lo tanto, considerar para estas condiciones presiones de poro iguales a las dadas por un coeficiente "ru" de presión de poros (de Bishop) igual a 0,20, es conservador.

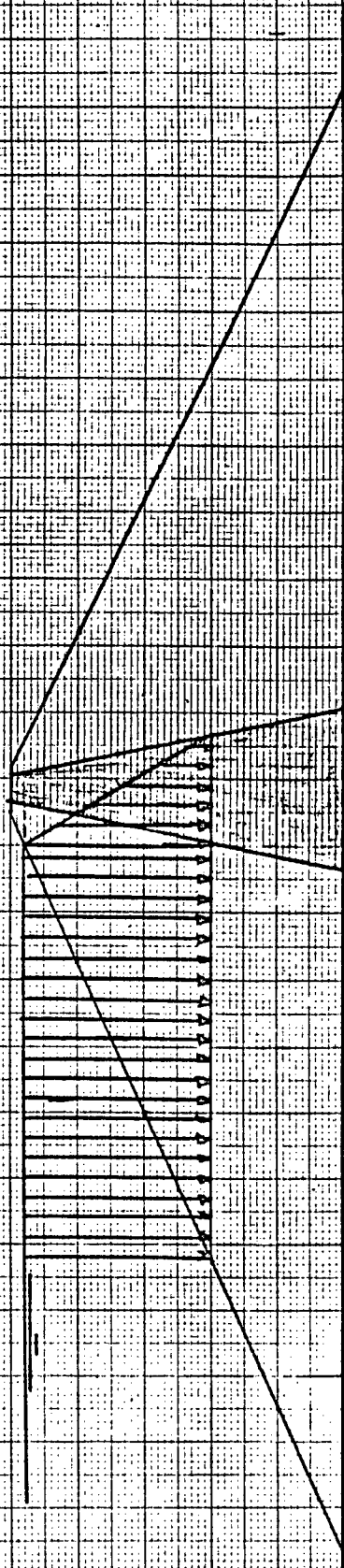
Para la condición de embalse lleno, se considera aceptable estimar un esquema de presiones de poros como el que se muestra en la figura N°A36-2.

FIGURA N°A36-2

EMBALSE ALGARROBAL

ESQUEMA PRESTIONES POROS

EMBALSE LLENO



El descenso de agua en el embalse creará en el espaldón de aguas arriba un escurrimiento de agua vertical, que sería favorable a la estabilidad de la presa; en todo caso resulta prudente considerar en estas condiciones algo de subpresiones, razón que lleva a tener en cuenta en el cálculo presiones de poro equivalentes a los que da un coeficiente "ru" de presión de poros (de Bishop) igual a 0,10.

2.3.5 Análisis de Estabilidad

A. Condición fin de construcción

Para esta situación, la superficie de falla que presenta menor seguridad en el talud de aguas abajo sólo compromete al espaldón, y como los rellenos que formarán a éstos se harán con materiales no cohesivos, es válida la siguiente expresión para el factor de seguridad:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \beta}$$

en que β es la inclinación del talud y ϕ es el ángulo de fricción interna que se considera igual a 37° , por lo tanto, se tendrá:

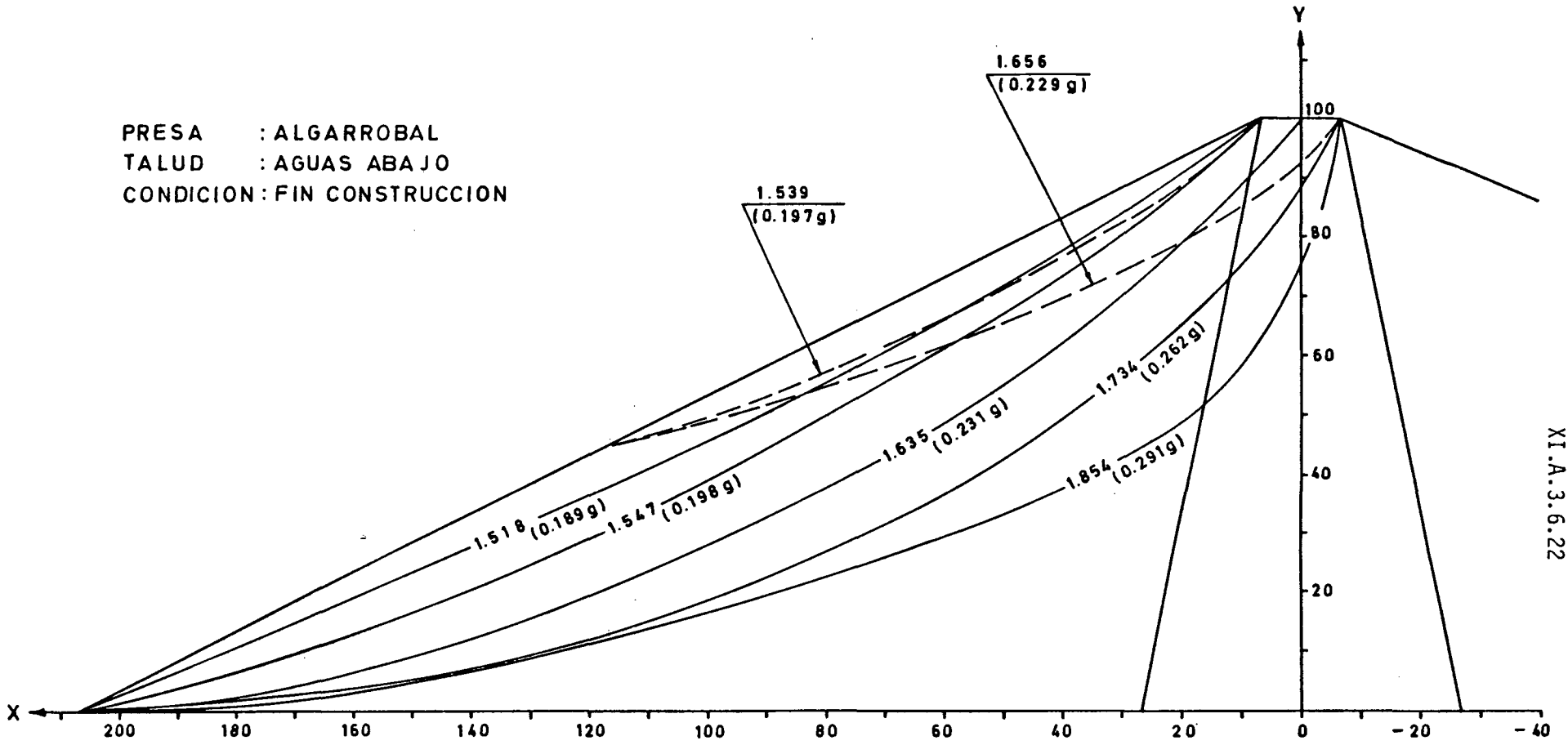
$$FS = 1,51$$

Se han analizado además, superficies de falla que comprometen un volumen importante de los rellenos de espaldones y otras que afectan materiales de núcleo, empleando el método sueco de las rebanadas que se describe en la publicación EM 1110-2-1902 del Corps of Engineers (U.S.A.). En la figura N°A36-3 se muestran las superficies de falla estudiadas y en el Apéndice N°1 se incluyen los datos de entrada y los resultados obtenidos en cada una de éstas. Todos los factores de seguridad obtenidos son mayores que el recientemente calculado.

En el caso de el talud de aguas arriba la falla comprometería la escollera de material permeable, rellenos que presentan un ángulo de fricción interna de 40° y por lo tanto, para el talud de inclinación 2,25/1,0 (H:V) se tendrá:

$$FS = 1,89$$

PRESA : ALGARROBAL
 TALUD : AGUAS ABAJO
 CONDICION : FIN CONSTRUCCION



XI.A.3.6.22

ANALISIS ESTABILIDAD DE
 TALUDES.
 SUPERFICIES DE FALLA.

FIGURA A36-3

B. Embalse lleno

Para esta condición el talud de aguas arriba mantiene el factor de seguridad de fin de construcción.

La superficie crítica del talud de aguas abajo y su factor de seguridad, sigue siendo el mismo de fin de construcción, es decir:

$$FS = 1,51$$

Se han analizado varias otras superficies de falla que comprometen núcleo y también en algunos casos el talud de aguas arriba, empleando el mismo método de fin de construcción, obteniendo para todas factores de seguridad mayores al recién indicado. En la figura N°A36-4 se muestran las superficies de falla estudiadas y en el Apéndice N°1 se incluyen los datos de entrada y los resultados obtenidos en cada una de éstas.

C. Descenso brusco

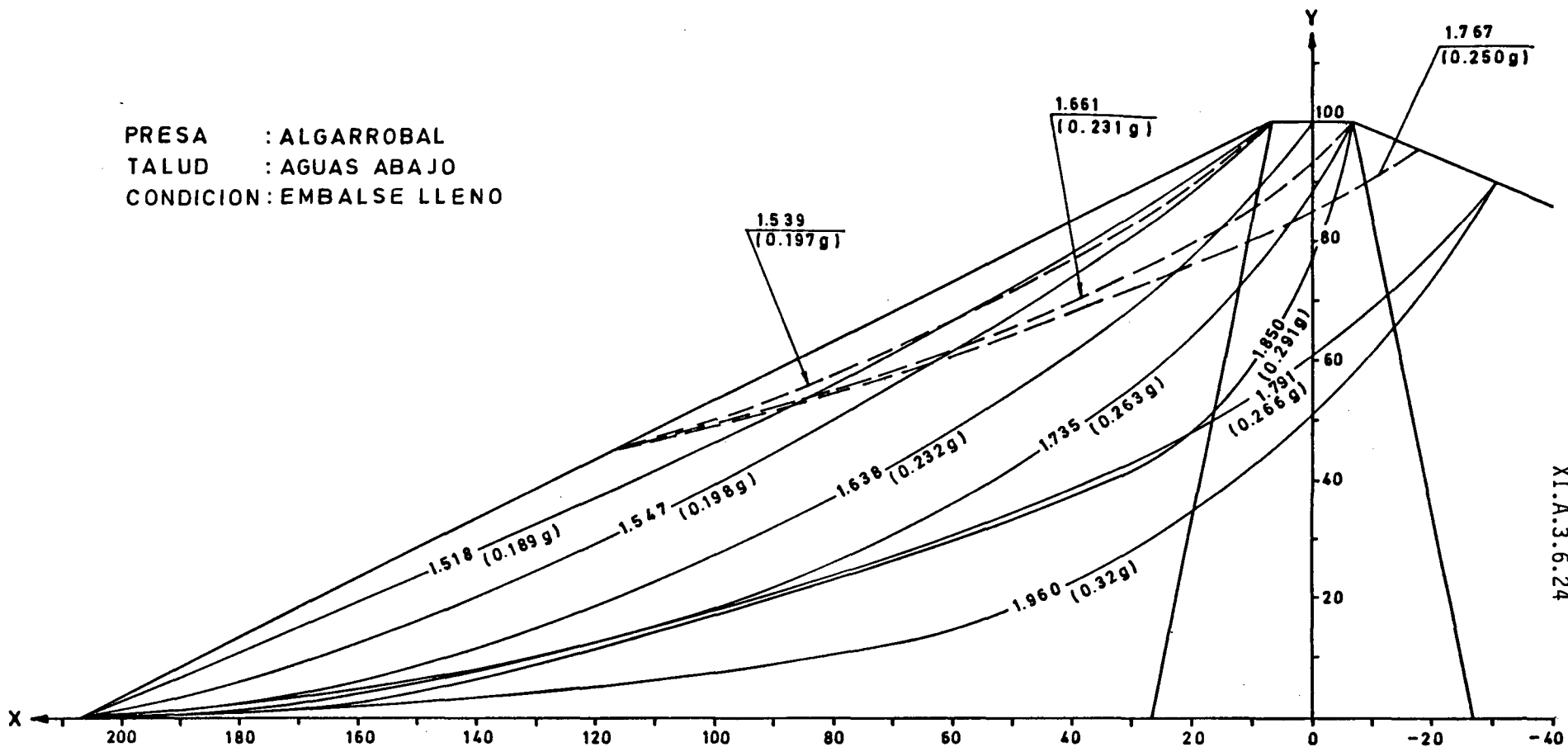
Para la condición de descenso brusco se han analizado varias superficies de falla usando el método empleado para el análisis de fin de construcción y embalse lleno. El análisis ha considerado la existencia de la escollera. En la figura N°A36-5 se muestran las superficies de falla estudiadas y en el Apéndice N°2 se incluyen los datos de entrada y los resultados obtenidos en cada una de éstas. El factor de seguridad mínimo registrado alcanza a:

$$FS = 1,67$$

Se ha efectuado también un análisis en el que se ha prescindido de la existencia de la escollera permeable, considerando para ésta un ángulo de fricción interna de 37° que es similar al del resto del espaldón, además se ha considerado en ésta una presión de poros igual al 10% de la presión total (coef. "ru" de presión de poros de Bishop igual a 0,10). Para este análisis el factor de seguridad se ha calculado con la expresión de Bishop siguiente:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} (1 - ru \cdot \sec^2 \beta)$$

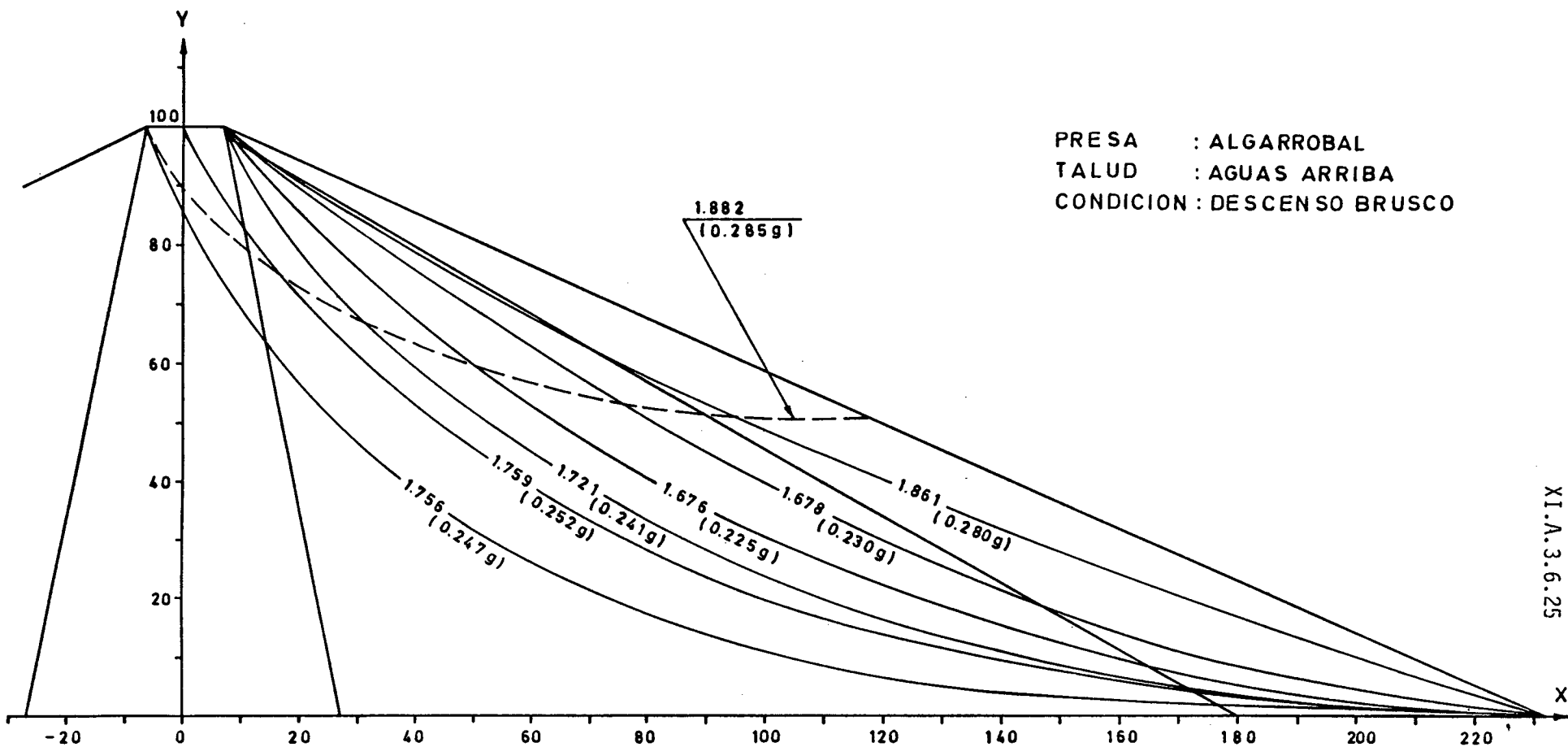
PRESA : ALGARROBAL
TALUD : AGUAS ABAJO
CONDICION: EMBALSE LLENO



XI.A.3.6.24

ANALISIS ESTABILIDAD DE
TALUDES.
SUPERFICIES DE FALLA.

FIGURA A36-4



XI.A.3.6.25

ANALISIS ESTABILIDAD DE
 TALUDES.
 SUPERFICIES DE FALLA.

FIGURA A36-5

En que β es el ángulo de inclinación del talud.

Con esta expresión se ha obtenido:

$$FS = 1,49$$

2.3.6 Análisis de Estabilidad Sísmica

Los rellenos del núcleo y espaldones de la presa como también los suelos de fundación presentan características granulométricas y de compacidad tales que permitan afirmar que la resistencia al corte de éstos no se verá sensiblemente alterada si son sometidos a sollicitaciones sísmicas, razón que permite hacer el análisis de estabilidad sísmica siguiendo el procedimiento de análisis de Newmark propuesto por B. Seed en la publicación "Considerations in the Earthquake - Resistant Design of Earth and Rockfill Dams" (Geotechnique 29 N°3 1979).

- Cálculo de la aceleración de fluencia (k_y)

Para el cálculo de la aceleración de fluencia (k_y) se dispone de la siguiente expresión que es aplicable a taludes de suelos granulares sin cohesión:

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \beta} \left(\frac{1 - r_u \cdot \sec^2 \beta - k_y \cdot \tan \beta}{k_y \cdot \cot \beta + 1} \right) = 1$$

Para fin de construcción o embalse lleno, la condición crítica se produce en el talud de aguas abajo, por lo que procede considerar:

$$\phi = 37^\circ, \tan \beta = 0,5, \quad r_u = 0$$

Luego:

$$\frac{0,75}{0,50} \left(\frac{1 - 0,5 k_y}{2,0 k_y + 1} \right) = 1$$

XI.A.3.6.27

de donde: $k_y = 0,18$

En el caso de descenso brusco, la condición crítica se produce en el talud de aguas arriba, por lo que procede considerar:

$$\phi = 37^\circ \quad \text{tg } \beta = 1/2,25 \quad r_u = 0,10$$

luego:

$$\frac{0,75}{0,44} \left(\frac{1 - 0,1 \times 1,198 - 0,44 k_y}{2,25 k_y + 1} \right) = 1$$

de donde: $k_y = 0,17$

Se han calculado además, las aceleraciones de fluencia para todas las superficies de falla estudiadas en el análisis de estabilidad estático, encontrando siempre valores mayores que los recién deducidos.

- Cálculo del período de la presa

El período de la presa se estima a partir de la relación.

$$T_o = 2,61 \frac{H}{S} \text{ (s)}$$

(The Response of Earth Dams to Strong Earthquakes" de Ambraseys y Sarma, Geotechnique 17, 1967), en que:

H = altura de la presa, que es igual a $890 - 787 = 103$ m.

S = velocidad de propagación de las ondas de corte en los rellenos del muro, la que por tratarse de rellenos compactados de buena calidad puede considerarse igual a 300 m/s.

Por lo tanto:

$$T_o = 2,61 \frac{103}{300} = 0,90 \text{ s}$$

XI.A.3.6.28

- Aceleración máxima inducida por el sismo en el sitio de la presa

Esta se estima de la relación siguiente, que se debe a Saragoni y Goldsack.

$$Am_{\text{máx.}} = \frac{4.920 e^{(0,8 M)}}{(R + 25)^2} \quad (\text{cm/s}^2)$$

en que:

M = Magnitud Richter del sismo

R = Distancia hipocentral (km)

Se considera un sismo magnitud 8,25 a 20 km de la costa, frente al lugar de emplazamiento del muro, con una profundidad de foco de 25 km. La distancia de la costa al lugar de la presa es de 65 km, por lo tanto, la distancia hipocentral R sería de 89 km, luego:

$$Am_{\text{máx.}} = \frac{4.920 e^{(0,8 \times 8,25)}}{(89 + 25)^2}$$

$$Am_{\text{máx.}} = 278 \quad \text{cm/s}^2$$

$$= 0,28 \quad \text{g.}$$

- Aceleración máxima inducida en la presa

Esta se produce próxima al coronamiento del muro. Se calcula haciendo uso de la publicación del Ambraseys y Sarma mencionada anteriormente, considerando las aceleraciones máximas promedios que se registran en el cuarto superior del muro.

De acuerdo a la figura 19 de la publicación recién mencionada, se tiene que para amortiguamientos del 20% y un período del muro de 0,9 s el factor de amplificación sería de 1,25, por lo tanto, la aceleración máxima inducida en el cuarto superior del muro de presa sería de:

$$km_{\text{máx.}} = 1,25 \times 0,28 = 0,35$$

- Cálculo de las deformaciones

Estas se calculan siguiendo el procedimiento de Makdisi y Seed ("A Simplified Procedure for Estimating Earthquake - Induced Deformations in Dams and Embankments").

Se tiene:

- Magnitud Richter $M = 8,25$
- Aceleración Max.inducida $kmáx. = 0,35$
- Período $To = 0,9 \text{ s}$
- Aceleración de fluencia:
 - * fin de constr. o embalse lleno $ky = 0,18$
 - * descenso brusco $ky = 0,17$

En el caso de fin de construcción o embalse lleno, para el talud de aguas abajo se tiene:

$$ky/kmáx. = 0,18/0,35 = 0,51$$

$$M = 8,25$$

Lo que de acuerdo a la figura 16 de la publicación recién mencionada, lleva a:

$$U/kmáx. \times g \times To = 0,09$$

$$\text{Luego } U = 0,09 \times 0,35 \times 980 \times 0,9 = 28 \text{ cm.}$$

En el caso de descenso brusco se tiene para el talud de aguas arriba:

$$ky/kmáx. = 0,17/0,35 = 0,49$$

$$M = 8,25$$

con lo que se tiene:

$$U/kmáx. \times g \times To = 0,09$$

luego:

$$U = 0,09 \times 0,35 \times 980 \times 0,9 = 28 \text{ cm.}$$

Estas deformaciones son tolerables para la estructura.

2.3.7 Ataguía

Para desviar las aguas del río durante la construcción será necesario construir una ataguía que permita formar un embalse que para crecidas con periodos de retorno de 1 en 20 años llevaría su nivel de aguas a la cota 803,30 m el que se mantendría por algunas horas para posteriormente vaciarse o quedar con un nivel de aguas bajo. Lo normal es que el embalse creado por la ataguía esté prácticamente vacío o con un nivel reducido de agua.

El valle en la zona de la ataguía presenta un ancho suficiente para permitir la construcción de gran parte de ésta, sin que se tenga interferencia con las aguas que escurren por el río. Además, el río presenta estiajes que permitirían desviar las aguas al túnel con preataguías mínimas que a su vez permitirían la construcción en buena forma de aquella parte de la ataguía que ocupa la zona donde el río corría antes de su desvío.

Como los rellenos que formarán la ataguía pueden construirse en buena forma, se ha estimado conveniente dejar esta obra incorporada a la presa misma.

El muro proyectado como ataguía es una presa con núcleo central ligeramente inclinado aguas arriba, el que se une con una alfombra impermeable que se extiende hasta 10 m aguas arriba del pie de la presa. Los espaldones se harían de rellenos permeables. Los taludes exteriores dados a este muro son similares a los de la presa misma.

El gradiente hidráulico máximo que se producirá en el suelo de fundación es de 0,50 para la condición de embalse lleno, valor que es elevado pero que se estima puede aceptarse dado los tipos de materiales existentes en el suelo de fundación y el reducido tiempo que se mantendrá esta condición crítica.

A P E N D I C E N°1

EMBALSE ALGARROBAL

ANALISIS ESTABILIDAD

EMBALSE LLENO Y FIN DE CONSTRUCCION

ALGARROBAL (A. ABAJO)
E. LLENO, FIN CONSTRUCCION

COORDENADAS

Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	7.00	100.00	7.00	100.00
2	30.00	88.50	30.00	88.50
3	50.00	78.50	50.00	78.50
4	70.00	68.50	70.00	68.50
5	90.00	58.50	90.00	54.50
6	115.00	45.50	115.00	45.50

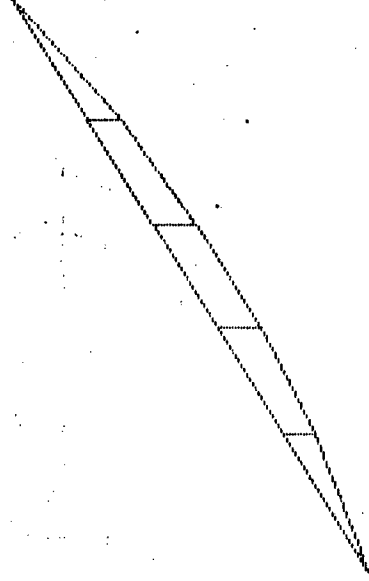
PRESIONES DE POROS

Vert #	Usur t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Reb. #	Fi gr/s	C t/m2	Gama t/m3
1	37.00	0.00	2.20
2	37.00	0.00	2.20
3	37.00	0.00	2.20
4	37.00	0.00	2.20

5 4 3 2 1



E. Ext. SUP. = 0.000 (t)
E. Ext. INF. = 0.000 (t)
E. Ext. INF.(calc) = 0.000 (t)
F. cel. Sismica = 0.000g
F. ac. Seguridad = 1.500

E. Ext. SUP. = 0.000 (t)
E. Ext. INF. = 0.000 (t)
E. Ext. INF.(calc) = 0.000 (t)
F. cel. Sismica = 0.100g
F. ac. Seguridad = 1.210

E. Ext. SUP. = 0.000 (t)
E. Ext. INF. = 0.000 (t)
E. Ext. INF.(calc) = 0.000 (t)
F. cel. Sismica = 0.200g
F. ac. Seguridad = 0.990

E. Ext. SUP. = 0.000 (t)
E. Ext. INF. = 0.000 (t)
E. Ext. INF.(calc) = 0.000 (t)
F. cel. Sismica = 0.300g
F. ac. Seguridad = 0.820

ALGARROBAL (A. ABAJO)
E. LLENO, FIN CONSTRUCCION

COORDENADAS

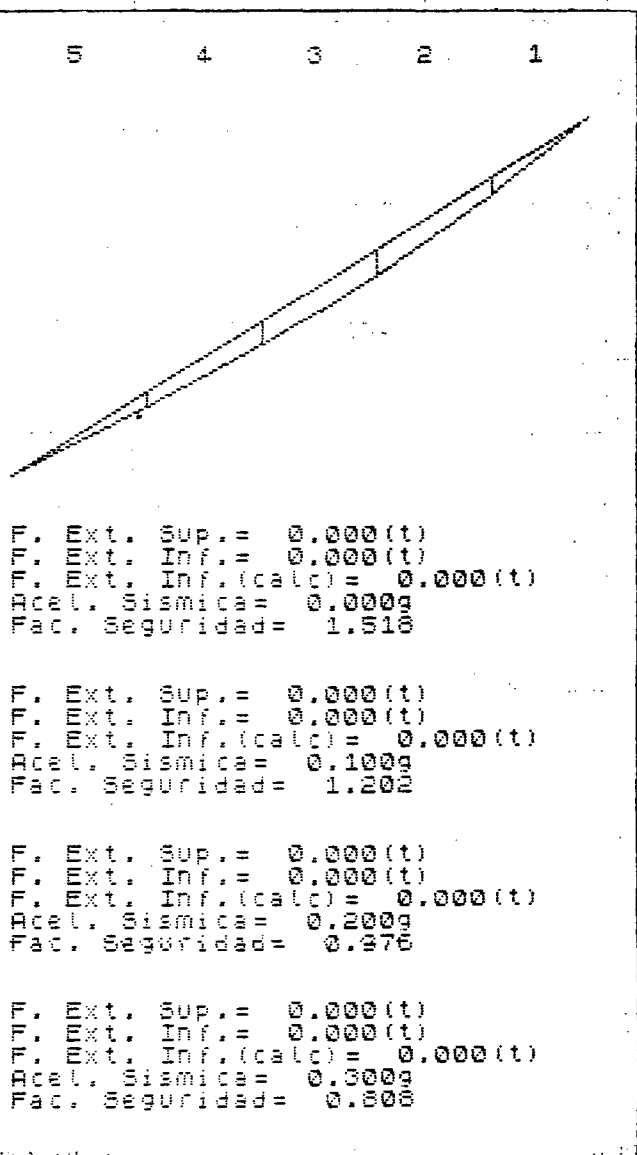
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	7.00	100.00	7.00	100.00
2	40.00	83.50	40.00	78.50
3	80.00	63.50	80.00	58.00
4	120.00	43.50	120.00	37.00
5	160.00	23.50	160.00	19.00
6	207.00	0.00	207.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Reg #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	37.00	0.00	2.20
2	37.00	0.00	2.20
3	37.00	0.00	2.20
4	37.00	0.00	2.20
5	37.00	0.00	2.20



ALGARROBAL (A. ABAJO)
E.LLENO, FIN CONSTRUCCION

COORDENADAS

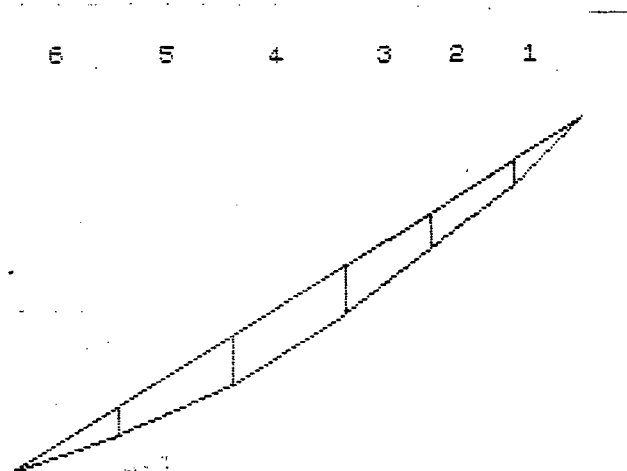
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	7.00	100.00	7.00	100.00
2	30.00	88.00	30.00	81.00
3	60.00	73.00	60.00	63.00
4	90.00	58.00	90.00	45.00
5	130.00	38.00	130.00	25.00
6	170.00	18.00	170.00	10.00
7	207.00	0.00	207.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISENO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	37.00	0.00	2.20
2	37.00	0.00	2.20
3	37.00	0.00	2.20
4	37.00	0.00	2.20
5	37.00	0.00	2.20
6	37.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.547

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.224

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 0.996

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.825

ALGARROBAL (A. ABAJO)
E. LLENO

COORDENADAS

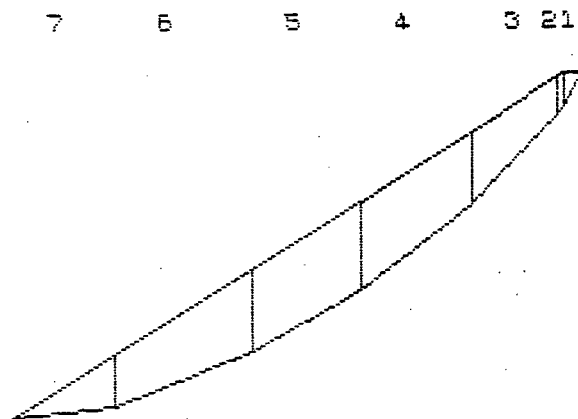
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	0.00	100.00	0.00	100.00
2	7.00	100.00	7.00	90.00
3	9.00	100.00	9.00	88.00
4	40.00	83.00	40.00	82.00
5	80.00	63.00	80.00	37.00
6	120.00	43.00	120.00	19.00
7	170.00	13.00	170.00	3.00
8	207.00	0.00	207.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	1.20	0.00
3	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	30.00	1.00	0.00
2	30.00	1.00	0.10
3	37.00	0.00	0.20
4	37.00	0.00	0.20
5	37.00	0.00	0.20
6	37.00	0.00	0.20
7	37.00	0.00	0.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.638

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.296

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.057

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.880

ALGARROBAL (A. ABAJO)
E. LLENO

COORDENADAS

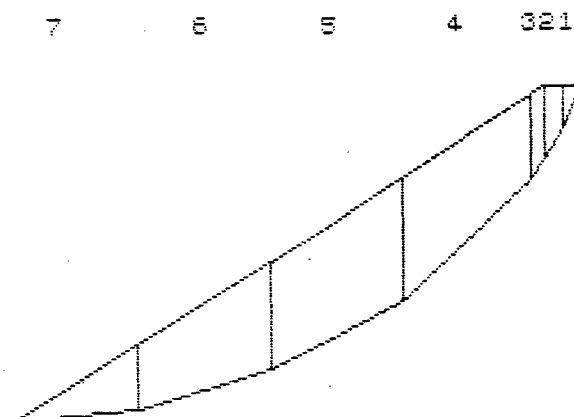
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-7.00	100.00	-7.00	100.00
2	0.00	100.00	0.00	87.00
3	7.00	100.00	7.00	73.00
4	12.00	97.50	12.00	70.00
5	80.00	73.00	80.00	36.00
6	110.00	46.00	110.00	16.00
7	160.00	23.00	160.00	3.00
8	207.00	0.00	207.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	U _{sup} t/m ²	U _{inf} t/m ²	Dis. Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	6.50	0.00
3	0.00	3.80	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Reb #	Fi gr.s	C t/m ²	Gama t/m ³
1	00.00	1.00	0.00
2	00.00	1.00	00.00
3	00.00	1.00	00.10
4	07.00	0.00	00.00
5	07.00	0.00	00.00
6	07.00	0.00	00.00
7	07.00	0.00	00.00



F. Ext. Sup. = 0.000(t)
F. Ext. Inf. = 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc) = 0.000(t)
Acel. Sismica = 0.000g
Fac. Seguridad = 1.735

F. Ext. Sup. = 0.000(t)
F. Ext. Inf. = 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc) = 0.001(t)
Acel. Sismica = 0.100g
Fac. Seguridad = 1.369

F. Ext. Sup. = 0.00(t)
F. Ext. Inf. = 0.00(t)
F. Ext. Inf.(calc) = 0.00(t)
Acel. Sismica = 0.200g
Fac. Seguridad = 1.116

F. Ext. Sup. = 0.00(t)
F. Ext. Inf. = 0.00(t)
F. Ext. Inf.(calc) = 0.00(t)
Acel. Sismica = 0.300g
Fac. Seguridad = 0.832

ALGARROBAL (A. ABAJO)
E. LLENO

COORDENADAS

Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-7.00	100.00	-7.00	100.00
2	0.00	100.00	0.00	75.00
3	7.00	100.00	7.00	63.00
4	17.00	95.00	17.00	50.00
5	50.00	73.00	50.00	20.00
6	110.00	48.00	110.00	14.00
7	150.00	28.00	150.00	5.00
8	207.00	0.00	207.00	0.00

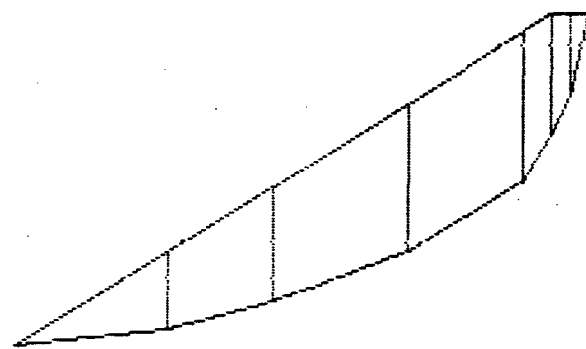
PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	12.50	0.00
3	0.00	9.30	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	30.00	1.00	20.00
2	30.00	1.00	20.00
3	30.00	1.00	20.10
4	37.00	0.00	20.20
5	37.00	0.00	20.20
6	37.00	0.00	20.20
7	37.00	0.00	20.20

7 6 5 4 321



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.850

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.452

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.180

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.983

ALGARROBAL (A. ABAJO)
E. LLENO

COORDENADAS

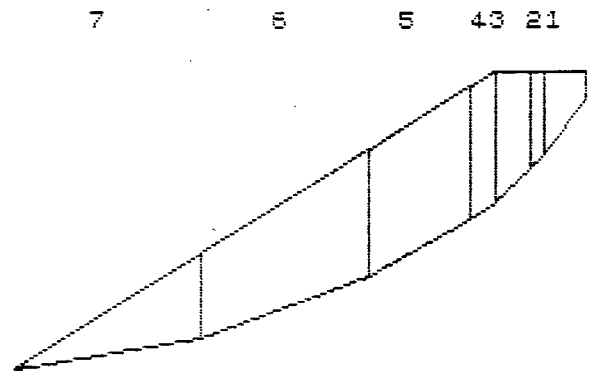
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-30.00	100.00	-30.00	90.00
2	-13.00	100.00	-13.00	72.00
3	-7.00	100.00	-7.00	67.00
4	7.00	100.00	7.00	66.00
5	17.00	95.00	17.00	50.00
6	50.00	73.50	50.00	31.00
7	130.00	38.50	130.00	10.00
8	207.00	0.00	207.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	10.00	0.00
2	0.00	28.00	0.00
3	0.00	24.60	0.00
4	0.00	10.60	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Rev #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	37.00	0.00	0.00
2	30.00	1.00	0.10
3	30.00	1.00	0.00
4	30.00	1.00	0.10
5	37.00	0.00	0.20
6	37.00	0.00	0.20
7	37.00	0.00	0.20



F. Ext. Sup. = 0.000(t)
F. Ext. Inf. = 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc) = -0.000(t)
Acel. Sismica = 0.000g
Fac. Seguridad = 1.791

F. Ext. Sup. = 0.000(t)
F. Ext. Inf. = 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc) = 0.000(t)
Acel. Sismica = 0.100g
Fac. Seguridad = 1.392

F. Ext. Sup. = 0.000(t)
F. Ext. Inf. = 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc) = 0.000(t)
Acel. Sismica = 0.200g
Fac. Seguridad = 1.126

F. Ext. Sup. = 0.000(t)
F. Ext. Inf. = 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc) = 0.000(t)
Acel. Sismica = 0.300g
Fac. Seguridad = 0.936

XI.A.3.6.38

PUCLARO (A. ABAJO)
E. LLENO

COORDENADAS

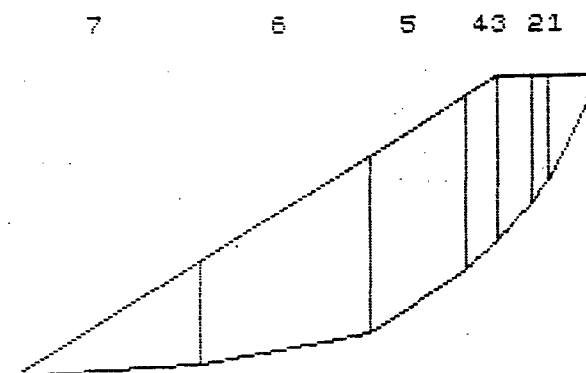
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-30.00	100.00	-30.00	90.00
2	-14.00	100.00	-14.00	65.00
3	-7.00	100.00	-7.00	57.00
4	7.00	100.00	7.00	45.00
5	20.00	93.50	20.00	35.00
6	60.00	73.50	60.00	15.00
7	130.00	35.50	130.00	4.00
8	207.00	0.00	207.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	10.00	0.00
2	0.00	35.00	0.00
3	0.00	31.50	0.00
4	0.00	15.80	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	40.00	0.00	0.00
2	30.00	1.00	0.15
3	30.00	1.00	0.10
4	30.00	1.00	0.15
5	40.00	0.00	0.20
6	40.00	0.00	0.20
7	40.00	0.00	0.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 2.146

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.001(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.670

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.356

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 1.136

ALGERROERL (H. ABAJO)
E. LLENO

COORDENADAS

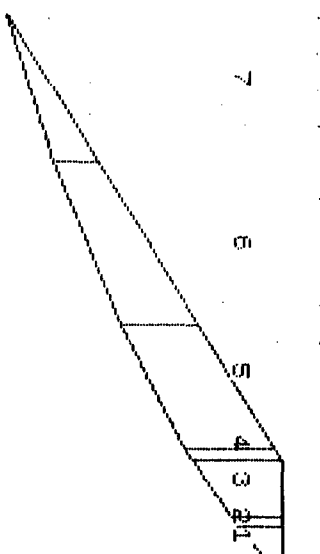
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-16.50	100.00	-16.50	96.00
2	-9.00	100.00	-9.00	91.00
3	-7.00	100.00	-7.00	90.00
4	-7.00	100.00	-7.00	88.00
5	10.00	98.50	10.00	88.50
6	40.00	90.50	40.00	80.00
7	80.00	50.50	80.00	55.00
8	116.00	45.50	116.00	45.50

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis. Ver m
1	0.00	4.00	0.00
2	0.00	9.00	0.00
3	0.00	8.90	0.00
4	0.00	2.50	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Reb #	F1 t/m2	C t/m2	Gama t/m3
1	37.00	0.00	2.00
2	30.00	1.00	2.10
3	30.00	1.00	2.10
4	30.00	1.00	2.10
5	37.00	0.00	2.20
6	37.00	0.00	2.20
7	37.00	0.00	2.20



L. Ext. SUP. = 0.000(t)
L. Ext. INF. (calc) = 0.000(t)
L. Ext. Sismica = 0.0009
L. ac. Seguridad = 1.767

L. Ext. SUP. = 0.000(t)
L. Ext. INF. (calc) = 0.000(t)
L. Ext. Sismica = 0.1009
L. ac. Seguridad = 1.064

L. Ext. SUP. = 0.000(t)
L. Ext. INF. (calc) = 0.000(t)
L. Ext. Sismica = 0.2009
L. ac. Seguridad = 1.096

L. Ext. SUP. = 0.000(t)
L. Ext. INF. (calc) = 0.000(t)
L. Ext. Sismica = 0.3009
L. ac. Seguridad = 0.904

XI.A.3.6.41

ALGARROBAL (A. ABAJO) FIN CONSTRUCCION

COORDENADAS

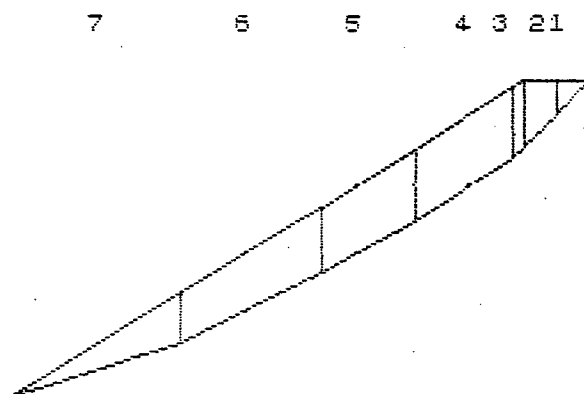
Vert. #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-7.00	100.00	-7.00	100.00
2	0.00	100.00	0.00	94.00
3	7.00	100.00	7.00	89.00
4	0.00	99.00	0.00	87.00
5	0.00	88.50	0.00	76.00
6	0.00	78.50	0.00	67.00
7	0.00	63.50	0.00	55.00
8	116.00	45.50	116.00	45.50

PRESIONES DE POROS

Vert. #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	2.40	0.00
3	0.00	4.40	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	30.00	1.00	2.00
2	30.00	1.00	0.00
3	30.00	1.00	0.10
4	37.00	0.00	0.20
5	37.00	0.00	0.20
6	37.00	0.00	0.20
7	37.00	0.00	0.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.556

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.299

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.052

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.870

XI.A.3.6.42

ALGARROBAL (A. ABAJO)
FIN CONSTRUCCION

COORDENADAS

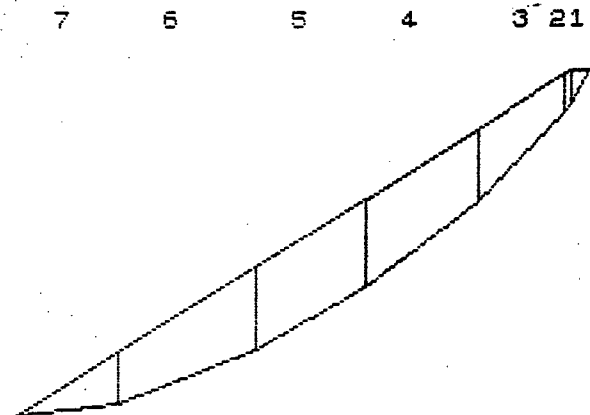
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	0.00	100.00	0.00	100.00
2	7.00	100.00	7.00	90.00
3	9.00	99.00	9.00	88.00
4	40.00	83.00	40.00	62.00
5	80.00	63.00	80.00	37.00
6	120.00	43.00	120.00	19.00
7	170.00	18.00	170.00	3.00
8	207.00	0.00	207.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	4.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Res #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	30.00	1.00	2.00
2	30.00	1.00	2.10
3	37.00	0.00	2.20
4	37.00	0.00	2.20
5	37.00	0.00	2.20
6	37.00	0.00	2.20
7	37.00	0.00	2.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.635

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.294

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.055

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.878

XI.A.3.6.43

ALGARROBAL (A. ABAJO)
FIN CONSTRUCCION

COORDENADAS

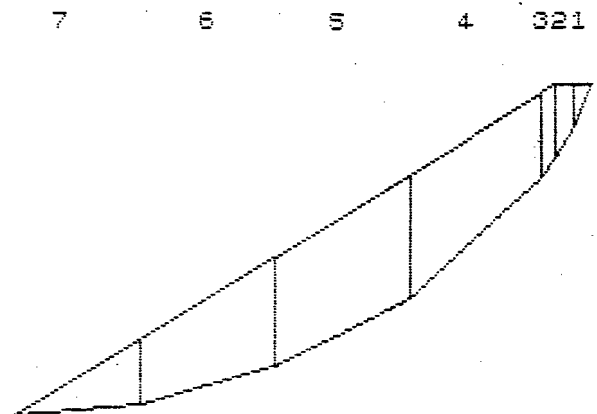
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-7.00	100.00	-7.00	100.00
2	0.00	100.00	0.00	87.00
3	7.00	100.00	7.00	78.00
4	12.00	97.50	12.00	72.00
5	60.00	73.00	60.00	36.00
6	110.00	46.00	110.00	15.00
7	160.00	23.00	160.00	0.00
8	207.00	0.00	207.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis. Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	5.20	0.00
3	0.00	8.80	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	30.00	1.00	20.00
2	30.00	1.00	20.00
3	30.00	1.00	20.10
4	37.00	0.00	20.20
5	37.00	0.00	20.20
6	37.00	0.00	20.20
7	37.00	0.00	20.20



$F_{Ext. Sup.} = 0.000(t)$
 $F_{Ext. Inf.} = 0.000(t)$
 $F_{Ext. Inf. (calc)} = 0.000(t)$
 $\rho_{cel. Sismica} = 0.000g$
 $\rho_{ac. Seguridad} = 1.734$

$F_{Ext. Sup.} = 0.000(t)$
 $F_{Ext. Inf.} = 0.000(t)$
 $F_{Ext. Inf. (calc)} = 0.000(t)$
 $\rho_{cel. Sismica} = 0.100g$
 $\rho_{ac. Seguridad} = 1.368$

$F_{Ext. Sup.} = 0.000(t)$
 $F_{Ext. Inf.} = 0.000(t)$
 $F_{Ext. Inf. (calc)} = 0.000(t)$
 $\rho_{cel. Sismica} = 0.200g$
 $\rho_{ac. Seguridad} = 1.115$

$F_{Ext. Sup.} = 0.000(t)$
 $F_{Ext. Inf.} = 0.000(t)$
 $F_{Ext. Inf. (calc)} = 0.000(t)$
 $\rho_{cel. Sismica} = 0.300g$
 $\rho_{ac. Seguridad} = 0.930$

XI.A.3.6.44

ALGARROBAL (A. ABAJO)
FIN CONSTRUCCION

COORDENADAS

Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-7.00	100.00	-7.00	100.00
2	0.00	100.00	0.00	75.00
3	7.00	100.00	7.00	63.00
4	17.00	95.00	17.00	50.00
5	60.00	73.00	60.00	29.00
6	110.00	48.00	110.00	14.00
7	150.00	20.00	150.00	5.00
8	207.00	0.00	207.00	0.00

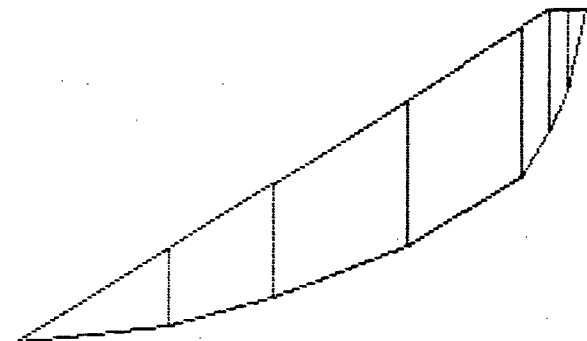
PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Vert m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	10.00	0.00
3	0.00	14.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Ab #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	30.00	1.00	2.00
2	30.00	1.00	2.00
3	30.00	1.00	2.10
4	37.00	0.00	2.20
5	37.00	0.00	2.20
6	37.00	0.00	2.20
7	37.00	0.00	2.20

7 6 5 4 321



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.854

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.453

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.180

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.983

APENDICE N°2

EMBALSE ALGARROBAL

ANALISIS ESTABILIDAD

DESCENSO BRUSCO

ALGARROBAL (A. ARRIBA)
DESCENSO BRUSCO

COORDENADAS

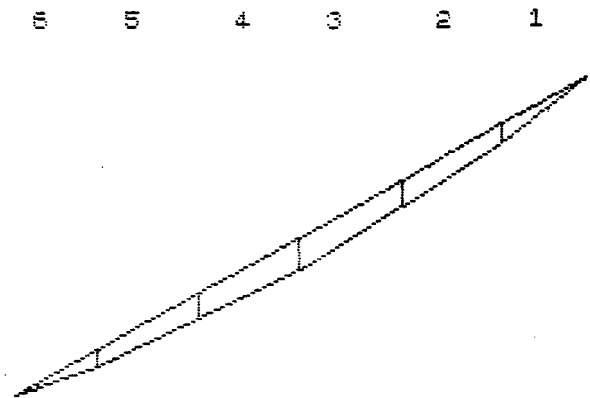
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	7.00	100.00	7.00	100.00
2	40.00	85.30	40.00	79.00
3	80.00	67.60	80.00	59.00
4	120.00	49.00	120.00	40.00
5	160.00	32.00	160.00	24.00
6	200.00	14.20	200.00	9.00
7	232.00	0.00	232.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	1.40	1.40	6.30
3	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	37.00	0.00	20.20
2	40.00	0.00	20.20
3	40.00	0.00	20.20
4	40.00	0.00	20.20
5	40.00	0.00	20.20
6	40.00	0.00	20.20



F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.000g
Fac. Seguridad= 1.861

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.100g
Fac. Seguridad= 1.451

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.200g
Fac. Seguridad= 1.168

F. Ext. Sup.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.= 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc)= 0.000(t)
Acel. Sismica= 0.300g
Fac. Seguridad= 0.963

ALGEBROCAL (P. ARRIBA)
DESCENSO BRUSCO

COORDENADAS

Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
4004000	7.00	100.00	7.00	100.00
4004000	40.00	95.00	40.00	76.00
4004000	40.00	67.00	80.00	51.00
4004000	100.00	40.00	130.00	30.00
4004000	100.00	0.00	150.00	17.00
4004000	100.00	0.00	150.00	0.00
4004000	100.00	0.00	150.00	0.00

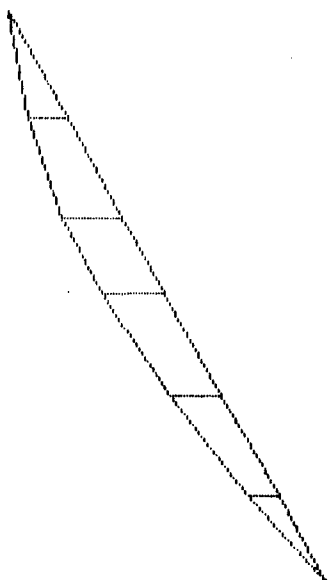
PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis. Vert m
4004000	0.00	0.00	0.00
4004000	1.10	3.00	5.00
4004000	2.20	3.70	10.00
4004000	3.30	4.40	15.00
4004000	4.40	4.30	19.00
4004000	5.50	0.00	0.00
4004000	5.50	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Rep #	Fi	C	Gama
4004000	37.00	0.00	1.00
4004000	37.00	0.00	1.00
4004000	37.00	0.00	1.00
4004000	37.00	0.00	1.00
4004000	37.00	0.00	1.00
4004000	37.00	0.00	1.00
4004000	37.00	0.00	1.00

5 4 3 2 1



E.X.T. SUP. = 0.000(t)
 E.X.T. INF. (ca) = 0.000(t)
 E.CEL. SISMICA = 1.000

E.X.T. SUP. = 0.000(t)
 E.X.T. INF. (ca) = 0.001(t)
 E.CEL. SISMICA = 1.000

E.X.T. SUP. = 0.001(t)
 E.X.T. INF. (ca) = 0.001(t)
 E.CEL. SISMICA = 1.000

E.X.T. SUP. = 0.001(t)
 E.X.T. INF. (ca) = 0.002(t)
 E.CEL. SISMICA = 0.001

ALGARROBAL (A. ARRIBA)
DESCENSO BRUSCO

COORDENADAS

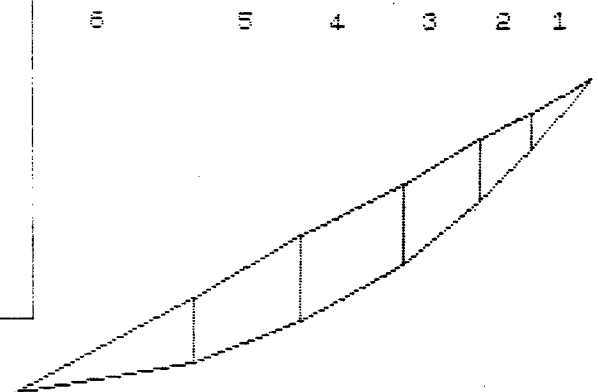
Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	7.00	100.00	7.00	100.00
3	30.00	89.50	30.00	77.00
5	50.00	81.00	50.00	61.00
7	80.00	67.00	80.00	41.00
9	100.00	50.00	100.00	23.00
11	152.00	31.00	152.00	10.00
13	232.00	0.00	232.00	0.00

PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis.Var m
1	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	4.00
5	1.00	4.40	7.00
7	2.00	5.50	10.00
9	3.00	5.70	15.00
11	4.00	4.60	21.00
13	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	37.00	0.00	2.20
3	37.00	0.00	0.00
5	37.00	0.00	0.00
7	37.00	0.00	0.00
9	37.00	0.00	0.00
11	40.00	0.00	0.00



F. Ext. Sup. = 0.000(t)
F. Ext. Inf. = 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc) = 0.000(t)
F. Ext. Sismica = 0.000g
F. Ext. Seguridad = 1.676

F. Ext. Sup. = 0.000(t)
F. Ext. Inf. = 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc) = 0.000(t)
F. Ext. Sismica = 0.100g
F. Ext. Seguridad = 1.301

F. Ext. Sup. = 0.000(t)
F. Ext. Inf. = 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc) = 0.000(t)
F. Ext. Sismica = 0.200g
F. Ext. Seguridad = 1.048

F. Ext. Sup. = 0.000(t)
F. Ext. Inf. = 0.000(t)
F. Ext. Inf.(calc) = 0.000(t)
F. Ext. Sismica = 0.300g
F. Ext. Seguridad = 0.867

ALGARROBAL (A. ARRIBA)
DESCENSO BRUSCO

COORDENADAS

Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
40004001	7.00	100.00	7.00	100.00
40004002	0.00	104.00	20.00	80.00
40004003	40.00	66.00	40.00	61.00
40004004	70.00	70.00	70.00	60.00
40004005	100.00	100.00	100.00	64.00
40004006	140.00	41.00	140.00	11.00
40004007	175.00	0.00	175.00	0.00
40004008	100.00	0.00	100.00	0.00

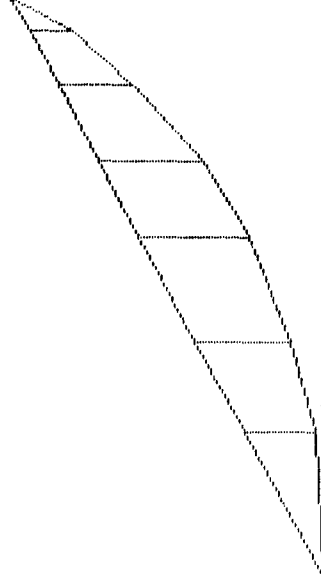
PRESIONES DE POROS

Vert #	Usub t/m2	Uinf t/m2	Dis.Var m
40004001	0.00	0.00	0.00
40004002	0.00	5.00	0.00
40004003	1.00	5.00	0.00
40004004	3.00	7.00	0.00
40004005	4.00	6.00	10.00
40004006	0.00	4.00	12.00
40004007	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Res#	E1	C	Gama t/m2
40004001	07.00	0.00	0.00
40004002	07.00	0.00	0.00
40004003	07.00	0.00	0.00
40004004	07.00	0.00	0.00
40004005	07.00	0.00	0.00
40004006	07.00	0.00	0.00
40004007	07.00	0.00	0.00

7 6 5 4 3 2 1



.Xt. 0.00 = 0.00(t)
 .Uxt. 0.00 = 0.00(t)
 .Hxt. 0.00 = 0.00(t)
 .Cel. 0.00 = 0.00
 .Sec. 0.00 = 1.721

.Xt. 0.00 = 0.00(t)
 .Uxt. 0.00 = 0.00(t)
 .Hxt. 0.00 = 0.00(t)
 .Cel. 0.00 = 0.00
 .Sec. 0.00 = 1.000

.Xt. 0.00 = 0.00(t)
 .Uxt. 0.00 = 0.00(t)
 .Hxt. 0.00 = 0.00(t)
 .Cel. 0.00 = 0.00
 .Sec. 0.00 = 1.070

.Xt. 0.00 = 0.00(t)
 .Uxt. 0.00 = 0.00(t)
 .Hxt. 0.00 = 0.00(t)
 .Cel. 0.00 = 0.00
 .Sec. 0.00 = 0.994

ALGARROBAL (A. ARRIBA)
DESCENSO BRUSCO

COORDENADAS

Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
0	0.00	100.00	0.00	100.00
1	7.00	100.00	7.00	88.00
2	11.00	88.00	11.00	83.00
3	40.00	88.00	40.00	80.00
4	80.00	87.00	80.00	80.00
5	100.00	80.00	100.00	14.00
6	175.00	80.00	175.00	0.00
7	300.00	0.00	300.00	0.00

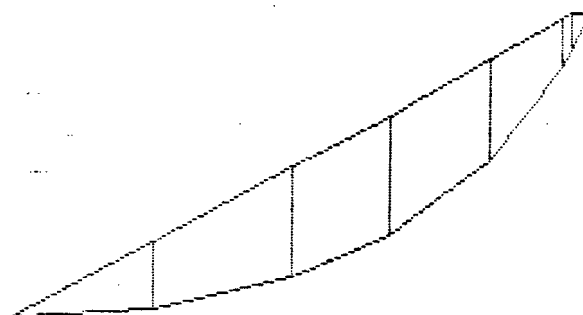
PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis. Ver m
0	0.00	0.00	0.00
1	0.00	12.00	0.00
2	0.00	0.00	1.00
3	1.10	7.00	15.00
4	2.20	0.00	10.00
5	0.00	7.00	16.00
6	4.00	4.00	22.00
7	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	00.00	1.00	0.00
2	00.00	1.00	0.10
3	07.00	0.00	0.00
4	07.00	0.00	0.00
5	07.00	0.00	0.00
6	07.00	0.00	0.00
7	40.00	0.00	0.00

7 6 5 4 3 2 1



W. Ext. Sup. = 0.000(t)
W. Ext. Inf. = 0.000(t)
W. Ext. Inf. (calc) = 0.000(t)
Accel. Sismica = 0.000g
Fac. Seguridad = 1.750

W. Ext. Sup. = 0.000(t)
W. Ext. Inf. = 0.000(t)
W. Ext. Inf. (calc) = 0.001(t)
Accel. Sismica = 0.100g
Fac. Seguridad = 1.362

W. Ext. Sup. = 0.000(t)
W. Ext. Inf. = 0.000(t)
W. Ext. Inf. (calc) = 0.001(t)
Accel. Sismica = 0.200g
Fac. Seguridad = 1.007

W. Ext. Sup. = 0.000(t)
W. Ext. Inf. = 0.000(t)
W. Ext. Inf. (calc) = 0.003(t)
Accel. Sismica = 0.300g
Fac. Seguridad = 0.900

ALGARROBAL (A. ARRIBA)
DESCENSO BRUSCO

COORDENADAS

Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-7.00	100.00	-7.00	100.00
2	0.00	100.00	0.00	01.00
3	7.00	100.00	7.00	03.00
4	11.00	08.00	11.00	00.00
5	30.00	00.00	30.00	00.00
6	60.00	76.00	60.00	00.00
7	100.00	03.00	100.00	01.00
8	120.00	00.00	120.00	00.00

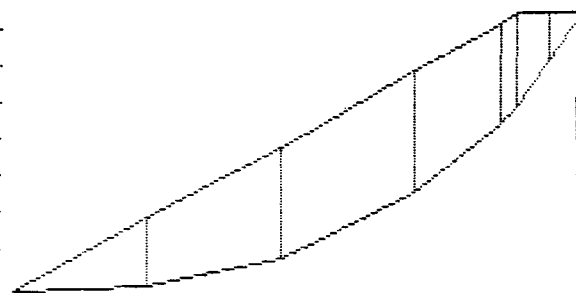
PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis. Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00
3	0.00	17.00	0.00
4	0.40	4.00	2.00
5	0.00	4.00	4.00
6	1.00	4.40	6.00
7	0.00	0.00	10.00
8	0.00	0.00	0.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Reb #	Fi gr.s	C t/m2	Gama t/m3
1	00.00	1.00	0.00
2	00.00	1.00	0.00
3	00.00	1.00	0.10
4	07.00	0.00	0.00
5	07.00	0.00	0.00
6	07.00	0.00	0.00
7	40.00	0.00	0.00

7 6 5 4 3 2 1



F. Ext. Sup. = 0.000(t)
F. Ext. Inf. = 0.000(t)
F. Ext. Inf. (calc) = 0.000(t)
Accel. Sismica = 0.000g
Fac. Seguridad = 1.756

F. Ext. Sup. = 0.000(t)
F. Ext. Inf. = 0.000(t)
F. Ext. Inf. (calc) = 0.000(t)
Accel. Sismica = 0.100g
Fac. Seguridad = 1.352

F. Ext. Sup. = 0.000(t)
F. Ext. Inf. = 0.000(t)
F. Ext. Inf. (calc) = 0.000(t)
Accel. Sismica = 0.200g
Fac. Seguridad = 1.088

F. Ext. Sup. = 0.000(t)
F. Ext. Inf. = 0.000(t)
F. Ext. Inf. (calc) = 0.000(t)
Accel. Sismica = 0.300g
Fac. Seguridad = 0.902

ALGROCERILLA (ARRIBA)
DESCENSO BRUSCO

COORDENADAS

Vert #	Xs m	Ys m	Xi m	Yi m
1	-7.00	100.00	-7.00	100.00
2	-7.00	100.00	-7.00	70.00
3	-7.00	100.00	-7.00	50.00
4	-7.00	100.00	-7.00	30.00
5	-7.00	100.00	-7.00	10.00
6	-7.00	100.00	-7.00	0.00
7	-7.00	100.00	-7.00	0.00
8	-7.00	100.00	-7.00	0.00
9	-7.00	100.00	-7.00	0.00
10	-7.00	100.00	-7.00	0.00

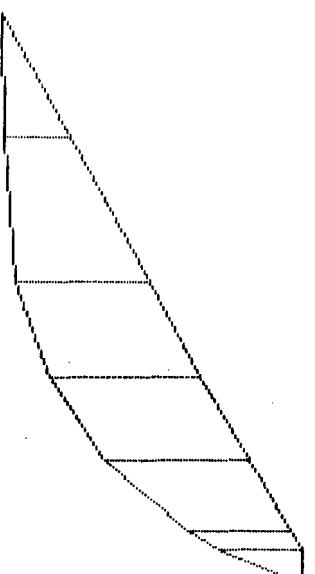
PRESIONES DE POROS

Vert #	Usup t/m2	Uinf t/m2	Dis. Ver m
1	0.00	0.00	0.00
2	0.00	26.00	0.00
3	0.40	7.00	0.00
4	1.00	11.00	0.00
5	3.00	11.00	10.00
6	0.00	10.00	10.00
7	0.00	0.00	20.00

PARAMETROS DE DISEÑO

Ref #	Fi sf.s	C t/m2	Gama t/m3
1	0.00	1.00	2.00
2	0.00	1.00	2.00
3	0.00	0.00	2.00
4	0.00	0.00	2.00
5	0.00	0.00	2.00
6	0.00	0.00	2.00
7	0.00	0.00	2.00

7 6 5 4 3 21



XXt. SUP. = 0.000(t)
XXt. INF. (ca/c) = 0.000(t)
XXt. SEMIC = 0.000
XXt. SEMIC = 1.088

XXt. SUP. = 0.000(t)
XXt. INF. (ca/c) = 0.001(t)
XXt. SEMIC = 0.1009
XXt. SEMIC = 1.448

XXt. SUP. = 0.000(t)
XXt. INF. (ca/c) = 0.000(t)
XXt. SEMIC = 0.2009
XXt. SEMIC = 1.167

XXt. SUP. = 0.000(t)
XXt. INF. (ca/c) = 0.000(t)
XXt. SEMIC = 0.3009
XXt. SEMIC = 0.976

ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DEL VALLE DE ELQUI

CAPITULO XI - PROYECTO DE OBRAS CIVILES
SUBCAPITULO 3 - ANTEPROYECTO DE EMBALSES

ANEXO XI.A.3.7

EMBALSE ALGARROBAL

MEMORIA DE CALCULO EVACUADOR DE CRECIDAS

I N D I C E

	<u>PAGINA</u>
1. DISEÑO DE LAS OBRAS DE EVACUACION DE CRECIDAS	XI.A.3.7.1
1.1 GENERALIDADES	XI.A.3.7.1
1.2 CRECIDA DE DISEÑO	XI.A.3.7.1
1.3 CONCEPCION DE LAS OBRAS DE EVACUACION DE CRECIDAS	XI.A.3.7.1
1.4 DETERMINACION DEL CAUDAL PEAK EFLUENTE	XI.A.3.7.2
1.5 DISEÑO DEL VERTEDERO LATERAL Y DEL CANAL COLECTOR	XI.A.3.7.4
1.6 DISEÑO DEL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE EL CANAL COLECTOR Y EL RAPIDO DE DESCARGA	XI.A.3.7.8
1.7 DISEÑO DEL RAPIDO DE DESCARGA Y DEL SALTO DE SKI	XI.A.3.7.9

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha 4/7/85 Hoja 1 de
PROYECTO EMBALSE ALGARROBAL
MATERIA

1. DISEÑO DE LAS OBRAS DE EVACUACION DE CRECIDAS

1.1 GENERALIDADES

Para el diseño de las obras de evacuación de crecidas del embalse Algarrobal se usará al máximo la información hidrológica contenida en el informe elaborado para el embalse Puelaro por la empresa Salzgitter. Similarmente, para el diseño de estas obras se aprovechará, en caso de ser posible, los antecedentes elaborados para el embalse Puelaro.

1.2 CHECA DE DISEÑO

Las obras de retención del embalse Algarrobal se dimensionarán para evacuar la crecida originada por el hidrograma de una lluvia con período de retorno de 500 años, según el estudio hidrológico efectuado por la empresa consultora Salzgitter. El hidrograma de esta crecida se obtuvo del gráfico del Anexo III 4-5 del citado informe (hidrograma correspondiente a la suma de los ríos Turbio y Claro en Rivadavia). La hora cero corresponde al inicio de la lluvia:

Tiempo (horas)	Caudal (m ³ /s)	Tiempo (horas)	Caudal (m ³ /s)
0	0	38	281
2	0	40	338
4	0	42	401
6	0	44	483
8	0	46	619
10	0	48	1.070
12	0	50	1.150
14	0	52	1.146
16	4	54	1.066
18	7	56	898
20	15	58	783
22	27	60	680
24	46	62	580
26	64	64	497
28	90	66	418
30	120	68	357
32	158	70	304
34	192	72	256
36	236	74	215

El temporal que origina la crece de diseño tiene una duración de 48 horas.

1.3 CONCEPCION DE LAS OBRAS DE EVACUACION DE CRECIDAS

La concepción de las obras de evacuación de crecidas del embalse Algarrobal será enteramente similar a la del embalse Puelaro. Es decir, las obras consistirán básicamente en un

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 2 de

PROYECTO

MATERIA

vertedero lateral de cresta libre, un canal colector, un pápi-
do de descarga y una estructura de lanzamiento. Ya
en el caso del embalse Puelaro se demostró que un ver-
tedero lateral de cresta libre es más económico que un
vertedero controlado por compuertas. En el caso del
embalse Algarrobal, en que los caudales de crecida son
inferiores, con mayor razón debe ser más económico un
vertedero lateral de cresta libre. Esta concepción de obras
presenta además la gran ventaja de no requerir perso-
nal de operación que efectúe una labor de mantención
o de operación de equipos para evacuar las crecidas.

Las obras de evacuación se ubicarán en el estribo
izquierdo de la presa, aprovechando así las favorables
condiciones topográficas que presenta esa ribera. Además,
ese estribo tiene roca a la vista y sobrado, en el
extremo de aguas abajo, en que se requiere contar con
roca para fundar la estructura de lanzamiento.

El nivel máximo normal de las aguas en el embalse
se ha fijado en la cota 883,50 m, con lo cual se logra
almacenar un volumen útil de 320 millones de metros cúbicos.

1.4 DETERMINACION DEL CAUDAL PEAK EFLUENTE

Para determinar el caudal peak efluente, con el cual se
diseñarán las obras de evacuación de crecidas, es necesario
estudiar el efecto regulador que ejerce el embalse sobre
la onda de crecida afluente, que fue presentada en el
punto 1.2. El estudio de regulación se basa en las
fórmulas e hipótesis indicadas en la memoria de cálculo
de las obras del embalse Puelaro.

La curva de embalse considerada para el embalse
Algarrobal es la siguiente:

CURVA DE EMBALSE

NIVEL AGUA EN EL EMBALSE (m)	VOLUMEN EMBALSADO (millones m ³)
883,00	322,516
883,50	325,991
884,00	329,466
885,00	336,491
886,00	343,591
887,00	350,766
888,00	358,016

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 3 de

PROYECTO

MATERIA

La longitud del vertedero se elegirá de tal forma que para el peak de la crecida se tenga aproximadamente $H = 3,74$ m (similar al embalse Puelaro). El caudal evacuado por el vertedero está dado por (Diseño de Presas Pequeñas):

$$Q = C L H^{3/2} \quad (\text{m}^3/\text{s})$$

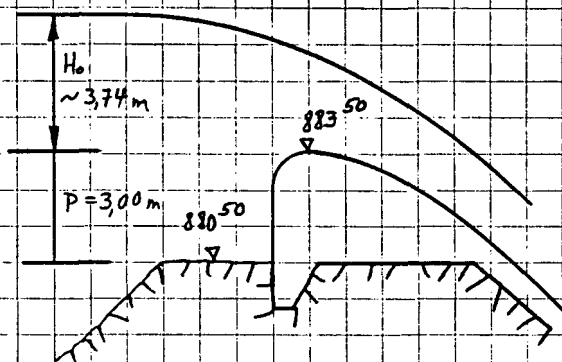
C = coeficiente de gasto

L = longitud vertedero = 56 m

H = carga sobre el vertedero

La carga máxima sobre el vertedero es de aproximadamente 3,74 m (verificación hecha del sifón regulador mediante procedimiento gráfico). En esta situación se tiene:

Para $P/H = 3,0/3,74$ se obtiene
 $C_0 = 2,136$



Se proyectará un vertedero de paramentos deprimidos, con lo cual se logra minimizar el costo de la estructura y se mejora el coeficiente de gasto. Para cargas de diseño del paramento del vertedero iguales a $3/4$ de la carga real máxima ($3/4 \times 3,74 = 2,80$ m) las presiones negativas que se producen en la cresta del vertedero no alcanzan valores absolutos que puedan producir cavitación.

Para una carga real máxima igual a 1,33 veces la carga de diseño del paramento, el valor de C debe aumentarse en un 4,1%:

$$Q = C L H^{3/2} = 2,136 \times 1,041 \times 56 H^{3/2} = 124,52 H^{3/2}$$

Como $H = z - 883,50$ m, se tiene:

$$Q = 124,52 (z - 883,50)^{3/2}$$

Para $t = 0$, que corresponde al inicio del temporal de diseño, se ha supuesto que el embalse está lleno, es decir, las aguas alcanzan la cota 883,50 m.

El proceso de cálculo de Q y de z para distintos tiempos t se efectuó con ayuda de un minicomputador. Los resultados obtenidos del proceso de regulación de la crecida son los siguientes:

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 4 de

PROYECTO

MATERIA

EMBALSE ALGARROBAL
CRECIDA 1.500 VERTEDERO 56 m

T hrs	QA m ³ /s	QE m ³ /s	Z m
14.00	0.00	0.00	0.00
15.00	0.00	0.01	0.00
16.00	0.00	0.00	0.00
17.00	0.00	0.00	0.00
18.00	0.00	0.00	0.00
19.00	0.00	0.00	0.00
20.00	0.00	0.00	0.00
21.00	0.00	0.00	0.00
22.00	0.00	0.00	0.00
23.00	0.00	0.00	0.00
24.00	0.00	0.00	0.00
25.00	0.00	0.00	0.00
26.00	0.00	0.00	0.00
27.00	0.00	0.00	0.00
28.00	0.00	0.00	0.00
29.00	0.00	0.00	0.00
30.00	0.00	0.00	0.00
31.00	0.00	0.00	0.00
32.00	0.00	0.00	0.00
33.00	0.00	0.00	0.00
34.00	0.00	0.00	0.00
35.00	0.00	0.00	0.00
36.00	0.00	0.00	0.00
37.00	0.00	0.00	0.00
38.00	0.00	0.00	0.00
39.00	0.00	0.00	0.00
40.00	0.00	0.00	0.00
41.00	0.00	0.00	0.00
42.00	0.00	0.00	0.00
43.00	0.00	0.00	0.00
44.00	0.00	0.00	0.00
45.00	0.00	0.00	0.00
46.00	0.00	0.00	0.00
47.00	0.00	0.00	0.00
48.00	0.00	0.00	0.00
49.00	0.00	0.00	0.00
50.00	0.00	0.00	0.00
51.00	0.00	0.00	0.00
52.00	0.00	0.00	0.00
53.00	0.00	0.00	0.00
54.00	0.00	0.00	0.00
55.00	0.00	0.00	0.00
56.00	0.00	0.00	0.00
57.00	0.00	0.00	0.00
58.00	0.00	0.00	0.00
59.00	0.00	0.00	0.00
60.00	0.00	0.00	0.00

VOL AFL-VOL EFL (m³) = 15169279

VOL FIN-VOL INIC (m³) = 15169266

Se observa que el caudal peak afluyente es de 900,43 m³/s (Z=887,24 m) y que este máximo se alcanza en la hora 56 es decir, 8 horas después de producirse el peak de la crecida afluyente. En los cálculos que siguen se ha redondeado el valor anterior y se ha trabajado con un caudal máximo o de diseño de las obras de evacuación de 900 m³/s.

1.5 DISEÑO DEL VERTEDERO LATERAL Y DEL CANAL COLECTOR

Como en el embalse Algarrobal la carga máxima del vertedero es de 3,74 m y en el embalse Pucharro es de 3,73 m, se adoptará para el primero de estos embalses el mismo diseño del vertedero lateral adoptado en el evacuador de Pucharro.

Es decir, el vertedero del evacuador tendrá la siguiente ecuación para el parámetro de aguas abajo:

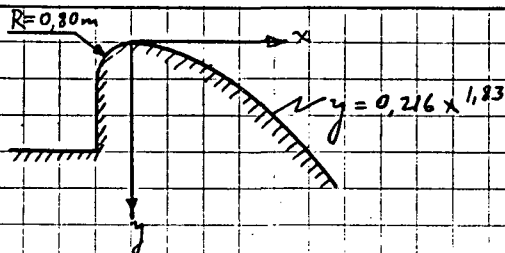
$$\gamma = 0,216 \times 1,83$$

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 5 de

PROYECTO

MATERIA



La parte inferior del paramento de aguas abajo del vertedero se continuará posteriormente en una recta con inclinación 0,5:1 (H:V). El punto de tangencia entre esta recta y el perfil creosol es:

$$x_T = 7,053 \text{ m}$$

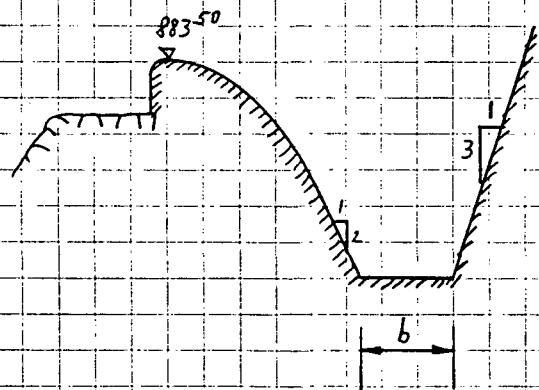
$$y_T = 7,708 \text{ m}$$

Como el caudal de diseño del evacuador de Algarrobal ($900 \text{ m}^3/\text{s}$) es prácticamente la mitad del correspondiente a Puelarco ($1850 \text{ m}^3/\text{s}$), para los anchos basales del canal colector de Algarrobal adoptaremos:

$$b_{\text{inicio colector}} = 2,00 \text{ m} \quad (\text{en Puelarco } b_{\text{inicial}} = 5,00 \text{ m})$$

$$b_{\text{fin colector}} = 15,00 \text{ m} \quad (\text{ " " } b_{\text{final}} = 30,00 \text{ m})$$

De acuerdo a lo visto en el embalse Puelarco, el colector más barato será aquel que tenga los mínimos anchos basales. Se adoptará la siguiente sección, que será verificada a continuación.



Aguas abajo del canal colector se colocará una grade de control que permita asegurar que para el caudal de diseño al término del colector se tenga un Bernoulli superior en un 20% al Bernoulli crítico (securamiento de río).

El securamiento crítico en la sección final del colector (sección extrema de aguas abajo: $x = 56 \text{ m}$) está dado por (se ha supuesto talud derecho del colector, correspondiente a paramento de aguas abajo del vertedero lateral tiene inclinación constante igual a 1:2, H:V, hipótesis que se conservadora):

$$B_c = 9,607 \text{ m}$$

$$h_c = 6,707 \text{ m} \quad (A = 119,348 \text{ m}^2; l = 20,589 \text{ m})$$

$$v_c = 7,541 \text{ m/s}; \quad v_c^2/2g = 2,900 \text{ m}$$

Luego, $B = 1,2 B_c = 11,529 \text{ m}$, que se cumple para:

$$h = 10,540 \text{ m} \quad (A = 204,388 \text{ m}^2)$$

$$v = 4,403 \text{ m/s}; \quad v^2/2g = 0,989 \text{ m}$$

El cálculo del eje hidráulico en el canal colector se inicia desde aguas abajo, en que se conocen la altura del escurrimiento (recién calculada) y el caudal, en este caso el de diseño = $900 \text{ m}^3/\text{s}$. La variación del nivel Δh entre dos secciones de cálculo queda dada por la fórmula presentada en la memoria de cálculo del embalse Pucallpa.

Se adoptará $i = 0,02$ (pendiente de fondo del colector igual a la del colector de Puchero)

$n = 0,015$ (coeficiente de rugosidad de Manning).

El cálculo del ije hidráulico se efectuó con ayuda de un mini computador. Como resultado de los cálculos se entrega la altura de agua H en distintas secciones, identificadas por el valor de X ($X=0$ extremo de a. arriba; $X=56m$ extremo de aguas abajo). Además, de acuerdo a lo explicado para el embalse Puclaro, se obtiene el valor de la pendiente máxima aceptable ($i_{max}=1/100$) y el de la pendiente transversal (P) de la superficie libre del agua en las distintas secciones estudiadas. Debe cumplirse:

$$i_{\text{MAXIMO}} > i_{\text{REAL}} = 0,02 \quad \gamma$$

$P \leq 0,08$, para cualquier x_i

Los resultados obtenidos son los siguientes:

E.H CANAL COLLECTOR

```

ANCHORO A ARRIBA=2 (m)
ANCHORO A ABAJO=18 (m)
TG1=0.333 (H/U)    TG2=0.5 (H/U)
LONG VERTEDERO=56 (m)
CAUDAL TOTAL=900 (m3/s)
CARGA VERTEDERO=3.74 (m)
PENCIENTE=.02
PENCIENTE MAX= 0.209
COEF RUGOSIDAD=.018
SUMERGENCIA VERT (X=0)=66.667% HV

```

[illegible]

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 7 de

PROYECTO

MATERIA

Se observa que los resultados cumplen las condiciones impuestas para i_{MAX} y P , es decir, la sección adoptada para el canal colector funcionará bien hidráulicamente. En realidad, para el cálculo de la pendiente transversal P de la superficie libre en las distintas secciones del colector se consideró que para $x=0$ la sumergencia del vertedero lateral es igual a $2/3 H$. Es decir, se ha supuesto que en esa sección ($x=0$) el eje hidráulico en el colector está a $2/3 H = 2 \times 3,74 = 2,493$ m por sobre la cota del coronamiento de este vertedero (igual a la cota 883,50 m). Esta recomendación se da en el Manual de Diseño de Obras Civiles, Obras de Excedencia, de la Comisión Federal de Electricidad de México. Por lo demás, de acuerdo al gráfico dado en el libro Diseño de Puentes Pequeños para determinar el porcentaje de reducción del coeficiente de gasto de vertederos dependiendo de los niveles de aguas abajo, puede deducirse que para la condición antes indicada (cresta del vertedero sumergida en $2/3 H$ por aguas abajo), el porcentaje de reducción es de un 1%, valor despreciable.

En consecuencia, si imponemos la condición antes explicada para $x=0$, se tiene:

$$(\text{Cota Eje hidráulico para } x=0) = 883,50 + \frac{2}{3} H = 883,50 + 2,493 = 885,993 \text{ m}$$

Por otra parte, del cálculo del eje hidráulico en el colector se obtuvo $h = 11,990$ m para $x=0$. Luego,

$$(\text{Cota Radier para } x=0) = 885,993 - 11,990 = 874,003 \text{ m}$$

Redondeando este valor se adoptará $Z_{\text{RADIER } x=0} = 874,00 \text{ m}$.

La cota del radier para $x=56$ m será:

$$\begin{aligned} Z_{\text{RADIER } x=56} &= Z_{\text{RADIER } x=0} - (i=0,02) \times (L=56) \\ &= 872,83 \text{ m} \end{aligned}$$

Como en realidad la longitud del radier entre el extremo de aguas arriba y el extremo de aguas abajo del colector es algo menor que 56 m, se redondeará el valor $Z_{\text{RADIER } x=56}$ a 872,90 m.

Respecto a la altura de los muros del colector, las cotas de la superficie del agua son las siguientes (valores medios teóricos):

$$\text{Cota E.H. para } x=0 : 874,000 + 11,990 = 885,990 \text{ m}$$

$$\text{Cota E.H. para } x=56 : 872,900 + 10,540 = 883,440 \text{ m}$$

Considerando estos valores, la pendiente transversal de la superficie libre, y la turbulencia, se optó por hacer variar la cota del coronamiento del muro izquierdo entre los valores 887,50 y 885,00 m.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

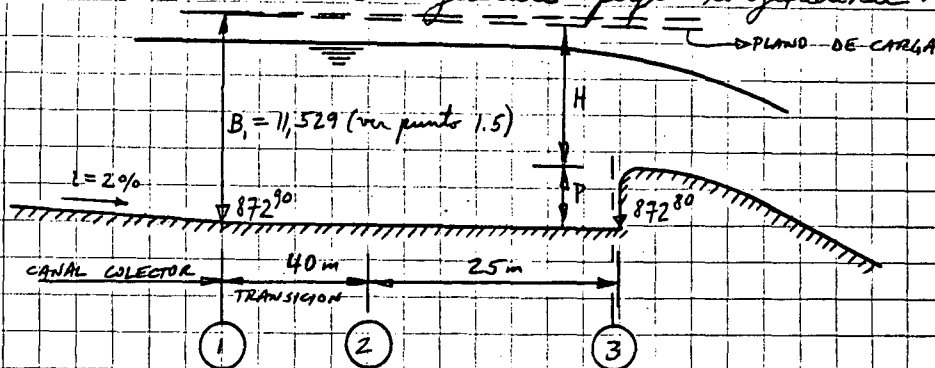
Calculado Fecha Hoja 8 de

PROYECTO

MATERIA

1.6 DISEÑO DEL TRAMO COMPRENDIDO ENTRE EL CANAL COLECTOR Y EL RÁPIDO DE DESCARGA

En el diseño del canal colector se supone que en su sección final se tendrá $B/B_c = 1,2$ para el canal de diseño. Este Bernoulli se impedirá por aguas abajo mediante una grada de control. Consideremos el siguiente perfil longitudinal:



Consideraremos $L_{1-2} = 0,2 (v_2^2/2g - v_1^2/2g) \approx 0,2 (v_3^2/2g - v_1^2/2g)$ (Diseño Pream Pregunta)

$$L_{2-3} = J_{2-3} L_{2-3} \approx J_3 L_{2-3}$$

Si $P = 1,45m$ y $H = 9,90m \Rightarrow P/H = 0,146 \Rightarrow C = 1,926$ ($Q = CLH^{3/2}$)

$L = 15,00m$ y $Q = 900m^3/s \Rightarrow H = 9,901$ igual al valor supuesto.
Luego, en vertederos frontal que alimenta al rápido se tendrá $H = 9,901m$

$$B_3 = H + P = 11,351m \Rightarrow h_3 = 9,166m$$

$$v_3 = 6,546m/s$$

$$v_3^2/2g = 2,185m$$

Se hará un cálculo de verificación, es decir, adoptando una grada de control de $1,45m$ de alto se verificará que el B_3 es muy aproximadamente el que debiera existir en esa sección para que en la sección 1 se tenga el escorrimiento deseado. Se debe cumplir:

$$z_1 + B_1 = z_3 + B_3 + L_{1-3}$$

A partir del escorrimiento calculado en 3, se tiene:

$$J_3 = \left(\frac{v_3^2}{R_3^{4/3}} \right) = \left(\frac{6,546^2 \times 0,014}{2,572} \right) = 1,26958 \times 10^{-3}$$

$$L_{2-3} = 25m \Rightarrow J_3 L_{2-3} = 0,032m$$

$$L_{1-2} \approx 0,2 (2,185 - 0,989) = 0,239m$$

$v_1^2/2g$ $\hookrightarrow$ ver punto 1.5

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 9 de

PROYECTO

MATERIA

Verificando la ecuación $z_1 + B_1 = z_3 + B_3 + L_{1-3}$ se tiene

$$z_1 + B_1 = 872,90 + 11,529 = 884,429 \text{ m}$$

$$z_3 + B_3 + L_{1-3} = 872,80 + 11,357 + (0,239 + 0,032) = 884,422 \text{ m}$$

Es decir, si se acepta $P = 1,45 \text{ m}$ se puede decir que el escurrimiento que existirá en ① es el supuesto.

En la sección 1 el coronamiento de los muros laterales se encuentra a la cota 885,0 m. Como el escurrimiento se acelera y se ordena al pasar a la sección 2, adoptaremos para el coronamiento de los muros de esta sección la cota 883,0 m. Esta cota se mantendrá constante hasta la sección 3 (revancha en secciones 2 y 3 $\approx 1,00 \text{ m}$).

A continuación calcularemos la forma del paramento de aguas abajo de la grada de control. Considerando una ecuación del tipo $y/H_0 = K \cdot (x/H_0)^m$, para $h_a/H_0 = z_2/z_1/H_0 = 2,185/9,901 = 0,221 \Rightarrow K = 0,45$ y $m = 1,84$, con lo que se obtiene

$$y = 0,0656 \cdot x^{1,84}$$

Si el rápido que se desarrolla aguas abajo de la grada de control tiene una pendiente $1:1,75 (V:H)$, el punto de tangencia entre esta recta y el paramento curvo del vertedero se puede obtener derivando la ecuación del perfil Creager e igualándola a la pendiente del rápido:

$$\frac{dy}{dx} = 0,0656 \cdot 1,84 \cdot x^{0,84} = 1/1,75 \Rightarrow x_T = 6,366 \text{ m}$$

$$y_T = 1,977 \text{ m}$$

Aguas arriba del umbral del vertedero se dispondrá un arco de círculo de radio $R = 1,00 \text{ m}$.

1.7 DISEÑO DEL RÁPIDO DE DESCARGA Y DEL SALTO DE SKI

Considerando que en la zona final del rápido de descarga existe poca para la fundación de las obras, se ha diseñado una estructura terminal del tipo salto de esquí.

Con el objeto de disminuir el costo del rápido de descarga, este se proyectó de ancho variable entre 15,00 y 10,00 m.

El tipo hidráulico en el rápido de descarga y salto de esquí se calculará de acuerdo al procedimiento recomendado por F. Campbell, que fue explicado en la memoria de cálculo del embalse Picharó.

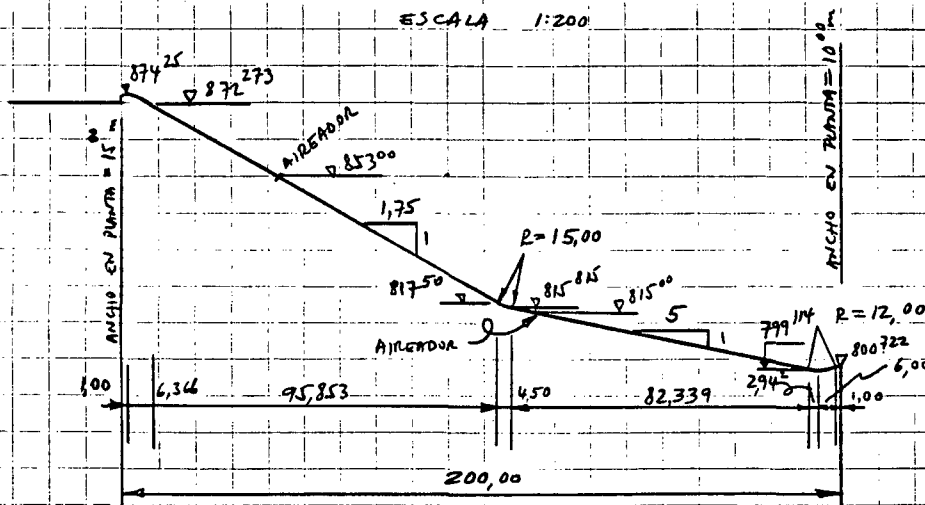
Consideremos el siguiente perfil longitudinal del rápido de descarga y salto de esquí.

GUILLERMO NÚÑEZA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 10 de

PROYECTO

MATERIA



Calcularemos el escurrimiento al término del perfil cruzado. El plano de carga sobre el vertedero es:

$$E = z + H = 874.25 + 9.901 = 884.151 \text{ m}$$

Vemos la altura h_{pot} a cota radian 872.273 ($b = 14.816 \text{ m}$). Por Bernoulli se tiene:

$$E = 884.151 = z + h \cos \theta + \frac{v^2}{2g} \quad (h = h_{pot})$$

$$z = 872.273$$

$$\theta = \arctan 1/1.75 \Rightarrow \cos \theta = 0.868$$

$$\text{luego, } 0.868 h_{pot} + \frac{v^2}{2g} = 11.878, \text{ de donde:}$$

$$h_{pot} = 4.995 \text{ m}$$

$$v = 12.161 \text{ m/s}$$

$$\frac{v^2}{2g} = 7.543 \text{ m}$$

$$\text{Para calcular } \delta \text{ consideraremos } L = 6.60 \text{ m} \Rightarrow \delta = 0.06 \text{ m} \Rightarrow 0.18\delta = 0.011 \text{ m} \Rightarrow$$

$$h_{real} = 5.006 \text{ m}$$

$$v = 12.135 \text{ m/s}$$

La ranura r queda dada por:

$$r = 0.60 + 0.037 v^3 \sqrt{h} \Rightarrow r = 1.368 \text{ m}$$

$$r + h = 6.374 \text{ m}$$

Vemos el escurrimiento en el principio de curva vertical $R = 15.00 \text{ m}$ ($b = 12.420 \text{ m}$):

$$E (\text{numeral}) = 884.151 = (z = 817.50) + h_{pot} \cos \theta + \frac{v^2}{2g}$$

Se obtiene:

$$h_{pot} = 2.032 \text{ m}$$

$$v = 35.661 \text{ m/s}$$

$$\frac{v^2}{2g} = 64.858 \text{ m}$$

$$L = 117.00 \text{ m} \Rightarrow \delta = 5.548 \text{ m} \Rightarrow 0.18\delta = 0.999 \Rightarrow h_{real} = 2.131 \text{ m} \quad r = 2.219 \text{ m}$$

$$v_{real} = 34.011 \text{ m/s} \quad r + h = 4.350 \text{ m}$$

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS INGENIEROS CONSULTORES LTDA.	Calculado Fecha Hoja <u>11</u> de
	PROYECTO
	MATERIA

El libro Diseño de Puentes recomienda que en las curvas cóncavas de un río se disponga una curva vertical de un radio $R \geq 5h_{\text{torrente}}$. En nuestro caso $R \geq 5 \times 2,219 = 11,095 \text{ m}$. Se redondeó este valor, adoptándose $R = 15 \text{ m}$.

Veamos el torrente a la entrada a la cuchara de lanzamiento ($Z = 799,114 \text{ m}$; $b = 10,249 \text{ m}$).

$$E(\text{umbral}) = 884,151 = (Z = 799,114) + h_{\text{por}} \cos \theta + v^2/2g$$

$$\text{rect } \theta = 0,2 \Rightarrow \cos \theta = 0,981$$

$$\text{Luego, } h_{\text{por}} \times 0,981 + v^2/2g = 85,037 \text{ m, de donde resulta}$$

$$h_{\text{por}} = 2,178 \text{ m}$$

$$v = 40,318 \text{ m/s}$$

$$v^2/2g = 82,904 \text{ m}$$

$$\text{Como } L = 205,80 \text{ m} \Rightarrow \delta = 0,845 \Rightarrow 0,185 = 0,152 \Rightarrow h_{\text{enl}} = 2,330$$

$$v = 37,687$$

$$v^2/2g = 72,435$$

$$r = 2,449 \Rightarrow r+h = 4,779$$

Se ve que para el canal de diseño las características del torrente de entrada a la cuchara son muy similares a las del embalse Puelaro. En efecto, se tiene:

CARACTERISTICA	ALGARROBAL	PUELARO
q (caudal unitario)	$900/10,249 = 87,8 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$	$1850/20,815 = 88,9 \text{ m}^3/\text{s}$
h_{TORRENTE}	2,330 m	2,313 m
v_{TORRENTE}	37,687 m/s	38,423 m/s

Por consiguiente, se diseñará una cuchara de lanzamiento similar a la de Puelaro.

$$R = 12,00 \text{ m}$$

$$\text{COTA CORRESPONDIENTE MUROS CUCHARA} = 805,00 \text{ m}$$

$$\text{ANGULO SALIDA} = 30^\circ$$

Además, la trayectoria del chorro y la socavación que producirán en el cauce serán similares a las del embalse Puelaro.

Finalmente, como la altura necesaria de muros ($h+r$) resulta muy similar en las diversas secciones al río de descarga de Puelaro, también se adoptará una altura de muros constante en toda la longitud, de 6,00 m.

El esquema que se adoptará para las rampas de aireación y su disposición será similar a las de Puelaro.

En el caso del vacuado de Algarrobal no se requiere un canal de restitución.

ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DEL VALLE DE ELQUI

CAPITULO XI - PROYECTO DE OBRAS CIVILES

SUBCAPITULO 3 - ANTEPROYECTO DE EMBALSES

ANEXO XI.A.3.8

EMBALSE ALGARROBAL

MEMORIA DE CALCULO OBRAS DE DESVIACION Y DESAGUE DE FONDO

EN RIBERA DERECHA

I N D I C E

pAGINA

1. GENERALIDADES	XI.A.3.8.1
2. DISEÑO OBRAS DE DESVIACION	XI.A.3.8.2
3. DESAGUE DE FONDO	XI.A.3.8.11

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha 10/7/85 Hoja de

PROYECTO EMBALSE ALGARROBAL

MATERIA

DISEÑO OBRAS DE DESVIACION Y DESAGÜE DE FONDO EN RIBERA DERECHA

1.- GENERALIDADES

Durante el período de construcción de las obras del embalse Algarrobal las aguas del río Elqui se desviarán por un túnel excavado en la ribera derecha de la presa. El túnel de desviación y la ataguía de aguas arriba, que posteriormente quedará incorporada a la presa, se diseñarán para desviar la crecida producida por la lluvia en período de retorno de 20 años. Cuando la construcción de la presa Algarrobal se encuentre en sus fases finales el túnel de desviación se habilitará como desagüe de fondo.

Para ello será necesario cerrar el túnel de desviación mediante una compuerta plana. Durante el período de acondicionamiento del túnel de desviación como desagüe de fondo del embalse las aguas del río Elqui se desviarán provisionalmente a través del túnel de entrega.

El radier de la boca de entrada al túnel de desviación se ubicará a la cota 791,00 m y el radier en el inicio (extremo de aguas arriba) del túnel de entrega se situará a la cota 798,00 m. En decir, la entrada al túnel de entrega estará 7 m más alta que la del túnel de desviación. Este hecho incide básicamente en dos aspectos.

El primero se refiere a la compuerta de cierre del túnel de desviación. Esta compuerta deberá diseñarse para cerrar contra resaca, pero al cerrar el túnel de desviación el agua no encontrará otra salida. En consecuencia, la compuerta plana de cierre del túnel de desviación deberá tener ruedas. El segundo punto que debe analizarse tiene relación con los regantos situados aguas abajo del embalse.

En el momento que se cierre el túnel de desviación dejará de escurrir agua hacia esos regantos, hasta que el nivel de las aguas que se comenzarían a embalsar no hayan alcanzado la cota 798,00 m, correspondiente al radier del inicio del túnel de entrega.

Entre las cotas 791 y 798 m el embalse permite acumular un volumen de 1.600.000 m³. Con un afluente de 10 m³/s este volumen se junta en 1,85 días. Apparentemente la situación planteada no sería crítica. En todo caso, no parece razonable dejar al valle del río Elqui sin agua por un período superior a unos 5 días, por lo cual deberá programarse el cierre del túnel de desviación sólo cuando el caudal afluente al embalse sea superior a aproximadamente 4 m³/s.

Una vez que se haya acondicionado el túnel de desvío como desagüe de fondo, deberá extraerse la compuerta plana antes indicada. Como esta compuerta estará sumergida (parte superior de la compuerta se encontrará a cota 791+4=795 m, mientras que el nivel de las aguas en el embalse superará la cota 798 m) será preciso extraer la compuerta desde una balsa, para lo cual ésta debería haberse diseñado y los estrobos amarrados a un elemento flotante (boya o elemento similar).

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 2 de

PROYECTO

MATERIA

Las obras de desviación se han ubicado en la ribera derecha del embalse, pues en ese sitio la roca está a la vista. Por el contrario, si se pretende ubicar estas obras en la ribera izquierda, se observa que en la zona donde debería excavarse la boca de entrada al túnel (cota 791 m) existe un potente depósito de materiales de muy malas características en lo que se refiere a la posibilidad de excavarlo en túnel y a su estabilidad a futuro, cuando quede sumergido por las aguas del embalse.

El túnel de desviación se ha diseñado con una sola curva en planta. Ello debido a que se no se estima conveniente que aguas abajo de las compuertas del desagüe de fondo exista una curva, pues el torrente liberado por las compuertas tendrá velocidades altísimas (40 m/s en la zona inicial).

La condición impuesta al trazado en planta se traduce en que el techo del túnel en el extremo de aguas abajo será pequeño. En todo caso este hecho no tendrá mucha importancia, pues aproximadamente los últimos 100 m del túnel no quedarán excavados en roca sino en materiales de depósito, la excavación de este tramo del túnel considerará seguramente la colocación sistemática de marcos metálicos (separados aproximadamente 1 m entre sí) para sostener las paredes de la excavación. Es probable también que deba usarse una técnica de excavación del tipo machi-avanti (elementos metálicos clavados en la frente de excavación y apoyados en los marcos metálicos, formando una especie o bóveda protectora para extraer el material sin peligro de derrumbes). Los elementos de sostenimiento indicados y/o otros que habrá que utilizarán harán bajar drásticamente los rendimientos e incrementarán el costo de la excavación (500 a 1000 %).

2. DISEÑO OBRAS DE DESVIACION

Considerando la importancia de las obras del embalse ($H \approx 105$ m) y el hecho de que aguas abajo de la presa se entra la ciudad de La Serena, se ha decidido diseñar las obras de desviación para la crecida producida por una lluvia con período de retorno de 20 años. De acuerdo al informe elaborado por la empresa Selzgitter, el intervalo de repetición de una crecida originada por una lluvia 1:20 años debería encontrarse considerablemente encima de 20 años, aproximadamente entre 50 y 100 años.

Por otra parte, también se ha impuesto como limitante que durante la ocurrencia de la crecida de diseño el nivel de las aguas embalsadas por la atagión de aguas arriba sea tal que no exista una carga superior a los 20 m. Ello debido a las razones ya explicadas para el caso del embalse Puclaro.

En consecuencia, el diámetro del túnel de desviación debe ser tal que durante el paso de la crecida de diseño el nivel de las aguas embalsadas por la atagión de aguas arriba no supere la cota 808 m (nivel fondo del techo del río

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 3 de

PROYECTO

MATERIA

en zona de la ataguía: 788 m).

Para estudiar el efecto regulador que el embalse (formado en este caso sólo por la ataguía de aguas arriba) ejercerá sobre la crecida de diseño de las obras de desviación se deben conocer los siguientes antecedentes:

- hidrograma de la crecida afluente (provocado por lluvia 1:20)
- curva de embalse
- curva de descarga de las obras de desviación.

En el informe Salzgitter no se da explícitamente el valor de la crecida del diseño (lluvia 1:20 años) en Rivadavia, pero se dan los antecedentes necesarios para calcularla. En efecto, en dicho informe se da explícitamente la crecida del río Elqui en Puelaro (Río Claro + Río Turbio + Hoya intermedia del Elqui entre Rivadavia y Puelaro) y además se dan los hidrogramas unitarios de los ríos Claro, Turbio y Elqui y las precipitaciones efectivas en las distintas cuencas. El hidrograma de la crecida provocada por la lluvia 1:20 años se obtuvo restándole a la crecida en Puelaro la crecida de la hoya intermedia entre Rivadavia y Puelaro (el hidrograma de la crecida de la hoya intermedia del río Elqui se consideró desfasado en 6 horas del hidrograma de los ríos Claro y Turbio, de acuerdo a lo indicado en el informe Salzgitter).

A continuación se presentan los valores del hidrograma unitario del río Elqui entre Rivadavia y Puelaro y la precipitación efectiva en esa hoya para la lluvia de diseño (valores obtenidos de informe Salzgitter):

TIEMPO (horas)	Q H. U. (m ³ /s)	PRECIPITACION EFECTIVA (mm)
0	0	0
3	2,5	0
6	10,3	0
9	10,6	0
12	8,9	0
15	7,4	0
18	6,3	9,7
21	5,3	9,7
24	4,3	5,5
27	3,7	5,5
30	3,1	5,4
33	2,7	5,4
36	2,5	4,5
39	2,0	4,5
42	1,8	3,1
45	1,5	3,1
48	1,2	-
51	0,9	-

XI.A.3.8.4

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 4 de

PROYECTO

MATERIA

A continuación se presentan: hidrograma crece lluvia 1:20 en Puelaro (de informe Selgüth), hidrograma crece 1:20 de la hoya del río Elqui entre Rivadavia y Puelaro (calculada con el H.U.) y el hidrograma de la crece de los ríos Claro y Turbio (obtenidos por diferencia entre las anteriores):

CRECIDA PRODUCIDAS POR LLUVIA 1:20 AÑOS

TIEMPO (horas)	ELQUI EN PUELLARO (m ³ /s)	ELQUI HOYA INTERMEDIA (m ³ /s)	ELQUI EN ALLARROBAL (m ³ /s)
0	0		0
3			37
6	75	0	75
9		24,3	113
12	250	99,9	150
15		116,6	170
18	319	143,0	176
21		143,6	174
24	336	165,7	170
27		160,6	163
30	322	170,9	157
33		160,6	131
36	269	159,8	109
39		141,4	86
42	186	120,6	65
45		101,1	52
48	126	86,9	39
51		73,3	29
54	85	62,3	23
57		51,5	19
60	57	40,0	17

La curva de embalse es la siguiente:

Z (m)	V (m ³)
786	0
788	70.000
790	240.000
792	530.000
794	910.000
796	1.424.000
798	2.035.000
800	2.825.000
802	3.760.000
804	4.870.000
806	6.061.000
808	7.605.000
810	9.160.000

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

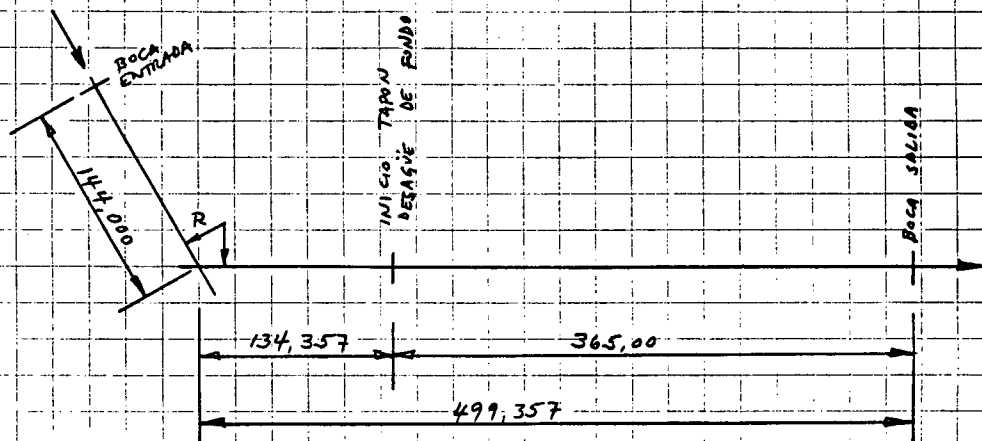
Calculado Fecha Hoja 5 de

PROYECTO

MATERIA

Para definir la curva de descarga de las obras de desviación se debe conocer la geometría del ellas: longitud, diámetro, forma de la sección, curvas en planta, cotas de rasero, forma embudo de entrada, etc. Se hará un cálculo de verificación, es decir, se adoptará un cierto túnel de desviación de geometría conocida y se verificará que al transitar la creca de diseño por el embudo el nivel máximo de las aguas no supere la cota 808 m, que fue la condición impuesta originalmente.

Se adoptará el siguiente trazado en planta (ESC. 1:500):



CURVA : $R = 30,00 \text{ m}$
 $\Delta = 67,57 = 60,75^\circ$
 $T = 17,583 \text{ m}$
 $D = 31,809 \text{ m}$

Luego, la longitud del túnel en planta será:

$$L = 144,00 + 499,357 - 2T + D = 640 \text{ m}$$

(longitud tramo recto = 608,191 m; longitud hasta tapón = 275,00 m)

El rasero de la boca de entrada del túnel de desviación se ubicará a la cota 791,00 m y el de la boca de salida a la cota 784,60 m, con lo que la pendiente del túnel resulte ser de un 1%.

Para el túnel se adoptará una sección del tipo mediopunto, de 4,00 m de diámetro. El túnel se revestirá con hormigón en toda su longitud (sección mínima requerida para implantar obras correspondientes al desagüe de fondos).

Veamos la curva de descarga del túnel de desvío. En esta curva se pueden distinguir 2 condiciones distintas de funcionamiento:

- túnel operando como acueducto. El caudal que ingresa al túnel queda limitado por la boca de entrada, en la cual hay resaca/corrimiento crítico (en el interior del túnel hay flotante).

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

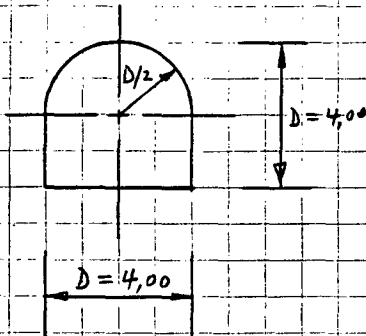
Calculado Fecha Hoja 6 de

PROYECTO

MATERIA

- túnel operando en presión. En este caso el plano de carga en el extremo de aguas arriba ($= Z_{\text{embalse}}$) queda dado por:

$$Z_{\text{embalse}} = Z_{\text{RADIAL SALIDA}} + D + v^2/2g + \Delta_{\text{SING.}} + \Delta_{\text{FRICCIONES}}$$



En primer lugar analizaremos el escurrimiento del túnel como acueducto. En este caso la sección de control será la del túnel, inmediatamente aguas abajo del embudo de entrada. El nivel en el embalse será entonces:

$$Z_{\text{embalse}} = Z_{\text{RADIAL ENTRADA}} + B_c + \Delta_{\text{SINGULARES}}$$

Las pérdidas singulares se producen por la contracción del flujo en la boca de entrada y por las guías de las compuertas provisionales. Para la boca de entrada, según Levin (Formulaire des Conduites Forcées Oblongues et Conduites d'Aération), álboro N° 14, para $r/d = 0,2$ se tiene $K = 0,03$ (sólo se producirá contracción en 2 paredes laterales). Para las ramuras de las compuertas planas se considerará $K = 0,05$. Luego, $\Delta_{\text{SING.}} = 0,08 v^2/2g$. Para escurrimiento crítico en la sección arriba mostrada se tiene:

CURVA DESCARGA TUNEL OPERANDO COMO ACUEDUCTO

h_c (m)	Q_c (m ³ /s)	$v^2/2g$ (m)	B_c (m)	$\Delta_{\text{SING.}}$ (m)	Z_{embalse} (m)
0,40	3,17	0,20	0,60	0,02	791,62
0,80	8,96	0,40	1,20	0,03	792,23
1,20	16,46	0,60	1,80	0,05	792,85
1,60	25,34	0,80	2,40	0,06	793,46
2,00	35,42	1,00	3,00	0,08	794,08
2,40	46,96	1,22	3,62	0,10	794,72
2,80	60,57	1,52	4,32	0,12	795,44
3,20	77,28	1,95	5,15	0,16	796,31
3,60	101,67	2,84	6,44	0,23	797,67
3,80	124,83	4,03	7,83	0,32	799,15

A continuación veamos el escurrimiento en presión en el túnel de derivación. Calcularemos en primer lugar las pérdidas de carga singulares. En la boca de entrada, para $r/d = 0,2$, según la publicación anteriormente citada, $K = 0,04$. En las ramuras de las guías de compuertas $K = 0,05$. Veamos la pérdida de carga de la curva en planta. Según el libro Internal Flow Systems se tiene:

$$\left. \begin{aligned} \theta &= 60,75^\circ \\ R/d &= 30/4 = 7,5 \end{aligned} \right\} K_b = 0,162$$

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 7 de

PROYECTO

MATERIA

La pérdida de carga en la curva vale

$$L = K v^2 / 2g, \text{ donde } K = K_L \times C_{RE} \times C_o \times C_f$$

$$C_{RE} = 1$$

$$C_o = 1$$

$$C_f = f_{RUGROSO} / f_{LISO}$$

Si la rugosidad absoluta del túnel ϵ es de 1 mm $\Rightarrow$ Según Moody:

$$\epsilon/d = 0,00025$$

$$Re = \frac{v d}{\nu}; \text{ para } Q = 100 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow Re = 800.000 \times 7,001 \times 4 = 22,4 \times 10^6 \left. \begin{array}{l} f_{RUGROSO} = 0,0142 \\ f_{LISO} = 0,0072 \end{array} \right\}$$

$$\text{Luego, } C_f = 0,0142 / 0,0072 = 1,972$$

$$K = 0,162 \times 1,972 = 0,320$$

En consecuencia, las pérdidas singulares para el caso del túnel en presión serán:

$$L = 0,41 v^2 / 2g, \text{ donde } v = \text{velocidad en el túnel.}$$

Para el cálculo de las pérdidas por fricción se usará la fórmula de Manning, con $n = 0,015$.

$$A = \text{área} = 4 \times 2 + \pi 4^2 / 8 = 14,283 \text{ m}^2$$

$$P = \text{perímetro} = \frac{4\pi + 4 + 2 \times 2}{2} = 9,571 \text{ m}$$

$$R^{2/3} = (A/P)^{2/3} = 1,306$$

$$J = (8,0416977 \times 10^{-4} Q)^2$$

A continuación se calcula la curva de descarga.

CURVA DE DESCARGA TUNEL OPERANDO EN PRESION

Q (m ³ /s)	J	J.L (m)	v (m/s)	v ² /2g (m)	L SING (m)	E SALIDA (m)	Z EN BALSA (m)
125	0,010105	6,146	8,752	3,906	1,602	792,506	800,354
140	0,012675	7,709	9,802	4,900	2,009	793,500	803,218
155	0,015537	9,449	10,852	6,006	2,463	794,606	806,518
170	0,018690	11,367	11,902	7,225	2,962	795,825	810,154
185	0,022133	13,461	12,952	8,556	3,508	797,156	814,125

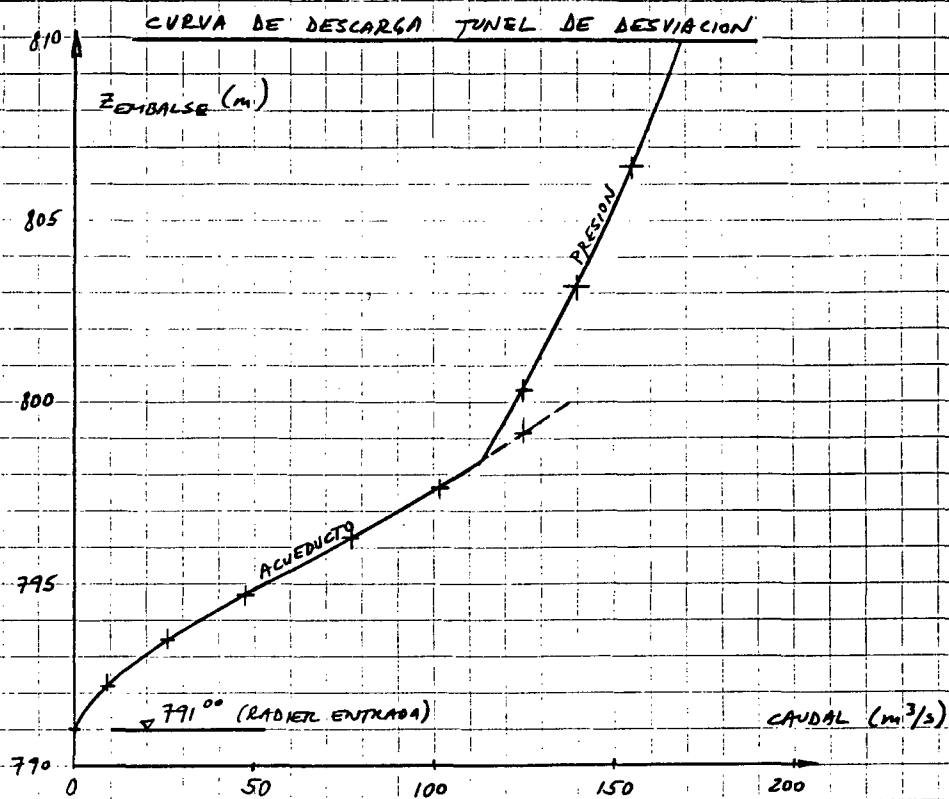
En la página siguiente se han graficado ambas curvas de descarga.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 1 de

PROYECTO

MATERIA



Ahora bien, respecto al tránsito de la crecida por el embalse, para dos instantes t_i y t_{i+1} se puede escribir:

$$\frac{Q_{Ei} + Q_{Ei+1}}{2} (t_{i+1} - t_i) + (V_{i+1} - V_i) = \frac{(Q_{Ai} + Q_{Ai+1})}{2} (t_{i+1} - t_i), \text{ donde}$$

Q_{Ei} = caudal efluente en t_i

Q_{Ai} = caudal afluente en t_i

V_i = volumen embalsado en t_i

Esta ecuación se resolvió para distintos instantes t_i , para $t_{i+1} - t_i = 3$ horas, con ayuda de un computador de escritorio. Para $t_i = 0$ (instante inicial) se consideró: $Q_E = 0$

$$Q_A = 0$$

$$Z = 791,00 \text{ m}$$

Los resultados de los cálculos efectuados se muestran en la página siguiente.

Observando los resultados se ve que para $T = 33$ horas se alcanza el máximo nivel en el embalse = 803,31 m. El caudal peak vacuado correspondiente a este nivel es de 139,53 m³/s. Dado que el nivel máximo que alcanzaron las aguas es inferior en 4,70 m al máximo aceptable, se puede decir que el diámetro del túnel de desviación está holgado. Por consiguiente se puede estable-

XI.A.3.8.9

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS INGENIEROS CONSULTORES LTDA.	Calculado Fecha Hoja <u>9</u> de
	PROYECTO
	MATERIA

Z m	OE m ³ /s	U m ³ *10 ⁴ s
7990.00	0.00	0.040
7991.00	0.00	0.000
7992.00	0.00	0.000
7993.00	0.00	0.000
7994.00	0.00	0.010
7995.00	0.00	1.404
7996.00	100.00	0.000
7997.00	114.00	0.000
8000.00	100.00	0.000
8002.00	100.00	0.700
8004.00	140.00	4.070
8006.00	100.00	0.001
8008.00	101.00	7.000
8100.00	170.00	0.100

EMBALSE AL CARROBOL
 CRECIDA 1.20 DESAGUACION 0.4 m

T hrs	OR m ³ /s	OE m ³ /s	Z m
0.00	0.00	0.00	7991.00
0.00	0.00	0.00	7992.00
0.00	0.00	0.00	7993.00
0.00	0.00	0.00	7994.00
0.00	0.00	0.00	7995.00
0.00	0.00	0.00	7996.00
0.00	0.00	0.00	7997.00
0.00	0.00	0.00	7998.00
0.00	0.00	0.00	7999.00
0.00	0.00	0.00	8000.00
0.00	0.00	0.00	8001.00
0.00	0.00	0.00	8002.00
0.00	0.00	0.00	8003.00
0.00	0.00	0.00	8004.00
0.00	0.00	0.00	8005.00
0.00	0.00	0.00	8006.00
0.00	0.00	0.00	8007.00
0.00	0.00	0.00	8008.00
0.00	0.00	0.00	8009.00
0.00	0.00	0.00	8010.00
0.00	0.00	0.00	8011.00
0.00	0.00	0.00	8012.00
0.00	0.00	0.00	8013.00
0.00	0.00	0.00	8014.00
0.00	0.00	0.00	8015.00
0.00	0.00	0.00	8016.00
0.00	0.00	0.00	8017.00
0.00	0.00	0.00	8018.00
0.00	0.00	0.00	8019.00
0.00	0.00	0.00	8020.00
0.00	0.00	0.00	8021.00
0.00	0.00	0.00	8022.00
0.00	0.00	0.00	8023.00
0.00	0.00	0.00	8024.00
0.00	0.00	0.00	8025.00
0.00	0.00	0.00	8026.00
0.00	0.00	0.00	8027.00
0.00	0.00	0.00	8028.00
0.00	0.00	0.00	8029.00
0.00	0.00	0.00	8030.00
0.00	0.00	0.00	8031.00
0.00	0.00	0.00	8032.00
0.00	0.00	0.00	8033.00
0.00	0.00	0.00	8034.00
0.00	0.00	0.00	8035.00
0.00	0.00	0.00	8036.00
0.00	0.00	0.00	8037.00
0.00	0.00	0.00	8038.00
0.00	0.00	0.00	8039.00
0.00	0.00	0.00	8040.00
0.00	0.00	0.00	8041.00
0.00	0.00	0.00	8042.00
0.00	0.00	0.00	8043.00
0.00	0.00	0.00	8044.00
0.00	0.00	0.00	8045.00
0.00	0.00	0.00	8046.00
0.00	0.00	0.00	8047.00
0.00	0.00	0.00	8048.00
0.00	0.00	0.00	8049.00
0.00	0.00	0.00	8050.00
0.00	0.00	0.00	8051.00
0.00	0.00	0.00	8052.00
0.00	0.00	0.00	8053.00
0.00	0.00	0.00	8054.00
0.00	0.00	0.00	8055.00
0.00	0.00	0.00	8056.00
0.00	0.00	0.00	8057.00
0.00	0.00	0.00	8058.00
0.00	0.00	0.00	8059.00
0.00	0.00	0.00	8060.00
0.00	0.00	0.00	8061.00
0.00	0.00	0.00	8062.00
0.00	0.00	0.00	8063.00
0.00	0.00	0.00	8064.00
0.00	0.00	0.00	8065.00
0.00	0.00	0.00	8066.00
0.00	0.00	0.00	8067.00
0.00	0.00	0.00	8068.00
0.00	0.00	0.00	8069.00
0.00	0.00	0.00	8070.00
0.00	0.00	0.00	8071.00
0.00	0.00	0.00	8072.00
0.00	0.00	0.00	8073.00
0.00	0.00	0.00	8074.00
0.00	0.00	0.00	8075.00
0.00	0.00	0.00	8076.00
0.00	0.00	0.00	8077.00
0.00	0.00	0.00	8078.00
0.00	0.00	0.00	8079.00
0.00	0.00	0.00	8080.00
0.00	0.00	0.00	8081.00
0.00	0.00	0.00	8082.00
0.00	0.00	0.00	8083.00
0.00	0.00	0.00	8084.00
0.00	0.00	0.00	8085.00
0.00	0.00	0.00	8086.00
0.00	0.00	0.00	8087.00
0.00	0.00	0.00	8088.00
0.00	0.00	0.00	8089.00
0.00	0.00	0.00	8090.00
0.00	0.00	0.00	8091.00
0.00	0.00	0.00	8092.00
0.00	0.00	0.00	8093.00
0.00	0.00	0.00	8094.00
0.00	0.00	0.00	8095.00
0.00	0.00	0.00	8096.00
0.00	0.00	0.00	8097.00
0.00	0.00	0.00	8098.00
0.00	0.00	0.00	8099.00
0.00	0.00	0.00	8100.00

VOL AFL-VOL EFL (m³)=1486363.2

VOL FIN-VOL INIC (m³)=1486363.3

cer que el diámetro del túnel de desviación queda dado por el posterior acondicionamiento como desagüe de fondo.

En las paredes laterales y en la parte superior de la boca de entrada se han diseñado aproximaciones elípticas del tipo $(x/2,0)^2 + (y/0,8)^2 = 1$. Inmediatamente aguas abajo de esta curva se han dejado los espacios para la colocación de una compuerta plana (cierre provisional). A continuación existirá una transición $L=5m$ para entazar gradualmente la sección cuadrada con la sección mediodiámetro del túnel.

Al igual que en el caso del túnel de desviación del embalse Puello, se ha adoptado una sección del tipo mediodiámetro.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 10 de

PROYECTO

MATERIA

En etapas posteriores del diseño de las obras deberá estudiarse la conveniencia de resar una sección circular, sobretodo en el primer tramo del túnel, es decir, el que se ubica aguas arriba del futuro tajón de implantación de las compuertas del desagüe de fondo.

Como se dijo anteriormente, el extremo de aguas abajo del túnel de desviación quedará excavado en suelos. Por consiguiente, en este caso reviste especial importancia el diseño de una estructura en su extremo de aguas que permita disminuir las excavaciones. Esto es válido tanto en la etapa en que el túnel sirve para el desvío de las aguas como en el papel definitivo de desagüe de fondo.

De acuerdo con lo señalado, en el extremo de aguas abajo (boca de salida del túnel) se ha diseñado una estructura del tipo difusor, que permite una expansión de la corriente, reduciendo el caudal por unidad de ancho y por ende, la excavación.

Para su diseño se han seguido las indicaciones dadas en el artículo "Obras de Salida de los Túneles de Desviación de la Presa Colbún", presentado por el señor Ricardo Piedel en el IV Congreso Nacional de Ingeniería Hidráulica. Para reducir el caudal por unidad de ancho se plantea el uso de un difusor con ángulo central de 28° ($\text{ángulo} = 2 \times \arctg 1/4$) y un ancho final de aproximadamente 3 anchos iniciales.

Se adoptará un difusor de ancho variable entre 4,00 y 12,00 m. La longitud del difusor será de 16 m. Toda la obra quedará fundada en los materiales fluviales existentes en la caja del río Elqui. Al radiar del difusor se le dará una contrapendiente de un 5%, con lo cual la cota del radiar variará entre 784,60 m (entrada) y 785,40 m (salida).

Esta estructura permitirá lanzar parcialmente el torrente afluyente, con lo cual las mayores excavaciones no se producirán al pie de la obra. Sin embargo, para determinar la cota hasta la cual se enterrará el diámetro final de la estructura, es conveniente estimar la excavación máxima, la cual puede hacerse con los criterios que se indican en el libro *Development in Hydraulics Engineering*, Vol. 2. En la figura 16 del libro indicado puede obtenerse la profundidad de la excavación, medida desde la superficie del agua, en función de $q^{0.6} H^{0.1}$, donde:

$$q = \text{caudal por unidad de ancho} = 139,53 \text{ m}^3/\text{s} / 12 \text{ m} = 11,63 \Rightarrow q^{0.6} = 4,36$$

H = altura de la caída, desde el nivel de aguas arriba hasta la altura del escurrimiento de aguas abajo.

Sugiriendo que el hecho en la zona de impacto tendrá

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja .." de

PROYECTO

MATERIA

aproximadamente la cota 785,40m y que el agua escorrirá con
básis al salir del hoyo, por un ancho de 20m, se tendrá:

$$\text{Nivel aguas abajo} = 785,40 + B_c = 785,40 + 1,5 \times 0,467 \left(\frac{139,53}{20} \right)^{4/3} = 787,96 \text{ m}$$

$B_c = 2,56 \text{ m}$

$$\text{Luego, } H = 803,31 - 787,96 = 15 \text{ m} \Rightarrow H^{0,1} = 1,31 \text{ m}$$

$$q^{0,6} H^{0,1} = 5,712 \Rightarrow d_s = 8,5 \text{ m} \Rightarrow \text{SOLCAVACION} \approx 8,5 - B_c = 6,00 \text{ m}$$

En estas circunstancias el chorro tendrá un alcance máximo de
10 a 13 m.

3. DESAGÜE DE FONDO

Como se ha dicho anteriormente, el desagüe de fondo se
implantará en el túnel de derivación. El desagüe de fondo
permitirá efectuar las siguientes funciones:

- llenado controlado del embalse durante el período en
que se pone bajo agua la presa.
- entrega a regantes en situaciones de emergencia (obras de
entrega fuera de servicio).
- vaciado de emergencia del embalse.

Esta última situación es la más exigente para el diseño de
las obras del desagüe de fondo, pues es la que exige entregar
mayores caudales.

En el caso del embalse Puclaro se vio que una compuerta
de 1,20 m de ancho por 1,60 m de alto permite vaciar el embalse en
aproximadamente 2,4 horas (74 días). Como el volumen de agua
almacenado en el embalse Algarrobal será prácticamente el mismo
que el que se puede almacenar en el embalse Puclaro, los caudales
afuentes a ambos embalses también serán similares, se puede estable-
cer que una compuerta de las dimensiones indicadas permitirá vaciar
el embalse Algarrobal en un período similar (74 días). En estricto
rigor en el caso de Algarrobal la compuerta trabajará con cargas
algo mayores. Si se supone que éstas son un 5% mayores
que las de Puclaro, como el tiempo de vaciado es inversamente
proporcional a la raíz cuadrada de la carga, se tendrá:

$$T_{\text{VACIADO ALGARROBAL}} \approx 74 \text{ días} / \sqrt{1,05} = 72 \text{ días.}$$

Para efectuar un cálculo aproximado del torrente que se
desarrolla aguas abajo de las compuertas se supondrá que el
pleno de carga a la salida de la compuerta de servicio corres-
ponde a la cota 882,50m (Z. máxima = 883,50m. Si supondrá pérdida
de carga aguas arriba compuertas = 1,00m). Veamos cual es el caudal

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 12 de

PROYECTO

MATERIA

máximo descargado por el desagüe de fondo.

$$E = 882,50 = Z_{\text{nivel corr.}} + h + v^2/2g$$

Si $Z_{\text{nivel corr.}} = 789,25 \text{ m}$ y $h = m = a = 1,60$ (no hay contracción) $\Rightarrow$

$$882,50 = 789,25 + 1,6 + v^2/2g \Rightarrow v = 42,392 \text{ m/s}$$

$$Q = v A = 42,392 \times (1,20 \times 1,60) = 81,39 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (caudal de diseño desagüe de fondo).}$$

De acuerdo al artículo Características de la Demanda de Aire en un Desagüe de Fondo, presentados al XI Congreso Latinoamericano de Hidráulica (Buenos Aires, noviembre 1984), para un número de Froude $= v/\sqrt{gh} = 42,392/\sqrt{1,6g} = 10,70$, la demanda de aire requerido por el chorro es aproximadamente:

$Q_{\text{aire}} \approx 0,93 Q_{\text{agua}} = 75,69 \text{ m}^3/\text{s}$. En el mismo artículo se indica que para una obra similar a la estudiada, en caso de existir la posibilidad de entrada de aire a través del túnel de acceso a la caverna de compuertas, se puede estimar que éste se distribuya de la siguiente forma:

- ingreso aire a través túnel acceso cav. compuertas : 35%
- ingreso aire a través túnel de descarga : 65%

Luego, el caudal de aire que ingresaría desde la caverna de compuertas para abastecer a la primera rampa de aireación sería:

$$Q_{\text{aire TUNEL ACCESO}} = 0,35 \times 75,69 = 26,50 \text{ m}^3/\text{s}$$

Considerando dos tuberías de alimentación de aire entre la caverna y la zona ubicada a la salida de las compuertas, con una velocidad del aire de 40 m/s , se tiene:

$$\text{Área tuberías} = \frac{Q}{2v} = \frac{26,50}{2 \times 40} = 0,331 \text{ m}^2 \text{ c/u} \Rightarrow \phi = 0,649 \text{ m}$$

Adoptaremos dos tuberías $\phi 700 \text{ mm}$

Veamos el alcance del chorro que sale de la compuerta. La ecuación de la parábola teórica del chorro es:

$$y = x \cdot \tan \theta - \frac{gx^2}{2v_0^2 \cos^2 \theta}$$

$$\theta = 0^\circ \Rightarrow \tan \theta = 0$$

$$\cos \theta = 1$$

$$v_0 = 42,392 \text{ m/s} \text{ luego, } y = -2,7294 \times 10^{-3} x^2$$

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

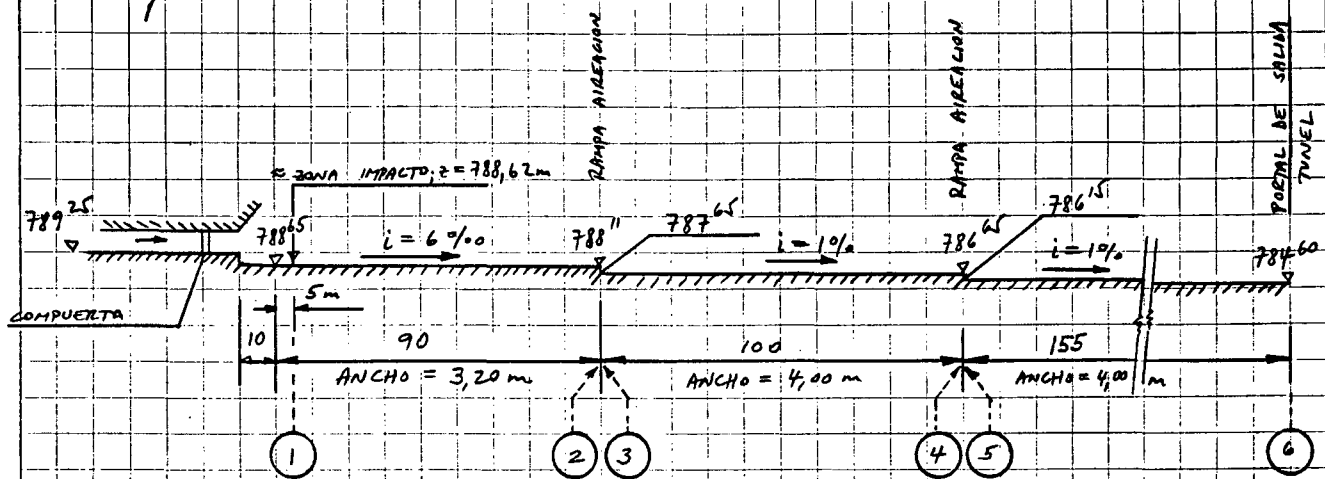
Calculado Fecha Hoja 13 de

PROYECTO

MATERIA

x (m)	y (m)
5	-0,068
10	-0,273
15	-0,614 $\Rightarrow$ impacto $\approx$ para $x = 15$ m
20	-1,092
25	-1,706

Supondremos que entre la salida del chorro desde la compuerta y el punto de impacto se tiene una pérdida de carga igual a $0,1 \frac{v^2}{2g}$, donde v = velocidad en el inicio de la rampa (zona compuertas). Consideremos el siguiente perfil del túnel de desagüe de fondo.



Por hipótesis:

$$E_1 = 882,50 - 0,1 \frac{v_{\text{canal}}^2}{2g} = 882,50 - 0,1 \times 91,65 = 873,335 \text{ m}$$

$$E_1 = z_1 + h_1 + \frac{v_1^2}{2g}; z_1 = 788,62 \text{ m}$$

Vamos al escurrimiento en ① para $Q = 81,39 \text{ m}^3/\text{s}$. Resolviendo la ecuación planteada para la sección ① se tiene (se supondrá el escurrimiento sobre toda la canalización de ancho = 3,20 m):

$$h_1 = 0,626 \text{ m} \quad (b = 3,20 \text{ m})$$

$$v_1 = 40,630 \text{ m/s}$$

$$\frac{v_1^2}{2g} = 84,191 \text{ m}$$

$$E_1 = 873,437 \text{ m}$$

$$\text{Si } n_{\text{MANNING}} = 0,014 \text{ se tiene: } \left. \begin{array}{l} A_1 = 2,003 \text{ m}^2 \\ P_1 = 4,452 \text{ m} \end{array} \right\} R^{2/3} = 0,587$$

$$J_1 = 0,93853$$

Entre las secciones ① y ② se tendrá:

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 14 de

PROYECTO

MATERIA

$$E_1 = E_2 + J_{1-2} L_{1-2}$$

$$873,335 = 788,11 + h_2 + v_2^2/2g + \frac{(J_1 + J_2)}{2} 85 \quad \text{Resolviendo esta ecuación se obtiene:}$$

$$h_2 = 0,989 \text{ m} \quad (b = 3,20 \text{ m})$$

$$v_2 = 25,717 \text{ m/s}$$

$$v_2^2/2g = 33,730 \text{ m}$$

$$E_2 = 822,829$$

$$\left. \begin{array}{l} A_2 = 3,165 \text{ m}^2 \\ P_2 = 5,178 \text{ m} \end{array} \right\} R_2^{4/3} = 0,720 \Rightarrow J_2 = 0,249889$$

$$J_{1-2} = 0,594210$$

$$J_{1-2} L_{1-2} = 50,508 \text{ m}$$

$$E_2 + J_{1-2} L_{1-2} = 873,337 \text{ m} \quad \checkmark \quad \text{O.K.}$$

Para calcular el escurrimiento en la sección ③ se supondrá $E_2 = E_3$ y además se considerará que el escurrimiento ocupará todo el ancho de la canalización en la sección ③. Se obtiene:

$$h_3 = 0,784 \text{ m} \quad (b = 3,20 \text{ m})$$

$$v_3 = 25,953 \text{ m/s}$$

$$v_3^2/2g = 34,353 \text{ m}$$

$$E_3 = 822,787 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_3 = 3,136 \text{ m}^2 \\ P_3 = 5,568 \text{ m} \end{array} \right\} R_3^{4/3} = 0,682 \Rightarrow J_3 = 0,283832$$

Vemos el escurrimiento en ④. Se supondrá se cumple: $E_3 = E_4 + J_{3-4} L_{3-4}$.
Luego,

$$h_4 = 1,146 \text{ m} \quad (b = 4,00 \text{ m})$$

$$v_4 = 17,755 \text{ m/s}$$

$$v_4^2/2g = 16,078 \text{ m}$$

$$E_4 = 803,874 \text{ m}$$

$$\left. \begin{array}{l} A_4 = 4,584 \text{ m}^2 \\ P_4 = 6,292 \text{ m} \end{array} \right\} R_4^{4/3} = 0,810 \Rightarrow J_4 = 0,094252$$

$$J_{3-4} = 0,189142$$

$$J_{3-4} L_{3-4} = 18,904 \text{ m}$$

$$E_4 + J_{3-4} L_{3-4} = 822,778 \text{ m} \quad \checkmark \quad \text{O.K.}$$

Para calcular el escurrimiento en la sección ⑤ se supondrá $E_4 = E_5$.
Se obtiene:

$$h_5 = 1,128 \text{ m} \quad (b = 4,00 \text{ m})$$

$$v_5 = 18,039 \text{ m/s}$$

$$v_5^2/2g = 16,595 \text{ m}$$

$$E_5 = 803,873 \text{ m}$$

$$A_5 = 4,512 \text{ m}^2; P_5 = 6,256 \text{ m} \Rightarrow R_5^{4/3} = 0,804 \Rightarrow J_5 = 0,0986093$$

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 15 de

PROYECTO

MATERIA

Veamos el escurrimiento en la sección ⑥. Se supondrá se cumple:

$$E_5 = E_6 + J_{5-6} L_{5-6}$$

luego,

$$h_6 = 1,685 \text{ m}$$

$$v_6 = 12,076 \text{ m/s}$$

$$v_6^2/2 = 7,437 \text{ m}$$

$$E_{6,0} = 793,722 \text{ m}$$

$$A_6 = 6,740 \text{ m}^2 \quad R_6^{4/3} = 0,942 \Rightarrow J_6 = 0,0321992$$

$$P_6 = 7,370 \text{ m}$$

$$J_{5-6} = 0,0654043$$

$$J_{5-6} L_{5-6} = 10,138 \text{ m}$$

$$E_6 + J_{5-6} L_{5-6} = 803,860 \text{ m} \quad \checkmark \quad \text{O.K.}$$

Se ve que el torrente que llega al término del túnel es poco energético. Cabe entonces la duda si no se produce un resalto en el exterior de aguas abajo del túnel (puede haber río por aguas abajo, producido por posible escurrimiento crítico sobre la grada de subida).

Veamos el número de Froude del torrente al término del túnel.

$$F_6 = \frac{v_6}{\sqrt{g h_6}} = \frac{12,076}{\sqrt{9,81 \cdot 1,685}} = 2,970$$

La altura conjugada del torrente en ⑥ es:

$$h_{r10}/h_6 = 0,5 (\sqrt{1 + 8 F_6^2} - 1) = 3,730$$

$$h_{r10} \text{ conjugado de } h_6 = 6,285 \text{ m}$$

La máxima altura de río al término del túnel se tendrá si se supone crisis en el umbral final del colector y si se supone $v_{r10}^2/2g \approx 0$.

$$B_c = 1,5 \times 0,467 (Q/b)^{2/3} = 0,7005 (81,39/12,00)^{2/3} = 2,510 \text{ m}$$

Como hay grada de salida de 0,80 m $\Rightarrow$ máxima altura de río posible, si se desprecia la altura de velocidad del río será:

$$h_{r10} = B_c + a = 2,510 + 0,80 = 3,310 \text{ m.}$$

Como el torrente tiene una altura conjugada de 6,285 m, ello significa que el resalto, en caso de existir, se produce aguas abajo del término del túnel. Esto es importante, pues en caso de haber existido un resalto en el túnel para el caudal de diseño, habría habido problemas de aireación del escurrimiento en las gradas de aireación.

Evidente mente que para algún caudal inferior al de diseño

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 16 de

PROYECTO

MATERIA

existirá un resalto por aguas abajo, que dependiendo del caudal descargado se meterá al túnel. Esto seguramente no tendrá mayor importancia, pues el nivel del río será insuficiente para impedir una buena aireación del escurrimiento del torrente.

Veamos el cálculo de la altura de los muros en el tramo ①-②. La altura de estos muros debería ser igual a $h + \text{revancha}$, donde

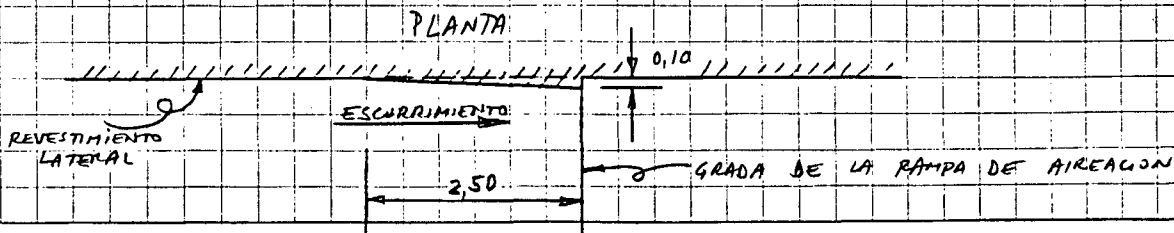
$$\text{revancha} = r = 0,60 + 0,037 v^3 \sqrt{h} \quad (\text{m})$$

En la sección ① : $h_1 = 0,626 \text{ m}$
 $v_1 = 40,630 \text{ m/s}$
 $r_1 = 1,886 \text{ m}$
 $h_1 + r_1 = 2,512 \text{ m}$

En la sección ② : $h_2 = 0,989 \text{ m}$
 $v_2 = 25,717 \text{ m/s}$
 $r_2 = 1,548 \text{ m}$
 $h_2 + r_2 = 2,537 \text{ m}$

Físicamente la altura máxima que podrían tener estos muros laterales en la sección ② es de aproximadamente 2,25 m, pues con esa altura los muros indicados quedan topando contra la bóveda del túnel. Para que en la sección más desfavorable (sección ②) el coronamiento de los muros laterales tenga un ancho de 0,25 m, que permita hormigonar estas estructuras, se adoptará definitivamente una altura constante de muros entre las secciones ① y ② de 1,80 m. El papel que cumplen estos muros es proporcionar una superficie suave al escurrimiento en la zona donde existirán las mayores velocidades, pues después de operar al túnel como desviación, los hormigones del revestimiento pueden haber quedado dañados por el arrastre de material sólido. Además, como subproducto de la existencia de estos muros se produce lateralmente una expansión al pasar de la sección ② a la ③, lo que permitirá la entrada del aire demandado por la rampa de aireación.

Como la expansión lateral indicada no existirá al pasar de la sección ④ a la sección ⑤, es necesario crear una contracción lateral (0,10 m a cada lado) en los muros inmediatamente aguas arriba de la rampa de aireación:



GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 17 de

PROYECTO

MATERIA

Como acceso a la caverna de compuertas se vislumbran 3 posibilidades:

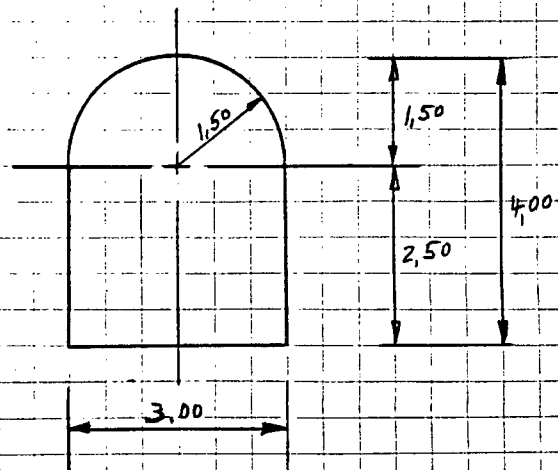
- pique vertical de acceso, desde el coronamiento de la presa.
- acceso por aguas abajo, a través del mismo túnel del desagüe de fondo.
- túnel de acceso independiente.

La primera solución consistiría en un pique vertical de casi 100 m de altura, que permitiría el acceso a través de una escalera o de un ascensor. Dado que el tránsito por una escalera de 100 m de altura parece excesivo y que el mantenimiento de un ascensor (que debería tener una capacidad suficiente para transportar carga: equipo, herramientas, etc) también sería complejo, esta posibilidad se descartó.

Si se quiere acceder por el mismo túnel del desagüe de fondo habría que ampliar su sección. Si se considera que la sección mínima que debería tener el túnel de acceso corresponde a un diámetro de 3,50 m, ello significaría que la altura del desagüe de fondo debería ser: 4,00 m (desagüe de fondo) + 0,20 m (losa) + 3,50 m (acceso) = 7,70 m. Un túnel de estas dimensiones tendría grandes problemas de excavación y sostenimiento en el sector de aguas abajo de su trazado, donde no quedaría excavado en roca. Por este motivo se descartó esta solución.

Se adoptó definitivamente la solución que contempla un túnel de acceso independiente. Para reducir su longitud, sobre todo en el sector en que no quedaría excavado en roca, se ha diseñado con una pendiente de un 10%. Esto obligará a tránsito por su interior mediante equipo sobre neumáticos y no con equipo sobre rieles. La sección del túnel de acceso será la siguiente:

ESCALA 1:100



ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DEL VALLE DE ELQUI

CAPITULO XI - PROYECTO DE OBRAS CIVILES

SUBCAPITULO 3 - ANTEPROYECTO DE EMBALSES

ANEXO XI.A.3.9

EMBALSE ALGARROBAL

MEMORIA DE CALCULO OBRAS DE ENTREGA

I N D I C E

PAGINA

1. GENERALIDADES	XI.A.3.9.1
2. DISEÑO DE LAS OBRAS DE ENTREGA	XI.A.3.9.2
3. ENERGIA PRODUCIDA POR LA CENTRAL HIDROELECTRICA	XI.A.3.9.10
4. RENTABILIDAD DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA	XI.A.3.9.16

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha 12/7/35 Hoja 1 de

PROYECTO EMBALSE ALGARROBAL

MATERIA

DISEÑO OBRAS DE ENTREGA

1. GENERALIDADES

Las obras de entrega permitirán extraer controladamente las aguas del embalse para su uso.

Respecto a los caudales medios afluentes al embalse Algarrobal y a las demandas de riego, se tomarán los mismos que para el embalse Puelaro. Por consiguiente, si se consideran las demandas que se deben abastecer desde el embalse el mes más crítico corresponde a enero, en que se debe entregar un caudal medio mensual de $12,89 \text{ m}^3/\text{s}$. Para los efectos del diseño hidráulico de las obras de entrega supondremos que el caudal máximo que se debe extraer desde el embalse es del orden de un 15% superior al valor medio mensual indicado anteriormente. Por consiguiente, redondeando cifras se adoptará:

$$Q_{\text{DISEÑO OBRAS ENTREGA}} = 15 \text{ m}^3/\text{s}$$

Las obras de entrega, además de permitir extraer normalmente los caudales demandados por los regantes, servirán como desvío provisional mientras se construye el desagüe de fondo en el túnel de derivación. Para los efectos prácticos esta función de las obras de entrega como obra de derivación provisional no les impone mayores condiciones a su diseño, pues para esa época la presa estará prácticamente terminada. Es decir, en caso de ocurrir una crecida de importancia, cuyos caudales excedan la capacidad de evacuación de las obras de entrega, las aguas se embalsarán. Como dijimos, en esa fecha la presa estará terminada y el agua que ella permite embalsar supera al volumen de cualquier crecida imaginable. En realidad, en caso de suceder lo indicado los problemas podrán producirse en el túnel de derivación, que estará fuera de servicio y con una gran carga de agua exterior, la que deberá ser resistida por sus revestimientos.

Las obras de entrega se ubicarán en el estribo izquierdo del embalse y consistirán básicamente en una estructura de toma, un conducto para transportar las aguas hasta el extremo de aguas abajo de la presa y los elementos que permitirán controlar el caudal que se extraiga del embalse. Además de los elementos o estructuras indicadas, en el extremo de aguas arriba del túnel de entrega, en la parte anterior a la torre de captación se dispondrá una bocina de entrada al túnel, que sólo operará mientras estas obras sean utilizadas para el desvío de las aguas del río Elqui.

Las obras de entrega se implantaron en la ribera izquierda pues ese estribo permite fundar todas las obras en roca. Es decir, tanto las obras exteriores (torre de toma y principalmente casa de máquinas) como las subterráneas (túnel de entrega) quedarán excavados y apoyados en roca.

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 2 de

PROYECTO

MATERIA

Dado que en la ribera izquierda del embalse a la cota del lecho del río la roca se encuentra cubierta por un potente depósito de suelos, se ha estimado conveniente ubicar el inicio del túnel de las obras de entrega a la cota 798,00 m (radier), con lo que se logra fundar la torre de captación en roca. Inmediatamente aguas abajo de la estructura de toma se dispondrá una compuerta inclinada, que tendrá ruedas laterales que correrán por rielas apoyadas contra el coro. Al cerrar esta compuerta (compuerta cierra con aguas muertas, es decir, sin escurrimiento) se podrá inspeccionar el primer tramo del túnel de entrega (que opera en presión) y la válvula mariposa ubicada en el inicio de la tubería.

En el extremo de aguas abajo de las obras de entrega se instalará una pequeña central hidroeléctrica. Las dos turbinas de esta central servirán como elementos de control (válvulas) para efectuar la entrega de las aguas desde el embalse.

2. DISEÑO DE LAS OBRAS DE ENTREGA

La torre de toma de las obras de entrega debe disponerse por sobre la cota máxima que pueden alcanzar los sedimentos en el embalse. Según el informe de la firma consultora Selzgitter, el volumen anual de sedimentos que llegará al embalse Puelaro se estima alcanzará a 113.500 m^3 en promedio. Como se ha supuesto que el caudal medio anual del río Elqui en Rivadavia es el mismo que el que llegará al embalse Puelaro, también puede postularse (en esta etapa de los estudios) que el volumen anual de sedimentos que llegará anualmente al embalse Algarrobal será el mismo que el calculado para Puelaro. En 50 años, correspondientes a la vida útil que normalmente se considera en este tipo de obras, se acumularán entonces $113.500 \times 50 = 5.675.000 \text{ m}^3$. Se adoptará esta cifra como volumen muerto del embalse. La verdad es que la mayor parte de los materiales que se utilizarán para la construcción de la presa provendrán de la zona inundada por el embalse, por lo cual el volumen muerto antes indicado más que se duplicará. Es decir, se tendrá un factor de seguridad algo superior a 2 para la acumulación de sedimentos durante la vida útil de las obras.

Entrando a la curva de embalse con un volumen de $5,7 \times 10^6 \text{ m}^3$ se obtiene la cota 805,25 m. Redondeando cifras se dispondrá el umbral de la estructura de toma a la cota 805,50 m.

El diseño de la torre de captación es enteramente similar al detallado para el embalse Puelaro, por lo que sin entrar a explicar nuevamente el procedimiento e hipótesis de cálculo se dirá que se adoptó un piquete vertical de 2,50 m de diámetro interior, en cuya parte superior se colocará una estructura de

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja ³ de

PROYECTO

MATERIA

rijas. Estas tendrán una altura de 3,00 m y se emplazarán formando un círculo en planta, de 3,80 m de diámetro exterior.

La torre de captación se conectará a un túnel en presión, que corresponderá al túnel de aducción de la central, ubicada en el extremo de aguas abajo de las obras de entrega. Para un túnel circular excavado en roca poco alterada que conduzca un caudal máximo de $15 \text{ m}^3/\text{s}$, se obtiene un diámetro económico de 2,68 m (ver memoria embalse Puelarco), valor que se ha redondeado a 2,70 m.

En el extremo de aguas arriba del túnel de entrega, inmediatamente antes de la torre de captación, se ha dispuesto una bocina, con paredes laterales y parte superior de forma elíptica, que permitirá el adecuado ingreso de las aguas al túnel durante el período en que funcionará como obra de desvío. Cabe señalar que durante esta etapa de desvío a través del túnel de entrega las aguas se descargarán al río por el túnel que servirá como aceptor al túnel de entrega. Por consiguiente, durante esta etapa deberá cerrarse provisionalmente el extremo de aguas abajo del túnel de entrega (o bien prolongarse la tubería de entrega hasta el exterior del curso, saliendo por el túnel de acceso) para que las aguas no inunden las faenas de la casa de máquinas.

Cuando el túnel de entrega deje de operarse como túnel de desvío se deberá clausurar su entrada. Para ello se colocará una compuerta plana en la zona de término de bocina de entrada. Aguas abajo de esta compuerta se hormigonará posteriormente un tapón, que permitirá enlazar adecuadamente la torre de captación con el túnel de entrega.

Aguas abajo de la curva vertical que enlaza la torre de captación con el túnel de entrega existirá una transición para pasar de una sección cuadrada $\Phi 2,50 \text{ m}$ a la sección de la compuerta inclinada: 2,00 m de ancho $\times$ 3,50 m de alto. Esta compuerta tendrá un ancho de 2,00 m y un alto (medido según plano inclinado) de 4,30 m. La hoja 1 de la compuerta se accionará mediante un servomecanismo ubicado a la cota 890 m, al cual estará unido mediante un sistema de barras. Durante la operación del embalse la compuerta normalmente estará en posición abierta y permanecerá en un recinto cerrado localizado inmediatamente sobre el túnel. Aguas abajo de la compuerta se ha provisto un sistema de aireación (2 tuberías $\Phi 4"$ que están conectadas al túnel y ascienden hasta la cota 890 m embebidas en el hormigón de apoyo de los rieles de la compuerta) que permitirá expulsar el aire acumulado aguas abajo de la compuerta durante el proceso de llenado del túnel o permitirá vaciar el túnel cuando se cierre la compuerta.

Aguas abajo de la compuerta existirá otra transición

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

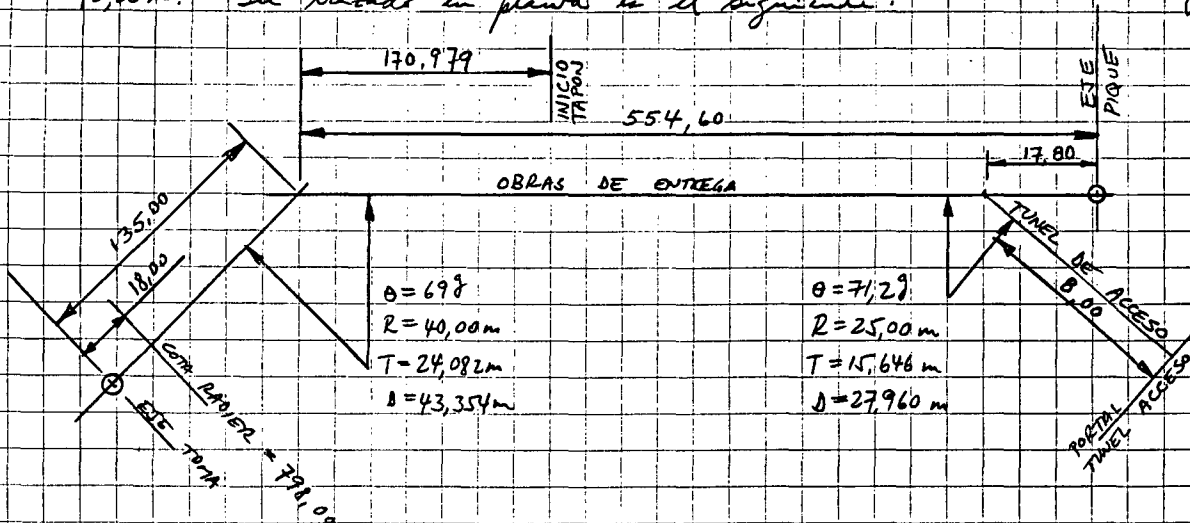
Calculado Fecha Hoja 4 de

PROYECTO

MATERIA

que enlazará la sección que cierra la compuerta ($2,00 \times 2,50 \text{ m}$) con la del túnel ($\phi 2,70 \text{ m}$)

El túnel $\phi 2,70 \text{ m}$ que se desarrolla aguas abajo de la estructura de toma tiene una curva con $\angle \text{CENTRAL} = 69,08^\circ$ y $R = 40,00 \text{ m}$. Su trazado en planta es el siguiente:



Para determinar la pendiente del radier del túnel consideraremos que el portal del túnel de acceso se ubicará a la cota 785,00 m (radier). La pendiente del túnel quedará determinada por la diferencia de cota entre el inicio del túnel $\phi 2,70$ (cota 798,00 m) y la cota de radier de la salida del túnel de acceso (cota 785,00 m) y la distancia entre ambos puntos.

La distancia entre el eje de la toma y el eje del pique de la zona de caída es:

$$\text{PIQUE TOMA A PIQUE CAIDA} = 135,00 + 554,60 - 2 \times 24,082 + 43,354 = 684,790 \text{ m}$$

La distancia entre el inicio del túnel $\phi 2,70 \text{ m}$ y el pique de la zona de caída:

$$\text{INICIO TUNEL } \phi 2,70 \text{ A PIQUE CAIDA} = 684,790 - 18,000 = 666,790 \text{ m}$$

Finalmente, la distancia entre el inicio del túnel $\phi 2,70 \text{ m}$ y el portal del túnel de acceso es:

$$\text{INICIO TUNEL } \phi 2,70 \text{ A PORTAL ACCESO} = 666,79 - 17,80 - 15,646 + 27,960 + 8,00 = 669,304 \text{ m}$$

y la pendiente del túnel será:

$$i = \frac{\Delta H}{L} = \frac{798,00 - 785,00}{669,304} = 1,9423 \%$$

A una distancia de 146,897 m aguas abajo del término de la curva $R = 40,00 \text{ m}$ del túnel de entrega existirá un tapón

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 5 de

PROYECTO

MATERIA

de hormigón que será atravesado por una tubería metálica que conducirá las aguas hacia la central. El inicio de este tapón coincidirá en planta aproximadamente con la intersección del eje del túnel de entrega con el eje de la presa (a su vez el eje de la presa coincide con la pantalla de inyecciones). Aguas abajo del plano de las inyecciones el túnel de entrega no funcionará en presión, sino que por su interior pasará una tubería que operará en presión.

El diámetro de la tubería en presión será el mismo que el adoptado para el embalse Puclaro: $D = 2,10 \text{ m}$. Igualmente, para la sección del túnel de entrega en la zona en que la tubería pasa libre por su interior, se adoptará el mismo diseño que en el embalse Puclaro. Ello debido a que por razones de montaje, mantención y reparación de la tubería y válvula mariposa se ha estimado necesario disponer el espacio suficiente para que un vehículo pueda circular por el interior del túnel, junto a la tubería.

La presión máxima que debe soportar la tubería se produce para un rechazo total de carga de la central hidroeléctrica, situación en que puede considerarse un golpe de ariete positivo de un 45%. Luego,

$$H_{\text{max}} = 1,45 H_{\text{ESTACION MAXIMO}} = 1,45 (\text{NIVEL MAXI EMBALSE} - \text{COTA EJE TUBERIA}) \\ \approx 1,45 (883,50 - 779,00) = 151,50 \text{ m. c. a.}$$

El espesor máximo requerido para resistir la presión interior puede calcularse como (sólo se considera la presión interior y no el esfuerzo por flexión):

$$e (\text{cm}) = \frac{p D}{2 (0,6 \sigma_{\text{FLUENCIA}})}$$

$$p = \text{presión interior máxima} = 151,5 \text{ m.c.a.} = 15,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$D = \text{diámetro} = 210 \text{ cm}$$

$0,6 \sigma_{\text{FL}}$ = fatiga admisible (se ha castigado en 0,6 la fatiga de fluencia, pues no se está considerando la flexión).

$$\text{Si } \sigma_{\text{FL}} = 2.500 \text{ kg/cm}^2, \text{ se obtiene } 0,6 \sigma_{\text{FL}} = 1500 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Resulta } e = 1,06 \text{ cm} = 10,6 \text{ mm. Se adoptará } e = 12 \text{ mm.}$$

Inmediatamente aguas abajo del tapón de hormigón desde el cual nace la tubería se instalarán una válvula mariposa, una ventosa y una entrada de hombre. Por el alto costo que tiene la válvula mariposa, se adoptará un diámetro de tubería de

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 6 de

PROYECTO

MATERIA

1,60 m ($v = 7,46$ m/s para $Q = 15$ m³/s) entre su inicio en la zona del tapón y la entrada de hombre. Si por algún motivo se llega a romper la tubería, la válvula mariposa deberá cerrarse contra escorbimento. Para ello se deberá contar con un sistema que permita telecomandar su accionamiento desde el exterior del túnel, es decir, desde la zona de casa de máquinas. Para evitar el colapso de la tubería en caso de cierre brusco de la válvula mariposa (pandeo por presión atmosférica) se ha dispuesto una ventosa. Este elemento también operará durante el llenado de la tubería, expulsando el aire que vaya siendo desplazado por el agua.

En el extremo de aguas abajo del túnel de entrega se diseñó un pique vertical que permitirá enlazar adecuadamente a las tuberías con las turbinas que alimentarán. En los extremos superior e inferior de este pique se han dispuesto curvas verticales con un radio $R = 3,15$ m. Aguas abajo de la curva inferior la tubería ϕ 2,10 m se bifurcará en dos tuberías. El diámetro de estas tuberías se calculará de tal forma que se conserve la velocidad de la tubería de mayor diámetro.

$$\phi = 2,10 \text{ m}$$

$$A = 3,464 \text{ m}^2$$

$$v = 4,331 \text{ m/s (para } Q = 15 \text{ m}^3/\text{s)}$$

luego, área tuberías de menor diámetro $= 3,464/2 = 1,732 \text{ m}^2$, de donde $\phi = 1,485$ m. Adoptaremos $\phi = 1,45$ m. Cada uno de los ramales de la bifurcación formará, en planta, un ángulo de 30° con el eje de esta pieza.

Aguas abajo de la bifurcación cada tubería tendrá una curva $\theta = 30^\circ$ y $R = 2,90$ m.

Respecto a los elementos de control del caudal extraído del embalse (válvulas de chorro hueco, turbinas u otros), se supondrán son los mismos que los del embalse Puclaro. Es decir, en esta etapa se supondrán que estos elementos están constituidos por dos turbinas Francis de las mismas dimensiones que las del embalse indicado. Por consiguiente, en todo lo que respecta a dimensiones de estos elementos no se variará respecto a los valores calculados en Puclaro. En consecuencia, se considerará:

- cota eje turbinas 2 m más baja que cota grada de salida del difusor. Si cota grada difusor $= 781,06$ m $\rightarrow$ cota eje difusor $= 779,06$ m
- dimensión casa de máquinas en planta 9,00 m de ancho $\times$ 24,00 m de largo. Edificio anexo de 9×9 m² de superficie en planta, de dos pisos.

Para calcular la energía producida por la central y

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 7 de

PROYECTO

MATERIA

la potencia que puede instalarse, se calcularán en detalle las pérdidas de carga (para calcular en buena forma las alturas netas de caída).

También se calcularán nuevamente los rangos de operación de la central. Veamos primeramente este aspecto. De acuerdo a lo indicado en el caso del embalse Puelaro, para que no se produzca cavitación debe cumplirse:

- para el nivel máximo de operación de las turbinas (cota 883,5 m en el embalse), $Q_{MINIMO} \geq 0,22 Q_{MAXIMO} = 0,22 \times 15 = 3,3 \text{ m}^3/\text{s}$. En nuestro caso, en que existirán 2 turbinas, $Q_{MINIMO} = 1,65 \text{ m}^3/\text{s}$.
- para el nivel mínimo de operación de las turbinas (caída no definida), $Q_{MINIMO} \geq 0,69 Q_{MAXIMO}$. Si existen 2 turbinas, el Q_{MINIMO} de cada una será $0,69 \times 15/2 = 5,2 \text{ m}^3/\text{s}$.

Al igual como existe una limitante para operar con caudales demandados pequeños, la altura de caída tampoco conviene que se aleje mucho de la de diseño. Llamando 100% a la altura de diseño, en general se recomienda que la altura neta de caída se encuentre en el rango 65% a 125%.

Adoptando como cota máxima normal de operación de la turbina el nivel 883,50 m y aceptando que la cota de descarga es de 782,0 m y que las pérdidas de carga máximas se pueden estimar como del orden de 7 m, se tiene la siguiente altura de caída máxima:

$$\text{altura de caída máxima} = 883,50 - 782,00 - 7,00 = 94,5 \text{ m}$$

luego, la altura de caída mínima aceptable sería del orden de

$\text{altura de caída mínima} = 94,5 \times 0,65 = 61,4 \text{ m}$, que corresponde aproximadamente a la cota 838,1 m en ¹²⁵ el embalse. Redondeando, supondremos que las turbinas no podrán operarse para niveles inferiores a la cota 835 m en el embalse. Cuando no se pueden operar las turbinas, ya sea por restricción de caudal o de altura de caída, deberá entregarse los caudales demandados a través del desagüe de fondo (o válvulas de chorro hueco en un diseño más avanzado).

A continuación se calculan las pérdidas de carga en las obras de entrega. Para ello se seguirán las recomendaciones dadas en las publicaciones que se citan en la memoria del embalse Puelaro.

XI.A.3.9.8

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 8 de

PROYECTO

MATERIA

Las pérdidas de carga, desde aguas arriba hacia aguas abajo, son las siguientes:

Torre de captación : $L = 3,173 \times 10^{-4} Q^2$ (idem Puelaro)

Transición ϕ a ϕ : $L = 1,692 \times 10^{-4} Q^2$ (" ")

Curva vertical ($R=3,75m$) : $L = 3,262 \times 10^{-4} Q^2$ (" ")

Zona concurra : $L = 2,039 \times 10^{-4} Q^2$ (" ")

Transición a túnel $\phi 2,70m$: $L = 1,223 \times 10^{-4} Q^2$ (" ")

Túnel $\phi 2,70m$; $L=284,86m$; $n=0,015$

$$J = 1,15898 \times 10^{-5} Q^4 \quad (" ")$$

$$JL = 3,3015 \times 10^{-3} Q^2$$

Entrada a tubería $\phi 1,60m$: $L = 1,529 \times 10^{-3} Q^2$ (" ")

Válvula mariposa : $L = 2,5215 \times 10^{-3} Q^2$ (" ")

Ventosa y entrada hombre : $L = 0,7564 \times 10^{-3} Q^2$ (" ")

Fractamientos tubería $\phi 1,60$: $L = 1,2187 \times 10^{-3} Q^2$ (" ")

Transición $\phi 1,60$ a $2,10$: $L = 1,8911 \times 10^{-3} Q^2$ (" ")

Fractamientos tubería $\phi 2,10m$; $L=370,5m$; $n=0,011$

$$J = 2,38095 \times 10^{-5} Q^4 \quad (" ")$$

$$JL = 8,8214 \times 10^{-3} Q^2$$

Codo 90° (con dor) : $L = 1,6994 \times 10^{-3} Q^2$ (" ")

Bifurcación (2 turbinas operando con igual caudal $= Q/2$)

$$L = 5,097 \times 10^{-4} Q^2 \quad (" ")$$

Curvas tuberías $\phi 1,45m$ (2 curvas de 30° en c/ tubería)

$$L = 6,075 \times 10^{-4} Q^2 \quad (" ")$$

Válvula mariposa $\phi 1,10m$: $L = 2,8218 \times 10^{-3} Q^2$ (" ")

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 9 de

PROYECTO

MATERIA

Pérdida salida difusores: $L = 5,6632 \times 10^{-7} Q^2$ (idem Puclaros)

Sumando, se obtiene: $L = 0,032464 Q^2$ (m)

Para $Q = 15 \text{ m}^3/\text{s}$; $L = 7,30 \text{ m}$

Para $Q = 7,5 \text{ m}^3/\text{s}$; $L = 1,83 \text{ m}$

Luego, la potencia que puede entregar la central queda dada por:

Si hay una sola turbina operando

$P = 8,2 Q H_N$ (KW), donde, B_c

$$H_N = Z_{\text{EMBALSE}} - \underbrace{(781,00 + 0,7005(Q/8)^{4,3})}_{B_{\text{descarga}}} - 0,032464 Q^2$$

$Q = \text{caudal turbinado}$

Si hay dos turbinas operando, el caudal de cada una de ellas será $Q/2$ y

$P = 8,2 \frac{Q}{2} H_N$ (KW), donde

$H_N = \text{misma expresión anterior}$

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 1^o de

PROYECTO

MATERIA

3 ENERGIA PRODUCIDA POR LA CENTRAL HIDROELECTRICA

Para los efectos de calcular la energía producida por la central hidroeléctrica se efectuó un estudio de simulación de la operación del embalse Algarrobal. Para ello se consideraron los caudales medios mensuales afluentes al embalse entre mayo de 1941 y abril de 1981 (los mismos 40 años de esta década considerados en el embalse Puchao). Se supuso que las demandas de riego a satisfacer desde el embalse son las siguientes (caudales medios mensuales):

MES	CAUDAL (m ³ /s)
mayo	3,2
junio	2,4
julio	3,0
agosto	3,1
septiembre	4,7
octubre	6,2
noviembre	5,2
diciembre	9,5
enero	12,9
febrero	10,9
marzo	8,9
abril	4,6

Se supuso que al inicio de la operación el embalse está vacío. Se consideró además la siguiente curva de embalse.

COTA (m)	VOLUMEN (millones m ³)
786	0,00
791	0,36
796	1,42
801	3,27
806	6,06
811	10,11
816	15,82
821	23,88
826	35,51
831	50,32
836	67,36
841	86,94
846	108,71
851	132,36
856	157,68
861	184,41
866	212,96
871	243,59
876	275,59

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 11 de

PROYECTO

MATERIA

COTA (m)

VOLUMEN (millones m³)

881

308,84

886

343,59

En la página siguiente se muestra la hidrología histórica (caudales afluentes, que se han supuesto iguales a los de Pucharo) utilizada en el proceso de simulación. Respecto a estos valores, cabe destacar que el año más húmedo de la estadística corresponde al año hidrológico 1941/42 y que el año más seco corresponde al período 1971/72.

En la página subsiguiente (pág 13) se muestran los primeros resultados del proceso de simulación y allí se refieren a los caudales afluentes del embalse. Estos caudales corresponden a la suma de los caudales entregados al sector riego más los descargados a través de las obras de evacuación. Cabe señalar que las obras de evacuación solo descargarán agua cuando el nivel del embalse supere la cota 883,50 m. En el listado de los caudales afluentes mensuales se han destacado los meses en que se produjeron fallas, es decir, no se pudo entregar el caudal demandado por los regantes, pues el embalse se encuentra vacío (se alcanza la cota 805,50 m, correspondiente al nivel mínimo normal de operación). En ese caso solo se entregará a los regantes el caudal afluente al embalse.

En la página 14 se muestran los niveles medios mensuales que alcanzó el embalse durante el período simulado. En ese cuadro también se destacaron los meses de falla.

Para los efectos de calcular la energía que se generaría en la central hidroeléctrica asociada a las obras de entrega del embalse, se analizaron diversas situaciones:

- UNA CENTRAL CON 2 UNIDADES GENERADORAS DE 5.100 KW CADA UNA. CAUDAL MÁXIMO POR UNIDAD = 6,5 m³/s.
- UNA CENTRAL CON 1 UNIDAD GENERADORA DE 5.100 KW. CAUDAL MÁXIMO UNIDAD = 6,5 m³/s.
- UNA CENTRAL CON 2 UNIDADES GENERADORAS DE 4.400 KW CADA UNA. CAUDAL MÁXIMO POR UNIDAD = 5,5 m³/s.

La operación simulada de la central hidroeléctrica se realizó considerando una serie de condicionantes. Ellas son las siguientes:

- Se aceptó que la central hidroeléctrica puede operar sólo en el siguiente rango de niveles en el embalse:

$$835,00 \text{ m} \leq Z_{\text{embalse}} \leq 884,50 \text{ m}$$

Si el nivel del embalse se encuentra fuera del rango indicado, los caudales demandados por los regantes deben entregarse.

CAUDALES AFLUENTES
MEDIOS MENSUALES (m³/s)

[illegible]

COTA MINIMA OPERACION (m) = 805.5

[illegible]

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 15 de

PROYECTO

MATERIA

se a través del desagüe de fondo (en una etapa más avanzada del diseño de las obras debe considerarse también la posibilidad de efectuar entregas a través de válvulas de chorro fijas (como fijos en realidad, o tipo Howell-Bunger) u otro elemento). Como se explicó anteriormente, esta limitante se impone para evitar la cavitación en las turbinas.

- Para evitar también la cavitación de las turbinas, se impone la condición de que el caudal mínimo que debe circular por la turbina queda dado por:

$$\text{PARA NIVEL } Z_{\text{MAX}} = 884,50 \text{ m}; Q_{\text{MIN}} = 0,22 Q_{\text{MAX}}$$

$$\text{PARA NIVEL } Z_{\text{MIN}} = 835,00 \text{ m}; Q_{\text{MIN}} = 0,69 Q_{\text{MAX}}$$

Entre ambos valores se aceptó una variación lineal del caudal mínimo con el nivel del embalse. Para los casos simulados Q_{MAX} es igual a 6,5 ó 5,5 m³/s.

Si el caudal que se debe entregar a los regantes es menor que Q_{MIN} , será necesario abrir el desagüe de fondo.

Desde el punto de vista hidráulico una turbina corresponde a un orificio de tamaño regulable. El caudal máximo (Q_{MAX}) que puede pasar a través de este orificio obviamente solo se puede alcanzar cuando el nivel del embalse es máximo. Para niveles de embalse distintos a Z_{MAX} , se ha supuesto que el caudal máximo que puede pasar a través de la turbina queda dado por una relación del tipo

$$Q = Q_{\text{MAX}} \frac{\sqrt{Z - Z_{\text{DESCARGA}}}}{\sqrt{Z_{\text{MAX}} - Z_{\text{DESCARGA}}}}$$

Si el caudal Q así calculado es menor que el necesario para satisfacer a los regantes, se generará el caudal Q (solo si Q cumple con $Q \geq Q_{\text{MIN}}$) y el resto debe entregarse a través del desagüe de fondo.

El no cumplimiento de una de las dos primeras condiciones enunciadas (Z dentro del rango $835 \leq Z \leq 884,50 \text{ m}$ y $Q \geq Q_{\text{MIN}}$) se traduce en que se debe detener la central hidroeléctrica y se debe efectuar la entrega de las aguas a través del desagüe de fondo.

La potencia entregada por la central se supuso constante durante todo el mes e igual a:

$$P = 8,2 Q H_N \text{ (KW), donde}$$

Q = caudal generado (constante durante todo el mes)

H_N = altura neta de caída correspondiente al caudal Q

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 16 de

PROYECTO

MATERIA

La energía mensual se calcula como:

$$E = \underset{\substack{\downarrow \\ \text{horas del} \\ \text{día}}}{24} \times \underset{\substack{\downarrow \\ \text{días del mes}}}{30} \times P / 10^6 \quad (\text{GWh})$$

La energía mensual se expresó en $\text{GWh} = 10^3 \text{ MWh} = 10^6 \text{ KWh} = 10^9 \text{ Wh}$

En las páginas 17, 18 y 19 se muestran las energías mensuales producidas por la central, los promedios mensuales y el promedio anual. La energía media anual producida en los distintos casos analizados es la siguiente:

			ENERGIA MEDIA ANUAL (GWh)
2 TURBINAS	5,1 MW c/u		37,43
1 TURBINA	5,1 MW		24,43
2 TURBINAS	4,3 MW c/u		35,21

En los cuadros indicados se han destacado los meses durante los cuales debe detenerse la central y abrirse el desagüe de fondo. No se destacan los meses durante los cuales, a pesar de estar operando la central, debe abrirse el desagüe de fondo, pues el caudal máximo que puede turbinar la central no alcanza para satisfacer las demandas de los regantes.

Analizando los resultados obtenidos puede concluirse que en un gran porcentaje de los meses debe abrirse el desagüe de fondo. Como esto no parece muy conveniente, en una etapa más avanzada del diseño de las obras deberá analizarse la posibilidad de instalar una(s) válvula(s) de entrega del tipo Howell-Bunger, o de adquirir turbinas que tengan un rodete de mayor tamaño, de tal forma que para niveles altos en el embalse se trabaje con aperturas parciales del distribuidor (o de los alabes) y que para niveles bajos se trabaje a plena apertura.

4. RENTABILIDAD DE LA CENTRAL HIDROELECTRICA

Para analizar la rentabilidad de la central hidroeléctrica se calculará el valor actualizado de los beneficios netos (VABN) y la tasa interna de retorno (TIR) de esta instalación. Sólo se analizará la solución que contempla dos grupos generadores de 5,1 MW cada uno.

El valor actualizado de los beneficios netos se puede calcular como:

$$\text{VABN} = \text{BBA} - \text{I} - \text{O}, \text{ donde}$$

BBA = Beneficio bruto actualizado

I = Inversión inicial

O = Gastos de operación y mantenimiento, actualizados

El cálculo del VABN se hará en US\$ equivalentes, al nivel de

XI.A.3.9.17

NIVEL MAXIMO (m) = 384.5
NIVEL MINIMO (m) = 335
NIVEL DESCARGA (m) = 781

NUMERO UNIDADES = 2
POTENCIA POR UNIDAD (KW) = 5100
CAUDAL MAX. UNIDAD (m3/s) = 6.5

ENERGIAS MENSUALES (GWH)

	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
9	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
21	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
22	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
23	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
24	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
26	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
27	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
28	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
29	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

ENERGIA MEDIA ANUAL = 37.43 (GWH)

NUMERO UNIDADES=2
POTENCIA POR UNIDAD (KW)=4300
CAUDAL MAX. UNIDAD (m3/s)=5.5

ENERGIAS MENSUALES
(GWH)

[illegible]

ENERGIA MEDIA ANUAL = 35.21 (GWH)

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 20 de

PROYECTO

MATERIA

precios existente al 1º de junio de 1985. Se trabajará con precios de mercado, con una tasa anual de actualización de un 10% y se supondrá una vida útil de las obras de 50 años.

Los beneficios brutos anuales provienen de la valorización de la energía anual producida por la central. Para ello se considerará que el precio de la energía puesta en la subestación Pan de Azúcar del Sistema Interconectado de la ENDESA es de 0,0528 US\$/KWh. Este valor corresponde al costo marginal promedio que tendría la energía en los años venideros en el modo antes indicado del Sistema Interconectado, en una tensión de 220 KV. Para un voltaje de 66 KV (tensión de transmisión de la energía producida por la central Algarrobal) el costo de la energía debería ser algo mayor. Sin embargo, se valorizará la energía a este precio, con lo que se estará por el lado de la seguridad. Además, el factor mencionado se compensará con el hecho de no haber cuantificado las pérdidas de la línea de transmisión de 66 KV. Luego, se tiene:

$$\text{Energía media anual} = 37,43 \times 10^6 \text{ KWh}$$

$$\text{Precio energía} = 0,0528 \text{ US$/KWh}$$

$$\text{Beneficios Brutos anuales} = 37,43 \times 10^6 \times 0,0528 = 1.976.304 \text{ US\$}$$

Dividiendo este valor por el factor de recuperación del capital correspondiente a $i=10\%$ y $n=50$ años, se tiene:

$$BBA = \frac{B.B. \text{ anuales}}{f.r.c.} = \frac{1.976.304}{0,100859} = 19.574.721 \text{ US\$}$$

La inversión inicial asociada a la central hidroeléctrica corresponde al costo marginal de las obras de entrega. Es decir, la inversión inicial que se considerará es la de las siguientes obras y equipos:

- casa de máquinas
- equipos de generación
- pátio de alta tensión
- línea de transmisión

A estos costos deberá restársele el costo de los equipos y obras de entrega de reemplazo, en caso de no existir la central hidroeléctrica.

Es decir, se supondrá que el costo de la torre de captación, túnel de entrega y tubería serán los mismos cualquiera sea el elemento de control de las obras de entrega. Además, el costo de las obras de la central deberá deducirse el costo

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 21 de

PROYECTO

MATERIA

de las obras a las que está reemplazando (válvulas del tipo Howell Bungar).

Para calcular el costo de la central se considerará, de acuerdo a la experiencia que se tiene de obras similares, que el costo del kW instalado para una central con una potencia total comprendida entre 5 y 10 MW es de 840 US\$/KW. Este costo incluye:

- edificio de casa de máquinas
- obra civil para de alta tensión
- válvulas manopora
- puente grúa
- equipos de generación
- equipos para de alta tensión
- montajes
- ingeniería de proyecto
- inspección y administración construcción
- gastos portuarios y fletes
- imprevistos
- gastos generales
- utilidades (empresa construcción)

En consecuencia, el costo de la central será:

$$\text{COSTO CENTRAL} = 10.200 \text{ kW} \times 840 \text{ US\$ / KW} = 8.568.000 \text{ US\$}$$

El costo de una línea de alta tensión, de 66 KV, puede estimarse en 78.000 US\$/Km (incluye los mismos ítemos generales antes indicados).

Luego, el costo de la línea de alta tensión entre la central hidroeléctrica y la ciudad de La Serena será:

Longitud línea 66 KV Emb. Algarrobal - La Serena: 58 Km

$$\text{COSTO LINEA} = 58 \text{ Km} \times 78.000 \text{ US\$ / Km} = 4.524.000 \text{ US\$}$$

A estos valores debe adicionarse el costo del edificio que albergaría las válvulas Howell Bungar y el costo de estos equipos y del sistema de control y fuerza. Se estima que el costo de estas instalaciones ascenderá a un millón de dólares.

Suponiendo que el período de construcción de las obras antes indicadas de la central hidroeléctrica es de 3 a 3,5 años (período de estudio y construcción de 4,5 a 5 años) y una tasa anual de interés de un 10%, se tiene que los gastos financieros (intereses durante la construcción) son de aproximadamente un 20%. Entonces,

$$I = (\text{COSTO CENTRAL} + \text{COSTO LINEA} + \text{COSTO SISTEMA VALVULAS DE ENTREGA}) + \text{GASTOS FINANCIEROS}$$

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja ..22..... de

PROYECTO

MATERIA

$$I = (8.568.000 + 4.524.000 - 1.000.000) \times 1,2 = 14.570.400 \text{ US\$}$$

Los gastos anuales de operación y mantenimiento de las obras de la central hidroeléctrica pueden estimarse, de acuerdo a la experiencia que se tiene de obras similares, en un 3 % de I.

$$\text{Gastos anuales de operación y mantenimiento} = 0,03 I = 435.312 \text{ US\$}$$

El valor actualizado de los gastos de operación y mantenimiento (O) puede obtenerse dividiendo el gasto anual por el factor de recuperación del capital:

$$O = \frac{0,03 I}{f.a.c.} = \frac{435.312}{0,100859} = 4.316.045 \text{ US\$}$$

$$\text{Luego, } VABN = BBA - I - O$$

$$VABN = 19.594.721 - 14.570.400 - 4.316.045 = 768.276 \text{ US\$}$$

Se observa que el VABN es apenas positivo, por lo cual se puede estar a decir que la inversión en la central hidroeléctrica tiene una rentabilidad baja (se invierten del orden de 13 millones de dólares en la central hidroeléctrica, la que después de operarla durante 50 años permite pagar la inversión inicial y dejar un remanente igual a 800.000 US\$).

Por otra parte, la tasa interna de retorno (TIR) corresponde a aquella tasa de interés que hace nulo el VABN. Es decir,

$$\text{Para } i = TIR, VABN = 0 = BBA - I - O$$

Si suponemos que el capital requerido para inversión de la central hidroeléctrica se obtiene de un préstamo bancario, con una tasa de interés anual de un 10%, los gastos financieros corresponderían a los anteriormente indicados (20%), los cuales no dependerían de la tasa de interés $i = TIR$. Luego

$$BBA = I + O$$

$$\frac{B.B. \text{ anuales}}{f.a.c.} - \frac{O \text{ anuales}}{f.a.c.} = I = 14.570.400$$

$$\frac{1.976.304}{f.a.c.} - \frac{435.312}{f.a.c.} = 14.570.400 \Rightarrow f.a.c. = \frac{(1+i)^n \cdot i}{(1+i)^n - 1} = 0,106199$$

$$\text{De donde } i = TIR = 10,55 \%$$

GUILLERMO NOGUERA Y ASOCIADOS
INGENIEROS CONSULTORES LTDA.

Calculado Fecha Hoja 23 de

PROYECTO

MATERIA

Este valor es solo ligeramente superior a la tasa de interés que se supuso existía en el mercado, lo cual confirma lo señalado en el sentido de que la inversión en una central hidroeléctrica en el subalbeo Algarrobal sería solo ligeramente atractiva.

Evidentemente en etapas posteriores del diseño se deberá determinar el tamaño óptimo para una central hidroeléctrica y para ese tamaño de las obras deberá calcularse con mayor detalle la rentabilidad de la inversión en obras de generación eléctrica.

ESTUDIO INTEGRAL DE RIEGO DEL VALLE DE ELQUI

CAPITULO XI - PROYECTO DE OBRAS CIVILES

SUBCAPITULO 3 - ANTEPROYECTO DE EMBALSES

ANEXO XI.A.3.10

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS PARA EMBALSES

1.- INTRODUCCION

Con base en la investigación hecha, fue posible constatar que los precios unitarios determinados para el Embalse Puclaro, cuyos análisis aparecen en el presente Anexo, son aplicables al Embalse Algarrobal, ya que tanto el diseño de las obras, la calidad de los materiales, su aprovechamiento y distancias de acarreo, son enteramente similares; para la elaboración del presupuesto de obras de ambos embalses se han adoptado los mismos precios estimados.

2.- COSTOS UNITARIOS BASICOS

A continuación se dan los costos horarios básicos de los jornales en US\$/h adoptados para los dos embalses, los cuales incluyen Leyes Sociales:

=====	
	Jornal/hora (US\$)
Capataz	1,42
Operador	1,58
Conductor	1,28
Perforista	0,95
Maestro	0,88
Ayudante	0,66
Obrero	0,60
=====	

En el cuadro que sigue se dan los precios de los principales materiales que se emplearían, al nivel de precios de Febrero de 1985.

	UN	VALOR (US\$)
Fletes (puesto en Puclaro)	kg	0,04
Tronita	kg	0,80
Tronex	kg	2,65
Cemento	bolsa	4,80
Plastiment	kg	0,87
Acero en Barras	kg	0,68
Alambre	kg	0,91
Madera pino cepillada	pulg	2,58
Clavos	kg	0,95
Aceite desmoldante	kg	1,33
Gasolina Cte. 81 oct.	lt	0,47
Gasolina Esp. 93 oct.	lt	0,49
Petróleo Diesel	lt	0,39

En el cuadro que se da a continuación aparecen los costos horarios de las maquinarias consideradas como utilizables en la construcción de los embalses; en este cuadro se ha resumido la información requerida para obtener el costo/hora de la adquisición, operación y mantención, a precios de Febrero de 1985.

EMBALSE PUCLARO. COSTO HORARIO POR POSESION Y OPERACION DE MAQUINARIAS

Máquinas	Pot.	Valor	Vida	Amort.	C+R+S	Des-	Com-	Lubr.	Ener	Neu-	TOTAL
		Puclaro	Esperada	IN/H	0,9 IN/H	gaste	bust.		Elec	mât.	
	(HP)	IN US\$	H (hrs)	US\$	US\$	US\$	US\$	US\$	US\$	US\$	US\$/Hora
Bulldozer CAT D4E	80	106.050	9.000	11,78	10,60	1,06	4,38	1,10	-	-	28,29
Bulldozer CAT D7G	200	299.091	10.000	29,91	26,92	2,69	10,96	2,74	-	-	73,22
Bulldozer CAT D8L	335	453.398	10.000	45,34	40,81	4,08	18,36	4,59	-	-	113,18
Bulldozer CAT D9L	460	616.787	10.000	61,68	55,51	5,55	25,21	6,30	-	-	154,25
Cargador CAT 910	65	81.150	9.000	9,02	8,11	0,81	3,56	0,89	-	0,24	22,63
Cargador CAT 980C	270	358.154	10.000	35,81	32,23	3,22	14,80	3,70	-	1,00	90,75
Cargador CAT 988B	375	510.917	10.000	51,09	45,98	4,60	20,55	5,14	-	1,37	128,73
Camión (K)HD 200-2	280	231.999	10.000	23,20	20,88	2,09	15,34	3,84	-	0,66	66,01
Camión (K)HD 465-2	679	562.050	10.000	56,21	50,58	5,06	37,21	9,30	-	1,60	159,96
Retroex.CAT 225	135	248.721	10.000	24,87	22,38	2,24	7,40	1,85	-	-	58,74
Retroex.CAT 235	195	451.868	10.000	45,19	40,67	4,07	10,69	2,67	-	-	103,29
Motoniv.CAT 16G	250	398.695	12.000	33,22	29,90	2,99	13,70	3,43	-	1,52	84,76
Compr.CAT D375	150	34.884	8.000	4,36	3,92	0,39	8,22	2,06	-	0,10	19,05
Compr.CAT D750	248	53.400	8.000	6,68	6,01	0,60	13,59	3,40	-	0,10	30,38
Perf. VCR-260	23	163.800	8.000	20,48	18,43	4,61	-	1,50	-	-	45,02
Draga Manitowoc	287	897.000	10.000	89,70	80,73	8,07	15,73	3,93	-	-	198,16
Grúa Cinta Rotec	230	734.000	12.000	61,17	55,05	5,5	12,88	3,87	-	0,80	139,27
Selec.Azteca III	205	343.200	10.000	34,32	30,89	3,09	11,23	2,81	-	0,20	82,54
Hidroculy de 6 m ³	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	8,67
P.Horm. Arbau 70T	125	192.216	8.000	24,03	21,62	2,16	6,85	0,69	-	-	55,35
B.Horm.BRA 1406E	120	78.273	5.000	15,65	14,09	2,82	6,58	1,65	-	-	40,79

Continuación Cuadro Costo Horario Maquinarias

Máquinas	Pot.	Valor	Vida	Amort.	C+R+S	Des-	Com-	Lubr.	Ener	Neu-	TOTAL
		Puclaro	Esperada	IN/H	0,9 IN/H	gaste	bust.		Elec	mât.	
	(HP)	IN US\$	H (hrs)	US\$	US\$	US\$	US\$	US\$	US\$	US\$	US\$/Hora
Bomba Camión BF 1405	240	314.737	5.000	62,95	56,65	5,67	13,15	3,29	-	1,0	142,71
Camión Dumcret 5 m ³	150	160.000	9.000	17,78	16,00	3,20	8,22	2,06	-	1,0	48,26
Rod.pata cabra 12Tn	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	21,60
Rod.RayGo 400A-9Tn	87	106.210	7.000	15,17	13,66	1,37	4,77	1,19	-	-	36,16
Rod.RayGo 304A-5Tn	70	71.500	6.000	11,92	10,72	1,07	3,84	0,96	-	-	28,51
Bomba Sumergible											
Flyght B-2125	11	5.500	4.000	1,38	1,24	0,25	-	-	0,90	-	3,77
Bomba Sumergible											
Flyght B-2151	27	9.100	4.000	2,28	2,05	0,41	-	-	2,00	-	6,74
Camión Cisterna 8Tn	120	99.400	9.000	11,04	9,94	1,00	6,60	1,65	-	0,4	30,63

3.- ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS EMBALSES

3.1 ESTUDIO DE PRECIOS FUNDAMENTALES DE LA PRESA

3.1.1 EXCAVACION DE LIMPIEZA Y ESCARPE

El escarpe de la zona de fundación del muro se realiza con las maquinarias siguientes:

- Un tractor Bulldozer tipo CAT D-8 que apila material
- Un cargador de rueda tipo CAT 988B
- Dos camiones HD 465-2 KOMATSU de 46 toneladas

Excavación :

En la zona de limpieza se considera un tractor Bulldozer tipo CAT D-8 o similar con las siguientes características de terreno:

- Rendimiento estimado : 350 m³/h
- Coeficiente de utilización de las máquinas : 0,70
- Tiempo de presencia por día : 10,0 h
- Tiempo de trabajo de las máquinas : 7,0 h

Mano de Obra:

1 capataz	* 10 h * 1,42 US\$/h	=	14,2 US\$
1 obrero	* 10 h * 0,60 "	=	6,0 "
1 operador bulldozer	* 10 h * 1,58 "	=	15,8 "
1 operador cargador	* 10 h * 1,58 "	=	15,8 "
			<u>51,80 US\$</u>

$$\frac{51,80 \text{ US$}}{7h * 350 \text{ m}^3/h} = 0,02 \text{ US$/m}^3$$

XI.A.3.10.2

Maquinaria :

$$\begin{array}{rcl}
 1 \text{ (Bulldozer tipo CAT D-8)} * 7 \text{ h} * 113,18 \text{ US\$/h} & = & 792,26 \text{ US\$} \\
 1 \text{ (Cargador tipo CAT 988 B)} * 7 \text{ h} * 128,73 & " & = \underline{901,11 \text{ "}} \\
 & & 1.693,37 \text{ US\$}
 \end{array}$$

$$\frac{1.693,37 \text{ US\$}}{7 \text{ h} * 350 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,69 \text{ US\$/m}^3$$

Excavación :

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Mano de Obra} & : & 0,02 \text{ US\$/m}^3 \\
 \text{Maquinaria} & : & \underline{0,69 \text{ "}} \\
 \text{Total} & : & \underline{0,71 \text{ US\$/m}^3}
 \end{array}$$

Transporte :

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Distancia estimada} & : & 1,0 \text{ km} \\
 \text{Camion Komatsu HD 465-2} & : & 46 \text{ ton} \\
 \text{Capacidad media estimada} & : & 32 \text{ m}^3/\text{s} \\
 \text{Velocidad media cargado} & : & 25 \text{ km/h} \\
 \text{Velocidad media descargado} & : & 30 \text{ km/h} \\
 \text{Ciclo camión :} & & \\
 \quad \text{carga} & 4 & \text{ minutos} \\
 \quad \text{transporte} & 4,4 & " \\
 \quad \text{descarga} & 1 & " \\
 \quad \text{colocación} & \underline{1} & " \\
 & & 10,4 \text{ minutos}
 \end{array}$$

Se adopta 11 minutos.

XI.A.3.10.3

Cada camión hace 5,5 viajes por hora, o sea :

$$32 \text{ m}^3 * 5,5 = 176 (\text{m}^3/\text{hora})$$

Como el rendimiento del tajo es 350 m³/h se requieren dos camiones.

Mano de Obra :

$$2 \text{ conductores} * 10 \text{ h} * 1,28 \text{ US\$/h} = 25,6 \text{ US\$}$$

$$\frac{25,6 \text{ US\$}}{7\text{h} * 350 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,01 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria :

$$2 (\text{camiones HD 465-2}) * 7\text{h} * 159,96 \text{ US\$/h} = 2.239,44 \text{ US\$}$$

$$\frac{2.239,44 \text{ US\$}}{7\text{h} * 350 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,91 \text{ US\$/m}^3$$

Trasporte :

Mano de Obra	:	0,01 US\\$/m ³
Maquinaria	:	0,91 "
Total	:	0,92 US\\$/m³

Extendido en Botadero :

Mano de Obra :

$$1 (\text{operador bulldozer}) * 10\text{h} * 1,58 \text{ US\$/h} = 15,8 \text{ US\$}$$

$$\frac{15,8 \text{ US\$}}{7\text{h} * 350 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,01 \text{ US\$/m}^3$$

XI.A.3.10.4

Maquinaria:

$$1 \text{ (bulldozer CAT D-81)} * 7h * 113,18 \text{ US\$/h} = 792,26 \text{ US\$}$$

$$\frac{792,26 \text{ US\$}}{7h * 350 \text{ m}^3/h} = 0,32 \text{ US\$/m}^3$$

Botadero :

Mano de Obra	:	0,01 US\\$/m ³
Maquinaria	:	0,32 "
Total	:	0,33 US\\$/m³

Resumen del Item 3.1.1 Excavación de Limpieza y Escarpe

- Excavación	:	0,71 US\\$/m ³
- Transporte	:	0,92 "
- Botadero	:	0,33 "
		1,96 US\\$/m ³
40% GG.Util. e		
Imprevistos	:	0,78 "
TOTAL	:	2,74 US\\$/m³

3.1.2 EXCAVACION EN MATERIAL COMUN

Un 70% de la medición se excava con el mismo equipo del item 3.1.1 y el 30% restante con retroexcavadora tipo CAT 235, en las zonas de difícil acceso para el bulldozer.

Excavación con Tractor y Cargadora

Equipo :

- Para la excavación
 - 1 bulldozer tipo CAT D-8
 - 1 cargador tipo CAT 988 B
- Para el transporte
 - camiones tipo HD 465-2
- Para la conservación de caminos
 - 0,5 motoniveladora CAT 16-G
 - 0,5 camión cisterna regador
- En botadero
 - 1 tractor tipo CAT D-8

Rendimiento del equipo : $250 \text{ m}^3/\text{h}$

Coeficiente de utilización : 0,70

Excavación :

Mano de Obra:

1 capataz	* 10h * 1,42 US\$/h =	14,2 US\$
1 peón	* 10h * 0,60 " =	6,0 "
1 operador bulldozer	* 10h * 1,58 " =	15,8 "
1 operador cargador	* 10h * 1,58 " =	15,8 "
		<u>51,80 US\$</u>

$$\frac{51,80 \text{ US\$}}{7h * 250 \text{ m}^3/h} = 0,03 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria :

1 (bulldozer CAT D-8) * 7h * 113,18 US\$/h =	792,26 US\$
1 (Cargador CAT 988-B) * 7h * 128,73 " =	901,11 "
	<u>1.693,37 US\$</u>

$$\frac{1.693,37 \text{ US\$}}{7h * 250 \text{ m}^3/h} = 0,97 \text{ US\$/m}^3$$

Excavación :

Mano de Obra	: 0,03 US\$/m ³
Maquinaria	: 0,97 US\$/m ³
Total	: 1,00 US\$/m³

Transporte :

Distancia media estimada	: 1 km
Velocidad media cargado	: 25 km/h
Velocidad media descargada	: 30 km/h

XI.A.3.10.7

Capacidad media camión : 26 m³
 Komatsu HD 465-2 : 46 ton

Ciclo camión : carga 5,0 min
 transporte 4,4 min
 descarga 1,0 min
 colocación 1,0 min
 11,4 min

Se adopta 12 minutos por viaje.

Cada camión hace 60/12 = 5 viajes/hora

Producción de un camión: 5 * 26 = 130 m³/h

En consecuencia se necesitan dos camiones tipo Komatsu HD 465-2.

Mano de Obra:

2(conductores) * 10h * 1,28 US\$/h = 25,60 US\$

$$\frac{25,60 \text{ US\$}}{7h * 250 \text{ m}^3/h} = 0,01 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria :

2 (camiones HD 465-2) * 7h * 159,96 US\$/h = 2.239,44 US\$

$$\frac{2.239,44 \text{ US\$}}{7h * 250 \text{ m}^3/h} = 1,28 \text{ US\$/m}^3$$

Trasporte:

Mano de Obra	:	0,01 US\$/m ³
Maquinaria	:	1,28 "
Total	:	1,29 US\$/m³

Conservación de Caminos

Mano de Obra:

1 (motonivelador) * 5h * 1,58 US\$/h =	7,90 US\$
1 (conductor) * 5h * 1,28 " =	6,40 "
1 (peón) * 5h * 0,60 " =	3,00 "
	<u>17,30 US\$</u>

$$\frac{17,30 \text{ US\$}}{7h * 250 \text{ m}^3/h} = 0,01 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria:

1 (motoniveladora CAT 16-G) * 3,5h * 84,76 US\$/h =	296,66 US\$
1 (camión cisterna) * 3,5 h * 30,63 " =	107,21 "
	<u>403,87 US\$</u>

$$\frac{403,87 \text{ US\$}}{7h * 250 \text{ m}^3/h} = 0,23 \text{ US\$/m}^3$$

Conservación de Caminos:

Mano de Obra :	0,01 US\$/m ³
Maquinaria :	<u>0,23 US\$/m³</u>
Total :	0,24 US\$/m³

Extendido en Botadero :

Mano de Obra :

1 operador bulldozer * 10h * 1,58 US\$/h =	15,8 US\$
--	-----------

$$\frac{15,8 \text{ US\$}}{7h * 250 \text{ m}^3/h} = 0,01 \text{ US\$/m}^3$$

XI.A.3.10.9

Maquinaria:

1 tractor CAT D-8 * 7h * 113,18 US\$/h = 792,26 US\$

$$\frac{792,26 \text{ US\$}}{7h * 250 \text{ m}^3/h} = 0,45 \text{ US\$/m}^3$$

Botadero :

Mano de Obra	:	0,01 US\$/m ³
Maquinaria	:	0,45 "
Total	:	0,46 US\$/m³

Resumen Excavación con Bulldozer y Cargador

Excavación	1,00 US\$/m ³
Transporte	1,29 US\$/m ³
Conservación de Caminos	0,24 US\$/m ³
Botadero	0,46 US\$/m ³
TOTAL	2,99 US\$/m³

Excavación con Retroexcavadora

Equipo :

- 1 retroexcavadora CAT 235
- Camiones Komatsu HD 465-2
- El costo de conservación de caminos y de botadero se mantiene igual que con la alternativa de bulldozer y cargador.
- Rendimiento : 130 m³/hora
- Coeficiente de utilización : 0,7, o sea 7 horas de trabajo en día de 10 horas.

Excavación:

Mano de Obra :

1 capataz	* 10h * 1,42 US\$/h	= 14,20 US\$
1 peón	* 10h * 0,60 US\$/h	= 6,00 US\$
1 op.retroexcav.	* 10h * 1,58 US\$/h	= <u>15,80 US\$</u>
		36,00 US\$

$$\frac{36,00 \text{ US\$}}{7h * 130 \text{ m}^3/h} = 0,04 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria :

$$1 \text{ (retroexcavadora CAT 235)} * 7h * 103,29 \text{ US\$/h} = 723,03 \text{ US\$}$$

$$\frac{723,03 \text{ US\$}}{7h * 130 \text{ m}^3/h} = 0,79 \text{ US\$/m}^3$$

Excavación :

Mano de Obra	:	0,04 US\$/m ³
Maquinaria	:	<u>0,79 US\$/m³</u>
Total	:	0,83 US\$/m ³

Transporte :

Ciclo-camión :	carga	6,0 min
	transporte	4,4 min
	descarga	1,0 min
	colocación	<u>1,0 min</u>
		12,4 min

$$\text{Cada camión hace } 60/12,4 = 4,8 \text{ ciclos/hora}$$

Producción de un camión : $4,8 * 26 = 125 \text{ m}^3/\text{h}$

Se necesita 1 camión

Mano de Obra :

1 conductor * 10h * 1,28 US\$/hora = 12,8 US\$

$$\frac{12,8 \text{ US\$}}{7\text{h} * 130 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,01 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria:

1 (camión HD 465-2) * 7h * 159,96 US\$/h = 1.119,7 US\$

$$\frac{1.119,7 \text{ US\$}}{7\text{h} * 130 \text{ m}^3/\text{h}} = 1,23 \text{ US\$/m}^3$$

Transporte:

Mano de Obra	:	$0,01 \text{ US\$/m}^3$
Maquinaria	:	$1,23 \text{ US\$/m}^3$
Total	:	$1,24 \text{ US\\$/m}^3$

Resumen Excavación con Retroexcavadora

Excavación	$0,83 \text{ US\$/m}^3$
Transporte	$1,24 \text{ US\$/m}^3$
Conservación Caminos	$0,24 \text{ US\$/m}^3$
Botadero	$0,46 \text{ US\$/m}^3$
TOTAL	$2,77 \text{ US\\$/m}^3$

XI.A.3.10.12

Costo promedio de excavación :

70% con bulldozer y cargador	$0,7 * 2,99 =$	$2,09 \text{ US\$/m}^3$
30% con retroexcavadora	$0,3 * 2,77 =$	$0,83 \text{ "}$
Costo directo		$2,92 \text{ US\$/m}^3$
40% G.G., Util. e Imprevistos		$1,17 \text{ "}$
COSTO TOTAL		$4,09 \text{ US\\$/m}^3$

3.1.3 EXCAVACION EN ROCA

Perforación y Voladura

La perforación se hace con carro tipo Perforadora VCR-260 o similar, alimentado por un compresor de 750 pies cúbicos por minuto.

El equipo de perforación y voladura lo forman:

- 1 capataz
- 1 perforista
- 1 ayudante
- 1 artillero

Perforación específica estimada	:	0,30 ml/m ³
Rendimiento perforación	:	10 ml/h.t
Coeficiente utilización	:	0,70
Carga específica	:	0,05 kg/m ³ tronex
		0,45 kg/m ³ tronita

El costo de la perforación y voladura será:

Mano de Obra :

1 capataz	*	10h	*	1,42 US\$/h	=	14,20 US\$
1 perforista	*	10h	*	0,95 "	=	9,50 "
1 artillero	*	10h	*	0,95 "	=	9,50 "
1 ayudante	*	10h	*	0,66 "	=	6,60 "
						39,80 US\$

$$10h * 0,7 * 10 \text{ ml/h} = 70 \text{ ml/día}$$

$$\frac{70 \text{ ml/día}}{0,30 \text{ ml/m}^3} = 233 \text{ m}^3/\text{día}$$

XI.A.3.10.14

Mano de Obra

$$\frac{39,80 \text{ US$/día}}{233 \text{ m}^3/\text{día}} = 0,17 \text{ US$/m}^3$$

Maquinaria :

1 carro perforador VCR-260	* 7h	* 45,02 US\$/h	=	315,14 US\$
1 compresor 750 c.p.m.	* 7h	* 30,38 "	=	<u>212,66 "</u>
				527,80 US\$

$$\frac{527,80 \text{ US$}}{233 \text{ m}^3} = 2,27 \text{ US$/m}^3$$

Materiales :

Tronex	0,05 kg/m ³	* 2,55 US\$/kg	=	0,13
Tronita	0,45 "	* 0,80 "	=	0,36
Guía de detonante, guía de				
fuego y fulminantes			=	0,70 US\$/m ³
Material de perforación			=	0,30 "
Almacenamiento explosivos			=	<u>0,10 "</u>
				1,10 US\$/m ³

Perforación y Voladura :

Mano de Obra	:	0,17 US\$/m ³
Maquinaria	:	2,27 "
Materiales	:	<u>1,10 "</u>
Total	:	3,54 US\$/m ³

Carga y Transporte

En vista que son residuos rocosos la carga y transporte de los materiales volados se hace con el mismo equipo de bulldozer y cargador de los precios anteriores y con camiones de tipo HD 200-2 de 20 toneladas. Para la conservación de caminos y de extendido en botadero, se consideran los mismos costos anteriores.

Apilado y Carga

Rendimiento del equipo : $100 \text{ m}^3/\text{h.t}$ (en banco)

Coefficiente de utilización : 0,7

Mano de Obra:

1 capataz	* 10h * 1,42 US\$/h	= 14,2 US\$
1 obrero	* 10h * 0,60 "	= 6,0 "
1 op.bulldozer	* 10h * 1,58 "	= 15,8 "
1 op.cargador	* 10h * 1,58 "	= 15,8 "
		<u>51,8 US\$</u>

$$\frac{51,8 \text{ US\$}}{7\text{h} * 100 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,07 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria:

1 bulldozer D-7	* 7h * 73,22 US\$/h	= 512,54 US\$
1 cargador CAT 980C	* 7h * 90,76 "	= 635,32 "
		<u>1.147,86 US\$</u>

$$\frac{1.147,86 \text{ US\$}}{7\text{h} * 100 \text{ m}^3/\text{h}} = 1,64 \text{ US\$/m}^3$$

Apilado y Carga:

Mano de Obra	:	0,07 US\$/m ³
Maquinaria	:	<u>1,64 US\$/m³</u>
Total	:	1,71 US\$/m³

Transporte

Distancia media considerada	:	1 km
Capacidad de un camión HD 200-2; Komatsu; 7,5 m ³ y 20 ton		
Velocidad media cargado	:	25 km/h
Velocidad media descargado	:	30 km/h
Capacidad volumen en roca	:	7,5 m ³
Capacidad en peso	:	20 ton
Similarmente el ciclo-camión	:	12 minutos
Viajes por hora	:	5 viajes/hora
Producción de 1 camión	:	35 m ³

Se necesitan 3 camiones

Mano de Obra:

$$3 \text{ conductores} * 10h * 1,28 \text{ US\$/h} = 38,4 \text{ US\$}$$

$$\frac{38,4 \text{ US\$}}{7h * 100 \text{ m}^3/h} = 0,05 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria :

$$3 \text{ camiones} * 7h * 66,01 \text{ US\$} = 1.386,21 \text{ US\$}$$

$$\frac{1.386,21 \text{ US\$}}{7h * 100 \text{ m}^3/h} = 1,98 \text{ US\$/m}^3$$

Transporte :

Mano de Obra	:	0,05 US\$/m ³
Maquinaria	:	<u>1,98 US\$/m³</u>
Total	:	2,03 US\$/m³

Resumen Excavación en Roca. (rubro 3.1.3)

Perforación y Voladura	:	3,54 US\$/m ³
Apilado y Carga	:	1,71 "
Transporte	:	2,03 "
Conservación Caminos	:	0,24 "
Botadero	:	<u>0,46 "</u>
Sub-total	:	7,98 US\$/m ³
40% GG.,Util. e Imprevistos	:	<u>3,19 "</u>
TOTAL	:	11,17 US\$/m³

3.1.4 RELLENOS EN CUERPO DE PRESA

Material		P r e s a P r i n c i p a l			
Zona	N°	Distancia	Vol. Util	Vol. Escarpe	Tamaño
		km	m ³	m ³	Máximo
1	Gualiguaica	5,5	1.201.305	111.000	5"
2	Lecho Río	1,5	638.980	55.000	3"
3	Lecho Río	1,5	152.432	14.000	N°4
4	Lecho Río	1,5	7.242.621	500.000	24"
5	Lecho Río	1,5	225.040	20.000	
6	Vertedero	1,0	72.746	7.000	
7	Lecho Río	1,5	3.330	300	N°4
TOTAL		-	9.536.454	700.300	

En todos los casos se considera la distancia de transporte del material de escarpe hasta 1km.

El coeficiente de utilización global es 0,7 para estas faenas.

3.1.4.1 Relleno Impermeable Zona 1

Se incluye aquí el escarpe, la excavación del material útil, el extendido y la compactación.

$$\text{Coef. esponjamiento} = \frac{\text{volumen compactado}}{\text{volumen préstamo}} = 0,95$$

Escarpe :

Esta unidad es análoga al escarpe en presas, con la diferencia de que el transporte es del orden de 1km.

En consecuencia se conserva el precio unitario de excavación de limpieza y escarpe justificado en el ítem 3.1.1 y el costo de conservación de caminos de acuerdo al siguiente detalle:

Resumen de Escarpe :

Excavación	: 0,71 US\$/m ³
Transporte	: 0,92 "
Botadero	: 0,33 "
Conservación de Caminos:	<u>0,24 "</u>
	2,20 US\$/m ³

$$2,20 \text{ US$/m}^3 * \frac{111.000}{1.201.305} = 0,20 \text{ US$/m}^3 \text{ (en presa)}$$

Excavación Material de Relleno

Equipo :

1 bulldozer tipo D-8

1 cargador tipo CAT 988 B

Rendimiento : 200 m³/hora

Coefficiente utilización : 0,7

XI.A.3.10.20

Mano de Obra:

1 capataz	* 10h * 1,42 US\$/hora	= 14,20 US\$
1 obrero	* 10h * 0,60 "	= 6,00 "
1 op.bulldozer	* 10h * 1,58 "	= 15,80 "
1 op. cargador	* 10h * 1,58 "	= 15,80 "
		<u>51,80 US\$</u>

$$\frac{51,80 \text{ US\$}}{7 * 200 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,04 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria:

1 bulldozer D-8	* 7h * 113,18 US\$/h	= 792,26 US\$
1 cargador CAT 988B	* 7h * 128,73 "	= 901,11 "
		<u>1.693,37 US\$</u>

$$\frac{1.693,37 \text{ US\$}}{7\text{h} * 200 \text{ m}^3/\text{h}} = 1,21 \text{ US\$/m}^3$$

Resumen de Excavación :

Mano de Obra	: 0,04 US\$/m ³
Maquinaria	: <u>1,21 US\$/m³</u>
Total	: 1,25 US\$/m³

$$\frac{1,25 \text{ US\$/m}^3}{0,95} = 1,32 \text{ US\$/m}^3 \text{ (en presa)}$$

Transporte :

Camiones HD 465-2. Capacidad 25 m^3 s/préstamo

Distancia : 5,5 km

Velocidad cargado : 25 km/h

Velocidad vacío : 30 km/h

Ciclo camión :	carga	4 min
	transporte	24 min
	descarga	1 min
	colocación	<u>1 min</u>
		30 min

Producción por camión : $60/30 * 25 \text{ m}^3 = 50 \text{ m}^3/\text{h}$

Se necesitan 4 camiones.

Mano de Obra:

4 conductores * 10h * 1,28 US\$/h = 51,20 US\$

$$\frac{51,20 \text{ US\$}}{7\text{h} * 200 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,04 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria:

4 camiones HD 465-2 * 7h * 159,96 US\$/h = 4.478,88 US\$

$$\frac{4.478,88 \text{ US\$}}{7\text{h} * 200 \text{ m}^3/\text{h}} = 3,20 \text{ US\$/m}^3$$

Transporte :

Mano de Obra	:	0,04 US\$/m ³
Maquinaria	:	<u>3,20 "</u>
Total	:	3,24 US\$/m ³

$$\frac{3,24 \text{ US$/m}^3}{0,95} = 3,41 \text{ US$/m}^3 \text{ (en presa)}$$

Extendido y Compactación

Equipo :

1 bulldozer CAT D-8 en extendido

1 bulldozer CAT D-7 + rodillo pata de cabra en compactación

1 camión cisterna para riego

Rendimiento : $200 * 0,95 = 190 \text{ m}^3/\text{h.t}$ (en presa)

Capacidad de compactación de 1 D-7 + rodillo:

Velocidad : 4 km/h

Ancho rodillo : 2,5 m

Solape : 40 cm

Ancho efectivo : 2,1 m

N° pasadas : 6 compactación + 2 regularización

$$\frac{4.000 * 2,10 * 0,20 \text{ m}}{8} = 210 \text{ m}^3/\text{h.t}$$

Hay una reserva del 32% o lo que es lo mismo, se pueden dar hasta:

$$210/142,8 * 8 = 12 \text{ pasadas}$$

o sea, 10 de compactación + 2 de regulación.

XI.A.3.10.23

Mano de Obra:

1 op. bulldozer	* 10h * 1,58 US\$/h	= 15,80 US\$
1 op. bulldozer+rodillo	* 10h * 1,58 "	= 15,80 "
1 conductor	* 10h * 1,28 "	= 12,80 "
1 obrero	* 10h * 0,60 "	= 6,00 "
		<u>50,40 US\$</u>

$$\frac{50,40 \text{ US\$}}{7h * 142,8 \text{ m}^3/h} = 0,05 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria:

1 bulldozer CAT D-8	* 7h * 113,18 US\$/h	= 792,26 US\$
1 bulldozer CAT D-7	* 7h * 73,22 "	= 512,54 "
1 rodillo pata de cabra 12 Tn	* 7h * 21,60 "	= 151,20 "
1 camión cisterna	* 7h * 30,63 "	= 214,41 "
		<u>1.670,41 US\$</u>

$$\frac{1.670,41 \text{ US\$}}{7h * 142,8 \text{ m}^3/h} = 1,67 \text{ US\$/m}^3$$

Extendido y Compactación :

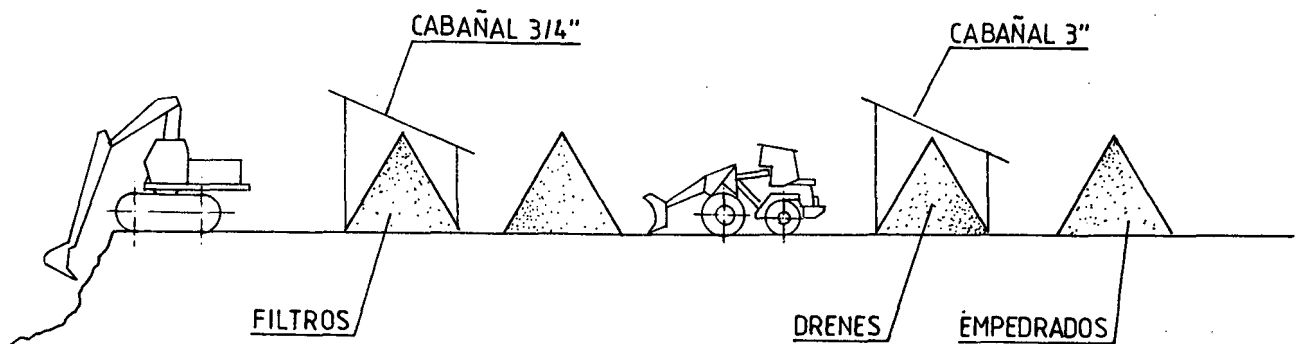
Mano de Obra	: 0,05 US\$/m ³
Maquinaria	: <u>1,67 US\$/m³</u>
Total	: 1,72 US\$/m ³

Resumen Relleno Impermeable en Zona 1. (rubro 3.1.4.1)

Escarpe	0,20 US\$/m ³
Excavación	1,32 "
Transporte	3,41 "
Extendido y Compactación	1,72 "
Conservación Caminos	0,24 "
	<u>6,89 US\$/m³</u>
40% GG., Util. e Imprev.	2,76 "
TOTAL	<u>9,65 US\$/m³</u>

3.1.4.2 Obtención Filtros, Drenes y Empedrado

Esquema del Proceso



Volúmenes necesarios totales:

N°	Nombre	Relleno	Coef.Espon-	Excavación	Tamaño
Relleno	Relleno	m ³	jamiento	m ³	Máximo
3	Filtro y				
	Colchón	155.761	1,05	148.344	3/16"
2	Drenes	638.980	1,10	580.891	3,0"
5	Empedrado	225.040	1,15	195.687	
				924.922	

XI.A.3.10.26

Proporciones necesarias y existentes en zona de empréstito :

	Necesidades	Préstamo
	%	%
Filtros y Colchón	16	26
Drenes	63	44
Empedrado	21	30

Volumen mínimo a procesar para filtros:

$$148.344/0,26 = 570.554 \text{ m}^3$$

Volumen mínimo a procesar para empedrado:

$$195.687/0,30 = 652.290 \text{ m}^3$$

El proceso de explotación será :

Los primeros 570.553 m^3 a procesar se cribarán por 3/16", con lo se obtendrán los 148.344 de material para filtros y colchón, y un volumen de tamaños mayores de 3/16" igual a 422.210 m^3 .

Esta cantidad de 422.209 m^3 se cribará por malla de 3", con lo que se obtendrá 251.044 m^3 de material para drenes y 171.166 m^3 aptos para empedrados pero sin utilizar por el momento.

Similarmente para empedrados se necesita procesar teóricamente 652.290 m^3 , lo cual proporcionará los 195.687 m^3 que se necesitan, con el cribaje de 3", si se criba el resto de 456.603 por criba de 3/16" se obtendrán otros 287.008 m^3 para drenes y sobrarían 169.595 m^3 de material para filtro y colchón sin utilizar.

XI.A.3.10.27

Por otro lado, como se necesita procesar 1.320.207 m³ en total y se han tratado 570.553 y 652.290 m³, faltarán 97.363 m³ para completar la cantidad de material para drenes. Esta cantidad después de cribarla para 3/16" y 3" se distribuyen en tres cantidades que servirán para : filtros y colchón; drenes y empedrados y estas cantidades serán: 25.314; 42.839 y 29.909 m³, respectivamente. Sólo se utilizan los 42.839 m³ destinados exclusivamente a drenes.

Al final queda un exceso de 196.480 m³ y 198.804 m³ respectivamente, para eventuales empedrados y filtros que se destinarán a otros rellenos del muro.

El costo a cargar a cada faena se detalla en el cuadro siguiente:

Tipo	Excav.	Cribado	Transporte	Cribado	Relleno	Material
Relleno	Retroexc.	3/16"	Cargadora	3"		Sobrante
	m ³		m ³		m ³	m ³
Filtros y						
Colchón	570.554	570.554	-	-	148.344	198.804
Drenes	97.363	524.757	709.218	519.573	580.891	-
Empedra-						
dos	652.290	-	-	652.290	195.687	196.480
	1.320.207				924.922	395.284

3.1.4.2.1 Relleno para Filtro y Colchón Amortiguador para Zonas 3 y 7.

Esta unidad incluye el escarpe de préstamo, la excavación del material necesario, el cribado por 3/16", el transporte del material útil a presa, el extendido y la compactación.

$$\text{Coeficiente Esponjamiento} = \frac{\text{volumen compactado}}{\text{volumen préstamo}} = 1,05$$

Escarpe:

El escarpe se hace con bulldozer y cargador transportando a 1,5 km el material que asciende a 152.432 m³ para el filtro y 3.330 m³ para el colchón compresible que sirve de empalme en la pared moldeada y el muro de tierra.

El costo del escarpe se considera igual al obtenido para el relleno impermeable de Zona 1.

$$2,20 \text{ US\$/m}^3$$

$$\text{Zona 3} \quad 2,20 \text{ US\$/m}^3 * \frac{14.000}{152.432} = 0,20 \text{ US\$/m}^3 \text{ (en presa)}$$

$$\text{Zona 7} \quad 2,20 \text{ US\$/m}^3 * \frac{300}{3.330} = 0,20 \text{ US\$/m}^3 \text{ (en presa)}$$

Excavación y Cribado

La excavación se hace con retroexcavadora tipo CAT 235 que coloca el material sobre la criba portátil de 3/16". El material inferior a 3/16" se carga después con cargador tipo CAT 980 C sobre camiones del tipo HD 200-2 de 20 ton para su transporte a presa.

Equipo de excavación y cribado:

1 retroexcavadora CAT 235

1 criba portátil de 3/16"

Rendimiento : $160 \text{ m}^3/\text{h.t}$ (sobre perfil)

Coef.utilización: 0,7 (esta faena se puede independizar).

Volumen a excavar:

$$\frac{155.761 \text{ m}^3}{1,05 * 0,26} = 570.553 \text{ m}^3$$

Mano de Obra:

1 capataz	* 10h * 1,42 US\$/h	= 14,2 US\$
1 op. retroexc.	* 10h * 1,58 "	= 15,8 "
1 obrero	* 10h * 0,60 "	= 6,0 "
		<u>36,0 US\$</u>

$$\frac{36,0 \text{ US\$}}{7\text{h} * 160 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,03 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria:

1 retroexcavadora CAT 235	* 7h * 103,29 US\$/h	= 723,03 US\$
criba 3/16"	* 7h * $160 \text{ m}^3/\text{h}$ * 0,10 US\$/m ³	= 112,00 "
		<u>835,03 US\$</u>

$$\frac{835,03 \text{ US\$}}{7\text{h} * 160 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,75 \text{ US\$/m}^3$$

Excavación y Cribado:

Mano de Obra	: 0,03 US\$/m ³
Maquinaria	: 0,75 "
Total	: <u>0,78 US\$/m³</u>

$$0,78 \text{ US\$/m}^3 * \frac{570.553}{155.761} = 2,86 \text{ US\$/m}^3$$

Carga:

Equipo:

1 cargador tipo CAT 980 C

Rendimiento : $160 \text{ m}^3/\text{h}$

Coef.utilización: 0,7 (depende de las faenas de la presa)

Mano de Obra:

1 op.cargador * 10h * 1,58 US\$/h = 15,80 US\$

1 obrero * 10h * 0,60 " = 6,00 "
21,80 US\$

$$\frac{21,80 \text{ US\$}}{7\text{h} \times 160 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,02 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria:

1 cargador CAT 980 C * 7h * 90,76 US\$/h = 635,32

$$\frac{635,32 \text{ US\$}}{7\text{h} \times 160 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,57 \text{ US\$/m}^3$$

Carga:

Mano de Obra	:	$0,02 \text{ US\$/m}^3$
Maquinaria	:	<u>$0,57 \text{ "}$</u>
Total	:	$0,59 \text{ US\\$/m}^3$

$$\frac{0,59 \text{ US\$/m}^3}{1,05} = 0,56 \text{ US\$/m}^3 \text{ (en presa)}$$

Transporte:

Camiones HD 200-2 capacidad 10 m^3 (en presa)

Distancia: 1,5 km

Ciclo :

carga	4 min
transporte	7 min
descarga	1 min
colocación	<u>1 min</u>
	13 min

Producción de un camión: $60/13 * 10 \text{ m}^3 = 46 \text{ m}^3/\text{h}$ (en presa)

Se necesitan: $\frac{160 \text{ m}^3/\text{h} * 1,05}{46 \text{ m}^3/\text{h}} = 3,7$

o sea, 4 camiones.

Mano de Obra:

4 conductores * 10h * 1,28 US\$/h = 51,20 US\$

$$\frac{51,20 \text{ US\$}}{7\text{h} * 160 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,05 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria :

4 camiones HD 200-2 * 7h * 7h * 66,01 US\$/h = 1.848,28 US\$

$$\frac{1.848,28 \text{ US\$}}{7\text{h} * 160 \text{ m}^3/\text{h}} = 1,65 \text{ US\$/m}^3$$

Transporte:

Mano de Obra	: 0,05 US\$/m ³
Maquinaria	: <u>1,65 "</u>
Total	: 1,70 US\$/m ³

$$\frac{1,70 \text{ US$/m}^3}{1,05} = 1,62 \text{ US$/m}^3$$

Extendido y Compactación:

Equipo:

- 1 bulldozer CAT D-8 en extendido
- 1 compactador Ray-Go 304 A en compactación
- 2 camiones cisterna 8m³ en riego

El rendimiento del equipo es el mismo que el del cargador

$$160 \text{ m}^3 * 1,05 = 168 \text{ m}^3/\text{h (en presa)}$$

Capacidad de compactación de un Ray-Go 304 A

- Velocidad : 2 km/h
- Ancho rodillo : 2 m
- Solape : 40 cm
- Ancho efectivo : 1,60 m
- Nº pasadas mínimas : 2

$$\frac{2.000 * 1,60 * 0,20}{2} = 320 \text{ m}^3/\text{h}$$

Se podría sincronizar el equipo para 4 pasadas.

Mano de Obra:

1 op. bulldozer	* 10h	* 1,58 US\$/h	=	15,80 US\$
1 op. compactador	* 10h	* 1,58 "	=	15,80 "
2 conductores	* 10h	* 1,28 "	=	12,80 "
1 obrero	* 10h	* 0,60 "	=	6,00 "
				<u>50,40 US\$</u>

$$\frac{50,40 \text{ US$}}{7\text{h} * 168 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,04 \text{ US$/m}^3$$

Maquinaria:

1 bulldozer D-8	* 7h * 113,18 US\$/h =	792,26 US\$
1 rodillo Ray-Go 304 A	* 7h * 28,51 "	= 199,57 "
2 camiones cisterna	* 7h * 30,63 "	= 214,41 "
		<u>1.206,24 US\$</u>

$$\frac{1.206,24 \text{ US\$}}{7h * 168 \text{ m}^3/h} = 1,03 \text{ US\$/m}^3$$

Extendido y Compactación:

Mano de Obra	:	0,04 US\$/m ³
Maquinaria	:	<u>1,03 "</u>
Total	:	1,07 US\$/m ³

Resumen Relleno Filtro y Colchón Amortiguador Zonas 3 y 7

Escarpe	0,20 US\$/m ³
Excavación y Cribado	2,73 "
Carga	0,56 "
Transporte	1,62 "
Extendido y Compactación	1,07 "
Conservación Caminos	<u>0,24 "</u>
	6,42 US\$/m ³
40% GG., Util. e Imprev.	<u>2,57 "</u>
TOTAL	8,99 US\$/m ³

3.1.4.2.2 Relleno Drenes Zona 2

Esta unidad incluye el escarpe de préstamo, la carga con cargadora sobre la criba de 3", el cribado, la carga y transporte a presa, y el extendido y compactación.

Coeficiente de esponjamiento : 1,10

Escarpe :

Se calcula similarmente como se señala en unidades anteriores.

$$2,20 \text{ US$/m}^3 * \frac{55.000}{638.980} = 0,19 \text{ US$/m}^3 \text{ (en presa)}$$

1a. Carga y Cribado :

Con cargadora CAT 988 B se carga el material superior a 3/16" y se vierte sobre la criba de 3".

El producto inferior a 3" se carga con el mismo cargador a los camiones que transportan el material seleccionado.

Equipo :

1 cargador CAT 988 B

1 criba portátil de 3"

Rendimiento : 160 m³/h.t (sobre perfil)

Coef. utilización : 0,7 (esta faena se puede independizar)

Volumen a cargar y cribar bajo malla 3"

$$V = 519.573 \text{ m}^3$$

Mano de Obra:

1 capataz	* 10h * 1,42 US\$/h	=	14,20 US\$
1 op.cargador	* 10h * 1,58 "	=	15,80 "
1 obrero	* 10h * 0,60 "	=	6,00 "
			<u>36,00 US\$</u>

$$\frac{36,00 \text{ US\$}}{7h * 160 \text{ m}^3/h} = 0,03 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria:

1 cargador 988 B	* 7h * 128,73	=	901,11 US\$
amortiz. criba	* 7h * 160 m ³ /h * 0,10 US\$/m ³	=	<u>112,00 US\$</u>
			1.013,11 US\$

$$\frac{1.013,11 \text{ US\$}}{7h * 160 \text{ m}^3/h} = 0,90 \text{ US\$/m}^3$$

1a. Carga y Cribado :

Mano de Obra	:	0,03 US\$/m ³
Maquinaria	:	0,90 "
Total	:	0,93 US\$/m³

El precio en la presa es igual a : 0,93 US\$/m³

2a. Carga :

Cargador CAT 988 B

Rendimiento : 160 m³/h

Coef. utilización : 0,7 (depende colocación presa)

El precio es igual al de los filtros :

$$0,59 \text{ US\$/m}^3$$

Se debe corregir por el esponjamiento

$$\frac{0,59 \text{ US\$/m}^3}{1,10} = 0,54$$

Transporte:

Camiones Komatsu HP 200-2. Capacidad de 10 m^3

Distancia : 1,5 km

Ciclo :

carga	4 min
transporte	7 min
descarga	1 min
colocación	<u>1 min</u>
	13 min

Producción de un camión : $60/13 * 10 = 46,2 \text{ m}^3$

Se necesitan : $\frac{160 * 1,1}{46,2} = 3,8$; 4 camiones

El costo es igual al de los filtros, afectado por el coeficiente de esponjamiento

$$\frac{1,70 \text{ US\$/m}^3}{1,10} = 1,55 \text{ US\$/m}^3 \text{ (en presa)}$$

Extendido y Compactación:

El equipo es el mismo que en el caso de los filtros.

$$1,07 \text{ US\$/m}^3 * \frac{1,05}{1,10} = 1,02 \text{ US\$/m}^3$$

Resumen Relleno Drenes en Zona 2 . (rubro 3.1.4.2.2)

Escarpe	0,19 US\$/m ³
1a. Carga y Cribado	0,93 "
2a. Carga	0,54 "
Transporte	1,55 "
Extendido y Compactación	1,02 "
Conservación Caminos	0,24 "
	4,47 US\$/m ³
40% GG., Util. e Imprevistos	1,79 "
TOTAL	6,26 US\$/m³

3.1.4.2.3 Relleno de Espaldones. Zona 4

Esta unidad incluye el escarpe, la excavación de materiales útiles, el transporte, el extendido y la compactación en presa.

Coeficiente de esponjamiento : 1,00

Escarpe :

El equipo, rendimiento y costo es igual al de las unidades anteriores.

$$2,20 \text{ US$/m}^3 \frac{500.000}{7.242.621} = 0,15 \text{ US$/m}^3 \text{ (en presa)}$$

Excavación Material Relleno:**Equipo :**

1 retroexcavadora CAT 235

Rendimiento : 160 m³/h.t

Coeficiente utilización : 0,7

XI.A.3.10.38

Mano de Obra:

1 capataz	* 10h * 1,42 US\$/h	=	14,2 US\$
1 op. retroexc.	* 10h * 1,58 "	=	15,8 "
1 obrero	* 10h * 0,60 "	=	<u>6,0 "</u>
			36,0 US\$

$$\frac{36,0 \text{ US\$}}{7h * 160 \text{ m}^3/h} = 0,03 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria :

1 retroexcavadora CAT 236 * 7h * 103,29 US\$/h = 723,03 US\$

$$\frac{723,03 \text{ US\$}}{7h * 160 \text{ m}^3/h} = 0,65 \text{ US\$/m}^3$$

Excavación :

Mano de Obra	:	0,03 US\$/m ³
Maquinaria	:	<u>0,65 "</u>
Total	:	0,68 US\$/m³

Transporte:

Distancia estimada	:	1,5 km
Camión Komatsu HD 465-2	:	46 ton
Capacidad media estimada	:	32 m ³
Velocidad media cargado	:	25 km/h
Velocidad media descargado	:	30 km/h

Ciclo camión :

carga	4 min
transporte	7 min
descarga	1 min
colocación	<u>1 min</u>
	13 min

Cada camión hace $60/13 = 4,6$ viajes por hora
 o sea : $32 \text{ m}^3 * 4,6 = 147 \text{ m}^3/\text{h}$
 Se necesita 1 camión.

Mano de Obra :

1 conductor * 10h * 1,28 US\$/h = 12,8 US\$

$$\frac{12,8 \text{ US\$}}{7\text{h} * 160 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,01 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria :

1 camión HD 465-2 * 7h * 159,96 US\$/h = 1.119,72 US\$

$$\frac{1.119,72 \text{ US\$}}{7\text{h} * 160 \text{ m}^3/\text{h}} = 1,00 \text{ US\$/m}^3$$

Transporte:

Mano de Obra	:	0,01 US\$/m ³
Maquinaria	:	1,00 "
Total	:	1,01 US\$/m³

Extendido y Compactación

Equipo :

1 bulldozer D-8 en extendido

1 compactador Ray-Go 400 A en compactación

1 camión cisterna

Rendimiento del equipo : $160 \text{ m}^3/\text{h.t}$

Capacidad de compactación del Ray-Go 400 A:

Velocidad : 2 km/h

XI.A.3.10.40

Ancho rodillo : 2,40 m
 Solape : 40 cm
 Ancho útil : 2 m
 N° pasadas : 3
 Espesor capa : 60 cm

$$\frac{2.000 * 2,0 * 0,60}{3} = 800 \text{ m}^3/\text{h}$$

El compactador está muy holgado, por lo que se pone un compactador por cada 2 equipos de extendido.

Mano de Obra :

1 op. bulldozer	* 10h * 1,58 US\$/h	= 15,8 US\$/h
0,5 op. rodillo	* 10h * 0,79 "	= 7,9 "
1 conductor	* 10h * 1,28 "	= 12,8 "
		<u>36,50 US\$/h</u>

$$\frac{36,50 \text{ US$/h}}{7\text{h} * 160 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,03 \text{ US$/m}^3$$

Maquinaria :

1 bulldozer D-8	* 7h * 113,18 US\$/h	= 792,26 US\$/h
0,5 comp. Ray-Go 400 A	* 7h * 36,16 "	= 126,56 "
1 camión cisterna	* 7h * 30,63 "	= 214,41 "
		<u>1.133,23 US\$/h</u>

$$\frac{1.133,23 \text{ US$/h}}{7\text{h} * 160 \text{ m}^3/\text{h}} = 1,01 \text{ US$/m}^3$$

Extendido y Compactación:

Mano de Obra	:	0,03 US\$/m ³
Maquinaria	:	<u>1,01 "</u>
Total	:	1,04 US\$/m ³

Resumen Relleno para Espaldones en Zona 4. (rubro 3.1.4.2.3)

Escarpe	0,15 US\$/m ³
Excavación	0,68 "
Transporte	1,01 "
Extendido y Colocación	1,04 "
Conservación de Caminos	<u>0,24 "</u>
	3,12 US\$/m ³
40% GG., Util. e Imprevistos	<u>1,25 "</u>
TOTAL	4,37 US\$/m ³

3.1.4.2.4 Enrocado en Zona 6

Esta unidad incluye el escarpe y la explotación de la cantera, el transporte y la colocación del enrocado en el paramento aguas arriba de la presa.

Coeficiente esponjamiento : 1,30

Escarpe de Cantera

El escarpe de la cantera es análogo a los anteriores, pero con menos rendimiento debido a las condiciones especiales de este trabajo.

Rendimiento : $120 \text{ m}^3/\text{h.t}$

$$2,20 \text{ US\$/m}^3 * 350/120 = 6,42 \text{ US\$/m}^3$$

$$6,42 \text{ US\$/m}^3 * 7.000/72.746 = 0,62 \text{ US\$/m}^3$$

Perforación y Voladura en Cantera:

Equipo :

1 carro VCR-260

1 compresor CAT D-750

Rendimiento : 10 m.l./h.t

Coef.utilización : 0,7

Perforación específica : $0,17 \text{ m.l./m}^3$

Carga específica : $0,05 \text{ kg/m}^3$ tronex
 $0,35 \text{ kg/m}^3$ tronita

Producción por día :

$$\frac{7\text{h} * 10\text{ml}}{0,17 \text{ ml/m}^3} = 412 \text{ m}^3/\text{día}$$

Mano de Obra :

1 capataz	* 10h * 1,42 US\$/h	= 14,20 US\$/h
1 peforista	* 10h * 0,95 "	= 9,50 "
1 ayudante	* 10h * 0,66 "	= 6,60 "
0,5 artillero	* 10h * 0,95 "	= 4,75 "
		<u>35,05 US\$/h</u>

$$\frac{35,05 \text{ US$/h}}{412 \text{ m}^3/\text{día}} = 0,09 \text{ US$/m}^3$$

Maquinaria:

1 carro perf.VCR-260	* 7h * 45,02 US\$/h	= 315,14 US\$
1 compresor D-750	* 7h * 30,38 "	= 212,66 "
		<u>527,80 US\$</u>

$$\frac{527,80 \text{ US$}}{412 \text{ m}^3} = 1,28 \text{ US$/m}^3$$

Materiales:

Tronex	0,05 kg/m ³ * 2,55	= 0,13 US\$/m ³
Tronita	0,35 kg/m ³ * 0,80	= 0,28 "
Guía detonante, guía de fuego y fulminantes		= 0,60 "
Material de perforación		= 0,20 "
Almacenamiento explosivos		= 0,10 "
		<u>1,31 US\$/m³</u>

Perforación y Voladura :

Mano de Obra	:	0,09 US\$/m ³
Maquinaria	:	1,28 "
Materiales	:	<u>1,31 "</u>
TOTAL	:	2,68 US\$/m³

$$\frac{2,68 \text{ US$/m}^3}{1,3} = 2,06 \text{ US$/m}^3 \text{ (en presa)}$$

Carga:

Equipo :

1 cargador CAT 980 C

0,5 bulldozer CAT D-8

Rendimiento : 100 m³/h.t

Coef.utilización : 0,6

Mano de Obra :

1 op. cargador	*	10h	*	1,58 US\$/h	=	15,8 US\$
0,5 op.bulldozer	*	10h	*	1,58 "	=	7,9 "
1 obrero	*	10h	*	0,60 "	=	<u>6,0 "</u>
						29,7 US\$

$$\frac{29,7 \text{ US\$}}{6h * 100 \text{ m}^3/h} = 0,05 \text{ US$/m}^3$$

Maquinaria:

1 cargador 980-C	*	6h	*	90,76 US\$/m ³	=	544,56 US\$
0,5 bulldozer D-8	*	6h	*	113,18 "	=	<u>339,54 "</u>
						884,10 US\$

$$\frac{884,1 \text{ US\$}}{6h * 100m^3/h} = 1,47 \text{ US\$/m}^3$$

Carga :

Mano de Obra	:	0,06 US\\$/m ³
Maquinaria	:	1,47 "
TOTAL	:	1,53 US\\$/m³

$$\frac{1,53 \text{ US\$/m}^3}{1,30} = 1,18 \text{ US\$/m}^3 \text{ (en presa)}$$

Transporte:

Camiones Komatsu AD 200-2. Capacidad 7 m³

Velocidades iguales a las unidades anteriores

Distancia 1,0 km

Ciclo camión :

carga	4 min
transporte	3 min
descarga	1 min
colocación	<u>1 min</u>
	9 min

Producción por camión : $60/9 * 7 = 47 \text{ m}^3/h$

Se necesitan 2 camiones.

Mano de Obra :

2 conductores * 10h * 1,28 US\$/h = 25,60 US\$/h

$$\frac{25,60 \text{ US\$/h}}{6h * 100 \text{ m}^3/h} = 0,04 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria:

$$2 \text{ camiones} * 6h * 66,01 \text{ US\$/h} = 792,12 \text{ US\$}$$

$$\frac{792,12 \text{ US\$}}{6h * 100 \text{ m}^3/h} = 1,32 \text{ US\$/m}^3$$

Transporte:

$$\text{Mano de Obra} : 0,04 \text{ US\$/m}^3$$

$$\text{Maquinaria} : 1,32 \text{ "}$$

$$\text{TOTAL} : 1,36 \text{ US\$/m}^3$$

$$\frac{1,36 \text{ US\$/m}^3}{1,30} = 1,05 \text{ US\$/m}^3 \text{ (en presa)}$$

Extendido:

Equipo:

1 bulldozer CAT D-8

$$\text{Rendimiento} : 100 * 1,3 = 130 \text{ m}^3/h \text{ (corresponde al cargador)}$$

Mano de Obra:

$$1 \text{ op. bulldozer} * 10h * 1,58 \text{ US\$/h} = 15,8 \text{ US\$/h}$$

$$1 \text{ obrero} * 10h * 0,60 \text{ "} = \frac{6,0 \text{ "}}{21,8 \text{ US\$/h}}$$

$$\frac{21,8 \text{ US\$}}{6h * 130 \text{ m}^3/h} = 0,03 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria:

1 bulldozer D-8 * 6h * 113,18 US\$/h = 679,08

$$\frac{679,08 \text{ US\$}}{6h * 130 \text{ m}^3/h} = 0,87 \text{ US\$/m}^3$$

Extendido:

Mano de Obra	:	0,03 US\$/m ³	
Maquinaria	:	0,87 "	
TOTAL	:	0,90 US\$/m³	(en presa)

Resumen Enrocado en Zona 6. (rubro 3.1.4.2.4)

Escarpe en Cantera	0,62 US\$/m ³
Perforación y Voladura	2,06 "
Carga	1,47 "
Transporte	1,05 "
Extendido	0,90 "
Conservación de Caminos	0,24 "
	<u>6,34 US\$/m³</u>
40% GG., Util. e Imprevistos	2,54 "
TOTAL	8,88 US\$/m³

3.1.4.2.5 Empedrado en Zona 5

Esta unidad incluye el escarpe de préstamo, la excavación y primera carga sobre criba de 3"; y la segunda carga un transporte a presa y extendido en paramento.

Coef. de esponjamiento : 1,15

Escarpe :

Por tratarse del mismo préstamo que en el caso de filtros y drenes se considera al mismo costo.

$$2,20 \text{ US\$/m}^3 * 20.000/225.040 = 0,20 \text{ US\$/m}^3$$

Excavación y Cribado:

Para obtener los 225.040 m³ de relleno se necesita seleccionar 195.687 m³ en zona de empréstito, pero para obtener los 195.687 m³ se requiere procesar 652.290 m³ en la zona de empréstito mencionada.

Se considera el mismo precio para la partida de filtro de : 0,78 US\$/m³ y resulta: $0,78 \text{ US\$/m}^3 * 652.290/195.687 = 2,60 \text{ US\$/m}^3$.

Carga:

Equipo:

1 cargador tipo CAT 980 C

Rendimiento: 130 m³/h.t (perfil préstamo)

Coef. utilización : 0,6 (depende de las faenas de la presa)

Mano de Obra:

$$\begin{array}{lcl}
 1 \text{ op. cargador} & * 10\text{h} * 1,58 \text{ US\$/h} & = 15,80 \text{ US\$} \\
 1 \text{ obrero} & * 10\text{h} * 0,60 \text{ " } & = \underline{6,00 \text{ "}} \\
 & & 21,80 \text{ US\$}
 \end{array}$$

$$\frac{21,80 \text{ US\$}}{6\text{h} * 130 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,03 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria:

$$1 \text{ cargador CAT 980 C} * 6\text{h} * 90,76 \text{ US\$/h} = 544,56 \text{ US\$}$$

$$\frac{544,56 \text{ US\$}}{6\text{h} * 130\text{m}^3/\text{h}} = 0,70 \text{ US\$/m}^3$$

Carga:

$$\begin{array}{lcl}
 \text{Mano de Obra} & : & 0,03 \text{ US\$/m}^3 \\
 \text{Maquinaria} & : & \underline{0,70 \text{ "}} \\
 \text{Total} & : & \underline{0,73 \text{ US\$/m}^3}
 \end{array}$$

$$\frac{0,73 \text{ US\$/m}^3}{1,15} = 0,63 \text{ US\$/m}^3 \text{ (en presa)}$$

Transporte:

Camiones HD 200-2. Capacidad 10 m^3 (en presa)

Distancia : 1,5 km

$$\begin{array}{lcl}
 \text{Ciclo : carga} & & 4,0 \text{ min} \\
 & \text{transporte} & 7,0 \text{ min} \\
 & \text{descarga} & 1,0 \text{ min} \\
 & \text{colocaci3n} & \underline{1,0 \text{ min}} \\
 & & 13,0 \text{ min}
 \end{array}$$

XI.A.3.10.50

Producción de 1 camión : $60/13 * 10 \text{ m}^3 = 46 \text{ m}^3/\text{h}$ (en presa)

Se necesitan:

$$\frac{130 \text{ m}^3/\text{hora} * 1,15}{46} = 3,3 \text{ camiones}$$

o sea, 4 camiones.

Mano de Obra :

$$4 \text{ conductores} * 10\text{h} * 1,28 \text{ US\$/h} = 51,20 \text{ US\$}$$

$$\frac{51,20 \text{ US\$}}{6\text{h} * 130 \text{ m}^3/\text{h}} = 0,07 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria:

$$4 \text{ camiones HD 200-2} * 6\text{h} * 66,01 \text{ US\$/h} = 1.584,24 \text{ US\$}$$

$$\frac{1.584,24 \text{ US\$}}{6\text{h} * 130 \text{ m}^3/\text{h}} = 2,03 \text{ US\$/m}^3$$

Transporte :

Mano de Obra	:	$0,07 \text{ US\$/m}^3$
Maquinaria	:	$\frac{2,03}{\text{ "}}$
Total	:	$2,10 \text{ US\$/m}^3$

Extendido:

Equipo :

1 bulldozer CAT D-8

Rendimiento: el del cargador $130 * 1,15 = 150 \text{ m}^3/\text{h}$ (en presa)

El costo es análogo al caso del enrocado, modificado por el cuociente de rendimiento:

$$0,90 \text{ US\$/m}^3 * 130/150 \text{ m}^3/\text{h} = 0,78 \text{ US\$/m}^3 \text{ (en presa)}$$

Resumen Empedrado en Zona 5: (rubro 3.1.4.2.5)

Escarpe de préstamo	0,20 US\$/m ³
Excavación y Cribado	2,60 "
Carga	0,63 "
Transporte	2,10 "
Extendido	0,78 "
Conservación de Caminos	0,24 "
	6,55 US\$/m ³
40 GG., Util. e Imprevistos	2,62 "
TOTAL	9,17 US\$/m³

3.2 ESTUDIO DE PRECIOS FUNDAMENTALES DEL VERTEDERO Y OBRAS DE ENTREGA

3.2.1 EXCAVACION COMUN

Esta unidad incluye la excavación, carga, transporte y extendido en botadero, de los materiales clasificados como comunes en la excavación del vertedero.

Equipo :

Bulldozer CAT D-8

Cargador CAT 980 C

Camiones Komatsu HD 200

Rendimiento: $180 \text{ m}^3/\text{h.t}$ (sobre perfil)

Coef.utilización : 0,7

Distancia de transporte : 1 km

El costo de esta unidad es igual al de la excavación común en presa, realizado con bulldozer y cargador , y modificado por el cuociente de rendimiento.

Resumen Excavación Común:

Excavación :	$1,00 \text{ US\$/m}^3 * 250/180 \text{ m}^3/\text{h} = 1,39 \text{ US\$/m}^3$
Transporte :	$1,29 \text{ US\$/m}^3 * 250/180 \text{ m}^3/\text{h} = 1,79 \text{ "}$
Extendido Botadero :	$0,46 \text{ US\$/m}^3 * 250/180 \text{ m}^3/\text{h} = 0,64 \text{ "}$
Conservación Caminos	$= 0,24 \text{ "}$
	4,06 "
40% GG.,Util. e Imprevistos	1,62 "
TOTAL	
	5,68 US\$/m ³

3.2.2 EXCAVACION EN ROCA**Perforación y Voladura:**

El equipo y rendimiento son los mismos que en la excavación en roca en presa.

La perforación específica puede ser menor: $0,23 \text{ m.l./m}^3$

Como consecuencia los costos varían en la partida de perforación y voladura de la siguiente forma:

Mano de Obra :

$$0,17 \text{ US\$/m}^3 * 0,23/0,30 \text{ ml/m}^3 = 0,13 \text{ US\$/m}^3$$

Maquinaria :

$$2,27 \text{ US\$/m}^3 * 0,23/0,30 \text{ ml/m}^3 = 1,74 \text{ US\$/m}^3$$

Materiales :

$$= 1,10 \text{ US\$/m}^3$$

Resumen de Perforación y Voladura :

Mano de Obra	:	$0,13 \text{ US\$/m}^3$
Maquinaria	:	1,74 "
Materiales	:	<u>1,10 "</u>
Total	:	$2,97 \text{ US\\$/m}^3$

El resto de los items no varía respecto del precio de excavación en presa.

Resumen de Excavación en Roca :

Perforación y Voladura	2,97 US\$/m ³
Apilado y Carga	1,71 "
Transporte	2,03 "
Botadero	0,46 "
Conservación de Caminos	0,24 "
	7,41 US\$/m ³
40% GG.,Util. e Imprevistos	2,96 "
TOTAL	10,37 US\$/m³

3.2.3 RELLENO PERMEABLE SIN COMPACTAR

El material se obtiene del lecho del río a una distancia aproximada de 1 km del punto vertido.

Excavación :

Equipo :

1 retroexcavadora CAT 225

Rendimiento : 100 m³/h.t

Coef.utilización : 0,75

Coef.esponjamiento: 1,10

El costo de excavación es el mismo que en el caso de excavación en material común en presa con retroexcavadora.

Excavación :

$$\frac{0,83 \text{ US\$/m}^3}{1,10} = 0,75 \text{ US\$/m}^3$$

Transporte:

El costo es el mismo del caso señalado anteriormente.

$$\frac{1,24 \text{ US\$/m}^3}{1,10} = 1,13 \text{ US\$/m}^3$$

Extendido a Botadero:

Igual que en caso anterior:

$$\frac{0,46 \text{ US\$/m}^3}{1,10} = 0,42 \text{ US\$/m}^3$$

Preparación de Superficie:

Previamente a la colocación del relleno es preciso limpiar la superficie que va recibirlo.

El costo de esa limpieza se considera igual al obtenido para la fundación del impermeable ubicado en Zona 1.

$$2,20 \text{ US\$/m}^3$$

con una relación : $0,3 \text{ m}^2/\text{m}^3$

$$2,20 \text{ US\$/m}^3 * 0,3 = 0,66 \text{ US\$/m}^3 \text{ (en relleno)}$$

Resumen Relleno Permeable sin Compactar:

Excavación	0,75 US\$/m ³
Transporte	1,13 "
Extendido	0,42 "
Preparación Superficie	0,66 "
Conservación Caminos	0,24 "
	3,20 US\$/m ³
40% GG., Util. e Imprevistos	1,28 "
TOTAL	4,48 US\$/m³

3.2.4 HORMIGONES

Desde un punto de vista constructivo los hormigones a colocar se clasifican en obras externas y subterráneas. La maquinaria y metodología es diferente.

En el exterior las obras más relevantes son el Vertedero y Colector; Transición y Canal; Rápido de Descarga. La obra de Desviación y Desagüe de Fondo es la estructura subterránea de importancia.

Tanto para las faenas subterráneas como externas las maquinarias son : Bombas de Hormigón y Grúa Rotec de 36 m de alcance.

CLASIFICACION DEL HORMIGON

E s t r u c t u r a s	Externo (m ³)	Subterráneo(m ³)
Obras de Excavación de Crecidas		
- Vertedero y Colector	2.698	
- Transición y Canal Horizontal	1.266	
- Rápidos de Descarga	5.033	
Obras de Entrega		
- Hormigones Externos	383	
- Hormigones Subterráneos		2.541
- Segundos Hormigones	232	
Túnel de Acceso		
- Hormigón Externo	19	
- Hormigón Subterráneo		323
Obras de Desviación y Desagüe de Fondo		
- Hormigón Exteriores	355	4.480
- Hormigón Subterráneo		
- Hormigón Cavernas Compuertas		159
- Segundos Hormigones	1.088	
T O T A L E S	11.074	7.503

Conocidas las cantidades de hormigón por colocar tanto para estructuras externas como subterráneas, se dará un plazo de 5 meses y se obtendrán las capacidades y demandas medias y máximas horaria para hormigones, suponiendo una utilización de 0,85 para las maquinarias y aprovechamiento de 21 días por mes.

Rendimientos medios de hormigón:

- Obras externas :

$$\frac{11.074 \text{ m}^3}{8,5\text{h} * 21 \text{ d} * 5 \text{ meses}} = 12,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

- Obras Subterráneas:

$$\frac{7.503 \text{ m}^3}{8,5\text{h} * 21\text{d} * 5 \text{ meses}} = 8,4 \text{ m}^3/\text{h}$$

Equipos:

- a) De mano de obra
- b) De maquinaria

a) De mano de obra:

	Con Bomba	Con Rotec
Capataz	1	1
Obrero especialista vibrado	3	4
Obrero especialista hidroculy	1	1
Obrero reparto hormigón	2	3
Obrero manguerón	2	2
Obrero en cinta	1	1
Operador	1	1
Total Hombres	11	13

Resumen por Categorías:

Capataz	1	1
Operador	1	1
Obrero especialista	4	5
Obrero	5	6
Total Hombres	11	13

Rendimiento:

$$\text{Con Bomba : } \frac{8,4 \text{ m}^3/\text{h}}{11} = 0,76 \text{ m}^3/\text{hombre/hora}$$

$$\text{Con Rotec : } \frac{12,4 \text{ m}^3/\text{h}}{13} = 0,95 \text{ m}^3/\text{hombre/hora}$$

Maquinaria:

Equipo de colocación en exteriores:

1 Grúa-cinta Rotec de 36 m alcance

1 Hidroculy de 6 m³

2 Camiones Dumcret de 6 m³ para transportar 5 m³

6 Vibradores de aguja

2 Grupos convertidores de frecuencia

Transporte:

La planta de hormigonado se sitúa a una distancia media de recorrido de 1 km, en consecuencia el recorrido de cada Dumcret es de 2 km por viaje.

Ciclo:

Carga en Planta y maniobra posición	6,0 min
Transporte cargado a 10 km/h	6,0 min
Transporte vacío a 15 km/h	4,0 min
Maniobra de descarga	1,5 min
Descarga	<u>3,5 min</u>
	21,0 min

En una hora hace:

$$60/21 * 5 \text{ m}^3 = 14,3 \text{ m}^3/\text{hora}$$

Como se necesita $12,4 + 8,4 \text{ m}^3 = 20,8 \text{ m}^3/\text{hora}$ como promedio mensual; se requiere para la demanda máxima del orden de $30 \text{ m}^3/\text{hora}$.

Se necesitan $30/14,3 = 2,1$ camiones
o sea, 2 camiones para trabajar en forma cómoda.

En la planta de homigonado se necesita una tolva receptora de hormigón porque en los momentos de demanda máxima se harán :

$2 \text{ camiones} * 3 \text{ viajes/hora} = 6 \text{ viajes por hora}$
o sea, en ciclos de 10 minutos.

Equipo de colocación en interiores:

- 1 Bomba estática de hormigonado
- 1 Hidroculy de 6 m^3 (en el exterior)
- 1 Cinta Tusa de 8 m (alimentará bomba)
- 2 Camiones Dumcret y otro de repuesto
- 3 Motovolquete de $1,5 \text{ m}^3$ (transporte interior)
- 4 Vibradores de aguja
- 1 Convertidor de frecuencia

Transporte:

Hay dos tipos de transporte, uno desde la planta de hormigón hasta el hidroculy y colocado en la entrada del túnel y el transporte en el interior del túnel que corresponda, donde por su sección no puede utilizarse el Dumcret y sí motovolquetes AUSA o similar de $1,5 \text{ m}^3$ de capacidad de carga y descarga hidráulica.

Distancia para transporte con Dumcret:

Desde planta a túnel m. derecha	2,1 km
Desde planta a túnel m. izquierda	2,3 km

Media 2,2 km , por lo que de ida y vuelta representa 4,4 km.

Ciclo Dumcret:

Carga en planta y maniobra	6,0 min
Tiempo cargado a 18 km/hora	7,4 min
Tiempo vacio a 25 km/hora	5,3 min
Maniobra de descarga	1,5 min
Descarga	<u>3,5 min</u>
	23,7 min

Se adopta 24 minutos.

$$60/24 = 2,5 \text{ viajes por hora cada camión}$$

$$2,5 * 5 \text{ m}^3 = 12,5 \text{ m}^3/\text{hora}$$

Se recomienda 2 Dumcret

Distancia para transporte con Motovolquete:

Se considera una distancia de 0,16 km (ida y vuelta 0,3 km)

Ciclo:

Maniobra posición de carga	1,0 min
Carga en hidroculy	0,5 min
Recorrido cargado (3 km/h)	3,0 min
Maniobra de descarga	0,5 min
Descarga en la cinta	5,0 min
Recorrido descargado (5 km/h)	<u>1,8 min</u>
	11,8 min

Se adopta un tiempo de 12 minutos.

Viajes por hora 1 volquete:

$$60/12 = 5 \text{ viajes , y transporta } 5 * 1,5 = 7,5 \text{ m}^3 \text{ de hormigón}$$

Como el rendimiento puede ascender hasta 13 m^3 , se necesitan

$$13/7,5 \text{ m}^3 = 2 \text{ Motovolquetes}$$

Central de Hormigonado:

Considerando los plazos de ejecución de las zonas del vertedero y sobre todo el volumen importante de la zona del Disipador de Energía con 5,0 meses con una producción del orden de $21 \text{ m}^3/\text{hora}$, hace pensar que se requiere una planta que pueda fabricar un promedio aproximado de $35 \text{ m}^3/\text{h}$ con comodidad.

Se ha elegido una Planta de Hormigón tipo ARBAU 70 para una capacidad de $70 \text{ m}^3/\text{h}$.

Funcionamiento Central Hormigón:

- Hormigón a fabricar

Colocación con Bomba	7.503 m^3
Colocación con Rotec	11.074 m^3
	18.577 m^3

- Tiempo de funcionamiento Central

Año 0	2 meses
Año 1	<u>5 meses</u>
	7 meses

Para Mano de Obra : $5 * 21 * 10 = 1.050 \text{ horas}$

Para Consumos : $5 * 10 * 21 * 0,85 = 893 \text{ horas}$

Equipo de Personal:

1 operador
 1 ayudante scraper
4 obreros
 6 hombres

Valoración

Mano de Obra:

1 operador * 1.050 h * 1,58 = 1.659 US\$
 1 ayudante * 1.050 h * 0,66 = 693 "
 4 obreros * 1.050 h * 0,60 = 2.520 "
 4.872 US\$

Resumen Central Hormigonado:

Mano de Obra	4.872 US\$
Maquinaria: 893h*55,35	<u>49.428 "</u>
Total	54.300 US\$

Resumen :

Mano de Obra :	$4.872/18.577 = 0,26 \text{ US\$/m}^3$
Maquinaria :	$49.428/18.577 = \underline{2,66} \text{ US\$/m}^3$
Total	2,92 US\\$/m³

Precios Hormigón

Colocado con Rotec (340 kg.cemento/m³)

Colocado con Bomba (255 kg.cemento/m³)

- Hormigón de 340 kg.cemento/m³

Mano de Obra :

. Transporte:

2 conductores * 1h * 1,28 US\$/hr = 2,56 US\$

. Colocación:

1 capataz * 1h * 1,42 US\$/h = 1,42 US\$/h

1 operador * 1h * 1,58 US\$/h = 1,58 US\$/h

5 ayudantes * 1h * 0,66 US\$/h = 3,30 US\$/h

6 obreros * 1h * 0,60 US\$/h = 3,60 US\$/h

9,90 US\$/h

. Curado y Acabado:

5 obreros * 1h * 0,60 US\$/h = 3,00 US\$/h

0,5 albañil * 1h * 0,88 " = 0,44 "

2 encofr. * 1h * 0,88 " = 1,76 "

2 ayudantes * 1h * 0,66 " = 1,32 "

6,52 US\$/h

Maquinaria :

1 Grúa-cinta Rotec	* 139,27 US\$/h	=	139,27 US\$/h
1 Hidrocuyly de 6 m ³	* 8,67 "	=	8,67 "
2 Camiones Dumcret	* 48,26 "	=	96,52 "
1 Compresor 350 p ³	* 30,38 "	=	30,38 "
Equipo de vibrado		=	7,00
			<u>281,84 US\$/h</u>

$$\frac{281,84 * 0,85}{12,4 \text{ m}^3} = 19,32 \text{ US\$/m}^3$$

Materiales :

0,9 m ³ ripio	* 5,46	=	4,91 US\$/m ³
0,5 m ³ arena	* 5,46	=	2,73 "
1,5 kg aditivo	* 0,87	=	1,31 "
8 sacos cemento	* 4,80	=	38,40 "
Acabado de hormigón		=	1,00 "
			<u>48,35 US\$/m³</u>

Resumen de transporte, colocación y curado :

Mano de Obra :

De fabricación		0,26 US\$/m ³
De transporte	2,56/12,4	0,21 "
De colocación	9,90/12,4	0,80 "
De curado y Acabado	6,52/12,4	0,53 "
		<u>1,80 US\$/m³</u>

Resumen Hormigón 340 kg.cemento/m³

Fabricación (maquinaria)	2,66 US\$/m ³
Mano de Obra	: 1,80 US\$/m ³
Maquinaria	: 19,32 "
Materiales	: 48,35 "
	<u>72,13 US\$/m³</u>
40% GG.,Util. e Imprev.:	28,85 "
TOTAL	: 100,98 US\$/m³

- Hormigón de 255 kg.cemento/m³

Mano de Obra:

. Fabricación: igual que en hormigón de 340 kg.cem/m³ = 0,26 US\$/m³

. Transporte:

2 conductores Dumcret	* 1,28 US\$/h	= 2,56 US\$/m ³
3 ayudantes motovolquetes	* 0,95 "	= 2,85 "
		<u>5,41 US\$/m³</u>

$$\frac{5,41 \text{ US$/m}^3}{8,4 \text{ m}^3} = 0,64 \text{ US$/m}^3$$

. Colocación:

1 capataz	* 1h * 1,42	= 1,42 US\$
1 operador	* 1h * 1,58	= 1,58 "
4 ayudantes	* 1h * 0,66	= 2,64 "
5 obreros	* 1h * 0,60	= 3,00 "
		<u>8,64 US\$</u>

$$\frac{8,64 \text{ US$}}{8,4} = 1,03 \text{ US$/m}^3$$

. Curado y Acabado:

50% del costo en Vertedero : 0,27 US\$/m³

Total Mano de Obra : 14,58 US\$/m³

Maquinaria:

1 Bomba de hormigón	* 40,79	=	40,79 US\$/h
1 Hidroculy de 6 m ³	* 8,67	=	8,67 "
1 Cinta Tusa de 8 m	* 1,29	=	1,29 "
2 Camiones Dumcret	* 48,26	=	96,52 "
3 Motovolquetes 1,5 m ³	* 24,45	=	73,35 "
1 Compresor de 350 p ³	* 30,38	=	30,38 "
Equipo de vibrado		=	4,00 "
			255,00 US\$/h

$$\frac{255,00 \text{ US$/h}}{8,4} = 30,36 \text{ US$/m}^3$$

Materiales:

0,9 m ³ ripio	* 5,46 US\$/m ³	=	4,91 US\$/m ³
0,5 m ³ arena	* 5,46 "	=	2,73 "
1,5 kg aditivo	* 0,87 US\$/kg	=	1,31 "
6 sacos cemento	* 4,80 US\$/saco	=	28,80 "
Acabado de hormigón		=	0,80 "
			38,55 US\$/m ³

Resumen de Hormigón de 255 kg.cemento/m³

- Mano de Obra:

De fabricación	0,26 US\$/m ³
De transporte	0,64 "
De colocación	1,03 "
De curado y acabado	<u>0,27 "</u>

2,20 US\$/m³

- Fabricación (maquinaria)

2,66 US\$/m³

- Maquinaria

30,36 US\$/m³

- Materiales

38,55 US\$/m³

73,77 US\$/m³

40% GG., Util. e Imprevistos

29,51 "

TOTAL

103,28 US\$/m³

3.2.5 MOLDAJE VERTEDERO**Mano de Obra**

Capataz	0,45 h * 1,42 US\$/h	=	0,64 US\$
Oficial	2,25 h * 0,95 "	=	2,14 "
Ayudante	1,80 h * 0,66 "	=	1,19 "
Obrero	0,90 h * 0,60 "	=	0,54 "
Operador	0,05 h * 1,58 "	=	<u>0,08 "</u>

4,59 US\$/m²**Maquinaria:**

Guía 0,05 h * 139,27 US\$/h =

6,96 US\$/m²**Materiales:**

Madera 5"	* 2,58 US\$/h	=	12,90 US\$/m ²
Puntas 0,4 kg	* 1,25 "	=	0,50 "
Varios		=	<u>2,50 "</u>

15,90 US\$/m²27,45 US\$/m²

40% GG., Util. e Imprev.

10,98 "**TOTAL m² MOLDAJE****38,43 US\$/m²**

3.2.6 ENFIERRADURA EN VERTEDERO

Mano de Obra :

5 capataces	* 1,42 US\$/h	=	7,10 US\$
20 oficiales	* 0,95 "	=	19,00 "
18 ayudantes	* 0,66 "	=	11,88 "
14 obreros	* 0,60 "	=	8,40 "
2 conductores	* 1,28 "	=	<u>2,56 "</u>
			48,94 US\$/Tm

$$48,94/1.000 = 0,05 \text{ US\$/kg}$$

Maquinaria:

Camión plataforma con grúa : 2 * 25,24 = 50,48 US\$/Tm

$$50,48/1.000 = 0,05 \text{ US\$/kg}$$

Materiales:

Fierro redondo 1,08	* 680	=	734,40 US\$
Material de unión y otros		=	<u>50,00 "</u>
			784,40 US\$

$$784,40/1.000 = \underline{0,78 \text{ US\$/kg}}$$

Sub-total 0,88 US\$/kg

40% GG.,Util. e Imprev. 0,35 "

TOTAL 1,23 US\$/kg

ANEXO XI.A.4.1

ESTUDIO DE PRECIOS UNITARIOS EN CANALES

4.1.1 RESUMEN DE PRECIOS UNITARIOS

1.-	Excavación de material común en mesa	:	2,36 US\$/m ³
2.-	Excavación de roca en mesa	:	13,87 US\$/m ³
3.-	Excavación de material común en cuneta	:	3,54 US\$/m ³
4.-	Excavación de roca en cuneta	:	19,43 US\$/m ³
5.-	Hormigón 340 kg.cem/m ³ (clase C)	:	92,37 US\$/m ³
6.-	Hormigón 170 kg.cem/m ³	:	66,55 US\$/m ³
7.-	Revestimiento radier HS 255 kg.cem/m ³	:	7,87 US\$/m ²
8.-	Revestimiento talud 1/1 HS 255 kg.cem/m ³	:	11,09 US\$/m ²
9.-	Revestimiento talud 3/4 HS 255 kg.cem/m ³	:	15,19 US\$/m ²
10.-	Revestimiento taludes 1/2 y 1/3 HS 255 kg.cem/m ³	:	17,62 US\$/m ²
11.-	Arena y ripio	:	7,59 US\$/m ³
12.-	Acero en barras A44-28H	:	1,23 US\$/kg
13.-	Moldaje y madera	:	10,56 US\$/m ²
14.-	Tubo cemento asbesto o 800 mm clase AW20	:	291,94 US\$/m ¹
15.-	Compuerta de acero con mecanismo	:	127,60 US\$/m ²
16.-	Empedrado de protección	:	11,17 US\$/m ²
17.-	Rellenos compactados común	:	1,37 US\$/m ³
18.-	Terraplenes	:	5,35 US\$/m ³
19.-	Excavación material común	:	2,36 US\$/m ³

4.1.2 EXCAVACION DE ROCA EN MESA

1.- Mano de Obra

Cuadrilla capaz de remover 80 m³ por día

- 3 perforistas * 10hr * 0,95 US\$/hr	=	28,50 US\$
- 1 compresorista * 10hr * 1,58 US\$/hr	=	15,80 US\$
- 1 ayudante * 10hr * 0,66 US\$/hr	=	6,60 US\$
- 40 jornaleros * 10hr * 0,60 US\$/hr	=	240,00 US\$
- vigilancia 0,15 * 240,00 US\$	=	<u>36,00 US\$</u>
Total Mano de Obra/día	=	326,90 US\$

$$1\text{m}^3 : \frac{326,9 \text{ US$/día}}{80 \text{ m}^3/\text{día}} = 4,09 \text{ US$/m}^3$$

2.- Maquinaria

Para remover 80 m³/día

- 1 compresor CAT D3750 _y * 7hr * 19,05 US\$/hr	=	133,35 US\$
- 3 perforadoras * 300 US\$/hr * 7hr	=	<u>63,00 US\$</u>
Total Maquinaria/día	=	196,35 US\$

$$1\text{m}^3 : \frac{196,35 \text{ US$/día}}{80 \text{ m}^3/\text{día}} = 2,45 \text{ US$/m}^3$$

3.- Materiales

Para remover 1 m³

- Tronita 0,9 kg/m ³ * 0,8 US\$/kg	=	0,72 US\$/m ³
- Tronex 0,1 kg/m ³ * 2,55 US\$/kg	=	0,26 US\$/m ³
- Guías y detonantes	=	0,70 US\$/m ³
- Materiales de perforación	=	0,30 US\$/m ³
- Almacenamiento de explosivos	=	<u>0,10 US\$/m³</u>
Total Costo Materiales	=	2,08 US\$/m³

4.- Resumen Excavación de Roca en Mesa

- Mano de Obra	:	4,09 US\$/m ³
- Maquinaria	:	2,45 US\$/m ³
- Materiales	:	<u>2,08 US\$/m³</u>
Sub-Total	:	8,62 US\$/m ³
+ 15% Cachorro y pei-		
nado	:	<u>1,29 US\$/m³</u>
Sub-Total	:	9,91 US\$/m ³
+ 40% G.G. y Utilid.	:	<u>3,96 US\$/m³</u>
TOTAL	:	13,87 US\$/m³

4.1.3 Excavación de Roca en Cuneta

1.- Mano de Obra

Cuadrilla capaz de remover 80 m³/día

- 3 peforista * 10hr * 0,95 US\$/hr	=	28,50 US\$
- 1 compresorista * 10hr * 1,58 US\$/hr	=	15,80 US\$
- 1 ayudante * 10hr * 0,66 US\$/hr	=	6,60 US\$
- 80 jornaleros * 10hr - 0,60 US\$/hr	=	480,00 US\$
- vigilancia 0,15 * 480 US\$	=	<u>72,00 US\$</u>
Total Mano de Obra/día	=	602,90 US\$

$$1\text{m}^3 : \frac{602,9}{80 \text{ m}^3/\text{día}} = 7,54 \text{ US\$/m}^3$$

2.- Maquinaria

Igual a excavación de roca en mesa

$$1 \text{ m}^3 : 2,45 \text{ US\$/m}^3$$

3.- Materiales

Igual a excavación de roca en mesa

$$1 \text{ m}^3 : 2,08 \text{ US\$/m}^3$$

4.- Resumen Excavación de Roca en Cuneta

- Mano de Obra	:	7,54 US\$/m ³
- Maquinaria	:	2,45 "
- Materiales	:	<u>2,08 "</u>
Sub-Total	:	12,07 US\$/m ³
+15% Cachorro y peinado	:	<u>1,81 "</u>
Sub-Total	:	13,88 US\$/m ³
+40% G.G. y Util.	:	<u>5,55 "</u>
TOTAL	:	19,43 US\$/m³

4.1.4 EXCAVACION DE MATERIAL COMUN EN MESA

Faena manual/hombre día

1.- Mano de Obra

- Jornalero * 10hr * 0,6 US\$/hr	=	6,00 US\$/d
- Vigilancia 0,15 * 6	=	0,90 "
Sub-Total	=	6,90 US\$/d
+10% peinado taludes	=	0,69 "
Sub-Total	=	7,59 US\$/d
40% G.G. y Util.	=	7,59 "
TOTAL	=	10,63 US\$/d

$$1\text{m}^3 : \frac{10,63 \text{ US$/d}}{4,5 \text{ m}^3/\text{d}} = 2,36 \text{ US$/m}^3$$

4.1.5 EXCAVACION DE MATERIAL COMUN EN CUNETTA

Faena manual/hombre día

1.- Mano de Obra

- 1 jornalero * 10hr * 0,6 US\$/hr	=	6,00 US\$/d
- vigilancia 0,15 x 6	=	0,90 "
Sub-Total	=	6,90 US\$/d
+10% peinado taludes	=	0,69 "
Sub-Total	=	7,59 US\$/d
40% G.G. y Util.	=	3,04 "
TOTAL	=	10,63 US\$/d

$$1\text{m}^3 : \frac{10,63 \text{ US$/d}}{3 \text{ m}^3/\text{d}} = 3,54 \text{ US$/m}^3$$

4.1.6 HORMIGONES

1.- Selección y Dosificación de Aridos

Planta para producir 15 m³/hr

- Maquinaria

1 planta seleccionadora y mezcladora para 15m ³ /hr	=	22,00 US\$/hr
1 cargador CAT 910	=	22,63 "
1 bulldozer CAT D4E	=	28,92 "
Total Maquinaria	=	73,55 US\$/hr

- Mano de Obra

3 operadores * 1,58 US\$/hr	=	4,74 US\$/hr
4 jornaleros * 0,6 US\$/hr	=	2,40 "
1 ayudante * 0,66 US\$/hr	=	0,66 "
Total Mano de Obra	=	7,80 US\$/hr

- Resumen Selección y Dosificación

- Maquinaria	=	73,55 US\$/hr
- Mano de Obra	=	7,80 "
TOTAL	=	81,35 US\$/hr

$$1\text{m}^3 : \frac{81,35 \text{ US$/hr}}{15 \text{ m}^3/\text{hr}} = 5,42 \text{ US$/m}^3$$

1 m ³ de áridos :	5,42 US\$/m ³
+40% G.G.y Util:	2,17 "
Total :	7,59 US\$/m³

4.- Materiales

- Hormigón 255 kg.cem/m³

0,9 m ³ ripio * 5,42 US\$/m ³ * 1,05	=	5,12 US\$/m ³
0,5 m ³ arena * 5,42 US\$/m ³ * 1,05	=	2,85 "
aditivo 1,1 kg * 0,87 US\$/m ³	=	0,96 "
cemento 6 sacos * 4,80 US\$/saco	=	28,80 "
acabado	=	1,00 "
vibrado	=	0,20 "
polietileno	=	1,00 "
varios, moldes, etc.	=	1,50 "
Total Materiales H 255 kg.cem/m³	=	41,43 US\$/m³

- Hormigón 340 kg.cem/m³

0,9 m ³ ripio * 5,42 US\$/m ³ * 1,05	=	5,12 US\$/m ³
0,5 m ³ arena * 5,42 US\$/m ³ * 1,05	=	2,85 "
aditivo 1,55 kg * 0,87 US\$/kg	=	1,70 "
cemento 8 sacos * 4,8 US\$/saco	=	38,40 "
acabado	=	1,00 "
vibrado	=	0,20 "
polietileno	=	1,00 "
varios	=	1,50 "
Total Materiales H 340 kg.cem/m³	=	51,77 US\$/m³

- Hormigón 170 kg.cem/m³ en Emplantillado

0,9 m ³ ripio * 5,42 US\$/m ³ * 1,05	=	5,12 US\$/m ³
0,5 m ³ arena * 5,42 US\$/m ³ * 1,05	=	2,85 "
aditivo 0,8 kg * 0,87 US\$/kg	=	0,70 "
cemento 4 sacos * 4,8 US\$/saco	=	19,20 "
acabado	=	1,00 "
vibrado	=	0,20 "
polietileno	=	1,00 "
varios	=	1,50 "
Total H170 kg.cem/m³ en	=	31,57 US\$/m³

3.- Fabricación.

Equipo y maquinaria para producir 25 m³ de hormigón/día

- Maquinaria

1 betonera a gasolina de 230 lt = 20,06 US\$/d

- Mano de Obra

1 operador * 10hr * 1,58 US\$/hr = 15,80 US\$/d

1 ayudante * 10hr * 0,66 US\$/hr = 6,60 "

3 cargadores * 10hr * 0,6 US\$/hr = 18,00 "

1 aguatero * 10hr * 0,6 US\$/hr = 6,00 "

5 concreteros * 10hr * 0,6 US\$/hr = 30,00 "

Total Mano de Obra = 76,40 US\$/d

- Resumen Fabricación

- Maquinaria = 20,06 US\$/d

- Mano de Obra = 76,40 "

Total Fabricación = 96,46 US\$/d

$$1\text{m}^3 : \frac{96,46}{25} = 3,86 \text{ US\$}$$

Total Fabricación Hormigón = 3,86 US\$/m³

4.- Transporte en Seco

- Camión 8 ton con tolva = 15,23 US\$/hr

distancia media 7 km

carga 3 minutos

transporte 40 minutos

descarga 1 minuto

colocación 1 minuto

Total 45 minutos

XI.A.4.1.9

$$\frac{7\text{hr/d} * 60\text{min/hr}}{45\text{min}} * \frac{8\text{ ton}}{2,1\text{ton/m}^3} = 35,6\text{ m}^3/\text{d}$$

$$1\text{m}^3 : \frac{15,23\text{ US\$/hr} * 8\text{ hr}}{35,6\text{ m}^3/\text{d}} = 3,42\text{ US\$/m}^3$$

$$\frac{1\text{ chofer} * 1,28\text{ US\$/hr} * 10\text{hr}}{35,6\text{ m}^3/\text{d}} = 0,36\text{ US\$/m}^3$$

$$\text{Total Transporte en Seco} = 3,78\text{ US\$/m}^3$$

5.- Transporte Interno (en razón de 230 et)

Distancia media : 1,5 km

Velocidad media : 3,0 km/hr

$$1\text{ viaje} : \frac{1,5\text{ km/hr}}{3,0\text{ km}} = 0,5\text{ hr}$$

$$\frac{8\text{ hr/día}}{0,5/\text{hr}} = 16\text{ viajes/d}$$

$$2\text{ jornaleros} * 0,6\text{ US\$/hr} * 10\text{hr} = 12,00\text{ US\$/d}$$

$$1\text{m}^3 : \frac{12,00\text{ US\$/dia}}{16\text{ viajes/d} * 0,23\text{ m}^3/\text{viaje}} = 3,26\text{ US\$/m}^3$$

$$\text{Total Transporte Interno} = 3,26\text{ US\$/m}^3$$

6.- Colocación

- Hormigón 340 kg.cem/m³ en obras de arte

$$\frac{12 \text{ jornaleros} * 0,6 \text{ US$/hr} * 10 \text{ hr}}{25 \text{ m}^3/\text{hr}} = 2,88 \text{ US$/m}^3$$

$$\text{vigilancia 15\%} = 0,43 \text{ US$/m}^3$$

$$\text{Total} = 3,31 \text{ US$/m}^3$$

- Hormigón 255 kg.cem/m³ en radier

$$\frac{8 \text{ jornaleros} * 0,6 \text{ US$/hr} * 10 \text{ hr}}{25 \text{ m}^3/\text{d}} = 1,92 \text{ US$/m}^3$$

$$\text{vigilancia 15\%} = 0,29 \text{ "}$$

$$\text{Total} = 2,21 \text{ US$/m}^3$$

- Hormigón 255 kg.cem/m³ en talud

$$\frac{20 \text{ jornaleros} * 0,6 \text{ US$/hr} * 10 \text{ hr}}{25 \text{ m}^3/\text{d}} = 4,80 \text{ US$/m}^3$$

$$\text{vigilancia 15\%} = 0,72 \text{ "}$$

$$\text{Total} = 5,52 \text{ US$/m}^3$$

- Hormigón 170 kg.cem/m³

$$\text{igual a Hormigón 255 kg.cem/m}^3 \text{ en radier} = 2,21 \text{ US$/m}^3$$

7.- Resumen Hormigones

- Hormigón de 340 kg.cem/m³ en obras de arte

materiales	: 51,77 US\$/m ³
fabricación	: 3,86 "
trasporte en seco	: 3,78 "
trasporte interno	: 3,26 "
colocación	: 3,31 "
Sub-Total	: 68,98 US\$/m ³
40% G.G. y Util.	: 26,39 "
Total H. 340 kg.cem/m³	: 92,37 US\$/m³

- Hormigón 255 kg.cem/m³ en radier

materiales	: 41,43 US\$/m ³
fabricación	: 3,86 "
trasporte en seco	: 3,78 "
trasporte interno	: 3,26 "
colocación	: 2,21 "
Sub-Total	: 54,54 US\$/m ³
40% G.G. y Util.	: 21,82 "
Total H. 255 kg.cem/m³	: 76,36 US\$/m³

- Hormigón 255 kg.cem/m³ en talud

materiales	: 41,43 US\$/m ³
fabricación	: 3,86 "
trasporte en seco	: 3,78 "
trasporte interno	: 3,26 "
colocación	: 5,52 "
Sub-Total	: 57,85 US\$/m ³
40% G.G. y Util.	: 23,14 "
Total H. 255 kg.cem/m³	: 80,99 US\$/m³

- Hormigón de 170 kg.cem/m³

materiales	: 31,57 US\$/m ³
fabricación	: 3,86 "
trasporte en seco	: 3,78 "
trasporte interno	: 3,26 "
colocación	: 2,21 "
Sub-Total	: 44,68 US\$/m ³
40% G.G. y Util.	: 17,87 "
Total H. 170 kg.cem/m³	: 62,55 US\$/m³

4.1.7 REVESTIMIENTOS. (Moldaje Metálico)

1.- Revestimiento radier. H. 255 kg.cem/m³

(espesor efectivo 0,10 m)

Arena 0,03 m ³ /m ² * 7,59 US\$/m ³	=	0,23 US\$/m ²
1 m ² = 1 m ³ hormig.* 76,36 US\$/m ³ * 0,1m	=	7,64 "
Total	=	7,87 US\$/m²

2.- Revestimiento talud 1/1. H 255 kg.cem/m³

(moldaje deslizante. Espesor efectivo 0,13 m)

.Moldaje deslizante	=	0,56 US\$/m ²
.Hormigón 0,13 m ³ /m ² * 80,99 US\$/m ³	=	10,53 "
Total	=	11,09 US\$/m²

3.- Revestimiento talud 3/4. H 255 kg.cem/m³

Moldaje metálico tradicional. Espesor efect.0,13 m

.Moldaje metálico	=	4,66 US\$/m ²
.Hormigón 0,13 m ³ /m ² * 80,99 US\$/m ³	=	10,53 "
Total	=	15,19 US\$/m²

4.- Revestimiento taludes 1/2 y 1/3. H 255 kg.cem/m³

Moldaje metálico tradicional. Espesor efect.0,16 m

.Moldaje metálico	=	4,66 US\$/m ²
.Hormigón 0,16 m ³ /m ² * 80,99 US\$/m ³	=	12,96 "
Total	=	17,62 US\$/m²

4.1.8 OTRAS PARTIDAS

Los precios unitarios de las partidas cuyo estudio no se incluye en el presente Anexo, por tener muy poca incidencia en el costo total de las obras, fueron obtenidos de proyectos similares realizados por el Consultor.

A N E X O X I A.4.2

COSTOS PARA DIVERSAS SECCIONES DE CANAL

XI. A.4.2.1

4.2.1 - CANAL REVESTIDO

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

Pendiente: .0025 Talud a cerro: 1
 Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: 0
 % Roca en mesa= 3 % Roca en cuneta= 5

						CUBICACIONES				COSTOS EN MILES DE US\$							
b/h	tga	U	h	H	b	Vm	Vc	Sr	St	MESA		CUNETAS		REVESTIMIENTO			
		m/s	m	m	m	m ³	m ³	m ²	m ²	común	roca	común	roca	radier	talud	TOTAL	
.40	.33	1.37	.997	1.20	.40	0	1246	399	2523	.0	.0	4.2	1.2	3.1	44.4	52.9	
.40	.50	1.41	.888	1.09	.36	0	1257	355	2432	.0	.0	4.2	1.2	2.8	42.9	51.1	
.40	.75	1.43	.780	.98	.31	0	1302	312	2450	.0	.0	4.4	1.3	2.5	37.2	45.4	
.40	1.00	1.42	.709	.91	.28	0	1368	283	2570	.0	.0	4.6	1.3	2.2	28.5	36.6	
.60	.33	1.40	.874	1.07	.52	0	1226	524	2264	.0	.0	4.1	1.2	4.1	39.9	49.3	
.60	.50	1.43	.798	1.00	.48	0	1246	479	2231	.0	.0	4.2	1.2	3.8	39.3	48.5	
.60	.75	1.44	.717	.92	.43	0	1299	430	2294	.0	.0	4.4	1.3	3.4	34.8	43.9	
.60	1.00	1.43	.662	.86	.40	0	1368	397	2437	.0	.0	4.6	1.3	3.1	27.0	36.0	
.80	.33	1.42	.788	.99	.63	0	1219	630	2082	.0	.0	4.1	1.2	5.0	36.7	47.0	
.80	.50	1.44	.731	.93	.58	0	1244	585	2081	.0	.0	4.2	1.2	4.6	36.7	46.7	
.80	.75	1.44	.669	.87	.53	0	1301	535	2171	.0	.0	4.4	1.3	4.2	33.0	42.9	
.80	1.00	1.43	.623	.82	.50	0	1372	499	2329	.0	.0	4.6	1.3	3.9	25.8	35.6	
1.00	.33	1.43	.724	.92	.72	0	1220	724	1947	.0	.0	4.1	1.2	5.7	34.3	45.3	
1.00	.50	1.45	.679	.88	.68	0	1248	679	1966	.0	.0	4.2	1.2	5.3	34.6	45.3	
1.00	.75	1.44	.629	.83	.63	0	1307	629	2072	.0	.0	4.4	1.3	4.9	31.5	42.1	
1.00	1.00	1.43	.592	.79	.59	0	1378	592	2239	.0	.0	4.6	1.3	4.7	24.8	35.4	
1.15	.33	1.44	.685	.89	.79	0	1223	788	1866	.0	.0	4.1	1.2	6.2	32.9	44.4	
1.15	.50	1.45	.647	.85	.74	0	1253	744	1894	.0	.0	4.2	1.2	5.9	33.4	44.7	
1.15	.75	1.44	.604	.80	.69	0	1313	694	2009	.0	.0	4.4	1.3	5.5	30.5	41.7	
1.15	1.00	1.43	.571	.77	.66	0	1384	657	2181	.0	.0	4.7	1.3	5.2	24.2	35.4	
1.50	.33	1.44	.616	.82	.92	0	1239	923	1719	.0	.0	4.2	1.2	7.3	30.3	43.0	
1.50	.50	1.45	.588	.79	.88	0	1270	882	1762	.0	.0	4.3	1.2	6.9	31.0	43.4	
1.50	.75	1.44	.556	.76	.83	0	1330	834	1889	.0	.0	4.5	1.3	6.6	28.7	41.1	
1.50	1.00	1.42	.531	.73	.80	0	1402	796	2067	.0	.0	4.7	1.4	6.3	22.9	35.3	

XI. A.4.2.2

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

=====

Pendiente: .0025 Talud a cerro: 1
 Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: .2
 % Roca en mesa= 10 % Roca en cuneta= 15

=====

						CUBICACIONES				COSTOS EN MILES DE US\$							
b/h	tga	U	h	H	b	Vm	Vc	Sr	St	MESA		CUNETA		REVESTIMIENTO		TOTAL	
		m/s	m	m	m	m³	m³	m²	m²	común	roca	común	roca	radier	talud		
.40	.33	1.37	.997	1.20	.40	908	1246	399	2523	1.9	1.3	3.7	3.6	3.1	44.4	58.0	
.40	.50	1.41	.888	1.09	.36	1082	1257	355	2432	2.3	1.5	3.8	3.7	2.8	42.9	57.0	
.40	.75	1.43	.780	.98	.31	1346	1302	312	2450	2.9	1.9	3.9	3.8	2.5	37.2	52.2	
.40	1.00	1.42	.709	.91	.28	1620	1368	283	2570	3.4	2.2	4.1	4.0	2.2	28.5	44.4	
.60	.33	1.40	.874	1.07	.52	938	1226	524	2264	2.0	1.3	3.7	3.6	4.1	39.9	54.6	
.60	.50	1.43	.798	1.00	.48	1107	1246	479	2231	2.4	1.5	3.7	3.6	3.8	39.3	54.3	
.60	.75	1.44	.717	.92	.43	1367	1299	430	2294	2.9	1.9	3.9	3.8	3.4	34.8	50.7	
.60	1.00	1.43	.662	.86	.40	1638	1368	397	2437	3.5	2.3	4.1	4.0	3.1	27.0	44.0	
.80	.33	1.42	.788	.99	.63	972	1219	630	2082	2.1	1.3	3.7	3.6	5.0	36.7	52.4	
.80	.50	1.44	.731	.93	.58	1137	1244	585	2081	2.4	1.6	3.7	3.6	4.6	36.7	52.6	
.80	.75	1.44	.669	.87	.53	1392	1301	535	2171	3.0	1.9	3.9	3.8	4.2	33.0	49.8	
.80	1.00	1.43	.623	.82	.50	1661	1372	499	2329	3.5	2.3	4.1	4.0	3.9	25.8	43.6	
1.00	.33	1.43	.724	.92	.72	1007	1220	724	1947	2.1	1.4	3.7	3.6	5.7	34.3	50.8	
1.00	.50	1.45	.679	.88	.68	1169	1248	679	1966	2.5	1.6	3.8	3.6	5.3	34.6	51.4	
1.00	.75	1.44	.629	.83	.63	1421	1307	629	2072	3.0	2.0	3.9	3.8	4.9	31.5	49.1	
1.00	1.00	1.43	.592	.79	.59	1688	1378	592	2239	3.6	2.3	4.1	4.0	4.7	24.8	43.5	
1.15	.33	1.44	.685	.89	.79	1035	1223	788	1866	2.2	1.4	3.7	3.6	6.2	32.9	50.0	
1.15	.50	1.45	.647	.85	.74	1194	1253	744	1894	2.5	1.7	3.8	3.7	5.9	33.4	51.0	
1.15	.75	1.44	.604	.80	.69	1445	1313	694	2009	3.1	2.0	3.9	3.8	5.5	30.5	48.8	
1.15	1.00	1.43	.571	.77	.66	1710	1384	657	2181	3.6	2.4	4.2	4.0	5.2	24.2	43.6	
1.50	.33	1.44	.616	.82	.92	1100	1239	923	1719	2.3	1.5	3.7	3.6	7.3	30.3	48.7	
1.50	.50	1.45	.588	.79	.88	1256	1270	882	1762	2.7	1.7	3.8	3.7	6.9	31.0	49.8	
1.50	.75	1.44	.556	.76	.83	1503	1330	834	1889	3.2	2.1	4.0	3.9	6.6	28.7	48.5	
1.50	1.00	1.42	.531	.73	.80	1765	1402	796	2067	3.7	2.4	4.2	4.1	6.3	22.9	43.6	

XI. A.4.2.3

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

=====

Pendiente: .0025 Talud a cerro: 1
 Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: .3
 % Roca en mesa= 25 % Roca en cuneta= 30

CUBICACIONES											COSTOS EN MILES DE US\$						
b/h	tga	U	h	H	b	Um	Vc	Sr	St	MESA	CUNETA		REVESTIMIENTO				TOTAL
		m/s	m	m	m	m ³	m ³	m ²	m ²	común	roca	común	roca	radier	talud		
.40	.33	1.37	.997	1.20	.40	1557	1246	399	2523	2.8	5.4	3.1	7.3	3.1	44.4		66.1
.40	.50	1.41	.888	1.09	.36	1856	1257	355	2432	3.3	6.4	3.1	7.3	2.8	42.9		65.8
.40	.75	1.43	.780	.98	.31	2308	1302	312	2450	4.1	8.0	3.2	7.6	2.5	37.2		62.6
.40	1.00	1.42	.709	.91	.28	2778	1368	283	2570	4.9	9.6	3.4	8.0	2.2	28.5		56.6
.60	.33	1.40	.874	1.07	.52	1608	1226	524	2264	2.8	5.6	3.0	7.1	4.1	39.9		62.5
.60	.50	1.43	.798	1.00	.48	1898	1246	479	2231	3.4	6.6	3.1	7.3	3.8	39.3		63.5
.60	.75	1.44	.717	.92	.43	2343	1299	430	2294	4.1	8.1	3.2	7.6	3.4	34.8		61.2
.60	1.00	1.43	.662	.86	.40	2809	1368	397	2437	5.0	9.7	3.4	8.0	3.1	27.0		56.2
.80	.33	1.42	.788	.99	.63	1666	1219	630	2082	2.9	5.8	3.0	7.1	5.0	36.7		60.5
.80	.50	1.44	.731	.93	.58	1948	1244	585	2081	3.4	6.8	3.1	7.3	4.6	36.7		61.9
.80	.75	1.44	.669	.87	.53	2387	1301	535	2171	4.2	8.3	3.2	7.6	4.2	33.0		60.5
.80	1.00	1.43	.623	.82	.50	2848	1372	499	2329	5.0	9.9	3.4	8.0	3.9	25.8		56.0
1.00	.33	1.43	.724	.92	.72	1727	1220	724	1947	3.1	6.0	3.0	7.1	5.7	34.3		59.2
1.00	.50	1.45	.679	.88	.68	2004	1248	679	1966	3.5	6.9	3.1	7.3	5.3	34.6		60.7
1.00	.75	1.44	.629	.83	.63	2437	1307	629	2072	4.3	8.4	3.2	7.6	4.9	31.5		59.9
1.00	1.00	1.43	.592	.79	.59	2894	1378	592	2239	5.1	10.0	3.4	8.0	4.7	24.8		56.0
1.15	.33	1.44	.685	.89	.79	1774	1223	788	1866	3.1	6.2	3.0	7.1	6.2	32.9		58.5
1.15	.50	1.45	.647	.85	.74	2048	1253	744	1894	3.6	7.1	3.1	7.3	5.9	33.4		60.4
1.15	.75	1.44	.604	.80	.69	2477	1313	694	2009	4.4	8.6	3.3	7.7	5.5	30.5		60.0
1.15	1.00	1.43	.571	.77	.66	2931	1384	657	2181	5.2	10.2	3.4	8.1	5.2	24.2		56.3
1.50	.33	1.44	.616	.82	.92	1886	1239	923	1719	3.3	6.5	3.1	7.2	7.3	30.3		57.7
1.50	.50	1.45	.588	.79	.88	2153	1270	882	1762	3.8	7.5	3.1	7.4	6.9	31.0		59.7
1.50	.75	1.44	.556	.76	.83	2576	1330	834	1889	4.6	8.9	3.3	7.8	6.6	28.7		59.9
1.50	1.00	1.42	.531	.73	.80	3025	1402	796	2067	5.4	10.5	3.5	8.2	6.3	22.9		56.8

XI. A.4.2.4

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

Pendiente: .0025 Talud a cerro: .333
 Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: .4
 % Roca en mesa= 30 % Roca en cuneta= 40

						CUBICACIONES				COSTOS EN MILES DE US\$							
b/h	tga	U	h	H	b	Vm	Vc	Sr	St	MESA		CUNETA		REVESTIMIENTO			
		m/s	m	m	m	m³	m³	m²	m²	común	roca	común	roca	radier	talud	TOTAL	
.40	.33	1.37	.997	1.20	.40	1677	1246	399	2523	2.8	7.0	2.6	9.7	3.1	44.4	69.6	
.40	.50	1.41	.888	1.09	.36	1998	1257	355	2432	3.3	8.3	2.7	9.8	2.8	42.9	69.8	
.40	.75	1.43	.780	.98	.31	2485	1302	312	2450	4.1	10.3	2.8	10.1	2.5	37.2	67.0	
.40	1.00	1.42	.709	.91	.28	2991	1368	283	2570	4.9	12.4	2.9	10.6	2.2	28.5	61.5	
.60	.33	1.40	.874	1.07	.52	1732	1226	524	2264	2.9	7.2	2.6	9.5	4.1	39.9	66.2	
.60	.50	1.43	.798	1.00	.48	2044	1246	479	2231	3.4	8.5	2.6	9.7	3.8	39.3	67.3	
.60	.75	1.44	.717	.92	.43	2523	1299	430	2294	4.2	10.5	2.8	10.1	3.4	34.8	65.8	
.60	1.00	1.43	.662	.86	.40	3024	1368	397	2437	5.0	12.6	2.9	10.6	3.1	27.0	61.2	
.80	.33	1.42	.788	.99	.63	1794	1219	630	2082	3.0	7.5	2.6	9.5	5.0	36.7	64.3	
.80	.50	1.44	.731	.93	.58	2098	1244	585	2081	3.5	8.7	2.6	9.7	4.6	36.7	65.8	
.80	.75	1.44	.669	.87	.53	2570	1301	535	2171	4.2	10.7	2.8	10.1	4.2	33.0	65.0	
.80	1.00	1.43	.623	.82	.50	3067	1372	499	2329	5.1	12.8	2.9	10.7	3.9	25.8	61.2	
1.00	.33	1.43	.724	.92	.72	1859	1220	724	1947	3.1	7.7	2.6	9.5	5.7	34.3	62.9	
1.00	.50	1.45	.679	.88	.68	2158	1248	679	1966	3.6	9.0	2.7	9.7	5.3	34.6	64.9	
1.00	.75	1.44	.629	.83	.63	2624	1307	629	2072	4.3	10.9	2.8	10.2	4.9	31.5	64.6	
1.00	1.00	1.43	.592	.79	.59	3116	1378	592	2239	5.1	13.0	2.9	10.7	4.7	24.8	61.2	
1.15	.33	1.44	.685	.89	.79	1910	1223	788	1866	3.2	7.9	2.6	9.5	6.2	32.9	62.3	
1.15	.50	1.45	.647	.85	.74	2205	1253	744	1894	3.6	9.2	2.7	9.7	5.9	33.4	64.5	
1.15	.75	1.44	.604	.80	.69	2667	1313	694	2009	4.4	11.1	2.8	10.2	5.5	30.5	64.5	
1.15	1.00	1.43	.571	.77	.66	3156	1384	657	2181	5.2	13.1	2.9	10.8	5.2	24.2	61.4	
1.50	.33	1.44	.616	.82	.92	2030	1239	923	1719	3.4	8.4	2.6	9.6	7.3	30.3	61.6	
1.50	.50	1.45	.588	.79	.88	2319	1270	882	1762	3.8	9.6	2.7	9.9	6.9	31.0	63.9	
1.50	.75	1.44	.556	.76	.83	2774	1330	834	1889	4.6	11.5	2.8	10.3	6.6	28.7	64.5	
1.50	1.00	1.42	.531	.73	.80	3257	1402	796	2067	5.4	13.6	3.0	10.9	6.3	22.9	62.1	

XI. A.4.2.5

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

=====

Pendiente: .0025 Talud a cerro: .333
 Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: .5
 % Roca en mesa= 30 % Roca en cuneta= 40

						CUBICACIONES				COSTOS EN MILES DE US\$						
b/h	tga	U	h	H	b	Vm	Vc	Sr	St	MESA		CUNETA		REVESTIMIENTO		
		m/s	m	m	m	m ³	m ³	m ²	m ²	común	roca	común	roca	radier	talud	TOTAL
.40	.33	1.37	.997	1.20	.40	2180	1246	399	2523	3.6	9.1	2.6	9.7	3.1	44.4	72.5
.40	.50	1.41	.888	1.09	.36	2597	1257	355	2432	4.3	10.8	2.7	9.8	2.8	42.9	73.3
.40	.75	1.43	.780	.98	.31	3231	1302	312	2450	5.3	13.4	2.8	10.1	2.5	37.2	71.3
.40	1.00	1.42	.709	.91	.28	3888	1368	283	2570	6.4	16.2	2.9	10.6	2.2	28.5	66.8
.60	.33	1.40	.874	1.07	.52	2251	1226	524	2264	3.7	9.4	2.6	9.5	4.1	39.9	69.2
.60	.50	1.43	.798	1.00	.48	2656	1246	479	2231	4.4	11.1	2.6	9.7	3.8	39.3	70.9
.60	.75	1.44	.717	.92	.43	3280	1299	430	2294	5.4	13.6	2.8	10.1	3.4	34.8	70.1
.60	1.00	1.43	.662	.86	.40	3931	1368	397	2437	6.5	16.4	2.9	10.6	3.1	27.0	66.5
.80	.33	1.42	.788	.99	.63	2332	1219	630	2082	3.9	9.7	2.6	9.5	5.0	36.7	67.4
.80	.50	1.44	.731	.93	.58	2727	1244	585	2081	4.5	11.3	2.6	9.7	4.6	36.7	69.4
.80	.75	1.44	.669	.87	.53	3341	1301	535	2171	5.5	13.9	2.8	10.1	4.2	33.0	69.5
.80	1.00	1.43	.623	.82	.50	3987	1372	499	2329	6.6	16.6	2.9	10.7	3.9	25.8	66.5
1.00	.33	1.43	.724	.92	.72	2417	1220	724	1947	4.0	10.1	2.6	9.5	5.7	34.3	66.2
1.00	.50	1.45	.679	.88	.68	2805	1248	679	1966	4.6	11.7	2.7	9.7	5.3	34.6	68.6
1.00	.75	1.44	.629	.83	.63	3411	1307	629	2072	5.6	14.2	2.8	10.2	4.9	31.5	69.2
1.00	1.00	1.43	.592	.79	.59	4051	1378	592	2239	6.7	16.9	2.9	10.7	4.7	24.8	66.7
1.15	.33	1.44	.685	.89	.79	2483	1223	788	1866	4.1	10.3	2.6	9.5	6.2	32.9	65.6
1.15	.50	1.45	.647	.85	.74	2866	1253	744	1894	4.7	11.9	2.7	9.7	5.9	33.4	68.3
1.15	.75	1.44	.604	.80	.69	3467	1313	694	2009	5.7	14.4	2.8	10.2	5.5	30.5	69.1
1.15	1.00	1.43	.571	.77	.66	4103	1384	657	2181	6.8	17.1	2.9	10.8	5.2	24.2	67.0
1.50	.33	1.44	.616	.82	.92	2640	1239	923	1719	4.4	11.0	2.6	9.6	7.3	30.3	65.2
1.50	.50	1.45	.588	.79	.88	3014	1270	882	1762	5.0	12.5	2.7	9.9	6.9	31.0	68.0
1.50	.75	1.44	.556	.76	.83	3605	1330	834	1889	6.0	15.0	2.8	10.3	6.6	28.7	69.4
1.50	1.00	1.42	.531	.73	.80	4234	1402	796	2067	7.0	17.6	3.0	10.9	6.3	22.9	67.7

XI. A.4.2.6

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

Pendiente: .0025 Talud a cerro: .333
 Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: .6
 % Roca en mesa= 30 % Roca en cuneta= 40

CUBICACIONES											COSTOS EN MILES DE US\$						
b/h	tga	U	h	H	b	Vm	Vc	Sr	St	MESA	CUNETA	REVESTIMIENTO	TOTAL				
		m/s	m	m	m	m ³	m ³	m ²	m ²	común	roca	común	roca	radier	talud		
.40	.33	1.37	.997	1.20	.40	2724	1246	399	2523	4.5	11.3	2.6	9.7	3.1	44.4	75.6	
.40	.50	1.41	.888	1.09	.36	3247	1257	355	2432	5.4	13.5	2.7	9.8	2.8	42.9	77.1	
.40	.75	1.43	.780	.98	.31	4038	1302	312	2450	6.7	16.8	2.8	10.1	2.5	37.2	76.1	
.40	1.00	1.42	.709	.91	.28	4860	1368	283	2570	8.0	20.2	2.9	10.6	2.2	28.5	72.4	
.60	.33	1.40	.874	1.07	.52	2813	1226	524	2264	4.6	11.7	2.6	9.5	4.1	39.9	72.4	
.60	.50	1.43	.798	1.00	.48	3320	1246	479	2231	5.5	13.8	2.6	9.7	3.8	39.3	74.7	
.60	.75	1.44	.717	.92	.43	4099	1299	430	2294	6.8	17.1	2.8	10.1	3.4	34.8	75.0	
.60	1.00	1.43	.662	.86	.40	4914	1368	397	2437	8.1	20.4	2.9	10.6	3.1	27.0	72.1	
.80	.33	1.42	.788	.99	.63	2914	1219	630	2082	4.8	12.1	2.6	9.5	5.0	36.7	70.7	
.80	.50	1.44	.731	.93	.58	3409	1244	585	2081	5.6	14.2	2.6	9.7	4.6	36.7	73.4	
.80	.75	1.44	.669	.87	.53	4176	1301	535	2171	6.9	17.4	2.8	10.1	4.2	33.0	74.4	
.80	1.00	1.43	.623	.82	.50	4983	1372	499	2329	8.2	20.7	2.9	10.7	3.9	25.8	72.2	
1.00	.33	1.43	.724	.92	.72	3021	1220	724	1947	5.0	12.6	2.6	9.5	5.7	34.3	69.7	
1.00	.50	1.45	.679	.88	.68	3506	1248	679	1966	5.8	14.6	2.7	9.7	5.3	34.6	72.7	
1.00	.75	1.44	.629	.83	.63	4263	1307	629	2072	7.0	17.7	2.8	10.2	4.9	31.5	74.1	
1.00	1.00	1.43	.592	.79	.59	5063	1378	592	2239	8.4	21.1	2.9	10.7	4.7	24.8	72.6	
1.15	.33	1.44	.685	.89	.79	3104	1223	788	1866	5.1	12.9	2.6	9.5	6.2	32.9	69.2	
1.15	.50	1.45	.647	.85	.74	3582	1253	744	1894	5.9	14.9	2.7	9.7	5.9	33.4	72.5	
1.15	.75	1.44	.604	.80	.69	4333	1313	694	2009	7.2	18.0	2.8	10.2	5.5	30.5	74.2	
1.15	1.00	1.43	.571	.77	.66	5128	1384	657	2181	8.5	21.3	2.9	10.8	5.2	24.2	72.9	
1.50	.33	1.44	.616	.82	.92	3299	1239	923	1719	5.5	13.7	2.6	9.6	7.3	30.3	69.0	
1.50	.50	1.45	.588	.79	.88	3768	1270	882	1762	6.2	15.7	2.7	9.9	6.9	31.0	72.4	
1.50	.75	1.44	.556	.76	.83	4507	1330	834	1889	7.4	18.8	2.8	10.3	6.6	28.7	74.6	
1.50	1.00	1.42	.531	.73	.80	5293	1402	796	2067	8.7	22.0	3.0	10.9	6.3	22.9	73.8	

XI. A.4.2.7

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

=====

Pendiente: .0025 Talud a cerro: .333

Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: .8

% Roca en mesa= 40 % Roca en cuneta= 50

=====

						CUBICACIONES				COSTOS EN MILES DE US\$							
b/h	tga	U	h	H	b	Vm	Vc	Sr	St	MESA		CUNETAS		REVESTIMIENTO			
		m/s	m	m	m	m ³	m ³	m ²	m ²	común	roca	común	roca	radier	talud	TOTAL	
.40	.33	1.37	.997	1.20	.40	3962	1246	399	2523	5.6	22.0	2.2	12.1	3.1	44.4	89.4	
.40	.50	1.41	.888	1.09	.36	4722	1257	355	2432	6.7	26.2	2.2	12.2	2.8	42.9	93.0	
.40	.75	1.43	.780	.98	.31	5873	1302	312	2450	8.3	32.6	2.3	12.7	2.5	37.2	95.6	
.40	1.00	1.42	.709	.91	.28	7068	1368	283	2570	10.0	39.2	2.4	13.3	2.2	28.5	95.6	
.60	.33	1.40	.874	1.07	.52	4092	1226	524	2264	5.8	22.7	2.2	11.9	4.1	39.9	86.6	
.60	.50	1.43	.798	1.00	.48	4829	1246	479	2231	6.8	26.8	2.2	12.1	3.8	39.3	91.0	
.60	.75	1.44	.717	.92	.43	5962	1299	430	2294	8.4	33.1	2.3	12.6	3.4	34.8	94.6	
.60	1.00	1.43	.662	.86	.40	7146	1368	397	2437	10.1	39.6	2.4	13.3	3.1	27.0	95.5	
.80	.33	1.42	.788	.99	.63	4239	1219	630	2082	6.0	23.5	2.2	11.8	5.0	36.7	85.2	
.80	.50	1.44	.731	.93	.58	4958	1244	585	2081	7.0	27.5	2.2	12.1	4.6	36.7	90.1	
.80	.75	1.44	.669	.87	.53	6074	1301	535	2171	8.6	33.7	2.3	12.6	4.2	33.0	94.4	
.80	1.00	1.43	.623	.82	.50	7247	1372	499	2329	10.3	40.2	2.4	13.3	3.9	25.8	95.9	
1.00	.33	1.43	.724	.92	.72	4394	1220	724	1947	6.2	24.4	2.2	11.8	5.7	34.3	84.6	
1.00	.50	1.45	.679	.88	.68	5099	1248	679	1966	7.2	28.3	2.2	12.1	5.3	34.6	89.7	
1.00	.75	1.44	.629	.83	.63	6200	1307	629	2072	8.8	34.4	2.3	12.7	4.9	31.5	94.6	
1.00	1.00	1.43	.592	.79	.59	7363	1378	592	2239	10.4	40.9	2.4	13.4	4.7	24.8	96.6	
1.15	.33	1.44	.685	.89	.79	4514	1223	788	1866	6.4	25.0	2.2	11.9	6.2	32.9	84.6	
1.15	.50	1.45	.647	.85	.74	5210	1253	744	1894	7.4	28.9	2.2	12.2	5.9	33.4	90.0	
1.15	.75	1.44	.604	.80	.69	6302	1313	694	2009	8.9	35.0	2.3	12.8	5.5	30.5	95.0	
1.15	1.00	1.43	.571	.77	.66	7458	1384	657	2181	10.6	41.4	2.5	13.4	5.2	24.2	97.3	
1.50	.33	1.44	.616	.82	.92	4798	1239	923	1719	6.8	26.6	2.2	12.0	7.3	30.3	85.2	
1.50	.50	1.45	.588	.79	.88	5479	1270	882	1762	7.8	30.4	2.2	12.3	6.9	31.0	90.6	
1.50	.75	1.44	.556	.76	.83	6554	1330	834	1889	9.3	36.4	2.4	12.9	6.6	28.7	96.3	
1.50	1.00	1.42	.531	.73	.80	7697	1402	796	2067	10.9	42.7	2.5	13.6	6.3	22.9	98.9	

XI. A.4.2.8

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

Pendiente: .0025 Talud a cerro: .333
 Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: 1
 % Roca en mesa= 50 % Roca en cuneta= 60

						CUBICACIONES				COSTOS EN MILES DE US\$						
b/h	tga	U	h	H	b	Vm	Vc	Sr	St	MESA		CUNETA		REVESTIMIENTO		TOTAL
		m/s	m	m	m	m ³	m ³	m ²	m ²	común	roca	común	roca	radier	talud	
.40	.33	1.37	.997	1.20	.40	5447	1246	399	2523	6.4	37.8	1.8	14.5	3.1	44.4	108.0
.40	.50	1.41	.888	1.09	.36	6492	1257	355	2432	7.7	45.0	1.8	14.6	2.8	42.9	114.8
.40	.75	1.43	.780	.98	.31	8075	1302	312	2450	9.5	56.0	1.8	15.2	2.5	37.2	122.2
.40	1.00	1.42	.709	.91	.28	9717	1368	283	2570	11.5	67.4	1.9	16.0	2.2	28.5	127.5
.60	.33	1.40	.874	1.07	.52	5626	1226	524	2264	6.6	39.0	1.7	14.3	4.1	39.9	105.6
.60	.50	1.43	.798	1.00	.48	6639	1246	479	2231	7.8	46.0	1.8	14.5	3.8	39.3	113.2
.60	.75	1.44	.717	.92	.43	8197	1299	430	2294	9.7	56.8	1.8	15.1	3.4	34.8	121.6
.60	1.00	1.43	.662	.86	.40	9825	1368	397	2437	11.6	68.1	1.9	15.9	3.1	27.0	127.6
.80	.33	1.42	.788	.99	.63	5827	1219	630	2082	6.9	40.4	1.7	14.2	5.0	36.7	104.9
.80	.50	1.44	.731	.93	.58	6816	1244	585	2081	8.0	47.3	1.8	14.5	4.6	36.7	112.9
.80	.75	1.44	.669	.87	.53	8350	1301	535	2171	9.9	57.9	1.8	15.2	4.2	33.0	122.0
.80	1.00	1.43	.623	.82	.50	9963	1372	499	2329	11.8	69.1	1.9	16.0	3.9	25.8	128.5
1.00	.33	1.43	.724	.92	.72	6041	1220	724	1947	7.1	41.9	1.7	14.2	5.7	34.3	104.9
1.00	.50	1.45	.679	.88	.68	7010	1248	679	1966	8.3	48.6	1.8	14.5	5.3	34.6	113.1
1.00	.75	1.44	.629	.83	.63	8524	1307	629	2072	10.1	59.1	1.9	15.2	4.9	31.5	122.7
1.00	1.00	1.43	.592	.79	.59	10123	1378	592	2239	11.9	70.2	2.0	16.1	4.7	24.8	129.7
1.15	.33	1.44	.685	.89	.79	6206	1223	788	1866	7.3	43.0	1.7	14.3	6.2	32.9	105.4
1.15	.50	1.45	.647	.85	.74	7163	1253	744	1894	8.5	49.7	1.8	14.6	5.9	33.4	113.9
1.15	.75	1.44	.604	.80	.69	8664	1313	694	2009	10.2	60.1	1.9	15.3	5.5	30.5	123.5
1.15	1.00	1.43	.571	.77	.66	10254	1384	657	2181	12.1	71.1	2.0	16.1	5.2	24.2	130.7
1.50	.33	1.44	.616	.82	.92	6597	1239	923	1719	7.8	45.7	1.8	14.4	7.3	30.3	107.3
1.50	.50	1.45	.588	.79	.88	7533	1270	882	1762	8.9	52.2	1.8	14.8	6.9	31.0	115.6
1.50	.75	1.44	.556	.76	.83	9011	1330	834	1889	10.6	62.5	1.9	15.5	6.6	28.7	125.8
1.50	1.00	1.42	.531	.73	.80	10582	1402	796	2067	12.5	73.4	2.0	16.3	6.3	22.9	133.4

XI. A.4.2.9

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

Pendiente: .0025 Talud a cerro: .2
Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: 1.4
% Roca en mesa= 60 % Roca en cuneta= 80

						CUBICACIONES				COSTOS EN MILES DE US\$							
b/h	tga	U	h	H	b	Vm	Vc	Sr	St	MESA		CUNETA		REVESTIMIENTO			
		m/s	m	m	m	m ³	m ³	m ²	m ²	común	roca	común	roca	radier	talud	TOTAL	
.40	.33	1.37	.997	1.20	.40	7065	1246	399	2523	6.7	58.8	.9	19.4	3.1	44.4	133.3	
.40	.50	1.41	.888	1.09	.36	8419	1257	355	2432	7.9	70.1	.9	19.5	2.8	42.9	144.1	
.40	.75	1.43	.780	.98	.31	10472	1302	312	2450	9.9	87.2	.9	20.2	2.5	37.2	157.9	
.40	1.00	1.42	.709	.91	.28	12603	1368	283	2570	11.9	104.9	1.0	21.3	2.2	28.5	169.8	
.60	.33	1.40	.874	1.07	.52	7296	1226	524	2264	6.9	60.7	.9	19.1	4.1	39.9	131.6	
.60	.50	1.43	.798	1.00	.48	8611	1246	479	2231	8.1	71.7	.9	19.4	3.8	39.3	143.2	
.60	.75	1.44	.717	.92	.43	10631	1299	430	2294	10.0	88.5	.9	20.2	3.4	34.8	157.8	
.60	1.00	1.43	.662	.86	.40	12742	1368	397	2437	12.0	106.0	1.0	21.3	3.1	27.0	170.4	
.80	.33	1.42	.788	.99	.63	7558	1219	630	2082	7.1	62.9	.9	18.9	5.0	36.7	131.5	
.80	.50	1.44	.731	.93	.58	8840	1244	585	2081	8.3	73.6	.9	19.3	4.6	36.7	143.4	
.80	.75	1.44	.669	.87	.53	10830	1301	535	2171	10.2	90.1	.9	20.2	4.2	33.0	158.6	
.80	1.00	1.43	.623	.82	.50	12922	1372	499	2329	12.2	107.5	1.0	21.3	3.9	25.8	171.7	
1.00	.33	1.43	.724	.92	.72	7835	1220	724	1947	7.4	65.2	.9	19.0	5.7	34.3	132.5	
1.00	.50	1.45	.679	.88	.68	9092	1248	679	1966	8.6	75.7	.9	19.4	5.3	34.6	144.5	
1.00	.75	1.44	.629	.83	.63	11055	1307	629	2072	10.4	92.0	.9	20.3	4.9	31.5	160.0	
1.00	1.00	1.43	.592	.79	.59	13129	1378	592	2239	12.4	109.3	1.0	21.4	4.7	24.8	173.6	
1.15	.33	1.44	.685	.89	.79	8048	1223	788	1866	7.6	67.0	.9	19.0	6.2	32.9	133.6	
1.15	.50	1.45	.647	.85	.74	9290	1253	744	1894	8.8	77.3	.9	19.5	5.9	33.4	145.8	
1.15	.75	1.44	.604	.80	.69	11237	1313	694	2009	10.6	93.5	.9	20.4	5.5	30.5	161.4	
1.15	1.00	1.43	.571	.77	.66	13298	1384	657	2181	12.6	110.7	1.0	21.5	5.2	24.2	175.2	
1.50	.33	1.44	.616	.82	.92	8556	1239	923	1719	8.1	71.2	.9	19.3	7.3	30.3	137.1	
1.50	.50	1.45	.588	.79	.88	9770	1270	882	1762	9.2	81.3	.9	19.7	6.9	31.0	149.0	
1.50	.75	1.44	.556	.76	.83	11687	1330	834	1889	11.0	97.3	.9	20.7	6.6	28.7	165.2	
1.50	1.00	1.42	.531	.73	.80	13725	1402	796	2067	13.0	114.2	1.0	21.8	6.3	22.9	179.2	

XI. A.4.2.10

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

=====

Pendiente: .0025 Talud a cerro: .2
 Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: 1.8
 % Roca en mesa= 75 % Roca en cuneta= 90

=====

						CUBICACIONES				COSTOS EN MILES DE US\$							
b/h	tga	U	h	H	b	V _m	V _c	S _r	S _t	MESA		CUNETAS		REVESTIMIENTO			
		m/s	m	m	m	m ³	m ³	m ²	m ²	común	roca	común	roca	radier	talud	TOTAL	
.40	.33	1.37	.997	1.20	.40	10219	1246	399	2523	6.0	106.3	.4	21.8	3.1	44.4	182.0	
.40	.50	1.41	.888	1.09	.36	12178	1257	355	2432	7.2	126.7	.4	22.0	2.8	42.9	202.0	
.40	.75	1.43	.780	.98	.31	15147	1302	312	2450	8.9	157.6	.5	22.8	2.5	37.2	229.5	
.40	1.00	1.42	.709	.91	.28	18229	1368	283	2570	10.8	189.6	.5	23.9	2.2	28.5	255.5	
.60	.33	1.40	.874	1.07	.52	10553	1226	524	2264	6.2	109.8	.4	21.4	4.1	39.9	181.8	
.60	.50	1.43	.798	1.00	.48	12455	1246	479	2231	7.3	129.6	.4	21.8	3.8	39.3	202.2	
.60	.75	1.44	.717	.92	.43	15376	1299	430	2294	9.1	160.0	.5	22.7	3.4	34.8	230.5	
.60	1.00	1.43	.662	.86	.40	18431	1368	397	2437	10.9	191.7	.5	23.9	3.1	27.0	257.1	
.80	.33	1.42	.788	.99	.63	10932	1219	630	2082	6.4	113.7	.4	21.3	5.0	36.7	183.5	
.80	.50	1.44	.731	.93	.58	12787	1244	585	2081	7.5	133.0	.4	21.8	4.6	36.7	204.0	
.80	.75	1.44	.669	.87	.53	15665	1301	535	2171	9.2	163.0	.5	22.7	4.2	33.0	232.6	
.80	1.00	1.43	.623	.82	.50	18691	1372	499	2329	11.0	194.4	.5	24.0	3.9	25.8	259.6	
1.00	.33	1.43	.724	.92	.72	11333	1220	724	1947	6.7	117.9	.4	21.3	5.7	34.3	186.3	
1.00	.50	1.45	.679	.88	.68	13151	1248	679	1966	7.8	136.8	.4	21.8	5.3	34.6	206.7	
1.00	.75	1.44	.629	.83	.63	15991	1307	629	2072	9.4	166.3	.5	22.8	4.9	31.5	235.4	
1.00	1.00	1.43	.592	.79	.59	18991	1378	592	2239	11.2	197.6	.5	24.1	4.7	24.8	262.9	
1.15	.33	1.44	.685	.89	.79	11641	1223	788	1866	6.9	121.1	.4	21.4	6.2	32.9	188.9	
1.15	.50	1.45	.647	.85	.74	13437	1253	744	1894	7.9	139.8	.4	21.9	5.9	33.4	209.3	
1.15	.75	1.44	.604	.80	.69	16253	1313	694	2009	9.6	169.1	.5	23.0	5.5	30.5	238.2	
1.15	1.00	1.43	.571	.77	.66	19235	1384	657	2181	11.3	200.1	.5	24.2	5.2	24.2	265.5	
1.50	.33	1.44	.616	.82	.92	12375	1239	923	1719	7.3	128.7	.4	21.7	7.3	30.3	195.7	
1.50	.50	1.45	.588	.79	.88	14132	1270	882	1762	8.3	147.0	.4	22.2	6.9	31.0	215.8	
1.50	.75	1.44	.556	.76	.83	16904	1330	834	1889	10.0	175.8	.5	23.3	6.6	28.7	244.9	
1.50	1.00	1.42	.531	.73	.80	19852	1402	796	2067	11.7	206.5	.5	24.5	6.3	22.9	272.4	

XI. A.4.2.11

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

Pendiente: .0025 Talud a cerro: .2
Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: 2.2
% Roca en mesa= 75 % Roca en cuneta= 90

						CUBICACIONES				COSTOS EN MILES DE US\$							
b/h	tga	U	h	H	b	Vm	Vc	Sr	St	MESA		CUNETA		REVESTIMIENTO			
		m/s	m	m	m	m ³	m ³	m ²	m ²	común	roca	común	roca	radier	talud	TOTAL	
.40	.33	1.37	.997	1.20	.40	14274	1246	399	2523	8.4	148.5	.4	21.8	3.1	44.4	226.6	
.40	.50	1.41	.888	1.09	.36	17011	1257	355	2432	10.0	177.0	.4	22.0	2.8	42.9	255.1	
.40	.75	1.43	.780	.98	.31	21158	1302	312	2450	12.5	220.1	.5	22.8	2.5	37.2	295.6	
.40	1.00	1.42	.709	.91	.28	25463	1368	283	2570	15.0	264.9	.5	23.9	2.2	28.5	335.0	
.60	.33	1.40	.874	1.07	.52	14741	1226	524	2264	8.7	153.3	.4	21.4	4.1	39.9	227.8	
.60	.50	1.43	.798	1.00	.48	17397	1246	479	2231	10.3	181.0	.4	21.8	3.8	39.3	256.6	
.60	.75	1.44	.717	.92	.43	21478	1299	430	2294	12.7	223.4	.5	22.7	3.4	34.8	297.5	
.60	1.00	1.43	.662	.86	.40	25745	1368	397	2437	15.2	267.8	.5	23.9	3.1	27.0	337.5	
.80	.33	1.42	.788	.99	.63	15270	1219	630	2082	9.0	158.8	.4	21.3	5.0	36.7	231.2	
.80	.50	1.44	.731	.93	.58	17861	1244	585	2081	10.5	185.0	.4	21.8	4.6	36.7	259.8	
.80	.75	1.44	.669	.87	.53	21881	1301	535	2171	12.9	227.6	.5	22.7	4.2	33.0	300.9	
.80	1.00	1.43	.623	.82	.50	26108	1372	499	2329	15.4	271.6	.5	24.0	3.9	25.8	341.2	
1.00	.33	1.43	.724	.92	.72	15830	1220	724	1947	9.3	164.7	.4	21.3	5.7	34.3	235.7	
1.00	.50	1.45	.679	.88	.68	18369	1248	679	1966	10.8	191.1	.4	21.8	5.3	34.6	264.0	
1.00	.75	1.44	.629	.83	.63	22336	1307	629	2072	13.2	232.4	.5	22.8	4.9	31.5	305.3	
1.00	1.00	1.43	.592	.79	.59	26527	1378	592	2239	15.7	275.9	.5	24.1	4.7	24.8	345.7	
1.15	.33	1.44	.685	.89	.79	16261	1223	788	1866	9.6	169.2	.4	21.4	6.2	32.9	239.7	
1.15	.50	1.45	.647	.85	.74	18769	1253	744	1894	11.1	195.2	.4	21.9	5.9	33.4	267.9	
1.15	.75	1.44	.604	.80	.69	22703	1313	694	2009	13.4	236.2	.5	23.0	5.5	30.5	309.1	
1.15	1.00	1.43	.571	.77	.66	26868	1384	657	2181	15.9	279.5	.5	24.2	5.2	24.2	349.5	
1.50	.33	1.44	.616	.82	.92	17286	1239	923	1719	10.2	179.8	.4	21.7	7.3	30.3	249.7	
1.50	.50	1.45	.588	.79	.88	19739	1270	882	1762	11.6	205.3	.4	22.2	6.9	31.0	277.4	
1.50	.75	1.44	.556	.76	.83	23612	1330	834	1889	13.9	245.6	.5	23.3	6.6	28.7	318.6	
1.50	1.00	1.42	.531	.73	.80	27730	1402	796	2067	16.4	288.5	.5	24.5	6.3	22.9	359.1	

XI. A.4.2.12

4.2.2 - CANAL SIN REVESTIR

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

Pendiente: .0025 Talud a cerro: 1
Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: 0
% Roca en mesa= 3 % Roca en cuneta= 5

						CUBICACIONES				COSTOS EN MILES DE US\$							
b/h	tga	U	h	H	b	Vm	Vc	Sr	St	MESA		CUNETA		REVESTIMIENTO			
		m/s	m	m	m	m ³	m ³	m ²	m ²	común	roca	común	roca	radier	talud	TOTAL	
.40	.33	.79	1.715	1.97	.69	0	2648	0	0	.0	.0	8.9	2.6	.0	.0	11.5	
.40	.50	.81	1.527	1.76	.61	0	2615	0	0	.0	.0	8.8	2.5	.0	.0	11.3	
.40	.75	.82	1.342	1.54	.54	0	2615	0	0	.0	.0	8.8	2.5	.0	.0	11.3	
.40	1.00	.82	1.219	1.42	.49	0	2705	0	0	.0	.0	9.1	2.6	.0	.0	11.7	
.60	.33	.81	1.503	1.73	.90	0	2555	0	0	.0	.0	8.6	2.5	.0	.0	11.1	
.60	.50	.82	1.372	1.58	.82	0	2544	0	0	.0	.0	8.6	2.5	.0	.0	11.1	
.60	.75	.83	1.234	1.43	.74	0	2606	0	0	.0	.0	8.8	2.5	.0	.0	11.3	
.60	1.00	.82	1.138	1.34	.68	0	2705	0	0	.0	.0	9.1	2.6	.0	.0	11.7	
.80	.33	.82	1.355	1.56	1.08	0	2499	0	0	.0	.0	8.4	2.4	.0	.0	10.8	
.80	.50	.83	1.257	1.46	1.01	0	2528	0	0	.0	.0	8.5	2.5	.0	.0	11.0	
.80	.75	.83	1.150	1.35	.92	0	2609	0	0	.0	.0	8.8	2.5	.0	.0	11.3	
.80	1.00	.82	1.073	1.27	.86	0	2712	0	0	.0	.0	9.1	2.6	.0	.0	11.7	
1.00	.33	.82	1.245	1.45	1.25	0	2494	0	0	.0	.0	8.4	2.4	.0	.0	10.8	
1.00	.50	.83	1.168	1.37	1.17	0	2534	0	0	.0	.0	8.5	2.5	.0	.0	11.0	
1.00	.75	.83	1.082	1.28	1.08	0	2619	0	0	.0	.0	8.8	2.5	.0	.0	11.3	
1.00	1.00	.82	1.018	1.22	1.02	0	2723	0	0	.0	.0	9.2	2.6	.0	.0	11.8	
1.15	.33	.83	1.179	1.38	1.36	0	2501	0	0	.0	.0	8.4	2.4	.0	.0	10.8	
1.15	.50	.83	1.113	1.31	1.28	0	2543	0	0	.0	.0	8.6	2.5	.0	.0	11.1	
1.15	.75	.83	1.039	1.24	1.19	0	2630	0	0	.0	.0	8.8	2.6	.0	.0	11.4	
1.15	1.00	.82	.982	1.18	1.13	0	2733	0	0	.0	.0	9.2	2.7	.0	.0	11.9	
1.50	.33	.83	1.059	1.26	1.59	0	2528	0	0	.0	.0	8.5	2.5	.0	.0	11.0	
1.50	.50	.83	1.012	1.21	1.52	0	2573	0	0	.0	.0	8.7	2.5	.0	.0	11.2	
1.50	.75	.83	.956	1.16	1.43	0	2660	0	0	.0	.0	8.9	2.6	.0	.0	11.5	
1.50	1.00	.82	.913	1.11	1.37	0	2763	0	0	.0	.0	9.3	2.7	.0	.0	12.0	

XI. A.4.2.13

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

=====

Pendiente: .0025 Talud a cerro: 1
 Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: .2
 % Roca en mesa= 10 % Roca en cuneta= 15

=====

						CUBICACIONES				COSTOS EN MILES DE US\$							
b/h	tga	U	h	H	b	Um	Vc	Sr	St	MESA		CUNETA		REVESTIMIENTO			
		m/s	m	m	m	m ³	m ³	m ²	m ²	común	roca	común	roca	radier	talud	TOTAL	
.40	.33	.79	1.715	1.97	.69	1531	2648	0	0	3.3	2.1	8.0	7.7	.0	.0	21.1	
.40	.50	.81	1.527	1.76	.61	1869	2615	0	0	4.0	2.6	7.9	7.6	.0	.0	22.1	
.40	.75	.82	1.342	1.54	.54	2367	2615	0	0	5.0	3.3	7.9	7.6	.0	.0	23.8	
.40	1.00	.82	1.219	1.42	.49	2911	2705	0	0	6.2	4.0	8.1	7.9	.0	.0	26.2	
.60	.33	.81	1.503	1.73	.90	1578	2555	0	0	3.4	2.2	7.7	7.4	.0	.0	20.7	
.60	.50	.82	1.372	1.58	.82	1902	2544	0	0	4.0	2.6	7.7	7.4	.0	.0	21.7	
.60	.75	.83	1.234	1.43	.74	2411	2606	0	0	5.1	3.3	7.8	7.6	.0	.0	23.8	
.60	1.00	.82	1.138	1.34	.68	2952	2705	0	0	6.3	4.1	8.1	7.9	.0	.0	26.4	
.80	.33	.82	1.355	1.56	1.08	1640	2499	0	0	3.5	2.3	7.5	7.3	.0	.0	20.6	
.80	.50	.83	1.257	1.46	1.01	1963	2528	0	0	4.2	2.7	7.6	7.4	.0	.0	21.9	
.80	.75	.83	1.150	1.35	.92	2470	2609	0	0	5.2	3.4	7.9	7.6	.0	.0	24.1	
.80	1.00	.82	1.073	1.27	.86	3005	2712	0	0	6.4	4.2	8.2	7.9	.0	.0	26.7	
1.00	.33	.82	1.245	1.45	1.25	1718	2494	0	0	3.6	2.4	7.5	7.3	.0	.0	20.8	
1.00	.50	.83	1.168	1.37	1.17	2037	2534	0	0	4.3	2.8	7.6	7.4	.0	.0	22.1	
1.00	.75	.83	1.082	1.28	1.08	2537	2619	0	0	5.4	3.5	7.9	7.6	.0	.0	24.4	
1.00	1.00	.82	1.018	1.22	1.02	3067	2723	0	0	6.5	4.3	8.2	7.9	.0	.0	26.9	
1.15	.33	.83	1.179	1.38	1.36	1780	2501	0	0	3.8	2.5	7.5	7.3	.0	.0	21.1	
1.15	.50	.83	1.113	1.31	1.28	2094	2543	0	0	4.4	2.9	7.7	7.4	.0	.0	22.4	
1.15	.75	.83	1.039	1.24	1.19	2590	2630	0	0	5.5	3.6	7.9	7.7	.0	.0	24.7	
1.15	1.00	.82	.982	1.18	1.13	3118	2733	0	0	6.6	4.3	8.2	8.0	.0	.0	27.1	
1.50	.33	.83	1.059	1.26	1.59	1928	2528	0	0	4.1	2.7	7.6	7.4	.0	.0	21.8	
1.50	.50	.83	1.012	1.21	1.52	2236	2573	0	0	4.7	3.1	7.7	7.5	.0	.0	23.0	
1.50	.75	.83	.956	1.16	1.43	2724	2660	0	0	5.8	3.8	8.0	7.8	.0	.0	25.4	
1.50	1.00	.82	.913	1.11	1.37	3245	2763	0	0	6.9	4.5	8.3	8.1	.0	.0	27.8	

XI. A.4.2.14

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

Pendiente: .0025 Talud a cerro: 1
 Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: .3
 % Roca en mesa= 25 % Roca en cuneta= 30

CUBICACIONES											COSTOS EN MILES DE US\$						
b/h	tga	U	h	H	b	Vm	Vc	Sr	St	MESA	CUNETAS	REVESTIMIENTO	TOTAL				
		m/s	m	m	m	m ³	m ³	m ²	m ²	común	roca	común	roca	radier	talud		
.40	.33	.79	1.715	1.97	.69	2624	2648	0	0	4.6	9.1	6.6	15.4	.0	.0	35.7	
.40	.50	.81	1.527	1.76	.61	3205	2615	0	0	5.7	11.1	6.5	15.2	.0	.0	38.5	
.40	.75	.82	1.342	1.54	.54	4058	2615	0	0	7.2	14.1	6.5	15.2	.0	.0	43.0	
.40	1.00	.82	1.219	1.42	.49	4990	2705	0	0	8.8	17.3	6.7	15.8	.0	.0	48.6	
.60	.33	.81	1.503	1.73	.90	2706	2555	0	0	4.8	9.4	6.3	14.9	.0	.0	35.4	
.60	.50	.82	1.372	1.58	.82	3261	2544	0	0	5.8	11.3	6.3	14.8	.0	.0	38.2	
.60	.75	.83	1.234	1.43	.74	4134	2606	0	0	7.3	14.3	6.5	15.2	.0	.0	43.3	
.60	1.00	.82	1.138	1.34	.68	5061	2705	0	0	9.0	17.5	6.7	15.8	.0	.0	49.0	
.80	.33	.82	1.355	1.56	1.08	2812	2499	0	0	5.0	9.8	6.2	14.6	.0	.0	35.6	
.80	.50	.83	1.257	1.46	1.01	3366	2528	0	0	6.0	11.7	6.3	14.7	.0	.0	38.7	
.80	.75	.83	1.150	1.35	.92	4234	2609	0	0	7.5	14.7	6.5	15.2	.0	.0	43.9	
.80	1.00	.82	1.073	1.27	.86	5152	2712	0	0	9.1	17.9	6.7	15.8	.0	.0	49.5	
1.00	.33	.82	1.245	1.45	1.25	2945	2494	0	0	5.2	10.2	6.2	14.5	.0	.0	36.1	
1.00	.50	.83	1.168	1.37	1.17	3491	2534	0	0	6.2	12.1	6.3	14.8	.0	.0	39.4	
1.00	.75	.83	1.082	1.28	1.08	4349	2619	0	0	7.7	15.1	6.5	15.3	.0	.0	44.6	
1.00	1.00	.82	1.018	1.22	1.02	5258	2723	0	0	9.3	18.2	6.7	15.9	.0	.0	50.1	
1.15	.33	.83	1.179	1.38	1.36	3051	2501	0	0	5.4	10.6	6.2	14.6	.0	.0	36.8	
1.15	.50	.83	1.113	1.31	1.28	3591	2543	0	0	6.4	12.5	6.3	14.8	.0	.0	40.0	
1.15	.75	.83	1.039	1.24	1.19	4440	2630	0	0	7.9	15.4	6.5	15.3	.0	.0	45.1	
1.15	1.00	.82	.982	1.18	1.13	5345	2733	0	0	9.5	18.5	6.8	15.9	.0	.0	50.7	
1.50	.33	.83	1.059	1.26	1.59	3305	2528	0	0	5.8	11.5	6.3	14.7	.0	.0	38.3	
1.50	.50	.83	1.012	1.21	1.52	3833	2573	0	0	6.8	13.3	6.4	15.0	.0	.0	41.5	
1.50	.75	.83	.956	1.16	1.43	4670	2660	0	0	8.3	16.2	6.6	15.5	.0	.0	46.6	
1.50	1.00	.82	.913	1.11	1.37	5563	2763	0	0	9.8	19.3	6.8	16.1	.0	.0	52.0	

XI. A.4.2.15

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

Pendiente: .0025 Talud a cerro: .333
 Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: .4
 % Roca en mesa= 30 % Roca en cuneta= 40

						CUBICACIONES				COSTOS EN MILES DE US\$							
b/h	tga	U	h	H	b	Vm	Vc	Sr	St	MESA		CUNETAS		REVESTIMIENTO			
		m/s	m	m	m	m ³	m ³	m ²	m ²	común	roca	común	roca	radier	talud	TOTAL	
.40	.33	.79	1.715	1.97	.69	2825	2648	0	0	4.7	11.8	5.6	20.6	.0	.0	42.7	
.40	.50	.81	1.527	1.76	.61	3451	2615	0	0	5.7	14.4	5.6	20.3	.0	.0	46.0	
.40	.75	.82	1.342	1.54	.54	4369	2615	0	0	7.2	18.2	5.6	20.3	.0	.0	51.3	
.40	1.00	.82	1.219	1.42	.49	5373	2705	0	0	8.9	22.4	5.7	21.0	.0	.0	58.0	
.60	.33	.81	1.503	1.73	.90	2913	2555	0	0	4.8	12.1	5.4	19.9	.0	.0	42.2	
.60	.50	.82	1.372	1.58	.82	3512	2544	0	0	5.8	14.6	5.4	19.8	.0	.0	45.6	
.60	.75	.83	1.234	1.43	.74	4451	2606	0	0	7.4	18.5	5.5	20.3	.0	.0	51.7	
.60	1.00	.82	1.138	1.34	.68	5449	2705	0	0	9.0	22.7	5.7	21.0	.0	.0	58.4	
.80	.33	.82	1.355	1.56	1.08	3028	2499	0	0	5.0	12.6	5.3	19.4	.0	.0	42.3	
.80	.50	.83	1.257	1.46	1.01	3624	2528	0	0	6.0	15.1	5.4	19.6	.0	.0	46.1	
.80	.75	.83	1.150	1.35	.92	4559	2609	0	0	7.5	19.0	5.5	20.3	.0	.0	52.3	
.80	1.00	.82	1.073	1.27	.86	5548	2712	0	0	9.2	23.1	5.8	21.1	.0	.0	59.2	
1.00	.33	.82	1.245	1.45	1.25	3171	2494	0	0	5.2	13.2	5.3	19.4	.0	.0	43.1	
1.00	.50	.83	1.168	1.37	1.17	3759	2534	0	0	6.2	15.6	5.4	19.7	.0	.0	46.9	
1.00	.75	.83	1.082	1.28	1.08	4682	2619	0	0	7.7	19.5	5.6	20.4	.0	.0	53.2	
1.00	1.00	.82	1.018	1.22	1.02	5662	2723	0	0	9.4	23.6	5.8	21.2	.0	.0	60.0	
1.15	.33	.83	1.179	1.38	1.36	3285	2501	0	0	5.4	13.7	5.3	19.4	.0	.0	43.8	
1.15	.50	.83	1.113	1.31	1.28	3866	2543	0	0	6.4	16.1	5.4	19.8	.0	.0	47.7	
1.15	.75	.83	1.039	1.24	1.19	4781	2630	0	0	7.9	19.9	5.6	20.4	.0	.0	53.8	
1.15	1.00	.82	.982	1.18	1.13	5755	2733	0	0	9.5	23.9	5.8	21.2	.0	.0	60.4	
1.50	.33	.83	1.059	1.26	1.59	3558	2528	0	0	5.9	14.8	5.4	19.6	.0	.0	45.7	
1.50	.50	.83	1.012	1.21	1.52	4127	2573	0	0	6.8	17.2	5.5	20.0	.0	.0	49.5	
1.50	.75	.83	.956	1.16	1.43	5028	2660	0	0	8.3	20.9	5.7	20.7	.0	.0	55.6	
1.50	1.00	.82	.913	1.11	1.37	5990	2763	0	0	9.9	24.9	5.9	21.5	.0	.0	62.2	

XI. A.4.2.16

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

=====

Pendiente: .0025 Talud a cerro: .333
 Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: .5
 % Roca en mesa= 30 % Roca en cuneta= 40

=====

						CUBICACIONES				COSTOS EN MILES DE US\$							
b/h	tga	U	h	H	b	Vm	Vc	Sr	St	MESA		CUNETAS		REVESTIMIENTO			
		m/s	m	m	m	m³	m³	m²	m²	común	roca	común	roca	radier	talud	TOTAL	
.40	.33	.79	1.715	1.97	.69	3673	2648	0	0	6.1	15.3	5.6	20.6	.0	.0	47.6	
.40	.50	.81	1.527	1.76	.61	4486	2615	0	0	7.4	18.7	5.6	20.3	.0	.0	52.0	
.40	.75	.82	1.342	1.54	.54	5680	2615	0	0	9.4	23.6	5.6	20.3	.0	.0	58.9	
.40	1.00	.82	1.219	1.42	.49	6984	2705	0	0	11.5	29.1	5.7	21.0	.0	.0	67.3	
.60	.33	.81	1.503	1.73	.90	3787	2555	0	0	6.3	15.8	5.4	19.9	.0	.0	47.4	
.60	.50	.82	1.372	1.58	.82	4565	2544	0	0	7.5	19.0	5.4	19.8	.0	.0	51.7	
.60	.75	.83	1.234	1.43	.74	5786	2606	0	0	9.6	24.1	5.5	20.3	.0	.0	59.5	
.60	1.00	.82	1.138	1.34	.68	7084	2705	0	0	11.7	29.5	5.7	21.0	.0	.0	67.9	
.80	.33	.82	1.355	1.56	1.08	3936	2499	0	0	6.5	16.4	5.3	19.4	.0	.0	47.6	
.80	.50	.83	1.257	1.46	1.01	4711	2528	0	0	7.8	19.6	5.4	19.6	.0	.0	52.4	
.80	.75	.83	1.150	1.35	.92	5927	2609	0	0	9.8	24.7	5.5	20.3	.0	.0	60.3	
.80	1.00	.82	1.073	1.27	.86	7212	2712	0	0	11.9	30.0	5.8	21.1	.0	.0	68.8	
1.00	.33	.82	1.245	1.45	1.25	4123	2494	0	0	6.8	17.2	5.3	19.4	.0	.0	48.7	
1.00	.50	.83	1.168	1.37	1.17	4887	2534	0	0	8.1	20.3	5.4	19.7	.0	.0	53.5	
1.00	.75	.83	1.082	1.28	1.08	6087	2619	0	0	10.1	25.3	5.6	20.4	.0	.0	61.4	
1.00	1.00	.82	1.018	1.22	1.02	7360	2723	0	0	12.2	30.6	5.8	21.2	.0	.0	69.8	
1.15	.33	.83	1.179	1.38	1.36	4271	2501	0	0	7.1	17.8	5.3	19.4	.0	.0	49.6	
1.15	.50	.83	1.113	1.31	1.28	5026	2543	0	0	8.3	20.9	5.4	19.8	.0	.0	54.4	
1.15	.75	.83	1.039	1.24	1.19	6215	2630	0	0	10.3	25.9	5.6	20.4	.0	.0	62.2	
1.15	1.00	.82	.982	1.18	1.13	7481	2733	0	0	12.4	31.1	5.8	21.2	.0	.0	70.5	
1.50	.33	.83	1.059	1.26	1.59	4626	2528	0	0	7.6	19.2	5.4	19.6	.0	.0	51.8	
1.50	.50	.83	1.012	1.21	1.52	5365	2573	0	0	8.9	22.3	5.5	20.0	.0	.0	56.7	
1.50	.75	.83	.956	1.16	1.43	6536	2660	0	0	10.8	27.2	5.7	20.7	.0	.0	64.4	
1.50	1.00	.82	.913	1.11	1.37	7787	2763	0	0	12.9	32.4	5.9	21.5	.0	.0	72.7	

XI. A.4.2.17

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

Pendiente: .0025 Talud a cerro: .333
 Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: .6
 % Roca en mesa= 30 % Roca en cuneta= 40

						CUBICACIONES				COSTOS EN HILES DE US\$							
b/h	tga	U	h	H	b	V _m	V _c	S _r	St	MESA		CUNETA		REVESTIMIENTO		TOTAL	
		m/s	m	m	m	m ³	m ³	m ²	m ²	común	roca	común	roca	radier	talud		
.40	.33	.79	1.715	1.97	.69	4591	2648	0	0	7.6	19.1	5.6	20.6	.0	.0	52.9	
.40	.50	.81	1.527	1.76	.61	5607	2615	0	0	9.3	23.3	5.6	20.3	.0	.0	58.5	
.40	.75	.82	1.342	1.54	.54	7100	2615	0	0	11.7	29.5	5.6	20.3	.0	.0	67.1	
.40	1.00	.82	1.219	1.42	.49	8730	2705	0	0	14.4	36.3	5.7	21.0	.0	.0	77.4	
.60	.33	.81	1.503	1.73	.90	4734	2555	0	0	7.8	19.7	5.4	19.9	.0	.0	52.8	
.60	.50	.82	1.372	1.58	.82	5706	2544	0	0	9.4	23.7	5.4	19.8	.0	.0	58.3	
.60	.75	.83	1.234	1.43	.74	7233	2606	0	0	11.9	30.1	5.5	20.3	.0	.0	67.8	
.60	1.00	.82	1.138	1.34	.68	8854	2705	0	0	14.6	36.8	5.7	21.0	.0	.0	78.1	
.80	.33	.82	1.355	1.56	1.08	4920	2499	0	0	8.1	20.5	5.3	19.4	.0	.0	53.3	
.80	.50	.83	1.257	1.46	1.01	5888	2528	0	0	9.7	24.5	5.4	19.6	.0	.0	59.2	
.80	.75	.83	1.150	1.35	.92	7408	2609	0	0	12.2	30.8	5.5	20.3	.0	.0	68.8	
.80	1.00	.82	1.073	1.27	.86	9014	2712	0	0	14.9	37.5	5.8	21.1	.0	.0	79.3	
1.00	.33	.82	1.245	1.45	1.25	5153	2494	0	0	8.5	21.4	5.3	19.4	.0	.0	54.6	
1.00	.50	.83	1.168	1.37	1.17	6108	2534	0	0	10.1	25.4	5.4	19.7	.0	.0	60.6	
1.00	.75	.83	1.082	1.28	1.08	7608	2619	0	0	12.6	31.7	5.6	20.4	.0	.0	70.3	
1.00	1.00	.82	1.018	1.22	1.02	9199	2723	0	0	15.2	38.3	5.8	21.2	.0	.0	80.5	
1.15	.33	.83	1.179	1.38	1.36	5338	2501	0	0	8.8	22.2	5.3	19.4	.0	.0	55.7	
1.15	.50	.83	1.113	1.31	1.28	6282	2543	0	0	10.4	26.1	5.4	19.8	.0	.0	61.7	
1.15	.75	.83	1.039	1.24	1.19	7769	2630	0	0	12.8	32.3	5.6	20.4	.0	.0	71.1	
1.15	1.00	.82	.982	1.18	1.13	9351	2733	0	0	15.4	38.9	5.8	21.2	.0	.0	81.3	
1.50	.33	.83	1.059	1.26	1.59	5782	2528	0	0	9.6	24.1	5.4	19.6	.0	.0	58.7	
1.50	.50	.83	1.012	1.21	1.52	6706	2573	0	0	11.1	27.9	5.5	20.0	.0	.0	64.5	
1.50	.75	.83	.956	1.16	1.43	8170	2660	0	0	13.5	34.0	5.7	20.7	.0	.0	73.9	
1.50	1.00	.82	.913	1.11	1.37	9733	2763	0	0	16.1	40.5	5.9	21.5	.0	.0	84.0	

XI. A.4.2.18

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

=====

Pendiente: .0025 Talud a cerro: .333

Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: .8

% Roca en mesa= 40 % Roca en cuneta= 50

						CUBICACIONES				COSTOS EN MILES DE US\$							
b/h	tga	U	h	H	b	Vm	Vc	Sr	St	MESA		CUNETA		REVESTIMIENTO			
		m/s	m	m	m	m³	m³	m²	m²	común	roca	común	roca	radier	talud	TOTAL	
.40	.33	.79	1.715	1.97	.69	6677	2648	0	0	9.5	37.0	4.7	25.7	.0	.0	76.9	
.40	.50	.81	1.527	1.76	.61	8155	2615	0	0	11.5	45.2	4.6	25.4	.0	.0	86.7	
.40	.75	.82	1.342	1.54	.54	10326	2615	0	0	14.6	57.3	4.6	25.4	.0	.0	101.9	
.40	1.00	.82	1.219	1.42	.49	12697	2705	0	0	18.0	70.4	4.8	26.3	.0	.0	119.5	
.60	.33	.81	1.503	1.73	.90	6885	2555	0	0	9.7	38.2	4.5	24.8	.0	.0	77.2	
.60	.50	.82	1.372	1.58	.82	8298	2544	0	0	11.8	46.0	4.5	24.7	.0	.0	87.0	
.60	.75	.83	1.234	1.43	.74	10519	2606	0	0	14.9	58.4	4.6	25.3	.0	.0	103.2	
.60	1.00	.82	1.138	1.34	.68	12877	2705	0	0	18.2	71.4	4.8	26.3	.0	.0	120.7	
.80	.33	.82	1.355	1.56	1.08	7155	2499	0	0	10.1	39.7	4.4	24.3	.0	.0	78.5	
.80	.50	.83	1.257	1.46	1.01	8564	2528	0	0	12.1	47.5	4.5	24.6	.0	.0	88.7	
.80	.75	.83	1.150	1.35	.92	10775	2609	0	0	15.3	59.8	4.6	25.4	.0	.0	105.1	
.80	1.00	.82	1.073	1.27	.86	13110	2712	0	0	18.6	72.7	4.8	26.3	.0	.0	122.4	
1.00	.33	.82	1.245	1.45	1.25	7494	2494	0	0	10.6	41.6	4.4	24.2	.0	.0	80.8	
1.00	.50	.83	1.168	1.37	1.17	8884	2534	0	0	12.6	49.3	4.5	24.6	.0	.0	91.0	
1.00	.75	.83	1.082	1.28	1.08	11065	2619	0	0	15.7	61.4	4.6	25.4	.0	.0	107.1	
1.00	1.00	.82	1.018	1.22	1.02	13379	2723	0	0	18.9	74.2	4.8	26.5	.0	.0	124.4	
1.15	.33	.83	1.179	1.38	1.36	7764	2501	0	0	11.0	43.1	4.4	24.3	.0	.0	82.8	
1.15	.50	.83	1.113	1.31	1.28	9136	2543	0	0	12.9	50.7	4.5	24.7	.0	.0	92.8	
1.15	.75	.83	1.039	1.24	1.19	11299	2630	0	0	16.0	62.7	4.7	25.5	.0	.0	108.9	
1.15	1.00	.82	.982	1.18	1.13	13600	2733	0	0	19.3	75.5	4.8	26.6	.0	.0	126.2	
1.50	.33	.83	1.059	1.26	1.59	8409	2528	0	0	11.9	46.7	4.5	24.6	.0	.0	87.7	
1.50	.50	.83	1.012	1.21	1.52	9752	2573	0	0	13.8	54.1	4.6	25.0	.0	.0	97.5	
1.50	.75	.83	.956	1.16	1.43	11882	2660	0	0	16.8	65.9	4.7	25.8	.0	.0	113.2	
1.50	1.00	.82	.913	1.11	1.37	14156	2763	0	0	20.0	78.5	4.9	26.8	.0	.0	130.2	

XI. A.4.2.19

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

Pendiente: .0025 Talud a cerro: .333
 Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: 1
 % Roca en mesa= 50 % Roca en cuneta= 60

						CUBICACIONES				COSTOS EN MILES DE US\$							
b/h	tga	U	h	H	b	Vm	Vc	Sr	St	MESA		CUNETA		REVESTIMIENTO		TOTAL	
		m/s	m	m	m	m³	m³	m²	m²	común	roca	común	roca	radier	talud		
.40	.33	.79	1.715	1.97	.69	9179	2648	0	0	10.8	63.7	3.7	30.9	.0	.0	109.1	
.40	.50	.81	1.527	1.76	.61	11211	2615	0	0	13.2	77.7	3.7	30.5	.0	.0	125.1	
.40	.75	.82	1.342	1.54	.54	14196	2615	0	0	16.8	98.4	3.7	30.5	.0	.0	149.4	
.40	1.00	.82	1.219	1.42	.49	17456	2705	0	0	20.6	121.1	3.8	31.5	.0	.0	177.0	
.60	.33	.81	1.503	1.73	.90	9465	2555	0	0	11.2	65.6	3.6	29.8	.0	.0	110.2	
.60	.50	.82	1.372	1.58	.82	11409	2544	0	0	13.5	79.1	3.6	29.7	.0	.0	125.9	
.60	.75	.83	1.234	1.43	.74	14462	2606	0	0	17.1	100.3	3.7	30.4	.0	.0	151.5	
.60	1.00	.82	1.138	1.34	.68	17704	2705	0	0	20.9	122.8	3.8	31.5	.0	.0	179.0	
.80	.33	.82	1.355	1.56	1.08	9837	2499	0	0	11.6	68.2	3.5	29.1	.0	.0	112.4	
.80	.50	.83	1.257	1.46	1.01	11774	2528	0	0	13.9	81.7	3.6	29.5	.0	.0	128.7	
.80	.75	.83	1.150	1.35	.92	14813	2609	0	0	17.5	102.7	3.7	30.4	.0	.0	154.3	
.80	1.00	.82	1.073	1.27	.86	18024	2712	0	0	21.3	125.0	3.8	31.6	.0	.0	181.7	
1.00	.33	.82	1.245	1.45	1.25	10304	2494	0	0	12.2	71.5	3.5	29.1	.0	.0	116.3	
1.00	.50	.83	1.168	1.37	1.17	12214	2534	0	0	14.4	84.7	3.6	29.5	.0	.0	132.2	
1.00	.75	.83	1.082	1.28	1.08	15212	2619	0	0	18.0	105.5	3.7	30.5	.0	.0	157.7	
1.00	1.00	.82	1.018	1.22	1.02	18394	2723	0	0	21.7	127.6	3.9	31.7	.0	.0	184.9	
1.15	.33	.83	1.179	1.38	1.36	10674	2501	0	0	12.6	74.0	3.5	29.2	.0	.0	119.3	
1.15	.50	.83	1.113	1.31	1.28	12561	2543	0	0	14.8	87.1	3.6	29.7	.0	.0	135.2	
1.15	.75	.83	1.039	1.24	1.19	15534	2630	0	0	18.3	107.7	3.7	30.7	.0	.0	160.4	
1.15	1.00	.82	.982	1.18	1.13	18697	2733	0	0	22.1	129.7	3.9	31.9	.0	.0	187.6	
1.50	.33	.83	1.059	1.26	1.59	11561	2528	0	0	13.6	80.2	3.6	29.5	.0	.0	126.9	
1.50	.50	.83	1.012	1.21	1.52	13408	2573	0	0	15.8	93.0	3.6	30.0	.0	.0	142.4	
1.50	.75	.83	.956	1.16	1.43	16335	2660	0	0	19.3	113.3	3.8	31.0	.0	.0	167.4	
1.50	1.00	.82	.913	1.11	1.37	19462	2763	0	0	23.0	135.0	3.9	32.2	.0	.0	194.1	

XI. A.4.2.20

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

Pendiente: .0025 Talud a cerro: .2
 Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: 1.4
 % Roca en mesa= 60 % Roca en cuneta= 80

						CUBICACIONES				COSTOS EN MILES DE US\$							
b/h	tga	U	h	H	b	Vm	Vc	Sr	St	MESA		CUNETAS		REVESTIMIENTO			
		m/s	m	m	m	m ³	m ³	m ²	m ²	común	roca	común	roca	radier	talud	TOTAL	
.40	.33	.79	1.715	1.97	.69	11905	2648	0	0	11.2	99.1	1.9	41.2	.0	.0	153.4	
.40	.50	.81	1.527	1.76	.61	14540	2615	0	0	13.7	121.0	1.9	40.7	.0	.0	177.3	
.40	.75	.82	1.342	1.54	.54	18411	2615	0	0	17.4	153.2	1.9	40.6	.0	.0	213.1	
.40	1.00	.82	1.219	1.42	.49	22639	2705	0	0	21.4	188.4	1.9	42.1	.0	.0	253.8	
.60	.33	.81	1.503	1.73	.90	12276	2555	0	0	11.6	102.2	1.8	39.7	.0	.0	155.3	
.60	.50	.82	1.372	1.58	.82	14796	2544	0	0	14.0	123.1	1.8	39.5	.0	.0	178.4	
.60	.75	.83	1.234	1.43	.74	18756	2606	0	0	17.7	156.1	1.8	40.5	.0	.0	216.1	
.60	1.00	.82	1.138	1.34	.68	22961	2705	0	0	21.7	191.1	1.9	42.1	.0	.0	256.8	
.80	.33	.82	1.355	1.56	1.08	12758	2499	0	0	12.0	106.2	1.8	38.8	.0	.0	158.8	
.80	.50	.83	1.257	1.46	1.01	15270	2528	0	0	14.4	127.1	1.8	39.3	.0	.0	182.6	
.80	.75	.83	1.150	1.35	.92	19212	2609	0	0	18.1	159.9	1.8	40.6	.0	.0	220.4	
.80	1.00	.82	1.073	1.27	.86	23376	2712	0	0	22.1	194.5	1.9	42.2	.0	.0	260.7	
1.00	.33	.82	1.245	1.45	1.25	13363	2494	0	0	12.6	111.2	1.8	38.8	.0	.0	164.4	
1.00	.50	.83	1.168	1.37	1.17	15840	2534	0	0	15.0	131.8	1.8	39.4	.0	.0	188.0	
1.00	.75	.83	1.082	1.28	1.08	19730	2619	0	0	18.6	164.2	1.9	40.7	.0	.0	225.4	
1.00	1.00	.82	1.018	1.22	1.02	23856	2723	0	0	22.5	198.5	1.9	42.3	.0	.0	265.2	
1.15	.33	.83	1.179	1.38	1.36	13843	2501	0	0	13.1	115.2	1.8	38.9	.0	.0	169.0	
1.15	.50	.83	1.113	1.31	1.28	16290	2543	0	0	15.4	135.6	1.8	39.5	.0	.0	192.3	
1.15	.75	.83	1.039	1.24	1.19	20147	2630	0	0	19.0	167.7	1.9	40.9	.0	.0	229.5	
1.15	1.00	.82	.982	1.18	1.13	24249	2733	0	0	22.9	201.8	1.9	42.5	.0	.0	269.1	
1.50	.33	.83	1.059	1.26	1.59	14994	2528	0	0	14.2	124.8	1.8	39.3	.0	.0	180.1	
1.50	.50	.83	1.012	1.21	1.52	17389	2573	0	0	16.4	144.7	1.8	40.0	.0	.0	202.9	
1.50	.75	.83	.956	1.16	1.43	21186	2660	0	0	20.0	176.3	1.9	41.3	.0	.0	239.5	
1.50	1.00	.82	.913	1.11	1.37	25241	2763	0	0	23.8	210.1	2.0	42.9	.0	.0	278.8	

XI. A.4.2.21

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

Pendiente: .0025 Talud a cerro: .2
 Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: 1.8
 % Roca en mesa= 75 % Roca en cuneta= 90

CUBICACIONES																	COSTOS EN MILES DE US\$									
b/h	tga	U m/s	h m	H m	b m	CUBICACIONES				MESA		CUNETA		REVESTIMIENTO		TOTAL										
						Vm m³	Vc m³	Sr m²	St m²	común	roca	común	roca	radier	talud											
.40	.33	.79	1.715	1.97	.69	17220	2648	0	0	10.2	179.1	.9	46.3	.0	.0	236.5										
.40	.50	.81	1.527	1.76	.61	21031	2615	0	0	12.4	218.8	.9	45.7	.0	.0	277.8										
.40	.75	.82	1.342	1.54	.54	26630	2615	0	0	15.7	277.0	.9	45.7	.0	.0	339.3										
.40	1.00	.82	1.219	1.42	.49	32746	2705	0	0	19.3	340.6	1.0	47.3	.0	.0	408.2										
.60	.33	.81	1.503	1.73	.90	17757	2555	0	0	10.5	184.7	.9	44.7	.0	.0	240.8										
.60	.50	.82	1.372	1.58	.82	21402	2544	0	0	12.6	222.6	.9	44.5	.0	.0	280.6										
.60	.75	.83	1.234	1.43	.74	27129	2606	0	0	16.0	282.2	.9	45.6	.0	.0	344.7										
.60	1.00	.82	1.138	1.34	.68	33211	2705	0	0	19.6	345.5	1.0	47.3	.0	.0	413.4										
.80	.33	.82	1.355	1.56	1.08	18453	2499	0	0	10.9	192.0	.9	43.7	.0	.0	247.5										
.80	.50	.83	1.257	1.46	1.01	22087	2528	0	0	13.0	229.8	.9	44.2	.0	.0	287.9										
.80	.75	.83	1.150	1.35	.92	27789	2609	0	0	16.4	289.1	.9	45.6	.0	.0	352.0										
.80	1.00	.82	1.073	1.27	.86	33812	2712	0	0	19.9	351.7	1.0	47.4	.0	.0	420.0										
1.00	.33	.82	1.245	1.45	1.25	19329	2494	0	0	11.4	201.1	.9	43.6	.0	.0	257.0										
1.00	.50	.83	1.168	1.37	1.17	22912	2534	0	0	13.5	238.3	.9	44.3	.0	.0	297.0										
1.00	.75	.83	1.082	1.28	1.08	28537	2619	0	0	16.8	296.9	.9	45.8	.0	.0	360.4										
1.00	1.00	.82	1.018	1.22	1.02	34507	2723	0	0	20.4	359.0	1.0	47.6	.0	.0	428.0										
1.15	.33	.83	1.179	1.38	1.36	20024	2501	0	0	11.8	208.3	.9	43.7	.0	.0	264.7										
1.15	.50	.83	1.113	1.31	1.28	23563	2543	0	0	13.9	245.1	.9	44.5	.0	.0	304.4										
1.15	.75	.83	1.039	1.24	1.19	29141	2630	0	0	17.2	303.1	.9	46.0	.0	.0	367.2										
1.15	1.00	.82	.982	1.18	1.13	35074	2733	0	0	20.7	364.9	1.0	47.8	.0	.0	434.4										
1.50	.33	.83	1.059	1.26	1.59	21687	2528	0	0	12.8	225.6	.9	44.2	.0	.0	283.5										
1.50	.50	.83	1.012	1.21	1.52	25152	2573	0	0	14.8	261.6	.9	45.0	.0	.0	322.3										
1.50	.75	.83	.956	1.16	1.43	30644	2660	0	0	18.1	318.8	.9	46.5	.0	.0	384.3										
1.50	1.00	.82	.913	1.11	1.37	36510	2763	0	0	21.5	379.8	1.0	48.3	.0	.0	450.6										

XI. A.4.2.22

CUBICACIONES Y PRESUPUESTOS CANAL TRASVASE (IPLA 1985)

Pendiente: .0025 Talud a cerro: .2
 Ancho de bermas= 1.5 m Pendiente trans: 2.2
 % Roca en mesa= 75 % Roca en cuneta= 90

CUBICACIONES											COSTOS EN MILES DE US\$						
b/h	tga	U	h	H	b	Vm	Vc	Sr	St	MESA		CUNETA		REVESTIMIENTO			
		m/s	m	m	m	m³	m³	m²	m²	común	roca	común	roca	radier	talud	TOTAL	
.40	.33	.79	1.715	1.97	.69	24053	2648	0	0	14.2	250.2	.9	46.3	.0	.0	311.6	
.40	.50	.81	1.527	1.76	.61	29377	2615	0	0	17.3	305.6	.9	45.7	.0	.0	369.5	
.40	.75	.82	1.342	1.54	.54	37198	2615	0	0	21.9	386.9	.9	45.7	.0	.0	455.4	
.40	1.00	.82	1.219	1.42	.49	45740	2705	0	0	27.0	475.8	1.0	47.3	.0	.0	551.1	
.60	.33	.81	1.503	1.73	.90	24803	2555	0	0	14.6	258.0	.9	44.7	.0	.0	318.2	
.60	.50	.82	1.372	1.58	.82	29895	2544	0	0	17.6	311.0	.9	44.5	.0	.0	374.0	
.60	.75	.83	1.234	1.43	.74	37895	2606	0	0	22.4	394.2	.9	45.6	.0	.0	463.1	
.60	1.00	.82	1.138	1.34	.68	46390	2705	0	0	27.4	482.6	1.0	47.3	.0	.0	558.3	
.80	.33	.82	1.355	1.56	1.08	25776	2499	0	0	15.2	268.1	.9	43.7	.0	.0	327.9	
.80	.50	.83	1.257	1.46	1.01	30852	2528	0	0	18.2	320.9	.9	44.2	.0	.0	384.2	
.80	.75	.83	1.150	1.35	.92	38816	2609	0	0	22.9	403.8	.9	45.6	.0	.0	473.2	
.80	1.00	.82	1.073	1.27	.86	47229	2712	0	0	27.9	491.3	1.0	47.4	.0	.0	567.6	
1.00	.33	.82	1.245	1.45	1.25	26999	2494	0	0	15.9	280.9	.9	43.6	.0	.0	341.3	
1.00	.50	.83	1.168	1.37	1.17	32004	2534	0	0	18.9	332.9	.9	44.3	.0	.0	397.0	
1.00	.75	.83	1.082	1.28	1.08	39862	2619	0	0	23.5	414.7	.9	45.8	.0	.0	484.9	
1.00	1.00	.82	1.018	1.22	1.02	48200	2723	0	0	28.4	501.4	1.0	47.6	.0	.0	578.4	
1.15	.33	.83	1.179	1.38	1.36	27969	2501	0	0	16.5	291.0	.9	43.7	.0	.0	352.1	
1.15	.50	.83	1.113	1.31	1.28	32913	2543	0	0	19.4	342.4	.9	44.5	.0	.0	407.2	
1.15	.75	.83	1.039	1.24	1.19	40704	2630	0	0	24.0	423.4	.9	46.0	.0	.0	494.3	
1.15	1.00	.82	.982	1.18	1.13	48992	2733	0	0	28.9	509.6	1.0	47.8	.0	.0	587.3	
1.50	.33	.83	1.059	1.26	1.59	30293	2528	0	0	17.9	315.1	.9	44.2	.0	.0	378.1	
1.50	.50	.83	1.012	1.21	1.52	35133	2573	0	0	20.7	365.5	.9	45.0	.0	.0	432.1	
1.50	.75	.83	.956	1.16	1.43	42805	2660	0	0	25.3	445.3	.9	46.5	.0	.0	518.0	
1.50	1.00	.82	.913	1.11	1.37	50997	2763	0	0	30.1	530.5	1.0	48.3	.0	.0	609.9	

A N E X O X I A.4.3
CUBICACIONES DE CANALES

XI A.4.3.1

CUBICACIONES CANAL DE TRASVASE TURBIO-CLARO

KM	TGB	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAV. PARCIAL	CUNETAS ACUM	EXCAVACION PARCIAL	MESA ACUM
.000	1.52	1071.05	1066.65	0	0	0	0
.100	.20	1067.80	1066.40	124	124	762	762
.200	.94	1069.24	1066.15	124	248	366	1128
.300	.61	1068.24	1065.90	124	372	494	1622
.400	.75	1068.30	1065.65	124	496	409	2031
.500	.70	1067.94	1065.40	124	620	443	2474
.600	.59	1067.44	1065.15	124	744	381	2855
.700	.60	1067.21	1064.90	124	868	344	3199
.800	.70	1067.19	1064.65	124	992	385	3584
.900	.72	1066.99	1064.40	124	1116	431	4015
1.000	.57	1066.39	1064.15	124	1240	382	4397
1.100	.52	1066.03	1063.90	124	1364	309	4706
1.200	.49	1065.71	1063.65	124	1488	281	4987
1.300	.45	1065.37	1063.40	124	1612	258	5245
1.400	.51	1065.26	1063.15	124	1736	265	5510
1.500	.50	1064.99	1062.90	124	1860	281	5791
CAMBIO DE SECCION							
1.500	.50	1064.99	1062.90	0	1860	0	5791
1.600	.49	1064.71	1062.65	124	1984	254	6045
1.700	1.69	1067.19	1062.40	124	2108	717	6762
1.800	1.60	1066.73	1062.15	124	2232	1136	7898
1.900	1.30	1065.80	1061.90	124	2356	952	8850
2.000	.80	1064.42	1061.65	124	2480	627	9477
CAMBIO DE SECCION							
2.000	.80	1064.42	1061.65	0	2480	0	9477
2.100	.46	1063.40	1061.40	124	2604	378	9855
2.200	.44	1063.10	1061.15	124	2728	245	10100
2.300	.59	1063.19	1060.90	124	2852	289	10389
2.400	.50	1062.74	1060.65	124	2976	309	10698
2.500	.41	1062.28	1060.40	124	3100	249	10947
2.600	.51	1062.26	1060.15	124	3224	252	11199
2.700	.51	1062.01	1059.90	124	3348	285	11484
2.800	.49	1061.71	1059.65	124	3472	278	11762
2.900	.50	1061.49	1059.40	124	3596	275	12037
3.000	.50	1061.24	1059.15	124	3720	278	12315
3.100	.59	1061.19	1058.90	124	3844	309	12624
3.200	.59	1060.94	1058.65	124	3968	340	12964
3.300	.42	1060.30	1058.40	124	4092	283	13247
3.400	.59	1060.44	1058.15	124	4216	283	13530
CAMBIO DE SECCION							
3.400	.59	1060.44	1058.15	0	4216	0	13530
3.500	1.75	1062.83	1057.90	124	4340	778	14308
3.600	.95	1060.76	1057.65	124	4464	895	15203
3.700	1.20	1061.08	1057.40	124	4588	637	15840
CAMBIO DE SECCION							
3.700	1.20	1061.08	1057.40	0	4588	0	15840

XI A.4.3.2

CUBICACIONES CANAL DE TRASVASE TURBIO-CLARO

KM	TGB	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAV.CUNETAS PARCIAL	ACUM	EXCAVACION MESA PARCIAL	ACUM
3.800	.42	1059.05	1057.15	124	4712	576	16416
3.900	.30	1058.53	1056.90	124	4836	190	16606
4.000	.18	1058.01	1056.65	124	4960	122	16728
4.100	.39	1058.24	1056.40	124	5084	148	16876
4.200	.46	1058.15	1056.15	124	5208	230	17106
4.300	.60	1058.21	1055.90	124	5332	299	17405
4.400	.58	1057.92	1055.65	124	5456	340	17745
4.500	.60	1057.71	1055.40	124	5580	340	18085
4.600	.69	1057.67	1055.15	124	5704	381	18466
4.700	.90	1057.89	1054.90	124	5828	505	18971
4.800	.82	1057.46	1054.65	124	5952	559	19530
4.900	.91	1057.42	1054.40	124	6076	564	20094
5.000	1.30	1058.05	1054.15	124	6200	833	20927
5.100	.79	1056.64	1053.90	124	6324	779	21706
5.200	1.16	1057.24	1053.65	124	6448	686	22392
5.300	.74	1056.03	1053.40	124	6572	665	23057
5.400	.91	1056.17	1053.15	124	6696	530	23587
5.500	.90	1055.89	1052.90	124	6820	600	24187
5.600	.69	1055.17	1052.65	124	6944	505	24692
5.700	.70	1054.94	1052.40	124	7068	419	25111
5.800	1.21	1055.85	1052.15	124	7192	681	25792
5.900	.81	1054.69	1051.90	124	7316	726	26518
6.000	.70	1054.19	1051.65	124	7440	468	26986
6.100	.72	1053.99	1051.40	124	7564	431	27417
6.200	.71	1053.71	1051.15	124	7688	435	27852
6.300	.60	1053.21	1050.90	124	7812	389	28241
6.400	.59	1052.94	1050.65	124	7936	344	28585
6.500	.60	1052.71	1050.40	124	8060	344	28929
6.600	.69	1052.67	1050.15	124	8184	381	29310
6.700	.60	1052.21	1049.90	124	8308	381	29691
6.800	1.80	1054.69	1049.65	124	8432	1214	30905
6.900	.39	1051.24	1049.40	124	8556	1144	32049
7.000	.40	1051.01	1049.15	124	8680	211	32260
7.100	.29	1050.51	1048.90	124	8804	181	32441
7.200	.16	1049.96	1048.65	124	8928	113	32554
CRUCE DE QUEBRADA KM 7.22 A KM 7.26							
7.300	.14	1049.52	1048.25	74	9002	44	32598
7.400	.41	1049.88	1048.00	124	9126	144	32742
7.500	.45	1049.72	1047.75	124	9250	233	32975
7.600	.58	1049.77	1047.50	124	9374	289	33264
7.700	.58	1049.52	1047.25	124	9498	333	33597
7.800	.59	1049.29	1047.00	124	9622	336	33933
7.900	.61	1049.09	1046.75	124	9746	347	34280
8.000	.58	1048.77	1046.50	124	9870	344	34624
8.100	.71	1048.81	1046.25	124	9994	382	35006

XI A.4.3.3

CUBICACIONES CANAL DE TRASVASE TURBIO-CLARO

KM	TGB	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAV.CUNETAS PARCIAL	EXCAV.CUNETAS ACUM	EXCAVACION MESA PARCIAL	EXCAVACION MESA ACUM
8.200	.61	1048.34	1046.00	124	10118	393	35399
8.300	.60	1048.06	1045.75	124	10242	351	35750
8.400	.58	1047.77	1045.50	124	10366	340	36090
8.500	.48	1047.29	1045.25	124	10490	299	36389
8.600	.51	1047.11	1045.00	124	10614	275	36664
8.700	.50	1046.84	1044.75	124	10738	281	36945
8.800	.42	1046.40	1044.50	124	10862	252	37197
8.900	.50	1046.34	1044.25	124	10986	252	37449
9.000	.52	1046.13	1044.00	124	11110	285	37734
9.100	.49	1045.81	1043.75	124	11234	281	38015
9.200	.48	1045.54	1043.50	124	11358	268	38283
9.300	.49	1045.31	1043.25	124	11482	268	38551
9.400	.51	1045.11	1043.00	124	11606	278	38829
9.500	.50	1044.84	1042.75	124	11730	281	39110
CRUCE DE QUEBRADA KM 9.55 A KM 9.57							
9.600	.49	1044.41	1042.35	99	11829	220	39330
9.700	.32	1043.78	1042.10	124	11953	219	39549
9.800	.42	1043.75	1041.85	124	12077	196	39745
9.900	.61	1043.94	1041.60	124	12201	290	40035
10.000	.60	1043.66	1041.35	124	12325	351	40386
10.100	.61	1043.44	1041.10	124	12449	351	40737
10.200	.63	1043.23	1040.85	124	12573	362	41099
10.300	.59	1042.89	1040.60	124	12697	355	41454
10.400	.52	1042.48	1040.35	124	12821	316	41770
10.500	.52	1042.23	1040.10	124	12945	291	42061
10.600	.51	1041.96	1039.85	124	13069	288	42349
10.700	.48	1041.64	1039.60	124	13193	275	42624
CRUCE DE QUEBRADA KM 10.76 A KM 10.78							
10.800	.42	1041.10	1039.20	99	13292	196	42820
10.900	.31	1040.60	1038.95	124	13416	193	43013
11.000	.40	1040.56	1038.70	124	13540	187	43200
11.100	.40	1040.31	1038.45	124	13664	214	43414
11.200	.43	1040.13	1038.20	124	13788	223	43637
11.300	.52	1040.08	1037.95	124	13912	262	43899
CAMBIO DE SECCION							
11.300	.52	1040.08	1037.95	0	13912	0	43899
11.400	1.00	1040.92	1037.70	124	14036	424	44323
11.500	1.30	1041.35	1037.45	124	14160	696	45019
11.600	1.70	1042.01	1037.20	124	14284	1003	46022
11.700	1.20	1040.63	1036.95	124	14408	962	46984
CAMBIO DE SECCION							
11.700	1.20	1040.63	1036.95	0	14408	0	46984
11.800	.71	1039.26	1036.70	124	14532	678	47662
11.900	.81	1039.24	1036.45	124	14656	472	48134
12.000	.61	1038.54	1036.20	124	14780	434	48568

XI A.4.3.4

CUBICACIONES CANAL DE TRASVASE TURBIO-CLARO

KM	TGB	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAV.CUNETAS PARCIAL	EXCAV.CUNETAS ACUM	EXCAVACION MESA PARCIAL	EXCAVACION MESA ACUM
12.100	.50	1038.04	1035.95	124	14904	316	48884
12.200	.48	1037.74	1035.70	124	15028	271	49155
12.300	.42	1037.35	1035.45	124	15152	245	49400
12.400	.49	1037.26	1035.20	124	15276	249	49649
12.500	.41	1036.83	1034.95	124	15400	246	49895
12.600	.40	1036.56	1034.70	124	15524	217	50112
12.700	.42	1036.35	1034.45	124	15648	220	50332
12.800	.48	1036.24	1034.20	124	15772	245	50577
12.900	.59	1036.24	1033.95	124	15896	302	50879
13.000	.72	1036.29	1033.70	124	16020	389	51268
13.100	.66	1035.90	1033.45	124	16144	415	51683
13.200	.71	1035.76	1033.20	124	16268	411	52094
13.300	.55	1035.15	1032.95	124	16392	371	52465
13.400	.51	1034.81	1032.70	124	16516	298	52763
13.500	.55	1034.65	1032.45	124	16640	298	53061
13.600	.54	1034.38	1032.20	124	16764	308	53369
13.700	.51	1034.06	1031.95	124	16888	295	53664
13.800	.58	1033.97	1031.70	124	17012	309	53973
13.900	.55	1033.65	1031.45	124	17136	322	54295
14.000	.54	1033.38	1031.20	124	17260	308	54603
14.100	.51	1033.06	1030.95	124	17384	295	54898
14.200	.50	1032.79	1030.70	124	17508	281	55179
14.300	.48	1032.49	1030.45	124	17632	271	55450
14.400	.51	1032.31	1030.20	124	17756	275	55725
14.500	.51	1032.06	1029.95	124	17880	285	56010
14.600	.49	1031.76	1029.70	124	18004	278	56288
14.700	.51	1031.56	1029.45	124	18128	278	56566
14.800	.52	1031.33	1029.20	124	18252	288	56854
14.900	.59	1031.24	1028.95	124	18376	316	57170
15.000	.55	1030.90	1028.70	124	18500	326	57496
15.100	.50	1030.54	1028.45	124	18624	295	57791
CRUCE DE QUEBRADA KM 15.16 A KM 15.18							
15.200	.51	1030.16	1028.05	99	18723	225	58016
15.300	.51	1029.91	1027.80	124	18847	285	58301
15.400	.51	1029.66	1027.55	124	18971	285	58586
15.500	.50	1029.39	1027.30	124	19095	281	58867
15.600	.49	1029.11	1027.05	124	19219	275	59142
15.700	.49	1028.86	1026.80	124	19343	271	59413
15.800	.42	1028.45	1026.55	124	19467	249	59662
15.900	.49	1028.36	1026.30	124	19591	249	59911
CRUCE DE QUEBRADA KM 15.9 A KM 15.92							
16.000	.42	1027.80	1025.90	99	19690	199	60110
16.100	.49	1027.71	1025.65	124	19814	249	60359
16.200	.45	1027.37	1025.40	124	19938	258	60617
16.300	.42	1027.05	1025.15	124	20062	236	60853

XI A.4.3.5

CUBICACIONES CANAL DE TRASVASE TURBIO-CLARO

KM	TGB	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAV.CUNETAS PARCIAL	EXCAV.CUNETAS ACUM	EXCAVACION MESA PARCIAL	EXCAVACION MESA ACUM
16.400	.42	1026.80	1024.90	124	20186	226	61079
16.500	.44	1026.60	1024.65	124	20310	232	61311
16.600	.40	1026.26	1024.40	124	20434	226	61537
CRUCE DE QUEBRADA KM 16.6 A KM 16.62							
16.700	.42	1025.90	1024.00	99	20533	176	61713
16.800	.42	1025.65	1023.75	124	20657	226	61939
16.900	.46	1025.50	1023.50	124	20781	239	62178
17.000	.49	1025.31	1023.25	124	20905	261	62439
17.100	.50	1025.09	1023.00	124	21029	275	62714
17.200	.50	1024.84	1022.75	124	21153	278	62992
17.300	.52	1024.63	1022.50	124	21277	285	63277
17.400	.60	1024.56	1022.25	124	21401	319	63596
17.500	.59	1024.29	1022.00	124	21525	344	63940
17.600	.64	1024.15	1021.75	124	21649	358	64298
17.700	.61	1023.84	1021.50	124	21773	366	64664
17.800	.59	1023.54	1021.25	124	21897	347	65011
17.900	.52	1023.13	1021.00	124	22021	316	65327
CRUCE DE QUEBRADA KM 17.94 A KM 17.98							
18.000	.51	1022.71	1020.60	74	22095	173	65500
18.100	.50	1022.44	1020.35	124	22219	281	65781
18.200	.41	1021.98	1020.10	124	22343	249	66030
18.300	.49	1021.91	1019.85	124	22467	246	66276
18.400	.58	1021.87	1019.60	124	22591	302	66578
18.500	.53	1021.50	1019.35	124	22715	315	66893
18.600	.41	1020.98	1019.10	124	22839	259	67152
18.700	.41	1020.73	1018.85	124	22963	220	67372
18.800	.48	1020.64	1018.60	124	23087	242	67614
CRUCE DE QUEBRADA KM 18.82 A KM 18.86							
18.900	.49	1020.26	1018.20	74	23161	161	67775
19.000	.42	1019.85	1017.95	124	23285	249	68024
19.100	.49	1019.76	1017.70	124	23409	249	68273
19.200	.49	1019.51	1017.45	124	23533	271	68544
19.300	.40	1019.06	1017.20	124	23657	242	68786
19.400	.44	1018.90	1016.95	124	23781	226	69012
19.500	.44	1018.65	1016.70	124	23905	239	69251
19.600	.40	1018.31	1016.45	124	24029	226	69477
19.700	.42	1018.10	1016.20	124	24153	220	69697
19.800	.40	1017.81	1015.95	124	24277	220	69917
19.900	.49	1017.76	1015.70	124	24401	242	70159
20.000	.45	1017.42	1015.45	124	24525	258	70417
20.100	.50	1017.29	1015.20	124	24649	261	70678
20.200	.49	1017.01	1014.95	124	24773	275	70953
20.300	.46	1016.70	1014.70	124	24897	261	71214
20.400	.46	1016.45	1014.45	124	25021	252	71466
20.500	.49	1016.26	1014.20	124	25145	261	71727

XI A.4.3.6

CUBICACIONES CANAL DE TRASVASE TURBIO-CLARO

KM	TGB	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAV. CUNETA PARCIAL	ACUM	EXCAVACION MESA PARCIAL	ACUM
20.600	.49	1016.01	1013.95	124	25269	271	71998
20.700	.49	1015.76	1013.70	124	25393	271	72269
20.800	.40	1015.31	1013.45	124	25517	242	72511
20.900	.41	1015.08	1013.20	124	25641	217	72728
21.000	.36	1014.72	1012.95	124	25765	205	72933
21.100	.51	1014.81	1012.70	124	25889	237	73170
CAMBIO DE SECCION							
21.100	.51	1014.81	1012.70	0	25889	0	73170
21.200	.92	1015.49	1012.45	124	26013	393	73563
21.300	1.20	1015.88	1012.20	124	26137	627	74190
21.400	1.34	1015.94	1011.95	124	26261	790	74980
21.500	1.61	1016.31	1011.70	124	26385	974	75954
21.600	1.60	1016.03	1011.45	124	26509	1095	77049
21.700	1.90	1016.47	1011.20	124	26633	1255	78304
CAMBIO DE SECCION							
21.700	1.90	1016.47	1011.20	0	26633	0	78304
21.800	.71	1013.51	1010.95	124	26757	1413	79717
21.900	.55	1012.90	1010.70	124	26881	371	80088
22.000	.48	1012.49	1010.45	124	27005	288	80376
22.100	.60	1012.51	1010.20	124	27129	306	80682
22.200	.45	1011.92	1009.95	124	27253	296	80978
22.300	.46	1011.70	1009.70	124	27377	248	81226
22.400	.50	1011.54	1009.45	124	27501	265	81491
22.500	.82	1012.01	1009.20	124	27625	400	81891
22.600	.65	1011.38	1008.95	124	27749	453	82344
22.700	1.91	1013.99	1008.70	124	27873	1407	83751
22.800	.85	1011.33	1008.45	124	27997	1490	85241
22.900	.59	1010.49	1008.20	124	28121	445	85686
23.000	.61	1010.29	1007.95	124	28245	347	86033
23.100	.65	1010.13	1007.70	124	28369	369	86402
23.200	.64	1009.85	1007.45	124	28493	380	86782
23.300	.60	1009.51	1007.20	124	28617	362	87144
23.400	.70	1009.49	1006.95	124	28741	385	87529
23.500	.79	1009.44	1006.70	124	28865	460	87989
23.600	.74	1009.08	1006.45	124	28989	476	88465
23.700	.61	1008.54	1006.20	124	29113	405	88870
CRUCE DE QUEBRADA KM 23.76 A KM 23.78							
23.800	.18	1007.16	1005.80	99	29212	177	89047
23.900	.66	1008.00	1005.55	124	29336	240	89287
24.000	.60	1007.61	1005.30	124	29460	370	89657
24.100	.60	1007.36	1005.05	124	29584	347	90004
24.200	.75	1007.45	1004.80	124	29708	405	90409
CRUCE DE QUEBRADA KM 24.28 A KM 24.3							
24.300	.71	1006.96	1004.40	99	29807	357	90766
24.400	.60	1006.46	1004.15	124	29931	389	91155

XI A.4.3.7

CUBICACIONES CANAL DE TRASVASE TURBIO-CLARO

KM	TGB	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAV.CUNETAS PARCIAL	EXCAV.CUNETAS ACUM	EXCAVACION MESA PARCIAL	EXCAVACION MESA ACUM
24.500	.90	1006.89	1003.90	124	30055	471	91626
24.600	.72	1006.24	1003.65	124	30179	517	92143
24.700	.70	1005.94	1003.40	124	30303	431	92574
24.800	.61	1005.49	1003.15	124	30427	389	92963
24.900	.55	1005.10	1002.90	124	30551	333	93296
25.000	.62	1005.01	1002.65	124	30675	337	93633
CRUCE DE QUEBRADA KM 25 A KM 25.02							
25.100	.68	1004.74	1002.25	99	30774	308	93941
25.200	.61	1004.34	1002.00	124	30898	381	94322
CRUCE DE QUEBRADA KM 25.28 A KM 25.32							
25.400	.75	1004.00	1001.35	198	31096	634	94956
25.500	.67	1003.57	1001.10	124	31220	431	95387
25.600	.60	1003.16	1000.85	124	31344	373	95760
25.700	.58	1002.87	1000.60	124	31468	340	96100
25.800	.60	1002.66	1000.35	124	31592	340	96440
25.900	.49	1002.16	1000.10	124	31716	309	96749
26.000	.38	1001.66	999.85	124	31840	236	96985
26.100	.51	1001.71	999.60	124	31964	243	97228
26.200	.60	1001.66	999.35	124	32088	316	97544
26.300	.66	1001.55	999.10	124	32212	370	97914
26.400	.81	1001.64	998.85	124	32336	453	98367
26.500	.79	1001.34	998.60	124	32460	505	98872
26.600	.78	1001.07	998.35	124	32584	492	99364
26.700	.79	1000.84	998.10	124	32708	492	99856
26.800	.71	1000.41	997.85	124	32832	464	100320
26.900	.71	1000.16	997.60	124	32956	431	100751
27.000	.71	999.91	997.35	124	33080	431	101182
27.100	.62	999.46	997.10	124	33204	396	101578
27.200	.69	999.37	996.85	124	33328	388	101966
27.300	.71	999.16	996.60	124	33452	423	102389
27.400	.62	998.71	996.35	124	33576	396	102785
CRUCE DE QUEBRADA KM 27.4 A KM 27.44							
27.500	.51	998.06	995.95	74	33650	194	102979
27.600	.28	997.29	995.70	124	33774	214	103193
27.700	.33	997.15	995.45	124	33898	157	103350
27.800	.45	997.17	995.20	124	34022	208	103558
27.900	.60	997.26	994.95	124	34146	296	103854
28.000	.62	997.06	994.70	124	34270	355	104209
28.100	.63	996.83	994.45	124	34394	366	104575
28.200	.62	996.56	994.20	124	34518	366	104941
28.300	.62	996.31	993.95	124	34642	362	105303
28.400	.60	996.01	993.70	124	34766	355	105658
28.500	.69	995.97	993.45	124	34890	381	106039
CRUCE DE QUEBRADA KM 28.54 A KM 28.58							
28.600	.60	995.36	993.05	74	34964	229	106268

XI A.4.3.8

CUBICACIONES CANAL DE TRASVASE TURBIO-CLARO

KM	TGB	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAV.CUNETAS PARCIAL	ACUM	EXCAVACION MESA PARCIAL	ACUM
28.700	.49	994.86	992.80	124	35088	309	106577
28.800	.44	994.50	992.55	124	35212	255	106832
28.900	.49	994.36	992.30	124	35336	255	107087
29.000	.51	994.16	992.05	124	35460	278	107365
29.100	.49	993.86	991.80	124	35584	278	107643
29.200	.47	993.57	991.55	124	35708	265	107908
29.300	.50	993.39	991.30	124	35832	268	108176
29.400	.51	993.16	991.05	124	35956	281	108457
29.500	.60	993.11	990.80	124	36080	316	108773
29.600	.65	992.98	990.55	124	36204	366	109139
29.700	.61	992.64	990.30	124	36328	369	109508
29.800	.70	992.59	990.05	124	36452	389	109897
29.900	.60	992.11	989.80	124	36576	385	110282
30.000	.60	991.86	989.55	124	36700	347	110629
CAMBIO DE SECCION							
30.000	.60	991.86	989.55	0	36700	0	110629
30.100	.10	990.59	989.38	144	36844	544	111173
30.200	.12	990.47	989.21	144	36988	84	111257
CRUCE DE QUEBRADA KM 30.26 A KM 30.37							
30.400	.12	989.77	988.51	129	37117	83	111340
30.500	.38	990.27	988.34	144	37261	253	111593
CAMBIO DE SECCION							
30.500	.38	990.27	988.34	0	37261	0	111593
30.600	.49	990.15	988.09	124	37385	236	111829
30.700	.39	989.67	987.84	124	37509	239	112068
30.800	.70	990.13	987.59	124	37633	315	112383
30.900	.68	989.83	987.34	124	37757	415	112798
31.000	.65	989.51	987.09	124	37881	396	113194
CAMBIO DE SECCION							
31.000	.65	989.51	987.09	0	37881	0	113194
31.100	.80	989.60	986.84	124	38005	394	113588
31.200	.86	989.49	986.59	124	38129	461	114049
31.300	1.00	989.56	986.34	124	38253	530	114579
31.400	1.04	989.40	986.09	124	38377	594	115173
31.500	1.61	990.44	985.84	124	38501	854	116027
31.600	1.40	989.72	985.59	124	38625	1000	117027
31.700	1.40	989.47	985.34	124	38749	901	117928
31.800	1.40	989.22	985.09	124	38873	901	118829
31.900	1.30	988.74	984.84	124	38997	857	119686
32.000	1.80	989.63	984.59	124	39121	1058	120744
32.100	.96	987.47	984.34	124	39245	926	121670
32.200	1.43	988.29	984.09	124	39369	739	122409
32.300	1.90	989.10	983.84	124	39493	1173	123582
32.400	1.70	988.40	983.59	124	39617	1306	124888
32.500	1.69	988.13	983.34	124	39741	1188	126076

XI A. 4.3.9

CUBICACIONES CANAL DE TRASVASE TURBIO-CLARO

KM	TGB	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAV.CUNETAS PARCIAL	ACUM	EXCAVACION MESA PARCIAL	ACUM
32.600	1.49	987.42	983.09	124	39865	1083	127159
32.700	1.19	986.49	982.84	124	39989	853	128012
32.800	.91	985.60	982.59	124	40113	619	128631
32.900	.70	984.88	982.34	124	40237	446	129077
33.000	.80	984.85	982.09	124	40361	409	129486
33.100	1.40	985.97	981.84	124	40485	671	130157
CAMBIO DE SECCION							
33.100	1.40	985.97	981.84	0	40485	0	130157
33.200	.61	983.92	981.59	124	40609	785	130942
33.300	.70	983.88	981.34	124	40733	389	131331
33.400	.59	983.38	981.09	124	40857	381	131712
33.500	.55	983.04	980.84	124	40981	326	132038
33.600	.69	983.10	980.59	124	41105	363	132401
33.700	.70	982.88	980.34	124	41229	419	132820
33.800	.77	982.79	980.09	124	41353	451	133271
33.900	.55	982.04	979.84	124	41477	396	133667
CAMBIO DE SECCION							
33.900	.55	982.04	979.84	0	41477	0	133667
34.000	.57	982.09	979.67	144	41621	860	134527
34.100	.02	980.50	979.50	144	41765	454	134981
34.200	.03	980.35	979.33	144	41909	17	134998
34.300	.02	980.16	979.16	144	42053	17	135015
34.400	.02	979.99	978.99	144	42197	14	135029

XI A.4.3.10

CUBICACIONES CANAL DE TRASVASE COCHIGUAZ-DERECHO

KM	TGB	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAV. CUNETA PARCIAL ACUM	EXCAVACION MESA PARCIAL ACUM
.000	.06	1460.46	1459.35	0	0
CRUCE DE QUEBRADA KM .08 A KM .1					
.100	.13	1460.30	1459.01	115	58
.200	.13	1460.13	1458.84	144	159
.300	.13	1459.96	1458.67	144	260
.400	.14	1459.82	1458.50	144	365
.500	.23	1459.88	1458.33	144	521
.600	.27	1459.81	1458.16	144	747
.700	.18	1459.41	1457.99	144	946
.800	.24	1459.40	1457.82	144	1127
.900	.31	1459.41	1457.65	144	1385
1.000	.38	1459.42	1457.48	144	1744
CAMBIO DE SECCION					
1.000	.38	1459.42	1457.48	0	1744
1.100	.48	1459.27	1457.23	124	1977
1.200	.57	1459.23	1456.98	124	2272
1.300	.70	1459.27	1456.73	124	2646
1.400	.78	1459.21	1456.48	124	3101
1.500	.71	1458.80	1456.23	124	3560
1.600	.72	1458.57	1455.98	124	3995
1.700	.87	1458.66	1455.73	124	4498
1.800	.90	1458.48	1455.48	124	5079
1.900	.97	1458.39	1455.23	124	5708
2.000	.82	1457.80	1454.98	124	6301
2.100	.82	1457.55	1454.73	124	6823
2.200	.73	1457.09	1454.48	124	7308
CRUCE DE QUEBRADA KM 2.24 A KM 2.26					
2.300	.70	1456.62	1454.08	99	7656
2.400	.68	1456.33	1453.83	124	8071
2.500	.70	1456.12	1453.58	124	8486
2.600	.79	1456.08	1453.33	124	8946
2.700	.90	1456.08	1453.08	124	9492
2.800	.88	1455.78	1452.83	124	10078
2.900	.90	1455.58	1452.58	124	10664
3.000	.81	1455.12	1452.33	124	11218
3.100	.70	1454.62	1452.08	124	11686
3.200	.60	1454.15	1451.83	124	12071
3.300	.70	1454.12	1451.58	124	12456
3.400	.63	1453.72	1451.33	124	12852
3.500	.81	1453.87	1451.08	124	13293
CAMBIO DE SECCION					
3.500	.81	1453.87	1451.08	0	13293
3.600	1.20	1454.51	1450.83	124	13882
CRUCE DE QUEBRADA KM 3.6 A KM 3.64					
3.700	2.40	1456.84	1450.43	74	14743

XI A.4.3.11

CUBICACIONES CANAL DE TRASVASE COCHIGUAZ-DERECHO

KM	TGB	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAV.CUNETAS PARCIAL	ACUM	EXCAVACION MESA PARCIAL	ACUM
3.800	2.50	1456.81	1450.18	124	4808	2227	16970
3.900	2.10	1455.65	1449.93	124	4932	1996	18966
4.000	1.25	1453.47	1449.68	124	5056	1224	20190
CAMBIO DE SECCION							
4.000	1.25	1453.47	1449.68	0	5056	0	20190
4.100	.97	1452.59	1449.43	124	5180	828	21018
4.200	.93	1452.25	1449.18	124	5304	644	21662
4.300	.88	1451.88	1448.93	124	5428	600	22262
4.400	.99	1451.88	1448.68	124	5552	630	22892
4.500	.90	1451.43	1448.43	124	5676	640	23532
4.600	.61	1450.52	1448.18	124	5800	475	24007
4.700	1.04	1451.25	1447.93	124	5924	546	24553
4.800	.72	1450.27	1447.68	124	6048	588	25141
4.900	.70	1449.97	1447.43	124	6172	431	25572
CAMBIO DE SECCION							
4.900	.70	1449.97	1447.43	0	6172	0	25572
5.000	1.39	1451.29	1447.18	124	6296	634	26206
5.100	.90	1449.93	1446.93	124	6420	700	26906
5.200	1.50	1451.04	1446.68	124	6544	750	27656
5.300	2.30	1452.61	1446.43	124	6668	1483	29139
5.400	1.61	1450.79	1446.18	124	6792	1536	30675
5.500	.88	1448.88	1445.93	124	6916	797	31472
5.600	1.80	1450.72	1445.68	124	7040	899	32371
5.700	1.65	1450.13	1445.43	124	7164	1222	33593
5.800	1.40	1449.31	1445.18	124	7288	1021	34614
5.900	1.55	1449.41	1444.93	124	7412	970	35584
6.000	2.10	1450.40	1444.68	124	7536	1359	36943
6.100	2.23	1450.45	1444.43	124	7660	1771	38714
6.200	.96	1447.31	1444.18	124	7784	1207	39921
6.300	2.50	1450.56	1443.93	124	7908	1433	41354
6.400	1.29	1447.56	1443.68	124	8032	1560	42914
6.500	1.60	1448.02	1443.43	124	8156	947	43861
6.600	1.40	1447.31	1443.18	124	8280	995	44856
CAMBIO DE SECCION							
6.600	1.40	1447.31	1443.18	0	8280	0	44856
6.700	.85	1445.81	1442.93	124	8404	882	45738
6.800	.81	1445.47	1442.68	124	8528	531	46269
6.900	.80	1445.20	1442.43	124	8652	509	46778
7.000	1.05	1445.52	1442.18	124	8776	626	47404
7.100	.88	1444.88	1441.93	124	8900	662	48066
7.200	.90	1444.68	1441.68	124	9024	586	48652
7.300	.71	1444.00	1441.43	124	9148	513	49165
7.400	.62	1443.54	1441.18	124	9272	396	49561
7.500	.56	1443.16	1440.93	124	9396	340	49901
7.600	.62	1443.04	1440.68	124	9520	340	50241

XI A.4.3.12

CUBICACIONES CANAL DE TRASVASE COCHIGUAZ-DERECHO

KM	TGB	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAV. CUNETA PARCIAL	ACUM	EXCAVACION MESA PARCIAL	ACUM
7.700	.51	1442.54	1440.43	124	9644	323	50564
7.800	.55	1442.38	1440.18	124	9768	298	50862
7.900	.60	1442.25	1439.93	124	9892	330	51192
8.000	.55	1441.88	1439.68	124	10016	330	51522
8.100	.56	1441.66	1439.43	124	10140	315	51837
8.200	.60	1441.50	1439.18	124	10264	333	52170
CRUCE DE QUEBRADA KM 8.22 A KM 8.24							
8.300	.60	1441.10	1438.78	99	10363	278	52448
8.400	.59	1440.82	1438.53	124	10487	344	52792
8.500	.48	1440.32	1438.28	124	10611	302	53094
8.600	.42	1439.94	1438.03	124	10735	245	53339
8.700	.45	1439.76	1437.78	124	10859	236	53575
8.800	.44	1439.48	1437.53	124	10983	242	53817
8.900	.42	1439.19	1437.28	124	11107	232	54049
9.000	.48	1439.07	1437.03	124	11231	245	54294
9.100	.48	1438.82	1436.78	124	11355	265	54559
9.200	.50	1438.62	1436.53	124	11479	271	54830
9.300	.46	1438.28	1436.28	124	11603	265	55095
9.400	.44	1437.98	1436.03	124	11727	245	55340
9.500	.48	1437.82	1435.78	124	11851	252	55592
9.600	.51	1437.64	1435.53	124	11975	275	55867
9.700	.60	1437.60	1435.28	124	12099	316	56183
9.800	.64	1437.44	1435.03	124	12223	362	56545
9.900	.60	1437.10	1434.78	124	12347	362	56907
10.000	.59	1436.82	1434.53	124	12471	344	57251
10.100	.78	1437.01	1434.28	124	12595	414	57665
10.200	.89	1437.01	1434.03	124	12719	537	58202
10.300	.80	1436.55	1433.78	124	12843	545	58747
10.400	.91	1436.55	1433.53	124	12967	555	59302
10.500	1.38	1437.37	1433.28	124	13091	894	60196
10.600	.72	1435.62	1433.03	124	13215	811	61007
10.700	.73	1435.39	1432.78	124	13339	443	61450
10.800	.75	1435.19	1432.53	124	13463	455	61905
10.900	.86	1435.19	1432.28	124	13587	511	62416
11.000	.86	1434.94	1432.03	124	13711	558	62974
11.100	.75	1434.44	1431.78	124	13835	511	63485
11.200	.79	1434.28	1431.53	124	13959	480	63965
11.300	.91	1434.30	1431.28	124	14083	551	64516
11.400	.70	1433.57	1431.03	124	14207	514	65030
11.500	.71	1433.35	1430.78	124	14331	427	65457
11.600	.86	1433.44	1430.53	124	14455	494	65951
11.700	1.05	1433.62	1430.28	124	14579	653	66604
11.800	.68	1432.53	1430.03	124	14703	577	67181
11.900	.79	1432.53	1429.78	124	14827	452	67633
12.000	.70	1432.07	1429.53	124	14951	460	68093

XI A.4.3.13

CUBICACIONES CANAL DE TRASVASE COCHIGUAZ-DERECHO

KM	TGB	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAV.CUNETAS PARCIAL	EXCAV.CUNETAS ACUM	EXCAVACION MESA PARCIAL	EXCAVACION MESA ACUM
12.100	.75	1431.94	1429.28	124	15075	443	68536
12.200	.69	1431.55	1429.03	124	15199	439	68975
12.300	.79	1431.53	1428.78	124	15323	456	69431
12.400	.82	1431.35	1428.53	124	15447	509	69940
12.500	.95	1431.39	1428.28	124	15571	583	70523
12.600	.71	1430.60	1428.03	124	15695	537	71060
12.700	.79	1430.53	1427.78	124	15819	464	71524
12.800	.90	1430.53	1427.53	124	15943	546	72070
12.900	.75	1429.94	1427.28	124	16067	529	72599
CRUCE DE QUEBRADA KM 12.93 A KM 12.95							
13.000	.80	1429.65	1426.88	99	16166	387	72986
13.100	.77	1429.33	1426.63	124	16290	492	73478
13.200	.77	1429.08	1426.38	124	16414	480	73958
13.300	.63	1428.52	1426.13	124	16538	424	74382
13.400	.75	1428.54	1425.88	124	16662	416	74798
13.500	.78	1428.36	1425.63	124	16786	475	75273
13.600	.69	1427.90	1425.38	124	16910	451	75724
13.700	.73	1427.74	1425.13	124	17034	431	76155
13.800	.64	1427.29	1424.88	124	17158	412	76567
13.900	.81	1427.42	1424.63	124	17282	445	77012
14.000	.70	1426.92	1424.38	124	17406	468	77480
14.100	.72	1426.72	1424.13	124	17530	431	77911
14.200	.74	1426.52	1423.88	124	17654	447	78358
14.300	.62	1425.99	1423.63	124	17778	408	78766
14.400	.74	1426.02	1423.38	124	17902	408	79174
14.500	.72	1425.72	1423.13	124	18026	447	79621
14.600	.65	1425.31	1422.88	124	18150	411	80032
14.700	.72	1425.22	1422.63	124	18274	411	80443
14.800	.68	1424.88	1422.38	124	18398	423	80866
14.900	.78	1424.86	1422.13	124	18522	448	81314
15.000	.65	1424.31	1421.88	124	18646	436	81750
15.100	.65	1424.06	1421.63	124	18770	384	82134
15.200	.70	1423.92	1421.38	124	18894	403	82537
15.300	.67	1423.61	1421.13	124	19018	411	82948
15.400	.68	1423.38	1420.88	124	19142	403	83351
15.500	.70	1423.17	1420.63	124	19266	415	83766
15.600	.72	1422.97	1420.38	124	19390	431	84197
15.700	.72	1422.72	1420.13	124	19514	439	84636
15.800	.65	1422.31	1419.88	124	19638	411	85047
15.900	.65	1422.06	1419.63	124	19762	384	85431
16.000	.70	1421.92	1419.38	124	19886	403	85834
16.100	.70	1421.67	1419.13	124	20010	423	86257
16.200	.63	1421.27	1418.88	124	20134	396	86653
16.300	.70	1421.17	1418.63	124	20258	396	87049
16.400	.73	1420.99	1418.38	124	20382	435	87484

XI A.4.3.14

CUBICACIONES CANAL DE TRASVASE COCHIGUAZ-DERECHO

KM	TGB	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAV.CUNETAS PARCIAL	EXCAV.CUNETAS ACUM	EXCAVACION MESA PARCIAL	EXCAVACION MESA ACUM
16.500	.82	1420.95	1418.13	124	20506	485	87969
CRUCE DE QUEBRADA KM 16.525 A KM 16.545							
16.600	.88	1420.68	1417.73	99	20605	440	88409
16.700	.82	1420.30	1417.48	124	20729	549	88958
16.800	.84	1420.09	1417.23	124	20853	531	89489
CAMBIO DE SECCION							
16.800	.84	1420.09	1417.23	0	20853	0	89489
16.900	.80	1419.75	1416.98	124	20977	454	89943
17.000	1.79	1421.75	1416.73	124	21101	866	90809
17.100	1.13	1420.00	1416.48	124	21225	984	91793
17.200	1.40	1420.36	1416.23	124	21349	788	92581
CAMBIO DE SECCION							
17.200	1.40	1420.36	1416.23	0	21349	0	92581
CRUCE DE QUEBRADA KM 17.29 A KM 17.31							
17.400	.90	1418.58	1415.58	222	21571	913	93494
17.500	.62	1417.69	1415.33	124	21695	479	93973
17.600	.80	1417.85	1415.08	124	21819	433	94406
17.700	.81	1417.62	1414.83	124	21943	509	94915
17.800	.88	1417.53	1414.58	124	22067	545	95460
17.900	.83	1417.17	1414.33	124	22191	554	96014
18.000	.84	1416.94	1414.08	124	22315	536	96550
18.100	.78	1416.56	1413.83	124	22439	514	97064
18.200	.78	1416.31	1413.58	124	22563	488	97552
18.300	.63	1415.72	1413.33	124	22687	429	97981
18.400	.65	1415.51	1413.08	124	22811	377	98358

XI A.4.3J5

CUBICACIONES CANAL PERALILLO

KM	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAVACION PARCIAL	ACUM	TERRAPLEN PARCIAL	ACUM
1.160	731.65	728.60	0	0	0	0
1.200	731.24	728.56	32	32	0	0
1.300	730.62	728.46	75	107	0	0
1.400	731.47	728.36	75	182	0	0
1.500	731.62	728.26	100	282	0	0
1.600	730.91	728.16	90	372	0	0
1.700	730.22	728.06	40	412	0	0
1.800	730.50	727.96	10	422	0	0
1.900	730.21	727.86	35	457	0	0
2.000	729.01	727.76	35	492	0	0
2.100	729.72	727.66	10	502	0	0
2.200	729.60	727.56	30	532	0	0
2.300	728.58	727.46	50	582	30	30
2.400	728.77	727.36	45	627	40	70
2.500	728.46	727.26	45	672	10	80
2.600	728.68	727.16	30	702	0	80
2.700	728.90	727.06	75	777	0	80
2.800	728.75	726.96	140	917	0	80
2.900	728.85	726.86	140	1057	0	80
3.000	729.06	726.76	215	1272	0	80
3.100	728.94	726.66	270	1542	0	80
3.200	729.16	726.56	190	1732	0	80
3.300	728.69	726.46	120	1852	0	80
3.400	728.30	726.36	105	1957	0	80
3.500	728.46	726.26	80	2037	0	80
3.600	727.72	726.16	95	2132	0	80
3.700	727.27	726.06	110	2242	5	85
3.800	727.86	725.96	145	2387	5	90
3.900	727.25	725.86	145	2532	0	90
4.000	727.90	725.76	130	2662	0	90
CAIDA KM 4.02						
4.100	728.16	724.78	80	2742	0	90
CAIDA KM 4.14						
4.200	725.50	723.80	10	2752	30	120
CAIDA KM 4.25						
4.300	725.51	722.82	15	2767	30	150
4.400	724.70	722.72	15	2782	0	150
CAMBIO DE SECCION KM 4.48						
4.500	724.53	722.62	45	2827	0	150
4.600	724.47	722.52	65	2892	0	150
4.700	724.83	722.42	65	2957	0	150
4.800	724.97	722.32	65	3022	0	150
4.900	724.07	722.22	35	3057	0	150
5.000	724.01	722.12	35	3092	0	150

XI A.4.3.16

CUBICACIONES CANAL PERALILLO

KM	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAVACION PARCIAL	ACUM	TERRAPLEN PARCIAL	ACUM
5.100	723.46	722.02	55	3147	0	150
5.200	724.82	721.92	40	3187	0	150
5.300	724.13	721.82	25	3212	0	150
5.400	724.44	721.72	20	3232	0	150
5.500	723.48	721.62	10	3242	0	150
5.600	723.59	721.52	0	3242	0	150
5.700	724.14	721.42	0	3242	0	150
5.800	723.32	721.32	45	3287	0	150
5.900	723.26	721.22	70	3357	0	150
6.000	723.00	721.12	40	3397	0	150
6.100	722.86	721.02	40	3437	0	150
6.200	723.37	720.92	100	3537	0	150
6.300	721.74	720.82	110	3647	0	150
6.400	722.20	720.72	45	3692	0	150
CAMBIO DE SECCION KM 6.48						
6.500	721.98	720.60	15	3707	0	150
6.600	721.80	720.42	5	3712	0	150
6.700	722.23	720.24	20	3732	0	150
6.800	721.61	720.06	40	3772	0	150
6.900	722.01	719.88	55	3827	0	150
7.000	721.23	719.70	80	3907	0	150
7.100	721.36	719.52	60	3967	0	150
7.200	723.14	719.34	45	4012	0	150
7.300	720.86	719.16	120	4132	0	150
7.400	719.70	718.98	100	4232	80	230
7.500	719.83	718.80	20	4252	90	320
7.600	719.80	718.62	10	4262	10	330
CAMBIO DE SECCION KM 7.65						
7.700	719.55	718.33	25	4287	10	340
7.800	719.31	717.93	25	4312	10	350
7.900	719.36	717.53	35	4347	0	350
8.000	718.55	717.13	85	4432	0	350
8.100	717.91	716.73	80	4512	0	350
8.200	717.10	716.33	35	4547	45	395
8.300	717.17	715.93	10	4557	45	440
8.400	717.19	715.53	15	4572	0	440
8.500	716.08	715.13	25	4597	0	440
CAMBIO DE SECCION KM 8.6						
8.600	716.14	714.73	65	4662	0	440
8.700	715.86	714.46	85	4747	0	440
8.800	715.92	714.19	95	4842	0	440
8.900	715.66	713.92	135	4977	0	440
9.000	715.40	713.65	75	5052	0	440
9.100	715.26	713.38	65	5117	0	440
CAMBIO DE SECCION KM 9.15						
9.200	715.11	713.12	115	5232	0	440

XI A.4.3.17

CUBICACIONES CANAL PERALILLO

KM	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAVACION PARCIAL	ACUM	TERRAPLEN PARCIAL	ACUM
9.300	714.63	712.85	90	5322	0	440
9.400	715.19	712.58	85	5407	0	440
9.600	715.07	712.04	230	5637	0	440
9.700	713.21	711.77	95	5732	0	440
9.800	712.43	711.50	25	5757	65	505
9.900	712.79	711.23	0	5757	65	570
10.000	713.17	710.96	5	5762	0	570
10.100	712.35	710.69	25	5787	0	570
10.200	712.56	710.42	55	5842	0	570
10.300	712.35	710.15	65	5907	0	570
CAMBIO DE SECCION KM 10.4						
10.400	711.48	709.87	80	5987	0	570
10.500	711.67	709.74	75	6062	0	570
10.600	710.95	709.61	45	6107	0	570
10.700	711.27	709.48	35	6142	0	570
10.800	711.06	709.35	25	6167	0	570
10.900	711.08	709.22	35	6202	0	570
11.000	710.74	709.09	40	6242	0	570
11.100	710.81	708.96	35	6277	0	570
11.200	711.01	708.83	55	6332	0	570
11.300	710.60	708.70	70	6402	0	570
11.400	710.63	708.57	55	6457	0	570
11.500	709.40	708.44	25	6482	50	620
11.600	709.85	708.31	10	6492	50	670
11.700	709.45	708.18	5	6497	0	670
11.800	709.63	708.05	0	6497	0	670
11.900	709.12	707.92	20	6517	0	670
12.000	709.08	707.79	30	6547	0	670
12.100	709.82	707.66	30	6577	0	670
12.200	709.30	707.53	75	6652	0	670
12.300	709.41	707.40	75	6727	0	670
12.400	709.05	707.27	35	6762	0	670
12.500	709.21	707.14	70	6832	0	670
12.600	708.95	707.01	65	6897	0	670
12.700	708.27	706.88	55	6952	0	670
12.800	707.87	706.75	65	7017	0	670
12.900	708.08	706.62	40	7057	0	670
13.000	707.62	706.49	25	7082	0	670
13.200	708.10	706.23	20	7102	0	670
13.300	706.87	706.10	5	7107	30	700
13.400	707.22	705.97	5	7112	30	730
13.500	707.53	705.84	15	7127	0	730
13.600	707.59	705.71	15	7142	0	730
13.700	706.85	705.58	20	7162	0	730
13.800	706.29	705.45	20	7182	25	755

XI A.4.3.18

CUBICACIONES CANAL PERALILLO

KM	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAVACION PARCIAL	ACUM	TERRAPLEN PARCIAL	ACUM
13.900	706.91	705.32	10	7192	25	780
14.000	706.40	705.19	10	7202	0	780
14.100	706.13	705.06	35	7237	0	780
14.200	706.03	704.93	80	7317	0	780
14.300	706.27	704.80	65	7382	0	780
14.400	706.30	704.67	15	7397	0	780
14.500	705.55	704.54	10	7407	0	780
14.600	705.84	704.41	10	7417	0	780
14.700	705.95	704.28	0	7417	0	780
CAMBIO DE SECCION KM 14.74						
14.800	705.88	704.18	15	7432	0	780
14.900	704.91	704.09	25	7457	35	815
15.000	705.84	704.00	15	7472	35	850
15.100	705.06	703.91	15	7487	0	850
15.200	704.90	703.82	15	7502	0	850
15.300	704.44	703.73	10	7512	30	880
15.400	704.67	703.64	15	7527	30	910
15.500	704.81	703.55	35	7562	0	910
15.600	704.53	703.46	35	7597	0	910
15.700	704.30	703.37	15	7612	0	910
15.800	704.53	703.28	5	7617	0	910
15.900	705.26	703.19	0	7617	0	910
16.000	704.92	703.10	0	7617	0	910
16.100	704.39	703.01	5	7622	0	910
16.200	705.33	702.92	35	7657	0	910
16.300	705.62	702.83	30	7687	0	910
16.400	704.16	702.74	0	7687	0	910
16.500	704.52	702.65	0	7687	0	910
16.600	704.33	702.56	5	7692	0	910
16.700	704.10	702.47	5	7697	0	910
16.800	704.03	702.38	20	7717	0	910
16.900	703.64	702.29	35	7752	0	910
17.000	703.71	702.20	20	7772	0	910
17.100	703.90	702.11	35	7807	0	910
17.200	703.56	702.02	45	7852	0	910
17.300	703.51	701.93	20	7872	0	910
17.400	702.93	701.84	10	7882	0	910
17.500	703.21	701.75	15	7897	0	910
17.600	703.23	701.66	35	7932	0	910
17.700	702.85	701.57	25	7957	0	910
17.800	702.38	701.48	15	7972	15	925
17.900	702.17	701.39	20	7992	40	965
18.000	702.61	701.30	25	8017	25	990
18.100	702.61	701.21	35	8052	0	990
18.200	702.59	701.12	25	8077	0	990

XI A.4.3.19

CUBICACIONES CANAL PERALILLO

KM	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAVACION PARCIAL	ACUM	TERRAPLEN PARCIAL	ACUM
18.300	702.50	701.03	25	8102	0	990
18.400	702.47	700.94	25	8127	0	990
		CAMBIO DE SECCION	KM	18.5		
18.500	701.68	700.85	10	8137	25	1015

XI A.4.3.20

CUBICACIONES CANAL SAN PEDRO NOLASCO

KM	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAVACION PARCIAL	ACUM	TERRAPLEN PARCIAL	ACUM
.320	301.20	299.50	0	0	0	0
.400	301.13	299.40	120	120	56	56
.500	301.74	299.28	145	265	35	91
.600	301.65	299.15	135	400	0	91
.700	301.10	299.03	130	530	0	91
.800	301.15	298.90	160	690	0	91
.900	300.61	298.78	165	855	0	91
1.000	301.02	298.65	170	1025	0	91
1.100	301.10	298.53	175	1200	0	91
1.200	300.50	298.40	170	1370	0	91
1.300	300.75	298.28	175	1545	0	91
1.400	301.02	298.15	145	1690	0	91
1.500	300.78	298.03	140	1830	0	91
1.600	300.25	297.90	215	2045	0	91
1.700	300.18	297.78	275	2320	0	91
1.800	300.32	297.65	300	2620	0	91
1.900	299.57	297.53	275	2895	0	91
2.000	300.42	297.40	265	3160	0	91
2.100	299.57	297.28	285	3445	0	91
2.200	299.96	297.15	180	3625	0	91
2.300	300.84	297.03	110	3735	0	91
2.400	299.54	296.90	105	3840	0	91
2.521	298.03	296.75	109	3949	0	91
ENTRADA TUNEL KM 2.521						
SALIDA TUNEL KM 2.877						
2.877	297.22	296.26	0	3949	0	91
CAMBIO DE SECCION KM 2.877						
3.000	298.15	295.46	271	4219	0	91
3.100	297.54	295.32	150	4369	0	91
3.200	297.75	295.18	130	4499	0	91
3.300	297.63	295.04	290	4789	0	91
3.400	297.12	294.90	310	5099	0	91
3.500	296.88	294.76	180	5279	0	91
3.600	296.87	294.62	230	5509	0	91
3.700	296.86	294.48	205	5714	0	91
3.800	297.92	294.34	130	5844	0	91
3.900	296.55	294.20	95	5939	0	91
4.000	295.21	294.06	55	5994	35	126
4.100	295.64	293.92	55	6049	35	161
4.200	296.01	293.78	45	6094	0	161
4.300	295.33	293.64	80	6174	5	166
4.400	295.16	293.50	85	6259	5	171
4.500	295.30	293.36	165	6424	0	171

XI A.4.3.21

CUBICACIONES CANAL SAN PEDRO NOLASCO

KM	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAVACION		TERRAPLEN	
			PARCIAL	ACUM	PARCIAL	ACUM
4.600	295.62	293.22	140	6564	0	171
4.700	294.25	293.08	70	6634	0	171
4.800	294.64	292.94	150	6784	0	171
4.900	294.33	292.80	130	6914	0	171
5.000	294.68	292.66	140	7054	0	171
5.100	294.42	292.52	450	7504	0	171
5.200	294.37	292.38	485	7989	0	171
5.300	294.68	292.24	180	8169	0	171
5.400	294.03	292.10	95	8264	0	171
5.500	294.24	291.96	130	8394	0	171
5.600	293.99	291.82	190	8584	0	171
5.700	293.71	291.68	110	8694	0	171
5.800	294.39	291.54	145	8839	0	171
5.900	293.63	291.40	235	9074	0	171
6.000	293.56	291.26	200	9274	0	171
6.100	293.35	291.12	155	9429	0	171
6.200	292.63	290.98	150	9579	0	171
6.300	292.97	290.84	215	9794	0	171
6.400	292.42	290.70	185	9979	0	171
6.500	292.74	290.56	135	10114	0	171
6.600	292.63	290.42	170	10284	0	171
6.700	292.66	290.28	235	10519	0	171
6.800	292.33	290.14	190	10709	0	171
6.900	291.88	290.00	130	10839	0	171
7.000	291.83	289.86	125	10964	0	171
7.100	291.98	289.72	155	11119	0	171
7.200	291.34	289.58	160	11279	0	171
7.300	291.21	289.44	90	11369	0	171
7.400	291.38	289.30	65	11434	0	171
7.500	290.57	289.16	85	11519	0	171
7.600	290.96	289.02	70	11589	0	171
7.700	290.12	288.88	80	11669	0	171
7.800	290.29	288.74	65	11734	35	206
7.900	289.95	288.60	60	11794	50	256
8.000	289.21	288.46	125	11919	15	271
8.100	290.37	288.32	120	12039	0	271
8.200	289.55	288.18	80	12119	0	271
8.300	289.76	288.04	40	12159	0	271
8.400	289.51	287.90	25	12184	0	271
8.500	289.80	287.76	15	12199	0	271
8.600	289.37	287.62	15	12214	0	271
8.700	289.34	287.48	55	12269	0	271
8.800	290.00	287.34	95	12364	0	271
8.900	290.31	287.20	85	12449	0	271
9.000	289.16	287.06	125	12574	0	271

XI A.4.3.22

CUBICACIONES CANAL SAN PEDRO NOLASCO

KM	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAVACION PARCIAL	ACUM	TERRAPLEN PARCIAL	ACUM
9.100	289.22	286.92	180	12754	0	271
9.200	289.33	286.78	165	12919	0	271
9.300	289.11	286.64	140	13059	0	271
9.400	289.15	286.50	105	13164	0	271
9.500	289.04	286.36	80	13244	0	271
9.600	288.30	286.22	110	13354	0	271
9.700	288.05	286.08	100	13454	0	271
9.800	288.52	285.94	60	13514	0	271
9.900	288.78	285.80	70	13584	0	271
10.000	288.90	285.66	70	13654	0	271
10.100	288.42	285.52	50	13704	0	271
10.200	288.14	285.38	35	13739	0	271
10.300	287.86	285.24	70	13809	0	271
10.400	286.95	285.10	80	13889	0	271
10.500	287.31	284.96	115	14004	0	271
10.600	287.44	284.82	165	14169	0	271
10.700	287.13	284.68	145	14314	0	271
10.800	286.94	284.54	155	14469	0	271
10.900	286.64	284.40	175	14644	0	271
11.000	286.94	284.26	165	14809	0	271
11.100	286.27	284.12	145	14954	0	271
11.200	285.90	283.98	110	15064	0	271
11.300	285.87	283.84	70	15134	0	271
11.400	285.47	283.70	50	15184	0	271
11.500	285.29	283.56	150	15334	0	271
11.600	285.31	283.42	150	15484	0	271
11.700	285.71	283.28	55	15539	0	271
11.800	285.47	283.14	65	15604	0	271
11.900	284.93	283.00	70	15674	0	271
12.000	284.74	282.86	70	15744	0	271
12.100	284.48	282.72	50	15794	0	271
12.200	284.22	282.58	65	15859	0	271
12.300	286.46	282.44	150	16009	0	271
12.400	284.60	282.30	135	16144	0	271
12.500	284.26	282.16	70	16214	0	271
12.600	285.12	282.02	105	16319	0	271
12.700	283.79	281.88	80	16399	0	271
12.800	283.89	281.74	45	16444	0	271
12.900	283.41	281.60	75	16519	0	271
13.000	283.10	281.46	80	16599	0	271
13.100	283.07	281.32	90	16689	0	271
13.200	282.93	281.18	85	16774	0	271
13.300	282.98	281.04	50	16824	0	271
CAMBIO DE SECCION KM 13.4						
13.400	283.16	280.90	30	16854	0	271

CUBICACIONES CANAL SAN PEDRO NOLASCO

KM	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAVACION PARCIAL	EXCAVACION ACUM	TERRAPLEN PARCIAL	TERRAPLEN ACUM
13.500	282.47	280.76	25	16879	0	271
13.600	282.19	280.62	65	16944	0	271
13.700	282.10	280.48	85	17029	0	271
13.800	281.89	280.34	45	17074	0	271
13.900	281.88	280.20	30	17104	0	271
14.000	281.91	280.06	30	17134	0	271
14.100	281.68	279.92	50	17184	0	271
14.200	281.78	279.78	115	17299	0	271
14.300	281.16	279.64	155	17454	0	271
14.400	281.52	279.50	185	17639	0	271
14.500	281.39	279.36	205	17844	0	271
14.600	281.59	279.22	170	18014	0	271
14.700	280.93	279.08	100	18114	0	271
14.800	280.93	278.94	55	18169	0	271
14.900	280.36	278.80	60	18229	0	271
15.000	280.68	278.66	35	18264	0	271
15.100	279.97	278.52	5	18269	0	271
15.200	280.33	278.38	15	18284	0	271
15.300	280.29	278.24	30	18314	0	271
15.400	280.47	278.10	45	18359	0	271
15.500	279.90	277.96	50	18409	0	271
15.600	280.09	277.82	55	18464	0	271
15.700	280.69	277.68	40	18504	0	271
15.800	279.89	277.54	20	18524	0	271
15.900	279.50	277.40	45	18569	0	271
CAMBIO DE SECCION KM 16						
16.000	278.94	277.26	65	18634	0	271
16.100	278.56	277.16	35	18669	0	271
16.200	279.62	277.06	10	18679	0	271
16.300	278.97	276.96	50	18729	0	271
16.400	278.10	276.86	85	18814	0	271
16.500	278.88	276.76	105	18919	0	271
16.600	278.80	276.66	110	19029	0	271
16.700	277.96	276.56	90	19119	0	271
16.800	280.00	276.46	120	19239	0	271
16.900	278.86	276.36	120	19359	0	271
17.000	278.31	276.26	95	19454	0	271
17.100	278.24	276.16	140	19594	0	271
17.200	278.12	276.06	185	19779	0	271
CAMBIO DE SECCION KM 17.3						
17.300	278.20	275.96	140	19919	0	271
17.400	278.04	275.83	115	20034	0	271
17.500	278.44	275.70	190	20224	0	271
17.600	278.41	275.57	220	20444	0	271
17.700	278.29	275.44	240	20684	0	271

XI A.4.3.24

CUBICACIONES CANAL SAN PEDRO NOLASCO

KM	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAVACION PARCIAL	ACUM	TERRAPLEN PARCIAL	ACUM
17.800	277.91	275.31	215	20899	0	271
17.900	278.24	275.18	130	21029	0	271
18.000	277.09	275.05	120	21149	0	271
18.100	277.01	274.92	165	21314	0	271
18.200	277.47	274.79	245	21559	0	271
18.300	277.93	274.66	280	21839	0	271
18.400	277.28	274.53	360	22199	0	271
18.500	276.69	274.40	305	22504	0	271
18.600	276.55	274.27	135	22639	0	271
18.700	276.75	274.14	100	22739	0	271
18.800	276.26	274.01	105	22844	0	271
18.900	275.60	273.88	100	22944	0	271
19.000	276.05	273.75	70	23014	0	271
19.100	275.42	273.62	50	23064	0	271
19.200	275.66	273.49	65	23129	0	271
19.300	274.68	273.36	90	23219	0	271
19.400	274.46	273.23	80	23299	0	271
19.500	277.15	273.10	90	23389	0	271
19.600	274.61	272.97	135	23524	0	271
19.700	275.10	272.84	140	23664	0	271
19.800	275.07	272.71	160	23824	0	271
19.900	275.37	272.58	150	23974	0	271
20.000	274.71	272.45	115	24089	0	271
20.100	274.84	272.32	170	24259	0	271
20.200	274.57	272.19	220	24479	0	271
20.300	276.75	272.06	180	24659	0	271
20.400	275.92	271.93	145	24804	0	271
20.500	273.71	271.80	120	24924	0	271
20.600	275.36	271.67	85	25009	0	271
20.700	273.18	271.54	45	25054	0	271
20.800	273.15	271.41	30	25084	0	271
20.900	273.03	271.28	40	25124	0	271
21.000	272.97	271.15	30	25154	0	271
21.100	273.10	271.02	135	25289	0	271
21.200	273.34	270.89	160	25449	0	271
21.300	273.60	270.76	270	25719	0	271
21.400	273.44	270.63	405	26124	0	271
21.500	272.97	270.50	355	26479	0	271
21.600	273.60	270.37	290	26769	0	271
21.700	274.33	270.24	160	26929	0	271
21.800	273.26	270.11	115	27044	0	271
21.900	273.11	269.98	150	27194	0	271
22.000	273.39	269.85	150	27344	0	271
22.100	272.74	269.72	165	27509	0	271
22.200	272.03	269.59	180	27689	0	271

XI A.4.3.25

CUBICACIONES CANAL SAN PEDRO NOLASCO

KM	COTA		EXCAVACION		TERRAPLEN	
	TERRENO	RADIER	PARCIAL	ACUM	PARCIAL	ACUM
22.300	272.43	269.46	205	27894	0	271
22.400	272.61	269.33	170	28064	0	271
22.500	271.19	269.20	115	28179	0	271
22.600	270.98	269.07	100	28279	0	271
22.700	270.24	268.94	70	28349	0	271
22.800	270.57	268.81	80	28429	0	271
22.900	271.02	268.68	110	28539	0	271
23.000	269.68	268.55	95	28634	50	321
23.100	270.16	268.42	120	28754	50	371
23.200	269.83	268.29	120	28874	0	371
23.300	269.99	268.16	40	28914	0	371
23.400	269.94	268.03	25	28939	0	371
23.500	269.96	267.90	45	28984	0	371
23.600	269.44	267.77	55	29039	0	371
23.700	268.99	267.64	60	29099	0	371
23.800	269.72	267.51	70	29169	0	371
23.900	269.25	267.38	85	29254	0	371
CAMBIO DE SECCION KM 24						
24.000	268.51	267.25	85	29339	0	371
24.100	269.04	267.09	60	29399	0	371
24.200	268.82	266.93	80	29479	0	371
24.300	268.40	266.77	130	29609	0	371
24.400	268.15	266.61	140	29749	0	371
24.500	268.02	266.45	95	29844	0	371
24.600	267.13	266.29	40	29884	0	371
24.700	268.40	266.13	20	29904	0	371
24.800	268.26	265.97	75	29979	0	371
24.900	267.26	265.81	170	30149	0	371
25.000	267.54	265.65	140	30289	0	371
25.100	267.61	265.49	85	30374	0	371
CAMBIO DE SECCION KM 25.2						
25.200	267.50	265.33	140	30514	0	371
25.300	267.98	265.17	145	30659	0	371
25.400	265.96	265.01	110	30769	0	371
25.500	266.59	264.85	65	30834	0	371
25.600	266.52	264.69	10	30844	0	371
25.700	266.82	264.53	10	30854	0	371
25.800	266.17	264.37	45	30899	0	371
25.900	265.63	264.21	40	30939	0	371
26.000	265.64	264.05	30	30969	0	371
26.100	265.65	263.89	100	31069	0	371
26.200	265.08	263.73	115	31184	0	371
26.300	265.00	263.57	70	31254	0	371
26.400	265.10	263.41	85	31339	0	371
26.500	265.31	263.25	125	31464	0	371

XI A 4.3.26

CUBICACIONES CANAL SAN PEDRO NOLASCO

KM	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAVACION PARCIAL	ACUM	TERRAPLEN PARCIAL	ACUM
26.600	264.67	263.09	110	31574	0	371
26.700	264.60	262.93	80	31654	0	371
26.800	264.02	262.77	90	31744	0	371
26.900	264.35	262.61	75	31819	0	371
27.000	263.94	262.45	80	31899	0	371
27.100	263.79	262.29	90	31989	0	371
27.200	263.92	262.13	90	32079	0	371
27.300	263.74	261.97	105	32184	0	371
27.400	263.10	261.81	65	32249	0	371
CAMBIO DE SECCION KM 27.5						
27.500	263.07	261.65	40	32289	0	371
27.600	262.52	261.42	45	32334	0	371
27.700	262.50	261.19	40	32374	0	371
27.800	261.93	260.96	50	32424	80	451
27.900	262.14	260.73	85	32509	80	531
28.000	261.96	260.50	70	32579	0	531
28.100	261.49	260.27	35	32614	0	531
28.200	261.19	260.04	30	32644	0	531
28.300	261.15	259.81	25	32669	0	531
28.400	260.87	259.58	15	32684	0	531
28.500	260.34	259.35	10	32694	0	531
28.600	260.63	259.12	10	32704	0	531
28.700	260.10	258.89	0	32704	10	541
28.800	259.79	258.66	45	32749	10	551
28.900	259.56	258.43	45	32794	0	551
29.000	259.99	258.20	30	32824	0	551
29.100	260.35	257.97	85	32909	0	551
29.200	259.88	257.74	80	32989	0	551
29.300	259.44	257.51	30	33019	0	551
29.400	259.08	257.28	80	33099	0	551
CAMBIO DE SECCION KM 29.5						
29.500	259.12	257.05	100	33199	0	551
29.600	258.62	256.95	140	33339	0	551
29.700	258.29	256.85	175	33514	0	551
29.800	258.13	256.75	80	33594	0	551
29.900	258.81	256.65	40	33634	0	551
30.000	258.13	256.55	65	33699	0	551
30.100	258.82	256.45	120	33819	0	551
30.200	258.30	256.35	155	33974	0	551
30.300	258.27	256.25	180	34154	0	551
30.400	257.77	256.15	180	34334	0	551
30.500	257.76	256.05	150	34484	0	551
30.600	258.02	255.95	155	34639	0	551
30.700	257.97	255.85	140	34779	0	551
30.800	257.45	255.75	150	34929	0	551

CUBICACIONES CANAL SAN PEDRO NOLASCO

KM	COTA TERRENO	COTA RADIER	EXCAVACION PARCIAL	ACUM	TERRAPLEN PARCIAL	ACUM
30.900	257.00	255.65	110	35039	0	551
		CAMBIO DE SECCION KM 30.95				
30.950	258.56	255.60	23	35062	0	551