

**ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS**

**DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL**

**TESIS**

**PROYECTO DE IRRIGACIÓN**

**AUTOR:**

**GONZALO LANDA SCALABRINI**

**LIMA-PERÚ**

**1948**

P R O Y E C T O  
PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL  
Presentado por:GONZALO LANDA SCALABRINI

-:~::~:~::~:~::~:~::~:~::~:-

En un valle de la costa,cuyo plano a curvas de nivel se ha da-  
do,se estudiará la irrigación de las tierras de la márgen iz-  
quierda de acuerdo con las especificaciones del siguiente tex-  
to:

"TEXTO DEL PROYECTO DE IRRIGACION PARA DON GONZALO LANDA  
SCALABRINI.-

1°.-Estudios de Obras de Cabecera.

- a).-Se estudiará la necesidad de construir una presa o de-  
rivar las aguas sin necesidad de ella.
- b).-Canal de limpia.
- c).-Compuertas reguladoras.
- d).-Aliviadero.
- e).-Desarenador.

Estas obras,cómo es natural,incluyen el cálculo de mu-  
ros de sostenimiento,muros de ala,solados,etc.

2°.-Estudios para la ubicación del canal.

Se calcularán i proyectarán todas las obras i estructuras  
que sean necesarias en la conducción,tales cómo:

- a).-Pendientes.-Estudio de las mas convenientes.-Se tendrá  
en cuenta la velocidad crítica.
- b).-Secciones transversales.-Estudiar las mas convenientes  
desde el punto de vista de las mejores condiciones hi-

dráulicas, menor filtración i menor excavación.

c).-Estudios del nasó de quebradas (puentes, acueductos, sifones, flumes, etc.)

3°.-Estudios de ubicación de laterales, sublaterales i distributarios.

4°.-Planos i perfiles.

a).-Plano general a escala 1/20.000 del canal proyectado.

b).-Perfil longitudinal del mismo a escala horizontal 1/20.000 i escala vertical 50 o 100 veces mayor.

c).-Perfiles transversales cada 100 o 50 metros o donde la topografía del terreno lo exija.

d).-Planos i secciones transversales de todas las obras de arte a escala de 1/100 o 1/200.

5°.-Metrados i Presupuestos de todas las obras por ejecutarse.

6°.-Justificación económica.

7°.-Memoria explicativa.

Lima, 15 de Setiembre de 1948.

El Director de la Escuela.

Ing° Manuel Llosa.  
(Firmado).

## P R O L O G O .

La tendencia-nueva en nuestro medio, antigua en otros mas elaborados-es darle a estos proyectos un carácter práctico, de tal modo que puedan, en determinadas circunstancias, considerarse como anteproyectos de obras que en un futuro mas o menos cercano serán ejecutadas en beneficio de la colectividad. Por ésta razón el suscrito, ha considerado oportuno iniciar este trabajo que presenta, teórico en su planteamiento, con algunas consideraciones de orden práctico sugeridas por una modesta experiencia de algunos años de trabajo en diversas obras de irrigación realizadas en el territorio nacional. Por tales razones comienzo este trabajo con algunas:

### CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE LA IRRIGACION EN EL PERU.

La gestión pública en nuestro país ha estado orientada, i en parte lo había conseguido, a vincular nuestro territorio por medio de carreteras; se puede decir que la política vial ha sido el fundamento de la mayoría de las inversiones públicas. Hoy en día primando el concepto de la rentabilidad de esas inversiones i sobre todo, la gran necesidad que tiene nuestro país de incorporar a su zona de explotación agropecuaria, las extensas tierras hoy improductivas que forman parte de la extensión nacional, no es aventurado predecir que las futuras inversiones del capital, tanto público como privado, estarán orientadas en ese sentido, o sea que estamos por inaugurar una nueva política, i ésta será fundamentalmente una política de Irrigación. No se nos oculta, tampoco, que debido a su mayor desarrollo económico i político, unido a su ventaja geo-

gráfica, será la costa del Perú donde con mas intensidad tendrá lugar esta nueva conquista de la tierra, i que luego, a medida que esta sea mas dificultosa-o sea menos económica-se irá desplazando hacia la sierra.

Creemos necesario, entonces, para que esta política pueda alcanzar rápidamente su meta i de sus mejores resultados, que una de las tareas inmediatas que debe emprenderse, debe ser la ordenación, sistematización i compilación del mayor número de datos i estadísticas, lo que el país debe emprender por medio de sus organismos técnicos, para que los diseñadores de las futuras obras puedan contar con los elementos necesarios, debidamente autorizados i responsabilizados, que son indispensables en los proyectos de irrigación. En la actualidad, a pesar del encomiable esfuerzo realizado, esta actividad no ha alcanzado la importancia i desarrollo, que dada su finalidad, debe tener.

Los elementos, a que me he referido, primordialmente son:

Tierra i recursos acuíferos.-Se hace necesario conocer que extensión de tierras eriazas, con posibilidades de ser irrigadas, existe en los distintos valles de la costa i de la sierra, de igual manera que los posibles recursos acuíferos con que se cuenta para esto: una especie de censo de tierra i agua es recomendable para este objeto. Para lo primero, o sea la tierra, debe tenerse en cuenta no sólo la extensión i ubicación sino la calidad de las tierras que se estudian así como los cultivos a que puedan dedicarse, pues estas características serán un factor determinante en la prioridad que debe asignarse a los distintos

yectos.

En orden a los posibles recursos acuíferos es necesario conocer, lo mas exactamente posible:

a) Descarga de los ríos.

No solamente debe tenerse datos de estas descargas en forma completa i relativos a períodos de tiempo lo mas remoto posible, sino tambien su relación con la cuenca que los alimenta i establecer el exacto rendimiento, en agua aprovechable, por kilometro cuadrado de cuenca colectora.

b) Datos pluviométricos.

Debe contarse con estos datos, sobre todo en las zonas donde hai posibilidades de futuros represamientos, labor esta que tarde o temprano tendremos que abordar, i sobre la que, lamentablemente hai aún poca experiencia.

Cómo para la obtención de todos estos datos se necesita muchos años de observaciones, debe procederse inmediatamente, creo que una adecuada distribución de pluviómetros, convenientemente estudiada, es lo mas económico e inmediato que puede hacerse. Sin observaciones pluviométricas que tengan por lo menos veinticinco años de frecuencia no podremos abordar técnicamente los problemas de represamiento, que con toda probabilidad van a presentarse.

Siendo esta naturalmente, una labor de mucho tiempo de observaciones metódicas i sistematicas deberá procederse, cuando lo requieran las circunstancias, por comparación con datos obtenidos en regiones análogas a aquellas que nos ocupen, las mismas que serán verificadas en la medida de lo posible.

C O N S I D E R A C I O N E S

G E N E R A L E S R E L A T I V A S A L P R O Y E C T O .

oooooooooooo

Ubicado el valle por estudiarse en la costa, para colocarnos en situación lo mas real posible, supondremos, para aquellas condiciones que no están especificadas en el texto del tema, las características inherentes a los ríos i tierras que están ubicados en la misma región del país, características, que por lo demas, son bien conocidas. De manera que estaremos en el caso de un río con grandes avenidas i estiajes mínimos muy bajos. en estas condiciones tendremos un gasto en máximas avenidas conocidas de 250 m<sup>3</sup>/seg. i un estiaje mínimo de 10 m<sup>3</sup>/seg.

En avenidas el río arrastra sedimento fino arenoso.

El lecho del río está constituido en la parte alta por arena gruesa, cascajo i piedras: en la parte baja por arena fina.

TIERRA I AGUA DISPONIBLES.

La primera cuestión por abordar, es determinar la extensión de tierras que vamos a irrigar. Esta quedará fijada en su parte superior, por un trazo aproximado del Canal Principal- que depende de la ubicación de la boca-toma- i en su parte inferior por el mismo río.

Se puede asegurar que el suelo de las partes altas, de la zona que estudiamos, debe estar formado por materiales pedregosos, cómo sucede en la mayor parte, sino en todas, las quebradas de nuestra costa i que resultan impropias para la



agricultura; por otra parte la irrigación de estas zonas obliga a la construcción de laterales costosos, revestidos o con gran cantidad de caídas aparte de que el Canal Principal debería llevarse por una zona alta donde el costo se elevaría: además la topografía de que disponemos no hace muy dudosa la elección de la boca-toma. Debido a estas razones hemos considerado como una buena ubicación de ella las proximidades de la curva de cota 400, en su intersección con el río-posteriormente hemos fijado con exactitud dicha posición en la cota 398.

La superficie comprendida entre los límites señalados la hemos obtenido por la fórmula de Simpson, en el plano general a escala 1/20.000, tomando coordenadas cada 50 m., lo cual, para el caso da una aproximación muy aceptable, en esta forma hemos medido 6,660 Hectáreas. Si consideramos que 1/20 de ésta extensión, será ocupada por caminos, canales, viviendas, etc., es decir pérdidas para la agricultura, tendremos 6,320 Hectáreas más o menos como el área neta por cultivarse.

Está admitida, en nuestra costa una dotación de un litro por Hectárea por segundo, si consideramos además las pérdidas por filtración, que necesariamente tienen que producirse necesitaremos captar 6,500 lts., por segundo. A esta cantidad, debemos agregarle aquella que va a ser necesaria para el funcionamiento del desarenador, que debe también proyectarse, ésta la estimamos en 1,500 lts., por segundo: de modo que necesitamos captar en nuestra boca-toma 8 M<sup>3</sup>/seg. Como en mínimo estiaje, tenemos 10 M<sup>3</sup>/seg., podemos con seguridad proyectar la irrigación permanente de la extensión considerada.



DIVISION DE LA MEMORIA EXPLICATIVA.

En cada uno de los capítulos en que se ha dividido esta memoria, se procurará explicar lo mas exactamente posible las obras por ejecutarse incluyendo los cálculos que han sido necesarios para determinarlas.

Para la mejor comprensión i desarrollo del proyecto, he dividido la memoria en los siguientes capítulos:

- 1°. Obras de Cabecera.
- 2°. Canal Principal.
- 3°. Sistema de Distribución.
- 4°. Metrado i Presupuesto.
- 5°. Justificación Económica.

oooooooooooooooooooooooooooooooo

## C A P I T U L O I

### OBRAS DE CABECERA

---

En este Capítulo estudiaré: la boca-toma, que comprende la Presa-Vertedero, las compuertas de Limpia i de Captación o Reguladoras, los muros de Encauzamiento del río: las defensas de ambas orillas i el Desarenador.

#### BOCA-TOMA

---

Para determinar la mas conveniente ubicación de la Boca-toma, se hace necesario tener las secciones transversales del río a fin de estudiar la mas conveniente. Al efecto, interpolando he trazado las curvas de nivel de metro en metro entre las cotas 390-400 i 410.- (Fig.3). Para hallar la profundidad del agua en cada uno de los puntos 1,2,3, etc., haremos las siguientes consideraciones:

La avenida máxima que se conoce en el río es de 250 M<sup>3</sup>/seg., para ponerme a cubierto de cualquier eventualidad consideraré un máximo-maximorum de 500 M<sup>3</sup>/seg. como gasto excepcional del río en una avenida extraordinaria. La pendiente, lo mismo que el ancho en la superficie la obtengo del plano. así entre las curvas 390 a 400 resulta de 0.0135 i entre las curvas de co-

ta 400 a 410 la pendiente es de 0.0155.

Las secciones las considero parabólicas, i adopto un coeficiente de rugosidad  $n$  igual a 0.033 aplicable en ríos. Como la profundidad del agua no va a ser muy diferente de un metro, podemos aceptar para el perímetro mojado un valor igual al del ancho en la superficie mas uno.

Tenemos que encontrar para cada sección un valor de la altura de agua  $a$ , que con la fórmula del escurrimiento de agua en canales:

$$v = C \sqrt{R I}$$

de una velocidad que sea capaz de un gasto de 500 M<sup>3</sup>/seg. Para esto hai que proceder por tanteos, en la siguiente forma:

Supuesta una velocidad, se obtiene el área por medio de la fórmula:

$$A = \frac{Q}{v}$$

Con la suposición que hemos hecho respecto al perímetro mojado, obtenemos el radio hidráulico:

$$R = \frac{A}{p}$$

La fórmula del escurrimiento en canales, debe dar una velocidad que debe ser igual a la que supusimos primeramente, si no es así hai que repetir con una nueva velocidad, hasta que ambos valores coincidan, entonces podemos encontrar  $a$ , siendo el área del sector parabólico:

$$A = \frac{2}{3} b a$$

despejando  $a$ :

$$a = \frac{3}{2} \frac{A}{b}$$

Así determinadas las profundidades, dibujo las secciones i obtengo la posición de las cotas de cifra entera, las mismas que se ubican en el plano a la escala 1/1.000 en el que se ha proyectado las obras de cabecera.

Los resultados de los cálculos que hemos descrito, para cada una de las secciones han sido los siguientes:

SECCION 1.

$$\begin{array}{ll}
 b = 186.50 \text{ m.} & v = 3.30 \text{ m.} \\
 s = 0.0155 & A = 151.5 \text{ m}^2. \\
 n = 0.033 & R = 0.808 \\
 p = 187.5 & Q = 500 \text{ m}^3. \\
 & a_1 = 1.22 \text{ m.}
 \end{array}$$

SECCION 2.

$$\begin{array}{ll}
 b = 194.50 & v = 3.25 \text{ m.} \\
 s = 0.0155 & A = 154 \text{ m}^2. \\
 n = 0.033 & R = 0.787 \\
 p = 195.5 & Q = 500 \text{ m}^3. \\
 & a_2 = 1.19 \text{ m.}
 \end{array}$$

SECCION 3.

$$\begin{array}{ll}
 b = 199.50 & v = 3.20 \text{ m.} \\
 s = 0.0155 & A = 156 \text{ m}^2. \\
 n = 0.033 & R = 0.779 \\
 p = 200.50 & Q = 500 \text{ m}^3. \\
 & a_3 = 1.17 \text{ m.}
 \end{array}$$

## SECCION 4.

$$\begin{array}{ll}
 b = 188 \text{ m.} & v = 3.30 \text{ m.} \\
 s = 0.0155 & A = 151 \text{ m}^2. \\
 n = 0.033 & R = 0.808 \\
 p = 189 & Q = 500 \text{ m}^3.
 \end{array}$$

$$a_4 = 121 \text{ m.}$$

## SECCION 5.

$$\begin{array}{ll}
 b = 169.50 \text{ m.} & v = 3.40 \text{ m.} \\
 s = 0.0155 & A = 147 \text{ m}^2. \\
 n = 0.033 & R = 0.86 \\
 p = 171.50 & Q = 500 \text{ m}^3.
 \end{array}$$

$$a_5 = 1.30 \text{ m.}$$

## SECCION 6.

$$\begin{array}{ll}
 b = 137.50 \text{ m.} & v = 3.60 \text{ m.} \\
 s = 0.0145 & A = 139 \text{ m}^2. \\
 n = 0.033 & R = 1 \\
 p = 138.50 \text{ m.} & Q = 500 \text{ m}^3.
 \end{array}$$

$$a_6 = 1.52 \text{ m.}$$

## SECCION 7.

$$\begin{array}{ll}
 b = 111 \text{ m.} & v = 3.90 \text{ m.} \\
 s = 0.0135 & A = 128 \text{ m}^2. \\
 n = 0.033 & R = 1.14 \\
 p = 112 & Q = 500 \text{ m}^3.
 \end{array}$$

$$a_7 = 1.73 \text{ m.}$$

## SECCION 8.

$$\begin{array}{ll}
 b = 104.50 \text{ m.} & v = 4 \text{ m.} \\
 s = 0.0135 & A = 125 \text{ m}^2. \\
 n = 0.033 & R = 1.18 \\
 p = 105.50 & Q = 500 \text{ m}^3. \\
 & a_8 = 1.80 \text{ m.}
 \end{array}$$

## SECCION 9.

$$\begin{array}{ll}
 b = 113 \text{ m.} & v = 3.90 \text{ m.} \\
 s = 0.0135 & A = 128 \text{ m}^2. \\
 n = 0.033 & R = 1.14 \\
 p = 114 & Q = 500 \text{ m}^3. \\
 & a_9 = 1.73 \text{ m.}
 \end{array}$$

## SECCION 10.

$$\begin{array}{ll}
 b = 127.5 & v = 3.70 \text{ m} \\
 s = 0.0135 & A = 135 \text{ m}^2. \\
 n = 0.033 & R = 1.05 \\
 p = 128.50 \text{ m.} & Q = 500 \text{ m}^3. \\
 & a_{10} = 1.59 \text{ m.}
 \end{array}$$

## SECCION 11.

$$\begin{array}{ll}
 b = 132 \text{ m.} & v = 3.60 \text{ m.} \\
 s = 0.0135 & A = 139 \text{ m}^2. \\
 n = 0.033 & R = 1.04 \\
 p = 133 & Q = 500 \text{ m}^3. \\
 & a_{11} = 1.58 \text{ m.}
 \end{array}$$

El estudio de estas secciones nos indica, para la irrigación de la zona que hemos delimitado, la necesidad de una presa-vertedero, siendo la sección 8 la mas favorable para su

ubicación, pues su profundidad no obliga a una presa muy alta y tiene un ancho de sólo 104.50 m.

### PRESA-VERTEDERO.

Para el perfil de la Presa-vertedero, vamos a adoptar uno similar a los pequeños modelos, de umbrales redondeados cuyos coeficientes de gasto han tomado en cuenta la ley de semejanza. En este caso adoptamos el de Rehbock (Curso de Hidráulica General - Francisco J. Domínguez: pg. 250 - Tabla Nº 24 b, modelo Nº 53); esto nos servirá para los cálculos hidráulicos con que vamos a determinar la longitud y la carga del vertedero, pues posteriormente calcularemos la forma de la cara de aguas abajo, adaptándola a la curva de caída del agua. Se trata de determinar, la longitud, con que el vertedero va a evacuar los 500 m<sup>3</sup>., considerados para una avenida excepcional. Hemos hecho varios tanteos variando la carga, considerando que no conviene una carga muy grande a fin de no tener que hacer muros muy altos; aquí sólo consignaré las cifras definitivas. En efecto, el coeficiente de gasto, para el vertedero adoptado, según la tabla, es:

$$m = 0.600 - 0.267 \left( 1 - \frac{h}{a} \right)^2$$

siendo  $h$  la carga en metros y  $a$  la altura de la barrera o presa sobre el fondo del río, y que la adoptamos igual a: 1.95 m. Para  $h = 1.53$  m., tenemos:

$$m = 0.600 - 0.267 \left( 1 - \frac{1.53}{1.95} \right)^2$$

$$m = 0.594$$

El límite de aplicación, de este modelo es:



$$0.1 - 0.8 \frac{h}{a}$$

que indica que en nuestro caso está correctamente aplicado.

Podemos ahora de la fórmula general del gasto de vertederos:

$$Q = m l H \sqrt{2 g H}$$

en que:

Q = gasto en M<sup>3</sup>/seg.

l = longitud del vertedero.

m = coeficiente de gasto del mismo.

H = carga sobre la cresta del vertedero.

Despejar l, o sea:

$$l = \frac{Q}{m H \sqrt{2 g H}}$$

Reemplazando valores:

$$L = \frac{500}{0.594 \times 1.53 \sqrt{19.6 \times 1.53}}$$

$$l = 100 \text{ m.}$$

O sea que el vertedero adoptado, con una carga de 1.53 m. i una longitud de 100 m. evacuará los 500 m<sup>3</sup>/seg. de exceso de agua durante una excepcional avenida. No he considerado la velocidad de aproximación pues siendo esta un factor que aumentará el gasto de que es capaz el vertedero, nos dará un margen de seguridad equivalente a adoptar una longitud del vertedero un poco mayor a la dada por el cálculo.

#### Perfil de la Presa.

Daremos a la presa que proyectamos, la forma Ogee

(Etcheverry-Irrigation Practice and Engineering-Vol.III,pg.32), que adapta la cara de aguas abajo a la forma de caída del agua, lo que tiene por objeto evitar el impacto directo sobre el piso. El agua cae según una curva, parabólica cuya ecuación es:

$$y = \frac{g}{2 v^2} x^2$$

en que,  $v$ : velocidad horizontal inicial medida sobre la cresta misma de la presa; para determinar su valor, sabemos que la capa de agua al pasar sobre la misma cresta sufre una depresión, la que se conoce por experiencias hechas en EEUU en los mismos vertederos de sección Ogee i por Bazin en pequeños modelos, las mismas están tabuladas i Etcheverry las da en la obra citada; así vemos que la relación  $D/H$ , -siendo  $H$  la carga medida aguas arriba i  $D$  la misma medida sobre la cresta- disminuye con la carga  $H$ , así vemos los valores extremos son:

$$H = 0.42 \quad \frac{D}{H} = 0.79$$

$$H = 1.04 \quad \frac{D}{H} = 0.717$$

Adopto, para la carga de 1.53.  $\frac{D}{H} = 0.69$

O sea que:  $D = 0.69 H = 0.69 \times 1.53 = 1.055$

El gasto, por metro lineal de cresta, es:

$$q = \frac{500}{100} = 5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

I la velocidad media sobre la cresta será:

$$v = \frac{q}{D \times 1} = \frac{5}{1.055} = 4.78 \text{ m./seg.}$$

reemplazando, en la fórmula que nos da la ecuación de la parábola

$$y = \frac{9.80}{2 \times \frac{4.78^2}{2}} x^2 = 0.214 x^2$$

Asumiendo que la velocidad media se produce a  $6/10$  bajo la superficie, el origen de la curva estará en un punto a  $4/10 D$  medido a partir de la cresta, o sea a:

$$0.4 D = 0.4 \times 1.05 = 0.42 \text{ m.}$$

Ubicamos así el origen de coordenadas, i aplicando la fórmula que hemos obtenido, para valores de  $x$  a distancias de 50 centímetros, obtenemos los correspondientes valores de  $y$ , que deben tomarse en el eje respectivo (Dib 5). Así tenemos:

$x = 0.50$	$y = 0.214 \times \frac{0.5^2}{2} = 0.0535$
$x = 1$	$y = 0.214 \times \frac{1^2}{2} = 0.214$
$x = 1.50$	$y = 0.214 \times \frac{1.5^2}{2} = 0.481$
$x = 2$	$y = 0.214 \times \frac{2^2}{2} = 0.856$
$x = 2.50$	$y = 0.214 \times \frac{2.5^2}{2} = 1.338$
$x = 3$	$y = 0.214 \times \frac{3^2}{2} = 1.926$

Con estos valores construimos por puntos (b, c, d, e, f, i g) la parábola representativa de la capa de velocidad media.

El espesor de la capa de agua en cada uno de dichos puntos se obtiene dividiendo el gasto por metro lineal  $q$ , entre la velocidad en el punto considerado; esta velocidad es la resultante de la velocidad horizontal inicial que es constante, i la velocidad vertical debida a la gravedad i que es igual a:  $\sqrt{2gy}$ ; siendo entonces la hipotenusa de un triangulo rectangulo, cuyos catetos son las velocidades mencionadas, dicha resultante, tendrá por expresión:

$$\sqrt{v^2 + 2gy}$$

Para cada uno de los puntos, tendremos entonces:

$$b : \sqrt{22.85 + 19.6 \times 0.054} = \sqrt{23.91} = 4.89 \text{ m.}$$

$$c : \sqrt{22.85 + 19.6 \times 0.214} = \sqrt{27.05} = 5.20 \text{ m.}$$

$$d : \sqrt{22.85 + 19.6 \times 0.481} = \sqrt{32.28} = 5.68 \text{ m.}$$

$$e : \sqrt{22.85 + 19.6 \times 0.856} = \sqrt{39.65} = 6.30 \text{ m.}$$

$$f : \sqrt{22.85 + 19.6 \times 1.338} = \sqrt{49.05} = 7.00 \text{ m.}$$

$$g : \sqrt{22.85 + 19.6 \times 1.926} = \sqrt{60.55} = 7.78 \text{ m.}$$

Con los valores de la velocidad  $i$  el gasto por metro lineal de cresta se puede obtener los espesores de la capa de agua en los puntos considerados, así:

$$b = \frac{5}{4.89} = 1.02 \text{ m.}$$

$$c = \frac{5}{5.2} = 0.98 \text{ m.}$$

$$d = \frac{5}{5.68} = 0.88$$

$$e = \frac{5}{6.3} = 0.79$$

$$f = \frac{5}{7} = 0.71$$

$$g = \frac{5}{7.78} = 0.64 \text{ m.}$$

Estos son los valores correspondientes al espesor del manto de agua,  $i$  deben tomarse sobre la perpendicular a la tangente a la curva en los distintos puntos ( $b, c, d, \text{etc.}$ ), multiplicán-

dose por 0.6 para obtener los puntos correspondientes a la superficie superior, i por 0.4 para los que corresponden a la cara inferior de la capa, según la consideración que hemos hecho, tendremos entonces:

$$b : 0.4 \times 1.02 = 0.408 \text{ m.}$$

$$c : 0.4 \times 0.98 = 0.392 \text{ m.}$$

$$d : 0.4 \times 0.88 = 0.352 \text{ m.}$$

$$e : 0.4 \times 0.79 = 0.316 \text{ m.}$$

$$f : 0.4 \times 0.71 = 0.284 \text{ m.}$$

$$g : 0.4 \times 0.64 = 0.256 \text{ m.}$$

A la parábola así construída, adaptamos, para construir la curva Ogee, un arco de círculo de 2.85 m. de radio, luego una recta a 45 grados de inclinación que enlace a aquella con un arco inverso de 1.40 m. de radio hasta encontrar la línea del solado.

Estas medidas están de acuerdo con las recomendaciones dadas por Etcheverry (obra antes citada).

En consecuencia se ha diseñado un perfil de la presa-vertedero tal cómo aparece en el Dibujo 5.

#### Camino de Percolación.

Estando el lecho del río constituido por arena, cascajo i piedra, para evitar su consiguiente permeabilidad se hace necesario complementar la presa con un solado i cortinas, para cuyo cálculo aceptaremos las consideraciones hechas por Mr. Bligh, i las fórmulas empíricas consiguientes dadas en la obra de Etcheverry. Así, la fórmula que da para obtener la longitud del camino de percolación, en pies, es:

$$l = C \times H$$

C: coeficiente que depende del material que constituye el lecho del río

En nuestro caso, que tenemos ripio i arena, la tabla, que nos da el autor, nos indica un valor de  $C:9$ .

$H$ : carga de agua que representa la diferencia de niveles aguas arriba i aguas abajo de la presa, considero el caso mas desfavorable, cuando no hai gasto sobre el vertedero, en esta situación, su valor será:  $1.95 \text{ m.}$ , i en pies:  $1.95 \times 3.28 = 6.4'$ .

Aplicando la fórmula, tenemos:

$$l = 9 \times 6.4 = 57.6' = 17.50 \text{ m.}$$

### Solado i Cortinas.

La fórmula de Bligh, que nos da la longitud del solado, es:

$$L_a = 4 C \sqrt{\frac{H_a}{13}}$$

$C$ : es el mismo coeficiente anterior.

$H_a$ : altura de la cresta sobre el piso, en pies.

$$L_a = 4 \times 9 \sqrt{\frac{6.4}{13}} = 25.2' = 7.70 \text{ m.}$$

Para conocer la longitud de cortinas, debo restar de la longitud del camino de percolación la suma de la longitud del solado mas la de la presa, luego:

$$L_c = 17.50 - (7.70 + 3.85) = 5.95 \text{ m.}$$

Prácticamente  $6 \text{ m.}$

### Enrocado.

Aguas abajo del solado, se continúa este con un enrocado, que tiene por objeto proteger el cauce de posibles socavaciones. La longitud de éste enrocado depende de la naturaleza del lecho del río, la altura de caída del agua, i el gasto sobre la cresta de la presa. La longitud total del solado mas el enrocado,

está dado por la fórmula empírica:

$$L = 0.355 C \sqrt{H_b q}$$

C : es el coeficiente ya conocido.

$H_b$ : altura de la cresta sobre el nivel de aguas abajo, que lo considero, en el caso mas desfavorable igual a 1.95 m, o: 6.4 pies.

q : descarga máxima en pies cúbicos por segundo, por pie lineal de vertedero: en nuestro caso el gasto por metro lineal es de 5 M<sup>3</sup>/seg., recordando que 1 M<sup>3</sup> es igual a 35.31 pies cúbicos, tendremos:  $q = \frac{5 \times 35.31}{3.28} = 53.9$  pies cúbicos por pie lineal.

Según la fórmula, tendremos:

$$L = 0.355 \times 9 \sqrt{6.40 \times 53.9} = 59' = 18 \text{ m.}$$

La longitud del enrocado, será entonces:

$$L_p = L - L_a = 18 - 7.70 = 10.30 \text{ m.}$$

En la práctica se ha observado la conveniencia de aumentar un poco la cifra dada según esta fórmula, de modo que adopto:  $L_p = 12 \text{ m.}$

En el Dibujo 5 aparece la presa y las demás partes que hemos calculado, su cimentación es de 1.20 m. y el muro de cortina tiene una profundidad de 2.50 m. con un espesor de 0.50 m., lo que da una longitud del camino de percolación doble o sea de 6 m. Estará reforzado de metro en metro con un pilotaje de madera inco-rruptible, o rieles usados clavados a un metro de profundidad y em-potrados 0.50 m. en el cimiento de la presa. El solado tiene al co-mienzo el mismo espesor que la cimentación, o sea 1.20 m. y al ter-minar 0.50 m.: es horizontal. Vamos a verificar el espesor del sola-do.



Cómo la fórmula que aplicamos, da este valor en función de la presión medida desde la línea de gradiente hidráulica, necesitamos determinar esta. La caída de la línea de gradiente hidráulica, en el punto m, situado dentro de la primera cortina, es:

$$\frac{h}{l} l_m = \frac{1.95}{17.50} \times 5.50 = 0.60 \text{ m.}$$

Dentro de la segunda cortina, en un punto tal como o, la caída será:

$$\frac{1.95}{17.50} \times 16.05 = 1.77 \text{ m.}$$

Estando el espesor del solado expresado por la fórmula:

$$t = \frac{4}{3} \frac{h_r w_1}{w_2}$$

$w_1$  = peso específico del agua.

$w_2$  = peso específico del material del solado.

$h_r$  = presión medida desde la línea de gradiente hidráulica, i cuyo valor obtengo gráficamente para el punto considerado, así para el punto n, cuyo valor hallamos 2.17 m, tendremos:

$$t = \frac{4}{3} \times 2.17 \times \frac{1}{2.4} = 1.20 \text{ m.}$$

De acuerdo con nuestro diseño.

Para el punto o, en el extremo del solado, es:

$$t = \frac{4}{3} \times 0.67 \times \frac{1}{2.4} = 0.37 \text{ m.}$$

Cómo hemos considerado 0.50 m., tenemos un margen de seguridad conveniente.

### Verificación de la Estabilidad.

Debemos verificar la presa en sus condiciones de estabilidad contra el derribo i deslizamiento, trabajo a la compresión i cargas admisibles.

Las sollicitaciones, a que va a estar sometida esta estructura, son:

- a) Presión hidrostática horizontal.
- b) Sub-presión vertical.
- c) Peso propio.

### Presión Hidrostática.

Para calcularla, haremos uso de la fórmula (King-Hand-book of Hidraulics-pg.22), convertida al sistema métrico:

$$P_h = 500 ( 2 \times D \times H + D^2 )$$

D : altura de la presa, que en este caso la tomamos hasta la línea de cimentación: 3.15 m.

H : altura de agua sobre la coronación de la presa: en máximas avenidas, es: 1.53 m.

$$P_h = 500 ( 2 \times 3.15 \times 1.53 + 9.92 )$$

$$P_h = 9,760 \text{ Kls.}$$

Esta fuerza está aplicada a una distancia d de la base, expresada por:

$$d = \frac{D}{3} \left( 1 + \frac{H}{D + 2H} \right)$$

$$d = 1.044 \left( 1 + \frac{1.53}{3.15 + 3.06} \right)$$

$$d = 1.30 \text{ m.}$$

La posición del empuje, también se encuentra gráficamente.

### Sub-presión.

Podemos calcularla, por la fórmula (Miguel Letellier-Estabilidad de las Construcciones-Tomo II-Pg. 71):

$$F = H \times d \times 1,000$$

Considerando que no hay paso de agua sobre la presa, y haciendo  $d = 3.85$  m, ancho de la presa, tendremos:

$$F = 1.95 \times 3.85 \times 1,000 = 7,300 \text{ Kls.}$$

También podemos considerar el valor de la sub-presión, como el área del trapecio formado considerando como si ella se ejerciera únicamente en la parte de la base comprendida entre los puntos m i n, pues las cortinas forman un sólo cuerno con el cimiento de la presa, y el peso del muro de cortinas, por otra parte, equilibra la sub-presión. Tenemos así formado el trapecio de la sub-presión, siendo esta máxima en m i mínima en n. Las magnitudes correspondientes se obtienen del gráfico i son 2.54 i 2.17 respectivamente. El área del trapecio, será entonces:

$$\frac{2.54 + 2.17}{2} \times 3.35 = 7.85$$

O sea : 7,850 kls.

Gráficamente se encuentra su línea de acción.

Adopto este último valor, por ser mayor.

### Peso Propio.

Siendo el perfil de la presa una forma compleja, para determinar el peso con exactitud, descompongo en figuras regulares: dos trapecios, un rectángulo i un triángulo. Adopto una den-

sidad de 2,400 Kls/M<sup>3</sup>, para el concreto ciclópeo con que va a ser trabajada: el peso total será:

$$p' = \frac{1.95 + 1.82}{2} \times 1 \times 2,400 = 4,650 \text{ Kls.}$$

$$p'' = \frac{1.82 + 1.11}{2} \times 1.17 \times 2,400 = 4,120 \text{ Kls.}$$

$$p''' = 3.85 \times 1.20 \times 2,400 = 11,100 \text{ Kls.}$$

$$p'''' = \frac{1.11 \times 1.11}{2} \times 2,400 = \underline{\underline{1,330 \text{ Kls.}}}$$

$$\text{Peso Total} \dots \dots \dots = 21,200 \text{ Kls.}$$

#### Estabilidad contra el Derribo.

El momento de derribo, es:

$$M_d = 9,760 \times 1.30 + 7,850 \times 1.72$$

$$M_d = 26,100 \text{ Kgmts.}$$

El momento de estabilidad, es:

$$M_e = 21,200 \times 2.27 = 48,100 \text{ Kgmts.}$$

El coeficiente de estabilidad contra el derribo, es entonces:

$$\frac{M_e}{M_d} = \frac{48,100}{26,100} = 1.84 .$$

Que da un margen de seguridad muy aceptable, contra el derribo.

#### Estabilidad contra el Deslizamiento.

Verificaremos que con un valor tal del coeficiente de seguridad n, que satisfaga la condición:

$$1.5 < n < 2.5$$

se verifique la ecuación:

$$P \times f = n \times P_h$$

con un coeficiente de rozamiento  $f = 0.7$ .Entonces:

$$n = \frac{P \times f}{P_h}$$

O sea, reemplazando valores:

$$n = \frac{21,200 \times 0.7}{9,760} = 1.53$$

Valor que satisface la condición enunciada (Letelier- Estabilidad de las Construcciones-Vol II- Pg.78.).

#### Trabajo a la Compresión.

Sabemos que la condición indispensable, para que no se produzcan trabajos de flexión en la estructura, es que la resultante de las fuerzas actuantes caiga dentro del tercio central de la base.

La composición gráfica, que hacemos nos indica que se satisface esta condición, i aunque la resultante hace un ángulo con la vertical de  $35^\circ$ , no debiendo pasar de  $30^\circ$ , esto no es peligroso, pues el solado puede soportar la componente horizontal de la resultante.

#### Cargas admisibles.

Debemos verificar que la compresión máxima en el extremo de la base, no sea mayor que la resistencia unitaria del material. Ella está expresada, por:

$$C = \frac{P}{b l} \left[ 1 + \frac{6 e}{b} \right]$$

Sustituyendo valores:

$$\frac{21,200}{3.85 \times 100} \left[ 1 + \frac{6 \times 26}{385} \right] = \frac{21,200}{38,500} ( 1 + 0.405 )$$

$$C = 0.775 \text{ Kls.p.cm}^2.$$

Es ta cifra, para el material del lecho del río es baja, pues para gravas i arenas buenas se acepta hasta 5 Ks. por  $\text{cm}^2$ . (Domingo Santa-María-Curso de Cimientos, Puentes i Túneles-Pg.11).

En las especificaciones del Presupuesto detallaré la forma de construcción i materiales con que se ejecutará la Presa.

#### COMPUERTAS DE LIMPIA

En época de avenidas, la abundante sedimentación que deposita el río al pie de la Presa puede ser un obstáculo serio dificultando la captación: las compuertas de limpia tienen por objeto mantener libre de esos depósitos la zona inmediata a las compuertas reguladoras o de captación.

He proyectado tres compuertas de limpia, ubicadas a continuación de la presa, inmediatas a las compuertas de captación i perpendiculares a ellas. Sus dimensiones son: 1.20 m. de ancho por 1.50 m. de alto.

Para calcular el gasto que tendrán en época de avenidas, conocemos la carga, pero no la altura del agua aguas abajo, lo que es necesario para determinar las condiciones de trabajo de los orificios. Para calcularla, haremos las consideraciones siguientes:

Podemos aceptar, sin error apreciable, que el ancho

en la sección inmediata a la presa, cuya forma será rectangular, es de 100 m., i que no siendo, seguramente, la altura de agua muy diferente de un metro, el perimetro mojado lo supondremos de 102 m la pendiente la consideraré águai a la de la superficie del agua, osea  $s:0.0135$ , el coeficiente de rugosidad, estando esta parte revestida, será  $n : 0.017$ .

La velocidad, en canales es:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{n} \left( \frac{A}{p} \right)^{2/3} S^{1/2}$$

Por otra parte:

$$v = \frac{Q}{A}$$

Iguualando ambas expresiones:

$$\frac{1}{n} \left( \frac{A}{p} \right)^{2/3} S^{1/2} = \frac{Q}{A}$$

Despejando A:

$$A^{5/3} = \frac{Q \times n \times p^{2/3}}{S^{1/2}}$$

$$A = \left( \frac{Q \times n \times p^{2/3}}{S^{1/2}} \right)^{3/5}$$

Reemplazando valores:

$$A = \left( \frac{500 \times 0.017 \times 21.57}{0.116} \right)^{3/5} = 1590^{3/5}$$

Tomando logaritmos:

$$\frac{3}{5} \log. 1590 = \frac{3}{5} \times 3.20 = 1.92$$



$$\text{Antilog } 1.92 = 83.20$$

$$A = 83.20 \text{ m.}$$

La profundidad  $a$ , es entonces:

$$a = \frac{A}{b} = \frac{83.20}{100} = 0.83 \text{ m.}$$

Para hallar el gasto que pasará por cada compuerta, en las avenidas máximas, aplicaré la fórmula del gasto de orificio parcialmente sumergido (Marcelo Conti-Hidráulica Agrícola-Pg.12):

$$q = m \times b \times p \sqrt{2g \left( H + \frac{p}{2} \right)} + m \times b (a-p) \sqrt{2g (H + p)}$$

En esta fórmula que considera el orificio dividido en dos partes, una superior libre y otra inferior sumergida, tenemos:

$m$  : coeficiente de gasto, en este caso igual a 0.65

$a$  : altura de la compuerta, igual a 1.50 m.

$b$  : ancho " " " " " " 1.20 m.

$p$  : diferencia entre  $a$  y la altura del agua abajo de la compuerta  
igual a:  $1.50 - 0.83 = 0.67 \text{ m.}$

$H$  : carga de agua sobre el lado superior del orificio, en máxima avenida igual a: 1.98 m.

Sustituyendo estos valores, tendremos:

$$q = 0.65 \times 1.20 \times 0.67 \sqrt{19.6(1.83 + 0.34)} + 0.7 \times 1.20 (1.5 - 0.67) \sqrt{19.6 \times 1.98 + 0.67}$$

$$q = 3.50 + 4.95 = 8.45 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

Parecido resultado, aunque con cifras más conservadoras, obtenemos si aplicamos las experiencias tabuladas de Graeff (Gustavo Lira-Tratado de Hidráulica-Pg.119-Tabla IX), que con la fórmula del gasto:

$$q = m w \sqrt{2g H}$$

En que:

m: coeficiente de gasto, que se encuentra en la tabla, correspondiendo al caso C: orificio con contracción suprimida en el fondo i canal adicional, siendo igual a 0.61.

w : sección del orificio considerado, igual a  $1.20 \times 1.50 = 1.80 \text{ m}^2$ .

H : carga sobre el centro de gravedad del orificio: 2.73 m.

Reemplazando:

$$q = 0.61 \times 1.80 \sqrt{19.6 \times 2.73}$$

$$q = 8 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

Valor un poco inferior al que habíamos obtenido anteriormente, pero que en todo caso nos está indicando que en las tres compuertas tendremos un gasto triple del Canal Principal, i de consiguiente una velocidad que permitirá el arrastre de los depósitos

Delante de las compuertas de limpia, i al pie de las de captación, habrá un fuerte solado de 0.40 m. de espesor que con su pendiente hacia aguas abajo facilitará el acarreo de depósitos, además estará limitado i protegido hacia el lado del río por un muro de concreto cuya altura estará en la cota de la coronación de las compuertas de captación, la cara del lado del río de este muro será en bisel o forma de tajamar, su cimentación será la misma que la de la presa i su ancho será de un metro.

#### Muro de Compuertas de Limpia.

En este muro de sección trapezoidal, estarán ubicadas las compuertas de limpia con sus respectivos mecanismos de izar, en número de tres i separadas entre sí por pilares de 0.60 m. de espesor. en el momento de la construcción, se dejarán ranuras verticales donde posteriormente se empotrarán los marcos de las com-

puerts que serán de fierro.

La coronación del muro de compuertas, se levantará 0.72 m. sobre el nivel de máxima avenida, para prevenir desbordes; estará cimentado sobre un solado de concreto de 1.20 m. de espesor. El material de su construcción, será concreto ciclópeo con 40% de piedra grande.

### Verificación de la Estabilidad.

Haremos las mismas comprobaciones que hicimos con la presa, exceptuando la del deslizamiento y que este no es posible pues formará un solo cuerpo con la cimentación.

Las fuerzas actuantes, son: presión hidrostática y peso propio.

### Presión Hidrostática.

Tomaremos un espesor de muro igual a una compuerta mas un pilar: en máxima avenida tendremos:

$$P_h = 500 \times 3.43^2 \times 1.80 = 10,600 \text{ Kg.}$$

Su punto de aplicación estará ubicado a la tercera parte de la altura:

$$\frac{3.43}{3} = 1.143 \text{ m.}$$

### Peso Propio.

Para obtenerlo con exactitud, descompondremos la figura en varios prismas: uno de base rectangular y dos trapezoidales. Los pesos parciales, será:

$$0.40 \times 1.15 \times 1.20 \times 2,400 = 1,325 \text{ Kg.}$$

$$\frac{1 + 2.50}{2} \times 4.15 \times 0.60 \times 2,400 = 10,450 \text{ Kg.}$$

$$\frac{0.40 + 1.36}{2} \times 2.65 \times 1.20 \times 2,400 = 6,720 \text{ kg.}$$

puerts que serán de fierro.

La coronación del muro de compuertas, se levantará 0.72 m. sobre el nivel de máxima avenida, para prevenir desbordes; estará cimentado sobre un solado de concreto de 1.20 m. de espesor. El material de su construcción, será concreto ciclópeo con 40% de piedra grande.

### Verificación de la Estabilidad.

Haremos las mismas comprobaciones que hicimos con la presa, exceptuando la del deslizamiento y que este no es posible pues formará un solo cuerpo con la cimentación.

Las fuerzas actuantes, son: presión hidrostática y peso propio.

### Presión Hidrostática.

Tomaremos un espesor de muro igual a una compuerta mas un pilar: en máxima avenida tendremos:

$$P_h = 500 \times 3.43^2 \times 1.80 = 10,600 \text{ Kg.}$$

Su punto de aplicación estará ubicado a la tercera parte de la altura:

$$\frac{3.43}{3} = 1.143 \text{ m.}$$

### Peso Propio.

Para obtenerlo con exactitud, descompondremos la figura en varios prismas: uno de base rectangular y dos trapezoidales. Los pesos parciales, será:

$$0.40 \times 1.15 \times 1.20 \times 2,400 = 1,325 \text{ Kg.}$$

$$\frac{1 + 2.50}{2} \times 4.15 \times 0.60 \times 2,400 = 10,450 \text{ Kg.}$$

$$\frac{0.40 + 1.36}{2} \times 2.65 \times 1.20 \times 2,400 = 6,720 \text{ kg.}$$

Peso Total..... 18,495 Kg.

Estabilidad contra el Derribo.

El momento de estabilidad, es:

$$M_e = 18,495 \times 1.57 = 29,000 \text{ Kgmts.}$$

El momento de derribo:

$$M_d = 10,600 \times 1.143 = 12,100 \text{ Kgmts.}$$

El coeficiente de estabilidad contra el derribo:

$$\frac{M_e}{M_d} = \frac{29,000}{12,100} = 2.4$$

que es satisfactorio.

Trabajo a la Compresión.

Gráficamente se encuentra la línea de acción del peso total, haciendo luego la composición de esta fuerza con la presión hidrostática obteniendo una resultante que corta a la base dentro del tercio central, satisfaciéndose así esta condición para que la estructura trabaje sólo a la compresión.

Cargas Admisibles.

Verificaré si el concreto trabaja con una compresión máxima, menor que la carga admisible de trabajo.

La compresión máxima está expresada, por:

$$C = \frac{P}{b \cdot l} \left[ 1 + \frac{6e}{b} \right]$$

Reemplazando valores:

$$C = \frac{18,495}{250 \times 60} \left[ 1 + \frac{6 \times 33}{250} \right]$$

$$C = 2.21 \text{ Kg. por cm}^2.$$

Que esta bajo el coeficiente de seguridad.

### C O M P U E R T A S   R E G U L A D O R A S

Estas compuertas que van a captar el gasto del Canal Principal, o sea 8 M<sup>3</sup>/seg. las he proyectado en número de seis i trabajarán como orificios sumergidos, su fondo estará levantado con respecto al piso a fin de que se evite captar los sedimentos i conseguir tomar agua lo mas limpia posible, lo que debe procurarse siempre aun que, como en el caso presente, se prevea la construcción de un desarenador.

La parte superior de las compuertas quedará 0.20m mas baja que la coronación de la presa, lo que permitirá aún en el estiaje disponer de un desnivel para su funcionamiento.

El gasto de cada compuerta, considerando el caso mas desfavorable o sea cuando no hai paso de agua sobre la presa, será:

$$q = c w \sqrt{2gh} = 0.72 \times 1 \sqrt{19.6 \times 0.20} = 1.425 \text{ M}^3/\text{seg}$$

$$q = 8.55 \text{ M}^3/\text{seg}, \text{ en las tres compuertas.}$$

Necesitándose captar 8 M<sup>3</sup>/seg.

#### Muro de Compuertas Reguladoras.

En esta estructura están ubicadas las compuertas mencionadas, formando un conjunto separado por pilares de 0.50 m. de ancho, i cimentadas sobre una fuerte fundación de concreto de 1.95 m. de alto prolongándose hacia abajo con un muro de cortina de 0.50 m. de ancho i 1.50 m. de profundidad, que servirá para anular la sub-presión en el fondo del Canal Principal.

Verificación de la Estabilidad.

Para esto nos colocaremos en el caso mas desfavorable, o sea supondremos que las compuertas están cerradas i no hai agua en el Canal Principal. Haremos los cálculos con una sección comprendida entre dos ejes de compuertas.

Las fuerzas que actúan, son: presión hidrostática i peso propio.

Presión Hidrostática.

Esta, en máxima avenida, será:

$$P_h = 500 \times 2.68^2 \times 1.50 = 5,400 \text{ Kg.}$$

Su punto de aplicación estará ubicado a la tercera parte de la altura:

$$\frac{2.68}{3} = 0.893 \text{ m.}$$

Peso Propio.

Descomponiendo en figuras regulares, tenemos:

$$\frac{0.40 + 0.96}{2} \times 2.40 \times 1 \times 2,400 = 3,920 \text{ k}$$

$$\frac{1 + 1.80}{2} \times 3.40 \times 0.50 \times 2,400 = 5,710 \text{ k}$$

$$1.20 \times 0.40 \times 1 \times 2,400 = \underline{\underline{1,150 \text{ k}}}$$

$$\text{Peso Total} \dots \dots \dots 10,780 \text{ k}$$

Estabilidad contra el Derribo.

El momento de estabilidad, es:

$$M_e = 10,780 \times 1.05 = 11,320 \text{ Kgmts.}$$

El de derribo:

$$M_d = 5,400 \times 0.893 = 4,820 \text{ Kgmts.}$$



Obtenemos un coeficiente:

$$\frac{M_e}{M_d} = \frac{11,320}{4,820} = 2.35$$

El cual me satisface.

### Trabajo a la Compresión.

Conocidas las fuerzas actuantes en magnitud líneas de acción, hago la composición gráfica obteniendo una resultante que cae dentro del tercio central de la base.

### Cargas Admisibles.

En el extremo del pilar, la compresión máxima es:

$$C = \frac{P}{B l} \left[ 1 + \frac{6e}{b} \right]$$

Reemplazando:

$$C = \frac{10,780}{50 \times 180} \left[ 1 + \frac{6 \times 295}{180} \right]$$

$$C = 2.38 \text{ Kg. por cm}^2.$$

Resultado que es satisfactorio.

## M U R O S   D E   D E F E N S A Y   E N C A U Z A M I E N T O

---

Tanto aguas arriba, como aguas abajo de la presa he proyectado muros de concreto de sección trapezoidal que servirán para encauzar el río, evitando que la Boca-toma sea burlada, a la vez que protegerán las orillas de socavaciones.

### MURO AGUAS ARRIBA DE LA PRESA.

Este muro de sección trapezoidal con 0.30 m. de ancho en la coronación i de 1.80 m. de ancho en la base, tiene 3.88 m. de alto pues su coronación queda a la misma cota que los muros de compuertas de limpia i de captación, que como ya he dicho tienen 0.72m. de free-board sobre el nivel de aguas máximas. Está cimentado sobre un dado de concreto ciclópeo de 1.47 m. de altura.

Por su lado interior tiene relleno de tierra, hasta su coronación.

Cómo el muro tiene paramento vertical hacia el lado de aguas, está en mejores condiciones para soportar la presión hidrostática, de modo que lo verificaremos cómo un muro de sostenimiento de tierras i para tener el caso mas desfavorable, supondremos que no hai agua en el río.

### Verificación de la Estabilidad.

En las condiciones que he supuesto, las solicitaciones a que va a estar sometida ésta estructura, son:

- a) Peso Propio.
- b) Empuje del relleno.
- c) Reso del relleno.

#### Peso Propio.

Será el del volumen del prisma de sección trapezoidal:

$$\frac{0.30 + 1.90}{2} \times 3.88 \times 2,400 = 10,230 \text{ Kg.}$$

Aplicado en el centro de gravedad, que se halla gráficamente.

#### Empuje de las tierras.

Para este cálculo, seguiremos las fórmulas de Résal

por medio de las cuales hallaremos la componente horizontal del empuje ( M.Letelier-Ob.antes ctda- Pgs.134 a 150 ).La fórmula general,es:

$$Q = \frac{\cos^2(\alpha - i)}{\cos^2 \alpha} \cdot \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \psi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \psi}} \times \frac{\Delta h^2}{2}$$

El primer factor es el coeficiente de empuje A, de modo que podemos poner:

$$Q = A \frac{\Delta h^2}{2}$$

$\Delta$ : densidad de las tierras.

$\psi$ : ángulo de reposo de las tierras.

$\alpha$ : ángulo que forma el paramento del lado de tierras, del muro, con la vertical.

$i$ : ángulo que forma el relleno, a la altura de la coronación, con la horizontal; en nuestro caso  $i = 0$ .

En la Obra citada, tenemos la Tabla X-Densidad i talud natural de las tierras; considerando que el material de relleno va a estar formado por tierra vegetal mezclada de arena i piedrecillas, tenemos:  $\Delta = 1,800$  Kg.,  $\psi = 45^\circ$ , i el ángulo  $\alpha$  lo obtenemos gráficamente =  $22^\circ$ .

El coeficiente de empuje A, ha sido tabulado por Résal en función de los ángulos mencionados. Para nuestro caso, tenemos, (Obr.ant. ctd- Tabla V-Pg.142 ):  $A = 0.172$ .

Aplicando la fórmula:

$$Q = 0.172 \times \frac{1,800 \times 3.88^2}{2}$$

$$Q = 2,350 \text{ Kg } \sim 2,400 \text{ Kg.}$$

Valor al que también hemos podido llegar, haciendo  $i = 0$

en la fórmula general, quedando esta:

$$Q = \left( \frac{1 - \text{sen}}{1 + \text{sen}} \right) \frac{\Delta h^2}{2}$$

$$Q = 900 \times \frac{0.36}{1.64} \times h^2 = 197.5 h^2$$

El punto de aplicación estará a un tercio de la altura:

$$\frac{3.88}{3} = 1.293 \text{ m.}$$

### Peso del Relleno.

Es el peso del prisma triangular de tierra que gravita sobre el paramento inclinado del muro, i tiene por expresión:

$$\frac{1.60 \times 3.88}{2} \times 1,800 = 5,590 \text{ Kgs.}$$

Estando aplicado en el centro de gravedad que hallamos gráficamente.

### Estabilidad contra el Derribo.

El momento de estabilidad, es:

$$M_e = 10,230 \times 0.64 + 5,590 \times 1.35$$

$$M_e = 6,550 + 7,550 = 14,100 \text{ Kgmts.}$$

El momento de derribo, es:

$$M_d = 2,400 \times 1.293 = 3,100 \text{ Kgmts.}$$

El coeficiente de estabilidad, es entonces:

$$n = \frac{14,100}{3,100} = 4.55$$

### Trabajo a la compresión.

La estructura trabajará solamente a la compresión, pues la composición gráfica de las fuerzas actuantes, nos da una re-

sultante que corta a la base dentro del tercio medio, satisfaciéndose esta condición de estabilidad elástica.

### Cargas Admisibles.

La fatiga de compresión, en la arista mas peligrosa, está dada por la expresión:

$$C = \frac{N}{a \times b} + \frac{N \times d \times 6}{b \times a^2}$$

N : componente normal de la resultante, en este caso igual al peso total: 15,820 Kg.

a : ancho en la base: 1.90 m.

b : espesor de la sección, que venimos considerando: 1 m.

d : distancia entre el punto en que la resultante corta a la base, i el centro de ésta: 0.23 m.

Reemplazando los valores:

$$C = \frac{15,820}{190 \times 100} + \frac{15,820 \times 23 \times 100}{100 \times 190^2}$$

$$C = 1.54 \text{ Kg. por cm}^2.$$

Valor bajo para el concreto.

No he efectuado la verificación al deslizamiento, por no ser necesaria, pues ya hemos dicho que la estructura estará cimentada sobre un dado de concreto con el que forma un sólo cuerpo.

### MURO AGUAS ABAJO DE LA PRESA.

La forma de este muro será analoga al anterior, aunque de dimensiones menores, con una altura suficiente para que su coronación esté sobre el nivel de máxima avenida: su posición formando escuadra con la Presa se aprecia en el dibujo respectivo.

Cómo también lleva relleno en su parte inclina-

da, será verificado cómo muro de sostenimiento de tierras.

### Verificación de la Estabilidad.

Las fuerzas que actúan sobre la estructura, son las mismas del caso anterior.

#### Peso Propio.

$$\frac{0.30 + 1.10}{2} \times 2.35 \times 2,400 = 3,950 \text{ Kg.}$$

Estando aplicado en el centro de gravedad, que hallamos gráficamente.

#### Empuje de las tierras.

Para calcular la componente horizontal del empuje, aplicaré la fórmula simplificada hallada anteriormente:

$$Q = 197.5 \times h^2$$

$$Q = 197.5 \times 2.35^2 = 1,090 \text{ Kg.}$$

Aplicada a un tercio de la altura:

$$\frac{2.35}{3} = 0.783 \text{ m.}$$

#### Peso del Relleno.

Es el peso de un prisma triangular:

$$\frac{0.80}{2} \times 2.35 \times 1,800 = 1,690 \text{ Kg.}$$

Aplicado en el centro de gravedad.

#### Estabilidad contra el Derribo.

$$M_e = 3,950 \times 0.39 + 1,690 \times 0.83 = 2,940 \text{ Kgmts.}$$

$$M_d = 1,090 \times 0.783 = 855 \text{ Kgmts.}$$

El coeficiente de seguridad es:

$$\frac{M_e}{M_d} = \frac{2,940}{855} = 3.44$$

### Trabajo de Compresión.

La composición gráfica de las fuerzas, nos da una resultante, cuya línea de acción corta a la base dentro del tercio medio de ésta, i por consiguiente la estructura trabajará solamente a la compresión.

### T E R R A P L E N E S D E D E F E N S A D E A M B A S O R I L L A S

---

Estas defensas tienen por objeto defender las Obras de los desbordes ocasionados por el remanso que debe producir la colocación de la presa dentro del río. La coronación de los terraplenes comienza con una cota igual a la del muro de compuertas, pero va subiendo según la pendiente del río mas el exeso que debe tener de acuerdo con la altura de remanso.

Determinaré la altura del remanso, en una sección ubicada a 74 m. aguas arriba de la presa, correspondiente a la cota 399 de la superficie del agua, por medio de la fórmula (Curso de Hidráulica-Francisco Alayza Paz Soldán):

$$Z = \frac{(2 Z_0 - S l)^2}{4 Z_0}$$

$Z_0$  : elevación del agua sobre la presa.

$S$  : pendiente del río.

$l$  : distancia, a la que se escoje.

$$Z = \frac{(2 \times 1.53 + 0.0135 \times 74)^2}{4 \times 1.53}$$

$$Z = 0.69 \text{ m } \quad 0.70 \text{ m.}$$

La cota del agua, en la sección considerada, será: 399.70; cómo la defensa tiene en su comienzo la misma cota que la de la coronación de los muros de las compuertas o sea: 500.20, hai siempre un exceso de 0.50 m.

Los taludes de la defensa serán de 2 a 1, revistiéndose con piedra unida con mortero de concreto 1:3:5: el espesor de este revestimiento, será de 0.50 m, i se prolongará un metro bajo el nivel del fondo del río. Las defensas de aguas arriba tendrán un ancho en su coronación mínimo de 5 m.: las de aguas abajo tienen su coronación a la cota 398.40 con un ancho de 4 m.

Tanto aguas arriba, cómo aguas abajo se regularizará el cauce del río dándole un lecho horizontal.

#### DESARENADOR

Con el objeto de prevenir el ingreso de los sedimentos, se hace necesario considerar ésta estructura.

Su ubicación, a 250 m. de la Boca-toma, permite tener una altura sobre el río donde se evacuarán los depósitos por medio del canal de descarga.

Esta obra consiste sencillamente en un ensanchamiento del canal Principal, que al originar una pérdida de velocidad permitirá la sedimentación de las partículas arrastradas por el agua. La taza así constituida, estará íntegramente revestida con concreto de 0.20 m. de espesor: el canal Principal, antes i después de ella, irá también revestido de concreto.

La descarga se hará por medio de dos compuertas cua-



dradas de 1.20 m. de lado; ambas se apoyan por un lado en un pilar central de sección trapezoidal, i por el otro en los muros de sostenimiento del relleno de las banquetas. La pared encima de ellas será de concreto armado, i se operarán desde un puente de 1.50 m. de ancho, para permitir el paso, que será también de concreto armado, provisto durante su construcción de las ranuras correspondientes para empotrar el marco de las compuertas.

Los muros que sostienen el relleno de las banquetas, sirven también para encauzar el agua, su cimiento lo mismo que el del pilar central tiene 1 m. de profundidad. El solado llega a tener 0.40 m. de espesor en la zona de compuertas.

#### Cálculo de la velocidad.

Cómo ya he dicho, el ensanchamiento o taza del desarenador tiene por objeto disminuir la velocidad a un límite que permita el depósito del material acarreado por el agua. Si dividimos el gasto entre la sección, que ahora tenemos, encontraremos la velocidad que se produce en ella, así: (tomando la sección en el eje del pilar):

$$A = \frac{2 \times 2}{2} + 4.70 \times 2 + \frac{4.70 \times 0.16}{2} = 11.78 \text{ m}^2.$$

$$\text{Luego: } v = \frac{Q}{A} = \frac{8}{11.78} = 0.68 \text{ m/seg.}$$

Determinaremos ahora cual es la "velocidad crítica", para lo que dada la naturaleza del sedimento: fino arenoso, usaré la fórmula de los canales de Punjab :

$$v_0 = 0.84 \times a^{0.64}$$

en que a: profundidad media, en pies, o sea:  $2.10 \text{ m} \times 3.28 = 6.89$ , i

$$v_o = \frac{0.84}{3.28} \times 6.89^{0.64}$$

$$v_o = 0.88 \text{ m/seg.}$$

Teniendo, cómo hemos visto, una velocidad efectiva menor se producirá abundante sedimentación.

### Compuertas.

Las compuertas, que darán acceso al canal de descarga, deben tener una capacidad de descarga igual al gasto del canal Principal, o sea 8 M<sup>3</sup>/seg. Siendo su sección: 2 x 1.44 m<sup>2</sup> = 2.88 m<sup>2</sup>., supondremos que la diferencia de nivel en la taza y el canal de descarga es 1 m. (posteriormente veremos que es mayor, pues el tirante de agua en el canal de descarga será de 1.05, o sea más bajo que la altura de la compuerta), y aplicando la fórmula:

$$Q = c w \sqrt{2gh}$$

$$Q = 0.7 \times 2.88 \sqrt{19.6} = 8.80 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

Gasto un poco mayor que el necesitado.

### Verificación del pilar.

Las fuerzas actuantes son: peso propio, y presión hidrostática.

#### Peso Propio.

No consideraremos el bisel que sirve de tajamar, teniendo un prisma trapezoidal, de peso:

$$\frac{1.2 + 2.2}{2} \times 2.80 \times 0.60 \times 2,400 = 6,850 \text{ Kg.}$$

Aplicado en el centro de gravedad gráficamente encontrado.

#### Presión Hidrostática

Con el nivel máximo de agua, la altura de esta es de 2.20 m.,

considerando una sección, entre dos ejes de compuertas, de 1.80m.:

$$P_h = 500 \times 2.20^2 \times 1.80 = 4,360 \text{ Kg.}$$

Estabilidad contra el Derribo.

$$M_e = 6,850 \times 1.32 = 9,050 \text{ Kgmts.}$$

$$M_d = 4,360 \times 0.733 = 3,200 \text{ Kgmts.}$$

$$\frac{M_e}{M_d} = \frac{9,050}{3,200} = 2.82.$$

Que es un coeficiente satisfactorio.

Trabajo a la Compresión.

La composición gráfica de fuerzas, me da una resultante que cae dentro del tercio central.

Verificación de la viga armada.

El mecanismo de izar estará ubicado a uno i otro lado de las ranuras de la loza del piso, a un lado de cada ranura tenemos una loza vertical armada, que va a formar la pared superior del orificio de compuertas, i por el otro lado una viga armada de 0.35 x 0.30m.

Esta viga estará solicitada por el momento de flexión producido por el esfuerzo necesario para levantar la compuerta, que se superpone con el esfuerzo de flexión producido por el peso propio i la sobrecarga.

La fuerza necesaria para abrir una compuerta, es (Alayza-Paz Soldán-Curso de Hidráulica):

$$F = 0.5 P_h$$

La presión hidrostática, sobre una compuerta cerrada, es:

$$P_H = 1.20 \times 1.20 \times 1.60 \times 1000 = 2,304 \text{ Kg.}$$

$$F = 1,652 \text{ Kg.}$$

Si agregamos, el peso de la hoja de compuerta, vástago, etc

podemos redondear, la fuerza total en 2,000 Kg. La viga soporta la mitad de ella como fuerza concentrada en el centro. El momento de flexión, será:

$$\frac{P \times l}{4}$$

l: luz de la viga: 1.20 m.

$$\frac{1,000 \times 1.20}{4} = 300 \text{ kgmts.}$$

Por otra parte, el peso propio será:

$$0.30 \times 0.35 \times 2,400 = 250 \text{ Kg. (por m.l.)}$$

$$\begin{array}{r} \text{Sobrecarga} = 300 \text{ Kg.} \\ \hline 550 \text{ Kg.} \end{array}$$

Ambos producen un momento de flexión:

$$\frac{G \times l^2}{8} = \frac{550 \times 1.2^2}{8} = 90 \text{ Kgmts.}$$

Que sumados a los anteriores, nos dan 390 Kgmts. Adoptaremos para el cálculo 400 Kgmts, o sea 40,000 Kg/cm.

Los datos, serán:

$$M = 40,000 \text{ Kg/cm.}$$

$$\text{altura útil} \quad h_1 = 0.27 \text{ m.}$$

$$e = 0.35 \text{ m.}$$

Adoptaré la fatiga de 1,000 i 40 Kg/cm<sup>2</sup>., para el acero i concreto respectivamente, i un coeficiente de proporcionalidad  $m = 15$ .

Usaré la Tabla XI (M. Letelier-Ob. ant. citada-Pg. 279), para el cálculo de vigas de sección rectangular i simple armadura. Para los datos de nuestro caso, encuentro; sección de acero:

$$w = 0.00293 \sqrt{M e}$$

$$w = 0.00293 \sqrt{40,000 \times 35}$$

$$w = 3.45 \text{ cm}^2.$$

O sea que le hemos puesto fierro con algún exceso.

Para la altura útil, la Tabla da:

$$h_1 = \sqrt{\frac{M}{e}} \times 0.390$$

$$h_1 = \sqrt{\frac{40,000}{35}} \times 0.390$$

$$h_1 = 13.2 \text{ cm.}$$

Hemos dimensionado el doble. Podríamos dimensionar la viga de acuerdo con el cálculo, pero dado lo exiguo de su volumen no hai interés en hacerlo.

Las fatigas, de acuerdo con las dimensiones dadas, serán, para el concreto:

$$C = \frac{2 M}{e v \left( h_1 - \frac{v}{3} \right)}$$

$v$  : distancia de la fibra mas alejada a la fibra neutra.

La tabla me permite encontrar los valores de  $v$  i de  $\frac{h_1 - v}{3}$ .

$$\text{Nos da: } v = 0.375 h_1 = 0.375 \times 0.27 = 10 \text{ cm.}$$

$$Y : \frac{h_1 - v}{3} = 0.875 h_1 = 0.875 \times 0.27 = 23.6 \text{ cm.}$$

Entonces:

$$C = \frac{2 \times 40,000}{35 \times 10 \times 23.6} = 9.7 \text{ Kg/cm}^2.$$

La cuarta parte de lo que habíamos considerado, pues adoptamos para el concreto  $C = 40 \text{ Kg/cm}^2$ .

Para el acero, tenemos:

$$t = \frac{M}{w \left( h_1 - \frac{v}{3} \right)}$$

$$t = \frac{40,000}{5.7 \times 23.6} = 300 \text{ Kg/cm}^2.$$

La tercera parte de lo admitido, pues adoptamos para el acero 1,000 kg/cm<sup>2</sup>.

Es decir que con las dimensiones dadas a la viga tendremos una gran seguridad. Completo la estructura poniendo barras de 3/4" espaciadas 20 cm., en ambos sentidos, en el puente de operaciones y la pared vertical de las compuertas.

#### Muros para soportar los rellenos.

Estos muros van a ambos lados de las compuertas, y cumplen la función expresada en el epígrafe. El lado de aguas es vertical, y el de tierras escalonado, están cimentados 1 m. bajo el suelo con 1.40 de ancho; el ancho en la coronación, es 0.30 m. y en la base 1.30 m., su altura es 2.80 m.

Verificaremos estos muros en la misma forma que hemos venido haciendo con las demás estructuras.

#### Verificación de la Estabilidad.

El caso más desfavorable, es suponiendo vacía la taza del desarenador, en estas condiciones, las fuerzas actuantes son:

- a) Peso Propio.
- b) Empuje de las tierras.
- c) Peso del relleno.

#### Peso Propio.

Comenzando por la base, los prismas parciales, dan:

$$0.70 \times 0.30 \times 2,400 = 504 \text{ Kg.}$$

$$0.70 \times 0.633 \times 2,400 = 1,070 \text{ Kg.}$$

$$0.70 \times 0.966 \times 2,400 = 1,620 \text{ Kg.}$$

$$0.70 \times 1.30 \times 2,400 = \underline{\underline{2,180 \text{ Kg.}}}$$

$$\text{Peso Total} \quad 5,374 \text{ Kg.}$$

Graficamente encuentro la línea de acción de esa fuerza.

### Empuje de las tierras.

La componente horizontal del empuje, la determino por la fórmula, ya conocida:

$$E = 197.5 h^2 = 197.5 \times 2.80^2$$

$$E = 1,550 \text{ Kg.}$$

El punto de aplicación, está a un tercio de la altura:

$$\frac{2.8}{3} = 0.933 \text{ m.}$$

### Peso del Relleno.

Para conocerlo, descompongo la figura en prismas:

$$0.7 \times 1 \quad \times 1,800 = 1,260 \text{ Kg.}$$

$$0.7 \times 0.666 \quad \times 1,800 = 840 \text{ Kg.}$$

$$0.7 \times 0.333 \quad \times 1,800 = 420 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso Total} = 2,520 \text{ Kg.}$$

### Estabilidad contra el Derribo.

$$M_e = 5,374 \times 0.48 + 2,520 \times 0.91 = 4,870 \text{ Kgmts.}$$

$$M_d = 1,550 \times 0.933 = 1,445 \text{ Kgmts.}$$

$$\frac{M_e}{M_d} = \frac{4,870}{1,445} = 3.37$$

Los brazos de palanca, lo mismo que en los casos anteriores, se obtienen del gráfico.

### Trabajo a la Compresión.

Haciendo la composición gráfica de las fuerzas, obtengo una resultante, cuya línea de acción corta a la base en el tercio central.

### Canal de Descarga.

Por este canal se evacuará los sedimentos que se depositen en el desarenador, junto con el exceso de agua que llegará. Su capacidad será igual a la del canal Principal i será íntegramente revestido en concreto, su ancho en el fondo, aguas abajo de la compuerta, es de 2 m. Para que esté en condiciones de arrastrar todo el sedimento, debe tener una velocidad elevada. Si por esta razón, fijamos esta en 2.50 m./seg., la sección será:

$$A = \frac{q}{v} = \frac{8}{2.5} = 3.20 \text{ m}^2.$$

Con un ancho en el fondo de 2 m., se satisface esta sección con una altura de agua  $a = 1.05 \text{ m}$ .

El perímetro mojado, es:

$$p = f + a \sqrt{8} = 2 + 1.05 \times 2.85 = 5 \text{ m}.$$

El radio hidráulico, será:

$$R = \frac{A}{p} = \frac{3.20}{5} = 0.64$$

De la fórmula de Manning, para el gasto de canales

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Despejamos:

$$S^{1/2} = \frac{n v}{R^{2/3}}$$

Tomando un coeficiente de rugosidad  $n: 0.017$ , i reemplazando, tenemos:

$$S^{1/2} = \frac{0.017 \times 2.50}{0.64^{2/3}} = 0.057$$

$$y, S = 0.0033$$

Pendiente que debe tener el canal de descarga.



## C A P Í T U L O   I I

### C A N A L   P R I N C I P A L

En este Capítulo presentaré, los cálculos hechos para determinar, los elementos tanto hidráulicos como los del trazo, del canal Principal. He dividido a este, para un mejor estudio, en varios tramos, de acuerdo con sus distintas características, partiendo de la Boca-toma.

El camino que he seguido, en la determinación de secciones transversales y pendientes, en terminos generales es el siguiente: me he fijado una velocidad, de acuerdo con la naturaleza del terreno donde está ubicado el tramo estudiado, con la velocidad y el gasto encuentro la sección necesaria, a continuación encuentro la altura de agua por medio de alguna de las reglas conocidas o la fijo por alguna condición especial del tramo, los demás elementos quedan determinados pudiendo de la fórmula general del escurrimiento del agua en canales, despejar la incognita final que es la pendiente.

1º TRAMO: ( Estacas 0 + 000.00 a 0 + 005.00 ). - Long. 5 m.

Este corto tramo de sólo 5 m. de largo, comienza al pie del muro de las compuertas de captación, el fondo de él será revestido con 0.10 m. de concreto, los lados estarán formados por los muros que sostienen el relleno: su sección es rectangular, el ancho en el fondo es igual al espacio comprendido por las compuer

tas reguladoras, o sea: 8.50 m., la altura de agua la tomo igual a la altura de compuertas: 1m.

Los datos son:

$$Q = 8 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$f = 8.50 \text{ m.}$$

$$a = 1. \text{ m.}$$

$$n = 0.017$$

$$T = 0$$

El área, sera:

$$A = f \times a = 8.50 \times 1 = 8.50 \text{ m}^2.$$

La velocidad:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{8}{8.5} = 0.94 \text{ m/seg.}$$

El perímetro mojado:

$$p = f + 2a = 8.5 + 2 = 10.5$$

El radio hidráulico:

$$R = \frac{A}{p} = \frac{8.5}{10.5} = 0.81$$

El coeficiente C, vale según Manning:

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6} = \frac{1}{0.017} \times 0.81^{1/6} = 57$$

De la fórmula de la velocidad de canales:

$$v = C \sqrt{R I}$$

Despejo la pendiente:

$$I = \frac{v^2}{C^2 R} = \frac{0.94^2}{57^2 \times 0.81} = 0.00034$$

El desnivel total en los 5 m., será:

$$0.00034 \times 5 = 0.0017$$

Redondeo a dos milímetros/

2° TRAMO : (Estacas 0 + 010.00 a 0 + 250.00). -Long. 240 m.

Estando próximo al río, debe este tramo desarrollarse en terreno cascajoso, motivo por el cual irá revestido con 0.10 m. de concreto.

Los datos para el cálculo, son:

$$Q = 8 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$v = 1.20 \text{ m/seg.}$$

$$n = 0.017$$

$$T = 1:1$$

Deducimos el área:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{8}{1.2} = 6.67 \text{ m}^2.$$

Para la altura de agua, aplicaré la fórmula usada por los americanos:

$$a = \frac{1}{2} \sqrt{A} = \frac{1}{2} \sqrt{6.67} = 1.29 \text{ m. } 1.30 \text{ m.}$$

Para hallar el fondo, parto de la fórmula del área:

$$A = a f + a^2$$

Despejando f:

$$f = \frac{A}{a} - a = \frac{6.67}{1.3} - 1.3 = 3.83 \text{ m.}$$

El perímetro mojado, vale:

$$p = f + a\sqrt{8} = 3.83 + 1.3\sqrt{8} = 7.51 \text{ m.}$$

El radio hidráulico:

$$R = \frac{A}{p} = \frac{6.67}{7.51} = 0.89$$

El valor del coeficiente C, será:

$$c = \frac{1}{0.017} \times 0.89^{1/6} = 57.7$$

Y la pendiente, despejando de la fórmula de la velocidad:

$$s = \left( \frac{v n}{R^{2/3}} \right)^2 = \left( \frac{1.2 \times 0.017}{0.89^{2/3}} \right)^2 = 0.0005$$

1ª Transición : (estacas 0 + 005.00 a 0 + 010.00). - Long. 5 m.

Esta transición, enlaza el primer tramo con el segundo y será hecha en una longitud de 5 m. Para el cálculo de las transiciones, usaré la fórmula (Etcheverry- Vol II- Pg.136):

$$h = c \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} + \frac{v_m^2 l}{C_m^2 R_m}$$

En esta fórmula que nos da el valor de la pérdida de carga, el primer miembro representa las pérdidas debidas a torbellinos y corrientes secundarias, y el segundo las pérdidas debidas a la fricción, por ser éste último muy pequeño, dada la longitud de las transiciones, en relación al primero, se puede despreciar.

El valor de c cuando pasamos de velocidad menor a mayor es, c:1.25 cuando se pasa de velocidad mayor a menor c : 0.75.

Los datos de nuestro caso, son:

$$v_1 = 0.94$$

$$v_2 = 1.20$$

Sustituyendo en la fórmula:

$$h = 1.25 \frac{0.94^2 - 1.2^2}{19.6} = -0.036 \text{ m.}$$

3° TRAMO (Estacas 0 + 255.72 a 1 + 000.00). - Long. 744.28 m.

Esta ubicado éste tramo a continuación del desarenador. La naturaleza del terreno que atravieza será igual a la del anterior tramo, siendo también revestido. Estando aguas abajo del desarenador, su gasto será disminuído en 1.5 M<sup>3</sup>/seg., que es lo calculado para el funcionamiento de aquel.

Los datos que tengo, son:

$$Q = 6.5 \text{ M}^3.$$

$$v = 1.2 \text{ m.}$$

$$n = 0.017$$

$$T = 1:1$$

Se deduce el área:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{6.5}{1.2} = 5.42 \text{ m}^2.$$

Conserve la profundidad de agua del tramo anterior:  $a = 1.30 \text{ m.}$

El ancho en el fondo, hemos deducido que es:

$$f = \frac{A}{a} - a = \frac{5.42}{1.30} - 1.30 = 2.87 \text{ m.}$$

El perímetro mojado, es:

$$p = f + a\sqrt{8} = 2.87 + 1.3\sqrt{8} = 6.55 \text{ m.}$$

El radio hidráulico:

$$R = \frac{A}{p} = \frac{5.42}{6.55} = 0.827$$

Podemos ahora encontrar la pendiente:

$$s = \left( \frac{v n}{R^{2/3}} \right)^2 = \left( \frac{1.2 \times 0.017}{0.827^{2/3}} \right)^2 = 0.00038 \sim 0.0004$$

2ª Transición (Estacas 0 + 250.00 a 0 + 255.72) / - Long. 5.72 m.

En realidad, se trata del desarenador. Como las velocidades en el canal, antes y después de él, son iguales, teóricamente no debe haber desnivel. Pero como en la taza deben producirse corrientes secundarias y remolinos, se originará una pérdida de carga, que la puedo considerar de unos 0.18 m.

4º TRAMO (ESTACAS 1 + 0.10.00 a 3 + 100.00) / - Long. 2,090 m.

Este tramo considero que se desarrolla en tierra vegetal, produciéndose naturalmente filtraciones pero ofreciendo el material cierta permanencia; lo proyecto sin revestir. Por esta consideración, aceptaré una velocidad máxima de 0.90 m/seg., para evitar la erosión.

Los datos, serán:

$$Q = 6.50 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$v = 0.90 \text{ m/seg.}$$

$$n = 0.025.$$

$$T = 1 \frac{1}{2} : 1$$

La altura de agua la hago igual a :

$$a = \frac{1}{2} \sqrt{A}$$

$$\text{Siendo } A = \frac{Q}{v} = \frac{6.50}{0.90} = 7.23 \text{ m}^2.$$

Entonces:

$$a = \frac{1}{2} \sqrt{7.23} = 1.34 \text{ m.}$$

Como difiere poco de la altura de agua que hemos tenido en los tramos anteriores, lo cual es conveniente para no alterar mucho el eje hidráulico, la haremos igual, o sea: 1.30 m.

El ancho en el fondo, será:

$$f = \frac{A}{a} - 1.5 a = \frac{7.23}{1.30} - 1.5 \times 1.30 = 3.61 \text{ m.}$$

El perímetro mojado es:

$$p = f + 2\sqrt{3.25 a^2}$$

$$p = 3.61 + 2\sqrt{3.25 \times 1.3^2}$$

$$p = 8.30 \text{ m.}$$

El radio hidráulico:

$$R = \frac{A}{p} = \frac{7.23}{8.30} = 0.87 \text{ m.}$$

Luego, la pendiente:

$$s = \left( \frac{v n}{R^{2/3}} \right)^2 = \left( \frac{0.9 \times 0.025}{0.87^{2/3}} \right)^2 = 0.006$$

### 3ª Transición (Estacas 1 + 000.00 a 1 + 010.00). - Long. 10 m.

Es para conectar los tramos tercero i cuarto. Como hai paso de velocidad mayor a menor, se ganará altura, o sea que se producirá el salto hidráulico.

Aplicando la fórmula:

$$h = 0.75 \frac{v_1^2 - v_2^2}{2g} = 0.75 \frac{1.2^2 - 0.9^2}{19.6} = 0.024$$

### 5º TRAMO (ESTACAS 3 + 110.00 a 3 + 650.60). - Long. 540.60 m.

Está ubicado en ladera de roca blanda, e irá revestido para evitar las filtraciones por las fisuras que se presentarán al trabajar la roca.

Como el tramo anterior, no se ha revestido, debo calcular las filtraciones, cuya pérdida la encuentro por la fórmula, en

pies:

$$P = C \sqrt{a} \frac{W L}{1,000,000}$$

P: pérdida en pies cúbicos por segundo.

C: coeficiente experimental : 3.5

a: altura de agua.

W: ancho en la superficie.

L: longitud del tramo considerado.

Transformada a medidas métricas, tenemos:

$$P = C \sqrt{\frac{a}{3.28}} \frac{W L}{1,000,000}$$

Sustituyendo los valores correspondientes al tramo 4°.

$$P = 3.5 \sqrt{\frac{1.3}{3.28}} \frac{7.15 \times 2,090}{1,000,000} = 0.0346 \text{ M}^3 \sim 0.035 \text{ M}^3.$$

El gasto, con que debo calcular el tramo 5°, será entonces:  $6.5 \text{ m}^3 - 0.035 \text{ m}^3 = 6.465 \text{ m}^3/\text{seg}.$

En este tramo admitiré una velocidad mayor, por que esto nos conducirá a una excavación menor en un material de roca, para lo cual adoptaré la sección de mínima excavación, o sea de radio hidráulico máximo.

Los datos para el cálculo, son:

$$Q = 6.465 \text{ M}^3/\text{seg}.$$

$$v = 1.80 \text{ m/seg}.$$

$$n = 0.017$$

$$T = 1/2 : 1.$$

La sección requerida, será:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{6.465}{1.80} = 3.59 \text{ m}^2.$$

La altura de agua a, para la sección de mínima excava-



vación, con taludes 1/2 :1, está dada por (Etcheverry-Ob.ant.ctda Vol II-Pg.115):

$$a = 0.759 \sqrt{A} = 0.759 \sqrt{3.59} = 1.44 \text{ m} \quad 1.50 \text{ m}$$

El ancho en el fondo:

$$f = \frac{A}{a} - 0.5 a = \frac{3.59}{1.50} - 0.5 \times 1.50 = 1.65 \text{ m.}$$

El perímetro mojado, tiene por expresión:

$$p = f + a\sqrt{5} = 1.65 + 1.5\sqrt{5} = 5.01 \text{ m.}$$

El radio hidráulico:

$$R = \frac{A}{p} = \frac{3.59}{5.01} = 0.716 \text{ m.}$$

La pendiente, será:

$$S = \left( \frac{v n}{R^{2/3}} \right)^2 = \left( \frac{1.8 \times 0.017}{0.716^{2/3}} \right)^2 = 0.00147 \sim 0.0015$$

4<sup>a</sup> Transición (Estacas 3 + 100.00 a 3 + 110.00).-Long.10 m.

Enlaza los tramos 4° i 5°. Como todas las anteriores, será revestida con 0.10 m. de concreto.

Aplicando la fórmula conocida:

$$h = 1.25 \frac{0.9^2 - 1.8^2}{19.6} = -0.155 \text{ m.}$$

Que será el desnivel correspondiente.

6° TRAMO (-TUNEL (ESTACAS 3 + 660.60 a 4 + 287.95).-Long. 627.35 m.

Corresponde este tramo a excavación en túnel en roca dura, siendo íntegramente revestido. Su sección será rectangular, i por razones constructivas tendrá una altura de agua de 1.70 m., que aumentada en la sobre-elevación de la bóveda, permitirá sin in-

convenientes, el trabajo de perforación. Por razones obvias elevo la velocidad a 2.20 m/seg.

Los datos son:

$$Q = 6.465 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$v = 2.20 \text{ m/seg.}$$

$$n = 0.017$$

$$a = 1.70 \text{ m.}$$

La sección, será:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{6.465}{2.20} = 2.94 \text{ m}^2.$$

El ancho en la base, es:

$$f = \frac{A}{a} = \frac{2.94}{1.70} = 1.73 \text{ m.}$$

El perímetro mojado:

$$p = f + 2a = 1.73 + 2 \times 1.70 = 5.13 \text{ m.}$$

Radio hidráulico:

$$R = \frac{A}{p} = \frac{2.94}{5.13} = 0.573 \text{ m.}$$

Hallamos, entonces la pendiente:

$$S = \left( \frac{v n}{R^{2/3}} \right)^2 = \left( \frac{2.2 \times 0.017}{0.573^{2/3}} \right)^2 = 0.00296 \sim 0.003$$

La flecha de la bóveda del túnel, será de 0.30 m.

5<sup>a</sup> Transición (Estacas 3 + 650.60 a 3 + 660.60). - Long. 10 m.

Mediante ella enlace los tramos 5° i 6°. Cálculo el desnivel, con la fórmula conocida que nos da:

$$h = 1.25 \frac{1.8^2 - 2.2^2}{19.6} = -0.1 \text{ m.}$$

7 ° TRAMO (ESTACAS 4 + 297.95 a 8 + 100.00).-Long. 3,802.05 m.

Este tramo que se desarrolla en roca blanda, irá revestido, i sus características son en todo iguales a las del tramo 5°.

6 a Transición (Estacas 4 + 287.95) a 4 + 297.95).-Long.10 m.

Sirve para conectar los tramos 6° i 7°. Como hai paso de velocidad mayor, a menor la fórmula nos da:

$$h = 0.75 \frac{4.84 - 3.24}{19.6} = 0.061$$

8 ° TRAMO ( ESTACAS 8 + 110.00 a 10 + 300.00 ).-Long. 2,190 m.

Se desarrolla en tierra vegetal arcillosa, e irá sin revestir: al final de él está ubicada la primera toma, o sea la del lateral A. Adopto una velocidad de 0.90 m/seg, por las razones ya expuestas.

Los datos son:

$$Q = 6.465 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$v = 0.90 \text{ m/seg.}$$

$$n = 0.025$$

$$T = 1 \frac{1}{2} : 1$$

La sección necesaria, será:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{6.465}{0.90} = 7.19 \text{ m}^2.$$

Para la profundidad del agua aplicaré la fórmula:

$$a = \frac{1}{2} \sqrt{A} = \frac{1}{2} \sqrt{7.19} = 1.34 \text{ m. } 1.35 \text{ m.}$$

El ancho en el fondo, es:

$$f = \frac{A}{a} - 1.5 a = \frac{7.19}{1.35} - 1.5 \times 1.35 = 3.30 \text{ m.}$$

El perímetro mojado:

$$p = f + a \sqrt{13} = 3.3 + 1.35 \sqrt{13} = 8.17 \text{ m.}$$

El radio hidráulico:

$$R = \frac{A}{p} = \frac{7.19}{8.17} = 0.88 \text{ m.}$$

Encontramos la pendiente:

$$S = \left( \frac{v n}{R^{2/3}} \right)^2 = \left( \frac{0.9 \times 0.025}{0.88^{2/3}} \right)^2 = 0.0006.$$

7<sup>a</sup> Transición (Estacas 8 + 100.00 a 8 + 110.00).-Long. 10 m.

Con ella se conectan los tramos 7° i 8°. La fórmula, nos da

$$h = 0.75 \frac{1.8^2 - 0.9^2}{19.6} = 0.094 \text{ m.}$$

Cómo en los casos anteriores de paso de velocidad mayor a menor, se peraltará el eje hidráulico.

9 ° TRAMO (ESTACAS 10 + 310.00 a 13 + 100.00).-Long. 2,790 m.

Este tramo, queda aguas abajo de la toma del lateral A, i se desarrolla también en tierra vegetal. Su gasto será menor, pues hai que descontarle el volumen que toma el lateral A, que es 1.604 m<sup>3</sup> mas las pérdidas por filtración originadas en el tramo 8°, que las calcularemos con la fórmula establecida:

$$P = C \sqrt{\frac{a}{3.28}} \frac{W L}{1,000,000}$$

$$P = 3.5 \sqrt{\frac{1.35}{3.28}} \times \frac{7.35 \times 2,190}{1,000,000} = 0.036 \text{ m}^3.$$

El gasto del tramo que estamos estudiando, es entonces:

$$Q = 6.465 - (1.604 + 0.036) = 4.825 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Los datos son:

$$Q = 4.825 \text{ M}^3/\text{seg.}$$

$$v = 0.90 \text{ m. seg.}$$

$$n = 0.025.$$

$$T = 1 \frac{1}{2} : 1.$$

Deduzco la sección necesaria:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{4.825}{0.90} = 5.36 \text{ m}^2.$$

La profundidad la obtengo de la fórmula:

$$a = \frac{1}{2} \sqrt{A} = \frac{1}{2} \sqrt{5.36} = 1.16 \text{ m} \quad 1.10 \text{ m.}$$

El ancho en el fondo:

$$f = \frac{A}{a} - 1.5 a = \frac{5.36}{1.10} - 1.5 \times 1.1 = 3.23 \text{ m.}$$

El perímetro mojado:

$$p = f + a\sqrt{13} = 3.23 + 1.1 \sqrt{13} = 7.20 \text{ m.}$$

El radio hidráulico:

$$R = \frac{A}{p} = \frac{5.36}{7.20} = 0.745 \text{ m.}$$

Encontramos ahora la pendiente:

$$S = \left( \frac{v n}{R^{2/3}} \right)^2$$

$$S = \left( \frac{0.9 \times 0.025}{0.745^{2/3}} \right)^2 = 0.00075.$$

8<sup>a</sup> Transición (Estacas 10 + 300.00 a 10 + 310.00).-Long. 10 m.

Conecta esta transición 8° i 9°, i cómo ambos tienen igual velocidad i pendientes mui próximas, adopto para esta transición, en donde irá ubicada la toma del lateral A, una pendiente intermedia de 0.0007.

El Canal Principal, propiamente tal, termina en la estaca 13 + 100, en donde se bifurca en los laterales B i C.

#### REGISTROS

Termino el presente Capítulo, acompañando dos registros, con los cálculos del trazo del eje del Canal Principal i de la Rasante.

En el registro del trazo la columna Estacas indica los PC i PT de las curvas enlazadas por las Tangentes que aparecen en la columna respectiva.

En el registro de Cotas aparecen las relativas a todos los elementos de la rasante i del eje hidráulico.

-----\*

Registro del Trazo del Canal Principal.

ESTACAS	N°	CURVAS				TANGENTES
		R	I	Arco.	Sentido	
0 † 010.00	1	40	69° 53'	48.70	D	255.60
0 † 058.70						
0 † 314.30	2	100	24° 42'	43.10	I	174.60
0 † 357.40						
0 † 532.00	3	150	17° 32'	45.90	I	168.10
0 † 577.90						
0 † 746.00	4	150	12° 28'	34.60	D	40.80
0 † 778.60						
0 † 819.40	5	150	6° 50'	17.90	I	401.90
0 † 837.30						
1 † 239.20	6	150	7° 52'	20.60	I	265.00
1 † 259.80						
1 † 524.80	7	300	9° 32'	50.00	D	212.20
1 † 574.80						
1 † 787.00	8	300	3° 54'	20.40	I	230.80
1 † 874.00						
2 † 038.20	9	300	3° 40'	19.20	D	349.00
2 † 057.40						
2 † 404.00	10	300	6° 50'	35.80	D	257.80
2 † 442.20						
2 † 700.00	11	200	24° 28'	85.50	D	

ESTACAS	N°	CURVAS				TANGENTES
		R	I	Arco	Sentido	
2 † 785.00						77.10
2 † 862.60	12	200	21°28'	74.30	I	
2 † 936.90						46.50
2 † 983.40	13	150	19°12'	50.30	D	
3 † 033.70						131.50
3 † 165.20	14	200	14°02'	49.00	D	
3 † 214.30						169.20
3 † 383.40	15	200	0°06'	31.75	D	
3 † 415.50						67.25
3 † 482.40	16	200	13°32'	43.70	D	
3 † 526.10						78.90
3 † 600.00	17	50	52°14'	45.60	I	
3 † 650.60						663.60
4 † 314.20	18	100	31° 8'	54.34	D	
4 † 368.54						53.66
4 † 422.20	19	100	34°34'	60.33	I	
4 † 482.53						14.27
4 † 496.80	20	50	76°18'	66.58	D	
4 † 563.38						118.02
4 † 681.40	21	200	6°14'	21.76	I	
4 † 791.60						16.44
4 † 719.60	22	200	20°12'	70.51	I	



ESTACAS	N°	CURVAS				TANGENTES
		R	I	Arco	Sentido	
4 † 790.11						34.89
4 † 825.00	23	100	8°32'	14.89	D	128.11
4 † 839.89						53.78
4 † 968.00	24	150	6°30'	17.02	D	35.36
4 † 985.02						78.18
5 † 038.80	25	200	18°38'	65.04	I	23.98
5 † 103.84						10.54
5 † 139.20	26	150	6°30'	17.02	D	33.96
5 † 156.22						13.44
5 † 234.40	27	100	19°50'	34.62	D	8.70
5 † 269.02						13.56
5 † 293.00	28	100	32°14'	56.26	I	33.30
5 † 349.26						
5 † 359.80	29	100	8°30'	14.84	I	
5 † 374.64						
5 † 408.60	30	100	20°15'	36.36	D	
5 † 444.96						
5 † 458.40	31	100	15° 4'	26.30	I	
5 † 484.70						
5 † 493.40	32	100	25°14'	44.04	D	
5 † 537.44						
5 † 551.00	33	100	20°48'	36.30	I	
5 † 587.30						
5 † 620.60						

ESTACAS	Nº	CURVAS				TANGENTES
		R	I	Arco	Sentido	
5 † 620.60	34	100	21°12'	37.00	D	55.20
5 † 657.60						
5 † 712.80	35	100	8°12'	14.31	I	52.29
5 † 727.11						
5 † 779.40	36	100	16°10'	28.22	I	12.38
5 † 807.62						
5 † 820.00	37	50	60°50'	53.09	I	21.51
5 † 873.09						
5 † 894.60	38	50	33°54'	29.58	I	52.02
5 † 924.18						
5 † 976.20	39	50	30°32'	26.65	I	11.55
6 † 002.85						
6 † 014.00	40	50	75°	65.45	D	138.55
6 † 079.45						
6 † 218.00	41	50	32°38'	28.33	D	18.07
6 † 246.36						
6 † 264.40	42	50	18° 6'	12.30	I	17.90
6 † 276.70						
6 † 294.60	43	50	17°58'	15.69	I	45.91
6 † 310.29						
6 † 356.20	44	100	35° 8'	61.32	I	8.48
6 † 417.52						
6 † 426.00	45	50	44°18'	38.66	I	

ESTACAS	N°	CURVAS				TANGENTES
		R	I	Arco	Sentido	
6 † 464.00	46	50	48°18'	42.15	D	50.39
6 † 506.81						
6 † 557.20	47	50	28°16'	24.67	D	96.93
6 † 581.87						
6 † 678.80	48	100	22°32'	39.33	I	18.47
6 † 718.13						
6 † 736.60	49	50	35°56'	31.36	I	32.04
6 † 767.96						
6 † 800.00	50	100	19°42'	34.38	D	78.82
6 † 834.38						
6 † 913.20	51	200	11°32'	40.26	D	55.94
6 † 953.46						
7 † 009.40	52	75	71°	92.94	D	60.36
7 † 102.34						
7 † 162.70	53	100	18°16'	31.88	I	14.82
7 † 194.58						
7 † 209.40	54	50	25°46'	22.49	I	28.11
7 † 231.89						
7 † 260.00	55	50	30° 40'	26.76	D	19.44
7 † 286.76						
7 † 306.20	56	50	30°32'	26.65	I	25.15
7 † 332.85						

ESTACAS	N°	CURVAS				TANGENTES
		R	I	Arco	Sentido	
7 † 358.00	57	100	26° 48'	46.77	I	7.23
7 † 404.77						
7 † 412.00	58	100	34° 32'	60.27	I	111.13
7 † 472.27						
7 † 583.40	59	100	17° 14'	30.08	I	48.52
7 † 613.48						
7 † 662.00	60	100	58° 8'	101.46	D	142.54
7 † 763.46						
7 † 906.00	61	100	30° 30'	53.23	I	72.97
7 † 959.23						
8 † 032.20	62	100	17° 10'	29.96	D	136.64
8 † 062.16						
8 † 198.80	63	300	2° 34'	4.48	I	127.12
8 † 203.28						
8 † 330.40	64	200	16° 10'	56.43	D	121.17
8 † 386.83						
8 † 508.00	65	200	10°	34.90	D	363.30
8 † 542.90						
8 † 906.20	66	200	8° 16'	28.85	D	148.95
8 † 935.05						
9 † 084.00	67	100	58° 32'	102.16	D	47.64
9 † 186.16						
9 † 233.80	68	200	24° 4'	84.00	D	

ESTACAS	N°	CURVAS				TANGENTES
		R	I	Arco	Sentido	
9 † 317.80						145.20
9 † 463.00	69	100	24° 56'	43.52	I	
9 † 506.52						87.88
9 † 594.40	70	100	21° 18'	37.18	D	
9 † 631.58						154.82
9 † 786.40	71	200	19° 4'	66.56	I	
9 † 852.96						47.04
9 † 900.00	72	200	23° 2'	80.40	I	
9 † 980.40						398.40
10 † 378.80	73	300	16° 58'	88.84	I	
10 † 467.64						159.56
10 † 627.20	74	200	6° 22'	22.22	I	
10 † 649.42						90.78
10 † 740.20	75	200	8° 2'	28.04	D	
10 † 768.24						351.56
11 † 119.80	76	300	9°	47.12	D	
11 † 166.92						408.48
11 † 575.40	77	300	18° 16'	95.64	D	
11 † 671.04						180.96
11 † 852.00	78	300	5° 44'	30.00	I	
11 † 882.00						390.40
12 † 272.40	79	300	11°	57.60	I	
12 † 330.00						434.00

ESTACAS	N°	CURVAS				TANGENTES
		R	I	Arco	Sentido	
12 † 764.00 12 † 834.51 13 † 100.00	80	300	13°28'	70.51	I	265.49

oooooooooooo

Registro de Cotas del Canal Principal.

---

ESTACAS	PDTE.	COTA SUPERF.	ALT. AGUA	ALT. CORTE	COTA RASANTE	COTA TERRENO	AREA CORTE
0 +000.00	0.0004	397.80	1.00	1.05	396.80	397.85	11.70
0 +005.00	"	97.798	1.00	1.40	96.798	98.198	16.10
0 +010.00	0.0005	397.762	1.30	1.90	396.467	398.362	11.02
0 +050.00	"	97.742	"	2.45	96.892	98.892	15.60
0 +100.00	"	.717	"	2.25	.417	.667	13.85
0 +150.00	"	.692	"	1.80	.392	.192	10.30
0 +200.00	"	.667	"	1.35	.367	97.717	7.10
0 +250.00	"	.642	"	1.15	.342	.492	5.82
0 +255.72	0.0004	397.628	"	1.10	396.328	397.428	4.45
0 +300.00	"	.610	"	1.05	.310	.360	4.20
0 +400.00	"	.570	"	1.35	.270	.620	5.80
0 +500.00	"	.530	"	1.35	.230	.580	5.80
0 +600.00	"	.490	"	1.35	.190	.540	5.80
0 +700.00	"	.450	"	1.35	.150	.500	5.80
0 +800.00	"	.410	"	1.45	.110	.560	6.40
0 +900.00	"	.370	"	1.50	.070	.570	6.70
1 +000.00	"	.330	"	1.40	.030	.430	6.10
1 +010.00	0.0006	397.354	"	1.30	396.054	397.354	7.25
1 +100.00	"	.320	"	1.25	.020	.270	6.85

ESTACAS	PDTE	COTA SUPERF	ALT. AGUA	COTA RASANTE	ALT. CORTE	COTA TERRENO	AREA CORTE
1 † 200.00	0.0006	397.260	1.30	395.960	1.40	397.360	8.00
1 † 300.00	"	.200	"	.900	1.30	.200	7.25
1 † 400.00	"	.140	"	.840	1.30	.140	7.25
1 † 500.00	"	.080	"	.780	1.40	.180	8.00
1 † 600.00	"	.020	"	.720	1.25	96.970	6.85
1 † 700.00	"	96.960	"	.660	1.40	97.060	8.00
1 † 800.00	"	.900	"	.600	1.30	96.900	7.25
1 † 900.00	"	.840	"	.540	1.30	.840	7.25
2 † 000.00	"	.780	"	.480	1.30	.780	7.25
2 † 100.00	"	.720	"	.420	1.35	.770	7.60
2 † 200.00	"	.660	"	.360	1.30	.660	7.25
2 † 300.00	"	.600	"	.300	1.30	.600	7.25
2 † 400.00	"	.540	"	.240	1.30	.540	7.25
2 † 500.00	"	.480	"	.180	1.15	.330	6.15
2 † 600.00	"	.420	"	.120	1.25	.370	6.85
2 † 700.00	"	.360	"	.060	1.30	.360	7.25
2 † 8	"	.300	"	.000	1.40	.400	8.00
2 † 9	"	.240	"	94.940	1.30	.240	7.25
3 † 000.00	"	.180	"	.880	1.60	.480	9.60
3 † 1	"	.120	"	.820	1.55	.370	9.20
3 † 110.00	0.0015	95.965	1.50	94.465	2.05	96.515	5.75
3 † 150.00	"	.905	"	.405	1.85	.255	5.00



ESTACAS	PDTE	COTA SUPERF	ALT AGUA	COTA RASANTE	ALT CORTE	COTA TERRENO	AREA CORTE
3 † 200.00	0.0015	395.830	1.50	394.330	1.75	396.080	4.65
3 † 250	"	.755	"	.255	1.40	95.655	3.50
3 † 300	"	.680	"	.180	1.90	96.080	5.20
3 † 350	"	.605	"	.115	1.50	95.605	3.80
3 † 400	"	.530	"	.030	1.50	.530	3.80
3 † 450	"	.455	"	.955	1.55	.505	3.95
3 † 500	"	.380	"	.880	1.60	.480	4.15
3 † 550	"	.305	"	.805	1.40	.205	3.50
3 † 600	"	.230	"	.730	1.45	96.180	3.65
3 † 650.60	"	.154	"	93.654	6.95	400.604	25.62
3 † 660.60	0.003	395.054	1.70	393.354	8.95	402.604	33.63
4 † 287.95	"	93.172	1.70	91.1472	6.10	97.572	17.62
4 † 297.95	0.0015	393.233	1.50	391.733	4.60	396.333	14.65
4 † 300.00	"	.230	"	.730	4.35	.080	13.70
4 † 350	"	.155	"	.655	2.45	394.115	7.35
4 † 400	"	.080	"	.580	1.65	93.230	4.30
4 † 450	"	.005	"	.505	2.20	.705	6.32
4 † 500	"	92.930	"	.403	1.70	.103	4.45
4 † 550	"	.855	"	.355	2.45	.805	7.35
4 † 600	"	.780	"	.280	1.75	.030	4.65
4 † 650	"	.705	"	.205	1.85	.055	5.00
4 † 700	"	.630	"	.130	1.80	92.930	4.80

ESTACAS	PDTE	COTA SUPERF	ALT AGUA	COTA RASANTE	ALT CORTE	COTA TERRENO	AREA CORTE
4 †750.00	0.0015	392.555	1.50	391.055	1.75	392.805	4.65
4 †800	"	.480	"	90.980	1.70	.680	4.45
4 †850	"	.405	"	.905	2.00	.905	5.55
4 †900	"	.330	"	.830	2.00	.830	5.55
4 †950	"	.255	"	.755	2.20	.955	6.32
5 †000	"	.180	"	.680	1.80	.480	4.80
5 †050	"	.105	"	.605	1.85	.455	5.00
5 †100	"	.030	"	.530	2.00	.530	5.55
5 †150	"	91.955	"	.455	2.25	.705	6.52
5 †200	"	.880	"	.380	1.50	.880	3.80
5 †250	"	.805	"	.305	2.00	.305	5.55
5 †300	"	.730	"	.230	5.40	95.630	16.82
5 †350	"	.655	"	.155	1.45	92.605	3.63
5 †400	"	.580	"	.080	1.80	.880	4.80
5 †450	"	.505	"	.005	1.95	.955	5.40
5 †500	"	.430	"	389.930	1.70	.630	4.45
5 †550	"	.355	"	.855	3.40	.255	11.80
5 †600	"	.280	"	.780	2.50	.280	7.55
5 †650	"	.205	"	.705	2.40	.105	6.90
5 †700	"	130	"	.630	2.30	91.930	6.72
5 †750	"	.055	"	.555	2.80	92.355	6.90
5 †800	#	90.980	#	.480	1.95	91.430	5.40
5 †850	"	.905	"	.405	2.70	92.105	8.50

ESTACAS	PDTE	COTA SUPERF	ALT AGUA	COTA RASANTE	ALT CORTE	COTA TERRENO	AREA CORTE
5 †900.00	0.0015	390.830	1.50	389.330	1.80	391.130	4.80
5 †950	"	.755	"	.255	2.25	.505	6.52
6 †000	"	.680	"	.180	1.80	90.980	4.80
6 †050	"	.605	"	.105	2.20	91.305	6.32
6 †100	"	.530	"	.030	4.25	93.280	16.60
6 †150	"	.455	"	88.955	2.35	91.305	6.90
6 †200	"	.380	"	.880	2.60	.480	7.95
6 †250	"	.305	"	.805	2.50	.305	7.55
6 †300	"	.230	"	.730	2.10	90.830	5.92
6 †350	"	.155	"	.655	2.30	.955	6.72
6 †400	"	.080	"	.580	2.65	91.230	8.20
6 †450	"	.005	"	.505	2.60	.105	7.95
6 †500	"	89.930	"	.430	2.40	90.830	6.90
6 †550	"	.855	"	.355	1.85	.205	5.00
6 †600	"	.780	"	.280	1.80	.030	4.80
6 †650	"	.705	"	.205	1.90	.105	5.20
6 †700	"	.630	"	.130	1.65	89.730	4.30
6 †750	"	.555	"	.055	1.80	.855	4.80
6 †800	"	.480	"	87.980	1.80	.730	4.80
6 †850	"	.405	"	.905	2.20	90.105	6.35
6 †900	"	.330	"	.830	2.10	89.930	5.95
6 †950	"	.255	"	.755	1.95	.705	5.40
7 †000	"	.180	"	.680	1.80	.480	4.80

ESTACAS	PDTE	COTA SUPERF'	ALT AGUA	COTA RASANTE	ALT CORTE	COTA TERRENO	AREA CORTE
7 †0.50	0.0015	389.105	1.50	387.605	1.85	389.455	5.00
7 †100.00	"	.030	"	.530	2.05	.580	5.80
7 †150	"	88.955	"	.455	1.95	.405	5.40
7 †200	"	.880	"	.380	1.85	.230	5.00
7 †250	"	.805	"	.305	2.10	.105	5.95
7 †300	"	.730	"	.230	2.05	.280	5.80
7 †350	"	.655	"	.155	1.70	88.855	4.50
7 †400	"	.580	"	.080	1.75	.830	4.65
7 †450	"	.505	"	.005	1.75	.755	4.65
7 †500	"	.430	"	86.930	2.05	.980	5.80
7 †550	"	.355	"	.855	2.25	89.105	6.55
7 †600	"	.280	"	.780	2.30	.080	6.75
7 †650	"	.205	"	.705	1.80	88.505	4.80
7 †700	"	.130	"	.630	1.95	.580	5.40
7 †750	"	.055	"	.555	1.95	.505	5.40
7 †800	"	87.980	"	.480	1.95	.430	5.40
7 †850	"	.905	"	.405	2.05	.455	5.80
7 †900	"	.830	"	.330	2.00	.330	5.60
7 †950	"	.755	"	.255	1.85	.105	5.00
8 †000.00	"	.680	"	.180	1.70	87.880	4.50
8 †050	"	.605	"	.105	1.90	88.005	5.20
8 †100	"	.530	"	.030	1.65	87.680	4.30

ESTACAS	PDTE	COTA SUPERF	ALT AGUA	COTA RASANTE	ALT CORTE	COTA TERRENO	AREA CORTE
8 † 110.00	0.0006	387.624	1.35	386.274	1.25	387.524	6.50
8 † 200	"	.570	"	.220	1.40	.620	7.60
8 † 3	"	.510	"	.140	1.40	.540	7.60
8 † 4	"	.450	"	.100	1.45	.550	8.00
8 † 5	"	.390	"	.040	1.45	.490	8.00
8 † 6	"	.330	"	85.980	1.40	.380	7.60
8 † 7	"	.270	"	.920	1.35	.270	7.20
8 † 8	"	.210	"	.860	1.35	.210	7.20
8 † 9	"	.150	"	.800	1.20	.000	6.15
9 † 000.00	"	.090	"	.740	1.30	.040	6.85
9 † 1	"	.030	"	.680	1.30	86.980	6.85
9 † 2	"	86.970	"	.620	1.35	.970	7.20
9 † 3	"	.910	"	.560	1.40	.960	7.60
9 † 4	"	.850	"	.500	1.25	.500	6.50
9 † 5	"	.790	"	.440	1.30	.740	6.85
9 † 6	"	.730	"	.380	1.35	.730	7.20
9 † 7	"	.670	"	.320	1.45	.770	8.00
9 † 8	"	.610	"	.260	1.45	.710	8.00
9 † 9	"	.550	"	.200	1.30	.500	6.85
10 † 000.00	"	.490	"	.140	1.35	.490	7.20
10 † 1	"	.430	"	.080	1.40	.480	7.60
10 † 2	"	.370	"	.020	1.35	.370	7.20
10 † 3	"	.340	"	84.990	1.40	.390	7.60

ESTACAS	PDTE	COTA SUPERF	ALT AGUA	COTA RASANTE	ALT CORTE	COTA TERRENO	AREA CORTE
10 † 300.00	.00075	386.333	1.10	385.233	1.20	386.433	6.05
10 † 400	"	.265	"	.165	1.05	.215	5.05
10 † 500	"	.190	"	.090	1.15	.240	5.70
10 † 6	"	.115	"	.015	1.15	.165	5.70
10 † 7	"	.040	"	384.940	1.20	.140	6.05
10 † 8	"	85.965	"	.865	1.25	.115	6.40
10 † 9	"	.890	"	.790	1.25	.040	6.40
11 † 000.00	"	.815	"	.715	1.05	85.765	5.05
11 † 1	"	.740	"	.640	1.25	.890	6.40
11 † 2	"	.665	"	.565	1.30	.865	6.75
11 † 3	"	.590	"	.490	1.15	.640	5.70
11 † 4	"	.515	"	.415	1.00	.415	4.75
11 † 5	"	.440	"	.340	1.05	.390	5.05
11 † 6	"	.365	"	.265	1.00	.265	4.75
11 † 7	"	.290	"	.190	0.90	.090	4.15
11 † 8	"	.215	"	.115	1.15	.265	5.70
11 † 9	"	.140	"	.040	1.00	.040	4.75
12 † 000.00	"	.065	"	83.965	1.10	.065	5.40
12 † 100	"	84.990	"	.890	1.10	84.990	5.40
12 † 200	"	.915	"	.815	1.10	.915	5.40
12 † 3	"	.840	"	.740	1.10	.740	5.40
12 † 4	"	.765	"	.665	1.10	.765	5.40
12 † 5	"	.690	"	.590	1.10	690	5.40

ESTACAS	PDTE	COTA SUPERF	ALT AGUA	COTA RASANTE	ALT CORTE	COTA TERRENO	AREA CORTE
12 † 600.00	0/00075	384.615	1.10	383.515	1.30	384.815	6.75
12 † 7	"	.540	"	.440	1.25	.690	6.40
12 † 8	"	.465	"	.365	1.00	.365	4.75
12 † 9	"	.390	"	.290	1.10	.390	5.40
13 † 000.00	"	.315	"	.215	1.25	.465	6.40
13 † 100.00	"	.240	"	.140	1.20	.340	6.05

oooooooooooooooooooooooooooo



## C A P I T U L O    I I I

SISTEMA DE DISTRIBUCION.

En lo relativo al sistema de distribución, he concretado al problema a la ubicación de laterales i sub-laterales.

Proyecto tres laterales: "A" "B" i "C"; los dos primeros tienen sus ejes perpendiculares al eje del Canal Principal, i siguen la pendiente del terreno, por sus partes altas. Tendrán que ser revestidos en muchas partes i deberán llevar algunas caídas para evitar las altas velocidades, i erosión consiguiente que se producirían con la pendiente elevada del terreno.

El lateral "C" es una prolongación del Canal Principal, i sigue paralelo a las curvas de nivel. De él derivan tres sub-laterales: "D" "E" i "F".

Los laterales i sub-laterales serán distributarios a ambos lados de sus ejes respectivos.

Respecto a la dotación que he asignado a los laterales, he tenido en cuenta las cifras de Gasparín "Traté de Agricultura" (M. Conti-Hidráulica Agrícola-Pg. 311), que asigna para los suelos con 20% de arena 0.77 litros por Hécarea i por segundo, i para suelos con 40% de arena 1.03 lt.p.H.pseg. He adoptado 0.9 lt. por hécarea i por segundo que es una cantidad de agua buena pa-



ra cualquier cultivo que se emprenda.

Los sub-laterales que sigan la pendiente del terreno van a tener que ir revestidos en parte i presentará asimismo caídas, por las razones anotadas.

#### SISTEMA DE DRENAJE.

Complemento de toda obra de Irrigación, como la que se proyecta es el sistema de Drenaje.

En nuestro caso tenemos el río que se constituirá en el colector general de los desagües, los que irán por las partes bajas de los terrenos, permitiendo un "drenaje natural continuo".

#### SISTEMA DE CAMINOS.

Este sistema tiene gran importancia, dentro del plan de colonización que debe desarrollarse. Se proyectará una red que permita la vigilancia i el acceso a las partes vitales de la obra: además debe servir a la vinculación de los colonos.

Complementando este acápite, hago mención a la necesidad de una línea telefónica que permita la comunicación entre toma, canal i centro poblado. MAS INMEDIATO

oooooooooooo

## C A P I T U L O    I V

### METRADO I PRESUPUESTO

---

En este Capítulo se presenta, en hojas aparte, el metrado de movimiento de tierras del Canal Principal. Igualmente va los metrados de revestimiento que corresponden a los tramos de canal en corte abierto.

El metrado del túnel, lo mismo que el de las demás partes del proyecto, se presenta en el Presupuesto en detalle que forma parte del Capítulo.

#### PRESUPUESTO

En las actuales circunstancias, de grandes fluctuaciones en los precios, tanto de materiales como de mano de obra, es la confección del Presupuesto la parte más delicada de una obra.

En la fijación de los precios unitarios de ciertos trabajos, como las excavaciones, he tenido en cuenta los precios que adopta en proyectos análogos la División de Estudios y Diseños de la Dirección de Aguas e Irrigación y la propia experiencia en el campo; habiendo llegado a los siguientes:

Excavación en tierra vegetal.....S/o.150

Excavación en arena, piedra i cascajo..... S/o. 2.50 m3.  
 Excavación en roca blanda..... " 7.00 m3.  
 Jornal promedio S/o. 6.00

Para elaborar el presupuesto he considerado un aumento del 25% en las excavaciones para cimentar obras de arte; este aumento corresponde a la mayor excavación que necesariamente hai que hacer para que el terreno tome su ángulo de reposo.

Para fijar los precios unitarios de otros items, i para estar en lo posible, dentro de las circunstancias anotadas, dentro de la realidad, he juzgado necesario hacer un análisis de precios unitarios.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS: CONCRETO EN VARIAS FORMAS.

**Materiales:**

1 barril de cemento con 4 bolsas.....	S/o.	17.00
Transporte a la Obra.....	"	<u>10.00</u>
Costo del cemento en la Obra.....	S/o.	27.00
1 M3 de arena en la Obra.....	"	12.00
1 M3 de cascajo en " .....	"	12.00
1 M3 " piedra " " .....	"	14.00

**Jornales:**

Ayudante S/o. 6.00:maestro S/o. 10.00

1 M3.de Concreto simple 1:3:5

Cemento: 1.6 barril a S/o. 27.00.....	S/o.	43.20
Arena: 1/2 M3. a S/o.12.00.....	"	<u>6.00</u>
Van	S/o.	49.20

Vienen.....	S/o.	49.20
Cascajo:1m3.....	S/o.	12.00
Mano de Obra de la mezcla.....	"	8.80
		<hr/>
Precio del M3.....	S/o.	70.00
<u>1 M3 de concreto ciclópeo 1:3:5 con 40% de piedra.</u>		
0.6 m3 de concreto simple a S/o. 70.00.....	S/o.	42.00
0.4 m3 de piedra a S/o.14.00.....	"	5.60
Vaciado.....	"	5.40
		<hr/>
Precio del M3.....	S/o.	53.00
<u>1 M3.de concreto ciclópeo 1:3:5 con 40% de piedra,con encofrado.</u>		
1 m3.de concreto ciclópeo .....	S/o.	53.00
Madera.....	"	11.00
Mano de Obra de carpintería.....	"	8.00
Sobre-precio del vaciado.....	"	5.00
		<hr/>
Precio del M3.....	S/o.	77.00
<u>1 m3.de concreto simple 1:3:5 con encofrado.</u>		
1 m3 de concreto simple.....	S/o.	70.00
Madera.....	"	11.00
Mano de Obra de carpintería.....	"	8.00
Sobre-precio del vaciado.....	"	5.00
		<hr/>
Precio del M3.....	S/o.	94.00
<u>Revestimiento del Canal.</u>		
Será de concreto simple 1:3:5 de 10 cm.de espesor.El rendimiento de 1 m3.de concreto,será entonces 1.0 m2.,siendo el costo por metro cuadrado de revestimiento:		

0.1 m3.de concreto a S/o. 70.00.....	S/o. 7.00
Mano de obra i reglas.....	" 3.00

---

Costo de 1m2 de revestimiento... S/o.10.00

Túnel en roca dura.

Considerando que la longitud del túnel proyectado, es de 600 m.l., la perforación en roca dura va a presentar la necesidad de equipo de ventilación i perforación por comparación con trabajos análogos fijo su precio en S/o. 120.00 el M3.

-----

Metrado de Excavaciones del Canal Principal.

Estacas	Area	Area Media	Distanc cias	V o l ú m e n e s		
				Tierra	Roca	Túnel
0 † 000.00	11.70	13.90	5.00	69.50		
0 † 005	16.10	13.56	5.00	67.80		
0 † 010	11.02	13.31	40.00	532.40		
0 † 050	15.60	14.73	50.00	736.50		
0 † 100	13.85	11.58	"	579.00		
0 † 150	10.30	8.70	"	435.00		
0 † 200	7.10	6.46	"	323.00		
0 † 250	5.82	5.14	5.72	29.40		
0 † 255.72	4.45	4.33	44.28	191.73		
0 † 300	4.20	5.00	100.00	500.00		
0 † 400	5.80	5.80	"	580.00		
0 † 5	5.80	5.80	"	580.00		
0 † 6	5.80	5.80	"	580.00		
0 † 7	5.80	6.10	"	610.00		
0 † 8	6.40	6.55	"	655.00		
0 † 9	6.70	6.40	"	640.00		
1 † 000.00	6.10	6.68	10.00	66.80		
1 † 010	7.25	7.05	90.00	634.50		
1 † 100	6.85	7.43	100.00	743.00		
1 † 2	8.00	7.63	"	763.00		
1 † 3	7.25	7.25	"	725.00		
1 † 4	7.25	7.63	"	763.00		

Estacas	Area	Area Media	Distancias	V o l ú m e n e s		
				Tierra	Roca	Túnel
1 † 500.00	8.00					
1 † 6	6.85	7.43	100.00	743.00		
1 † 7	8.00	7.43	"	743.00		
1 † 8	7.25	7.63	"	763.00		
1 † 9	7.25	7.25	"	725.00		
2 † 000.00	7.25	7.25	"	725.00		
2 † 1	7.60	7.43	"	743.00		
2 † 2	7.25	7.43	"	743.00		
2 † 3	7.25	7.25	"	725.00		
2 † 4	7.25	7.25	"	725.00		
2 † 5	6.15	6.70	"	670.00		
2 † 6	6.85	6.50	"	650.00		
2 † 7	7.25	7.05	"	705.00		
2 † 8	8.00	7.63	"	763.00		
2 † 9	7.25	7.63	"	763.00		
3 † 000.00	9.60	8.43	"	843.00		
3 † 1	9.20	9.40	"	940.00		
3 † 110	5.75	7.48	10.00		74.80	
3 † 150	5.00	5.38	40.00		215.20	
3 † 200	4.65	4.83	50.00		241.50	
3 † 250	3.50	4.08	"		204.00	
3 † 300	5.20	4.35	"		217.50	
3 † 350	3.80	4.50	"		225.00	
		3.80	"		190.00	

Estacas	Area	Area Media	Distancias	V o l ú m e n e s		
				Tierra	Roca	Túnel
3 † 400.00	3.80	3.88	50.00		194.00	
3 † 450	3.95	4.05	"		202.50	
3 † 500	4.15	3.83	"		191.50	
3 † 550	3.50	3.58	"		179.00	
3 † 600	3.65	14.65	50.60		741.29	
3 † 650.60	25.62	29.63	10.00		296.30	
3 † 660.60	33.62	4.85	627.35			3042.65
4 † 287.95	17.62	16.14	10.00		161.40	
4 † 297.95	14.65	14.18	2.05		29.07	
4 † 300	13.70	10.53	50.00		526.50	
4 † 350	7.35	5.83	"		291.50	
4 † 400	4.30	5.31	"		265.50	
4 † 450	6.32	5.39	"		269.50	
4 † 500	4.45	5.90	"		295.00	
4 † 550	7.35	6.00	"		300.00	
4 † 600	4.65	4.83	"		241.50	
4 † 650	5.00	4.90	"		245.00	
4 † 700	4.80	4.73	"		236.50	
4 † 750	4.65	4.55	"		227.50	
4 † 800	4.45	5.00	"		250.00	
4 † 850	5.55	5.55	"		277.50	
4 † 900	5.55	5.94	"		297.00	
4 † 950	6.32	5.56	"		278.00	



Estacas	Area	Area Media	Distancias	V o l ú m e n e s		
				Tierra	Roca	Túnel
5 † 000.00	4.80	4.90	50.00		245.00	
5 † 050	5.00	5.28	"		264.00	
5 † 100	5.55	6.04	"		302.00	
5 † 150	6.52	5.16	"		258.00	
5 † 200	3.80	4.68	"		234.00	
5 † 250	5.55	11.19	"		559.50	
5 † 300	16.82	10.23	"		511.50	
5 † 350	3.63	4.22	"		211.00	
5 † 400	4.80	5.10	"		255.00	
5 † 450	5.40	4.93	"		246.50	
5 † 500	4.45	8.13	"		406.50	
5 † 550	11.80	9.68	"		484.00	
5 † 600	7.55	7.23	"		361.50	
5 † 650	6.90	6.81	"		340.50	
5 † 700	6.72	6.81	"		340.50	
5 † 750	6.90	6.15	"		307.50	
5 † 800	5.40	6.95	"		347.50	
5 † 850	8.50	6.65	"		332.50	
5 † 900	4.80	5.66	"		283.00	
5 † 950	6.52	5.66	"		283.00	
6 † 000.00	4.80	5.56	"		278.00	
6 † 050	6.32	11.46	"		573.00	
6 † 100	16.60	11.75	"		587.50	

Estacas	Area	Area Media	Distancias	V o l ú m e n e s		
				Tierra	Roca	Túnel
6 † 150.00	6.90	7.43	50.00		371.50	
6 † 200	7.95	7.80	"		390.00	
6 † 250	7.55	6.74	"		337.00	
6 † 300	5.92	6.32	"		316.00	
6 † 350	6.72	7.46	"		373.00	
6 † 400	8.20	8.08	"		404.00	
6 † 450	7.95	7.43	"		371.50	
6 † 500	6.90	5.95	"		297.50	
6 † 550	5.00	4.90	"		245.00	
6 † 600	4.80	5.00	"		250.00	
6 † 650	5.20	4.75	"		237.50	
6 † 700	4.30	4.55	"		227.50	
6 † 750	4.80	4.80	"		240.00	
6 † 800	4.80	5.58	"		279.00	
6 † 850	6.35	6.15	"		307.50	
6 † 900	5.95	5.68	"		284.00	
6 † 950	5.40	5.10	"		255.00	
7 † 000.00	4.80	4.90	"		245.00	
7 † 050	5.00	5.40	"		270.00	
7 † 100	5.80	5.60	"		280.00	
7 † 150	5.40	5.20	"		260.00	
7 † 200	5.00	5.48	"		274.00	
7 † 250	5.95	5.88	"		294.00	

Estacas	Area	Area Media	Distancias	V o l ú m e n e s		
				Tierra	Roca	Túnel
7 † 300.00	5.80	5.15	50.00		257.50	
7 † 350	4.50	4.58	"		229.00	
7 † 400	4.65	4.65	"		232.50	
7 † 450	4.65	5.73	"		286.50	
7 † 500	5.80	6.18	"		309.00	
7 † 550	6.55	6.65	"		332.50	
7 † 600	6.75	5.78	"		289.00	
7 † 650	4.80	5.10	"		255.00	
7 † 700	5.40	5.40	"		270.00	
7 † 750	5.40	5.40	"		270.00	
7 † 800	5.40	5.60	"		280.00	
7 † 850	5.80	5.70	"		285.00	
7 † 900	5.60	5.30	"		265.00	
7 † 950	5.00	4.75	"		238.50	
8 † 000.00	4.50	4.85	"		242.50	
8 † 050	5.20	4.75	"		238.50	
8 † 100	4.30	5.40	10.00		54.00	
8 † 110	6.50	7.05	40.00	282.00		
8 † 200	7.60	7.60	100.00	760.00		
8 † 3	7.60	7.80	"	780.00		
8 † 4	8.00	8.00	"	800.00		
8 † 5	8.00	7.80	"	780.00		
8 † 6	7.60	7.40	"	740.00		

Estacas	Area	Area Media	Distan-	V o l u m e n e s		
				Tierra	Roca	Túnel.
8 † 700.00	7.20	7.20	100.00	720.00		
8 † 8	7.20	6.68	"	668.00		
8 † 9	6.15	6.50	"	650.00		
9 † 000.00	6.85	6.85	"	685.00		
9 † 1	6.85	7.03	"	703.00		
9 † 200	7.20	7.40	"	740.00		
9 † 3	7.60	7.03	"	703.00		
9 † 4	6.50	6.68	"	668.00		
9 † 5	6.85	7.03	"	703.00		
9 † 6	7.20	7.60	"	760.00		
9 † 7	8.00	8.00	"	800.00		
9 † 800	8.00	7.43	"	743.00		
9 † 900	6.85	7.03	"	703.00		
10 † 000.00	7.20	7.40	"	740.00		
10 † 1	7.60	7.40	"	740.00		
10 † 2	7.20	7.40	"	740.00		
10 † 3	7.60	6.83	10.00	68.30		
10 † 310	6.05	5.60	90.00	504.00		
10 † 400	5.05	5.38	100.00	538.00		
10 † 5	5.70	5.70	"	570.00		
10 † 6	5.70	5.88	"	588.00		
10 † 7	6.05	6.23	"	623.00		
10 † 8	6.40	6.40	"	604.00		

Estacas	Area	Area Media	Distan- cias	V o l ú m e n e s		
				Tierra	Roca	Túnel
10 † 900.00	6.40	5.73	100.00	573.00		
11 † 000.00	5.05	5.73	"	573.00		
11 † 1	6.40	6.58	"	658.00		
11 † 2	6.75	6.23	"	623.00		
11 † 3	5.70	5.23	"	523.00		
11 † 4	4.75	4.88	"	488.00		
11 † 5	5.05	4.90	"	490.00		
11 † 6	4.75	4.45	"	445.00		
11 † 7	4.15	4.93	"	493.00		
11 † 8	5.70	5.23	"	523.00		
11 † 9	4.75	5.08	"	508.00		
12 † 000.00	5.40	5.40	"	540.00		
12 † 1	5.40	5.40	"	540.00		
12 † 200	5.40	5.40	"	540.00		
12 † 3	5.40	5.40	"	540.00		
12 † 4	5.40	5.40	"	540.00		
12 † 5	5.40	6.08	"	608.00		
12 † 6	6.75	6.58	"	658.00		
12 † 7	6.40	5.58	"	558.00		
12 † 8	4.75	5.08	"	508.00		
12 † 9	5.40	5.90	"	590.00		
13 † 000.00	6.40	6.23	"	623.00		
13 † 100.00	6.05					

TOTALES :M3.....

54018.93    26519.06    3042.65

Metrados del Revestimiento del  
Canal Principal

Estacas	Perímetro.	Perím. Medio	Longitud	Area
0 +000.00	8.50	8.50	5.00	42.50
0 +005	11.10	9.73	5.00	48.65
0 +010	8.35	8.35	240.00	2004.00
0 +250.00	8.35			
0 +255.72	7.40	7.40	744.28	5507.67
1 +000.00	7.40			
3 +110.00	5.68	5.68	540.60	3070.61
3 +650.60	5.68	5.44	10.00	54.40
3 +660.60	5.20			
4 +287.95	5.20	5.54	10.00	54.40
4 +297.95	5.68	5.68	3802.85	21595.65
8 +100.00	5.68			
TOTAL M2.....				32377.88

P R E S U P U E S T O

Especificaciones	Uni- dad	Cantidad	Costo Unito	Costo Parcial
<u>OBRAS DE CABECERA.</u>				
<u>1º).-Excavación para regularizar el cauce del río.</u>				
Tanto aguas arriba, cómo aguas abajo de la Presa se excavará el lecho del río, para darle un cauce regular de sección trapezoidal con taludes 2:1. La profundidad media del agua, es 1.80 m.				
El material extraído será transportado a las márgenes para formar los terraplenes de defensa. El costo unitario, comprende el transporte.				
Volumen de excavación en arena cascajo i piedra.....				
	m3	10,000.00	3.00	30,000.00
<u>2º).-Excavación para cimentar la Presa i las Compuertas de Limpia.</u>				
Volumen de excavación en arena, cascajo i piedra.....				
	m3	542.00	2.50	1,355.00



3°).- Especificaciones	Uni- dad.	Cantidad	Costo Unit°	Costo Parcial
3°).- <u>Excavación para el Muro de Cor- tina.</u> Volúmen de excavación, en are- na, cascajo i piedra.....	m3	154.80	2.50	1,387.00
4°).- <u>Excavación para el solado de la Presa i de las Compuertas de Limpia.</u> Volúmen de excavación en are- na, etc.....	m3	693.90	2.50	1,734.75
5°).- <u>Excavación para el Enrocado.</u> Volúmen de excavación, en are- na, etc.....	m3	777.00	2.50	1,942.50
6°).- <u>Excavación para el solado i mu- ro divisorio de las Compuertas, i canal de limpia.</u> Volúmen de excavación en are- na, etc.....	m3	41.40	2.50	103.50
7°).- <u>Excavación para cimentar las Compuertas Reguladoras.</u> Volúmen de excavación en are- na, etc.....	m3	50.50	2.50	126.25
8°).- <u>Excavación para los Muros de</u>				



Especificaciones	Unidad	Cantidad	Costo Unit°	Costo Parcial
<u>Defensa i Encauzamiento.</u> Volumen, en arena, etc.....	m3	321.90	2.50	804.75
9°).- <u>Aumento del 25% en la excavación, de cimentaciones.</u> 25% sobre 2,581.50.....	m3	645.37	2.50	1,613.42
10°).- <u>Excavación para el Desarenador</u> Se incluye la excavación de la taza i la de la cimentación de muros, compuertas, etc. Volumen de excavación en tierra vegetal..... Aumento del 25%.....	m3	138.60	1.50	207.90
11°).- <u>Excavación para el canal de Descarga del Desarenador.</u> La longitud es de 70m. Excavación en tierra vegetal.	m3	34.65	1.50	51.97
12°).- <u>Presas-vertedero.</u> Será construída de concreto ciclópico 1:3:5 con 40% de piedra grande. Formará un sólo cuerpo con su cimentación. La cresta i el paramento de	m3	375.00	1.50	562.50

Especificaciones	Unidad	Cantidad	Costo Unit°	Costo Parcial
<p>aguas abajo se enlucirá con mezcla rica de cemento 1:3.</p>				
<p>    Volúmen del cimiento.....</p>	m3	457.40	53.00	24,242.20
<p>    "    de la elevación.....</p>	m3	880.00	77.00	67,760.00
<p>13°).-<u>Solado general del Dique.</u></p>				
<p>    Tendrá espesores de 1.20m. a 0.50m. Será de concreto 1:3:5 con 40% de piedra grande.</p> <p>    Termina en un muro de refuerzo que trabaja como cortina.</p>				
<p>    Volúmen.....</p>	m3	707.80	53.00	36,040.00
<p>14°).-<u>Enrocado.</u></p>				
<p>    Este enrocado de 0.60 m. de espesor va aguas abajo del solado, i será de piedra grande.</p>				
<p>    Area.....</p>	m2	1,271.34	20.00	25,426.80
<p>15°).-<u>Muro de Cortinas.</u></p>				
<p>    Situado bajo la Presa, se profundiza 2.50 m. con 0.50 m. de espesor. Se prolonga debajo de las compuertas reguladoras en la margen izquierda i debajo del muro de defensa en la margen opuesta.</p>				

Especificaciones	Unidad	Cantidad	Costo Unit°	Costo Parcial
<p>Cómo refuerzo llevará rieles usados o un pilotaje de madera incorruptible, cada metro.</p> <p>El material de su construcción será concreto ciclópeo 1:3:5 con 40% de piedra.</p> <p>Volúmen de concreto.....</p> <p>Pilotes hincados.....</p>	<p>m3</p> <p>m.l.</p>	<p>155.80</p> <p>508.40</p>	<p>53.00</p> <p>20.00</p>	<p>9,257.40</p> <p>10,160.00</p>
<p>16°).-<u>Muro entre la Presa i las Compuertas de Limpia.</u></p> <p>Será de concreto ciclópeo 1:3:5, con 40% de piedra.</p> <p>Volúmen.....</p>	<p>m3.</p>	<p>4.70</p>	<p>77.00</p>	<p>361.90</p>
<p>17°).-<u>Solado de cimentación de las Compuertas de Limpia.</u></p> <p>Tiene las mismas dimensiones del cimiento de la Presa, i será del mismo material de concreto ciclópeo.</p> <p>Volúmen.....</p>	<p>m3.</p>	<p>30.50</p>	<p>53.00</p>	<p>1,616.50</p>
<p>18°).-<u>Muro de Compuertas de Limpia.</u></p> <p>Concreto ciclópeo 1:3:5 con 40% de piedra.</p> <p>Volúmen.....</p>	<p>m3.</p>	<p>33.75</p>	<p>77.00</p>	<p>2,598.75</p>

Especificaciones	Unidad.	Cantidad	Costo Unit°	Costo Parcial
<p>19°).-<u>Muro del Canal de Limpia.</u>            Sirve para formar el canal de limpia.            Será de concreto ciclópeo 1:3:5 con 40% de piedra.            Volúmen.....</p>	m3	18.40	77.00	1,416.80
<p>20°).-<u>Solado del Canal de Limpia.</u>            Constituye el piso del canal de Limpia:espesor:0.40 m.            Concreto ciclópeo 1:3:5 con 40% de piedra.            Volúmen.....</p>	m3	27.83	53.00	1,474.99
<p>21°).-<u>Cimiento de las Compuertas Reguladoras.</u>            Consiste en un macizo de concreto ciclópeo de 9.50 m. de largo, 1.80 m. de ancho i 1.95 m. de alto.            Volúmen.....</p>	m3	23.58	53.00	2,249.74
<p>22°).-<u>Muro de Compuertas Reguladoras</u>            De concreto ciclópeo 1:3:5 con 40% de piedras.            Volúmen.....</p>	m3	27.56	77.00	2,122.12

Especificaciones	Unidad.	Cantidad	Costo Unit°	Costo Parcial
<p>23°).-<u>Muros de Defensa:Márgen izquierda.</u></p> <p>Todos los muros de defensa serán de construcción monolítica, de concreto 1:3:5 con 40% de piedra grande.</p> <p>Volúmen de cimentaciones.....</p> <p>" " elevaciones.....</p>				
	m3	57.60	53.00	3,052.80
	m3	104.79	77.00	8,068.83
<p>24°).-<u>Muros de Defensa:Márgen derecha.</u></p> <p>De las mismas características de los anteriores.</p> <p>Volúmen de cimentaciones.....</p> <p>" " elevaciones.....</p>				
	m3	44.16	53.00	2,340.48
	m3	95.26	77.00	7,335.02
<p>25°).-<u>Muros de transición al canal principal.</u></p> <p>Conectan las compuertas reguladoras con el canal principal, realizando la transición de su paramento vertical, con que se inicia, a la inclinación de los taludes del canal o sea a 45° en una longitud de 7.50 m.</p>				

Especificaciones	Unidad	Cantidad	Costo Unit°	Costo Parcial
<p>Serán de sección trapezoidal con 0.30 m. en la coronación, 0.80 m. en la base i 2.00 m. de altura total, incluyendo cimentaciones.</p> <p>Volúmen.....</p>	m3	18.40	77.00	1,416.80
<p>26°). <u>Revestimiento de los Terraplenes.</u></p> <p>Será de piedra unida con mortero de cemento i arena 1:3, con un espesor de 0.50 m.</p> <p>Area de revestimiento.....</p>	m2	1,977.00	15.00	29,655.00
<p>27°). <u>Piso del Desarenador.</u></p> <p>De concreto simple 1:3:5 con 0.20 m. de espesor.</p> <p>Volúmen.....</p>	m3	12.12	94.00	1,139.28
<p>28°). <u>Muros del Desarenador i cortinas del piso.</u></p> <p>De concreto simple 1:3:5.</p> <p>Volúmen.....</p>	m3	2.62	94.00	246.28
<p>29°). <u>Solado i muro de cortina de las compuertas del Desarenador.</u></p> <p>De concreto simple 1:3:5</p> <p>Volúmen.....</p>	m3	3.43	70.00	240.10

Especificaciones	Unidad.	Cantidad	Costo Unit°	Costo Parcial.
<p>30°).-<u>Pilar central de compuertas del Desarenador.</u></p> <p>Formará con su cimiento un sólo cuerpo, i será de concreto simple 1:3:5. El cimiento tiene 1 m. de profundidad i 0.80 m. de ancho.</p> <p>Su coronación estará ligada al piso de concreto armado del puente de operaciones i por los lados se amarra con el tabique vertical armado que forma la parte superior del orificio de las compuertas.</p> <p>Volúmen.....</p>	m3	8.00	94.00	752.00
<p>31°).-<u>Muros laterales de las compuertas del Desarenador.</u></p> <p>A ambos lados de las compuertas, con una cara vertical i la otra formando escalones.</p> <p>Serán de concreto ciclópeo 1:3:5 con 40% de piedra.</p> <p>Volúmen muro izquierdo.....</p> <p>" " derecho.....</p>	m3	19.39	77.00	2,755.83
	m3	16.40	77.00	1,262.80



Especificaciones	Uni- dad	Cantidad	Costo Unit°	Costo Parcial
<p>32°).-<u>Puente de operaciones i pared superior del orificio de compuertas.</u></p> <p>Estas obras serán de concreto 1:2:4 reforzado con acero de 3/4".</p> <p>Volumen.....</p>	m3	1.45	300.00	435.00
<p>33°).-<u>Revestimiento del Canal de descarga del Desarenador.</u></p> <p>Area.....</p>	m2	385.00	10.00	3,850.00
<p>34°).-<u>Marcos i hojas de las Compuertas de Limpia.</u></p> <p>Los marcos serán de acero angular. Las hojas, de plancha de acero de 1/4" reforzadas con nervios horizontales .</p> <p>Hojas i marcos.....</p>	c/u.	3	1,200	3,600.00
<p><sup>3</sup> 35°).-<u>Marcos i hojas de las Compuertas reguladoras.</u></p> <p>De características iguales a las anteriores, pero de menor dimensión.</p> <p>Hojas i marcos.....</p>	c/u.	6	900	5,400.00



Especificaciones	Unidad	Cantidad	Costo Unit°	Costo Parcial
<p>36°).-<u>Marcos i hojas de las compuertas del Desarenador.</u> Análogas a las anteriores. Hojas i marcos.....</p>	c/u.	2	700	1,400.00
<p>37°).-<u>Mecanismos de Izar.</u> Todas las compuertas irán provistas de sus respectivos mecanismos de izar de igual construcción, de tipo de tornillo i rueda helicoidal. Aparatos de izar.....</p>	c/u.	11	800	8,800.00
<p>38°).-<u>Barandas de los puentes de operaciones.</u> Será de tubo de fierro galvanizado de 1 1/2" de diametro, con sus pies derechos empotrados. Baranda.....</p>	m.l.	20.60	30.00	618.00
<p>39°).-<u>Casa del guardián de la Boca-Toma i línea telefónica</u> Estimados conjuntamente.....</p>				15,000.00
COSTO TOTAL DE LAS OBRAS DE CABECERA:			S/o.	319,665.16

Especificaciones	Unidad	Cantidad	Costo Unit°	Costo Parcial
<u>CANAL PRINCIPAL</u>				
40°).- <u>Excavaciones.</u>				
a).Tierra vegetal.....	m3	54018.93	1.50	81028.39
b).Roca blanda.....	m3	26519.06	7.00	185633.42
c).Túnel en roca.....	m3	3042.65	120.00	365118.00
41°).- <u>Revestimientos.</u>				
Serán de concreto 1:3:5 con un espesor de 10 cm, igual en el fondo i taludes.				
Area.....	m2	32377.88	10.00	323778.80
<u>Revestimiento del Túnel.</u>				
Se revestirá toda la sección del túnel, con concreto 1:3:5 de 0.20 de espesor.				
Volumen de concreto:				
1.36 x 627.35.....	m3	853.20	94.00	80200.80
COSTO TOTAL DEL CANAL PRINCIPAL..... S/0.1035759.41				

Especificaciones	Costo Parcial
<p>42°).-<u>SISTEMA DE DISTRIBUCION.</u></p> <p>Su costo global puede estimarse en un 25% del total de Gastos Directos.</p> <p>COSTO TOTAL DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION.....</p>	<p>564760.23</p>
<p>43°).- <u>CAMINOS I SISTEMA DE DRENAJE.</u></p> <p>Podemos estimarlos conjuntamente, en un 15% del total de los Gastos Directos.</p> <p>COSTO TOTAL DEL SISTEMA DE CAMINOS I DRENAJE.....</p> <p>-----</p> <p><u>TOTAL DE LOS GASTOS DIRECTOS DEL</u></p> <p><u>PRESUPUESTO:</u></p>	<p>338856.14</p>
<p>Suma de todos los Items especificados..... S/o.</p>	<p>2,259040.94</p>

oooooooooooooooo

## C A P I T U L O V

JUSTIFICACION ECONOMICA

En este Capítulo se estudiará si la inversión total que representa la ejecución del proyecto es aconsejable desde el punto de visto económico.

La suma total por invertir se compone de los Gastos Directos mas los Gastos Indirectos; los primeros ya los he determinado, para conocer los segundos aplicaré el criterio americano que considera los Gastos Indirectos en una serie de items, aplicados por diversos conceptos i en porcentaje de los Gastos Directos.

He considerado un promedio de los porcentajes usuales, con el siguiente resultado:

- 1).- Trabajos de campo de ingenieros  
i supervigilancia..... 5 %
- 2).- Depreciación de equipo i desperdicio de material i tiempo..... 2 %
- 3).- Investigaciones topográficas  
preliminares, presupuestos, proyectos, etc..... 7 %
- 4).- Contingencias, omisiones i accidentes no previstos..... 15 %
- 5).- Gastos de organización i promoción de la Empresa, con reembolso a los promotores originales,. 10 %

6).-Gastos judiciales impuestos i seguros.....	5 %
7).-Gastos generales de Administra ción durante el tiempo de construcción.....	4 %
8).-Descuento de bonos.....	12 %
9).-Intereses de los bonos duran te la construcción.....	15 %
10) Gastos necesarios para el de sarrollo del sistema hasta ponerlo en condiciones de pro ducir.....	50 %
TOTAL	<u>127 %</u>

Finalmente tenemos:

GASTOS DIRECTOS.....	S/o 2,259.040.94
GASTOS INDIRECTOS (1.27 % de los anteriores).....	" 2,867.981.99
<u>SUMA TOTAL POR INVERTIR.....</u>	<u>S/o. 5,127.022.93</u>

El costo de cada Hectárea, será:

$$\frac{5,127.022.93}{6,320} = \text{S/o. } \underline{\underline{826.93}}$$

Precio que al estar muy por debajo de los precios actua  
les nos está indicando la conveniencia de ejecutar la Obra.

F I N.

I N D I C E   D E   D I B U J O S

---

- Nº 1 - Plano General - Esc. 1 : 20,000  
" 2 - Obras de Cabecera- Esc. 1:1,000  
" 3 - Obras de Cabecera - Boca-toma- Esc. 1: 100  
" 4 - Obras de Cabecera - Presa- Escs. 1:50- 1:20  
" 5 ↘ Obras de Cabecera - Compuertas i Muros - Esc. 1:20  
" 6 ↘ Obras de Cabecera- Desarenador)- Escs. 1 : 100 - 1:20  
" 7 - Canal Principal ↘ Trazo- (3 Hojas)-Esc. 1:5000  
" 8 - Canal Principal-Perfil longitudinal-(2 Hojas)  
Esc, Hor: 1:5000 ; Esc.Vert: 1:100  
" 9 ↘ Canal Principal ↘ Perfiles Transversales-(4 Hojas)- Esc 1:100

Total : 15 Hojas

---

-----

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

---

FRANCISCO ALAYZA Y PAZSOLDAN-Curso de Hidráulica- LIMA

FRANCISCO J. DOMÍNGUEZ-Hidráulica General- SANTIAGO DE CHILE.

GUSTAVO LIRA-Tratado de Hidráulica- SANTIAGO DE CHILE

HORACE WILLIAMS KING-Handbook of Hydraulics- NEW-YORK

B.A. ETCHEVERRY -Irrigation Practice and Engineering-NEW - YORK

MARCELO CONTI - Hidráulica Agrícola-BUENOS AIRES

DOMINGO SANTA MARIA-Cimientos Puentes i Túneles-SANTIAGO DE CHILE

MIGUEL LETELIER - Estabilidad de las Construcciones-SANTIAGO DE CHILE

---