

627 X 71 EIC

Universidad Técnica Particular de Loja  
BIBLIOTECA GENERAL

Revisado el 31-V-84.

Valor \$ 200<sup>00</sup>

Nó Clasificación 1984 G643 IC52




300 paginas

627  
Riego  
- Cisternas  
Lucas y q?

627.52  
-----  
627



**UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA**  
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

**TOMO I**

**ESTUDIO Y DISEÑO DEL PROYECTO DE RIEGO**  
**“CATAMAYO-LUCARQUI”**

TESIS PREVIA A LA OBTENCION DEL  
TITULO DE INGENIERO CIVIL.

**ISRAEL GONZALEZ S.**

**BOLIVAR GUERRERO J.**

**Ing. LUIS CASTILLO EGUIGUREN**  
**DIRECTOR**

LOJA - ECUADOR  
1984



*Esta versión digital, ha sido acreditada bajo la licencia Creative Commons 4.0, CC BY-NY-SA: Reconocimiento-No comercial-Compartir igual; la cual permite copiar, distribuir y comunicar públicamente la obra, mientras se reconozca la autoría original, no se utilice con fines comerciales y se permiten obras derivadas, siempre que mantenga la misma licencia al ser divulgada. <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/deed.es>*

2017

Ingeniero  
LUIS CASTILLO EGUIGUREN

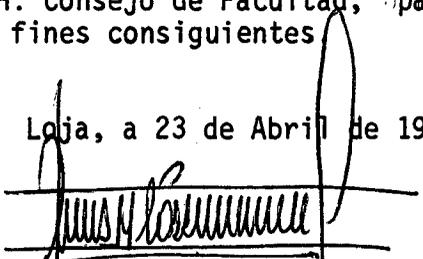
C E R T I F I C A :

Haber dirigido la presente Tesis  
previa a la obtención del título  
de Ingeniero Civil, desarrollada  
por los señores:

ISRAEL GONZALEZ S; y,  
BOLIVAR GUERRERO J.,

con el título "Estudio y Diseño-  
del proyecto de riego Catamayo -  
Lucarqui", la misma que tiene va-  
lidez técnica y profundidad in-  
vestigativa. Razón por la que -  
autorizo que sea presentada ante  
el H. Consejo de Facultad, para  
los fines consiguientes

Loja, a 23 de Abril de 1984



Ing. Luis Castillo Eguiguren  
DIRECTOR DE TESIS

A U T O R I A

La responsabilidad de las investigaciones, resultados y discusiones del presente trabajo, pertenecen exclusivamente a sus autores:



ISRAEL GONZALEZ S.



BOLIVAR GUERRERO J.

## DEDICATORIA

A mi madre...  
A mi esposa...  
A mis hijos...  
A los esposos Silva-Jaramillo.

ISRAEL

A mis padres...  
A mis hermanos...  
A mi esposa...  
A mis hijos...

BOLIVAR



## AGRADECIMIENTO

Hacemos ostensible nuestros sinceros agradecimientos a todos los profesores de la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica Particular de Loja, por las acertadas enseñanzas impartidas a nuestras personas, para una correcta formación profesional; en forma muy especial a los señores ingenieros: Luis Castillo Eguiguren, Director de Tesis; Vinicio Suárez y Eduardo García García, Asesores, por las sugerencias, asistencia y revisión del presente trabajo.

LOS AUTORES

# Indice

# "ESTUDIO Y DISEÑO DEL PROYECTO DE RIEGO CATAMAYO-LUCARQUI"

## CAPITULO I GENERALIDADES

1.1	Introducción.....	1
1.2	Ubicación, descripción general del proyecto.....	2
	1.2.1 Situación Geográfica.....	2
	1.2.2 Vías de Comunicación.....	3
	1.2.3 Estudios Socio-económicos.....	3
	1.2.4 Condiciones agro-económicas.....	3
	1.2.5 Climatología general.....	4
	1.2.5.1 Temperatura General.....	5
	1.2.5.2 Precipitaciones.....	6
	1.2.5.3 Humedad.....	9
1.3	Evaluación y Justificación de la Obra.....	9

## CAPITULO II ESTUDIO HIDROLOGICO

2.1	Estudio de aforos y equipos de medida.....	20
	2.1.1 Aforos.....	20
	2.1.2 Equipos de medida.....	22
	2.1.2.1 El molinete.....	23
	2.1.2.2 Flotadores.....	24
	2.1.2.3 Aforo químico.....	26
2.2	Resultado y análisis de observaciones hidrológicas...	26
	2.2.1 Datos disponibles.....	27
	2.2.2 Cálculo de caudales para el sitio de la boca <u>to</u> ma.....	28
	2.2.2.1 Cálculo de coeficientes de escorren - tía.....	28
	2.2.2.2 Cálculo del coeficiente de correla - ción.....	29
2.3	Frecuencia de las avenidas.....	32
2.4	Seqüas.....	33
	2.4.1 La seqüa como una distribución de caudales...	33

2.4.2	Evaluación de las sequías.....	33
2.4.3	Análisis de sequías a través de escorrentías - mínimas.....	34
2.5	Hidrología de las crecidas.....	34
2.5.1	Por lluvia.....	35
2.5.2	Por fusión de la nieve.....	36
2.5.3	Por almacenamiento y descongelación del hielo.	36
2.5.4	Otras causas.....	37
2.6	Métodos de estimación de máximas crecidas.....	38
2.6.1	Determinación de crecientes con fórmulas empí- ricas.....	38
2.6.2	Determinación de las crecidas en función de - las características del río.....	41
2.6.3	Determinación de crecidas por métodos estadís- ticos.....	45
2.6.4	Determinación de crecidas por medio del hidro- grama unitario.....	45
2.7	Determinación del caudal de diseño.....	48
2.7.1	Caudal de crecida.....	48
2.7.2	Caudal de estiaje.....	51

CAPITULO III  
ESTUDIO TOPOGRAFICO

3.1	Reconocimiento basado en las Cartas Topográficas del I.G.M.....	60
3.2	Ampliación de la zona del proyecto.....	60
3.3	Localización directa del proyecto.....	61
3.3.1	Línea de gradiente.....	61
3.3.2	Polígono sobre la línea de gradiente.....	63
	a) Poligonal abierta.....	63
	b) Procedimiento.....	63
	c) Estimación del rumbo geográfico por obser- vaciones solares.....	65
3.3.3	Replanteo de curvas horizontales.....	74
3.3.4	Abscisado y nivelación del polígono.....	80
3.3.5	Ubicación de estaciones referenciales.....	82
3.3.6	Colocación de laterales.....	84

3.3.7	Cálculo de movimiento de tierras para la construcción de la plataforma.....	90
3.3.8	Cálculo del movimiento de tierras para la construcción del canal.....	91

#### CAPITULO IV

##### RIEGO Y DRENAJE

4.1	Estudio de cultivos.....	99
4.2	Dotaciones de riego.....	101
4.3	Métodos de riego superficial.....	102
4.3.1	Riego por aspersión.....	102
4.3.2	Riego por gravedad.....	104
4.3.3	Riego por goteo.....	105
4.4	Estudio de drenajes.....	105
4.4.1	Drenajes abiertos.....	106
4.4.2	Drenajes cubiertos.....	107

#### CAPITULO V

##### DISEÑO DEL PROYECTO

5.1	Introducción.....	109
5.2	Diseño del canal principal.....	110
5.2.1	Consideraciones.....	110
5.2.1.1	Velocidades admisibles.....	111
5.2.1.2	Revestimientos.....	112
5.2.2	Determinación de la sección hidráulica, óptima económica.....	113
5.2.2.1	Sección hidráulica óptima para canal trapezoidal y rectangular.....	114
5.2.2.2	Altura de seguridad.....	119
5.2.2.3	Cálculo del canal principal.....	119
5.2.2.4	Pérdidas por filtración en canales revestidos.....	130
5.2.3	Cálculo de esfuerzos en muros y soleras.....	131
5.3	Diseño de túneles.....	133
5.3.1	Generalidades.....	133
5.3.2	Justificación técnica y económica para su diseño.....	134

5.3.3	Diseño de la sección.....	134
5.3.3.1	Cálculo.....	135
5.3.3.2	Revestimiento.....	139
5.3.3.3	Cálculo del revestimiento.....	141
5.3.3.4	Estudio sobre juntas de contracción y dilatación.....	144
5.4	Diseño de acueducto y sifones.....	145
5.4.1	Generalidades.....	145
5.4.2	Cálculo de un acueducto.....	146
5.4.3	Cálculo de un sifón.....	156
5.5	Diseño de rápidas.....	164
5.6	Drenaje.....	167

## CAPITULO VI

### OBRAS DE ARTE Y OBRAS COMPLEMENTARIAS

6.1	Diseño de la obra de toma.....	168
6.1.1	Consideraciones.....	168
6.2	Levantamiento topográfico.....	170
6.2.1	Cálculo de la poligonal.....	171
6.2.1.1	Cierre angular.....	172
6.2.1.2	Cierra lineal.....	173
6.2.2	Levantamiento de puntos de detalle.....	176
6.2.3	Condiciones de suelo.....	176
6.2.4	Cálculos y diseños.....	178
6.2.4.1	Generalidades.....	178
6.2.4.2	Area, velocidad y nivel de estiaje..	179
6.2.4.3	Area, velocidad y nivel de crecida...	181
6.2.4.4	Diseño de la reja de entrada.....	181
6.2.4.5	Diseño del desripiador.....	185
6.2.4.6	Transición del desripiador al canal - de entrada del desarenador.....	193
6.2.4.7	Regulación de la creciente.....	197
6.2.4.8	Vertedero de excesos.....	208
6.3	Diseño del desarenador.....	209
6.3.1	Consideraciones.....	209
6.3.1.1	Desarenador de lavado intermitente...	210
6.3.2	Cálculo y diseño.....	213

6.3.2.1	Diseño de la cámara de sedimentación.	215
6.3.2.2	Longitud activa del desarenador.....	217
6.3.2.3	Cálculo de la transición de entrada - al desarenador.....	218
6.3.2.4	Cálculo del vertedero a la salida del desarenador.....	218
6.3.2.5	Canal de desfogue del desarenador....	222
6.3.2.6	Transición del desarenador al canal - principal de la conducción.....	223
6.3.2.7	Cálculo estructural del desarenador..	225
	CALCULO DE MUROS	
	A. Muro de gravedad (espigón).....	232
	B. Muro Cantiliver.....	239
6.4	Cunetas de Coronación.....	245
6.5	Diseño de pasos de agua superiores e inferiores al ca nal.....	245
6.6	Diseño de alcantarillas.....	246
	6.6.1 Consideraciones.....	247
	6.6.2 Cálculo.....	248
6.7	Diseño de aliviaderos.....	250
6.8	Diseño de embaulado.....	252
	6.8.1 Motivación para su diseño.....	252
	6.8.2 Cálculo.....	252
6.9	Diseño de pasos vehiculares.....	254
	6.9.1 Consideraciones.....	254
	6.9.2 Cálculo.....	255

## CAPITULO VII

### ANALISIS DE COSTOS

7.1	Cálculo de precios unitarios.....	259
	7.1.a Costos.....	259
	7.1.b Mano de obra en el costo directo.....	262
	7.1.1 Estudios (Localización directa).....	262
	7.1.2 Plataforma.....	265
	7.1.2.1 Excavación a mano.....	265
	7.1.2.2 Excavación a máquina.....	268
	7.1.3 Canal principal.....	268

7.1.3.1	Excavación canal a mano.....	269
7.1.3.2	Revestimientos.....	271
7.1.3.3	Excavación túnel.....	275
7.1.3.4	Revestimiento túnel.....	276
7.1.4	Obras complementarias.....	279
7.2	Costos totales.....	296

## CAPITULO VIII

### PROGRAMACION DE LA OBRA

8.1	Programación de la obra.....	299
-----	------------------------------	-----

### BIBLIOGRAFIA

## INDICE DE TABLAS

TABLA 2.1	Promedio reducido y desviación standard reducida.....	52
TABLA 2.2	Valores de $y$ en función de $Tr$ .....	53
TABLA 5.1	Valores para cálculo de canales.....	118
TABLA 5.2	Coeficientes para cálculo de túneles.....	138
TABLA 5.3	Valores para el cálculo de revestimiento en túneles.....	140
TABLA 6.1	Coeficientes de rugosidad $n$ .....	180
TABLA 6.2	Velocidades de sedimentación.....	214
TABLA 7.1	Jornales referenciales para análisis de precios unitarios.....	283
TABLA 7.2	Precios referenciales de materiales en los sitios de adquisición.....	284

# **CAPITULO I**

# GENERALIDADES

## 1.1 INTRODUCCION

El arte de regar es antiquísimo. Así por ejemplo, se atribuye a una antigua reina asiria (2000 a. de C.) el haber ordenado en su política, la desviación de las aguas del río Nilo para que regaran tierras desérticas en el valle del mismo.

Egipto se precia de poseer la presa de embalse más antigua del mundo, construída para almacenar agua para riego y abastecimiento de la población.

Cuando los españoles llegaron a América, encontraron en México y Perú, instalaciones de cierta complejidad que habían sido utilizadas para almacenar y conducir reservas de agua, durante muchas generaciones.

Así es como en el transcurso de la historia, la civilización ha sufrido la influencia de la evolución del regadío. En los tiempos actuales la importancia del riego es para la humanidad una necesidad, la de sobrevivir ; y que lección magistral nos da ese gran apóstol de la política hidráulica española Joaquín Costa, al decir que las estructuras y sistemas de riego más costosos son los que quedan por realizar.

Conscientes de esta realidad, consideramos que una dotación sistemática de nuevas y modernas formas de riego, en la provincia de Loja son indispensables para planificar una distribución razonable de

regadío, e incrementar la capacidad de riego de las zonas cultivables.

Analizando la importancia de estructurar proyectos de riego para el adelanto agrícola, social y económico, de las regiones fronterizas de la provincia de Loja, se desarrolló la Tesis de Grado previa a la obtención del título de Ingeniero Civil, sobre el tema: "ESTUDIO Y DISEÑO DEL PROYECTO DE RIEGO CATAMAYO-LUCARQUI". Esta obra considerada de emergencia en la provincia, dará solución en parte, a la falta de riego e incorporará aproximadamente unas mil quinientas hectáreas a la productividad.

## 1.2 UBICACION, DESCRIPCION GENERAL DEL PROYECTO

La zona del proyecto en estudio se encuentra ubicada a la margen derecha del río Catamayo, aproximadamente a 13 Km al sur de Catacocha. Pertenece al Cantón Paltas, Provincia de Loja. Forma una franja de unos 50 Km de longitud, abarcando los caceríos de: Carmona, Carapal, Vado, Guatomine, San José, Lucarqui y pequeñas vegas a lo largo de toda la franja.

El proyecto "Catamayo-Lucarqui", tiene una extensión de 1800 hectáreas de las cuales unas 1500 hectáreas son susceptibles al riego por gravedad. Así mismo la zona del proyecto presenta pendientes muy fuertes y pendientes suavemente inclinadas que varían del 2% al 20%.

### 1.2.1 SITUACION GEOGRAFICA

Las coordenadas geográficas del sitio de captación son 4°9' de latitud Sur y 79°36' de longitud Oeste. La cota que delimi-

ta al proyecto es la 900 m.s.n.m. Los límites del proyecto son: al Norte la cota 900 m.s.n.m, al Sur la margen derecha del río Catamayo, al Este Carmona y al Oeste Lucarqui.

#### 1.2.2 VIAS DE COMUNICACION

La mayor parte del área en estudio no tiene vías carrozables, la única carretera transitable sólo en verano llega al caserío Los Llanos, aproximadamente a 8 Km del sitio de captación. El área de finalización del proyecto es atravesada por la carretera panamericana Catacocha-Macará, transitable todo el año.

#### 1.2.3 ESTUDIOS SOCIO-ECONOMICOS

La mayor parte de la población trabaja en forma individual, una pequeña parte en forma comunal y una mínima en calidad de arrendatario. Existe un alto porcentaje de mano de obra disponible en la población activa.

La gran perspectiva del proyecto de riego "Catamayo-Lucarqui", consiste en formar al trabajador campesino de esa región como un ente activo para la economía local y nacional, asegurándole fuentes de trabajo que le permitan elevar su nivel de vida.

#### 1.2.4 CONDICIONES AGRO-ECONOMICAS

Los suelos encontrados en la zona del proyecto son aptos para el cultivo; con la excepción de ciertas áreas escarpadas no susceptibles al riego. Entre los cultivos predominantes están: el maíz, tomate, cebolla, caña; entre los frutales tenemos: mangos, gua

bos, naranjos, limones, etc.

La mayor parte de la superficie está expuesta a los beneficios del regadío y explotación agropecuaria, anotándose que el principal factor que limita el uso de la tierra es la deficiencia de humedad - durante la mayor parte del año.

En cuanto a la explotación ganadera ésta se halla representada en mínima escala, porque la disponibilidad del agua de riego para el cultivo de pastos es nula.

#### 1.2.5 CLIMATOLOGIA GENERAL

Las características climáticas de una región son imprescindibles para la planificación y ejecución de programas en beneficio de la explotación agropecuaria.

Para la evaluación de los elementos climatológicos básicos del proyecto "Catamayo-Lucarqui", se ha recopilado información de todas las estaciones influyentes en la cuenca del proyecto, y en especial de la estación climatológica de Catacocha, por estar cercana a la zona de estudio, considerándola fundamental para el diagnóstico de los elementos del clima.

Existen datos faltantes en cada una de las estaciones tomadas, los cuales han sido obtenidos mediante procedimientos aritméticos, - particularmente el método de la razón o proporción normal cuya expresión es la siguiente:

$$\frac{X_1}{\text{promedio de un largo período para este mes}} = \frac{X_1 + X_2 + \dots + X_n + \Sigma \text{ de datos existen.}}{\text{Suma de datos del año anterior}}$$

(111)

$X_1, X_2, X_3 =$  Datos faltantes.

#### 1.2.5.1 Temperatura general

La investigación abarcó la recopilación, revisión y análisis de datos de temperatura de la estación meteorológica de Catacocha, con un período de registro de 15 años (Anexo 1-1).

Para determinar la temperatura en el área del proyecto se empleó la estadística disponible de la estación base y mediante la fórmula de gradiente térmico, se encontró las temperaturas medias mensuales de la zona del proyecto. (Cuadro 1-1).

Fórmula del Gradiente Térmico:

$$T = th \pm 0.6 \frac{dh}{100}$$

T = temperatura calculada

th = temperatura (estación base)

dh = Diferencia de nivel en m.s.n.m. (entre la estación base y el área del proyecto).

Altura de la estación meteorológica de Catacocha = 1860 m.s.n.m

Altura del sitio de captación = 900 m.s.n.m.

De donde:

$$T = t_h + 5.76$$

Cuadro 1-1 Temperaturas medias mensuales de la estación base y del área del proyecto

MESES	Tem.p Media (Estación base)	Temp. Media (Proyecto)
Enero	17.73°C.	23.49°C
Febrero	17.80°C.	23.56°C.
Marzo	17.70°C	23.46°C
Abril	17.84°C	23.60°C
Mayo	18.25°C	24.01°C
Junio	18.36°C	24.12°C
Julio	18.65°C	24.41°C
Agosto	18.65°C	24.41°C
Septiembre	18.79°C	24.55°C
Octubre	18.87°C	24.63°C
Noviembre	18.48°C	24.24°C
Diciembre	18.29°C	24.05°C

La temperatura media anual del área del proyecto es de 24.04°C.

#### 1.2.5.2 Precipitaciones

La lluvia es el factor climático que en la mayoría de los casos, determina la producción agrícola de una región, por lo que su estudio para un sector determinado es de vital importancia.

Para el análisis de precipitación en el proyecto "Catamayo-Lu-

carqui", se recopilaron datos de estaciones influyentes en la cuenca del río Catamayo, hasta el sitio de captación; siendo estas las siguientes: Yangana, Malacatus, La Argelia, Saraguro, Catamayo, Gonzanamá, Catacocha y Cariamanga.

a) Estadística disponible

Los datos que se han logrado codificar fueron tomados de los anuarios en un período de 15 años (1964-1978) (Anexo 1-2).

Existen algunos datos faltantes, los cuales han sido llenados por métodos aritméticos (método de la razón normal).

b) Precipitación media de las cuencas hasta la estación Arenal y Bocatoma.

Los datos para el cálculo de la precipitación media de las cuencas, hasta la estación Arenal y la Bocatoma respectivamente, se los obtuvo calculando la precipitación media plurianual de cada una de las estaciones consideradas; valiéndonos además de las áreas de influencia de cada una de las estaciones pluviométricas obtenidas por triangulaciones, utilizando el método de los polígonos de Thiessen (Plano 1-1). Los datos y el cálculo se resumen en el cuadro 1-2

Fórmula empleada:

$$P_m = \frac{A_1P_1 + A_2P_2 + A_3P_3 + \dots + A_nP_n}{\text{Area Total}} \quad (1-2)$$

A = área

P = precipitación

Cuadro 1-2 Datos para el cálculo de la precipitación media de la -  
cuenca de drenaje

N°	ESTACION	PRECIPITACION Media (mm).	AREA CUENCA Arenal (Km <sup>2</sup> )	AREA CUENCA Bocatoma (Km <sup>2</sup> )
1	Yangana	1335.1	462	462
2	Malacatus	648.5	483	483
3	La Argelia	881.1	42	96
4	Saraguro	765.4	0	77
5	Catamayo	375.6	48	796
6	Catacocha	921.0	0	238
7	Gonzanamá	1188.0	91	294
8	Cariamanga	1195.1	0	0
			1.126	2.446

$P_{m_A}$  = Precipitación media de la cuenca de drenaje hasta la es-  
tación Arenal en Puente Boquerón

$P_{m_B}$  = Precipitación media de toda la cuenca de drenaje del río  
Catamayo hasta el sitio de toma.

Con la fórmula (1-2), se obtiene:

$$P_{m_A} = 970.9 \text{ mm}$$

$$P_{m_B} = 793.5 \text{ mm}$$

Estos valores de precipitación media de las cuencas servirán -  
luego, para la estimación de caudales en el sitio de toma, por no -

existir en el lugar una estación hidrométrica.

#### 1.2.5.3 Humedad

La falta de humedad en el suelo, es el principal elemento meteorológico limitante para el desarrollo agropecuario de la zona del proyecto, ya que no dispone de humedad aprovechable - por los suelos la mayor parte del año, debido a que la evapotranspiración que se produce es mayor que las precipitaciones.

### 1.3 EVALUACION Y JUSTIFICACION DE LA OBRA

El agua constituye un factor determinante en el desarrollo económico y social de un pueblo, ya que es un elemento dinámico que genera vida en beneficio del hombre.

Frente a la circunstancia especial por la que atraviesa el país en materia de satisfacción de la demanda de alimentos, requerido por una población siempre creciente, del éxodo de pobladores rurales hacia las ciudades en detrimento del campo, hacen sentir la necesidad - de una planificación hidroagrícola que permita fortalecer el desarrollo integral a nivel regional.

Sólo una agricultura bajo riego garantizará el conseguir los volúmenes de producción requeridos. De allí la importancia fundamental que poseen las obras de hidromejoramiento por las implicaciones directas que el uso adecuado del suelo y agua ocasionan en el desarrollo - de la economía nacional.

La construcción del canal "Catamayo-Lucarqui" es de mucha impor

tancia, ya que las repercusiones sociales y económicas generadas se pueden medir con bastante exactitud en razón de los beneficios directos en la producción agropecuaria, niveles de empleo, remuneraciones, pequeñas industrias, transporte, comercio, salubridad, educación, cultura, etc.

Entre los objetivos seguidos por el presente estudio estarían los siguientes:

1. Aumento de la participación del sector agrícola en la economía nacional.
2. Incremento de la producción, para lograr el autoabastecimiento con productos que mejoren los niveles nutritivos de la población y garanticen la existencia de materias primas para la industria nacional.
3. Intensificación en el uso de la tierra y el crecimiento de la productividad del trabajo.
4. Desarrollo de las industrias de procesamiento de productos agrícolas.

ESTACION: Catacocha

PROYECTO: "Catamayo - Luorqui "

LATITUD: 04° 04' S LONGITUD: 79° 38' W

PROVINCIA: Loja

ELEVACION: 1860 msnm.

CANTON: Paltas

PERIODO: 1964 - 1978

DATOS DE: Temperatura

ANEXO I.1

<div style="display: inline-block; transform: rotate(-45deg);">AÑO</div> <div style="display: inline-block; transform: rotate(45deg);">MES</div>	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBR.	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL	PROMEDIO
1963														
1964	18.50	18.00	18.80	18.00	18.70	18.50	19.20	18.80	18.90	19.30	18.50	18.10	223.30	18.61
1965	17.60	18.50	18.70	17.90	18.20	18.80	19.10	19.00	18.80	19.00	18.30	18.30	222.00	18.50
1966	18.30	18.30	18.00	17.90	18.20	18.30	18.50	18.90	18.80	18.60	18.40	17.80	220.00	18.33
1967	16.20	17.50	17.20	17.60	17.90	17.40	17.50	18.20	18.50	18.10	18.10	18.00	212.20	17.68
1968	17.40	18.90	17.30	18.40	19.10	19.20	19.50	18.60	18.60	18.90	19.00	18.40	221.30	18.44
1969	18.40	17.60	17.50	18.30	18.70	18.40	18.80	18.70	18.90	18.70	18.20	17.80	220.00	18.33
1970	17.70	18.00	18.00	18.60	18.00	18.50	19.00	19.10	18.90	19.00	17.90	18.40	221.10	18.43
1971	17.20	16.80	18.90	17.20 <sup>x</sup>	17.60	17.70	18.40	18.20	18.20	18.30	17.90	17.90	212.30	17.69
1972	17.90	17.90	18.64 <sup>x</sup>	17.90	18.30	18.40	19.20	19.00	19.60	19.50	19.00	18.90	224.24	18.69
1973	19.20	19.20	17.41 <sup>x</sup>	17.55 <sup>x</sup>	17.95 <sup>x</sup>	18.30	18.50	18.40	18.20	18.90	18.80	17.90	220.31	18.36
1974	18.00	18.70	18.80	18.10	18.40	19.00	18.80	18.40	17.70	18.30	17.60	17.91 <sup>x</sup>	215.11	17.93
1975	17.50	18.90	17.10	18.60	17.10	18.15 <sup>x</sup>	17.30	18.00	18.55 <sup>x</sup>	18.70	18.24 <sup>x</sup>	18.06 <sup>x</sup>	212.18	17.68
1976	18.20	18.32 <sup>x</sup>	17.30	17.60	18.10	18.40	18.80	18.50	19.20	18.70	18.80	18.90	218.82	18.24
1977	17.40	17.90	18.30	18.10	18.50	18.20	18.90	18.90	20.00	19.50	19.40	19.60	224.70	18.72
1978	18.40	18.50	17.90	17.80	19.00	18.40	18.80	19.00	19.00	19.50	19.00	18.40	223.50	18.62
SUMA	265.90	287.02	285.58	267.88	278.78	278.45	279.90	279.70	281.85	283.00	277.14	274.37	3291.08	274.25
PROMEDIO	17.73	17.80	17.70	17.84	18.25	18.36	18.65	18.65	18.79	18.87	18.48	18.29	219.41	18.28

x Dato Interpolado

ESTACION: Yangana

PROYECTO: "Catamayo - Lucarqui "

LATITUD: 04° 22' S LONGITUD: 79° 11' W

PROVINCIA: Loja

ELEVACION: 1853 msnm.

CANTON: Paltas

PERIODO: 1964 - 1978

DATOS DE: Precipitación

ANEXO 1.2

MES AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBR.	OCTUBRE	NOVIEMBR.	DICIEMBRE	ANUAL	
1963														
1964	114.4	171.6	65.0	99.4	88.5	128.8	47.9	164.4	238.2	121.3	134.7	107.6	1481.8	
1965	192.4 <sup>x</sup>	233.0	100.6	173.6	287.1	311.4	175.1	131.2	199.6	141.5	214.1	219.8	2379.4	
1966	266.1	253.6	222.0	153.6	121.3	18.1	137.6	24.1	180.9	43.3	142.5	133.7	1696.8	
1967	14.7	372.0	171.6	233.8	158.5	234.0	227.4	154.2	166.7	256.4	39.6	100.5	2129.4	
1968	157.2	151.8	230.4	243.2	47.8	115.9	289.5	55.4	32.8	93.3	33.5	48.7	1499.5	
1969	74.7	178.5	87.6	100.6	38.7	54.3	61.9	48.1	130.5	229.7	195.8	140.8	1341.2	
1970	317.9	190.7	151.4	65.5	105.3	99.6	64.1	68.9	84.8	39.1	118.5	76.3	1382.1	
1971	85.8	143.5	101.8	99.9	67.8	76.1	83.4	38.6	58.4	42.9	36.6	17.3	852.1	
1972	20.1	15.9	22.6	25.7	12.2	22.2	15.7	14.0	12.2	38.8	32.7 <sup>x</sup>	67.2	299.3	
1973	76.0	222.2	211.6	136.6	78.4	34.5	43.3	107.5	35.5	37.6	43.7	87.2	1114.1	
1974	39.6	159.3	160.0	21.5	35.1	46.2	75.9	27.7	54.7	124.1	161.2	58.6	963.9	
1975	108.9	183.0	84.6	122.1	112.7	272.1	84.8	107.9	35.3	92.9	68.1	33.9	1306.3	
1976	173.9	278.6	172.2	176.6	63.2	204.7	105.8	21.6	33.9	37.0	38.8	71.0	1377.3	
1977	167.3	117.3	180.9	300.9	50.4	64.1	20.2	95.8	63.6	108.7	52.0	82.9 <sup>x</sup>	1299.1	
1978	60.0	63.6	104.2	93.0	153.6	126.2	50.3	62.8	43.3	56.0	23.3	67.5	903.8	
<b>SUMA</b>	<b>1869.0</b>	<b>2734.6</b>	<b>2066.5</b>	<b>2046.0</b>	<b>1420.6</b>	<b>1808.2</b>	<b>1482.9</b>	<b>1122.2</b>	<b>1370.4</b>	<b>1457.6</b>	<b>1336.1</b>	<b>1313.0</b>	<b>20026.10</b>	
<b>PROMEDIO</b>	<b>124.6</b>	<b>182.3</b>	<b>137.8</b>	<b>136.4</b>	<b>94.7</b>	<b>120.5</b>	<b>98.9</b>	<b>74.8</b>	<b>91.4</b>	<b>97.2</b>	<b>89.0</b>	<b>87.5</b>	<b>1356.1</b>	

x Dato Interpolado

ESTACION: Malacatus

PROYECTO: "Catamayo - Lucargui "

LATITUD: 04° 13' S

LONGITUD: 79° 14' W

PROVINCIA Loja

ELEVACION: 1600 m s.n.m.

CANTON: Paltas

PERIODO: 1964 - 1978

DATOS DE: Precipitación

ANEXO I.2

AÑO \ MES	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMB.	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL	
1963														
1964	18.6	82.0	29.0	197.8	9.7	26.1	2.7	21.3	22.8	28.8	38.8	68.5	546.1	
1965	65.3	22.9	26.1	153.4	84.1	13.0	0.0	0.0	54.5	74.9	100.4	55.2	649.8	
1966	52.4	31.8	67.1	56.9	11.2	2.0	0.0	0.0	0.2	78.2	77.4	48.3	425.5	
1967	37.7	132.6	115.7	25.2	22.0	18.6	35.4	0.0	1.2	39.3	6.1	28.0	461.8	
1968	46.8	46.1	280.2	56.5	7.3	0.0	4.1	16.0	30.2	47.8	36.9	9.0	580.9	
1969	74.4 <sup>x</sup>	13.6	47.7	232.2	0.0	19.7	0.0	16.8	39.0	80.3	141.2	91.7	726.6	
1970	81.7	105.7	92.9	49.5	50.0	18.9	1.0	3.2	15.3	87.6	123.9	49.2	678.9	
1971	115.2	92.5	280.9	74.7	23.7	60.4	4.0	2.3	38.5	23.1	20.0	61.7	766.8	
1972	50.4	73.4	265.7	99.3	18.5	13.4	0.0	43.6	10.3	90.1	100.5	120.2	885.4	
1973	34.6	84.0	70.6	139.6	48.0	44.8	25.5	5.0	29.7	23.3	14.2	86.2	605.5	
1974	61.6	126.8	175.0	72.7	14.4	11.1	19.4	1.7	21.4	59.2	114.0	56.0	733.3	
1975	40.7	192.6	79.3	143.2	61.9	70.1	58.2	70.6	2.6	117.5	50.6	17.0	904.3	
1976	112.3	155.2	112.2	116.9	55.8	6.0	16.8	23.9	18.0	41.8	24.9	93.1	778.9	
1977	76.2	55.8	49.6	119.3	1.2	13.3	0.2	26.4	48.3	75.8	10.2	47.6	523.9	
1978	37.3	64.9	138.4	65.6	25.4 <sup>x</sup>	4.9	26.6	5.5	25	0.5	32.8	46.7	456.1	
SUMA	905.2	1279.9	1800.4	1602.8	433.2	324.3	195.9	236.3	341.3	836.2	891.9	878.4	9725.6	
PROMEDIO	60.3	85.5	120.0	106.9	28.9	21.6	12.9	15.8	22.8	55.9	59.5	59.6	648.5	

x Dato Interpolado

ESTACION: La Argella

PROYECTO: "Catamayo - Lucarqui"

LATITUD: 04° 00' S LONGITUD: 79° 12' W

PROVINCIA: Loja

ELEVACION: 2135 msnm.

CANTON: Palta

PERIODO: 1964-1978

DATOS DE: Precipitación

ANEXO I.2

MES AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMB.	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL	
1963														
1964	41.1	47.5	57.8	73.0	28.5	67.9	23.4	55.0	134.4	55.2	37.6	35.8	657.2	
1965	49.8	35.8	20.0	85.5 <sup>x</sup>	100.1	62.6	37.8	58.2	94.3	44.5	97.3	64.0	749.9	
1966	74.9	43.0	110.3	76.3	41.2	43.5	46.3	33.4	23.2	61.4	69.7	48.4	671.6	
1967	110.9	142.8	118.8	82.0	40.8	113.8	124.1	112.1	60.3	70.0	11.8	56.8	1044.2	
1968	107.6	60.8	214.6	51.4	33.1	37.9	107.0	30.9	99.6	78.8	47.3	40.0	909.0	
1969	76.4	114.4	52.3	123.4	56.2	58.8	18.5	126.2	38.4	39.5	69.3	169.1	942.5	
1970	209.3	156.0	115.8	30.5	64.2	169.0	86.5 <sup>x</sup>	81.3 <sup>x</sup>	71.9 <sup>x</sup>	74.9 <sup>x</sup>	76.0 <sup>x</sup>	85.2 <sup>x</sup>	1220.6	
1971	59.3 <sup>x</sup>	119.5	144.5	57.3	41.4	60.9	62.9	54.9	45.9	73.2	40.0	44.3 <sup>x</sup>	804.1	
1972	111.0	116.6	201.2	104.6	62.4	55.3	102.5	24.5	49.3	42.1	111.9	83.3	1064.7	
1973	119.4	169.0	119.1	60.6	52.2	58.3	75.5	41.8	33.4	22.8	43.1	52.3 <sup>x</sup>	847.5	
1974	50.4	89.9	133.1	11.9	28.7	62.7	122.8	31.7	47.3	91.7	126.1	107.8	903.9	
1975	78.3	210.8	67.9	85.4	56.3	106.0	72.5	95.4	41.1	101.4	62.8	19.4	1000.3	
1976	106.5	163.8	85.2	130.9	47.0	78.9	63.3	113.1	14.4	19.7	56.0	59.6	938.4	
1977	73.8	120.6	133.4	152.5	31.3	93.0	30.9	57.5	52.6	72.4	32.5	60.9	911.4	
1978	50.9	50.4	132.5	8.9	29.4 <sup>x</sup>	46.2 <sup>x</sup>	47.4	43.9	43.1	35.8	16.7	44.8	550.0	
<b>SUMA</b>	<b>1319.6</b>	<b>1640.9</b>	<b>1706.5</b>	<b>1134.2</b>	<b>712.8</b>	<b>1117.8</b>	<b>1021.2</b>	<b>959.9</b>	<b>849.2</b>	<b>893.4</b>	<b>896.1</b>	<b>971.7</b>	<b>13215.3</b>	
<b>PROMEDIO</b>	<b>88.0</b>	<b>109.4</b>	<b>113.8</b>	<b>75.6</b>	<b>47.5</b>	<b>74.5</b>	<b>66.1</b>	<b>64.0</b>	<b>56.6</b>	<b>58.9</b>	<b>59.9</b>	<b>64.8</b>	<b>881.1</b>	

x Dato Interpolado

ESTACION: Saraguro

PROYECTO: "Catamayo - Lucarqui"

LATITUD: 03°38' S

LONGITUD: 79°14' W

PROVINCIA: Loja

ELEVACION: 2520 msnm.

CANTON: Patate

PERIODO: 1964 - 1978

DATOS DE: PRECIPITACION

ANEXO 1.2

ANO \ MES	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
1964													
1964	48.8	40.3	28.7	84.5	25.3	101.7	19.1	111.1	70.0	43.1	39.0	25.5	637.1
1965	46.1	27.3	8.7	133.2	51.1	69.0	45.8	16.5	13.6	15.6	68.1	86.6	581.6
1966	30.9	62.4	82.7	54.8	62.1	6.3	22.6	20.2	19.9	45.0	32.2	23.2	462.3
1967	46.3	81.3	91.5	49.2	41.2	65.3	60.3	27.5	21.7	51.6	19.5	14.7	570.1
1968	47.3	77.2	159.0	36.3	26.7	25.6	60.6	19.1	42.3	71.7	26.2	39.5	630.5
1969	81.9	126.6	87.7	111.2	20.3	39.0	21.6	41.4	46.7	48.7	85.1	83.6	793.8
1970	122.7	160.0	88.7	45.8	109.0	70.3	32.7	32.0	39.3	96.1	79.3	95.4	971.3
1971	119.4	162.0	189.1	67.4	37.6	66.1	57.8	41.0	45.8	78.6	27.5	67.7	960.0
1972	86.3	117.4	142.0	76.7	38.0	42.2	56.7	6.0	31.7	47.6	138.5	48.3	833.2
1973	42.0	107.6	53.7	69.2 <sup>x</sup>	47.5	37.8	56.5	69.2	32.1	49.3 <sup>x</sup>	37.5	82.6	685.2
1974	64.2	168.9	175.8	50.3	46.8	57.2	81.9	16.7	57.8	107.9	109.3	104.9	1041.7
1975	45.4	188.4	67.1	95.8	72.4	126.1	64.2	79.6	29.6	84.1	49.6	31.6	936.1
1976	103.4	150.3	177.7	104.3	42.6	62.3	54.6	57.8	7.3	48.8	70.8	61.0	920.9
1977	88.7	44.8	59.3	125.9	22.6	50.9	10.4	41.7	59.8	62.9	14.0	53.5	634.5
1978	51.2	76.7	102.5	148.6	95.8	42.4	35.2	34.5	57.5	36.9	45.0	101.1	822.4
SUMA	1023.9	1591.2	1514.2	1248.2	739.0	863.5	680.0	596.3	575.3	888.1	641.6	916.4	11.490.7
PROMEDIO	68.3	106.1	100.9	83.2	49.3	57.6	45.3	39.9	39.4	59.2	50.1	61.2	799.4

x Data Interpolado

ESTACION: La Tama

PROYECTO: "Catamayo Lucarqui"

LATITUD: 04° 00' S LONGITUD: 79° 21' W

PROVINCIA: Loja

ELEVACION: 1238 msnm.

CANTON: Paltas

PERIODO: 1964-1978

DATOS DE: Precipitación.

ANEXO 1.2

MES AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBR.	OCTUBRE	NOVIEMBR.	DICIEMBRE	ANUAL	
1963	71.2	127.0	5.3	26.8	45.3	13.4	0.0	0.0	0.0	65.8	22.9	13.4	391.1	
1964	3.9	45.7	40.2	108.7	0.0	5.2	2.1 *	0.0	11.1 *	33.9 *	16.6 *	18.9 *	286.3	
1965	32.0	0.0	69.1 *	66.7	37.8	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	62.2	26.1 *	293.9	
1966	2.0	11.0	76.4	7.0	24.3	0.0	0.1	0.0	2.6	44.0	0.0	10.3	177.7	
1967	2.4	101.3	32.0	15.4	8.7	3.6	16.3	3.7	13.1	80.5	19.3	3.7	300.0	
1968	36.5	23.9	113.3	41.3	2.4	10.9	1.3	7.6	18.4	38.0	5.5	12.4	311.5	
1969	38.3	76.0	29.7	124.8	9.7	19.3 **	0.0	9.6 **	56.2	60.5	53.7	40.0	517.8	
1970	63.2 *	47.7	35.1	10.0	29.0	2.4	0.0	13.9	19.0	44.2	47.6	16.8	328.9	
1971	27.3	63.8	104.3	37.0	18.4	38.6	4.5	5.7	13.8	52.6	9.7	37.7	413.4	
1972	65.4	69.8	134.5	60.3	8.2	4.6	0.0	0.0	0.0	53.0	50.8	74.8	521.3	
1973	11.1	100.1	75.6	116.3	22.8	52.5	7.9	12.6	31.5	47.8 **	13.0	56.4	547.6	
1974	13.7	148.1	126.1	0.0	0.0	9.1	0.8	8.3	7.4	57.0	32.3	37.3	440.1	
1975	14.8	236.9	88.1	45.6	45.6	28.3	10.4	20.6	0.0	93.4	16.0	5.4	605.1	
1976	65.3	97.9	43.1	80.1	19.7	1.9	0.0	4.8	9.7	3.1	5.1	33.3	364.0	
1977	30.8	17.5	0.8	49.7	0.0	2.7	0.0	8.8	49.7	54.5	0.0	15.2	229.7	
1978	18.1	17.5	104.9	63.4	59.3	0.9	0.8	0.8	7.2	1.6	1.8	5.2	281.5	
SUMA	496.0	1184.2	1078.5	853.1	331.2	193.3	44.2	96.4	239.7	729.9	356.5	406.9	6009.9	
PROMEDIO	31.0	74.0	67.4	53.3	20.7	12.1	2.8	6.0	15.0	45.6	22.3	25.4	375.6	

\* Dato Interpolado

ESTACION: Catacocha

LATITUD: 04° 04' S LONGITUD: 79° 38' W

ELEVACION: 1860 m. s. n. m.

PERIODO: 1964 - 1978

PROYECTO: "Catamayo - Lucarqui "

PROVINCIA: Loja

CANTON : Paltas

DATOS DE: Precipitación

ANEXO I-2

MES AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
1963													
1964	116.9	133.0	83.2	251.3	21.8	6.8	7.0	2.4	28.9	24.7	19.3	28.9	724.2
1965	154.6	132.5	85.3	678.1	203.9	0.2	6.0	5.3	38.4	37.7	46.3	106.5	1494.8
1966	117.3	113.1	333.2	184.1	39.0	0.2	5.0	0.0	8.9	47.3	32.0	15.6	895.7
1967	60.0	373.3	142.5	98.9	25.8	5.9	27.9	0.0	11.1	43.7	1.0	20.6	810.7
1968	46.8	46.1	280.2	56.5	7.3	0.0	4.1	16.0	30.2	47.8	36.9	9.0	580.9
1969	88.0	237.0	317.4	251.5	20.8	33.9	0.0	1.4	48.6	9.9	82.9	144.1	1236.5
1970	50.6 <sup>x</sup>	166.7	108.1	88.2	112.5	6.8	0.0	0.3	43.7	57.8	25.2	9.1	669.0
1971	103.6	192.8	350.9	97.5	47.7	31.9	1.7	14.7	29.0	20.6	7.1	74.4	971.9
1972	129.3	214.6	257.5 <sup>x</sup>	264.3	51.4	5.0	0.0	11.6	5.8	29.0	53.8	101.9	1124.2
1973	73.0	245.6	172.2 <sup>x</sup>	139.0 <sup>x</sup>	41.4 <sup>x</sup>	44.1	0.0	8.7	22.7	0.0	13.3	99.9	859.9
1974	36.2	246.1	217.1	35.5	44.0	4.5	11.9	18.4	21.6	24.8	48.8	20.8	729.7
1975	34.5	321.7	240.5	150.2	61.0	20.7 <sup>x</sup>	28.7	38.0	2.0	215.5	484 <sup>x</sup>	90.0 <sup>x</sup>	1251.2
1976	228.4	492.2	293.3	137.3	44.4	0.0	0.0	0.0	9.4	1.6	26.9	29.8	1263.3
1977	108.7	86.4	237.7	159.1	0.5	29.5	0.0	2.2	29.3	3.5	1.1	58.8	716.8
1978	11.8	76.9	204.8	90.7	76.7	0.0	0.0	0.0	9.6	1.0	0.2	15.1	486.8
<b>SUMA</b>	<b>1359.7</b>	<b>3078.0</b>	<b>3525.9</b>	<b>2682.2</b>	<b>798.2</b>	<b>189.5</b>	<b>92.3</b>	<b>119.0</b>	<b>340.2</b>	<b>564.9</b>	<b>443.2</b>	<b>824.5</b>	<b>13915.6</b>
<b>PROMEDIO</b>	<b>90.6</b>	<b>205.2</b>	<b>221.6</b>	<b>178.8</b>	<b>53.2</b>	<b>12.6</b>	<b>6.2</b>	<b>7.9</b>	<b>22.7</b>	<b>37.7</b>	<b>29.5</b>	<b>55.0</b>	<b>921.0</b>

x Dato Interpolado

ESTACION: **Sanzanamá**

PROYECTO: **"Catamayo - Lucarqui"**

LATITUD: **04° 14' S**

LONGITUD: **79° 20' W**

PROVINCIA: **Loja**

ELEVACION: **1980 m.s.n.m.**

CANTON: **Paltas**

PERIODO: **1964 - 1978**

DATOS DE **Precipitación**

**ANEXO I\_2**

MES AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL	
1963														
1964	95.1	193.1	66.3	256.4	26.4	20.3	0.8	28.2	25.4	104.0	70.1	103.1	988.2	
1965	111.2	112.3	99.5	438.6	143.5	0.0	0.0	0.0	80.3	145.8	195.5	140.1	1466.8	
1966	70.6	124.1	182.0	169.6	58.5	3.5	0.0	0.0	21.7	89.4	55.5	26.5	801.4	
1977	142.9	331.8	254.4	76.3	65.9	38.2	18.0	0.0	15.6	69.4	13.9	47.7	1074.1	
1968	24.8	65.6	195.2	62.8	15.4	40.4	12.1	12.0	80.9	65.1	5.0	26.6	605.9	
1969	125.0	182.5	157.4	277.2	17.3	35.2	0.0	18.5	100.7	87.5	282.0	216.6	1499.5	
1970	291.6	266.7	132.7	178.7	162.5	10.2	27.5	38.4	88.2	280.8	233.9	167.6	1878.8	
1971	330.9	339.9	397.7	218.9	75.6	86.0	32.1	15.1	52.1	131.1	32.5	65.4	1777.3	
1972	91.3	15.2	267.0	164.4	115.2	58.3	36.8	38.4	25.0	126.8	115.2	74.2	1127.8	
1973	66.6	97.9	49.2	241.4	43.7	79.5	131.4	64.2	69.2	48.0	19.6	56.3	967.0	
1974	111.2	299.8	110.2	65.2	20.3	89.0	120.5	28.8	73.4	129.9	111.4	105.2	1264.9	
1975	150.6	193.6	196.8	287.8	145.8	51.7	44.8	77.6	0.0	125.7	67.5	35.6	1377.5	
1976	209.5	321.5	234.9	77.6	36.2	8.1	0.5	12.1	76.3	9.9	73.8	107.7	1168.1	
1977	182.6	64.3	194.4	167.6	51.3	63.6	0.0	3.9	102.2	102.7	3.2	25.2	961.0	
1978	82.4	75.0	189.0	241.0	142.7	0.0	22.0	0.0	48.4	4.0	24.8	55.0	862.3	
<b>SUMA</b>	<b>2086.3</b>	<b>2683.3</b>	<b>2726.7</b>	<b>2922.5</b>	<b>1120.5</b>	<b>554.0</b>	<b>446.5</b>	<b>537.2</b>	<b>659.4</b>	<b>1520.1</b>	<b>1303.9</b>	<b>1250.4</b>	<b>17620.6</b>	
<b>PROMEDIO</b>	<b>139.1</b>	<b>178.9</b>	<b>181.8</b>	<b>194.8</b>	<b>74.7</b>	<b>38.9</b>	<b>29.8</b>	<b>22.5</b>	<b>57.3</b>	<b>101.3</b>	<b>86.9</b>	<b>82.0</b>	<b>1188.0</b>	

x: **Dato Interpolado**

ESTACION: *Cariamanga*

PROYECTO: "Catamayo - Lucarqui "

LATITUD: 04° 19' S

LONGITUD: 79° 33' W

PROVINCIA: *Loja*

ELEVACION: 1860 m s n m.

CANTON : *Paltas*

PERIODO: 1964-1978

DATOS DE: *Precipitacion*

ANEXO 1\_2

<table border="1"> <tr> <td> <table border="1"> <tr> <td>MES</td> </tr> <tr> <td>AÑO</td> </tr> </table> </td> <td>ENERO</td> <td>FEBRERO</td> <td>MARZO</td> <td>ABRIL</td> <td>MAYO</td> <td>JUNIO</td> <td>JULIO</td> <td>AGOSTO</td> <td>SEPTIEMB.</td> <td>OCTUBRE</td> <td>NOVIEMBR.</td> <td>DICIEMBRE</td> <td>ANUAL</td> <td></td> </tr> </table>	<table border="1"> <tr> <td>MES</td> </tr> <tr> <td>AÑO</td> </tr> </table>	MES	AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMB.	OCTUBRE	NOVIEMBR.	DICIEMBRE	ANUAL	
<table border="1"> <tr> <td>MES</td> </tr> <tr> <td>AÑO</td> </tr> </table>	MES	AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMB.	OCTUBRE	NOVIEMBR.	DICIEMBRE	ANUAL		
MES																	
AÑO																	
1.964	106.2	190.8	63.5	366.7	30.0	24.0	0.8	37.2	6.6	75.5	101.0	40.5	1042.8				
1.965	94.0	136.8	214.3	429.8	269.9	2.1	0.0	11.2	71.7	67.9	136.1	103.0	1536.8				
1.966	88.5	110.5	222.6	264.0	42.9	4.0	0.0	0.0	5.7	51.6	13.5	94.5	897.8				
1.967	231.4	481.4	356.1	457.8 <sup>+</sup>	165.4 <sup>+</sup>	61.7 <sup>+</sup>	19.0 <sup>+</sup>	28.6 <sup>+</sup>	0.0	79.4	2.8	32.5	1916.1				
1.968	38.1	67.0	324.0	71.6	50.8	3.0	3.8	13.6	61.0	69.1	0.0	26.7	728.7				
1.969	120.6	152.3	279.5	286.9	9.6	20.5	0.0	1.7	85.6	29.1	140.6	99.6	1226.0				
1.970	81.2 <sup>+</sup>	270.9	194.3	115.6	60.5 <sup>+</sup>	22.5 <sup>+</sup>	9.3	0.0	0.0	45.5 <sup>+</sup>	39.8	44.8 <sup>+</sup>	884.8				
1.971	84.1	215.6	518.7	91.5	98.6	82.8	9.2	11.2	41.4	104.7	41.4	18.6	1317.8				
1.972	75.1	177.9	447.1	222.8	72.3	10.7	0.0	34.4	0.0	55.4	110.6	123.2	1329.5				
1.973	116.6	193.6	314.8	249.5	54.7	56.3	28.5	11.1	40.5	60.4 <sup>+</sup>	51.1	119.2	1296.3				
1.974	54.7	388.5	170.4	133.1	12.2	40.0	12.8	10.6	35.5	90.9	135.5	79.5	1163.7				
1.975	71.3	321.3	411.9	182.5	149.1	71.1	57.5	55.5	4.0	175.6	28.0	11.0	1538.8				
1.976	259.0	227.2	466.9	133.5	108.6	23.0	0.0	0.5	12.5	4.6	28.5	63.5	1324.8				
1.977	186.5	186.3	327.4	292.1	26.5	37.9	0.0	0.0	39.5	16.9	9.5	6.0	1128.6				
1.978	50.1	80.1	130.0	162.7	86.4	0.0	2.0	0.0	22.3	0.0	12.1	51.2	898.9				
	1657.4	3200.2	4441.5	3460.1	1233.5	459.6	142.9	215.6	426.3	926.6	850.5	913.8	17928.0				
	110.5	213.3	296.1	230.7	82.2	30.6	9.5	14.4	28.4	61.8	56.7	60.9	1196.1				

+ Dato Interpolado

## **CAPITULO II**

## ESTUDIO HIDROLOGICO

### 2.1 ESTUDIO DE AFOROS Y EQUIPOS DE MEDIDA

#### 2.1.1 AFOROS

Mediante el aforo se llega a determinar la relación - altura-caudal, la misma que se basa en el hecho físico de que el caudal cambia con las variaciones de altura medidas en la sección, en su escala o limnómetro.

La revisión de aforos y el trazado armónico de las Curvas de Descarga, es fundamental para el correcto cálculo e interpretación de los caudales de un río.

Previo a los pasos que se siguen, es conveniente evaluar la suficiencia de la red existente de estaciones hidrométricas (por Km<sup>2</sup> por estación) tanto para la totalidad de la cuenca en estudio, como para la subcuenca.

Los aforos luego de ser calculados y revisados se ubican en la última Curva de Descarga válida. Se aceptarán como buenos todos los aforos que tengan una desviación de  $\pm 5\%$  con respecto a la Curva de Descarga última. Si hay aforos que salgan notoriamente fuera de la tendencia general del gráfico y que no estén definiendo una nueva Cur

va de Descarga, deberán estudiarse todos los aspectos necesarios hasta definir la causa de esta anomalía. En especial deberá repetirse la comprobación preliminar que incluye:

- a) Anotación de la fecha de llegada del informe
- b) Comprobación de la integridad y exactitud de la información general, es decir, fecha del aforo, designación de la estación, nomenclatura de ésta en caso de que sea necesario para uso de máquinas, número y marca del molinete usado, contacto usado, hélice, ecuación del molinete.

Entre otros factores que deben tomarse en cuenta para tratar de eliminar errores pronunciados, están los siguientes:

- Revisar el nivel de agua durante el aforo: si la estación dispone de limnógrafo, debe verificarse con el gráfico o con registros de estaciones vecinas.
- Revisar cuidadosamente el perfil transversal de la estación de aforo para determinar posibles socavaciones o embanques y/o errores en las medidas de profundidad. En el caso de canal revestido, las profundidades medidas por el aforo, deben corresponder exactamente al perfil transversal de dicho canal.
- Especial atención deberá dedicarse a los aforos dudosos, al factor geométrico y factor hidráulico de la sección definidos por:

FACTOR GEOMETRICO:  $AR^{2/3}$

FACTOR HIDRAULICO:  $\frac{\sqrt{S}}{n} = \frac{Q}{AR^{2/3}}$

En donde:

- Q = Caudal en la sección que se obtiene de las medidas con mo  
linete en  $m^3/s$ .
- A = Area de la sección de aforo, que se obtiene del perfil de  
la misma en  $m^2$
- R = Radio hidráulico de la sección, que se obtiene del perfil  
de la misma en m.
- S = Pendiente de la línea de energía que en caso de régimen-  
uniforme, se puede tomar directamente como la pendiente-  
del eje hidráulico.
- n = Coeficiente de rugosidad de Manning, obtenidos en diferente  
textos de hidráulica y que se puede verificar experi-  
mentalmente con las medidas anteriores.

Estos factores, deben variar en forma continua y suave, de acuerdo  
a las diferentes alturas del tirante de agua. Cualquier alteración  
de ellas que no represente una nueva tendencia o nueva CURVA DE DESCAR  
GA, puede corresponder a un error en las medidas del terreno.

Para el presente estudio y debido a que en el lugar de capta -  
ción del Proyecto no existe ningún tipo de estación hidrológica, se to  
ma como estación base la más cercana al lugar, siendo: La Estación Are  
nal en el puente Boquerón, la misma que ha sido instalada y supervisa-  
da por el INAMHI desde el año de 1964, estación para la cual dicho or-  
ganismo ha establecido las ecuaciones de las curvas de descarga para  
los diferentes períodos de estudio.

### 2.1.2 EQUIPOS DE MEDIDA

Entre los dispositivos más comunmente usados para reali-  
zar aforos están: Molinetes, Flotadores y Químicos.

### 2.1.2.1 El Molinete

El molinete es un aparato constituido de pale -  
tas o conchas móviles, las cuales impulsadas por el líquido, dan un nú  
mero de revoluciones proporcional a la velocidad de la corriente.

Hay dos tipos generales de molinetes o medidores de corriente:-  
De eje horizontal y de Eje vertical.

Ambos se basan en la proporcionalidad que se verifica entre la  
velocidad de rotación del aparato y la velocidad de la corriente.

La velocidad de la corriente es dada en función del número de  
vueltas por segundo y de coeficientes particulares para cada aparato.  
Tales coeficientes se determinan experimentalmente mediante la calibra  
ción.

#### 2.1.2.1.1 Aforo con molinetes

El aforo con molinete se fundamenta  
en determinar mediante el mismo, la velocidad de las aguas en distin  
tos puntos de una transversal del río, lo suficientemente próximas co  
mo para poder dibujar en esa misma transversal, en escala suficiente  
mente grande las líneas isotacas, o sea aquellas líneas que son el lu  
gar geométrico de los puntos donde la velocidad es la misma. De esta  
manera planimetrando las superficies comprendidas entre dos isotacas  
consecutivas y multiplicando por la velocidad correspondiente, se ob  
tiene de manera teóricamente exacta el volumen de agua que ha pasado  
por cada faja, en la unidad de tiempo; la suma de todos estos volúme  
nes constituye el volumen total en la misma unidad de tiempo que atra

vesó la sección considerada. Es decir el caudal que se buscaba al hacer el aforo.

#### 2.1.2.2 Flotadores

Son objetos flotantes cualesquiera, adquieren prácticamente la misma velocidad que el agua en contacto con ellos y se emplean por lo tanto, para medir la velocidad en la trayectoria - que recorren, éstos pueden ser de superficie, de subsuperficie y de bastón o varilla.

##### 2.1.2.2.1 Aforo con Flotadores

Como el uso de los molinetes está normalmente al alcance fácil de los aforadores, el empleo de los flotadores ha quedado reducido a casos más particulares por ejemplo, para adquirir la idea previa de un caudal, que de resultar interesante, se medirá después debidamente con los medios que no se habían aún preparado. Otro caso más útil que el anterior es el de aforar aproximadamente y en forma rápida una crecida de un río, cuyo fugaz paso no dará tiempo a preparar el equipo adecuado, o que la excepcional cantidad del caudal ha sobrepasado a las previsiones normales, imposibilitando los trabajos metódicos y ordinarios.

La metodología seguida para operar con este tipo de aforadores es la siguiente:

1. Se fijan dos transversales del río A y B, respectivamente aguas arriba y aguas abajo a una distancia L entre sí y se mide en ambos puntos, con la aproximación necesaria, la distribución -

de profundidades de la sección mojada. Normalmente estos perfiles transversales serán muy parecidos si la elección del tramo es acertada. Se colocan jalones en ambas orillas para conocer el paso de los flotadores por el tramo así limitado.

2. Se arroja en el centro de la corriente varios flotadores F, aguas arriba de A y se miden los tiempos,  $t_n$ , invertidos en pasar de A a B, repitiendo la operación el número suficiente de veces para tener  $n$  valores (entre 5 y 20 normalmente), correspondientes a casos en que los cuerpos F hayan pasado de A a B, durante tiempos  $t_n$ , bastante parecidos entre sí y sin desviarse del centro del río.
3. Se deduce la media aritmética de los tiempos  $t_n$ , que denominamos  $t_m$  y la velocidad media del centro de la corriente que será:

$$V_c = \frac{0.85 \times L}{t_m}$$

4. Si el cauce es estrecho se repiten las operaciones segunda y tercera en zonas próximas a las márgenes derecha e izquierda, deduciéndose las velocidades  $V_d$  y  $V_i$ .
5. Se deduce el caudal definitivo cuyo valor será:

$$Q = V_c P_{cac} + V_d P_{dad} + V_i P_{iai}$$

En donde  $P$  y  $a$  son las profundidades y anchuras medidas previamente en los tres canales en que se ha dividido longitudinal y transversalmente el cauce.

6. Si el cauce es muy ancho el número de canales virtuales en que se divide debe ser lo más elevado y siempre en número impar para reservar uno en el centro, lo que no siempre es fácil lograr. El ancho de barrido por los flotadores en cada canal se puede compensar, elevando el número de valores de tn.

### 2.1.2.3 Aforo Químico

Consiste en encontrar los gastos introduciendo en proporción conocida una sustancia química en el agua de la corriente y determinar la cantidad de dicha sustancia que contiene ésta en una sección situada lo suficientemente lejos aguas abajo para asegurarse su mezcla perfecta con el agua. La sal común (ClNa) es la sustancia empleada generalmente. Por conveniencia se disuelve la sal en agua antes de introducirla en la corriente.

Representamos por Q el gasto en metros cúbicos por segundo. Si se introducen W kilogramos por segundo de sal y luego de tener una mezcla perfecta se toma una muestra de la corriente y ésta indica que un kilogramo de agua contiene n kilogramos de sal, tendremos:

$$\frac{W}{1000 Q} = \frac{n}{1} \quad \text{ó} \quad Q = \frac{W}{1000 n}$$

## 2.2 RESULTADO Y ANALISIS DE OBSERVACIONES HIDROLOGICAS

Como ya se anotó anteriormente en el sitio de captación de el presente proyecto, no existe estación hidrológica de ninguna clase y tomando en cuenta que en este lugar deben obtenerse caudales confiables para su diseño, se procedió a tomar como estación base, la esta-

ción hidrológica Arenal en el puente Boquerón; se ha elegido esta estación por ser la más cercana al sitio de interés y por que la misma tiene gran semejanza en sus condiciones climáticas.

### 2.2.1 DATOS DISPONIBLES

De los Anuarios Hidrológicos editados por el INAMHI se ha obtenido la información de los caudales de Estiaje. Medios, Normales y de Crecida a partir del año de 1964 hasta el año 1977, los mismos que constan en el Anexo 2-1. Cabe indicarse que para el año 1964 los anuarios publicaron únicamente los niveles de agua para esta estación por lo que para la obtención de caudales de este año se partió de los niveles de agua y ecuaciones de las Curvas de Descargas vigentes para este período.

Las ecuaciones empleadas y que son válidas para el período Septiembre/1963 a 16 de Mayo/1965 son las siguientes:

$$\begin{aligned}
 Q &= 55.5 (h - 0.80)^{1.43} \quad \text{para} \quad 0 < h < 1.20 \\
 Q &= 7.75 h^{3.48} \quad \text{para} \quad 1.21 < h < 1.80 \\
 Q &= 4.40 h^{4.44} \quad \text{para} \quad 1.81 < h < 2.55
 \end{aligned}$$

Los datos faltantes de la información fueron obtenidos por el Método de la Razón Normal, cuya ecuación se indicó anteriormente en el cálculo de precipitaciones (fórmula 1-1).

De los datos obtenidos para la estación Arenal se determina que el caudal medio es de:

$$Q_m = \frac{255.41}{12} = 21.30 \text{ m}^3/\text{s}$$

Este aporte, más el de las precipitaciones proporciona al río - un caudal suficiente para satisfacer las necesidades de agua para el proyecto.

## 2.2.2 CALCULO DE CAUDALES PARA EL SITIO DE LA BOCATOMA

Para la obtención de caudales en este lugar, se tomó como subcuena auxiliar la de la Estación Arenal, la misma que por tener características semejantes y una estadística confiable, resulta ser la más indicada a fin de establecer correlaciones y con éstas estimar el caudal del río en el sitio de captación.

### 2.2.2.1 Cálculo de Coeficientes de Escorrentía (Método de Shaffer)

Los coeficientes de escorrentía tanto para la subcuena del Arenal como para la de la bocatoma son necesarios para obtener el coeficiente de correlación entre los dos lugares antes indicados.

Para la obtención de estos coeficientes se debe disponer de los siguientes datos: (Del cuadro 1-2).

Estación Base = Río Arenal en puente Boquerón

$P_mA$  = Precipitación media hasta estación Arenal = 970.9 mm.

$P_mB$  = Precipitación media hasta sitio Bocatoma = 793.5 mm.

Area de la cuenca hasta estación Arenal = 1126 Km<sup>2</sup>

Area de la cuenca total hasta Bocatoma = 2446 Km<sup>2</sup>

Con la ayuda del ábaco de Shaffer se procede al cálculo del coe

ficiente de esorrentía para cada cuenca.

$$C = K_a \times K_h \times K_p$$

C = Coeficiente de esorrentía

K<sub>a</sub> = Coeficiente de área

K<sub>h</sub> = Coeficiente de lluvia

K<sub>p</sub> = Coeficiente de calidad del terreno.

- Coeficiente de esorrentía hasta estación Arenal

$$C_a = K_a \times K_h \times K_p$$

$$K_a = 0.32 \quad K_h = 1.40 \quad K_p = 1.50$$

$$C_a = 0.67$$

- Coeficiente de esorrentía hasta sitio de Bocatoma

$$C_b = K_a \times K_h \times K_p$$

$$K_a = 0.29 \quad K_h = 1.30 \quad K_p = 1.30$$

$$C_b = 0.49$$

#### 2.2.2.2 Cálculo del Coeficiente de Correlación (C)

Con los valores de C<sub>a</sub> y C<sub>b</sub> o coeficientes de esorrentía obtenidos anteriormente, calculamos el coeficiente de correlación, el mismo que permitirá calcular los caudales para el sitio de toma. Este coeficiente C está en función del área, precipitación media y de los coeficientes de esorrentía de cada una de las cuencas.

$$C = \frac{Ab}{Aa} \times \frac{Pb}{Pa} \times \frac{Cb}{Ca}$$

C = coeficiente de correlación

Ab,Aa = Areas de drenaje hasta Bocatoma y hasta Arenal

Pb,Pa = Precipitaciones medias hasta Bocatoma y hasta Arenal.

Cb,Ca = Coeficiente de escorrentía hasta Bocatoma y hasta Arenal.

$$C = \frac{2446.0}{1126.0} \times \frac{793,5}{970,9} \times \frac{0.49}{0.67}$$

$$C = 1.30$$

Coeficiente "C" que multiplicado por la estadística de caudales disponibles nos dará caudales confiables en el sitio de la bocatoma, de la siguiente manera:

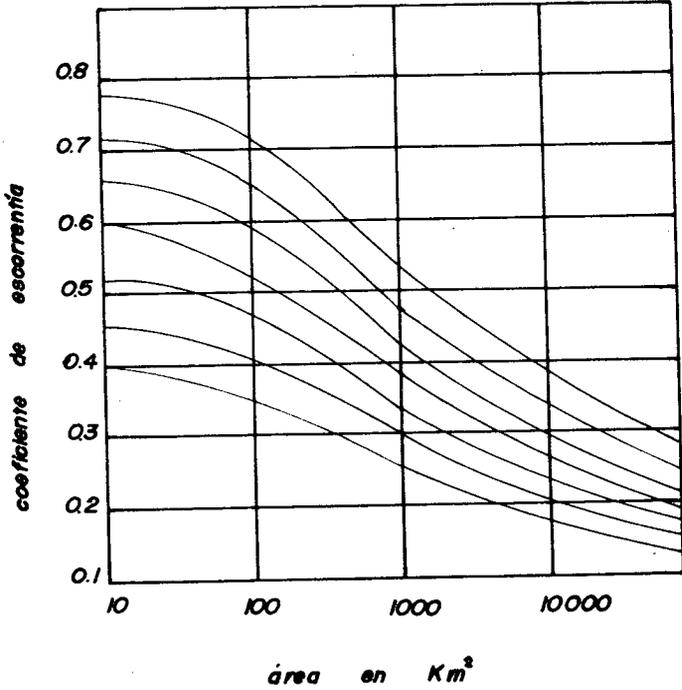
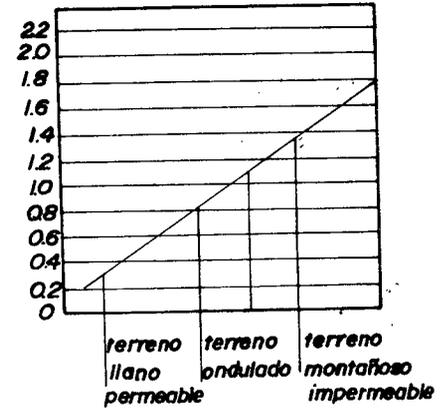
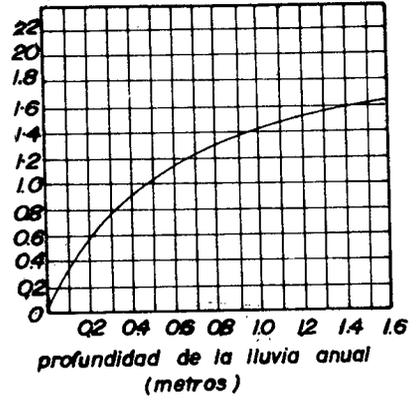
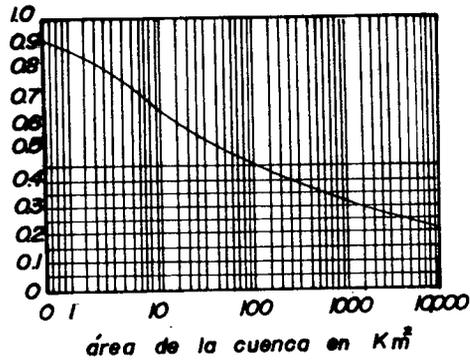
$$Qb = CQa$$

Qb = Caudal en la bocatoma

C = Coeficiente de correlación

Qa = Caudal en la estación Arenal.

Los valores de caudales para el sitio de la Bocatoma tanto de Estiaje, Medias Normales como los de Crecida obtenidos con este procedimiento, se encuentran tabulados en el anexo (2-2).



$K_a$  = coeficiente de área  
 $K_h$  = coeficiente de lluvia  
 $K_P$  = coeficiente de calidad del terreno  
 $C$  = coeficiente de escorrentía

$$C = K_a \times K_h \times K_P$$

nota: válido para una lluvia anual de 1000 mm, para otros valores de lluvia anual multiplíquese por los coeficientes de corrección siguientes.

profundidad anual de lluvia (mm.)	400	600	800	1000	1200	1400	1600	1800	2000
factor de corrección de coeficiente de escorrentía.	0.61	0.79	0.93	1.00	1.09	1.14	1.20	1.26	1.29

NOTA: S es la pendiente longitudinal de la cuenca hidrográfica

ABACO DE SHAFFER

**CURVAS PARA EL CALCULO DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA.**

### 2.3 FRECUENCIA DE LAS AVENIDAS

El período de Retorno es el intervalo de tiempo en el cual se espera que una creciente de una magnitud igual o superior a un cierto valor se produzca una sola vez.

La frecuencia de ocurrencia de la creciente proporciona también su período de retorno. Es decir que si la frecuencia es igual a 1 %, - siendo anuales los registros, se considera que una creciente de esa magnitud puede ocurrir una vez cada 100 años. Sin embargo no debe perderse de vista que esto es solamente una probabilidad y que los cien años pueden cumplirse al día siguiente de haber terminado el estudio o en cualquier otra época. Por esto se prefiere considerar no que la creciente ocurrirá una vez cada cien años sino más bien que cada año hay una probabilidad de una a cien que ocurra la creciente.

Los procedimientos estadísticos permiten calcular las crecientes para diferentes probabilidades de ocurrencia o sea para diferentes períodos de retorno. Según la importancia de la obra y de los peligros que puede significar su destrucción, se toma períodos de retorno cada vez mayores que pueden ser de 50 años, 1000 años o más.

Se conoce como creciente máxima probable a la mayor creciente que puede producirse en una cuenca hidrográfica como resultado de la combinación más extrema y desventajosa de todos los factores meteorológicos e hidrológicos que la causan. Otra definición sería la de una creciente tan grande que a pesar de ser posible tiene una probabilidad muy cercana a cero.

La creciente escogida para el diseño representa un cierto por -

centaje de la máxima probable siendo tanto mayor (pudiendo llegar al 100%) cuanto más importante es la obra.

## 2.4 SEQUIAS

Desde el punto de vista hidrológico, se puede definir a la sequía como una carencia de lluvia en un tiempo suficientemente considerable.

Pero no solamente se puede evaluar el término de sequía como un faltante de precipitaciones en un período, sino que se deben tener en cuenta otros factores climáticos y ecológicos que hacen mantener un estado de carencia de agua en el suelo. El término escorrentía mínima - comúnmente es asociado al de sequía. Las áreas más propensas a sequías son generalmente aquellas en las cuales la variación de la lluvia anual es relativamente grande.

### 2.4.1 LA SEQUIA COMO UNA DISTRIBUCION DE CAUDALES

Para el análisis de la magnitud de las sequías, debe considerarse el caudal mínimo de cada año. Esta descarga mínima se define como el promedio de las descargas mínimas en un período de tiempo.

### 2.4.2 EVALUACION DE LAS SEQUIAS

Es importante su evaluación en un estudio hidrológico para valorar en un momento dado, la cantidad de agua necesaria para suplir la deficiencia de este elemento.

El conocimiento de la ocurrencia de este fenómeno natural debe-

ser anterior a las siembras. Esto requiere de la estimación de un mínimo de ocurrencia de agua para los períodos más secos.

#### 2.4.3 ANALISIS DE LAS SEQUIAS A TRAVES DE ESCORRENTIAS MINIMAS

El método que se ha seguido para analizar las sequías es tá basado en el estudio de los caudales mínimos que se pueden analizar sobre una región dada, ya que existe una directa relación entre la lluvia producida y el grado de escorrentía de una cuenca.

El análisis se hace en base a los registros anuales mínimos obtenidos para una estación. Cuando los registros indican cifras inferiores a las demandadas previstas para un proyecto específico, se presenta el déficit de agua requerida, por lo tanto la sequía para un determinado período.

Para efectos de diseño, se han considerado los caudales mínimos mensuales de cada año (anexo 2-2), de los cuales, obteniendo la media aritmética, se ha determinado que el caudal de estiaje es de  $6.18 \text{ m}^3/\text{s}$

### 2.5 HIDROLOGIA DE LAS CRECIDAS

Las crecidas pueden ser agrupadas en consideración a las causas que las engendran, en tres grandes clases:

1. Crecidas por lluvia
2. Crecidas por fusión de nieve
3. Crecidas por almacenamiento y fusión.

### 2.5.1 POR LLUVIA

Las grandes crecidas sobre todo tienen como origen tormentas excepcionales por su intensidad, su extensión, su duración y su repetición.

Considerados en una larga serie de años, los temporales fuertes que persisten muchos días en grandes extensiones parecen producirse a intervalos más o menos alejados, siguiendo modalidades casi análogas. Esto parece indicar la existencia en ciertas regiones, de distribuciones pluviométricas tipo que corresponden a situaciones meteorológicas semejantes de una vez a otra, producidas, principalmente por la posición geográfica y el relieve de las cuencas consideradas, así como por las trayectorias habituales de las perturbaciones meteorológicas.

Fuera de esas lluvias generales, los aguaceros tempestuosos cortos, violentos y muy localizados, producen en las pequeñas cuencas, principalmente de montaña, crecidas "de punta" cuyos caudales máximos pueden producir efectos importantes en pequeños torrentes sin influir notablemente en los caudales de los grandes cursos de agua.

A una misma altura total de lluvia pueden corresponder caudales punta muy diferentes según:

- La topografía, las dimensiones y la forma de la cuenca vertiente, el trazado de la red hidrográfica, elementos todos que condicionan, en primer lugar, el "tiempo de concentración"
- La temperatura, el estado de la superficie (suelo helado, cobertura vegetal, etc), la permeabilidad del suelo, la estación -

del año (factores de que dependen las pérdidas).

La intensidad y distribución espacial y temporal de las precipitaciones (las cuales influyen en la forma del hidrograma).

#### 2.5.2 POR FUSION DE LA NIEVE

Algunas cuencas montañosas de altura elevada están a veces en gran parte cubiertas de nieve desde el comienzo del otoño y en tal situación, si un aumento súbito de temperatura lleva la isoterma- $0^{\circ}\text{C}$ , a una elevación de 2000 a 2500 m. puede resultar de ella la fusión rápida de las nieves por debajo de esa cota, produciéndose grandes crecidas.

Pero este fenómeno es bastante raro y la influencia de la fusión de la nieve sobre el caudal de las grandes crecidas es generalmente sobreestimada. Así se hace mención, a menudo de los efectos "cálidos" - de primavera en el manto de nieve, para explicar las crecidas de esta situación. Ahora bien suponiendo que la lluvia cae a la temperatura - de  $8^{\circ}\text{C}$ , cada "centímetro" de precipitación no podrá fundir más que un milímetro de nieve (o sea el 10% de las precipitaciones) puesto que el calor de fusión del hielo es de 80 k/cal/Kg. En realidad la influencia de la insolación, de la temperatura y sobre todo de los vientos cálidos, es preponderante en el proceso de fusión de las nieves. La acción mecánica de las lluvias y la escorrentía superficial pueden aumentar esta influencia, al desmenuzar el manto de nieve.

#### 2.5.3 POR ALMACENAMIENTO Y DESCONGELACION DEL HIELO

En las regiones frías, en que los cursos de agua se con-

gelan en invierno con una capa de gran espesor, las lluvias o el deshielo primaveral, producen crecidas que arrastran consigo los bloques de hielo que están en el cauce. Esos bloques pueden acumularse y formar presas, cuyo vaso se extiende aguas arriba y provocan inundaciones. A veces, esas presas son bruscamente arrastradas por la corriente, produciéndose aguas abajo crecidas violentas que se agotan rápidamente y por esta razón no afectan más que a tramos bastante cortos.

Estos fenómenos juegan un gran papel en el régimen de los ríos siberianos y canadienses que corriendo de sur a norte, se deshielan progresivamente de aguas arriba hacia abajo.

#### 2.5.4 OTRAS CAUSAS

Además de por efectos simultáneos de las crecidas descritas anteriormente en pequeños cursos de agua, las crecidas pueden ser engendradas o aumentadas por la ruptura de presas naturales o artificiales liberando bruscamente las aguas acumuladas en ellas, el agrietamiento de bolsones de agua incluidos en masas glaciares ha producido a veces, crecidas catastróficas.

La acumulación en ciertos puntos cerrados de desechos de toda clase arrastrados por la crecida produce a veces una oclusión del lecho inundándose aguas arriba.

Un caudal sólido elevado produce a menudo super elevaciones del nivel sin relación con el caudal que pasa; principalmente cuando a consecuencia de la disminución de la velocidad del agua los materiales acarreados se depositan en ciertos puntos y cubren el lecho inicial con muchos metros de arena, grava o bloques. Los umbrales o montículos -

así constituidos son a veces erosionados o barridos, en una fase ulterior de la crecida. Se debe estimar la eventualidad de estos fenómenos cuando se desee estimar el caudal máximo de crecida, no se debe considerar mucho las huellas dejadas por las razones anteriormente indicadas (depósito de sedimentos o bloques), para la determinación de secciones transversales de crecida.

## 2.6 METODOS DE ESTIMACION DE MAXIMAS CRECIDAS

De la variedad de métodos que existen para calcular la magnitud de una creciente, básicamente se pueden clasificar en cuatro grupos:

- Por medio de fórmulas empíricas
- Por cálculo directo a base de observaciones del río
- Por medio de métodos estadísticos
- Por medio del hidrograma unitario

### 2.6.1 DETERMINACION DE CRECIENTES CON FORMULAS EMPIRICAS

Este es el método más antiguo y consiste en establecer una relación funcional entre la magnitud de una creciente y una o más variables de las que depende. Por lo general la frecuencia con la cual puede ocurrir la creciente, no se deduce con este método.

En vista de la gran cantidad de variables que intervienen en la magnitud de una creciente, es obvio que este método sólo puede dar valores muy aproximados.

Además debe tomarse en cuenta que las fórmulas propuestas tienen coeficientes empíricos obtenidos para determinado país y no deben-

ser aplicados indiscriminadamente a otras condiciones climáticas o geográficas.

Algunas veces, escogida una determinada ecuación, es posible establecer los coeficientes empíricos haciendo la comparación del río - que se está estudiando con otro que tiene las características semejantes y cuyos caudales son conocidos.

Entre las más usadas, está la llamada Racional y que es:

$$Q = CiA$$

siendo:

Q = Caudal en m<sup>3</sup>/seg

C = Coeficiente de escurrimiento

i = La precipitación con una duración igual al tiempo de concentración.

A = Area de la cuenca hidrográfica.

Esta fórmula sirve solamente para cuencas hidrográficas cuya superficie no excede de 50 Km<sup>2</sup>, pues es improbable que en superficies mayores se produzca una lluvia uniforme. Para cuencas mayores es usual emplear ecuaciones de la forma siguiente:

$$Q = KA^n$$

Q = 10.000 A<sup>1/2</sup> Fórmula de Myers

para Q en pies cúbicos por segundo y A en millas cuadradas.

Otra fórmula popular en los Estados Unidos de Norteamérica, es la de Creager:

$$Q = 46 CA^n$$

$$n = 0.894 A^{-0.0048}$$

El mayor valor de  $C = 100$  corresponde a una envolvente de las máximas crecientes registradas.

Ambas fórmulas corresponden a crecientes máximas probables y dan por lo tanto valores muy altos.

La fórmula de Fuller dice:

$$Q = \bar{Q} (1 + 0.81 \log T)$$

siendo:

$\bar{Q}$  = Creciente anual media

$T$  = Período de retorno en años.

Fórmula de Sokolovski:

$$Q = KhA^{0.75}$$

siendo:

$A$  = Superficie de la cuenca en  $Km^2$

$h$  = Precipitación que produce la crecida, en mm.

K = Un coeficiente que incluye la escorrentía, la evaporación y factores de transformación de unidades.

Esta fórmula tiene su interés porque entre sus variables incluye la precipitación, con la cual se puede obtener incluso la frecuencia con la que puede ocurrir las crecidas.

La fórmula desarrollada por los ingenieros del INERHI, basada en el estudio de 42 cuencas del Ecuador:

$$Q = 25 AK / (A + 57)^{1/2}$$

El coeficiente K depende del período de retorno en años y está dado por:

Retorno:	1000	500	100	50	25	5	1
K	1,000	0.856	0.646	0.574	0.507	0.361	0.139

La principal ventaja de las fórmulas empíricas, aparte de su facilidad de aplicación, es que son las únicas que dan resultados más o menos aproximados en ausencia de información.

#### 2.6.2 DETERMINACION DE LAS CRECIDAS EN FUNCION DE LAS CARACTERISTICAS DEL RIO

Frecuentemente puede presentarse el caso de un río para el cual no existe ninguna información, ni siquiera el de la superficie de la cuenca hidrográfica, pues el río puede no constar en los mapas.

En este caso es necesario realizar el aforo en distintas épocas

del año para tener una idea de la variación estacional de los caudales.

Al realizar el aforo de un río es conveniente llevar consigo - los aparatos necesarios para determinar la gradiente longitudinal algunos cientos de metros arriba y abajo del sitio de aforo.

De esta manera se dispone tanto del valor del caudal como de las características del cauce y a base de la ecuación de Chezy, es posible encontrar el valor de la rugosidad del mismo.

Además, se debe establecer, sea por observación directa o preguntando a algún conocedor del lugar, hasta qué altura sube el agua en creciente y tomar los datos de la sección y el perímetro por lo menos hasta esta altura.

Aplicando nuevamente la ecuación de Chezy con el coeficiente de rugosidad ya determinado, se puede encontrar el caudal buscado.

Al hacer esto se asume que la gradiente hidráulica no ha variado y sigue igual a la del fondo, o sea que el flujo se ha mantenido uniforme. En realidad si en el río hay curvas y cambios de sección, puede producirse una serie de curvas de remanso, con la consiguiente alteración de la gradiente. Sin embargo si se escoge para el aforo un tramo más o menos recto y regular, este efecto prácticamente no afecta los cálculos.

Debe tomarse en cuenta que el coeficiente de rugosidad no es constante, especialmente debido al hecho que las superficies del cauce a distintas alturas son diferentes. Por lo tanto es conveniente realizar varios aforos con distintos calados para poder establecer la curva

de caudales o por lo menos establecer la variación del coeficiente.

También es conveniente no utilizar las fórmulas de Manning o Bazin sino las más modernas de Pavlovski, Thijsse u otras que dan resultados mucho más correctos que las otras en el caso de los ríos.

La desventaja principal de este método, aparte de la imprecisión en la determinación del coeficiente de rugosidad, es que no se conoce el período de retorno de la creciente que se ha calculado. Muchas veces las señales dejadas por la gran creciente son imprecisas e igual pueden deberse a una creciente anual o a una que se produce cada 100 años.

#### FORMULA DE CHEZY

$$V = C \sqrt{Rj}$$

R = Radio hidráulico (A/P)

j = Gradiente hidráulica

C = Constante

V = Velocidad media.

#### FORMULA DE MANNING

$$C = \frac{R^{1/6}}{n}$$

n = Coeficiente de rugosidad

R = Radio hidráulico

C = Coeficiente

## FORMULA DE BAZIN

$$C = \frac{87}{1 + m/\sqrt{R}}$$

m = Coeficiente de rugosidad

R = Radio hidráulico

C = Coeficiente

## FORMULA DE PAVLOVSKI

$$C = \frac{1}{n} R^Y$$

n = Coeficiente de rugosidad

Y =  $1.5 \sqrt{n}$  para R < 1.0 m

Y =  $1.3 \sqrt{n}$  para R > 1.0 m

C = coeficiente

## FORMULA DE THIJSSE

$$C = 18 \log. \frac{6R}{a + d/7}$$

R = Radio hidráulico

a = Magnitud de la rugosidad absoluta

d = Espesor de la capa laminar

El valor de a puede encontrarse en función del coeficiente de rugosidad n con la relación:

$$a = 1.28 \times 10^8 n^6$$

### 2.6.3 DETERMINACION DE CRECIDAS POR METODOS ESTADISTICOS

Un proceso muy lógico para la predicción de la ocurrencia de las crecidas es realizada a base de registros de caudales cuando éstos existen.

Es indiscutible que este método da resultados correctos con la condición de que existan suficientes datos de caudales y de que el régimen del río no haya sufrido cambios importantes.

El método consiste en establecer la curva acumulada de frecuencias en la cual en las ordenadas se dan los caudales y en las abscisas el porcentaje del tiempo, es decir la frecuencia con que éstos pueden ocurrir.

En esta forma se puede determinar no solamente la magnitud de la crecida sino también la probabilidad de la ocurrencia con la ventaja de que el valor es mucho más exacto que en los métodos anteriores por basarse en valores registrados en la realidad. Mientras mayor es el número de registros que se tienen para hacer el estudio, más exactos son los resultados.

Por lo general se recomienda para que el método estadístico sea digno de confianza, los registros existentes cubran un período de por lo menos 20 años. Si el número de años es menor, lo probable es que las grandes crecientes no estén incluidas en el período y los resultados den una falsa evaluación del potencial de creciente del río.

### 2.6.4 DETERMINACION DE CRECIDAS POR MEDIO DEL HIDROGRAMA UNITARIO.

El hidrograma unitario fue desarrollado por Sherman en

1932 y se basa en la hipótesis de que precipitaciones iguales producen hidrogramas unitarios iguales.

Por lo tanto si se conoce la forma del hidrograma correspondiente a una lluvia que produce una magnitud de escorrentía igual a la unidad, se puede obtener hidrogramas por cualquier otra lluvia.

Los hidrogramas generalmente tienen la forma de una campana con una curva ascendente, un pico y una curva descendente que se llama recesión. Esta última representa la salida de toda el agua almacenada en el cauce durante el incremento de los caudales. Los hidrogramas se grafican colocando en las abscisas las fechas de ocurrencia de los caudales que se colocan en las ordenadas.

A los hidrogramas debe restárseles la alimentación de aguas subterráneas o lluvias anteriores. La magnitud de la escorrentía se obtiene dividiendo el volumen total bajo el hidrograma para la superficie de la cuenca. El hidrograma unitario se obtiene dividiendo cada una de las ordenadas para la magnitud de la escorrentía encontrada.

Una vez preparado el hidrograma su utilización para la determinación de crecientes es la siguiente:

Supongamos que ha de producirse una tempestad de cierta intensidad de tres días sobre la cuenca y se desea conocer la magnitud de la creciente.

Debe hacerse un estudio de las probables pérdidas por infiltración para cada uno de los tres días y se determinan los valores de escorrentías.

Supongamos que sea de 4, 7 y 5 cm respectivamente por cada día. Se estima el valor del caudal base del río antes de la tempestad y se lo dibuja como una línea recta en un sistema de coordenadas en el que tenemos tiempo en las abscisas y caudales en las ordenadas.

Sobre esta línea base se dibujan tres hidrogramas individuales, desplazados cada uno un día respecto al otro y que representan las escorrentías producidas por la lluvia. Estos hidrogramas se obtienen multiplicando las ordenadas del hidrograma unitario por los factores 4, 7 y 5 respectivamente sumando los hidrogramas individuales se obtiene el hidrograma total de la creciente.

El método es aplicable a cuencas en las cuales las crecidas son producidas exclusivamente por precipitaciones y que no tengan factores que retarden el flujo como lagos, pantanos o espesas cubiertas de bosques.

Otra limitación del método es que el área no debe ser muy grande (menos de 10.000 Km<sup>2</sup>) pues en caso contrario no se puede asumir que se produzca una lluvia uniformemente distribuida.

El método permite calcular la magnitud y forma de una creciente originada por determinada lluvia pero no la frecuencia o probabilidad con la que puede ocurrir dicha precipitación.

Para obtener el caudal de crecida en el sitio de toma, para el presente trabajo, se adoptó el método del ajuste de Gumbel, por ser éste el método estadístico y tener información de caudales disponibles. Este método se desarrollará en el capítulo referente a Determinación del Caudal de Diseño.

## 2.7 DETERMINACION DEL CAUDAL DE DISEÑO

El caudal de un río es variable en el tiempo, lo que tiene gran importancia para el diseño. Una obra debe ser proyectada en tal forma que pueda captar todo el caudal de diseño, pero no más que éste, y, al mismo tiempo debe permitir el paso de las crecientes sin sufrir daños.

Si la obra es proyectada para un caudal mayor que el que se intenta o se puede captar, estará sobre-dimensionada, lo que significa - desperdicio de dinero. Por otro lado, si no tiene capacidad suficiente para las crecientes, puede destruirse, a veces con catastróficas consecuencias.

Por esto es fundamental determinar con la mayor precisión posible el mínimo caudal utilizable y el máximo caudal de creciente que puede producirse.

Todas las obras de toma deben ser proyectadas para algún caudal que esté garantizando un cierto porcentaje de tiempo. Por ejemplo, un caudal garantizado en un 90% de tiempo significa que se le puede aprovechar este porcentaje del tiempo y que solamente 37 días del año los caudales serán menores.

### 2.7.1 CAUDAL DE CRECIDA

La obtención del Caudal Máximo de Crecida, para el diseño de la obra de captación del proyecto, se lo hizo por el método: Ajuste de Gumbel, para lo cual es necesario disponer de una estadística de valores de caudales máximos anuales para el sitio de interés (Anexo 2-2) El desarrollo del método es el siguiente:

CUADRO 2.1

AÑOS	$X_1$	m	$\frac{m}{n+1}$	$X_1 - \bar{X}$	$(X_1 - \bar{X})^2$
1964	209.46	5	0.33	17.24	297.22
1965	150.80	11	0.73	-41.42	1715.62
1966	128.96	12	0.80	-63.26	4001.83
1967	127.14	13	0.87	-65.08	4235.41
1968	189.80	6	0.40	- 2.42	5.86
1969	152.10	10	0.67	-40.12	1609.61
1970	261.30	3	0.20	69.08	4772.05
1971	250.90	4	0.27	58.68	3443.34
1972	79.82	14	0.93	-112.40	12633.76
1973	157.16	9	0.60	-35.06	1229.20
1974	317.77	2	0.13	125.55	15762.80
1975	323.12	1	0.07	130.90	17134.81
1976	163.15	8	0.53	-29.07	845.06
1977	179.60	7	0.47	-12.62	159.26
	2691.08				67845.83

$$\bar{X} = \frac{\sum X_1}{n} = \frac{2691.08}{14} = 192.22$$

$$\sigma_X = \sqrt{\frac{\sum (X - \bar{X})^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{67845.83}{13}} = 72.24$$

en donde:

n = Número de observaciones.

$m$  = número de orden

$$p = \frac{m}{n+1} = \text{según Weibull}$$

$p$  = Probabilidad de ocurrencia de un valor  $x$  o mayor.

De la tabla 2.1 obtenida del Manual de Hidrología del Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano, para  $n = 14$ , se lee:

$$\sigma_n = 1.0095 \quad ; \quad \bar{Y}_n = 0.5100$$

seguidamente se calcula:

$$1/a = \frac{\sigma_x}{\sigma_n} = \frac{72.24}{1.0095} = 71.56$$

De la tabla 2-2 del mismo Manual, para el período de retorno - asumido (50 años) obtenemos:

$$T_r = 50 \text{ años}$$

$$Y = 3.902$$

Con los valores obtenidos, aplicamos la fórmula correspondiente al método que es:

$$X = \bar{X} + \frac{\sigma_x}{\sigma_n} (Y - \bar{Y}_n)$$

$X$  = caudal máximo de crecida

y tenemos:

$$X = 434.95 \text{ m}^3/\text{s}$$



## 2.7.2 CAUDAL DE ESTIAJE

Con la característica disponible de caudales mínimos de estiaje para cada uno de los años de observación (Anexo 2-2) y obteniendo la media aritmética, se obtuvo el valor de 6.18 m<sup>3</sup>/s como caudal mínimo de estiaje, conforme se indica en el cuadro 2.2

CUADRO 2.2

AÑOS	X	m	$\frac{m}{n + 1}$
1964	3.90	4	0.27
1965	8.52	10	0.67
1966	4.19	6	0.40
1967	4.81	8	0.53
1968	2.34	2	0.13
1969	3.81	3	0.20
1970	11.83	12	0.80
1971	15.47	13	0.87
1972	6.32	9	0.60
1973	6.32	9	0.60
1974	8.84	11	0.73
1975	4.07	5	0.33
1976	4.71	7	0.47
1977	<u>1.34</u>	1	0.07
	86.47		

$$\bar{X} = \frac{\sum X}{n} = \frac{86.47}{14} = 6.18 \text{ m}^3/\text{s}$$

$n$  = número de observaciones

$m$  = número de orden

$p = \frac{m}{n+1}$  según Weibull

$p$  = probabilidad de ocurrencia de un valor  $x$  o menor.

TABLA 2.1

Valor de  $\bar{Y}_n$  y  $\sigma_n$  en función de  $n$

	PROMEDIO REDUCIDO $\bar{Y}_n$									
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.4952	.4996	.5035	.5070	.5100	.5120	.5157	.5181	.5202	.5220
20	.5236	.5252	.5268	.5283	.5296	.5309	.5320	.5332	.5343	.5350
30	.5362	.5371	.5380	.5388	.5396	.5402	.5410	.5418	.5424	.5430
40	.5436	.5442	.5448	.5453	.5458	.5463	.5468	.5473	.5477	.5480
50	.5485	.5489	.5493	.5497	.5501	.5504	.5508	.5511	.5515	.5518
60	.5521	.5524	.5527	.5530	.5533	.5535	.5538	.5540	.5543	.5546
70	.5548	.5550	.5552	.5555	.5557	.5559	.5561	.5563	.5565	.5567
80	.5569	.5570	.5572	.5574	.5576	.5578	.5580	.5581	.5583	.5584
90	.5586	.5587	.5589	.5591	.5592	.5593	.5595	.5596	.5598	.5599
100	.5600									

DESVIACION STANDARD REDUCIDA  $\sigma_n$

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.9496	0.9676	0.9833	0.9971	1.0095	1.0206	1.0316	1.0411	1.0493	1.0560
20	1.0628	1.0696	1.0754	1.0811	1.0864	1.0915	1.0961	1.1004	1.1047	1.1086
30	1.1124	1.1159	1.1193	1.1126	1.1255	1.1285	1.1313	1.1339	1.1363	1.1388
40	1.1413	1.1436	1.1458	1.1480	1.1499	1.1519	1.1538	1.1574	1.1574	1.1591
50	1.1607	1.1623	1.1638	1.1658	1.1667	1.1681	1.1696	1.1721	1.1721	1.1734
60	1.1747	1.1759	1.1770	1.1782	1.1793	1.1803	1.1814	1.1834	1.1834	1.1844
70	1.1854	1.1863	1.1873	1.1881	1.1890	1.1898	1.1906	1.1915	1.1923	1.1931
80	1.1938	1.1945	1.1953	1.1959	1.1967	1.1973	1.1980	1.1987	1.1994	1.2001
90	1.2007	1.2013	1.2020	1.2026	1.2032	1.2038	1.2044	1.2044	1.2055	1.2060
100	1.2065									

(Tomado del Manual de Hidrología del Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano).

TABLA 2.2

VALORES DE Y EN FUNCION DE  $T_r$ 

Y	$T_r$
0.000	1.58
0.367	2.00
0.579	2.33
1.500	5.00
2.250	10.00
2.970	20.00
3.902	50.00
4.600	100.00
5.296	200.00
6.000	403.00

(Tomado del Manual de Hidrología del Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano).

ESTACION: Arenal en Pta. Boquerón

LATITUD: LONGITUD:

ELEVACION: 1390 m. s.n.m.

PERIODO: 1964-1977

PROYECTO: "Catamayo Luocarqui"

PROVINCIA: Loja

CANTON: Paltas

DATOS DE: Caudales de Estaje

ANEXO 2.1

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBR.	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
1964	12.88	15.48	13.91	13.91	15.48	10.88	6.37	5.56	3.34	3.00	5.56	10.50	116.87
1965	11.40	14.80	14.00	13.20	23.20	16.60	13.40	10.70	6.55	7.66	6.70	6.76	144.97
1966	11.40	12.40	11.90	11.90	8.67	6.70	6.85	7.66	4.49	6.11	3.22	3.51	94.81
1967	6.85	10.10	6.26	7.66	5.82	5.67	3.90	6.70	5.08	5.96	3.70	6.26	73.96
1968	4.63	3.51	10.30	18.60	11.40	9.48	7.26	4.78	3.90	4.63	2.73	1.80	83.02
1969	2.93	5.40	5.96	7.66	10.30	6.85	5.52	5.52	6.40	4.63	6.70	9.89	77.76
1970	18.76	25.20	33.80	29.87	28.58	18.32	10.90	10.50	10.60	9.10	11.40	14.50	221.53
1971	19.00	17.30	27.60	21.30	15.50	18.30	15.30	15.50	16.70	15.30	11.90	13.80	204.50
1972	16.20	12.40	11.90	16.70	13.10	8.74	11.10	4.86	8.74	7.33	9.14	10.91	131.12
1973	11.50	22.50	7.53	8.34	7.95	7.33	7.33	7.33	6.40	4.86	4.86	17.00	112.73
1974	19.43	27.16	45.56	38.57	31.28	27.16	19.43	12.66	6.80	6.80	6.80	13.90	257.55
1975	21.86	23.48	49.64	27.16	27.16	21.86	17.00	17.00	6.23 <sup>x</sup>	4.23	4.53	3.13	223.28
1976	3.62	27.16	31.28	21.86	19.02	21.05	19.83	11.42	12.04	4.23	4.23	8.14	183.88
1977	3.62	3.09 <sup>x</sup>	6.30	4.84	1.62	1.08	2.94	2.75	2.37	2.75	1.03	1.71 <sup>x</sup>	34.10
SUMA	163.78	219.98	275.78	241.67	219.08	177.02	147.13	122.94	99.64	88.59	82.10	121.81	1960.08
PROMEDIO	11.70	15.71	19.70	17.26	15.65	12.64	10.51	8.78	7.12	6.33	5.91	8.70	140.01

x Dato Interpolado

ESTACION: Arenal en Pta. Boquerón

PROYECTO: "Cafamayo—Lucarqui"

LATITUD: LONGITUD

PROVINCIA: LOJA

ELEVACION: 1390 m.s.n.m.

CANTON: Paltas

PERIODO: 1964—1977

DATOS DE: Caudales Normales

ANEXO 2J

MES AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL
1964	17.32	22.60	20.91	18.80	24.38 <sup>x</sup>	19.31	10.40	12.37	12.37	12.88	9.92	14.50	195.78
1965	17.80	24.30	19.00	26.20	39.50	36.30	22.70	13.90	15.20	10.00	16.10	12.30	253.30
1966	21.90	17.80	21.00	22.60	17.80	11.80	15.70	11.90	9.23	8.64	7.05	8.04	174.46
1967	18.20	16.20	12.00	17.00	10.30	10.80	15.90	16.50	7.94	9.15	5.92	10.90	150.81
1968	17.00	7.08	36.70	36.70	17.70	17.60	34.30	10.60	8.95	10.60	5.76	3.77	206.78
1969	8.26	15.40	10.90	19.70	15.90	12.50	12.10	17.70	13.70	7.87	13.50	18.47	166.00
1970	39.60	44.66	55.84	40.53	46.09	53.19	19.40	19.90	15.20	17.10	19.80	23.70	395.01
1971	45.70	42.40	42.90	36.00	19.90	24.10	23.10	21.90	20.60	17.70	16.30	18.80	329.40
1972	27.20	17.90	25.80	21.30	17.00	16.40	22.90	15.10	16.50	10.50	14.00	17.01	221.61
1973	21.97	38.58	26.39	16.15	10.40	11.05	14.23	12.26	8.81	6.14	7.24	26.68	192.90
1974	32.88	56.25	60.73	55.54	46.02	46.73	45.77	20.28	10.38	18.94	20.88	34.42	467.72
1975	41.27	52.20	76.71	44.79	35.28	47.36	24.96	23.52	10.20 <sup>x</sup>	9.58	9.33	4.17	372.57
1976	23.02	56.14	35.95	42.88	25.72	37.93	31.27	26.68	18.65	6.66	13.17	12.02	332.49
1977	5.49	9.81 <sup>x</sup>	22.61	17.18	6.03	9.31	6.06	7.14	5.76	5.50	2.99	4.88 <sup>x</sup>	103.06
SUMA	537.61	421.32	467.42	416.57	532.02	553.38	298.79	231.75	173.69	152.68	161.96	209.66	3575.65
PROMEDIO	24.11	30.09	34.82	29.67	23.72	26.24	21.34	16.55	12.41	10.91	11.67	14.98	255.41

<sup>x</sup> Dato Interpolado

ESTACION: Arenal en Pte. Boquerón

PROYECTO: "Catamayo - Lucarqui "

LATITUD: LONGITUD:

PROVINCIA: Loja

ELEVACION: 1390 m. s. n. m.

CANTON: Paltas

PERIODO: 1964-1977

DATOS DE: Caudales de Crecida

ANEXO 2.1

MES AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMB	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL	
1964	48.12	55.42	59.93	69.20	99.82	111.27	47.14	76.05	161.12	62.83	48.12	31.80	870.82	
1965	54.40	96.30	39.00	65.80	111.00	116.00	78.20	69.80	102.00	19.80	71.10	46.90	870.30	
1966	93.40	55.00	69.80	99.20	65.20	40.60	78.20	33.60	38.10	37.60	35.40	21.10	667.20	
1967	52.00	69.80	26.20	63.10	41.10	52.00	97.80	61.80	22.40	18.60	42.40	46.90	594.10	
1968	87.40	38.50	122.00	89.00	59.30	73.80	146.00	46.40	26.20	59.30	13.40	17.30	778.60	
1969	27.30	55.00	30.90	117.00	59.30	67.10	45.30	69.80	89.80	22.40	67.10	56.90	707.90	
1970	110.00	129.00	155.0	82.20	89.30	201.00	64.60	84.00	47.30	53.10	72.80	70.40	1158.70	
1971	79.90	115.00	193.00	43.70	36.00	57.10	48.30	32.60	42.80	29.20	33.00	83.40	794.00	
1972	42.00	45.40	61.40	33.00	32.20	57.10	57.10	30.70	56.10	21.90	55.00	28.86	520.76	
1973	41.52	47.79	120.89	44.10	21.04	18.14	31.09	34.13	15.01	8.73	10.31	75.45	468.20	
1974	75.45	104.24	149.74	135.24	171.84	178.44	244.44	62.72	22.26	155.54	202.59	158.64	1661.14	
1975	146.84	248.55	248.55	141.04	55.02	224.19	89.28	66.25	42.31 <sup>x</sup>	34.88	38.57	9.02	1344.50	
1976	103.00	118.00	48.10	103.00	49.64	125.50	118.00	125.50	29.22	12.04	25.10	18.62	875.72	
1977	13.28	65.25 <sup>x</sup>	72.70	125.50	48.10	138.15	27.16	43.02	27.16	23.48	9.91	36.85 <sup>x</sup>	630.56	
<b>SUMA</b>	<b>974.61</b>	<b>1243.25</b>	<b>1397.21</b>	<b>1211.08</b>	<b>938.82</b>	<b>1460.59</b>	<b>1172.61</b>	<b>896.37</b>	<b>721.78</b>	<b>559.40</b>	<b>724.80</b>	<b>702.14</b>	<b>11942.50</b>	
<b>PROMEDIO</b>	<b>69.62</b>	<b>88.60</b>	<b>99.80</b>	<b>86.51</b>	<b>67.06</b>	<b>104.31</b>	<b>83.76</b>	<b>59.74</b>	<b>51.56</b>	<b>39.96</b>	<b>51.77</b>	<b>50.15</b>	<b>853.04</b>	

<sup>x</sup>  
 Dato Interpolado

ESTACION: Bocatomá

PROYECTO: "Catamayo- Lucarqui"

LATITUD: 4° 09' S LONGITUD: 79° 36' W

PROVINCIA: Loja

ELEVACION: 900 m.s.n.m.

CANTON: Paltas

PERIODO: 1964-1977

DATOS DE: Caudales de Estiaje (BOCATOMA)

ANEXO 2\_2

<div style="display: inline-block; transform: rotate(-45deg);">AÑO</div> <div style="display: inline-block; transform: rotate(-45deg);">MES</div>	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	ANUAL	
1964	16.74 /	20.12	18.08	18.08	20.12	14.14	8.28	7.23	4.34	3.90	7.23	13.65	151.93	
1965	14.82	19.24	18.20	17.16	30.16	21.58	17.42	13.91	8.52	9.96	8.71	8.79	188.46	
1966	14.82	16.12	15.47	15.47	11.27	8.71	8.91	9.96	5.84	7.94	4.19	4.56	123.25	
1967	8.91	13.13	8.10	9.96	7.57	7.37	5.07	8.71	6.60	7.75	4.81	8.14	96.15	
1968	6.02	4.86	13.39	24.18	14.82	12.32	9.44	6.21	5.07	6.02	3.55	2.34	107.93	
1969	3.81	7.02	7.75	9.96	13.39	8.91	7.18	7.18	8.32	6.02	8.71	12.86	101.09	
1970	24.39	32.76	43.94	38.83	37.15	23.82	14.17	13.65	13.78	11.83	14.82	18.85	287.99	
1971	24.70	22.49	35.88	27.69	20.15	19.89	19.89	20.15	21.71	19.89	15.47	17.94	265.85	
1972	21.06	16.12	15.47	21.71	17.03	11.36	14.43	6.32	11.36	9.53	11.86	14.18	170.46	
1973	14.95	29.25	9.53	10.84	10.34	9.53	9.53	9.53	8.32	6.32	6.32	22.10	146.55	
1974	25.26	35.31	59.23	50.14	40.66	35.31	25.26	16.46	8.84	11.44	8.84	16.07	334.82	
1975	28.42	30.52	64.53	35.31	35.31	28.42	22.10	22.10	8.10	5.50	5.89	4.07	290.26	
1976	4.71	35.31	40.66	28.42	24.73	27.37	25.78	14.85	15.65	5.50	5.50	10.58	239.04	
1977	4.71	4.02	8.19	6.29	2.11	1.40	3.82	3.58	3.08	3.58	1.34	2.22	44.33	
<b>SUMA</b>	<b>212.91</b>	<b>285.97</b>	<b>358.46</b>	<b>314.04</b>	<b>284.80</b>	<b>230.13</b>	<b>191.27</b>	<b>159.82</b>	<b>129.53</b>	<b>115.17</b>	<b>107.64</b>	<b>158.35</b>	<b>2548.10</b>	
<b>PROMEDIO</b>	<b>15.21</b>	<b>20.42</b>	<b>26.61</b>	<b>22.44</b>	<b>20.36</b>	<b>16.43</b>	<b>13.66</b>	<b>11.41</b>	<b>9.26</b>	<b>8.23</b>	<b>7.68</b>	<b>11.51</b>	<b>182.01</b>	

ESTACION: Beestoma

PROYECTO: "Catamayo Luorqui"

LATITUD: 4° 09' S LONGITUD: 79° 36' W

PROVINCIA: Loja

ELEVACION: 900 m.s.n.m.

CANTON: Paltas

PERIODO: 1964 - 1977

DATOS DE: Caudales Normales

ANEXO 2.2

<div style="display: inline-block; transform: rotate(-45deg);">AÑO</div> <div style="display: inline-block; transform: rotate(45deg);">MES</div>	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICEMBRE	ANUAL	
1964	22.52	29.38	27.16	24.44	31.69	25.10	13.52	16.08	16.06	25.74	12.90	18.65	254.48	
1965	25.14	31.59	24.70	34.06	51.35	47.19	29.51	18.07	19.76	13.00	20.95	15.99	329.29	
1966	28.47	22.14	27.30	29.58	23.14	15.34	20.41	16.47	12.00	12.53	9.17	10.45	226.80	
1967	23.66	21.06	16.60	22.10	13.59	14.04	20.67	21.45	10.32	11.90	7.70	14.17	196.05	
1968	22.10	9.20	47.71	47.71	23.01	22.58	44.59	13.78	11.64	13.78	7.49	4.90	268.79	
1969	10.74	20.02	14.17	25.61	20.67	16.25	15.73	23.01	17.81	10.23	17.55	24.01	215.80	
1970	51.48	58.06	72.59	52.69	59.92	69.15	25.22	25.87	19.76	22.23	25.74	30.81	513.51	
1971	59.41	55.12	55.77	46.80	25.87	31.33	30.03	28.47	26.78	23.01	21.19	24.44	428.22	
1972	35.36	23.27	33.54	27.69	22.10	21.32	29.77	19.63	21.45	13.65	18.20	22.11	288.09	
1973	28.56	50.15	34.31	21.00	13.52	14.37	18.50	15.94	11.45	7.98	9.41	34.68	259.57	
1974	42.74	34.13	104.95	72.20	59.83	59.45	59.50	26.38	13.49	24.49	27.14	44.75	602.04	
1975	53.65	67.88	99.72	58.23	45.86	61.57	32.45	30.58	13.26	12.45	12.13	5.42	483.18	
1976	22.93	72.98	46.71	55.74	53.44	49.31	40.85	37.28	24.51	6.94	17.12	15.83	432.24	
1977	7.14	12.75	29.39	22.53	7.84	12.10	7.88	9.28	7.48	7.54	3.59	5.34	133.98	
<b>SUMA</b>	<b>488.88</b>	<b>547.72</b>	<b>633.65</b>	<b>539.98</b>	<b>431.63</b>	<b>459.39</b>	<b>388.43</b>	<b>301.28</b>	<b>229.80</b>	<b>198.84</b>	<b>210.85</b>	<b>272.46</b>	<b>4642.35</b>	
<b>PROMEDIO</b>	<b>31.34</b>	<b>39.12</b>	<b>46.27</b>	<b>38.67</b>	<b>30.84</b>	<b>32.81</b>	<b>27.74</b>	<b>21.52</b>	<b>16.13</b>	<b>14.18</b>	<b>15.04</b>	<b>18.47</b>	<b>332.05</b>	

ESTACION: *Bocatoma*

PROYECTO: "Catamayo - Lucarqui"

LATITUD: 4° 09' S LONGITUD: 79°36' W

PROVINCIA: Loja

ELEVACION: 900 m. s. n. m.

CANTON: Paltas

PERIODO: 1964 - 1977

DATOS DE: Caudales de Crecida

ANEXO 2.2

MES AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBR.	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DIEMBRE	ANUAL	
1964	62.56	72.05	77.91	89.96	129.77	144.65	61.28	98.87	209.46	81.68	62.56	41.34	1132.07	
1965	70.72	125.19	50.70	85.54	144.30	150.80	101.66	90.74	132.60	25.74	92.43	60.97	1131.39	
1966	121.42	71.50	90.74	128.96	84.76	52.78	101.66	43.68	49.53	48.88	46.02	27.43	867.36	
1967	67.60	90.74	34.06	82.03	53.43	67.60	127.14	80.34	29.12	24.18	55.12	60.97	772.33	
1968	113.82	50.05	158.60	115.70	77.09	95.94	189.80	60.32	34.06	77.09	17.42	22.49	1012.18	
1969	35.49	71.50	40.17	152.10	77.09	87.23	58.89	90.74	116.74	29.42	87.23	73.97	920.27	
1970	143.00	167.70	201.50	106.86	116.09	261.30	83.98	109.20	61.49	69.03	94.64	91.52	1506.31	
1971	103.87	149.50	250.90	56.81	46.80	74.23	62.79	42.38	55.64	37.96	42.90	108.42	1032.20	
1972	54.60	59.02	79.82	42.90	41.86	74.23	74.23	39.91	72.93	28.47	71.50	37.52	676.99	
1973	53.98	62.13	157.16	57.33	27.35	23.58	40.42	44.37	19.51	11.35	13.40	98.09	608.66	
1974	98.09	135.51	194.66	175.81	223.39	231.97	317.77	81.54	28.94	202.20	263.37	206.23	2159.48	
1975	190.89	323.12	323.12	183.35	71.53	291.45	116.06	86.13	55.00	45.34	50.14	11.73	1747.85	
1976	133.90	153.40	62.53	133.90	64.53	163.15	153.40	163.15	37.99	15.65	32.63	24.21	1138.44	
1977	17.26	84.83	94.51	163.15	62.53	179.60	35.31	55.93	35.31	30.52	12.88	47.91	819.73	
SUMA	1266.99	1616.23	1816.37	1574.40	1220.47	1898.51	1524.39	1165.28	938.31	727.22	942.24	912.78	15525.25	
PROMEDIO	90.51	115.44	129.74	112.46	87.18	135.60	108.89	77.66	67.03	51.95	67.30	65.20	1108.95	

# **CAPITULO III**

## ESTUDIO TOPOGRAFICO

### 3.1 RECONOCIMIENTO BASADO EN LAS CARTAS TOPOGRAFICAS DEL IGM.

Conocida la cota más alta del área a regarse, nos servimos de las Cartas Topográficas editadas por el IGM para por medio de la Curva de Nivel referencial seguir la posible ruta que tendría la Línea de Conducción, y de esta manera conocer en forma bastante aproximada los accidentes topográficos que tendremos que vencer, de la misma manera, continuando con la Curva de Nivel se llega al lugar de intercepción con la fuente de captación. Una vez en este lugar, midiendo la curva indicada con la ayuda de un curvómetro, tendremos la longitud aproximada del proyecto y tomando en cuenta la gradiente impuesta de la línea de conducción, se determina el incremento en altura que tendrá la boca toma respecto al sitio de riego.

La longitud dada por la Curva de Nivel, no debe tomársela como definitiva puesto que es necesario hacer un estudio de variantes, con la finalidad de acotar alineaciones por medio de túneles, acueductos, sifones, etc.

### 3.2 AMPLIACION DE LA ZONA DEL PROYECTO

Para visualizar en una forma más clara la ubicación del proyec-

to, se realizó su ampliación a una escala conveniente (Figura 3-1)

### 3.3 LOCALIZACION DIRECTA DEL PROYECTO

Es el procedimiento por el cual ajustándose a la topografía del terreno se coloca en el campo la línea de Conducción sin necesidad de tener la franja topográfica; en este proceso es de gran importancia el estacado de la Línea de Gradiente porque sirve de referencia para encontrar una alineación aconsejable del eje de la plataforma.

Así mismo en forma directa permite escoger alternativas de tramos que se proyectarán como canal abierto, túneles o sifones, previo a análisis económicos comparativos.

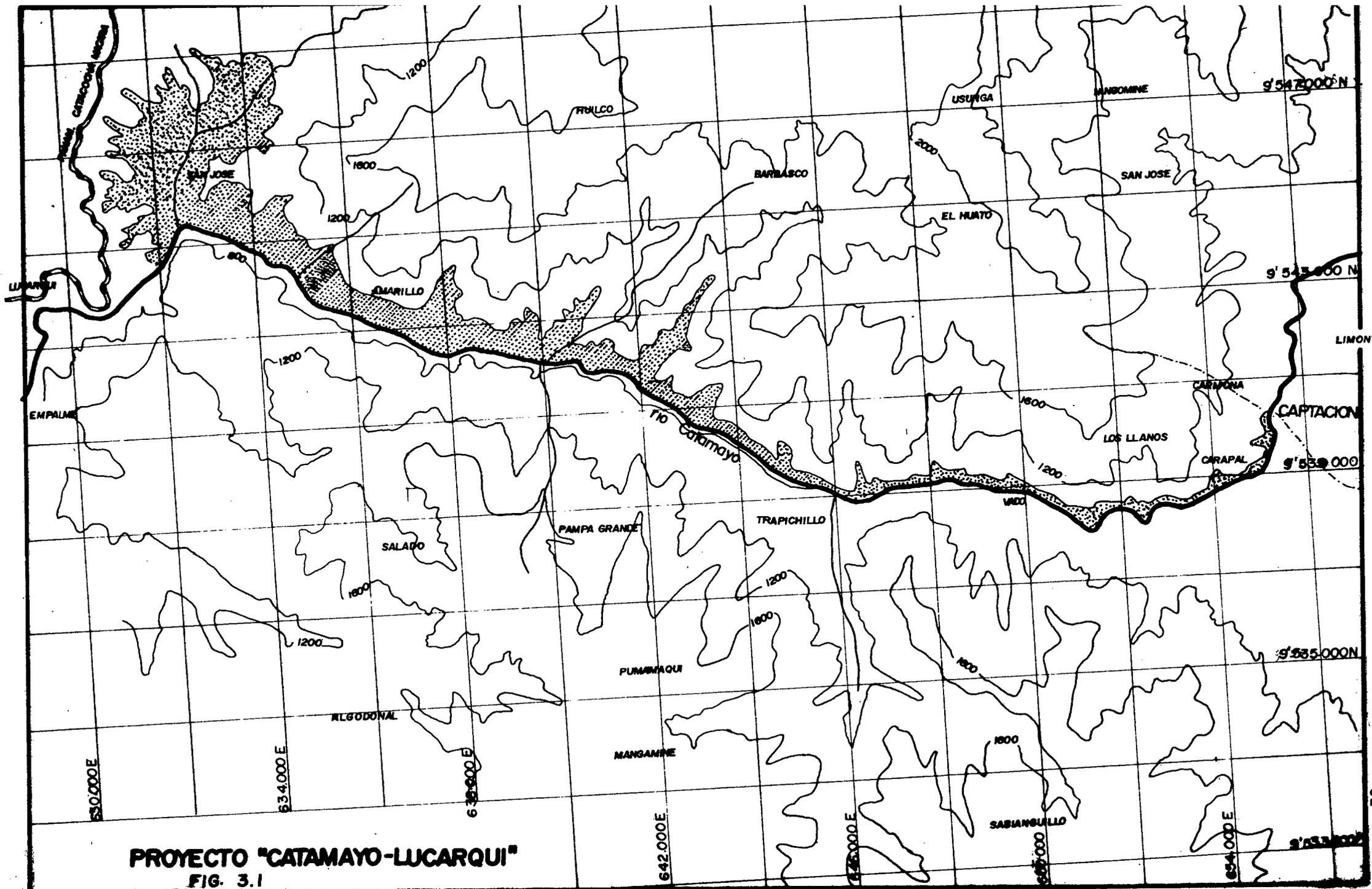
El procedimiento a seguir se detalla a continuación.

#### 3.3.1 LINEA DE GRADIENTE

Es el ascenso o descenso vertical por cada 100 unidades de distancia horizontal. La pendiente de diseño para el presente estudio es de  $-0.1\%$  ( $-1$  o/oo). En el primer Km se coloca una gradiente de  $0.5$  o/oo por razones de diseño hidráulico.

Esta línea de gradiente se coloca en el terreno partiendo de una Cota conocida, la misma que en lo posible estará enlazada con algún hito del IGM.

La gradiente de  $-0.1\%$  indica que por cada 10 m de longitud, se tiene un desnivel de 1 cm, Desnivel que se incrementa a la lectura vista 10 m atrás.



**PROYECTO "CATAMAYO-LUCARQUI"**  
**FIG. 3.1**

### 3.3.2 POLIGONO SOBRE LA LINEA DE GRADIENTE

#### a) Poligonal Abierta

Una poligonal abierta consiste en una serie de alineaciones unidas, que no regresan al punto de partida. Una de las formas más usuales para su comprobación es por medio de observaciones solares.

Para prevenir equivocaciones, las mediciones de campo deben ser registradas y repetidas.

Este tipo de poligonales se utilizan en los levantamientos de carreteras, canales de riego, etc.

#### b) Procedimiento

La ubicación del polígono debe seguir la poligonal expeditiva de la línea de gradiente, la misma que marca el borde inferior de la plataforma. Los puntos dejados en la ubicación de esta línea sirven de referencia para el trazo de alineaciones.

Para la colocación de tangentes se debe considerar la topografía natural del terreno, así como las características del trazado en lo referente a radios mínimos y longitudes mínimas de transición.

La localización de tangentes se realiza de la siguiente forma: A partir de la línea de gradiente se mide el ancho medio de la plataforma, colocando jalones se define una alineación que al interceptarse con otra alineación determinan el vértice o PI.

Cuando el terreno no es muy pendiente, debe procurarse que la línea de gradiente o línea de ceros coincida con el eje del proyecto - (figura 3-2), si se debe apartar la línea de ceros hacia un lado, se tratará de apartar luego hacia el otro lado consiguiendo así que el material que en un caso se corta, sirva en el otro para rellenar.

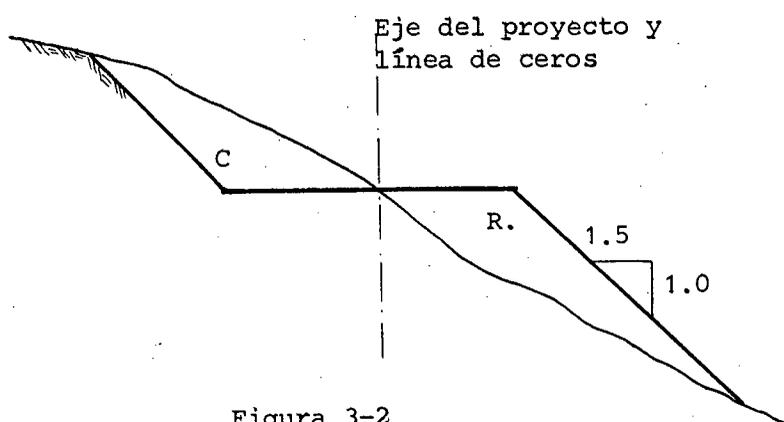


Figura 3-2

Todo relleno se hace con un talud 1,5 : 1,0.

Si la pendiente del terreno es fuerte, debe procurarse que la línea de proyecto vaya más arriba que la línea de ceros, (figura 3-3), puesto que es más económico cortar que efectuar un relleno difícil por la inclinación del terreno.

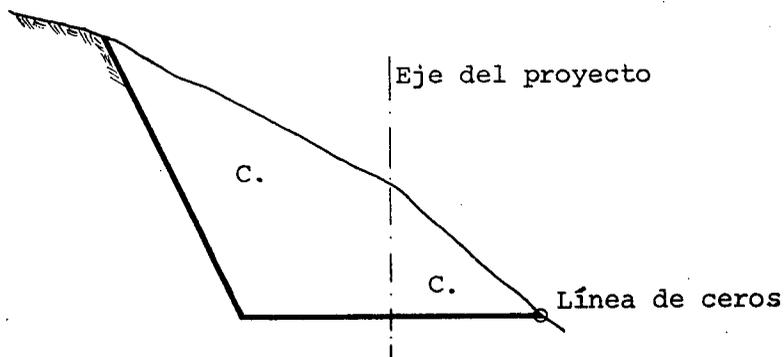


Figura 3-3

Si el terreno es más o menos plano, se debe procurar que los tramos en corte sean aproximadamente iguales a los de relleno para que de esta manera los movimientos realizados sean compensados.

Una vez ubicado el PI, se determina el ángulo de deflexión correspondiente; considerándose positivas las deflexiones medidas en sentido horario y negativas en sentido antihorario.

c) Determinación del Rumbo Geográfico por Observaciones Solares.

GENERALIDADES

Las observaciones solares se realizan con la finalidad de obtener con precisión las direcciones de alineaciones y posiciones geográficas de los diversos puntos de un levantamiento.

Al realizar el estudio de un canal de riego, así como de una vía de comunicación se tiene una poligonal abierta, que según normas tiene que cerrarse cada 5 Km, por medio de observaciones solares, con el objeto de comprobar las lecturas correctas de los ángulos de deflexión.

En el presente estudio, se realizaron tres observaciones solares: la primera en el POT 0 + 028.55 (Primera alineación) con la que se encontró el Rumbo geográfico de partida. La siguiente en el PI # - 86 abscisa 5 + 048.08 y la tercera se realizó en el PI # 222 abscisa-9+959.66, lugar en donde termina el presente estudio.

## PROCEDIMIENTO DE CAMPO

Plantado el aparato en la estación elegida, se visa en forma directa a la señal, luego en sentido antihorario se dirige el anteojo al sol y se leen los ángulos horizontal y vertical.

Las observaciones solares se pueden efectuar directamente en teodolitos equipados con aditamento solar, o bien, indirectamente enfocando la imagen del sol sobre una superficie blanca, en esta proyección debe hacerse coincidir tangencialmente al sol con los hilos horizontal y transversal del anteojo.

Las observaciones deben hacerse entre las 8 y 10 horas y de las 14 a las 16 horas, es conveniente que la altura del sol no sea menor de  $10^\circ$  para no ser afectados fuertemente por la refracción.

Por lo menos se deben hacer cuatro observaciones del disco solar, dos con el anteojo normal y dos con el anteojo invertido. Usualmente se procura que este lapso sea como máximo de 5 minutos. Debe medirse en el momento de la observación la temperatura y elevación del sitio donde se hizo la observación. Así mismo es necesario anotar la fecha de observación.

Puesto que deben tomarse los ángulos horizontal y vertical al astro en un momento determinado, surge la dificultad en el caso de la observación solar, de determinar el centro del sol, por tal motivo la práctica consiste en efectuar, como mínimo dos observaciones al sol para cada determinación del Azimut. Las observaciones se harán en posición directa e inversa del anteojo, localizándose al sol en cuadrantes opuestos para cada observación tal como se indica en los siguientes -

gráficos: (figura 3-4)

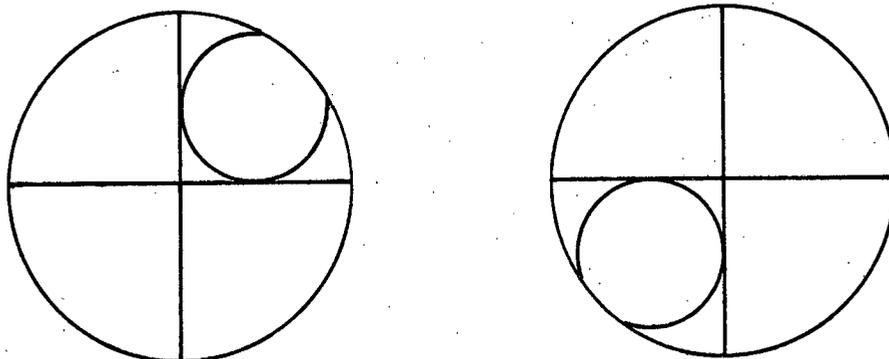


Figura 3-4

POSICION DIRECTA

POSICION INVERSA

Siempre que los dos cuadrantes sean opuestos, cualquiera de ellos puede servir para la posición directa o inversa.

El promedio de los resultados obtenidos en las condiciones indicadas, equivale a una observación al centro del sol.

Para cada una de tales observaciones, el procedimiento consiste en dejar el hilo horizontal en espera del sol e ir manteniendo en contacto el borde del sol con el hilo vertical, hasta conseguir la tangencia simultánea.

#### CALCULO DEL RUMBO DEL SOL

Para calcular el Azimut astronómico del sol se utiliza la siguiente fórmula:

$$\cos Az = \frac{\sin \delta - \sin h \sin L}{\cos h \cos L}$$

En donde:

Az = Azimut del sol

$\delta$  = Declinación del sol al tiempo de observación

h = Altura verdadera del sol

L = Latitud del lugar de observación.

Azimut (Az). Es el ángulo medido sobre el plano del horizonte del lugar, entre la dirección Norte-Sur y la visual a una estrella. Se mide en sentido retrógrado por la mañana y en sentido directo por la tarde. Un valor negativo de  $\cos Az$ , indica que el ángulo Az pasa de  $90^\circ$  si la observación se realiza en la mañana, el rumbo puede ser Nor-este o Sur-este y si se realiza por la tarde, el rumbo puede ser Nor-oeste o Sur-oeste, conforme se indica en el siguiente cuadro:

<u>OBSERVACION</u>	<u>AZIMUT CALCULADO (Az)</u>	<u>RUMBO DEL SOL</u>
En la mañana	Menor que $90^\circ$	N.E.
	Mayor que $90^\circ$	S.E.
En la tarde	Menor que $90^\circ$	N.W.
	Mayor que $90^\circ$	S.W.

Declinación ( $\delta$ ). Es el ángulo de elevación de una visual a un cuerpo celeste, sobre el plano del Ecuador. Si se mide el ángulo hacia el norte desde el Ecuador, la declinación es positiva; si se mide hacia el sur, la declinación es negativa.

La declinación del sol se da en las efemérides para cada día del año, con coeficientes de corrección para una hora. A la declinación obtenida, se la corrige para la hora que fue realizada y también por

el tiempo de zona de la observación; este tiempo está dado por la longitud Este u Oeste.

Altura verdadera del Sol (h).- Es el ángulo vertical que forma la visual a una estrella (sol), con el plano del horizonte, corregido por refracción y paralaje.

Para calcular la altura verdadera del sol se emplea la siguiente expresión:

$$h = \text{ángulo vertical} - \text{Refracción} + \text{Paralaje.}$$

Debido a las diferentes densidades de las capas atmosféricas, los rayos luminosos se refractan y hacen aparecer al sol en posición diferente a la verdadera. La corrección se resta siempre a las alturas observadas.

La corrección por Refracción es un valor que varía con la temperatura, la elevación y la distancia cenital, y sus valores se encuentran tabulados en las efemérides anuales.

$$\text{Refracción (R)} = Cr \times Ft \times Fe$$

Por no realizarse las observaciones desde el centro de la tierra sino desde su superficie, surge el efecto del paralaje, que ocasiona una pequeña disminución angular en la altura aparente, de manera que la corrección, siempre se suma. Su valor se encuentra tabulado en las efemérides anuales.

Latitud del lugar de Observación (L).- Es el ángulo que forma la vertical de un lugar con el plano del Ecuador; de 0° a 90° hacia el norte o hacia el sur, positiva o negativamente. Generalmente su valor se obtiene de las Cartas Topográficas del IGM.

CALCULO DE LA PRIMERA OBSERVACION SOLAR, PARA OBTENER EL RUMBO DE PARTIDA

Lugar	: Carmona	Temperatura	: 26°C
Fecha	: 1 de Octubre de 1982	Longitud	: 79°35' 40"
Estación	: POT 0 + 028.55	Latitud	: 04°08' 35"
Señal	: POT 0 + 088.80	Teodolito	: Keuffel
Elevación	: 908,179 m	Cronómetro	: Citizen

CUADRO 3-1

POSICION	LECTURAS								
	Hora			Angulo Horizontal			Angulo Vertical		
	h	m	s	°	'	"	°	'	"
d	8	36	18	296	54	00	53	22	00
d	8	40	52	296	49	00	52	12	00
d	8	37	26	296	53	00	52	31	00
d	8	40	34	296	49	00	51	29	00
i	8	34	54	297	36	00	53	09	00
i	8	40	00	297	31	00	51	52	00
i	8	38	27	297	34	00	52	48	00
i	8	42	29	297	30	00	51	48	00
Promedios	8h	38'	52.5"	297°	12'	00"	52°	23'	52.5"

## CORRECCION DEL TIEMPO:

Tiempo standard promedio de observación 8h 38' 52.5" = 8.648h

Corrección por el tiempo de zona  $\frac{79^{\circ} 35' 40''}{15}$  = 5.306h

## TIEMPO CIVIL DE GREENWICH:

Tiempo corregido = Tiempo medio de observación  $\pm$  Corrección por el tiempo de la zona.

Tiempo civil de Greenwich = 8.648 h + 5.306 h = 13.954 h.

## CORRECCION POR REFRACCION:

Coefficiente de refracción (Cr)

(Tabla 2 Efemérides solar-año 1982)

Para h = 50° Cr = 0.80

Para h = 55° Cr = 0.67

Interpolando para h = 52°23' 52.5" Cr = 0.738

Factor de Temperatura (Ft)

(Tabla 2 Efemérides solar-año 1982)

26°C = 26(9/5) + 32 = 78.80°F

Para t = 70°F Ft = 0.96

Para t = 80°F Ft = 0.94

Interpolando para t = 78.80°F Ft = 0.942

Factor de elevación (Fe)

(Tabla 2 Efemérides solar-año 1982)

$$908.179 \text{ m} = 908.179 \times 3.281 = 2979.74 \text{ pies}$$

$$\text{Para } e = 2972 \quad \text{Fe} = 0.910$$

$$\text{Para } e = 3277 \quad \text{Fe} = 0.900$$

$$\text{Interpolando para } e = 2979.74 \quad \text{Fe} = 0.910$$

$$\text{REFRACCION CORREGIDA (R)} = Cr \times Ft \times Fe$$

$$R = 0.738 \times 0.942 \times 0.910$$

$$R = 0.633'$$

CORRECCION POR PARALAJE (P)

(Tabla 2. Efemérides solar-año 1982)

$$\text{Para } h = 50^\circ \quad P = 0.09$$

$$\text{Para } h = 55^\circ \quad P = 0.08$$

$$\text{Interpolando para } h = 52^\circ 23' 52.5'' \quad P = 0.085'$$

ALTURA CORREGIDA Y CALCULADA (hc)

$$hc = \text{ángulo vertical leído} - \text{Refracción Corregida} + \text{Paralaje}$$

$$hc = 52^\circ 23' 52.5'' - 0.633' + 0.085'$$

$$hc = 52^\circ 23' 20''$$

DECLINACION DEL SOL ( $\delta$ )

(Tabla 1. Efemérides solar-año 1982).

Declinación del sol el 1ro de Octubre de 1982  $\delta = S 02^{\circ} 58.3'$

Variación por hora =  $0.97'$

Declinación en las 13.954 horas =  $13.954 \times 0.97 = 13.54'$

Declinación el tiempo de observación =  $02^{\circ}58.3' + 13.54'$   
 $= \underline{03^{\circ}11' 50''}$

FORMULA: 
$$\cos Az = \frac{\text{Sen} \delta - \text{sen } h \times \text{sen } L}{\text{Cos } h \times \text{Cos } L}$$

Datos:

$$\delta = -03^{\circ} 11' 50''$$

$$h = 52^{\circ} 23' 20''$$

$$L = -04^{\circ} 08' 35''$$

De donde  $Az = 89^{\circ} 51' 46''$  (Fig. 3-5).

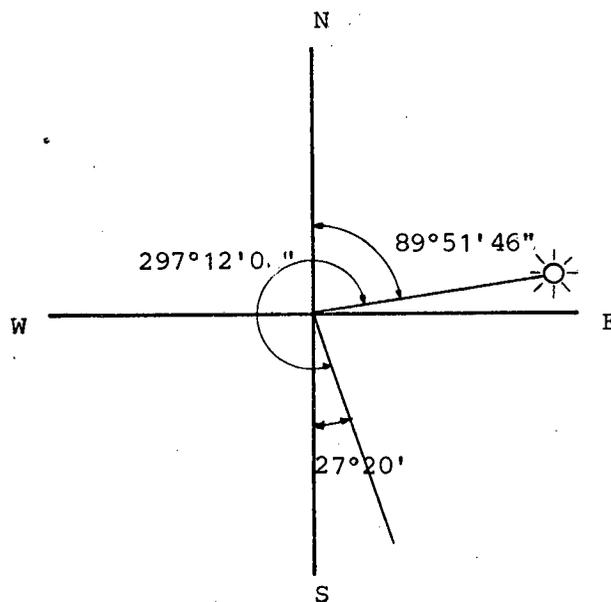


Figura 3-5

$$R = 27^{\circ} 20' 14''$$

$$R = \underline{S27^{\circ} 20' E}$$

Con el mismo procedimiento se obtuvo el valor de los dos siguientes -

tes rumbos, los mismos que se indican a continuación.

PI # 86 ; alineación PI # 86 - PI # 85 Rumbo S 31°56' E

PI # 222 ; alineación PI #222 - PI # 223 Rumbo N 32°48' W

#### d) Cálculos y Dibujo

El cálculo de la poligonal es en si la base de un levantamiento, para la obtención de todos los elementos necesarios para la elaboración de planos. Por tanto deben efectuarse minuciosamente todas las verificaciones posibles de campo y gabinete.

Para el presente estudio los cálculos de la poligonal constan en los anexos 3.1 y los planos respectivos se adjuntan en las láminas 1 a 5 de los planos 3.1.

### 3.3.3 REPLANTEO DE CURVAS HORIZONTALES

#### a) ANTECEDENTES

Las Curvas Circulares sirven como elementos de enlace en el cambio de dirección de una alineación a otra, estas curvas pueden ser de dos tipos: Circulares o Espirales.

En el estudio de canales de riego es conveniente utilizar simplemente curvas circulares, ya que no es necesario aminorar el cambio repentino de curvatura mediante espirales.

## b) NORMAS Y METODOS UTILIZADOS

Una vez localizados el PI y encontrado el valor del ángulo de deflexión correspondiente, procedemos a replantear la curva horizontal para lo cual es necesario imponerse el valor del radio, el mismo que estará en función de las condiciones topográficas del terreno y siempre dentro de las especificaciones dadas.

Con el radio y ángulo de deflexión, se determinan los diferentes elementos de la curva (Figura 3-6).

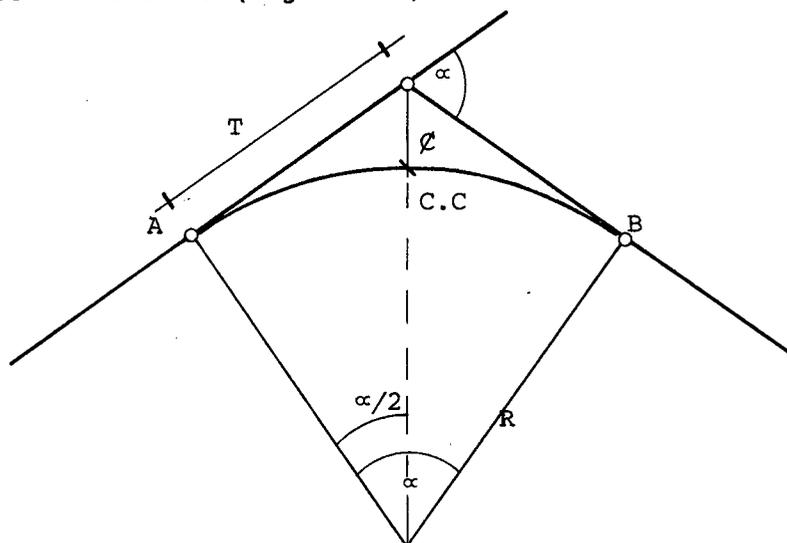


Figura 3-6

- 1)  $T = R \operatorname{tg} \alpha/2$
- 2)  $L = \frac{R \cdot \pi \cdot \alpha}{180} = \text{AB}$
- 3)  $\phi = R (\sec \alpha/2 - 1)$
- 4)  $C = 2 R \operatorname{Sen} \alpha / 2$

en donde

T = Tangente

R = Radio de la Curva

$\alpha$  = Deflexión

$\phi$  = External

C = Cuerda principal

L = Longitud de la curva

El procedimiento para replantear una curva circular pequeña es como sigue:

Con la fórmula (1), se calcula el valor de la tangente y midiendo a partir del PI obtenemos la ubicación del PC y PT. Con la fórmula (3) obtenemos el valor de la external, biseccionando el ángulo suplemento de la deflexión y con la medida de la external a partir del PI, localizamos C.C.

Cuando la longitud de la curva es grande, mayor de 24 m, se necesitan puntos intermedios para su determinación; en este caso se utiliza el método de replanteo por coordenadas polares, conforme se indica en el siguiente ejemplo:

Datos:

PI = 0 + 689.38

$\alpha$  = 100°58'

R = 15.00

T = 18.19

L = 26.43

Desarrollo:

PC = PI - T

$$PC = 0+689.38 = 18.19$$

$$PC = 0+671.19$$

$$PT = PC + L$$

$$PT = 0+671.19 + 26.43$$

$$PT = 0+697.62$$

### CUADRO DE REPLANTEO

	<u>Estación</u>	<u>Cuerda</u>	<u>Cuerda Acumulada</u>	<u>Deflexión</u>
PC	0+671.19			
		3.81	3.81	7° 16' 39"
	0+675			
		5.00	8.81	16° 49' 40"
	0+680			
		5.00	13.81	26° 22' 41"
	0+685			
		5.00	18.81	35° 55' 43"
	0+690			
		7.62	26.43	50° 29' 00"
PT	0+697.62			

$$\text{Deflexión} = \frac{\alpha L}{2 Lc}$$

$$\Delta = \frac{\alpha}{2 Lc}$$

$\alpha$  = Deflexión del PI

L = Cuerda acumulada

Lc = Longitud de la curva

$$\text{Deflexión} = \Delta L$$

El modo de localizar la curva en el terreno sería así: se planta el aparato en el Pc y luego de encerrar el Pi doy la primera defle



Cuando el PI es un punto inaccesible (figura (3-8)), se procede como sigue:

- Sobre el primer alineamiento se escoge un punto A y sobre el segundo un punto B.
- Por medio del tránsito se miden los ángulos  $\gamma$  y  $\beta$  y la distancia AB.
- Se calculan las longitudes API y BPI (por relación de senos). - Luego se calcula APC y BPC por diferencia del valor de la tangente.
- A partir de A se mide la distancia APC con lo cual queda localizado el PC.
- A partir de B se mide la distancia BPC con lo cual queda localizado PT.

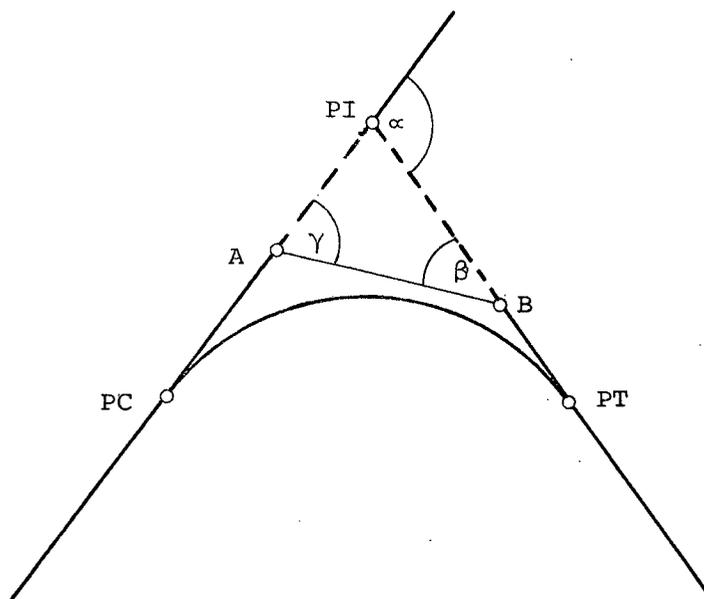


Figura 3-8

Los planos y dibujos se encuentran incluidos en los planos correspondientes al proyecto en planta de la línea de conducción. (planos 3.1).

### 3.3.4 ABSCISADO Y NIVELACION DEL POLIGONO

#### a) ABSCISADO

Una vez localizado el polígono, procedemos a estacar el mismo cada 10 m. en alineaciones rectas y de acuerdo a las cuerdas calculadas en curvas; en las estacas se indicará el kilómetro más los metros y los decimales hasta la segunda cifra, además las designaciones correspondientes: PC, POC, PT, PI, etc.

Para obtener el abscisado de los PC como de los PT procedemos de la siguiente forma: al PI se le resta la longitud de la tangente con lo que obtenemos la abscisa del PC, y sumando la longitud de la curva al PC, se tiene la abscisa del PT; de ninguna manera sumando la marca del PI al valor de la tangente se tendrá la abscisa del PT.

Con lo indicado anteriormente se continúa abscisando el polígono, siempre tomando muy en cuenta los puntos críticos con la finalidad de que sean nivelados y permitan tomar alternativas en el diseño.

#### b) NIVELACION Y COMPROBACION

La nivelación es el procedimiento por medio del cual se determinan elevaciones o niveles.

El tipo de nivelación empleado para el presente estudio es la nivelación geométrica compuesta, mediante la cual se obtienen las cotas de todos los puntos dejados en la etapa de replanteo.

Para iniciar la nivelación se parte de un punto de cota conocida.

A la nivelación previamente realizada se la comprueba, para lo cual se realizará una nivelación de regreso o contranivelación, determinándose así el correspondiente error de cierre.

### c) PROCEDIMIENTO

- Se planta y nivela el aparato en un punto favorable desde donde se pueda leer el BM de cota conocida y el máximo de puntos intermedios que se deseen nivelar.

Con la lectura del BM se encuentra la altura del aparato y con la de los puntos intermedios sus respectivas cotas.

- Cuando no se pueden hacer más lecturas, se busca un punto de cambio sobre el cual al leer en la mira su valor se lo registra como vista adelante.
- Se traslada el aparato a un segundo lugar el cual debe cumplir con las condiciones anteriormente mencionadas, al leer en la mira sobre el punto de cambio anterior, su valor se registra como vista atrás. Este procedimiento se repite cuantas veces sea necesario hasta terminar con el trabajo propuesto.

Para realizar la nivelación del presente estudio se partió del BM ubicado en la margen derecha del río Catamayo, cuya cota es 900 m.s.n.m., la misma que se obtuvo con la ayuda del un altímetro.

La contranivelación se realizó cada 500 m; cerrándose la nivelación dentro del rango permisible de tolerancia.

El error admitido en la presente nivelación corresponde a las normas de nivelación precisa.

$$e = 2 \sqrt{\text{distancia en Km}} \quad e = \text{error en cm}$$

Una vez cerrada la nivelación y determinadas las cotas del terreno, se procedió al cálculo de las cotas del proyecto, considerando se para esto la gradiente dada.

La nivelación del polígono del proyecto consta en la libreta respectiva. El dibujo del proyecto vertical de la línea de conducción se incluye en los planos 3.1

ESTACION	V. ATRAS	V. INTERM.	V. ADELA.	H+I	COTA TERRENO	COTA PROYECTO	CORTE RELLENO
BM	1.957			901.957	900.000		
		2.200			899.757		
0+000		2.793			899.164	899.50	0.34
⊙	3.809		0.078	905.688	901.879		
0+010		3.441			902.247	899.50	2.75
0+020		1.425			904.263	899.49	4.77
⊙	3.856		0.262	909.282	905.426		

### 3.3.5 UBICACION DE ESTACIONES REFERENCIALES

Las estacas de una poligonal pueden perderse si no se -

describen adecuadamente, en vista de aquello se dejan referencias cada 500 m, obtenidas mediante triangulaciones a 2 puntos de una alineación (Figura 3-9)

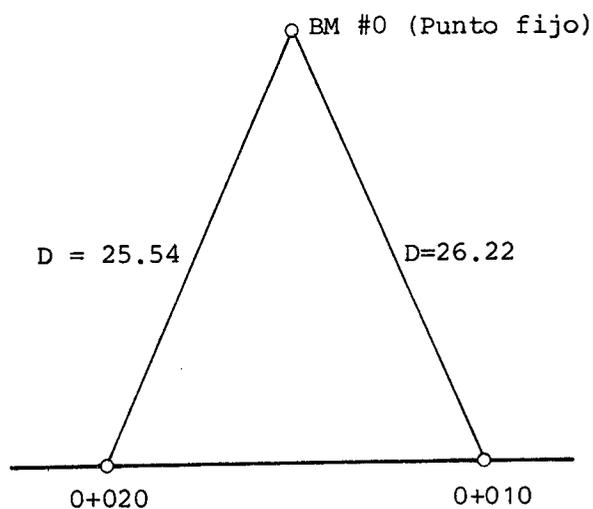


Figura 3-9

Cuando no es posible dejar referencias a puntos fijos mediante triangulaciones se dejan 2 hitos de hormigón alineados y en lugares donde haya la seguridad de no ser movidos, (figura 3-10)

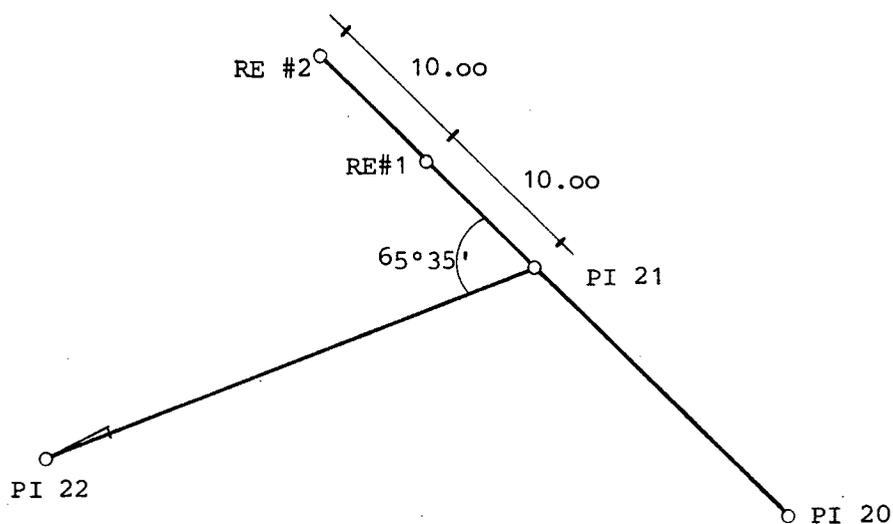


Figura 3-10

También se puede referenciar los PI de la manera como indica la figura 3-11.

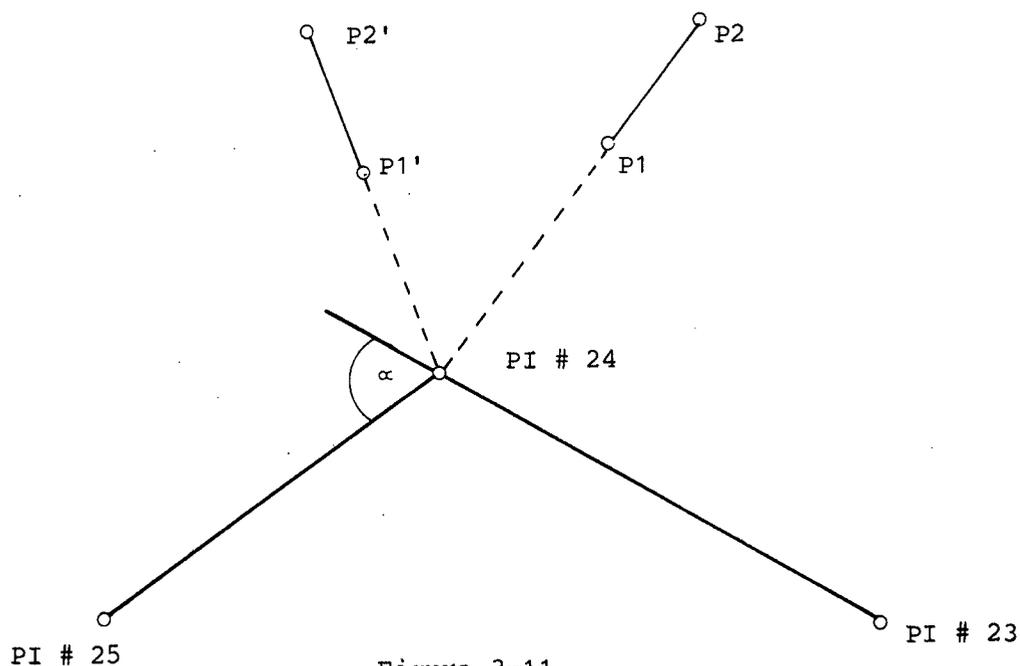


Figura 3-11

En donde no es necesario determinar las distancias del PI a los puntos P1 y P1' , pero si las distancias P1 - P2 y P1' - P2'. El PI - quedará localizado con la intercepción de las alineaciones: P2 - P1 y P2' - P1'

El señalamiento de una referencia se hace mediante estacas de - chaflán, marcándose en el un lado el número de referencia y el punto - de la poligonal referenciado y al otro lado la distancia medida.

### 3.3.6 COLOCACION DE LATERALES (CORTE-RELLENO).

Las estacas laterales son de primordial importancia para la construcción de la plataforma, ya que son las que indican los puntos del terreno desde donde tendrá que bajarse la excavación o hasta - donde se extenderá el relleno, a más de esto sirven para obtener las áreas y volúmenes lo suficientemente precisos del movimiento de - tierras que ha de hacerse.

En los lugares que las laterales tengan corte y relleno, tendrá que indicarse el punto de transición de corte a relleno.

Cuando la topografía sea muy variable, deberá tomarse un mayor número de puntos, a fin de obtener con mayor aproximación el valor del área correspondiente.

El corte del centro se escribirá en el reverso de la estaca que señala la estación, y las dos laterales se marcarán en estacas con su cara mirando hacia el centro.

Las inclinaciones de los taludes serán determinados de acuerdo a la naturaleza del terreno. El INERHI adopta los siguientes valores:

Roca dura	10%
Cangahua o tierra dura	50%
Terreno deleznable	100%

Para rellenos, la inclinación del talud no será menor del ángulo natural de reposo de la tierra o sea 1.5: 1.

#### PROCEDIMIENTO

Se levantan perpendiculares en cada punto abscisado cada 10 m y más puntos de interés de la línea de conducción y con la ayuda de jalones colocados a 10 o 12 m se define la perpendicular correspondiente.

La colocación de laterales consiste en ubicar el punto de intersección del ancho medio de la plataforma (3.0 m) con el talud e ir ubicando las estacas A y B con su respectivo corte o relleno (Figura 3-12)

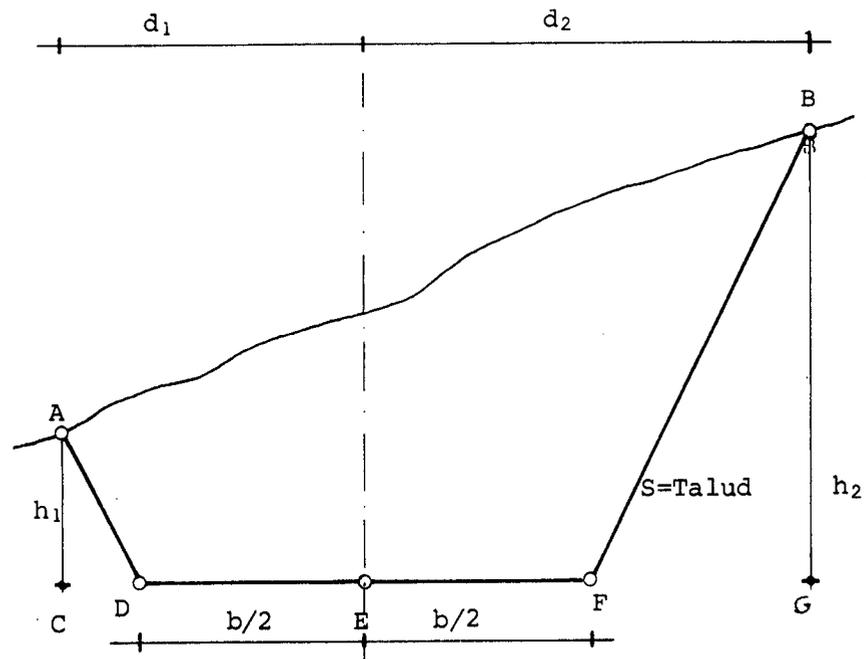


Figura 3-12

$$d_1 = CD + DE$$

$$d_2 = FG + EF$$

$$d_1 = Sh_1 + b/2 \quad (1)$$

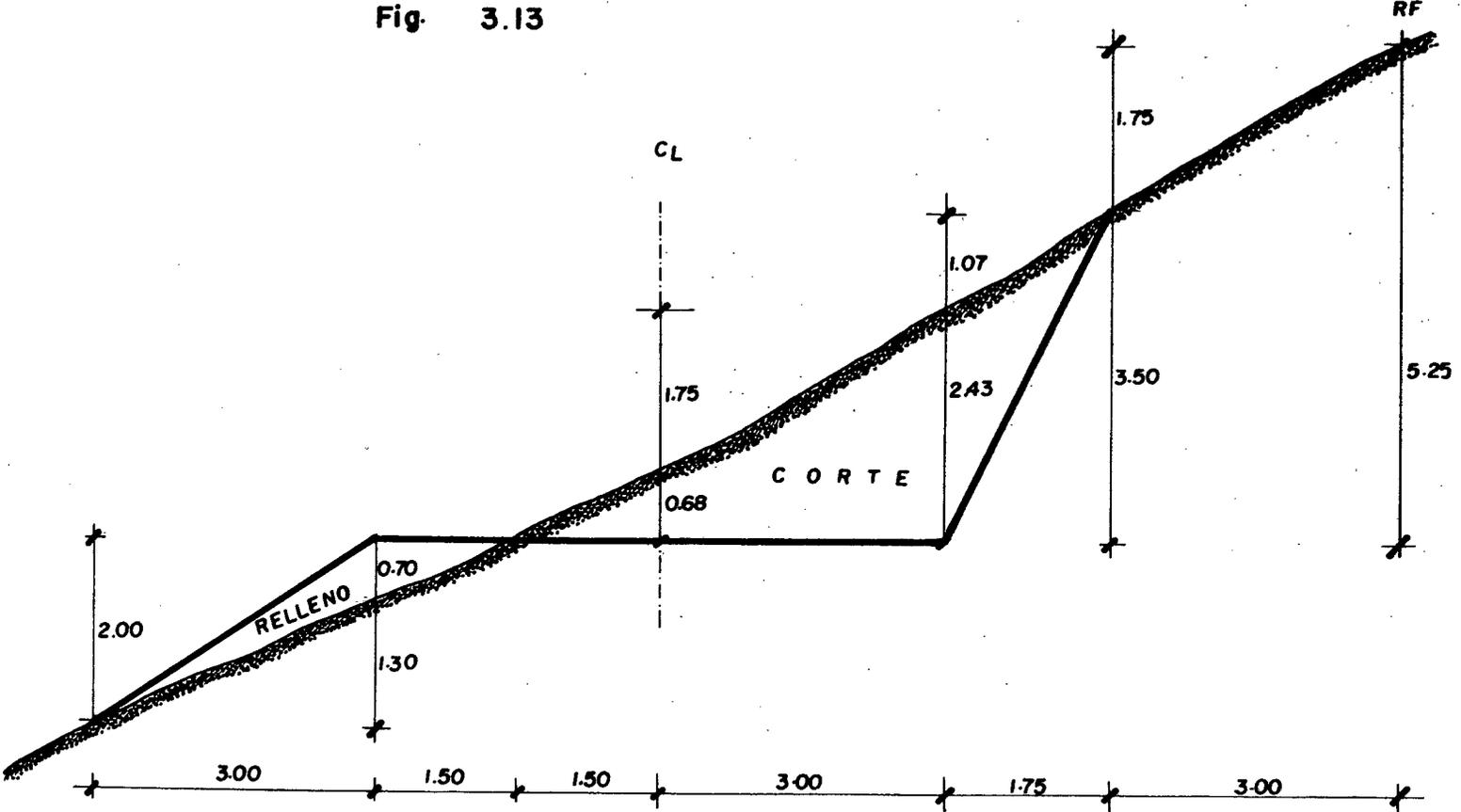
$$d_2 = Sh_2 + b/2 \quad (2)$$

Las ecuaciones 1 y 2 son indeterminadas por tener cada una dos incógnitas ( $d$  y  $h$ ), por esta razón se resuelven por tanteos.

El procedimiento sería:

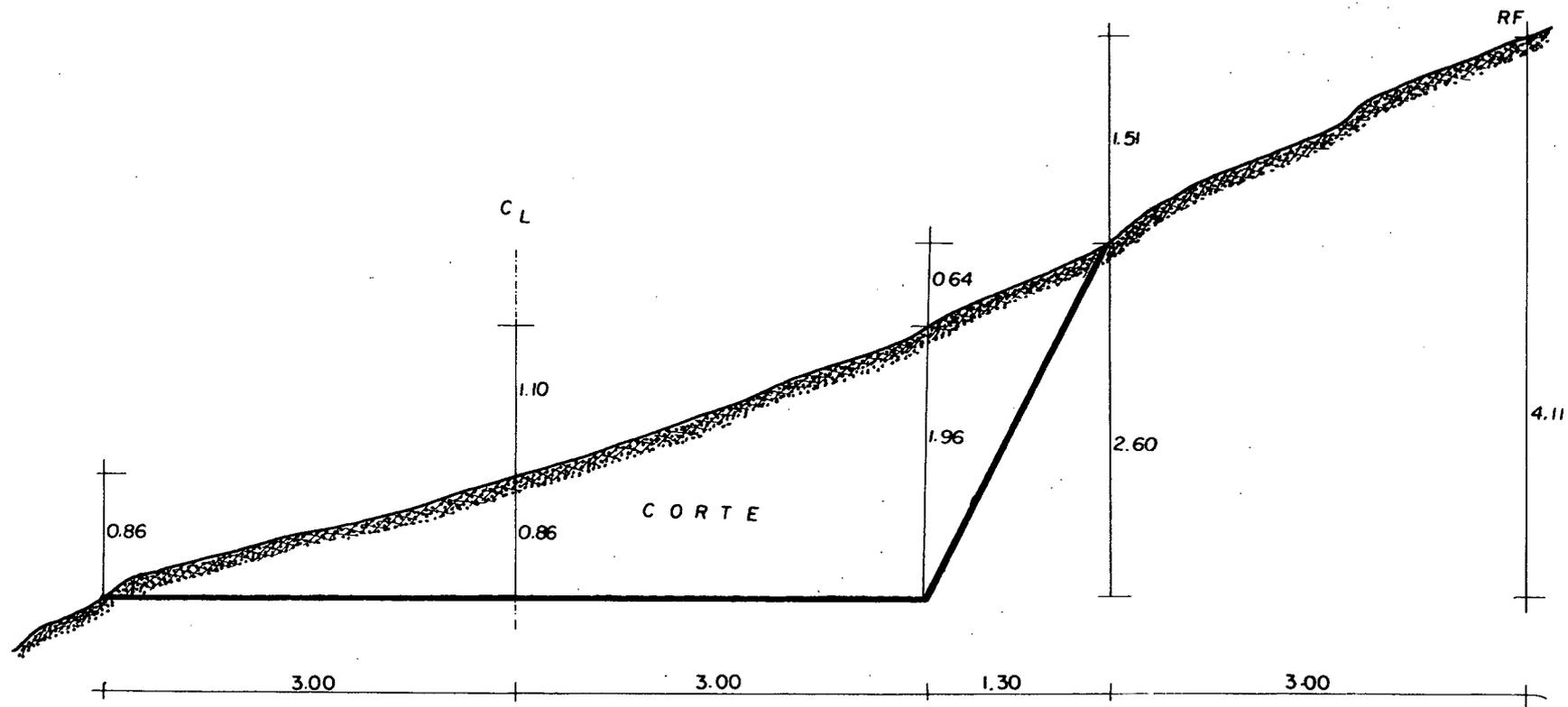
A partir del eje se mide el semiancho de la plataforma. En el presente estudio será de 3,00 m, con la ayuda del valor de corte o relleno en el eje se determina el desnivel que hay entre el eje y el punto a 3 m. Seguidamente para establecer el valor del corte en un punto del talud del 50% (1:2) se reflexiona de la siguiente manera: si el terreno no siguiera subiendo y se mantuviera horizontal por cada metro de esta distancia deberá haber una distancia vertical de 2 m, pero como el terreno sube o baja, se deben hacer tanteos hasta que coincida para una distancia horizontal el doble de distancia vertical. Los siguientes ejemplos aclararán lo indicado anteriormente: Figura 3-13a3-15

Fig. 3.13



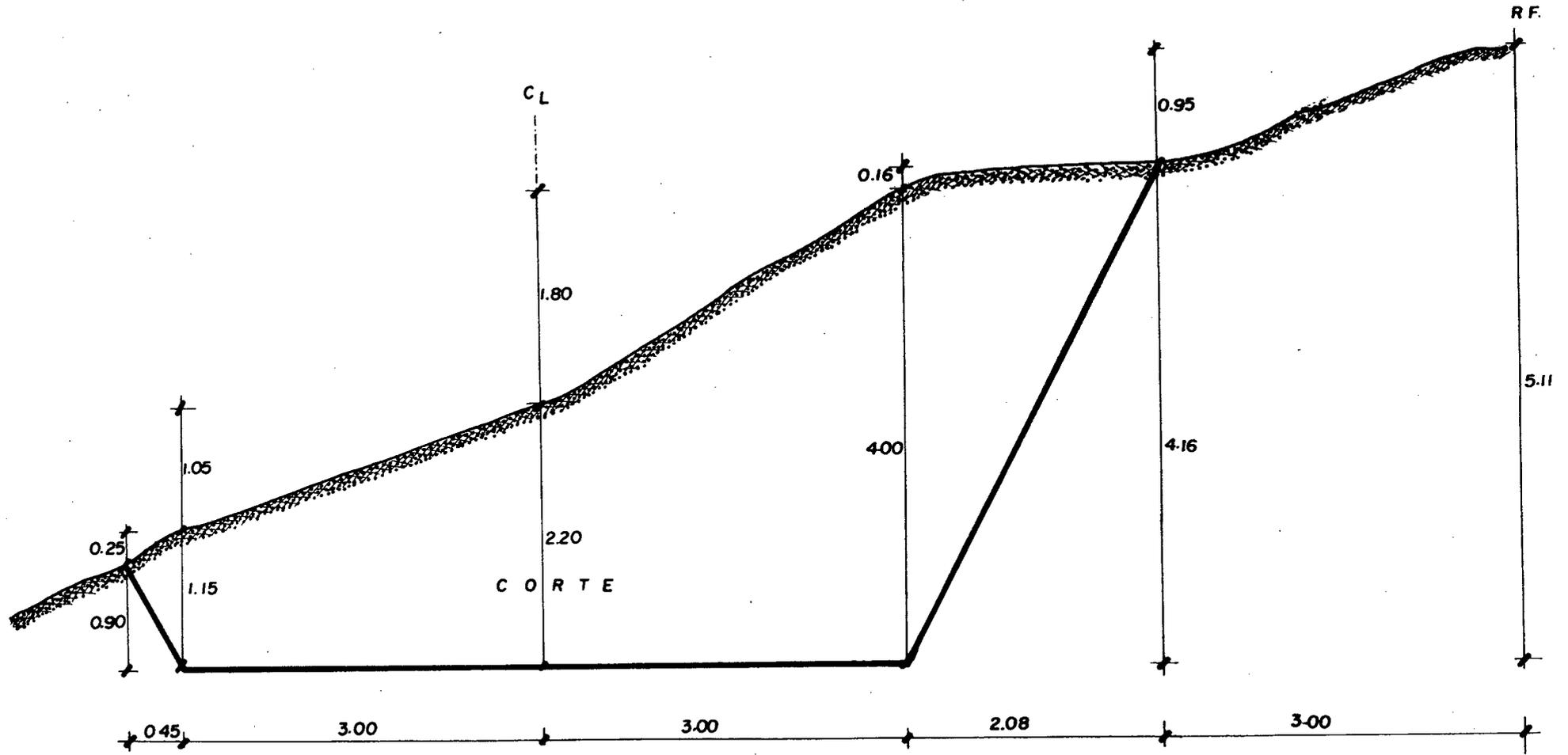
6.00	3.00	1.50	2.410	3.00	4.75	RF 7.75
R = 2.00	R = 0.70	C = 0.00	C = 0.68	C = 2.43	C = 3.50	C = 5.25

Fig. 3-14



3.00	1 + 460	3.00	4.30	RF 7.30
C = 0.00	C = 0.86	C = 1.96	C = 2.60	C = 4.11

Fig. 3\_15



3.45	3.00	1+510	300	RF 8.08
C=0.90	C=1.15	C=2.20	C=4.00	C=5.11

### 3.3.7 CALCULO DE MOVIMIENTO DE TIERRAS PARA CONSTRUCCION DE LA PLATAFORMA

Una vez establecidas las cotas tanto del terreno como del proyecto (plataforma), así como levantadas las secciones transversales o distancias elegidas previamente; se está en condiciones de obtener la cubicación referente al movimiento de tierras para la construcción de la plataforma.

Para la obtención de los volúmenes partimos del cálculo de las secciones transversales correspondientes a cada punto.

El valor de estas áreas se obtuvo empleando el método de las cruces. Ejemplos de Cálculo:

3.88	3.00	1+026.50	3.00	8.66	RF=11.66
C= 1.77	C=2.46	C=4.49	C=6.56	C=11.32	C = 13.37

$$A = \frac{4.49 \times 3}{2} + \frac{6.56 \times 8.66}{2} + \frac{4.49 \times 3}{2} + \frac{2.46 \times 3.88}{2}$$

$$A = 46.65 \text{ m}^2$$

4.17	3.00	1+036.04	3.00	9.10	RF 12.10
C = 2.34	C=3.09	C = 5.49	C=7.59	C=12.20	C=14.45

$$A = \frac{5.49 \times 3}{2} + \frac{7.59 \times 9.10}{2} + \frac{5.49 \times 3}{2} + \frac{3.09 \times 4.17}{2}$$

$$A = 57.45 \text{ m}^2$$

4.03	3.00	1+045.58	3.00	9.45	RF 12.45
C=2.06	C=3.11	C=5.31	C=7.66	C=12.91	C=15.11

$$A = \frac{5.31 \times 3}{2} \times \frac{7.66 \times 9.45}{2} \times \frac{5.31 \times 3}{2} \times \frac{3.11 \times 4.03}{2}$$

$$A = 58.39 \text{ m}^2$$

Obtenidos los valores correspondientes a las secciones transversales de cada uno de los puntos, con la fórmula del promedio se determina el volumen correspondiente a dos secciones transversales consecutivas.

$$V_m = \frac{L (A_1 + A_2)}{2}$$

En caso de existir dos secciones contiguas la una en corte y la otra en relleno, debe determinarse la longitud a la transición (corte y relleno = 0.00) y de esta manera en la forma anterior el valor de  $A_1$  o  $A_2$  tendrían el valor de 0.00

De los cálculos realizados y en base a las clasificaciones del material se obtuvo los siguientes volúmenes:

$$\text{Volumen total} = 322.770.52 \text{ m}^3$$

De lo cual:

$$\text{Material no clasificado} = 162.599,18 \text{ m}^3$$

$$\text{Rocas} = 160.171.32 \text{ m}^3$$

### 3.3.8 CALCULO DEL MOVIMIENTO DE TIERRAS PARA LA CONSTRUCCION -

$$\text{DEL CANAL: Material Clase B} = 10830 \text{ m}^3$$

$$\text{Material Clase C} = 10670 \text{ m}^3$$

## CALCULO DE COORDENADAS

anexo 3.1

EST.	DIST. HORIZ.	DEFLEXIONES		RUMBOS	COORDENADAS PARCIALES				COORDENADAS TOTALES		ABSCISA ACUMULADA
		D	I		N(+)	S(-)	E(+)	W(-)	Latitud	Longitud	
PI <sub>0</sub>									9'541.975,00	656.050,00	0+000
PI <sub>1</sub>	190.00	67° 00'		S 27° 20' E		168.79	87.24		9'541.806,21	656.137,24	
PI <sub>2</sub>	34.72	17° 52'		S 39° 40' W		26.73	22.16		9'541.779,48	656.115,08	
PI <sub>3</sub>	45.91		23° 46'	S 67° 32' W		24.64	38.73		9'541.754,84	656.076,35	
PI <sub>4</sub>	48.87		11° 11'	S 33° 46' W		40.63	27.16		9'541.714,21	656.049,19	
PI <sub>5</sub>	62.87	20° 39'		S 22° 35' W		68.05	24.14		9'541.656,16	656.025,05	
PI <sub>6</sub>	120.23		20° 37'	S 43° 14' W		87.67	82.42		9'541.568,49	655.942,63	
PI <sub>7</sub>	21.66	11° 36'		S 22° 37' W		19.99	8.33		9'541.548,50	655.934,30	
PI <sub>8</sub>	31.96		04° 57'	S 34° 13' W		26.43	17.97		9'541.522,07	655.916,33	
PI <sub>9</sub>	32.77		08° 12'	S 29° 16' W		28.59	16.02		9'541.493,48	655.900,31	
PI <sub>10</sub>	33.58		56° 15'	S 21° 04' W		31.34	12.07		9'541.462,14	655.888,24	0+619.70
PI <sub>11</sub>	32.45	74° 55'		S 35° 11' E		26.52	18.70		9'541.435,62	655.906,94	
PI <sub>12</sub>	42.35		100° 58'	S 39° 44' W		32.57	27.07		9'541.403,05	655.879,87	
PI <sub>11'</sub>	48.72	21° 08'		S 61° 14' E		23.45	42.71		9'541.379,60	655.922,68	
PI <sub>12'</sub>	49.57	06° 58'		S 40° 06' E		37.92	31.93		9'541.341,68	655.954,61	
PI <sub>13</sub>	87.02	26° 52'		S 33° 08' E		72.87	47.56		9'541.268,81	656.002,07	
PI <sub>14</sub>	84.69	14° 27'		S 06° 16' E		84.18	9.24		9'541.184,63	656.011,81	
PI <sub>15</sub>	37.24	15° 37'		S 08° 11' W		36.96	5.32		9'541.147,67	656.005,99	
PI <sub>16</sub>	39.02	15° 17'		S 23° 48' W		35.70	15.76		9'541.111,97	655.990,24	
PI <sub>17</sub>	46.41	01° 34'		S 39° 05' W		36.26	28.63		9'541.076,72	655.961,61	
PI <sub>18</sub>	186.29	41° 39'		S 40° 39' W		141.34	121.36		9'540.936,38	655.840,25	
PI <sub>19</sub>	47.45		52° 35'	S 82° 18' W		6.36	47.02		9'540.929,02	655.793,23	
PI <sub>20</sub>	36.58	27° 53'		S 29° 43' W		31.77	18.13		9'540.897,26	655.775,10	1+388.88
PI <sub>21</sub>	178.61		57° 25'	S 57° 36' W		95.70	160.81		9'540.801,56	655.624,29	
PI <sub>22</sub>	83.96		20° 29'	S 00° 11' W		83.96	0.27		9'540.717,59	655.624,02	
PI <sub>23</sub>	46.51	10° 21'		S 20° 18' E		42.68	15.79		9'540.674,91	655.639,81	
PI <sub>24</sub>	56.86		36° 46'	S 09° 57' E		56.02	9.65		9'540.619,89	655.699,46	
PI <sub>25</sub>	96.85	119° 03'		S 46° 43' E		66.40	70.60		9'540.563,49	655.719,96	
PI <sub>26</sub>	43.44	24° 51'		S 72° 20' W		13.18	41.39		9'540.540,31	655.678,67	
PI <sub>27</sub>	29.94			N 82° 49' W	3.74		29.71		9'540.544,05	655.648,86	
PI <sub>28</sub>	83.29		32° 36'	N 78° 15' W	16.96		81.54		9'540.561,01	655.667,82	
PI <sub>29</sub>	174.40		21° 55'	S 69° 09' W		62.07	162.98		9'540.498,94	655.404,34	

**CALCULO DE COORDENADAS**

anexo 3.1

EST.	DIST. HORIZ.	DEFLEXIONES		RUMBOS	COORDENADAS PARCIALES				COORDENADAS TOTALES		ABSCISA ACUMULADA
		D	I		N(+)	S(-)	E(+)	W(-)	Latitud	Longitud	
PI29			21° 55'	S 47° 14' W		74.65		80.71	9'540.498,94	655.404,34	
PI30	109.94		23° 29'	S 23° 45' W		170.21		74.89	9'540.424,29	655.323,63	2 + 267.22
PI31	125.96	37° 50'		S 61° 35' W		29.68		54.85	9'540.254,08	655.248,74	
PI32	62.36		81° 30'	S 19° 55' E		95.09	34.45		9'540.224,40	655.193,89	
PI33	101.14	24° 38'		S 04° 43' W		95.39		7.87	9'540.129,31	655.228,84	
PI34	95.71		12° 53'	S 08° 10' E		82.08	11.78		9'540.033,92	655.220,47	
PI35	82.92		04° 10'	S 12° 20' E		78.71	17.21		9'539.951,84	655.232,25	
PI36	80.57		15° 22'	S 27° 42' E		40.23	21.12		9'539.873,13	655.249,46	
PI37	45.44		56° 47'	S 84° 29' E		3.69	38.17		9'539.832,90	655.270,58	
PI38	38.35	35° 19'		S 49° 10' E		40.19	46.50		9'539.829,21	655.308,75	
PI39	61.46		22° 22'	S 26° 48' E		89.56	45.24		9'539.789,02	655.355,25	
PI40	100.34		63° 36'	S 36° 48' W		105.42	78.87		9'539.699,46	655.400,49	3 + 113.38
PI41	131.66		05° 28'	S 31° 20' W		67.16	40.89		9'539.594,04	655.321,62	
PI42	78.63		14° 12'	S 17° 08' W		40.01	12.33		9'539.526,88	655.280,73	
PI43	41.87	20° 17'		S 37° 25' W		67.18	51.39		9'539.486,87	655.268,40	
PI44	84.58		30° 21'	S 07° 04' W		92.46	11.46		9'539.419,69	655.217,01	
PI45	93.17	06° 20'		S 13° 24' W		41.51	9.89		9'539.327,23	655.205,55	
PI46	42.67		17° 11'	S 30° 35' W		54.11	31.98		9'539.285,72	655.195,66	
PI47	62.85		52° 51'	S 22° 16' E		40.61	16.63		9'539.231,61	655.163,68	
PI48	43.88	61° 29'		S 39° 13' W		23.89	19.50		9'539.191,00	655.180,31	
PI49	30.84		40° 17'	S 79° 30' W		7.24	39.08		9'539.167,11	655.160,81	
PI50	39.75		32° 46'	N 67° 44' W	7.07		17.26		9'539.159,87	655.121,73	3 + 753.53
PI51	18.65		49° 19'	S 62° 57' W		12.11	23.71		9'539.166,94	655.104,47	
PI52	26.62	35° 10'		N 81° 53' W	5.48		38.41		9'539.154,83	655.080,76	
PI53	38.80		33° 11'	N 48° 42' W	30.93		35.21		9'539.160,31	655.042,25	
PI54	46.87		138° 00'	S 06° 42' E		35.59	4.18		9'539.191,24	655.007,14	
PI55	35.83	83° 38'		S 76° 56' W		6.77	29.16		9'539.155,65	655.011,82	
PI56	29.93		14° 10'	N 88° 54' W	0.35		18.16		9'539.148,88	654.982,16	
PI57	18.16		51° 38'	S 39° 28' W		11.20	9.22		9'539.149,23	654.964,00	
PI58	14.51	36° 31'		S 75° 59' W		5.67	22.70		9'539.138,03	654.954,78	
PI59	23.40		18° 43'	N 85° 18' W	2.27		27.63		9'539.132,26	654.932,08	
PI60	27.22		90° 17'						9'539.134,63	654.904.45	3 + 998.80

## CALCULO DE COORDENADAS

anexo 3.1

EST.	DIST. HORIZ.	DEFLEXIONES		RUMBOS	COORDENADAS PARCIALES				COORDENADAS TOTALES		ABSCISA ACUMULADA
		D	I		N (+)	S (-)	E (+)	W (-)	Latitud	Longitud	
PI60			90° 17'								
PI61	29.95			S 04° 25' W		29.86		2.31	9' 539.134,63	654.904,45	3 + 998.80
PI62	34.70	48° 51'		S 53° 16' W		20.75		27.81	9' 539.104,77	654.902,14	
PI63	87.84		24° 01'	S 29° 15' W		76.64		42.92	9' 539.084,02	654.874,23	
PI64	46.78		31° 06'	S 01° 51' E		46.76	1.51		9' 539.007,38	654.821,41	
PI65	19.11	15° 41'		S 13° 50' W		18.56		4.57	9' 538.960,62	654.832,92	
PI66	55.46		29° 52'	S 16° 02' E		53.30	15.32		9' 538.942,06	654.828,35	
PI67	80.23		23° 41'	S 39° 43' E		54.02	44.38		9' 538.888,76	654.843,67	
PI68	71.43	133° 10'		N 86° 32' W	4.30			71.30	9' 538.834,74	654.888,65	
PI69	25.66	21° 48'		N 64° 45' W	10.90			23.12	9' 538.839,04	654.817,25	
PI70	28.43		06° 31'	N 71° 16' W	9.13			26.92	9' 538.849,94	654.794,13	
PI71	16.78	30° 40'		N 40° 36' W	12.74			10.92	9' 538.859,07	654.767,21	4 + 438.66
PI72	21.03		48° 46'	N 89° 22' W	0.23			21.03	9' 538.871,81	654.756,29	
PI73	29.40	25° 22'		N 64° 00' W	12.89			26.42	9' 538.872,04	654.735,26	
PI74	111.45		27° 28'	S 88° 32' W		2.85		111.41	9' 538.884,93	654.708,84	
PI75	30.52	52° 23'		N 39° 05' W	23.69			19.24	9' 538.882,08	654.597,43	
PI76	91.26		69° 16'	S 71° 40' W		28.71		86.63	9' 538.905,77	654.678,19	
PI77	17.12	37° 08'		N 71° 12' W	5.52			16.21	9' 538.877,06	654.491,56	
PI78	30.42	53° 20'		N 17° 52' W	28.95			9.33	9' 538.882,58	654.475,25	
PI79	45.66		97° 36'	S 64° 32' W		19.63		41.22	9' 538.911,53	654.466,02	
PI80	37.80	21° 59'		S 86° 31' W		2.30		37.73	9' 538.891,90	654.424,80	
PI81	33.31	13° 28'		N 80° 01' W	5.77			32.81	9' 538.889,60	654.387,07	4 + 857.60
PI82	20.37	24° 35'		N 55° 26' W	11.56			16.77	9' 538.895,37	654.254,26	
PI83	33.55	12° 50'		N 42° 36' W	24.70			22.71	9' 538.906,93	654.337,49	
PI84	27.08		100° 40'	S 36° 44' W		21.70		16.20	9' 538.931,63	654.314,78	
PI85	25.80	78° 07'		N 65° 09' W	10.84			23.41	9' 538.909,93	654.298,58	
PI86	61.62	32° 53'		N 32° 16' W	52.10			32.90	9' 538.920,77	654.275,17	
PI87	43.77	15° 20'		N 16° 56' W	41.87			12.75	9' 538.972,87	654.242,27	
PI88	25.58		90° 00'	S 73° 04' W		7.45		24.47	9' 539.014,74	654.229,52	
PI89	29.48		37° 15'	S 36° 49' W		23.91		17.25	9' 539.007,29	654.205,05	
PI90	30.19	37° 12'		S 73° 01' W		8.82		28.87	9' 538.983,38	654.187,80	
PI91	35.90		113° 12'	S 40° 11' E		27.43	23.16		9' 538.974,56	654.158,93	5 + 176.58
PI92		21° 29'							9' 538.947,13	654.182,09	

CALCULO DE COORDENADAS

anexo 3J

EST.	DIST. HORIZ.	DEFLEXIONES		RUMBOS	COORDENADAS PARCIALES				COORDENADAS TOTALES		ABSCISA ACUMULADA
		D	I		N(+)	S(-)	E(+)	W(-)	Latitud	Longitud	
PI101		21° 29'		S 18° 42' E		24.83	8.40		9'538.947,13	654.182,09	
PI102	26.21	73° 41'		S 54° 59' W		21.55		30.75	9'538.922,30	654.190,49	
PI103	37.55	14° 19'		S 69° 17' W		17.34		45.89	9'538.900,75	654.159,74	
PI104	49.06		06° 09'	S 63° 09' W		12.93		25.54	9'538.883,41	654.113,85	
PI105	28.63		20° 55'	S 42° 14' W		30.42		27.62	9'538.870,48	654.088,31	
PI106	41.09		38° 42'	S 03° 32' W		34.63		2.14	9'538.840,06	654.060,69	
PI107	34.70	66° 01'		S 69° 33' W		13.37		35.87	9'538.805,43	654.058,55	
PI108	38.28		79° 40'	S 10° 07' E		27.67	4.94		9'538.792,06	654.022,68	
PI109	28.11	41° 34'		S 31° 27' W		46.98		28.73	9'538.764,39	654.027,62	
PI110	55.07		12° 39'	S 18° 48' W		32.61		11.10	9'538.717,41	653.998,89	5 + 529.53
PI111	34.45		23° 19'	S 04° 31' E		59.87	4.73		9'538.684,80	653.987,79	
PI112	60.06		08° 49'	S 13° 20' E		41.76	9.90		9'538.624,93	653.992,52	
PI113	42.92	38° 26'		S 20° 06' W		30.07		11.00	9'538.583,17	654.002,42	
PI114	32.02	71° 43'		N 88° 11' W	1.52			47.82	9'538.553,10	653.991,42	
PI115	47.84	10° 55'		N 77° 16' W	9.94			43.99	9'538.554,62	653.943,60	
PI116	45.10		15° 52'	S 86° 53' W		5.58		102.02	9'538.564,56	653.899,61	
PI117	102.17		38° 49'	S 48° 03' W		10.69		11.89	9'538.558,98	653.797,59	
PI118	15.99	14° 22'		S 62° 25' W		19.09		36.53	9'538.548,29	653.785,70	
PI119	41.22	43° 40'		N 73° 55' W	5.40			18.75	9'538.529,20	653.749,17	
PI120	19.51		64° 40'	S 41° 25' W		17.82		15.72	9'538.534,60	653.730,42	5 + 966.22
PI121	23.76	17° 12'		S 58° 37' W		16.89		27.69	9'538.516,78	653.714,70	
PI122	32.44		15° 11'	S 43° 26' W		36.03		34.11	9'538.499,89	653.687,01	
PI123	49.61	01° 36'		S 45° 02' W		93.10		93.21	9'538.463,86	653.652,90	
PI124	131.74		07° 55'	S 37° 07' W		49.52		37.47	9'538.370,76	653.559,69	
PI125	62.10	57° 37'		N 85° 16' W	6.06			73.21	9'538.321,24	653.522,22	
PI126	73.46		23° 36'	S 71° 08' W		8.91		26.08	9'538.327,30	653.449,01	
PI127	27.56	23° 55'		N 84° 57' W	3.69			41.80	9'538.318,39	653.422,93	
PI128	41.96	02° 06'		N 82° 51' W	6.44			51.34	9'538.322,08	653.381,13	
PI129	51.74		10° 00'	N 72° 51' W	20.79			67.36	9'538.328,52	653.329,79	
PI130	70.49	44° 58'		N 27° 53' W	20.51			10.86	9'538.349,31	653.262,43	6 + 527.16
PI131	23.20	20° 26'		N 07° 27' W	22.31			2.92	9'538.369,82	653.251,58	
PI132	22.50	03° 30'							9'538.392,13	653.248,66	

CALCULO DE COORDENADAS

anexo 311

EST.	DIST. HORIZ.	DEFLEXIONES		RUMBOS	COORDENADAS PARCIALES				COORDENADAS TOTALES		ABSCISA ACUMULADA
		D	I		N(+)	S(-)	E(+)	W(-)	Latitud	Longitud	
PI132		03° 30'							9'538. 392,13	653.248,66	
	22.76			N 03° 57' W	22.71			1.57	9'538. 414,84	653.247,09	
PI133	24.80		79° 43'	N 83° 40' W	2.74			24.65	9'538. 417,58	653.222,44	
PI134			41° 59'	S 54° 21' W			29.30	40.85	9'538. 388,28	653.181,59	
PI135	50.27	28° 48'		S 83° 09' W			29.67	246.96	9'538. 358,61	652.984,64	
PI136	248.73	22° 34'		N 74° 17' W	10.77			38.27	9'538. 369,38	652.896,37	
PI137	39.76		69° 23'	S 36° 20' W			37.15	27.33	9'538. 332,23	652.869,04	
PI138	46.12	33° 52'		S 70° 12' W			10.51	29.20	9'538. 321,72	652.839,84	
PI139	31.03	09° 59'		S 80° 11' W			5.74	33.15	9'538. 315,98	652.806,69	7+066.09
PI140	33.64		07° 50'	S 72° 21' W			6.00	18.87	9'538. 309,98	652.787,82	
PI141	19.80	25° 48'		N 81° 51' W	3.35			23.41	9'538. 313,33	652.784,41	
PI142	23.65		58° 27'	S 39° 42' W			11.73	9.74	9'538. 301,60	652.754,67	
PI143	15.25	27° 07'		S 66° 49' W			56.19	131.20	9'538. 246,41	652.623,47	
PI144	142.73	90° 51'		N 22° 20' W	47.41			19.48	9'538. 292,82	652.609,99	
PI145	51.26		16° 43'	N 39° 03' W	43.40			35.21	9'538. 336,22	652.568,78	
PI146	55.89		89° 49'	S 51° 08' W			28.90	35.85	9'538. 307,32	652.532,93	
PI147	46.05		66° 50'	S 15° 42' E		11.76	41.84		9'538. 265,48	652.544,69	
PI148	43.46	24° 33'		S 08° 51' W			42.81	6.67	9'538. 222,67	652.538,02	
PI149	43.33	27° 52'		S 36° 43' W			26.58	19.82	9'538. 196,09	652.518,20	7+531.78
PI150	33.16	14° 49'		S 51° 32' W			24.33	30.62	9'538. 171,76	652.487,58	
PI151	39.11	15° 35'		S 67° 07' W			7.05	16.70	9'538. 164,71	652.470,88	
PI152	18.13	61° 36'		N 51° 17' W	59.16			73.80	9'538. 223,87	652.397,08	
PI153	94.58	04° 40'		N 46° 37' W	39.54			41.84	9'538. 263,41	652.355,24	
PI154	57.57	01° 05'		N 45° 32' W	44.15			44.97	9'538. 307,56	652.310,27	
PI155	63.02	21° 16'		N 24° 16' W	17.38			7.83	9'538. 324,94	652.302,44	
PI156	19.06	40° 08'		N 15° 52' E	47.39		13.47		9'538. 372,33	652.315,91	
PI157	49.27	08° 31'		N 24° 23' E	65.45		29.67		9'538. 437,78	652.345,58	
PI158	71.86		80° 33'	N 56° 10' W	32.35			48.27	9'538. 470,13	652.297,31	
PI159	58.11		89° 44'	S 34° 06' W			28.54	19.23	9'538. 441,59	652.277,98	8+025.81
PI160	34.47	06° 57'		S 41° 03' W			48.17	41.95	9'538. 392,42	652.236,03	
PI161	63.88	24° 46'		S 65° 49' W			12.32	27.44	9'538. 381,10	652.208,69	
PI162	30.08	29° 28'		N 84° 43' W	3.54			38.28	9'538. 384,64	652.170,31	
PI163	38.44	10° 50'									

CALCULO DE COORDENADAS

anexo 3J

EST.	DIST. HORIZ.	DEFLEXIONES		RUMBOS	COORDENADAS PARCIALES				COORDENADAS TOTALES		ABSCISA ACUMULADA
		D	I		N(+)	S(-)	E(+)	W(-)	Latitud	Longitud	
PI163	44.98	10° 50'		N 73° 53' W	12.49			43.21	9° 538.384,64	652.170,31	
PI164	35.27		02° 36'	N 76° 29' W	8.24			34.29	9° 538.397,13	652.127,10	
PI165	13.37	04° 45'		N 71° 44' W	4.19			12.70	9° 538.405,37	652.092,81	
PI166	29.25		30° 19'	S 77° 57' W		6.11		28.61	9° 538.409,56	652.080,11	
PI167	41.38	14° 35'		N 87° 28' W	1.83			41.34	9° 538.403,45	652.051,50	
PI168	22.47	31° 20'		N 56° 08' W	12.52			18.66	9° 538.405,28	652.010,16	
PI169	33.06		38° 58'	S 84° 54' W		2.94		32.93	9° 538.417,80	651.991,50	
PI170	19.92	12° 21'		N 82° 45' W	2.51			19.76	9° 538.414,86	651.958,57	8 + 376.52
PI171	71.59		13° 22'	S 83° 53' W		7.63		71.18	9° 538.417,37	651.938,81	
PI172	42.40		05° 55'	S 77° 58' W		8.84		41.47	9° 538.409,74	651.867,63	
PI173	29.88		18° 20'	S 59° 38' W		15.11		25.78	9° 538.400,90	651.826,16	
PI174	33.72	13° 30'		S 73° 08' W		9.78		32.27	9° 538.385,79	651.800,38	
PI175	24.29		22° 14'	S 50° 54' W		15.32		18.85	9° 538.376,01	651.768,11	
PI176	18.78	20° 44'		S 71° 38' W		5.92		17.82	9° 538.360,69	651.749,26	
PI177	44.20		21° 23'	S 60° 15' W		28.26		33.98	9° 538.354,77	651.731,44	
PI178	17.73	17° 34'		S 67° 49' W		6.69		16.42	9° 538.326,51	651.697,46	
PI179	35.28	24° 39'		N 87° 32' W	1.62			35.25	9° 538.319,82	651.681,04	
PI180	38.41	26° 06'		N 61° 26' W	18.37			33.73	9° 538.321,34	651.645,79	8 + 713.64
PI181	23.05		55° 43'	S 62° 51' W		10.52		20.51	9° 538.339,71	651.612,06	
PI182	22.93		53° 26'	S 09° 25' W		22.62		3.75	9° 538.329,19	651.591,65	
PI183	24.96	13° 00'		S 22° 25' W		23.07		9.52	9° 538.306,57	651.587,80	
PI184	111.16		48° 58'	S 26° 33' E		99.44	49.69		9° 538.283,50	651.578,28	
PI185	20.65	31° 03'		S 04° 30' W		20.59		1.62	9° 538.184,06	651.627,97	
PI186	81.35	34° 09'		S 38° 39' W		63.63		50.81	9° 538.163,47	651.626,35	
PI187	33.14	30° 34'		S 69° 13' W		11.76		30.98	9° 538.099,94	651.575,54	
PI188	46.88	91° 11'		N 19° 36' W	44.16			15.73	9° 538.088,18	651.544,56	
PI189	33.60		07° 57'	N 27° 33' W	29.79			15.64	9° 538.182,34	651.528,83	
PI190	33.36		03° 34'	N 31° 07' W	28.56			17.24	9° 538.162,13	651.513,29	9 + 141.05
PI191	29.56		11° 55'	N 43° 02' W	21.61			20.17	9° 538.190,69	651.496,05	
PI192	24.27		17° 27'	N 60° 29' W	11.96			21.12	9° 538.212,30	651.475,88	
PI193	24.66	22° 53'		N 37° 36' W	19.64			15.05	9° 538.224,26	651.464,76	
PI194		18° 35'							9° 538.243,80	651.439,71	

## CALCULO DE COORDENADAS

anexo 3.1

EST.	DIST. HORIZ.	DEFLEXIONES		RUMBOS	COORDENADAS PARCIALES				COORDENADAS TOTALES		ABSCISA ACUMULADA
		D	I		N (+)	S (-)	E (+)	W (-)	Latitud	Longitud	
PI194	22.62		18°35'	N 56°06'W	12.62			18.77	9'538.243,80	651.439,71	
PI195	36.63		12°19'	N 68°25'W	13.47			34.06	9'538.256,42	651.420,94	
PI196	25.49	32°48'		N 35°37'W	20.72			14.84	9'538.269,89	651.386,88	
PI197	22.46		53°59'	N 89°36'W	0.16			22.46	9'538.290,61	651.372,04	
PI198	28.96	06°19'		N 83°17'W	3.39			28.76	9'538.290,77	651.349,58	
PI199	35.36		12°43'	S 84°00'W		3.70		35.17	9'538.294,16	651.320,82	
PI200	38.20	22°47'		N 73°13'W	11.03			36.57	9'538.240,46	651.285,65	9+422.63
PI201	32.95		43°03'	S 63°44'W		14.58		29.55	9'538.301,49	651.249,08	
PI202	33.53	04°01'		S 67°45'W		12.70		31.03	9'538.286,91	651.219,53	
PI203	28.89	27°58'		N 84°17'W	2.88			28.75	9'538.274,21	651.188,50	
PI204	42.61		08°57'	S 86°46'W		2.40		42.54	9'538.277,09	651.159,75	
PI205	17.00	21°40'		N 71°34'W	5.38			16.13	9'538.274,69	651.117,21	
PI206	28.84		31°02'	S 77°24'W		6.29		28.15	9'538.280,07	651.101,08	
PI207	33.33	16°33'		N 86°03'W	2.30			33.26	9'538.273,78	651.072,93	
PI208	26.40	21°43'		N 64°20'W	11.43			23.80	9'538.276,08	651.039,68	
PI209	27.44	02°54'		N 61°26'W	13.12			24.10	9'538.287,51	651.015,88	
PI210	15.74	22°52'		N 38°34'W	12.31			9.81	9'538.320,63	650.991,78	9+730.44
PI211	19.98		39°29'	N 78°03'W	4.14			19.55	9'538.312,94	650.981,97	
PI212	42.22	20°31'		N 57°32'W	22.66			35.62	9'538.317,08	650.962,42	
PI213	24.51	13°58'		N 43°34'W	17.76			16.89	9'538.339,74	650.926,80	
PI214	12.13	41°13'		N 02°21'W	12.12			0.50	9'538.357,50	650.909,91	
PI215	20.88	27°26'		N 25°05'E	18.91		8.85		9'538.369,62	650.909,41	
PI216	16.94		68°58'	N 43°53'W	12.21			11.74	9'538.388,53	650.918,26	
PI217	20.29		28°23'	N 72°16'W	6.18			19.33	9'538.400,74	650.906,52	
PI218	14.56	52°46'		N 19°30'W	13.72			4.86	9'538.406,92	650.887,19	
PI219	18.19		48°48'	N 68°18'W	6.73			16.90	9'538.420,64	650.882,33	
PI220	18.80		56°50'	S 54°52'W		10.82		15.37	9'538.427,37	650.865,43	9+930.60
PI221	11.06	48°07'		N 77°01'W	2.48			10.78	9'538.416,55	650.850,06	
PI222	41.87	44°00'		N 33°01'W	35.11			22.81	9'538.419,03	650.839,28	
PI223									9'538.454,14	650.816,47	

# **CAPITULO IV**

## RIEGO Y DRENAJE

### 4.1 ESTUDIO DE CULTIVOS

El desarrollo de las plantas depende de muchos factores entre los que están las condiciones climáticas, las características del suelo, las prácticas agrícolas, la competencia con otras plantas, etc.

Una de las condiciones principales para el desarrollo de la planta es tener una adecuada cantidad de agua en el suelo que es absorbida por las raíces y transpirada por sus partes verdes, especialmente por las hojas. Por lo general el agua que retiene el suelo y es usada por las plantas proviene de las lluvias.

Cuando la cantidad de agua recibida por la lluvia es insuficiente, este defecto debe ser cubierto en forma artificial por riego.

Como resultado de la lluvia de un riego, el suelo retiene por capilaridad una cierta cantidad de agua y todo el exceso se pierde por infiltración profunda o por escurrimiento superficial. El máximo porcentaje de agua retenido así por el suelo se llama capacidad de campo.

Las plantas absorben esta humedad de la capa del suelo abarcada por sus raíces hasta llegar a un estado en el cual las fuerzas que retienen al agua son superiores a las de absorción de las raíces. El porcentaje correspondiente se llama punto de marchitez. Un poco antes de llegar a este punto, se debe ejecutar otro riego.

De lo indicado anteriormente, se deduce que los cultivos influyen en la forma de riego, ya sea por su naturaleza, que no es apta para todos los sistemas, ya por sus exigencias de agua que pueden modificar el turno de riego.

Basándonos tanto en encuestas como en observaciones realizadas sobre los diferentes sembríos cultivables en la zona de riego del presente proyecto, se elaboró el siguiente patrón de cultivos, el mismo - que incluye porcentajes aproximados del área útil a regarse dedicada a un sembrío.

#### PATRON DE CULTIVOS

	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	% (Area a Regar)
Maíz-Fréjol													11.0
Maíz-Tomate													5.0
Cebolla-Maíz													5.0
Maní-Maíz													15.0
Yuca													10.0
Caña													15.0
Frutales													5.0
Forestación													34.0

Así mismo, se recomienda distribuir las diferentes clases de cultivos de acuerdo a las pendientes del terreno, indicados en el siguiente cuadro:

PENDIENTE	CULTIVO
0 - 1 %	Caña, Yuca, maní
0 - 2 %	Fréjol, maíz, yuca, tomate, cebolla
8 - 12 %	maíz, fréjol, yuca, cítricos, café'
12 - 25 %	leguminosas, pastos.



## 4.2 DOTACIONES DE RIEGO

Los tres factores que de un modo más decisivo influyen sobre el momento más oportuno de dar un riego son:

- a) Las necesidades de agua de los cultivos
- b) La disponibilidad de agua para riego; y
- c) La capacidad de la zona radicular para almacenar agua.

En los regadíos, las necesidades de agua de cada cultivo durante su período de desarrollo son de capital importancia para la determinación del momento de riego. Algunas zonas regadas tienen un suministro deficiente de agua durante la época de los riegos, pero gran abundancia en invierno y los regantes no siempre pueden darle a los cultivos el agua cuando se encuentran más necesitados y muchas veces se riega cuando las plantas no la necesitan. En la determinación del momento de riego se consideran tanto las necesidades de las plantas como el suministro del agua utilizable por ellas.

Los cultivos en su período de desarrollo necesitan continuamente agua, pero la magnitud de sus necesidades varía con la clase de cultivo, edad del mismo, la temperatura y las condiciones atmosféricas, - todos estos factores variables.

El factor de mayor importancia para establecer la frecuencia y la duración más favorable de cada riego, es la necesidad de agua de cada cultivo. El desarrollo de la mayor parte de los cultivos se estimula con una humedad moderada del terreno y se retarda cuando ésta es excesiva o deficiente.

Para el presente estudio se consideró que una dotación de riego de 1.00 l/seg/Ha. es la necesaria. Consideración que se hizo basándose en estudios de uso consuntivo realizados para proyectos ubicados en el área del Río Playas. Esta dotación se asume debido a que el proyecto del presente estudio se encuentra ubicado en la misma zona; por tal razón sus condiciones de suelo son semejantes y consecuentemente sus necesidades de agua.

#### 4.3 METODOS DE RIEGO SUPERFICIAL

Los métodos de riego varían con las zonas dentro de cada región a causa de la diferencia de suelos o de su topografía, del abastecimiento del agua, de los cultivos y de las costumbres del lugar.

Entre los métodos de riego superficial más conocidos, tenemos:

##### 4.3.1 RIEGO POR ASPERSION

Se denomina por aspersion al método que consiste en aplicar agua a la superficie del terreno, rociándola a la manera de lluvia ordinaria. La aspersion como método de riego se inició en 1900. Los primeros tipos de aspersores empleados en agricultura fueron solamente una primera evolución de los utilizados para regar el césped de la ciudad. Con anterioridad a 1920 la aspersion estaba limitada a las hortalizas, los viveros, huertos frutales.

Aparte de su función primordial de distribuir el agua en la superficie del terreno, el riego por aspersion ayuda al enraizamiento de las plantas de sistemas radiculares superficiales y al control de la

humedad en ciertos sembríos, con este método de riego además se puede prescindir del empleo de árboles de sombra para el control de la temperatura y de la humedad.

#### 4.3.1.1 Tipos de Aspersores

Los aspersores utilizados en la actualidad son de tres tipos:

- Con boquillas fijos a los tubos
- De tubos separados; y
- De cabeza rotativa.

Los sistemas más antiguos fueron los de boquillas fijas a los tubos; en este tipo el agua fluye a los tubos desde una conducción principal perpendicular a ellos, siendo la separación entre tubos de unos 15 metros, esta zona de separación puede quedar totalmente regada girando los tubos unos 135°.

Los aspersores de tubo separado son recomendables para riego de huertos, viveros. Las dotaciones horarias suelen ser superiores a un espesor de agua de 1.9 cm. por hora y las presiones inferiores a 2.5 - atmósferas y en algunos casos no llegan a 0.75 atmósferas.

Los aspersores de cabeza giratoria son los que tienen un empleo más difundido. Las ventajas de estos aspersores sobre los otros tipos consiste en la posibilidad de aplicar un caudal pequeño de agua empleando boquillas de calibre relativamente grandes, particularidad favorable en aguas que contienen lodos e impurezas. La lluvia mínima -

que pueden aplicar los aspersores giratorios es de 0.25 cm por hora. Esta lentitud de riego es ventajoso para terrenos de baja velocidad de infiltración. Las presiones de los aspersores giratorios oscilan entre 2 atmósferas para los pequeños y más de 7 atmósferas para los grandes.

El suministro de agua a los aspersores se lo puede hacer por gravedad o mediante el uso de bombas.

#### 4.3.2 RIEGO POR GRAVEDAD

Es uno de los métodos más antiguos y que aún se sigue practicando en una forma más generalizada en muchas partes y especialmente en lugares en los cuales el agua de riego es abundante y cuesta poco.

En este método el agua llega a la parcela a través de acequias laterales y es distribuida por otras que la surcan. La separación entre acequias está determinada por la pendiente del terreno, la textura y la profundidad del suelo, el caudal y el tipo de cultivo. La inundación desde acequias se adapta a algunos terrenos que tienen superficies tan irregulares que no permiten otros métodos de riego por encharcamiento superficial. No obstante en terrenos que pueden ser regados con ventaja por otros métodos, los regantes siguen empleando este método porque los costos de preparación del terreno son bajos, aunque hay que considerar que hay mayor empleo de mano de obra en la aplicación del riego y las pérdidas de agua que se originan por escorrentía y percolación profunda, sobrepasan las ventajas aparentes de un bajo costo inicial de preparación de la tierra.

#### 4.3.3 RIEGO POR GOTEO

El riego por goteo se lo practica en lugares en donde la presencia de agua es bastante escasa, este tipo de riego consiste en suministrar a las plantas lo mínimo necesario de agua para su subsistencia. Una de las mayores ventajas de esta clase de riego es que se aprovecha casi totalmente el agua destinada a este fin.

El sistema de riego por goteo puede funcionar ya sea por gravedad o impulsado por bombas, dependiendo de la ubicación de la fuente de captación, sobre o bajo la superficie a regarse.

#### 4.4 ESTUDIO DE DRENAJES

En algunas cuencas las tierras altas no necesitan drenaje, siendo frecuente en las partes bajas de las mismas, como consecuencia del riego de las zonas altas. Del 20 al 30% de las tierras de regadío de las regiones áridas necesitan del drenaje para perpetuar su productividad.

El riego y el drenaje en las regiones áridas son dos prácticas complementarias. La necesidad de este último depende en gran parte de los bajos rendimientos de transporte y de aplicación de agua de riego.

En las regiones húmedas el drenaje constituye una necesidad mayor que en las áridas. Las lluvias en exceso producen encharcamiento en las zonas llanas y bajas. El drenaje suele seguir al riego en las zonas áridas, mientras que en las húmedas debe proceder al desarrollo agrícola y en algunos casos es un requisito previo de habitabilidad, se

da el caso de que los terrenos drenados son más productivos.

Se conocen dos tipos de drenajes: abiertos y cubiertos.

#### 4.4.1 DRENAJES ABIERTOS

Los colectores abiertos se emplean en gran escala en algunos proyectos de drenaje para llevar el agua a desagües o puntos de aplicación situados a grandes distancias.

El agua puede afluir al interior de los drenes abiertos o directamente del agua subterránea o bien de los colectores entubados subterráneos. Las pendientes de este tipo de drenajes varía entre el 0.5 y el 1.5 por mil. Las pendientes de los drenes abiertos en las tierras bajas que están casi niveladas, deben ser de la misma magnitud que el desnivel de la superficie del terreno para no producir velocidades excesivas, y por lo tanto erosiones en los canales.

La inclinación de los taludes de los canales abiertos depende casi de un modo absoluto, del tipo de suelo, oscilando desde pendientes del 200% para terrenos arcillosos compactos, hasta el 30% para arenas muy sueltas. Las profundidades de los drenes abiertos oscilan entre 1.8 y 3.6 metros o más.

El elevado costo de los drenajes por gravedad muy profundos justifican el esfuerzo especial dirigido a implantar el bombeo del agua subterráneas en algunas zonas en donde el valor de la energía y el tipo de suelo lo hacen practicable.

#### 4.4.2 DRENAJES CUBIERTOS

Los dos sistemas de drenajes cubiertos más utilizados son:

- Drenajes de desagües niveladas
- Drenajes que interceptan las aguas para terrenos inclinados y pendientes irregulares.

En el sistema de desagüe, las distancias entre drenes dependen de la textura y permeabilidad del suelo. En los terrenos arcillosos de baja permeabilidad y profundidad de la tubería de 1.5 m. la separación de 60 m. puede ser suficiente para un drenaje satisfactorio; en los suelos francos de tipo medio entre 120 y 180m, cuando las tuberías están colocadas a profundidades de 1.80 m o más; en los suelos arenosos y gravosos la distancia más normal es superior a los 240 m.

Al sistema que utiliza drenes principales muy largos, adosados lateralmente a los cuales existen otros colectores más pequeños se le denomina de espina de pescado. El sistema de parrilla consiste en laterales muy largos que vierten en un canal principal más corto.

Las tuberías de drenaje ya sea de cemento o de arcilla son normalmente transportadas desde la fábrica al terreno, y colocadas a lo largo de las líneas de drenajes proyectadas, estos tubos son unidos firmemente entre sí para impedir que las partículas del suelo penetren en la tubería. El agua fluye de los suelos saturados y penetra en el dren a través de las juntas de las tuberías y no a través de sus paredes de arcilla o cemento.

Se colocan envolturas de grava alrededor de los tubos por dos razones principalmente:

- 1) Para impedir que las partículas de suelo penetren en el drenaje, lo que puede bloquearlo y causar socavaciones; y
- 2) Para proveer al dren de un material más permeable que lo rodee, incrementando de esta forma el diámetro efectivo del tubo.

# **CAPITULO V**

## DISEÑO DEL PROYECTO

### 5.1 INTRODUCCION

Las obras de toma captan el agua, para luego ser conducida hasta el sitio de su utilización mediante canales abiertos o tuberías forzadas. Se considera forzado el conducto en el cual el líquido fluye a una presión diferente de la atmosférica (generalmente mayor) y funciona totalmente lleno (sifón). En cambio en los conductos libres el líquido ocupa solamente parte de la sección y presentan una superficie libre expuesta a la presión atmosférica. En los conductos libres la superficie del agua coincide con la línea piezométrica.

Entre los conductos que transportan agua a superficie libre se pueden señalar: canaletas, acueductos libres, túneles-canales, canales y cursos de agua naturales.

Se llaman canales los cauces artificiales de forma regular que sirven para conducir agua. El flujo del agua se produce por acción de la gravedad, es decir sin presión, por lo que puede considerarse canal cualquier conducto cerrado que se encuentra funcionando parcialmente lleno.

Se llaman túneles a los conductos que se excavan bajo tierra con el propósito de acortar distancias. Los túneles en su mayor parte

se construyen en roca, en terreno permeable; se revisten de concreto, en rocas firmes puede ser adecuado un revestimiento para alisar la superficie. Los túneles operan bajo una carga hidrotática positiva; si la presión interior es poca o nula la forma de la sección es de herradura y si trabaja a presión la forma es circular.

## 5.2 DISEÑO DEL CANAL PRINCIPAL

### 5.2.1 CONSIDERACIONES

Al realizar el diseño de un canal los datos que se disponen son el caudal  $Q$  que se va a conducir y la gradiente que puede variar dentro de ciertos límites. También se conoce el coeficiente de rugosidad en función del tipo de revestimiento ( $n = 0.016$ )

Las formas de sección transversal son variadas. Los canales excavados en tierra normalmente presentan una sección trapezoidal que se aproxima a la forma semiexagonal. El talud de las paredes depende de la naturaleza del terreno. Los canales abiertos en roca generalmente son de forma rectangular y las canaletas de acero de forma semi-circular.

El tirante  $d$  de flujo es la distancia vertical desde el fondo del canal hasta la superficie del agua. El perímetro mojado es la longitud de una línea que limita el área transversal de flujo menos la anchura libre de la superficie. Se denomina área hidráulica la sección transversal ocupada por el flujo.

El flujo en un canal puede ser uniforme y no uniforme. El flu-

jo uniforme se refiere a la condición según la cual la pendiente, profundidad, velocidad y sección recta permanecen constantes en una longitud dada del canal. El flujo no uniforme ocurre cuando la profundidad del líquido varía a lo largo de la longitud del canal.

#### 5.2.1.1 Velocidades Admisibles

La velocidad del agua que circula por un canal depende de la pendiente, forma, dimensiones, rugosidad de las paredes y viscosidad del líquido.

Uno de los problemas graves que tiene que enfrentar el ingeniero al proyectar canales es el transporte de sedimentos; por lo que se aconseja que la velocidad debe ser:

- Mínima: a fin de evitar la erosión de las paredes y fondo
- Máxima: capaz que no se produzca el depósito de sedimentos lo que disminuye la sección del canal.

Un canal debe ser estable, es decir, que no se produzca erosión ni azolvamiento. Al respecto Kennedy llegó a la conclusión que esto es cierto cuando la velocidad media se encuentra en cierta relación definida con la profundidad. En efecto para dos canales de igual velocidad pero de distinto calado; el menos profundo podrá llevar en suspensión una cantidad de sedimentos mayor que el otro.

Como resultado de sus mediciones, Kennedy encontró que para cada profundidad hay una velocidad límite por debajo de la cual los sedimentos empiezan a depositarse. A esta velocidad la llamó: velocidad crí

tica, expresada en la siguiente igualdad:

$$V_o = c d^{0.64}$$

En donde:

$V_o$  = Velocidad crítica en pies/segundo

$d$  = Profundidad del agua en pies

$0.64 = n$  = Exponente asumido como constante.

$c$  = Coeficiente que depende de los sedimentos, varía de:

$c = 0.82$  para limo fino

$c = 1.09$  para limo arenoso grueso.

#### 5.2.1.2 Revestimientos

El revestimiento en canales se justifica por los siguientes requerimientos:

- a. Crean una barrera impermeable al paso del agua
- b. Evitar daños por filtración, eliminando así costosas obras de drenaje.
- c. Proteger al canal contra la erosión, permitiendo así una mayor velocidad.
- d. Reducen considerablemente los costos de mantenimiento.

Las características de un buen revestimiento deben ser las siguientes:

1. Ser impermeable
2. Ser resistente a la erosión

3. Ser de bajo costo en cuanto a construcción como a mantenimiento
4. Ser durable ante la acción de los agentes atmosféricos, plantas y animales.

Dentro de los diversos tipos de revestimiento el más usado en canales de riego es el revestimiento de hormigón, que además de impermeabilidad da dureza y rigidez para resistir velocidades de hasta 12 m por segundo, cuando el agua es limpia y no hay cambios bruscos de dirección. La vida útil del revestimiento de hormigón se estima en alrededor de 40 años.

A fin de asegurar la impermeabilidad del hormigón, se aconseja que la cantidad de cemento no sea menor de  $250 \text{ Kg/m}^3$  y la relación de agua cemento no sea mayor a 0.6. Todo concreto destinado a estructuras que están en contacto permanente con el agua se lo mezclará con plastrocrete DM o similar en proporciones dadas por los fabricantes.

Para canales revestidos de hormigón de buena calidad, se considera como velocidad máxima no erosionable entre 3.05 m/s a 3.66 m/s.

#### 5.2.2 DETERMINACION DE LA SECCION HIDRAULICA-OPTIMA-ECONOMICA

La sección hidráulica óptima es aquella que con una superficie mojada mínima conduce el caudal máximo.

1. SECCION SEMICIRCULAR: Presenta el menor perímetro mojado y por consiguiente el mayor radio hidráulico ; son por esto secciones económicas ideales. Frecuentemente no puede ser realizada por razones estructurales y dificultades en

la construcción y generalmente carecen de estabilidad.

2. SECCION RECTANGULAR.- La forma rectangular generalmente se adopta en los canales de concreto y en los canales abiertos en roca. Tratándose de sección rectangular la más favorable es aquella para la cual la base es el doble de la altura (calado).
3. SECCION TRAPEZOIDAL.- Para una área de sección recta, el caudal a través de un canal con rugosidad y pendiente dada será máximo cuando el radio hidráulico sea mínimo, lo que ocurre cuando el perímetro mojado es mínimo. Para canales trapezoidales la sección hidráulica óptima es la de un semi exágono regular ( $\alpha = 60^\circ$ ). El valor del radio hidráulico óptimo es igual a  $d/2$ .

La sección hidráulica óptima es un canal trapezoidal se produce cuando  $R = d/2$ .

Pero no siempre esta sección puede ser adoptada porque las paredes laterales del canal deben satisfacer el talud natural de las tierras para su estabilidad y permanencia.

#### 5.2.2.1 Sección Hidráulica Óptima para Canal Trapezoidal y Rectangular

En un trapecio:

$$\text{Sección mojada} \quad A = bd + d^2 \text{ctg } \theta \quad (5.1) \quad \text{ctg } \theta = m$$

$$\text{Perímetro mojado} \quad P = b + 2d \text{csc } \theta \quad (5.2) \quad \text{csc } \theta = \sqrt{1+m^2}$$

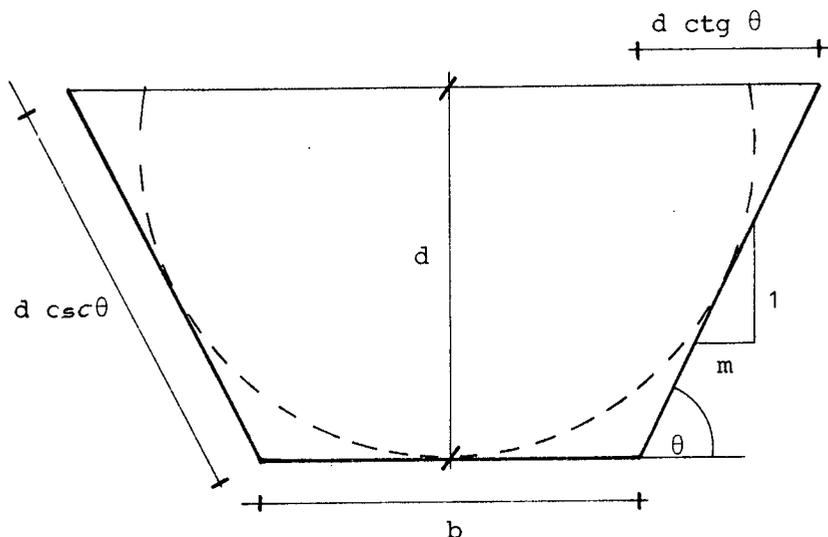


Figura 5-1

Despejando  $b$  de la sección mojada (5.1) y reemplazando en el perímetro mojado (5-2):

$$b = A/d - d \operatorname{ctg} \theta \quad (5-3)$$

$$P = A/d - d \operatorname{ctg} \theta + 2 d \operatorname{csc} \theta \quad (5-4)$$

el perímetro mojado debe ser mínimo para un máximo gasto en igualdad de sección. Para lo cual derivamos el perímetro en función del caudado  $d$ , e igualamos a cero la primera derivada.

$$dP/dd = -A/d^2 - \operatorname{ctg} \theta + 2 \operatorname{csc} \theta = 0$$

$$A = d^2 (2 \operatorname{csc} \theta - \operatorname{ctg} \theta) \quad (5-5)$$

$$d = \sqrt{\frac{A}{2 \operatorname{csc} \theta - \operatorname{ctg} \theta}} \quad (5-6)$$

$$d = K1 \sqrt{A} \quad (5-7)$$

En donde K1 en función de la pendiente m es:

$$K1 = \sqrt{\frac{1}{2 \csc \theta - \operatorname{ctg} \theta}} = \sqrt{\frac{1}{2(\sqrt{1+m^2}) - m}} = \sqrt{\frac{1}{2\sqrt{1+m^2} - m}} \quad (5-8)$$

El valor de b en función del calado d se obtiene igualando (5-1) y (5.5).

$$\begin{aligned} bd + d^2 \operatorname{ctg} \theta &= d^2 (2 \csc \theta - \operatorname{ctg} \theta) \\ b &= d (2 \csc \theta - \operatorname{ctg} \theta) - d \operatorname{ctg} \theta \\ b &= 2 (\csc \theta - \operatorname{ctg} \theta) d \\ b &= K2 d \end{aligned} \quad (5-9)$$

$$\begin{aligned} K2 &= 2 (\csc \theta - \operatorname{ctg} \theta) \\ K2 &= 2 (\sqrt{1+m^2} - m) \end{aligned} \quad (5-10)$$

Obtención del ancho b en función del área mojada

$$d = K1 \sqrt{A} \quad (5-7)$$

$$b = K2 d \quad (5-9)$$

$$b = K2 (K1 \sqrt{A})$$

$$b = K3 \sqrt{A} \quad (5-11)$$

$$K3 = K1 K2 \quad (5-12)$$

Radio hidráulico en función del calado

$$R = A/P = \frac{d^2 (2 \csc \theta - \operatorname{ctg} \theta)}{A/d - d \operatorname{ctg} \theta + 2d \csc \theta}$$

$$R = \frac{d^2 (2 \csc \theta - \operatorname{ctg} \theta)}{2d (2 \csc \theta - \operatorname{ctg} \theta)}$$

$$R = d/2 \quad (5-13)$$

Esta demostración comprueba lo explicado en la parte teórica - que el valor del radio hidráulico óptimo es igual a la mitad del calado.

El perímetro mojado mínimo es: reemplazando (5-9) en (5-2)

$$\begin{aligned} P &= b + 2d \csc \theta \\ P &= d (2 \csc \theta - 2 \operatorname{ctg} \theta) + 2d \csc \theta \\ P &= 2 (2 \csc \theta - \operatorname{ctg} \theta) d \\ P &= K4 d \end{aligned} \quad (5-14)$$

$$\begin{aligned} K4 &= 2 (2 \csc \theta - \operatorname{ctg} \theta) \\ K4 &= 2 (2 \sqrt{1+m^2} - m) \end{aligned} \quad (5-15)$$

El talud del canal más favorable se obtiene derivando e igualando a cero el Perímetro mojado en función del ángulo  $\theta$  (5-14)

$$\begin{aligned} dP/d\theta &= (4d \csc \theta - 2d \operatorname{ctg} \theta)/d \theta \\ dP/d\theta &= -4d \cos \theta / \operatorname{sen}^2 \theta + 2d/\operatorname{sen}^2 \theta = 0 \\ -2 \cos \theta + 1 &= 0 \\ \theta &= \arccos 1/2 \\ \theta &= 60^\circ \end{aligned}$$

Con lo que se concluye que la sección trapezoidal más eficiente corresponde a la de un semi-exágono ( $\theta = 60^\circ$ ).

Las condiciones óptimas para un canal rectangular son las siguientes ( $m = 0$ )

$$b = 2d$$

$$A = bd$$

$$A = 2 d^2$$

$$P = 4 d$$

$$R = d/2$$

## RESUMEN DE FORMULAS ENCONTRADAS

$$d = K1 \sqrt{A} \quad (5-7)$$

$$b = K2 d = K3 \sqrt{A} \quad (5-9)(5-11)$$

$$P = K4 d \quad (5-14)$$

$$R = d/2 \quad (5-13)$$

Los valores de K1, K2, K3, K4 en función de la pendiente m se presentan en la tabla siguiente:

TABLA 5.1  
VALORES DE K1, K2, K3, K4 PARA CALCULO DE CANALES

m	K1	K2	K3	K4
0.00	0.707	2.000	1.414	4.000
0.25	0.743	1.562	1.161	3.624
0.50	0.759	1.236	0.938	3.472
0.5774	0.760	1.155	0.878	3.464
0.75	0.756	1.000	0.756	3.500
1.00	0.739	0.828	0.612	3.567
1.25	0.716	0.702	0.503	3.903
1.50	0.689	0.606	0.418	4.210
2.00	0.636	0.472	0.300	4.944
2.50	0.589	0.386	0.227	5.770
3.00	0.548	0.326	0.179	6.651

#### 5.2.2.2 Altura de Seguridad

La sección mojada no ocupa toda el área excavada del canal, sino que entre la superficie del agua y de la plataforma se deja siempre una distancia que se llama altura de seguridad o franco. Esta distancia debe ser suficiente como para impedir que las olas o las variaciones de nivel produzcan desbordamientos que podrían erosionar el labio del canal.

No existe una norma única para establecer el valor del franco, pues depende de consideraciones económicas, distancia entre aliviaderos, gradiente del canal, etc. Esta distancia puede variar de un 5 % a un 30% del calado.

Para el presente estudio se estima que con un porcentaje del -- 25% del calado es suficiente.

#### 5.2.2.3 Cálculo del Canal Principal

Datos:

$$Q = 1.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$J = 0.5 \text{ o/o}$$

$$n = 0.016$$

Si utilizamos la ecuación de Manning y la ecuación de continuidad:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2}$$

$$Q = AV$$

Entonces:

$$Q = A \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2}$$

$$1.50 = A \frac{1}{0.016} R^{2/3} 0.0005^{1/2}$$

$$A = 1.073 R^{-2/3} \quad (5-16)$$

De acuerdo a las demostraciones realizadas, corresponde a un talud óptimo la relación  $m = 3/5$ , pero por facilidad de construcción se toma  $m = 1/2$ .

Para condición de máxima eficiencia:

$$d = 2R \quad (5-13)$$

pero:

$$d = K1 \sqrt{A} \quad (5-7)$$

$$K1 = 0.759 \quad (\text{Tabla 5.1})$$

$$d = 0.759 \sqrt{A}$$

Igualando (5-13) y (5-7) y reemplazando en la ecuación :

$A = 1.073 R^{-2/3}$  , se tiene:

$$2R = 0.759 \sqrt{A}$$

$$R = 0.3795 \sqrt{A}$$

$$A = 1.073 (0.3795 \sqrt{A})^{-2/3}$$

$$A = 1.71 \text{ m}^2$$

Cálculo del calado  $d$

$$d = 0.759 \sqrt{A}$$

$$d = 0.759 \sqrt{1.71}$$

$$d = 0.99 \text{ m.}$$

Cálculo del perímetro mojado

$$P = K4 d \quad (5-14)$$

$$K4 = 3.472 \text{ (Tabla 5.1)}$$

$$P = 3.472 (0.99)$$

$$P \approx 3.44 \text{ m}$$

Ancho de la solera:

$$b = K2 d \quad (5-9)$$

$$K2 = 1.236 \text{ (Tabla 5.1)}$$

$$b = 1.236 (0.99)$$

$$b = 1.22 \text{ m}$$

Radio hidráulico

$$R = A/P = 1.71/3.44 = 0.497 \text{ m}$$

Velocidad de circulación: (Manning)

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} j^{1/2}$$

$$V = \frac{1}{0.016} (0.497)^{2/3} (0.0005)^{1/2}$$

$$V = 0.877 \text{ m/seg}$$

Velocidad antisedimentante según Kennedy:

$$v = c d^{0.64}$$

$$v = 1.09 (3.25)^{0.64}$$

$$v = 2.318 \text{ pie/seg}$$

$$v = 0.706 \text{ m/seg.}$$

Velocidad máxima recomendable:

$$v = 3.05 \text{ m/seg}$$

$$0.706 < 0.877 < 3.05$$

Comprobación de caudal

$$Q = AV = 1.71 \times 0.877 = 1.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Altura de seguridad:

$$= 25 \% d$$

$$= 25 \% 0.99$$

$$= 0.25 \text{ m}$$

Altura total del canal d1

$$d1 = 0.99 + 0.25$$

$$d1 \cong 1.25 \text{ m}$$

Anchura libre del canal B

$$B = b + 2 md$$

$$B = 1.22 + 2 \times 0.5 \times 1.25$$

$$B = 2.47 \text{ m}$$

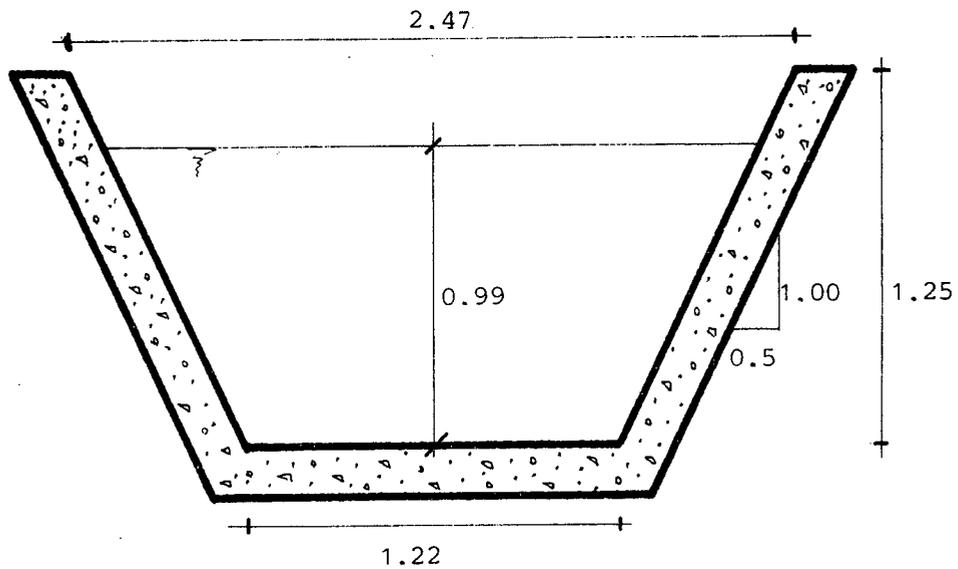


Figura 5-2

Cálculo de SECCION RECTANGULAR :  $m = 0$

- Calado  $A = 1.073 R^{-2/3}$  (5-16)  $R = d/2$

$$A = 2 d^2$$

$$2d^2 = 1.073 (d/2)^{-2/3}$$

$$d = 0.94 \text{ m}$$

- Area  $A = 2 d^2 = 2(0.94)^2$

$$A = 1.77 \text{ m}^2$$

- Perímetro:  $P = 4 d = 4 \times 0.94$

$$P = 3.76$$

Ancho de la Solera b

$$b = 2 d = 2 \times 0.94$$

$$b = 1.88 \text{ m}$$

Radio hidráulico R

$$R = A/P = 1.77/3.76$$

$$R = 0.47 \text{ m}$$

Velocidad: V (Manning)

$$V = \frac{R^{2/3} J^{1/2}}{n} = \frac{0.47^{2/3} 0.0005^{1/2}}{0.016}$$

$$V = 0.845 \text{ m/s}$$

$$0.706 < 0.845 < 3.05$$

Comprobación del caudal:

$$Q = A V = 1.77 \times 0.845$$

$$Q = 1.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Altura de seguridad} = 25 \% d$$

$$= 25 \% 0.94$$

$$= 0.24 \text{ m}$$

Altura total del canal

$$d1 = 0.94 + 0.24$$

$$d1 \approx 1.20 \text{ m}$$

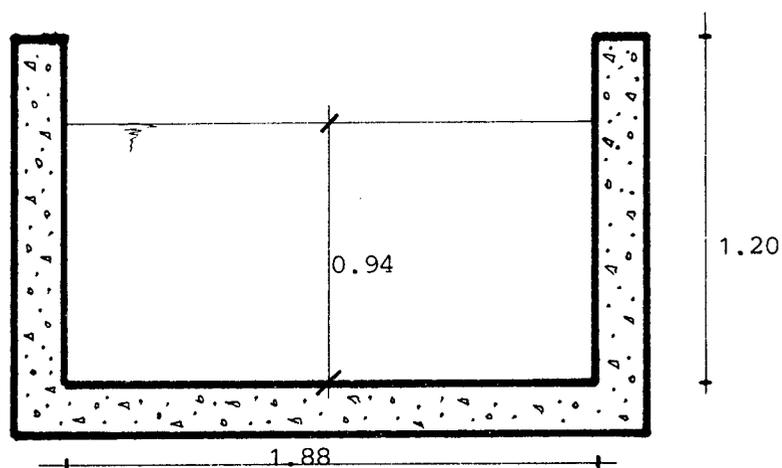


Figura 5-3

Estableciendo comparación entre las dos secciones:

	TRAPEZOIDAL	RECTANGULAR
Perímetro mojado	3.44	3.76
Area mojada	1.71	1.77
Radio hidráulico	0.497	0.47

Del cuadro anterior se deduce que los valores de área y perímetro mojado son menores en la sección trapezoidal, consecuentemente se obtiene un mayor radio hidráulico. Se recomienda la construcción del canal con sección trapezoidal debido a que con su menor perímetro mojado se obtiene una menor superficie de revestimiento.

#### DISEÑO DEL CANAL PRINCIPAL A PARTIR DE LA ABSCISA 1+000

A partir del kilómetro 1+000 la gradiente longitudinal del canal pasa de 0.0005 a 0.001, por lo que se diseñará para esta pendiente la sección de canal económica correspondiente.

Basándonos en consideraciones ya conocidas se diseñará la sec-

ción trapezoidal.

Datos:

$$Q = 1.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.016$$

$$J = 0.001$$

$$Q = A \frac{R^{2/3} J^{1/2}}{n}$$

$$1.5 = A \frac{R^{2/3} 0.001^{1/2}}{0.016}$$

$$A = 0.759 R^{-2/3} \quad (5.17)$$

Por facilidad de construcción se diseña para  $m = 0.5$

Condición de máxima eficacia:

$$d = 2 R \quad (5-13)$$

$$d = K1 \sqrt{A} \quad (5-7)$$

$$K1 = 0.759 \quad (\text{Tabla 5.1})$$

$$2 R = 0.759 \sqrt{A}$$

$$R = 0.3795 \sqrt{A}$$

Este valor lo reemplazamos en la ecuación

$$A = 0.759 \bar{R}^{-2/3} \quad (5-17)$$

$$A = 0.759 (0.3795 \sqrt{A})^{-2/3}$$

$$A = 1.32 \text{ m}^2$$

Cálculo del calado  $d$

$$d = K_1 \sqrt{A} \quad (5-7)$$

$$K_1 = 0.759 \text{ (Tabla 5-1)}$$

$$d = 0.759 \sqrt{A} = 0.759 \sqrt{1.32}$$

$$d = 0.87 \text{ m}$$

Cálculo del perímetro mojado  $P$

$$P = K_4 d = 3.472 \times 0.87 \quad (5-14)$$

$$K_4 = 3.472 \text{ (Tabla 5-1)}$$

$$P = 3.02 \text{ m}$$

Ancho de la solera  $b$



$$b = K_2 d = 1.236 \times 0.87 \quad (5-9)$$

$$K_2 = 1.236 \text{ (Tabla 5-1)}$$

$$b = 1.08 \text{ m}$$

$$b \approx 1.10 \text{ m}$$

Radio hidráulico  $R$

$$R = A/P = 1.32/3.02$$

$$R = 0.437 \text{ m}$$

Velocidad de circulación (Manning)

$$V = \frac{R^{2/3} J^{1/2}}{n}$$

$$V = \frac{0.437^{2/3} \cdot 0.001^{1/2}}{0.016}$$

$$V = 1.14 \text{ m/seg}$$

$$0.706 < 1.14 < 3.05$$

Comprobación de caudal:

$$Q = A V \quad (\text{Ecuación de continuidad})$$

$$Q = 1.32 \times 1.14$$

$$Q = 1.50 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\begin{aligned} \text{Altura de seguridad:} &= 30 \% d \\ &= 30 \% 0.87 \\ &= 0.26 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Altura total del canal} &= 0.87 + 0.26 \\ &\approx 1.15 \text{ m} \end{aligned}$$

Anchura libre del canal B

$$B = b + 2 \text{ md}$$

$$B = 1.10 + 2 \times 0.5 \times 1.15$$

$$B = 2.25 \text{ m}$$

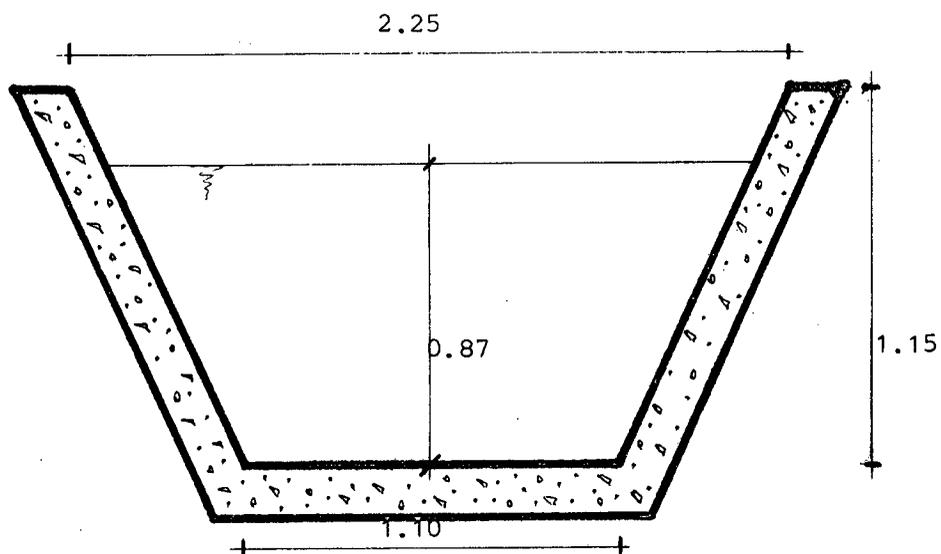


Figura 5-4

## DISEÑO DE LA TRANSICION ENTRE LAS DOS SECCIONES

Aplicando la fórmula de BUREAU OF RECLAMATION la longitud de la transición es:

$$L = \frac{b_1 - b_2}{2 \operatorname{tag} 12.5^\circ}$$

En la superficie libre

$$b_1 = 2.47 \text{ m}$$

$$b_2 = 2.25 \text{ m}$$

$$L = \frac{2.47 - 2.25}{2 \operatorname{tag} 12.5^\circ}$$

$$L \approx 0.50 \text{ m}$$

En el fondo:

$$b_1 = 1.22$$

$$b_2 = 1.10$$

$$L = \frac{1.22 - 1.10}{2 \operatorname{tng} 12.5^\circ}$$

$$L = 0.27 \text{ m}$$

Longitud de transición = 0.50

#### 5.2.2.4 Pérdidas por Filtración en Canales Revestidos

Un canal nuevo revestido de hormigón no puede - considerarse impermeable hasta que el agua cargada de limo y arcilla ha ya circulado por un tiempo suficiente.

Un factor importante para la impermeabilidad es el alisado que se da al hormigón fresco y que equivale a algunos centímetros de revestimiento. Si se utiliza aditivos químicos (SIKA 1) se obtienen revestimientos prácticamente impermeables.

Es necesario colocar juntas de construcción cada 10 m para tramos rectos y 5 m para tramos curvos.

La pérdida por filtración se calcula por la siguiente fórmula:

$$P = K \frac{d}{t} (b + d \sqrt{1 + m^2}) \quad (5-18)$$

Simbología:

P = filtración

K =  $2 \times 10^{-8}$  = permeabilidad del revestimiento de hormigón

t = espesor del revestimiento

Datos:

$$d = 0.87 \text{ m}$$

$$b = 1.10 \text{ m}$$

$$t = 0.15 \text{ m}$$

$$m = 0.50$$

Luego:

$$P = 2 \times 10^{-8} \frac{0.87}{0.15} (1.10 + 0.87 \sqrt{1+0.5^2}) \times 1000 \quad (5.18)$$

$$P = 0.00024 \text{ m}^3/\text{seg} \times \text{Km}$$

Si se supone que la pérdida es constante por kilómetro, la pérdida total en toda la conducción (50 Km), será:

$$P = 0.00024 \text{ m}^3/\text{seg} \times \text{Km} (50 \text{ Km})$$

$$P = 0.012 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Esto representa el 0.8% del caudal de diseño.

### 5.2.3 CALCULO DE ESFUERZOS EN MUROS Y SOLERAS (CANAL)

Las fuerzas ejercidas sobre muros y soleras de canales son: la presión del agua, el empuje del suelo y la subpresión en terrenos impermeables.

$$\begin{aligned} \text{Presión del agua en la solera:} &= P_e (h) \\ &= 1000 \text{ Kg/m}^3 \times 0.99 \text{ m} \\ &= 990 \text{ Kg/m}^2 \\ &= 0.099 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Presión del suelo:

$$E = 1/2 h^2 K1$$

$$K1 = \gamma \tan^2 \phi$$

Simbología:

E = empuje del suelo

h = altura total del muro = 1.25 m

K1 = coeficiente de empuje

$\gamma$  = peso específico del material = 1.8 Ton/m<sup>3</sup>

$\phi$  = ángulo de fricción interna = 30°

$$K1 = 1.8 \text{ Ton/m}^3 (\tan^2 30^\circ)$$

$$K1 = 0.6$$

$$E = 1/2 \cdot 1.25^2 \cdot (0.6) \times 1000$$

$$E \approx 470 \text{ Kg}$$

$$\text{Presión del suelo en los muros} = \frac{470 \text{ Kg}}{100 \times 125} = 0.0376 \text{ Kg/cm}^2$$

Fuerza de subpresión cuando el canal está vacío

$$\text{Peso de las paredes} = 2(0.15 \times 1.25 \times 1.00) \times 2400 = 900 \text{ Kg}$$

$$\text{Peso de la solera} = 1.22 \times 0.15 \times 1.00 \times 2.400 \approx 440 \text{ Kg}$$

$$1340 \text{ Kg}$$

$$\text{Presión del suelo:} = \frac{1340 \text{ Kg}}{1.22 \times 1.00}$$

$$= 1.10 \text{ ton/m}^2$$

$$= 0.11 \text{ Kg/cm}^2$$

Todos los esfuerzos son relativamente bajos comparándolos con el esfuerzo admisible del hormigón simple:

$$v_c = 0.292 \sqrt{f'c} \quad f'c = 180 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 3.92 \text{ Kg/cm}^2$$

De lo que se deduce que empleando para el revestimiento un hormigón de  $f'c = 180 \text{ Kg/cm}^2$ , el canal queda totalmente protegido de los esfuerzos a que está expuesto.

## 5.3 DISEÑO DE TUNELES

### 5.3.1 GENERALIDADES

La necesidad de un túnel puede obedecer a distintas causas: canales, caminos, líneas férreas, etc.

Los túneles para canales son galerías de conducción subterránea. Pueden trabajar a gravedad o a presión, según si se tiene una superficie libre a presión atmosférica como en los canales o si llenan toda la sección como en las tuberías.

Los túneles generalmente son de sección de herradura para poder aprovechar las ventajas de la acción del arco. El principio de su trazado debe seguir la distancia más corta entre dos puntos de conducción. Sin embargo por condiciones de tipo topográfico, geológico y económico hacen que la alineación se aparte de la línea recta.

### 5.3.2 JUSTIFICACION TECNICA Y ECONOMICA PARA SU DISEÑO

Los túneles se utilizan en los siguientes casos:

- a. Cuando es necesario pasar el agua de un valle a otro, atravesando un macizo montañoso. De este modo se evita un desarrollo - muy largo del canal abierto, consiguiéndose una apreciable economía.
- b. Como consecuencia de la menor longitud desarrollada se obtiene una menor pérdida de altura.
- c. Cuando la pendiente transversal es demasiado pronunciada y los materiales de mala calidad no permiten asegurar la estabilidad del canal abierto.

### 5.3.3 DISEÑO DE LA SECCION

La forma de la sección de un túnel debe ser tal que para una área dada, el caudal que circula sea máximo y también que resista bien las presiones.

La forma circular es más conveniente desde el punto de vista hidráulico y estático, pues, además de tener la máxima capacidad para la mínima sección, resiste mejor cualquier tipo de presiones. Sin embargo debido a la dificultad para su construcción de preferencia se utiliza la sección tipo baúl, es decir de forma rectangular en la parte inferior, y cubierta con un arco semicircular en su parte superior.

A más de satisfacer condiciones hidráulicas y estructurales los

túneles deben tener dimensiones mínimas que permitan el libre tránsito de obreros y maquinaria durante la construcción. Las dimensiones mínimas recomendables son 1.80 m de altura para la sección de baúl y 2.20 m para la sección circular. El ancho mínimo para la sección en baúl es de 1.20 m.

### 5.3.3.1 Cálculo

De acuerdo a lo indicado anteriormente y por facilidad de construcción el túnel se diseñará con sección tipo baúl.

Datos:

$$Q = 1.50 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$J = 0.001$$

$$n = 0.016$$

$$d = 0.87 \text{ m}$$

Fórmula empleada:

$$Q = \frac{Kq}{n} d^{8/3} J^{1/2} \quad (5-19)$$

$$1.50 = \frac{Kq}{0.016} 0.87^{8/3} (0.001)^{1/2}$$

$$Kq = 1.10$$

Para  $Kq = 1.10$  no existe valor en la tabla 5.2, por lo que adoptamos la sección mínima:

$$B = 1.20 \text{ m}$$

$$h = 1.80 \text{ m}$$

Con estos dos valores procedemos a calcular el calado de agua - en el túnel como canal abierto. Según la fórmula (5-20) pág. 405 (Krochin).

$$K = \frac{Q n}{B^{8/3} J^{1/2}} \quad (5-20)$$

$$K = \frac{1.50 \times 0.016}{1.20^{8/3} \times 0.001^{1/2}}$$

$$K = 0.467$$

Para  $K = 0.467$

$$d/B = 0.98 \text{ m}$$

Tabla 12-6 Krochin

$$d = 0.98 B$$

$$d = 0.98 \times 1.20$$

$$d = 1.18 \text{ m}$$

Como el calado en el túnel (1.18 m) es mayor que el calado del canal a la entrada del túnel (0.87 m) se procedió a calcular de nuevo, incrementando la base a 1.40 ( $B = 1.40$ ) (Figura 5-5)

$$K = \frac{1.50 \times 0.016}{1.40^{8/3} \times 0.001^{1/2}} \quad (5-20)$$

$$K = 0.309$$

Para  $K = 0.309$

$$d/B = 0.70$$

Tabla 12-6 Krochin

$$d = 0.70 \times 1.40$$

$$d = 0.98 \text{ m}$$

$$0.98 - 0.87 = 0.11 \text{ aceptable}$$

Fig. 5-5

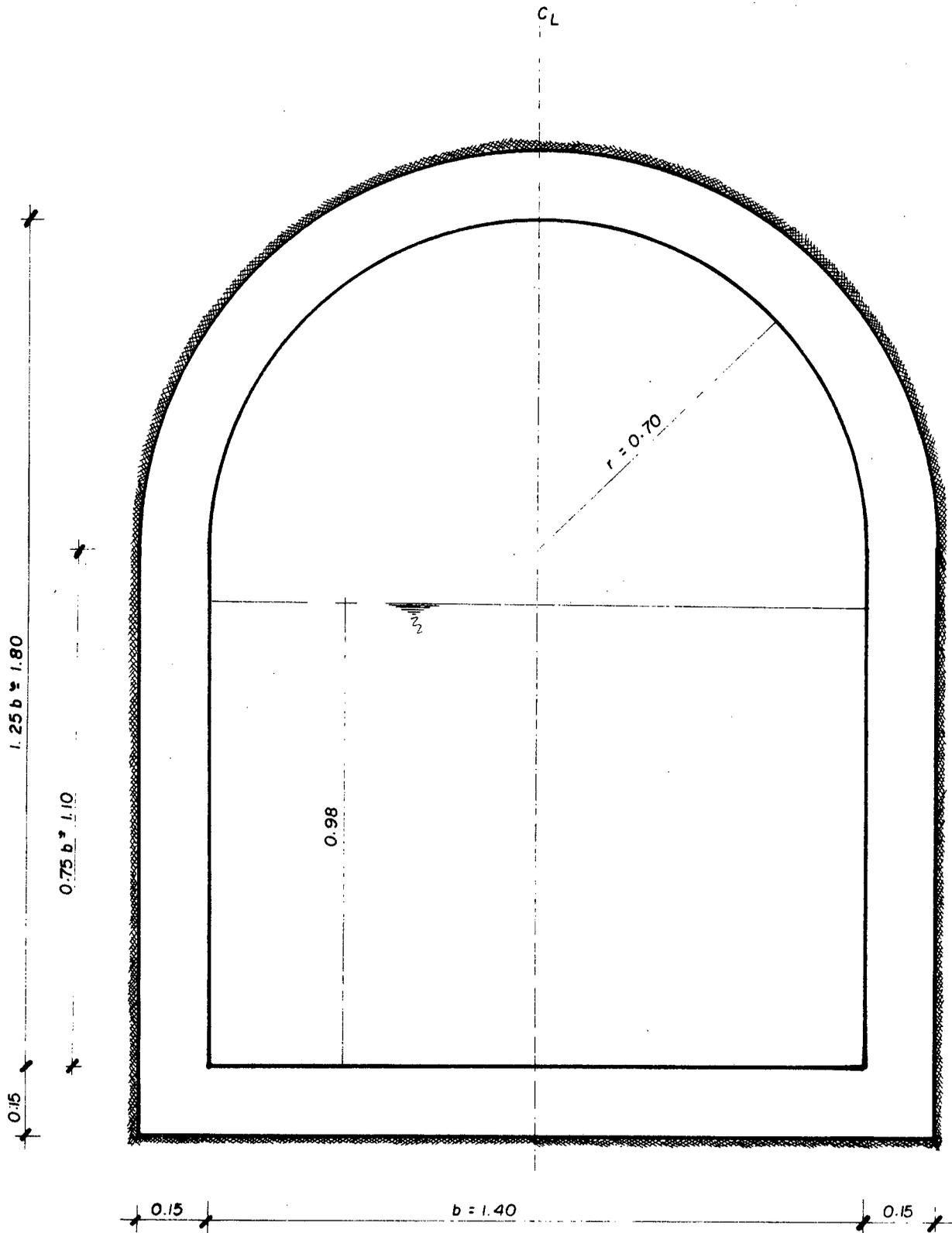


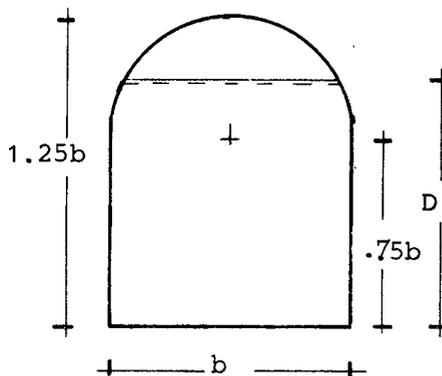
TABLA 5-2  
COEFICIENTES PARA CALCULO DE TUNELES

$$V = \frac{K_v}{n} D^{2/3} J^{1/2}$$

$$Q = \frac{K_q}{n} D^{8/3} J^{1/2}$$

$$V = \frac{K\bar{v}}{n} b^{2/3} J^{1/2}$$

$$Q = \frac{K\bar{q}}{n} b^{8/3} J^{1/2}$$



D/b	K <sub>v</sub>	K <sub>q</sub>	K $\bar{v}$	K $\bar{q}$	D/b	K <sub>v</sub>	K <sub>q</sub>	K $\bar{v}$	K $\bar{q}$
0.75									
0.76	.5400	.6996	.4497	.3365	1.01	.4747	.4721	.4750	.4738
0.77	.5371	.6975	.4512	.3474	1.02	.4691	.4536	.4753	.4782
0.78	.5344	.6847	.4528	.3530	1.03	.4662	.4458	.4755	.4824
0.79	.5315	.6725	.4542	.3587	1.04	.4633	.4381	.4756	.4864
0.80	.5288	.6609	.4557	.3645	1.05	.4603	.4305	.4756	.4903
0.81	.5268	.6413	.4572	.3657	1.06	.4573	.4227	.4754	.4938
0.82	.5232	.6378	.4584	.3757	1.07	.4542	.4152	.4752	.4973
0.83	.5205	.6264	.4597	.3811	1.08	.4511	.4076	.4748	.5005
0.84	.5179	.6161	.4611	.3870	1.09	.4479	.4002	.4744	.5036
0.85	.5112	.6056	.4623	.3926	1.10	.4447	.3928	.4739	.5065
0.86	.5126	.5955	.4636	.3983	1.11	.4415	.3855	.4733	.5092
0.87	.5092	.5844	.4640	.4031	1.12	.4382	.3783	.4726	.5117
0.88	.5071	.5753	.4657	.4091	1.13	.4347	.3708	.4716	.5137
0.89	.5046	.5658	.4669	.4147	1.14	.4311	.3635	.4705	.5155
0.90	.5019	.5563	.4679	.4200	1.15	.4274	.3561	.4692	.5170
0.91	.4993	.5471	.4689	.4254	1.16	.4233	.3486	.4676	.5180
0.92	.4973	.5386	.4704	.4312	1.17	.4199	.3414	.4662	.5189
0.93	.4938	.5286	.4705	.4356	1.18	.4157	.3340	.4643	.5193
0.94	.4912	.5200	.4714	.4409	1.19	.4115	.3265	.4621	.5192
0.95	.4884	.5111	.4720	.4458	1.20	.4070	.3183	.4596	.5134
0.96	.4859	.5029	.4729	.4510	1.21	.4022	.3109	.4567	.5169
0.97	.4836	.4950	.4739	.4564	1.22	.3969	.3029	.4532	.5147
0.98	.4804	.4860	.4740	.4605	1.23	.3909	.2943	.4488	.5112
0.99	.4775	.4777	.4744	.4651	1.24	.3838	.2849	.4430	.5056
1.00	.4749	.4697	.4749	.4697	1.25	.3695	.2702	.4288	.4900

### 5.3.3.2 Revestimiento

La función del revestimiento en un túnel es resistir la presión del material dentro del cual se hizo la excavación y en caso de túnel a presión resistir o transmitir a la roca que lo rodea la presión del agua. Adicionalmente el revestimiento reduce el coeficiente de rugosidad, disminuyendo con esto la sección y por ende el costo del túnel.

La presión del material puede ser vertical u horizontal dependiendo de las características del mismo, grado de agrietamiento, peso-específico, presencia de vetas de material suave, contenido de agua, meteorización, etc.

Las rocas duras y poco agrietadas prácticamente no transmiten ninguna presión, en cambio los materiales suaves como arenas, limos y arcillas producen presiones considerables.

De acuerdo a M.M. Protodiakonov tanto la presión vertical unitaria, como la presión horizontal unitaria están dadas por las siguientes relaciones:

$$PV = 0.35 \frac{B}{f} w \quad (5-21)$$

$$PH = w (h + 0.5H) \tan^2(45^\circ - 0.5A) \quad (5-22)$$

Siendo:

$$h = \frac{2}{3f} \left[ B + H \tan (45^\circ - 0.5A) \right] \quad (5-23)$$

## Simbología:

- PV = Presión vertical unitaria  
 PH = Presión horizontal unitaria  
 B = Ancho del túnel  
 f = Coeficiente (Tabla 5-3)  
 w = Peso específico  
 A = Angulo de fricción interna  
 H = Altura del túnel.

TABLA 5-3

## VALORES PARA CALCULO DE REVESTIMIENTO EN TUNELES

Nº TIPO DE TERRENO	COEFICIENTE * f	PESO ESPECIFICO w	ANG.DE FREIC. INTERNA A
1. Cuarcitos y basaltos	20	2.8 - 3.0	87
2. Granitos y otras rocas igneas	10-15	2.5 - 2.7	82-85
3. Calizas, dolmitas y areniscas	3-8	2.5 - 2.7	70-80
4. Esquistos, pizarras con glomerado	2-4	2.5 - 2.8	70
5. Roca descompuesta, arcilla	1-1.5	1.8 - 2.0	60
6. Suelo arcilloso, grava, limo	0.8-1.0	1.6 - 2.0	45
7. Suelo vegetal, arena	0.5	1.5 - 1.9	30
8. Suelo saturado de agua	0.3	1.4 - 1.91	20

\* Los valores de f de los 5 primeros materiales deben ser multiplicados por 0.7 si están ligeramente fracturados y por 0.3 si están muy fracturados.

El momento máximo producido en la clave del arco de una sección circular está dado por:

$$M_c = 0.625 (1 - k) P V \times B^2 \quad (5-24)$$

$$k = P_H/P_V \quad (5-25)$$

El revestimiento en la mayoría de los túneles se hace con hormigón simple, pero a veces se utiliza hormigón armado para revestimientos más resistentes.

El espesor del revestimiento se puede obtener de la fórmula de esfuerzos (5-26). En todo caso, el mínimo espesor aceptable es 15 cm para roca y 20 cm para tierra.

$$S = \frac{F}{L t} + \frac{6 M}{L t^2} \quad (5-26)$$

Simbología:

F = Fuerza de compresión (Puede ser PV o PH según el sentido)

L = Largo del tramo considerado (100cm)

t = Espesor del revestimiento

M = Momento máximo en la clave del arco

### 5.3.3.3 Cálculo del Revestimiento

Datos:

B = 1.40 m

$$H = 1.80 \text{ m}$$

$$f = 15 \times 0.7 = 10.5 \text{ (roca dura ligeramente fracturada)}$$

$$w = 2.6 \text{ Ton/m}^3$$

$$A = 85^\circ$$

$$f'c = 180 \text{ Kg/cm}^2$$

Presión vertical unitaria:

$$PV = 0.35 \frac{B}{f} w \quad (5-21)$$

$$PV = 0.35 \frac{1.40}{10.5} 2.6$$

$$PV = 0.121 \text{ Ton/m}^2$$

Presión horizontal unitaria:

$$PH = w (h+5H) \tan^2 (45^\circ - 0.5A) \quad (5-22)$$

$$h = \frac{2}{3f} \left[ B + H \tan^2 (45^\circ - 0.5A) \right] \quad (5-23)$$

$$h = \frac{2}{3 \times 10.5} \left[ 1.40 + 1.80 \tan^2 (45^\circ - 0.5 \times 85^\circ) \right]$$

$$h = 0.094 \text{ m}$$

$$PH = 2.6 (0.094 + 0.5 \times 1.80) \tan^2 (45^\circ - 0.5 \times 85^\circ)$$

$$PH = 0.005 \text{ Ton/m}^2$$

Momento máximo en la clave:

$$M = 0.625 (1 - k) PV \times B^2 \quad (5-24)$$

$$k = PH/PV \quad (5-25)$$

$$k = 0.005/0.121$$

$$k = 0.041$$

$$M = 0.625 (1 - 0.041)0.121 \times 1.40^2$$

$$M = 0.142 \text{ Ton-m}$$

Empuje horizontal para toda la altura del túnel

$$QH = PH \times H \quad (5-27)$$

$$QH = 0.005 \text{ Ton/m}^2 (1.80 \text{ m})$$

$$QH = 0.009 \text{ Ton}$$

#### CALCULO DEL ESPESOR DEL REVESTIMIENTO

El espesor mínimo del revestimiento, debe ser tal que el esfuerzo a la tracción del hormigón, no pase del un décimo del valor del esfuerzo de trabajo a la compresión.

$$f'c = 180 \text{ Kg/cm}^2 \quad fc = 60 \text{ Kg/cm}^2 \quad \frac{fc}{10} = 6 \text{ Kg/cm}^2 = 60 \text{ T/m}^2$$

$$S = \frac{F}{Lt} + \frac{6M}{Lt^2} \quad (5-26)$$

$$60 = \frac{0.009}{1.0 \text{ t}} + \frac{6 \times 0.142}{1.0 \text{ t}^2}$$

$$t = 0.119 \text{ m.}$$

De acuerdo a normas mínimas de revestimiento para túneles, se adopta:  $t = 0.15 \text{ m}$

El momento en las paredes suponiendo que trabajan como vigas empotradas, será:

$$MH = \frac{PH \times H^2}{12} \quad (5-28)$$

$$MH = \frac{0.005 \times 1.80^2}{12}$$

$$MH = 0.0014 \text{ Ton-m}$$

Empuje vertical en el ancho del túnel:

$$QV = PV \times B \quad (5-29)$$

$$QV = 0.121 \times 1.40$$

$$QV = 0.169 \text{ Ton}$$

Los esfuerzos son:

$$S = \frac{QV}{Lt} \pm \frac{6 MH}{L t^2} \quad (5-26)$$

$$S = \frac{0.169}{1.0 \times 0.15} \pm \frac{6 \times 0.0014}{1.00 \times 0.15^2}$$

$$S1 = 1.5 \text{ Ton/m}^2$$

$$S2 = 0.75 \text{ Ton/m}^2$$

#### 5.3.3.4 Estudio sobre Juntas de Contracción y Dilatación

Las juntas para contracción se utilizan para controlar el agrietamiento ocasionado por la retracción del concreto en

los puntos de mayor debilidad. En la práctica las juntas de contracción se ubican de tal forma que si se produce una grieta, ésta será a lo largo del patrón geométrico de la junta. Con esto se evitará grietas irregulares y de mal aspecto.

Una junta de contracción es un corte o indentación en el concreto. Su anchura puede ser de 1/4 plg, o de 3/8 plg y de una profundidad entre 1/6 y 1/4 del espesor del revestimiento. El corte puede hacerse con una sierra cuando el hormigón esté fresco. También la junta puede formarse insertando una tira de material para juntas o rellenando con algún material sellante. El espaciamiento entre juntas está en función de la mezcla, resistencia y espesor del concreto y de las restricciones a la contracción.

Las juntas de dilatación se utilizan para evitar el agrietamiento debido a cambios térmicos en el concreto. Las juntas de dilatación producen la separación completa entre dos partes de una obra. La abertura debe ser bastante grande y para evitar que se llene de tierra se debe sellar con material comprimible. Para tener impermeabilidad se debe colocar una barrera flexible contra el agua a través de la junta.

## 5.4 DISEÑO DE ACUEDUCTOS Y SIFONES

### 5.4.1 GENERALIDADES

Las obras especiales como acueductos y sifones se utilizan para cruzar depresiones cuando éstas se presentan en el trayecto de diseño de un canal.

Los acueductos son puentes de hormigón armado que conducen el

agua sobre la depresión. Para luces de hasta 10 o 15 m. se diseñan -  
 acueductos en forma de viga recta que descansa sobre pilas (estribos) .  
 Para luces mayores o cuando las pilas se hacen muy altas, se hacen acuede  
 ductos en arco siempre que el terreno lo permita. El cálculo de un -  
 acueducto es netamente estructural.

Los sifones son tuberías forzadas en forma de U que conducen el  
 agua a través de una depresión (ríos, arroyos, barrancos, vías, etc).

A la entrada de un sifón y a veces también a la salida se pone-  
 rejillas para evitar que entre el material sólido y flotante hacia el  
 interior. En la parte más baja de un sifón normalmente se coloca una  
 válvula que permita vaciar el sifón en caso necesario (lavado). El cál-  
 culo de un sifón es netamente hidráulico, obteniéndose las pérdidas de  
 carga como en las tuberías de impulsión. Estas pérdidas de carga provoca  
 n un descenso en el nivel de agua, entre la cota de entrada y salida-  
 del sifón.

La velocidad máxima admisible para tubería de asbesto cemento -  
 puede variar entre 2.5 -3.0 m/seg,

#### 5.4.2 CALCULO DE UN ACUEDUCTO

Método de la última resistencia

Datos:

$$L = 12.0 \text{ m}$$

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$CV = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h = 1.40 \text{ m}$$

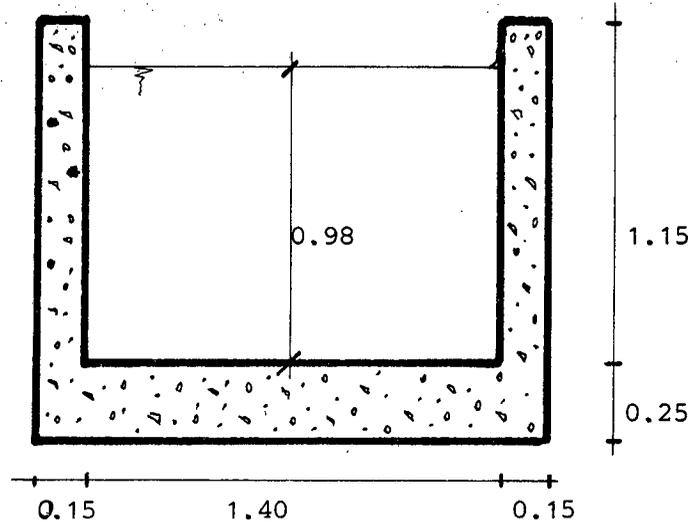


Figura 5-6

Cargas: CARGA MUERTA (CM)

$$\begin{aligned} \text{peso propio} &= 1.70 \times 0.25 \times 2.4 = 1.02 \text{ Ton/m} \\ &= 2(0.15 \times 1.15) \times 2.4 = 0.83 \text{ "} \\ \text{peso del agua} &= 1.40 \times 0.98 \times 1.00 = \underline{1.37 \text{ "}} \\ &= 3.22 \text{ Ton/m} \end{aligned}$$

CARGA VIVA (CV)

$$= 0.200 \times 1.70 = 0.34 \text{ Ton/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Carga \u00faltima } U &= 1.4 \text{ CM} + 1.7 \text{ CV} \\ U &= 1.4 \times 3.22 + 1.7 \times 0.34 \\ U &= 5.09 \text{ Ton/m} \end{aligned}$$

$$\text{Momento exterior } Mu = UL^2/8$$

$$Mu = \frac{5.09 \times 12^2}{8}$$

$$Mu = 91.62 \text{ t-m}$$

$$\text{Momento de dise\~{n}o } \quad M_n = M_u / \phi \quad \phi = 0.9 \text{ (para tracci3n - en flexi3n pura)}$$

$$M_n = 91.62 / 0.9$$

$$M_n = 101.80 \text{ Ton-m}$$

C3lculo de la armadura de predise\~{n}o:

Para el c3lculo de la armadura de predise\~{n}o partimos de la condici3n de que el momento externo de dise\~{n}o ( $M_n$ ), debe ser igual al momento interno de tracci3n  $M_t$ .

$$M_n = M_t$$

$$M_t = T z$$

$$\text{Pero } z = K_z(h) \quad K_z = \frac{3 - K_x}{3} \quad K_x = \frac{15 f'c}{15 f'c + f_y}$$

$$K_x = \frac{15 \times 210}{15 \times 210 + 2800} = 0.53 \quad K_z = \frac{3 - 0.53}{3} = 0.82$$

$$z = K_z (h)$$

$$z = 0.82 \times 1.40$$

$$z = 1.15 \text{ m}$$

$$M_t = M_n = T z$$

$$101.8 = T (1.15)$$

$$T = 88.52 \text{ Ton.}$$

Bas3ndonos en el equilibrio que debe existir entre los esfuerzos internos de tracci3n y compresi3n ( $T = C$ ), obtenemos: (Fig. 5-7)

$$T = C = 0.85 f'c a b$$

$$88.520.00 = 0.85 \times 210 \times (a) \times 30$$

$$a = 16.53 \text{ cm}$$

Posición del eje neutro (c) (Figura 5-7)

$$a = \beta_1 (c)$$

$\beta_1 = 0.85$  hasta hormi-  
ones de  $f'c=280 \text{ Kg/cm}^2$

$$c = 16.53/0.85$$

$$c = 19.45 \text{ cm}$$

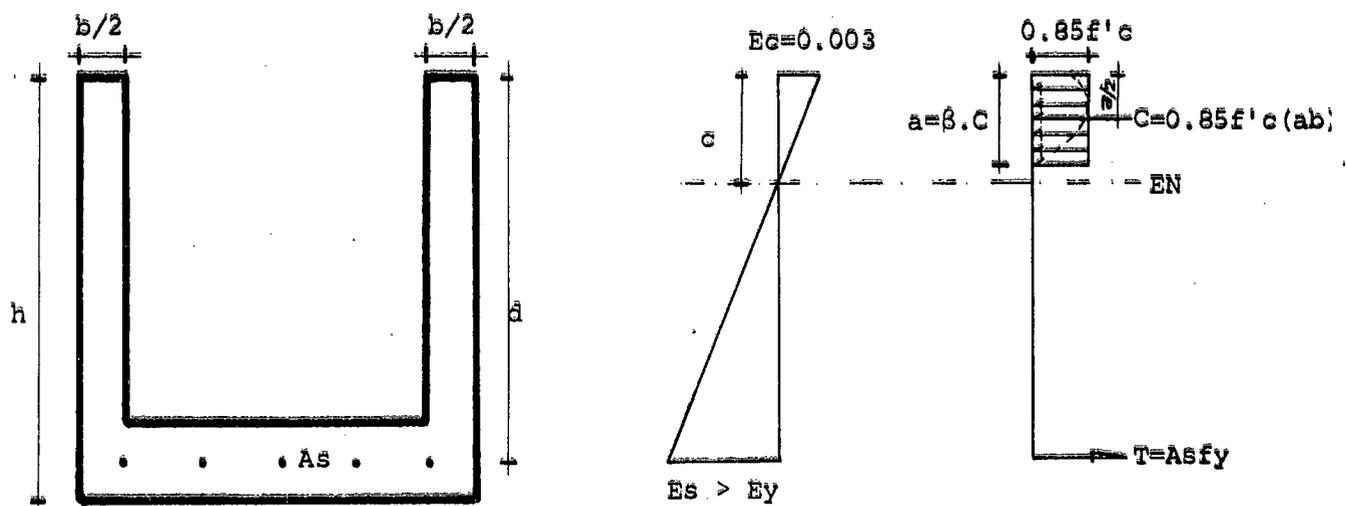


Figura 5-7

Armadura de prediseño  $As = T/f_y$

$$As = \frac{88520 \text{ Kg}}{2800 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$As = 31.61 \text{ cm}^2$$

Obtenida esta sección de armadura y considerando las normas de armado procedemos a elegir los diámetros de varillas necesarios, así como su correspondiente distribución. Esta armadura de prediseño puede ser incrementada a fin de alcanzar tanto un diseño como una distribución satisfactorios, hasta obtener el momento interno resistente que equilibre al momento de diseño. Esto se consiguió realizando varios

tanteos en la forma que se indica a continuación:

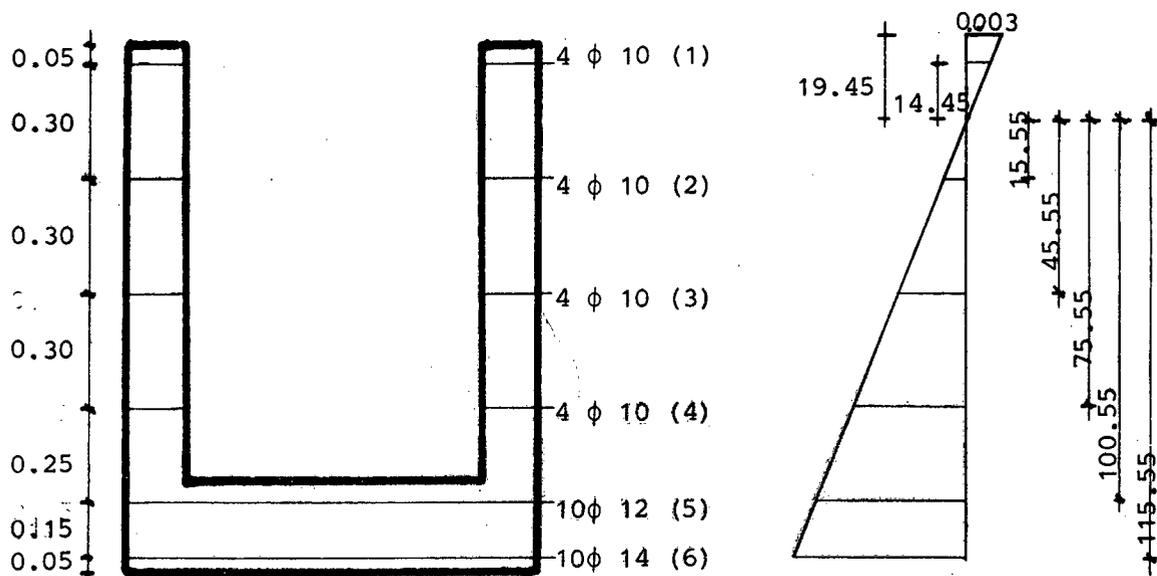


Figura 5-8

Nivel	As	E	fs	F(Kg)	y	M
1	3.14	0.002	2800	-8.792,00	14.45	1.27
2	3.14	0.002	2800	8.792,00	15.55	1.37
3	3.14	0.007	2800	8.792,00	45.55	4.00
4	3.14	0.012	2800	8.792,00	75.55	6.64
5	11.31	0.016	2800	31.668,00	100.55	31.84
6	15.39	0.018	2800	43.092,00	115.55	49.79

$$C = 0.85 f'c (a b) = 0.85 \times 210 \times 16.53 \times 30 = 88.518,00 \quad 11.185 \quad 9.90$$

$$\text{Fuerza de compres. total} = - 97.310,00 \quad 104.81 \text{Ton-m}$$

$$\text{Fuerza de tracción} \quad T = 101.136,00$$

Por no equilibrar las fuerzas internas de tracción y compresión procedemos a realizar un segundo cálculo:

$$C = T = 0.85 f'c (a b)$$

$$101136 - 8792 = 0.85 \times 210(a) \cdot 30$$

$$a = 17.24 \text{ cm}$$



Posición del eje neutro:

$$c = a/B1$$

$$c = 17.24/0.85$$

$$c = 20.28 \text{ cm}$$

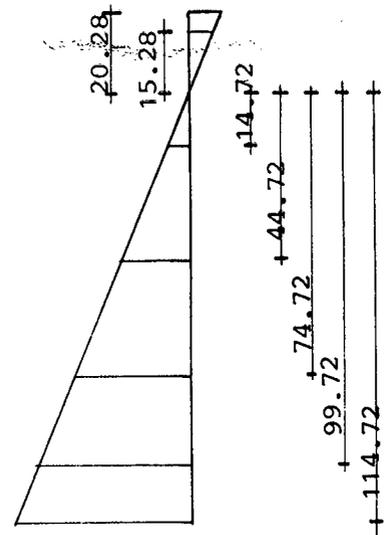
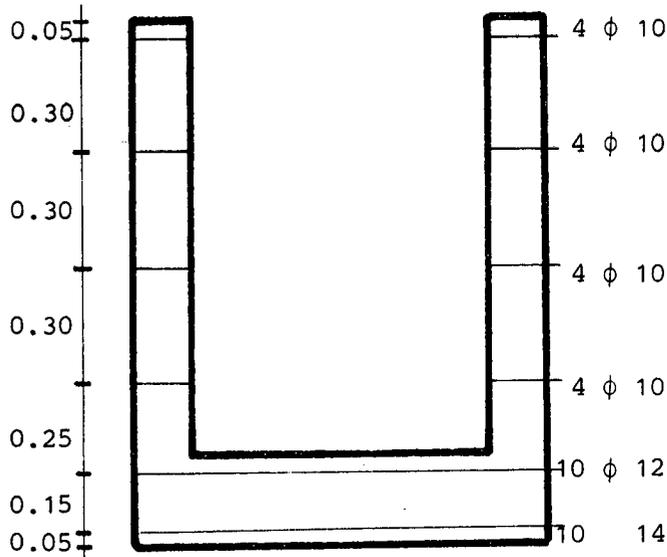


Figura 5-9

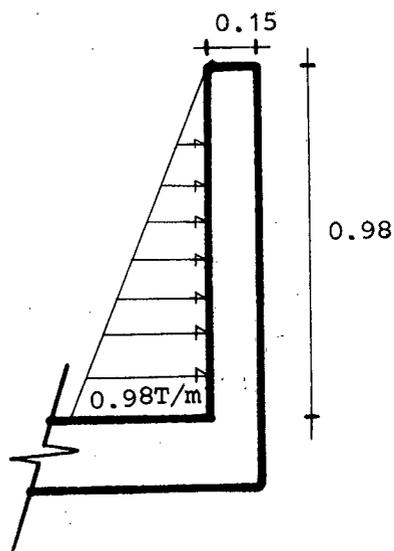
Nivel	As	E	fs	F	y	M
1	3.14	0.002	2800	-8.792,00	15.28	1.34
2	3.14	0.002	2800	8.792,00	14.72	1.29
3	3.14	0.007	2800	8.792,00	44.72	3.93
4	3.14	0.011	2800	8.792,00	74.72	6.57
5	11.31	0.015	2800	31.668,00	99.72	31.58
6	15.39	0.017	2800	43.092,00	114.72	49.44
$C = 0.85f'c(a b) = 0.85 \times 210 \times 17.24 \times 30$				92.320,00	11.66	10.76
				<u>C = 101.112,00</u>		104,91 Ton-m
				<u>T = 101.136,00</u>		
				C ≈ T.		

Momento de diseño = 101.80 Ton-m

Momento interno resistente = 104.91 Ton-m

Una vez equilibrada (aproximadamente) las fuerzas de tracción y compresión, y obtenido un momento interno resistente más o menos semejante al momento de diseño concluimos que la distribución y cuantía de armado son eficientes.

#### CALCULO DEL EMPUJE DEL AGUA PARA EL DISEÑO DE LA ARMADURA LATERAL



$$E = \gamma h$$

$$E = 1 \text{ Ton/m}^3 (0.98 \text{ m})$$

$$E = 0.98 \text{ Ton/m}$$

Carga última

$$q_u = 1.4(0.98 \text{ Ton/m})$$

$$q_u = 1.37 \text{ Ton/m}$$

Momento último

$$M_u = q_u L^2/6$$

$$M_u = \frac{1.37 \times 0.98^2}{6}$$

$$M_u = 0.22 \text{ Ton-m}$$

Momento de diseño:

$$M_n = M_u/B = 0.22/0.90 = 0.244 \text{ Ton-m}$$

Porcentaje del armado:

$$\frac{M_n}{b(d)^2 f'c} = p \frac{f_y}{f'c} \left( 1 - 0.59p \frac{f_y}{f'c} \right)$$

$$\frac{0.244 \times 10^5}{100 \times 10^2 \times 210} = p \frac{2800}{210} \left(1 - 0.59 p \frac{2800}{210}\right)$$

$$p = 0.001$$

$$\text{Armadura } A_s = p b d$$

$$A_s = 0.001 \times 100 \times 10$$

$$A_s = 1 \text{ cm}^2$$

Como la sección de armado es muy bajo adoptamos la norma de la ar  
madura mínima

$$A_s (\text{mínima}) = \frac{14}{f_y} b d$$

$$A_s = \frac{14}{2800} 100 \times 10$$

$$A_s = 5 \text{ cm}^2 \quad 5 \phi \ 12 \text{ mm} \quad 1 \phi \ 12 \text{ a } 20 \text{ cm}$$

Longitud de desarrollo mínima por adherencia:

$$\begin{aligned} L_d (\text{mínimo}) &= 0.0057 \phi f_y \quad \phi = \text{diámetro de varilla} \\ &= 0.0057 (1.20 \times 2800) \\ &= 19.15 \text{ cm} \\ &\pm 20 \text{ cm} \end{aligned}$$

ARMADURA DE REPARTICION EN LA SOLERA

$$A_s' = 0.25 \% b h$$

$$A_s' = 0.0025 \times 100 \times 25$$

$$A_s' = 6.25 \text{ cm}^2$$

8  $\phi$  10 mm

1  $\phi$  10 mm a 25 cm Tanto para la armadura superior e inferior.

COMPROBACION AL ESFUERZO CORTANTE:

$$q_u = 5.09 \text{ Ton/m}$$

$$R_1 = R_2 = \frac{5.09 \times 12.0}{2}$$

$$R_1 = R_2 = 30.54 \text{ Ton.}$$

Cortante de diseño:

$$V(\text{diseño}) = \frac{R - q_u d}{\phi}$$

Cálculo de la altura efectiva d

$$d = h - \bar{y}$$

Cálculo de  $\bar{y}$  (centro de gravedad de la armadura o tracción)

$$(39.26 - 3.14)\bar{y} = 15.39 \times 5 + 11.31 \times 20 + 3.14(45+75+105)$$

$$\bar{y} = 27.95 \text{ cm}$$

Entonces:

$$d = 140 - 27.95$$

$$d = 112.05 \text{ cm}$$

$$V(\text{diseño}) = \frac{30.54 - 5.09 \times 1.1205}{0.85}$$

$$V(\text{diseño}) = 29.22 \text{ Ton.}$$

Esfuerzo cortante unitario

$$v_u = \frac{V \text{ (diseño)}}{b d}$$

$$v_u = \frac{29.22 \times 10^3 \text{ Kg}}{2 \times 15(112.05) \text{ cm}^2}$$

$$v_u = 8.69 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante admisible:

$$v_c = 0.53\phi \sqrt{f'c}$$

$$v_c = 0.53 \times 0.85 \sqrt{f'c}$$

$$v_c = 6.53 \text{ Kg/cm}^2$$

La diferencia de esfuerzos cortantes estará absorbida por estribos:

$$v_s = 8.69 - 6.53$$

$$v_s = 2.16 \text{ Kg/cm}^2$$

Separación de estribos (Estribos  $\phi = 8\text{mm}$ )

$$s = \frac{\phi A_v f_y}{v_s b}$$

$A_v =$  Sección de varilla por ramal.

$$s = \frac{0.85 \times 2.01 \times 2800}{2.16 \times 30}$$

$$A_v = 4(0.503) = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$s = 74 \text{ cm}$$

Separación mínima de estribos:

$$s = d/4$$

$$s = 112.05/4$$

$$s = 28 \text{ cm}$$

$$s \approx 30 \text{ cm}$$

Diseño de estribos  $1 \phi 8 \text{ mm}$  a  $30 \text{ cm}$

#### 5.4.3 CALCULO DE UN SIFON

Con el caudal de diseño ( $1.50 \text{ m}^3/\text{seg}$ ), se escogerá un diámetro de tubería de tal forma que produzca la menor pérdida de carga - posible, a fin de evitar una disminución del área de riego.

Como prediseño se realizó una comparación entre varios diámetros de tubería, planteándose además la alternativa de un sifón de doble ramal.

Como consecuencia del análisis indicado, resultó más favorable - la elección del diámetro de  $1000 \text{ mm}$ .

El procedimiento de cálculo, se detalla a continuación:

Datos:

$$Q = 1.50 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$L = 62.00 \text{ m}$$

Tubería de Asbesto-cemento de  $\phi = 1000 \text{ mm}$ .

Cálculo de pérdidas de carga:

PERDIDA DE CARGA EN LA REJILLA (hr)

$$hr = Kt Vr^2/2g$$

$$Kt = 1.45 - 0.45 (an/ag) - (an/ag)^2$$

$$Kt = \text{Coeficiente}$$

$$an = \text{Area neta}$$

$$ag = \text{Area bruta}$$

$$an/ag = 0.75 \text{ (Varía de 0.5-1.0)}$$

$$Kt = 1.45 - 0.45 (0.75) - 0.75^2$$

$$Kt = 0.55$$

La velocidad de entrada a la rejilla se adopta  $v = 1.0$  m/seg -  
(velocidad aproximada de circulación en el canal abierto).

$$an/ag = 0.75$$

$$an = Q/v = \frac{1.50 \text{ m}^3/\text{seg}}{1.00 \text{ m/seg}} = 1.50 \text{ m}^2$$

$$ag = an/0.75 = 1.50 \text{ m}^2/0.75 = 2.00 \text{ m}^2$$

Entonces:

$$hr = 0.55 \frac{1.0 \text{ m/seg}}{2 \times 9.81}$$

$$hr = 0.028 \text{ m}$$

PERDIDA DE CARGA POR ENTRADA (he)

$$he = Ke \frac{(Vt - Vr)^2}{2g}$$

$V_t$  = velocidad en el tubo

$V_r$  = Velocidad en la rejilla.

Tabla # 5-4 (Manual del Ingeniero Civil -pág. 21-27)

Coeficientes $K_e$ por pérdida a la entrada	$K_e$
Tubo que se proyecta en el depósito	0.80
Entrada con esquinas agudas	0.50
Entrada acampanada	0.05
Entrada ligeramente redondeada	0.25

$$V_t = Q/A_t \quad A_t = \frac{3.1416 \times 1.0^2}{4} = 0.785$$

$$V_t = 1.50/0.785$$

$$V_t = 1.91 \text{ m/seg}$$

$$h_e = 0.05 \frac{(1.91 - 1.00)^2}{2 \times 9.81}$$

$$h_e = 0.002 \text{ m.}$$

#### PERDIDA POR CAMBIO DE DIRECCION ( $h_b$ )

$$h_b = K_b \frac{V^2}{2g}$$

$$K_b = 0.40 \quad \text{Codo de } 45^\circ\text{-Pág. 21-27 Manual del Ingeniero Civil.}$$

$$h_b = 0.40 \frac{(1.91 \text{ m/seg})^2}{2 \times 9.81}$$

$$h_b = 0.074 \text{ m}$$

PERDIDA POR VALVULA DE DESAGUE (hv)

$$h_v = K_v \frac{V^2}{2g}$$

$$K_v = 0.20 \quad (\text{Válvula de compuerta totalmente abierta. Pág. 211-Hidráulica de Azevedo Netto}).$$

$$h_v = 0.20 \frac{(1.91 \text{ m/seg})^2}{2 \times 9.81}$$

$$h_v = 0.037 \text{ m}$$

PERDIDA POR FRICCION (hf)

$$h_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g} \quad (\text{Fórmula de DARCY-WEISBACH})$$

f = coeficiente de fricción

L = Long. desarrollada del sifón (62.0 m)

D = diámetro del tubo (1000 mm).

Para encontrar el coeficiente de fricción f se emplea el diagrama de MOODY, para lo cual se necesita conocer la rugosidad relativa del material de la tubería y el número de Reynolds.

$$\text{Rugosidad relativa} = E/D$$

$$E = \text{Rugosidad absoluta} = 2.5 \times 10^{-5} \text{ (asbesto-cemento)}$$

$$\text{Rugosidad relativa} = \frac{2.5 \times 10^{-5} \text{ m}}{1.000 \text{ m}}$$

$$= 2.5 \times 10^{-5}$$

$$\text{Número de Reynolds} = \frac{V D}{u}$$

$$u = \text{Viscosidad cinética} = 1.007 \times 10^{-6} \text{ (para } t=20^{\circ}\text{C)}$$

$$\text{Número de Reynolds} = \frac{1.91 \times 1.00}{1.007 \times 10^{-6}}$$

$$= 1.90 \times 10^6$$

Del diagrama de Moody se obtiene:  $f = 0.017$

Entonces:

$$h_f = 0.017 \frac{62.0}{1.00} \times \frac{1.91^2}{2 \times 9.81}$$

$$h_f = 0.196 \text{ m}$$

$$\text{PERDIDA TOTAL} = h_r + h_e + h_b + h_v + h_f$$

$$h_T = 0.028 + 0.002 + 0.074 + 0.037 + 0.196$$

$$h_T = 0.337 \text{ m}$$

La pérdida de carga total debe mayorarse en un 10% contra la posibilidad de que se produzca remanso aguas arriba del sifón y por errores que pueden ocurrir en la operación del sistema:

$$h_T = 0.337 (1.10) = 0.371 \text{ m}$$

$$h_T \approx 0.40 \text{ m}$$

## CALCULO DE ANCLAJES

## 1. Anclaje para cambio de dirección

Fórmula:

$$R = 2 A \gamma h \text{ sen } \alpha/2$$

Simbología:

- R = esfuerzo o empuje en Kg  
 A = sección del tubo en m<sup>2</sup>  
 γ = peso específico del líquido  
 h = presión interna en metros de agua  
 α = ángulo de la curva

Datos:

- A = 0.785  
 γ = 1000 Kg/m<sup>3</sup>  
 h = p = 9.8 m  
 α = 45°

Entonces:

$$R = 2 (0.785) (1000) (9.8)$$

$$R = 5888 \text{ Kg}$$

Si el coeficiente de fricción del bloque de anclaje fuese igual a 0.7, el anclaje debe resistir por su propio peso:

$$P = R/0.7 = 5.888 \text{ Kg}/0.7 = 8411 \text{ Kg}$$

Como el peso específico del concreto es  $2400 \text{ Kg/m}^3$ , el volumen del anclaje debe ser:

$$V = P/P_e = 8411 \text{ Kg}/2400 \text{ Kg/m}^3 = 3.50 \text{ m}^3$$

Obtenido el volumen de hormigón, procedemos a dimensionar el anclaje considerando para ello el diámetro de la tubería, grado de inclinación, ancho mínimo para empernadura, etc.

El dimensionamiento del anclaje, se muestra en la siguiente figura:

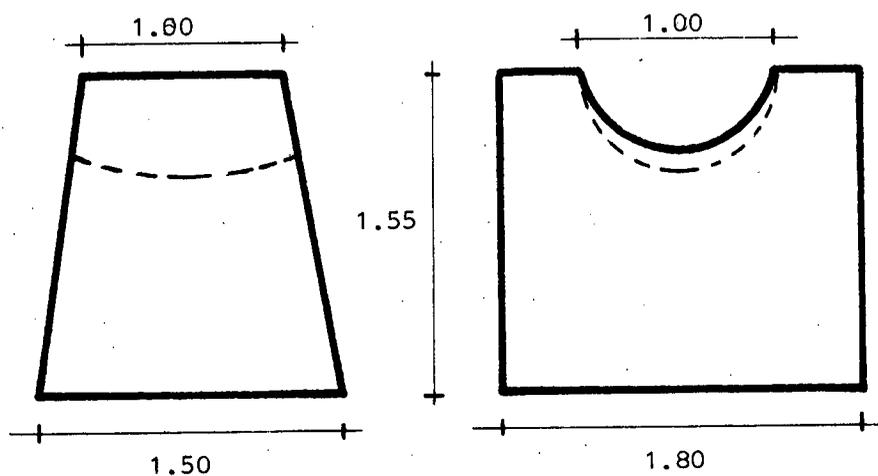


Figura 5-10

## 2. Anclaje para tramo de tubería

Fórmula:

$$R = \gamma A h \quad (\text{pág. 304-Construcciones hidráulicas de A. Schoklitsch}).$$

Datos:

$$\gamma = 1000 \text{ Kg/m}^3$$

$$A = 0.785 \text{ m}^2$$

$$h = 5 \text{ m}$$

Entonces:

$$R = 1000 (0.785) (5.0)$$

$$R = 3925 \text{ Kg.}$$

Considerando un coeficiente de fricción de 0.7

$$p = \frac{3925 \text{ Kg}}{0.7} = 5607 \text{ Kg}$$

$$V = \frac{5607 \text{ Kg}}{2400 \text{ Kg/ m}^3} = 2.34 \text{ m}^3$$

Tomando en cuenta las consideraciones para el anclaje anterior, se obtuvo el siguiente dimensionamiento:

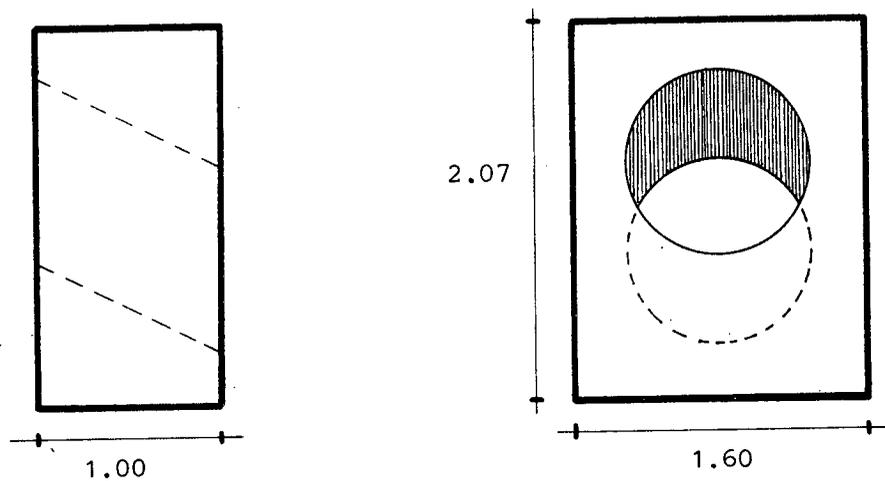


Figura 5-11

Los diseños de acueductos y sifón, están representados en el plano 5-1.

## 5.5 DISEÑO DE RAPIDAS

En canales de riego se presenta muchas veces la necesidad de llevar el agua con pendientes relativamente grandes o de perder altura mediante una caída. Esto sucede cuando el canal pasa de una planicie alta a otra más baja.

Debido a la gradiente fuerte, las velocidades son altas, por lo que deben tomarse medidas para mantener la velocidad dentro de ciertos valores límites y el flujo de agua se mantenga dentro del cauce revestido.

Para satisfacer las necesidades antes indicadas se diseñan las obras hidráulicas que se conocen con el nombre de rápidas. Las formas constructivas más comunmente utilizadas son las siguientes:

- a. Canal de gran pendiente
- b. Sucesión de colchones en forma de escalera
- c. Rápida con rugosidad artificial.

Debido a que en el presente estudio no se presentan cambios bruscos de nivel en el diseño vertical, el cálculo de una rápida no se realiza por no ser propicio.

De las tres formas constructivas indicadas se recomienda la elección de la rápida con rugosidad artificial (c), debido a que las velocidades que se producen en los canales con gran pendiente son inadmisibles, porque llegan a destruir el revestimiento o porque se requiere de obras de disipación costosas. Por otro lado las rápidas en for

ma de una escalera de colchones significa una solución demasiado cara.

Una rápida con rugosidad artificial se construye introduciendo en la solera y/o en las paredes del canal, salientes de forma geométricamente regular. De acuerdo a DADENKOV, el ancho de la rápida debe tomarse igual a:

$$b = 0.765 Q^{2/5}$$

En donde:

b = ancho de la rápida

Q = caudal

PENDIENTE:

J = sen a

J = pendiente

a = ángulo de inclinación de la rápida respecto a la horizontal.

AREA MOJADA:

$$A = Q/v$$

Calado d

$$d = A/b$$

Perímetro mojado:

$$P = b + 2d$$

Radio hidráulico:

$$R = A/P$$

La velocidad que se produce en una rápida con rugosidad artificial se calcula mediante la fórmula de Chezy

$$V = C \sqrt{RJ}$$

El coeficiente C está en función de las relaciones h/s y b/h - que dependen del tipo de rugosidad artificial utilizado (Tabla 8-1, pág. 279.- Krochin).

En donde:

h = altura del agua sobre la rugosidad

s = altura de la rugosidad

b = ancho del canal (rectangular)

El espaciamiento entre elementos de rugosidad será de 7 s a 8 s

Con el cálculo de una rápida se debe obtener velocidades anti-erosivas mediante el dimensionamiento de su sección y rugosidad artificial.

## 5.6 DRENAJE

Cuando a lo largo de la línea de conducción se presenten terrenos impermeables, deben instalarse drenes para evitar el efecto de la subpresión al vaciarse bruscamente el canal. Esencialmente el drenaje consiste en colocar en una zanja tubos perforados por donde el agua pasará al interior del dren.

Los diámetros de los drenes varían de 100 mm a 150 mm, a su alrededor se apisona una capa de grava, luego a medida que se va llenando se disminuye el tamaño de los materiales de relleno del dren, hasta terminar con arena. (Figura 5-12).

Cuando se colocan drenes longitudinales inmediatamente debajo de la solera del canal, se debe conectar a drenes transversales que descarguen fuera del canal.

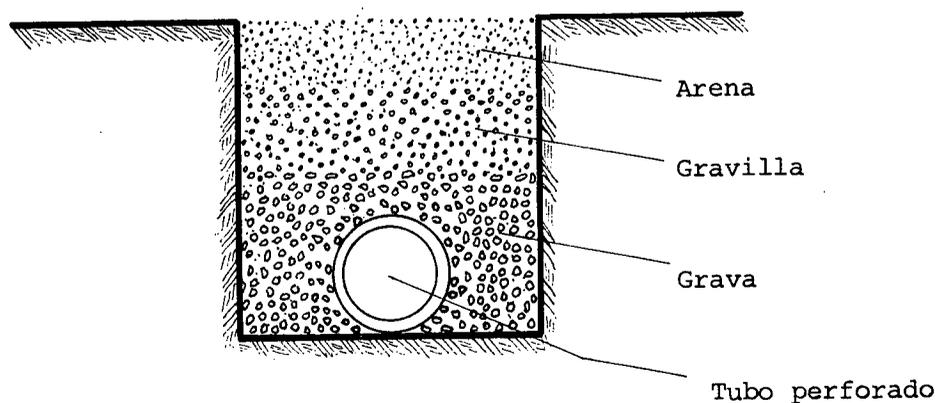


Figura 5-12

# **CAPITULO VI**

## OBRAS DE ARTE Y OBRAS COMPLEMENTARIAS

### 6.1 DISEÑO DE LA OBRA DE TOMA

#### 6.1.1 CONSIDERACIONES

Un sistema de riego comprende: obras de toma, canal principal, canales secundarios, canales terciarios y obras de medición y distribución del agua a las tierras de cultivo.

La mayor parte del agua consumida en un sistema de riego es extraída de los ríos, lagos y pozos que tengan un caudal suficiente para satisfacer las necesidades de las plantas. Frecuentemente se utiliza la fuerza de gravedad o se extrae el agua mediante bombeo.

Las obras de toma se diseñan de tal forma que capturen un volumen constante de agua que viene del río. En la mayoría de los casos se concreta a diseño de captaciones por gravedad; es decir ubicarla a determinada altura sobre el sitio de consumo para que el agua corra por su propio peso.

Dentro de las obras de captación existen muchos tipos diferentes pero básicamente se las puede clasificar en: obras de toma por derivación directa y obras de almacenamiento.

Las obras de toma por derivación directa captan el agua del río sin ningún almacenamiento, en cambio, para los reservorios o embalses - se cierra el cauce del río u otro sitio apropiado, para almacenar el agua en las épocas de crecientes y utilizarla en los tiempos de sequía. El aprovechamiento que se consigue por medio de un embalse es mucho más completo que con una derivación directa, sin embargo las presas necesarias para esto, son estructuras grandes que requieren fuertes inversiones de recursos. Además no siempre se encuentra las condiciones topográficas, hidrológicas y geológicas indispensables para su construcción.

En el diseño de las obras de toma se deben tener en cuenta las condiciones siguientes:

- Con cualquier calado en el río se debe captar una cantidad de agua prácticamente constante.
- Debe impedir hasta donde sea posible la entrada a la conducción de material sólido y flotante.
- Satisfacer todas las condiciones de seguridad necesarias.

La captación se realizó llevando directamente el agua mediante una toma lateral (espigón), por tratarse de un río relativamente grande, pues de esta forma se evita la construcción del azud costoso y de difícil construcción.

Se ha diseñado de esta forma considerando que el río cumple con las siguientes condiciones que hacen que el funcionamiento de esta obra sea satisfactorio.

- Asegura un servicio ininterrumpido, porque el caudal del río es

mucho mayor que el caudal de diseño para el canal.

- Se tiene la seguridad que la profundidad del río en el sitio de toma no disminuye nunca el valor mínimo calculado para el caudal de estiaje.
- El río tiene un cauce más o menos estable en el sitio de toma, es de orilla firme (roca), que asegura la no producción de derrumbes, erosiones que puedan inutilizar la obra.

Es sumamente difícil impedir la entrada de los sedimentos cuando se saca el agua lateralmente del río, porque se desarrolla una activa circulación transversal con lo cual el arrastre de sedimentos es grande, por lo que es necesario diseñar un desrapiador y un desarenador que permitan retener los sedimentos.

Debido a lo antes expuesto las tomas sin azud tienen muchos inconvenientes y la mayoría de las obras de toma tienen un dique que cierra el cauce del río y que eleva el nivel de agua hasta una cota determinada.

## 6.2 LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

El levantamiento topográfico del sitio de captación se lo hizo con la ayuda de un polígono, que siguió aproximadamente la demarcación necesaria, para la ubicación completa del lugar.

Como el terreno es bastante grande y existen obstáculos que impiden la visibilidad, se trazó una poligonal cerrada, es decir, una poligonal cuyas alineaciones regresan al punto de partida, formándose así un polígono (geométrica y analíticamente) cerrado de 14 vértices.

La poligonal trazada sirvió de esqueleto para que con referencia a ella, se levanten todos los puntos de detalle. La selección de estaciones quedó bien definida en el terreno, mediante la utilización de mojones de concreto y se lo hizo en forma tal que permita cubrir completamente el área en estudio.

La longitud de cada alineación se midió a cinta, tanto de ida como de regreso, y se abscisó cada 10 m. a partir del POT-2 = P-14, obteniéndose una longitud total de la poligonal de 836.31 m.

Las alturas correspondientes a cada estación y a cada punto de abscisado se obtuvo mediante nivelación geométrica y tomando como base la cota de partida de la línea de conducción (900 m.s.n.m)

#### 6.2.1 CALCULO DE LA POLIGONAL

La determinación de la precisión y la aceptación de los datos de campo son importantes para conseguir el cierre geométrico de la poligonal.

Los ángulos medios en una poligonal cerrada pueden comprobarse fácilmente antes de dejar el campo, no así con las medidas lineales que aún cuando se repitan tienen mayores probabilidades de error y deben verificarse mediante el cálculo en oficina, para saber si la poligonal satisface la precisión requerida.

Satisfechas las especificaciones se compensa luego la poligonal para establecer un cierre perfecto, o sea la congruencia geométrica entre los ángulos y las longitudes.

### 6.2.1.1 Cierre Angular

El primer paso que se da en el cálculo de poligonales cerradas es el ajuste de sus ángulos. Los ángulos medidos en los vértices de la presente poligonal son en sentido horario (ángulos exteriores), por lo que la suma teórica de sus ángulos debe dar:

$$\begin{aligned} \text{Suma de ángulos exteriores} &= 180 (n+2) \\ &= 180 (14+2) \\ &= 2880^\circ \end{aligned}$$

Es lógico que al sumar los ángulos obtenidos en el terreno no coincidan con la suma teórica, existe una pequeña discrepancia debido a que el valor de cada ángulo es el más aproximado que fue posible determinar. Esta diferencia entre la suma teórica y la encontrada se denomina "error de cierre en ángulo".

$$\text{Error de cierre en ángulo} = 2'$$

#### 6.2.1.1.1 Tolerancia

Para este tipo de levantamientos según las normas del INERHI, corresponden a levantamientos de precisión - en el cual el error máximo permitido es:

$$e = a (n)^{1/2}$$

$$e = 0.5' (14)^{1/2}$$

$$e \approx 2'$$

#### 6.2.1.1.2 Ajuste Angular

Como el error es tolerable se procedió a repartirlo arbitrariamente, aplicando el principio de la longitud de los lados, para lo cual se procuró variar un poco menos los ángulos formados por lados largos; esto para afectar en lo mínimo posible la figura.

Una vez corregidos los ángulos se calcularon los acimuts de los lados de la poligonal, partiendo de un acimut conocido, aquel obtenido por intermedio de observación solar para la primera alineación de la línea de conducción.

Los acimuts correspondientes a cada alineación se obtienen sumando al acimut anterior el correspondiente ángulo del vértice, sucesivamente, hasta volver a calcular el acimut de partida, el cual sirve de comprobación. A continuación se determinan los rumbos correspondientes a cada alineación (Anexo 6.1)

#### 6.2.1.2 Cierre Lineal

Con la distancia horizontal medida y el rumbo calculado, se obtienen las proyecciones respectivas: N, S, E, W. Las proyecciones N y E son positivas y negativas hacia el S y W. Recorriendo el polígono las iniciales de sus rumbos dan el sentido de sus proyecciones, así por ejemplo. un rumbo SW se proyectará al Sur y al Oeste.

El cálculo de proyecciones se rige por:

Proyección sobre el eje y (N-S) = Longitud x Cos R.

Proyección sobre el eje x (E-W) = Longitud x Sen R.

La condición para que un polígono cierre linealmente es que la suma algebraica de las proyecciones de sus lados sobre los dos ejes rectangulares, sea nula, independientemente en cada eje.

Suma de proyecciones N = Suma de proyecciones S.

Suma de proyecciones E = Suma de proyecciones W.

Debido a pequeños errores al determinar los ángulos y las distancias; las igualdades anteriores no se cumplen, así el error en cada eje es la diferencia entre la suma de las proyecciones.

Suma de proyecciones N - Suma de proyecciones S = e (N-S)

Suma de proyecciones E - Suma de proyecciones W = e (E-W)

El error total cometido es la hipotenusa del triángulo formado por ambos errores.

$$e = \sqrt{e^2(N-S) + e^2(E-W)}$$

#### 6.2.1.2.1 Tolerancia

e representa el error total cometido al hacer la poligonal, se expresa en forma unitaria, es decir, como el número de metros (X), en los cuales, proporcionalmente se cometería un error de 1 metro.

Si L es la longitud total de la poligonal y e el error total, el

número de metros (X) en los cuales se cometería 1 metro de error, será:

$$X = L/e$$

y se expresa como 1:X

Para levantamientos de precisión según normas del INERHI, le corresponde a un cierre lineal de 1:5000.

#### 6.2.1.2.2 Ajuste Lineal

La relación entre la corrección (C) - que se hace a cada proyección y el error total (e) es igual a la relación entre el lado respectivo de la poligonal y su longitud total.

$$\frac{C}{e} = \frac{\text{Lado de la poligonal}}{\text{Longitud total}}$$

Así la corrección para la proyección N y S será:

$$C = \frac{e(N-S)}{L} \text{ x cada lado de la poligonal}$$

y la corrección para las proyecciones E y W es:

$$C = \frac{e(E-W)}{L} \text{ x cada lado de la poligonal}$$

El signo de las correcciones será tal que:

Se SUME a las proyecciones  
cuya suma es MENOR  
Se RESTE a las proyecciones  
suma es MAYOR

Para equilibrarlos.

El cálculo y ajuste tanto lineal como angular de la poligonal - consta en el cuadro de cálculos (Anexo 6-1) y su dibujo en el plano 6-1

### 6.2.2 LEVANTAMIENTO DE PUNTOS DE DETALLE

Para este tipo de levantamiento es conveniente circunscribir la poligonal en el área del proyecto y desde sus vértices visar todos los puntos considerados necesarios, tales como: cambios de pendiente del terreno, demarcación del río, etc.

Los detalles necesarios fueron tomados por radiación desde cada vértice, o sea anotando su  $\Delta$  horizontal y distancia inclinada desde la estación correspondiente. La distancia vertical de estos puntos fue obtenida taquimétricamente, con el ángulo vertical y la distancia inclinada, empleando la fórmula:

$$D_v = 1/2 D_I \text{ Sen } 2 \alpha$$

Para la obtención de las cotas de cada punto de detalle se suma o se resta la distancia vertical de la cota correspondiente a cada estación y de acuerdo con la inclinación del ángulo vertical.

### 6.2.3 CONDICIONES DE SUELO

Las investigaciones en el campo para determinar las condiciones tanto superficiales como subterráneas del suelo, en el cual se va a emplazar una estructura son de vital importancia para poder realizar buenas cimentaciones.

# CALCULO DE COORDENADAS

(POLIGONO CERRADO - BOCATOMA)

anexo 6-1

VERT.	DH	ANG. HORIZ. ZONAL	CORR. PENS.	ANG. HORIZ. CORREGID.	AZIMUT	RUMBO	COORDENADAS PARCIALES				COORDEN. PARCIALES CORREGIDAS				COORDEN. TOTALES		OBSERVACIONES	
							N (+)	S (-)	E (+)	W (-)	N (+)	S (-)	E (+)	W (-)	LATITUD	LONGITUD		
P-0	88.80	0° 00'				S 27° 20' E		78.89	40.77			78.89	40.77			9'541.975,00	656.050,00	P-14 = POT 2
P-14	47.38	328° 39'			298° 19'	N 61° 41' W	22.45		41.67 <sup>-1</sup>	22.45			41.66			9'541.896,11	656.090,77	
P-1	80.93	194° 03'	8"	184° 02' 51"	272° 21' 51"	N 67° 38' 08" W	2.10		50.89 <sup>-1</sup>	2.10			50.89			9'541.918,56	656.049,11	
P-2	41.87	212° 11'	8"	212° 10' 51"	304° 32' 42"	N 55° 27' 18" W	23.74 <sup>-1</sup>		34.48 <sup>-1</sup>	23.73			34.48			9'541.920,66	655.998,23	
P-3	30.47	178° 29'	8"	178° 28' 51"	300° 01' 38"	N 58° 38' 27" W	15.25 <sup>-1</sup>		26.38 <sup>-1</sup>	15.24			26.37			9'541.944,39	655.963,75	
P-4	46.22	240° 10'	8"	240° 09' 51"	0° 11' 24"	N 0° 11' 24" E	46.22		0.15	46.22			0.15			9'541.959,63	655.937,38	
P-5	96.72	228° 08'	8"	228° 07' 52"	49° 19' 18"	N 49° 19' 18" E	63.04 <sup>-1</sup>		73.35 <sup>+2</sup>	63.03			73.37			9'542.005,85	655.937,53	
P-6	33.84	198° 13'	8"	198° 12' 51"	68° 32' 07"	N 68° 32' 07" E	12.38		31.49 <sup>+1</sup>	12.38			31.50			9'542.068,88	656.010,90	
P-7	171.87	208° 10'	8"	208° 09' 52"	96° 41' 59"	S 85° 18' 01" E		20.03	170.50 <sup>+3</sup>		20.03		170.53			9'542.081,26	656.042,40	
P-8	100.44	248° 02'	8"	248° 01' 52"	164° 43' 51"	S 15° 18' 08" E		98.89 <sup>+1</sup>	26.45 <sup>+1</sup>		98.90		26.46			9'542.061,23	656.212,93	
P-9	53.20	225° 12'	8"	225° 11' 52"	208° 55' 43"	S 29° 55' 43" W		46.11	26.54 <sup>-1</sup>	46.11			26.53			9'541.964,33	656.239,39	
P-10	61.05	187° 54'	8"	187° 53' 52'	217° 49' 35"	S 37° 49' 35" W		48.21	37.43 <sup>-1</sup>	48.21			37.42			9'541.918,22	656.212,96	
P-11	25.28	193° 28'	8"	193° 28' 51"	23° 18' 28"	S 51° 18' 28" W		15.80	19.73 <sup>-1</sup>	15.80			19.72			9'541.870,01	656.173,44	
P-12	54.98	251° 05'	8"	251° 04' 52"	302° 23' 18"	N 57° 36' 42" W	29.46		46.44 <sup>-1</sup>	29.46			46.43			9'541.854,21	656.155,72	
P-13	22.32	181° 28'	8"	181° 28' 51"	303° 52' 08"	N 56° 07' 51" W	12.44		18.53 <sup>-1</sup>	12.44			18.52			9'541.883,67	656.108,29	
P-14		174° 27'	8"	174° 26' 51"	298° 19'	N 61° 41' W										9'541.896,11	656.090,77	
P-1																		
	836.31	2880° 02'	120"	2880° 00' 00"			227.08	227.04	301.94	302.10	227.05	227.05	302.01	302.01				

$$180(n+2) = 180(14+2) = 2880^\circ$$

$$e = 2'$$

$$e = 0.5 \sqrt{R}$$

$$e = 0.5 \sqrt{14} \approx 2'$$

$$e = \sqrt{0.04 + 0.16}$$

$$e = 0.45$$

$$\text{CIERRE} = \frac{1}{0.45} \cdot 836.31$$

$$\text{CIERRE} = 1:8069$$

De las observaciones realizadas en el sitio de interés, se pudo constatar que el suelo predominante es de conformación rocosa cubierta con una finísima capa vegetal. Esta conformación rocosa no presenta fisuras, diaclasas, ni rasgos de fallas geológicas.

Esta cama de roca sólida sana es capaz de soportar presiones elevadas, por lo que se considera aceptable y recomendable la elección del lugar, como garantía para la estabilidad de la obra.

#### 6.2.4 CALCULOS Y DISEÑO

##### 6.2.4.1 Generalidades

Las necesidades de agua del presente proyecto serán solucionadas mediante una obra de captación en la margen del río Catamayo (derecha) y en la cota 900 m.s.n.m.

En base a estudios de las necesidades de agua para la zona del proyecto, considerando los tipos de suelos y clases de cultivos se define que una dotación de 1.0 l/seg/Ha serán suficientes para abastecer las demandas de riego.

Por levantamientos topográficos del área regable en el proyecto, se determinó que son aproximadamente 1500 Has. Con este dato y el de dotación se determinó que el caudal a captarse es el siguiente:

$$\begin{aligned} Q &= (1.0 \text{ l/s/Ha})(1500 \text{ Ha}) \\ &= 1500 \text{ l/s} \\ &= 1.5 \text{ m}^3/\text{seg} \end{aligned}$$

#### 6.2.4.2 Area, velocidad y nivel de estiaje

Para encontrar el área, velocidad y nivel de estiaje, se partió de un perfil transversal del río en el lugar de captación, abscisando convenientemente y efectuando la respectiva nivelación. Con esto se estableció la forma de la sección del río en el sitio de interés, luego con el caudal mínimo de estiaje obtenido mediante el estudio hidrológico se procedió a tanteos, determinar las condiciones de estiaje. Para encontrar la velocidad fue necesario emplear la fórmula de Manning.

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2} \quad (6-1)$$

En donde:

v = velocidad

n = coeficiente de rugosidad

R = radio hidráulico

J = pendiente del río

R = A/Pm = área/perímetro mojado

##### 6.2.4.2.1 Coeficiente de rugosidad n

De acuerdo a observaciones realizadas en el lugar de captación y con ayuda de la tabla 6.1, se toma el valor de n = 0.055 para estiaje y un valor de n = 0.060 para condiciones de crecida.

TABLA 6.1

COEFICIENTES DE RUGOSIDAD  $n$ 

CORRIENTES NATURALES	CONDICIONES DE LAS PAREDES		
	Buenas	Regulares	Malas
1. Sinuoso, poco tirante y poca pendiente	0.045	0.050	0.055
2. Sinuoso, poco tirante y poca pendiente y con - sección pedregosa	0.050	0.055	0.060
3. Sinuoso, poco tirante y poca pendiente con cauce y paredes enhierbadas	0.060	0.070	0.080
4. Playas muy enhierbadas	0.100	0.130	0.150

## 6.2.4.2.2 Cálculo de las condiciones de estiaje

Datos:

$$Q = 6.18 \text{ m}^3/\text{seg} \checkmark$$

$$n = 0.055$$

$$J = 0.9 \% \text{ (promedio de observaciones en sitio)}$$

$$A = 8.59 \text{ m}^2$$

$$P_m = 31.44 \text{ m}$$

$$\text{Nivel de estiaje} = 898.70 \text{ m.s.n.m}$$

$$R = A/P_m = 8.59 \text{ m} / 31.44 \text{ m} = 0.27 \text{ m}$$

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2} = \frac{1}{0.055} 0.27^{2/3} 0.009^{1/2} = 0.72 \text{ m/s}$$

$$Q = Av = 8.59 \text{ m}^2 \times 0.72 \text{ m/s} = 6.18 \text{ m}^3/\text{s} \text{ (comprobación)}$$

#### 6.2.4.3. Area, velocidad y nivel de crecida

Con el mismo procedimiento que el señalado para el estiaje se obtienen los valores de área, velocidad y nivel de crecida, partiendo con los siguientes datos:

$$Q = 434.95 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.060$$

$$J = 0.9 \%$$

$$A = 216.20 \text{ m}^2 \quad P_m = 150.62 \text{ m}$$

$$\text{Nivel máximo de crecida} = 901.15 \text{ m.s.n.m}$$

$$R = A/P_m = 216.20 \text{ m}^2/150.62 \text{ m} = 1.435 \text{ m}$$

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2} = \frac{1}{0.060} 1.435^{2/3} \times 0.009^{1/2} = 2.012 \text{ m/s}$$

$$Q = Av = 216.20 \text{ m}^2 \times 2.012 \text{ m/s} = 434.99 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 6.2.4.4. Diseño de la reja de entrada

El agua se capta mediante un orificio el mismo que está provisto de barrotes verticales que impiden la entrada de material flotante y de piedras mayores a 5 cm de diámetro. El umbral del orificio debe estar a una altura no menor de 0.60 a 0.80 m del fondo.

En el presente estudio debido a que en el lugar de captación el

nivel del río en caudal de estiaje, no satisface las normas recomendadas, por su bajo tirante hidráulico y en vista de que las condiciones del río no se prestan para construir un azud demasiado voluminoso, se utilizó un muro de encauzamiento o espigón, de hormigón ciclópeo, que además de mantener las aguas por el curso deseado, sirve para elevar el nivel de las mismas. Esto con el fin de cumplir con las normas mínimas en lo referente a la altura que debe tener el umbral de la rejilla sobre el lecho del río.

El ancho libre de la rejilla que se necesita para captar el caudal de diseño se lo encuentra con la siguiente fórmula. (Fórmula del vertedero sumergido).

$$Q = KSMbH^{3/2} \quad (6-2)$$

En donde:

Q = caudal de diseño

K = Contracción lateral producida por los barrotes, K=0.85

S = Coeficiente de corrección por sumersión

M = Coeficiente del vertedero

b = Ancho del vertedero

H = Carga de agua.

Según Bazin el coeficiente por sumersión S está dado por la siguiente relación:

$$S = 1.05 \left[ 1.0 + 0.2 (hn/y^2) \right] \sqrt[3]{z/H} \quad (6-3)$$

En donde:

$$h_n = H - z$$

$z$  = Pérdida de carga en la rejilla

$y_2$  = Altura de agua desde el desripador al umbral de la rejilla.

$H$  = Carga de agua (alto de la rejilla).

Según Konovalov el coeficiente  $M$  del vertedero puede ser calculado por la siguiente fórmula correspondiente a un vertedero libre de cresta delgada:

$$M = \left[ 0.407 + \frac{0.045H}{H + y_1} \right] \left[ 1.0 + 0.285 \left( \frac{H}{H + y_1} \right)^2 \right] (2g)^{1/2}$$

(6-4)

$y_1$  = altura del agua desde el lecho del río hasta el umbral de la rejilla.

$H$  = altura de la rejilla (carga de agua).

Para el diseño de la rejilla se partió del siguiente esquema:

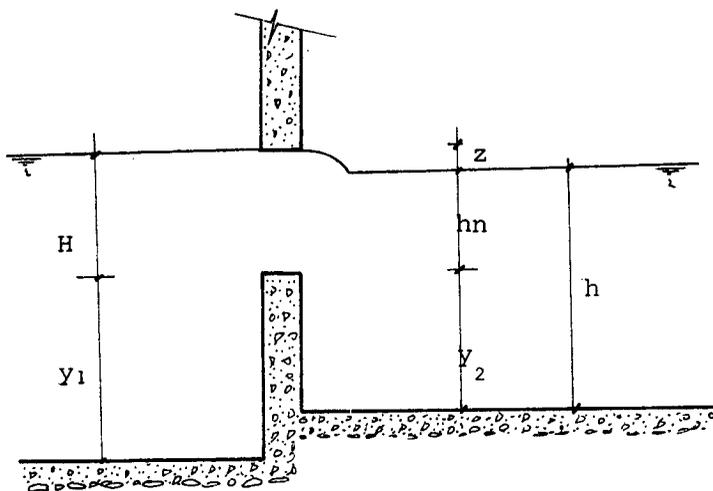


Figura 6-1

Datos:

$$Q = 1.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = 0.55 \text{ m}$$

$$K = 0.85$$

$$z = 0.10 \text{ m}$$

$$y_1 = 0.65$$

$$y_2 = 0.50$$

$$h_n = 0.45 \text{ m}$$

$$S = 1.05 \left[ 1.0 + 0.2(0.45/0.50) \right] \sqrt[3]{0.10/0.55} \quad (6.3)$$

$$S = 0.70 /$$

$$M = \left[ 0.407 + \frac{0.045 \times 0.55}{0.55 + 0.65} \right] \left[ 1.0 + 0.285 \left( \frac{0.55}{0.55 + 0.65} \right)^2 \right] (2 \times 9.81)^{1/2}$$

$$M = 2.01 \quad (6.4)$$

El ancho b se obtiene despejando de la fórmula 6.2

$$b = \frac{Q}{KSMH^{3/2}}$$

$$b = \frac{1.5 \text{ m}^3/\text{s}}{0.85 \times 0.70 \times 2.01 \times 0.55^{3/2}}$$

$$b = 3.07 \text{ m}$$

Los barros serán de sección rectangular de 1/2 pulg x 2 pulg.

Separación entre barros = 5 cm

Número de espacios =  $3.07/0.05 \approx 61$

$$\text{Número de barrotes} = 61 - 1 = 60$$

$$\text{Base total } B = 3.07 + 60 \times 0.012 = 3.79 \text{ m}$$

$$B = 3.80 \text{ m}$$

Velocidad del agua en la rejilla:

$$v = Q/A$$

$$v = \frac{1.5 \text{ m}^3/\text{s}}{3.07 \times 0.55 \text{ m}^2}$$

$$v = 0.89 \text{ m/s}$$

La velocidad de entrada a la rejilla se encuentra dentro de las normas recomendadas por el "Manual de Hidráulica" de Azevedo-netto y cuyo rango de variación es de 0.60 a 1.40 m/s.

#### 6.2.4.5. Diseño del desripiador ✓

El desripiador es una cámara colocada después de la reja de entrada y que sirve para detener las piedras que pasan entre los barrotes y que no deben pasar a la conducción. Con este objeto la velocidad en el desripiador debe ser relativamente baja y el paso del agua hacia la transición debe hacerse por medio de un vertedero sumergido.

Entre la reja de entrada y el vertedero de salida puede formarse un resalto sumergido. Para que el desripiador funcione en forma normal es conveniente que el ancho del mismo sea por lo menos igual a la longitud del resalto.

También puede establecerse el ancho del desripiador como igual al de una transición que une los anchos de la reja de entrada y el vertedero de salida.

Para poder eliminar las piedras que se depositan en el fondo del desripiador, debe dejarse una compuerta que conecte con un canal de desfogue. Este canal debe tener una gradiente fuerte a fin de conseguir una velocidad alta, para el lavado y arrastre de todas las piedras depositadas.

También se procura eliminar todos los ángulos rectos; las paredes se unen con curvas que converjan hacia la compuerta, esto con la finalidad de que las piedras no se queden en las esquinas. El desripiador debe recibir el caudal máximo que pasa a través de la rejilla, lo cual ocurre cuando se produce la máxima crecida del río.

Para encontrar el ancho del desripiador partimos del esquema 6.1 y tomando en cuenta lo recomendado; que por lo menos el ancho del desripiador sea igual a la longitud del resalto, para lo cual calculamos los elementos del resalto. (fig. 6-2).

a.- Altura contraída del resalto ( $h_c$ )

$$h_c = \frac{q}{\phi \sqrt{(y_2 + H - h_c) 2g}} \quad (6-5)$$

En donde:

$h_c$  = altura contraída

$\phi$  = coeficiente de pérdidas

$q = Q/B = \text{caudal/ancho del vertedero (caudal específico)}$

$H = \text{carga de agua.}$

$\phi = 0.95-0.85$  para azud con compuerta sobre la cresta

$\phi = 1.00-0.90$  para azud sin compuertas.

La fórmula 6.5 se resuelve por aproximaciones sucesivas, asumiendo como primer valor de  $h_c = 0$ , dentro del radical.

Datos:

$$Q = 1.5 \text{ m}^3/\text{s} /$$

$$\phi = 0.95$$

$$y_2 = 0.50 \text{ m}$$

$$H = 0.55 \text{ m}$$

$$B = 3.80 \text{ m}$$

$$q = \frac{Q}{B} = 1.50/3.80 = 0.39$$

Con un valor de  $h_c = 0.095$  se cumple la fórmula:

$$h_c = \frac{0.39}{0.95 \sqrt{(0.50+0.55-0.095)2 \times 9.81}} \quad (6-5)$$

$$h_c = 0.095$$

b.- Altura conjugada del resalto

$$h_2 = h_c/2 \left[ \sqrt{1 + 8 q^2/ghc^3} - 1 \right] \quad (6-6)$$

$h_2 = \text{altura conjugada del resalto}$

$$h_2 = \frac{0.095}{2} \left[ \sqrt{1 + \frac{8 \times 0.39^2}{9.81(0.095)^3}} - 1 \right]$$

$$h_2 = 0.53 \text{ m}$$

Comprobación de sumersión

Para que el resalto sea sumergido debe cumplir la siguiente condición: (Fig 6-1; 6-2).

$$h_2 < h$$

$$0.53 < 0.95$$

El resalto queda totalmente sumergido

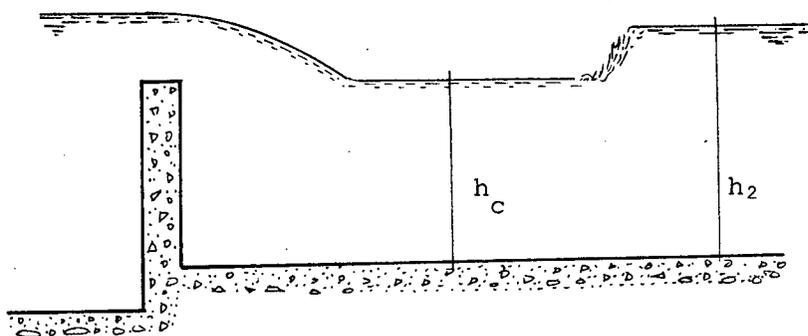


Figura 6-2

c.- Longitud del resalto

Existen varias fórmulas experimentales para calcular la longitud del resalto, entre las cuales tenemos:

Según SAFRANETZ

$$L = 4.5 h_2 \quad (6-7)$$

$$L = 4.5 \times 0.53 \text{ m}$$

$$L = 2.39 \text{ m}$$

Según PAVLOVSKI

$$L = 2.5 (1.9h_2 - hc) \quad (6-8)$$

$$L = 2.5 (1.9 \times 0.53 - 0.095)$$

$$L = 2.28 \text{ m}$$

Según BAKHMETEV-MASTKE

$$L = 5 (h_2 - hc) \quad (6-9)$$

$$L = 5(0.53 - 0.095)$$

$$L = 2.18 \text{ m}$$

Otro criterio para encontrar el ancho del desripiador es el recomendado por el Bureau of Reclamation, para lo cual se necesita conocer - tanto el ancho de la rejilla de entrada como el ancho del vertedero de salida del desripiador.

Este procedimiento se desarrollará luego de calcular el ancho - del vertedero de salida del desripiador.

- Cálculo del vertedero de salida del desripiador

El ancho del vertedero de salida del desripiador se calculó - con la fórmula 6.2, la misma que corresponde a la de un vertedero sumergido.  $K = 1$ .

$$b = \frac{Q}{KSM H^{3/2}} \quad (6.2)$$

datos: (Simbología de la Figura 6-1)

$$Q = 1.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = 0.55 \text{ m}$$

$$z = 0.05 \text{ m}$$

$$y_1 = 0.40 \text{ m}$$

$$y_2 = 0.40 \text{ m}$$

$$h_n = 0.50 \text{ m}$$

Por la fórmula 6-3

$$S = 1.05 \left[ 1.0 + 0.2(0.50/0.40) \right] \sqrt[3]{0.05/0.55} \quad (6-3)$$

$$S = 0.59$$

Por la fórmula 6-4

$$M = \left[ 0.407 + \frac{0.045 \times 0.55}{0.40 + 0.55} \right] \left[ 1.0 + 0.285 \left( \frac{0.55}{0.40 + 0.55} \right)^2 \right] \sqrt{2 \times 9.81} \quad (6-4)$$

$$M = 2.10$$

Entonces:

$$b = \frac{1.5 \text{ m}^3/\text{s}}{0.59 \times 2.10 \times 0.55^{3/2}}$$

$$b = 2.97 \text{ m}$$

$$b = 3.00 \text{ m}$$

- Cálculo del ancho del desripiador como transición

Una vez obtenido el ancho del vertedero de salida del desripiador, se está en condiciones de aplicar el método dado por el Bureau of Reclamation, que permite determinar el ancho del desripiador con la siguiente fórmula:

$$L = \frac{b_1 - b_2}{2 \tan 12.5^\circ}$$

en donde:

$b_1 = 3.80 \text{ m}$  (ancho de la rejilla)

$b_2 = 3.00 \text{ m}$  (ancho del vertedero de salida del desrripador)

$$L = \frac{3.80\text{m} - 3.00\text{m}}{2 \tan 12.5^\circ}$$

$$L = 1.80 \text{ m}$$

Este y los resultados obtenidos anteriormente determinan el ancho mínimo del desrripador; para lo cual se ha escogido la longitud encontrada por la fórmula de SAFRANETZ, por ser la que da mayor dimensión y consecuentemente mayor seguridad. Por razones constructivas se aproxima a:

$$L = 2.40 \text{ m}$$

#### - Compuerta de salida del desrripador

Empleando la fórmula para la descarga de compuertas:

$$Q = cd (a) (b) \sqrt{2g (H + V^2/2g - a Cc)} \quad (6-10)$$

$C_c$  = coeficiente de contracción.- Es la relación entre el área contraída de una corriente y el área de un orificio a través del cual fluye:

$$C_c = \frac{A_c}{A}$$

$C_v$  = Coeficiente de velocidad.- Es la relación entre la velocidad real y la velocidad ideal que se tendría sin rozamiento  $C_v = \frac{V_r}{V_i}$

$C_d$  = Coeficiente de descarga: Es la relación entre el caudal real que pasa a través del orificio y el caudal ideal.

$$C_d = \frac{Q_r}{Q_i}$$

Datos:

$$H = 0.95$$

$$a/H = 0.90/0.95 = 0.947$$

$$C_v = 0.97$$

$$C_c = 0.832 \text{ (tabla 12.1 Krochin)}$$

$$a = 0.90$$

$$b = 1.20\text{m}$$

$$C_d = C_c C_v = 0.832 \times 0.97 = 0.81$$

$$Q = 0.81 \times 0.90 \times 1.20 \sqrt{2 \times 9.81 (0.95 - 0.90 \times 0.832)}$$

$$Q = 1.74 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$1.74 \text{ m}^3/\text{s} > 1.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

El diseño es satisfactorio, por cuanto la compuerta está en condiciones de desfogar un caudal un tanto mayor al de diseño.

- Canal de desfogue del desripiador

Datos:

$$Q = 3.59 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.016$$

$$b = 1.20 \text{ m}$$

$$J = 1.6 \%$$

$$m = 0$$

$$K = \frac{Qn}{b^{8/3} J^{1/2}} \quad (6.11)$$

$$K = \frac{3.59 \times 0.016}{1.20^{8/3} \times 0.016^{1/2}}$$

$$K = 0.279$$

Para  $K = 0.279$        $d/b = 0.64$       Tabla 12.6 Krochin

$$d = 0.64 b$$

$$d = 0.64 \times 1.20$$

$$d = 0.77 \text{ m}$$

La velocidad es:

$$v = Q/A$$

$$v = \frac{3.59 \text{ m}^3/\text{s}}{120 \times 0.77 \text{ m}^2}$$

$$v = 3.88 \text{ m/s}$$

$$3.88 > 3.00 \text{ m/s}$$

#### 6.2.4.6. Transición del desripiador al canal - de entrada al desarenador.

El agua sale del desripiador por medio de un vertedero ancho y con poco calado, luego pasa a un canal que generalmente tiene una sección más estrecha y profunda. Por lo tanto, es necesario intercalar entre los dos una transición, para que la pérdida de carga sea mínima.

Para el cálculo de la transición se necesita conocer el ancho -

del canal de entrada al desarenador.

- Cálculo del canal al final de la transición

A partir del esquema 6-3 y conociendo que el calado en la pantalla de regulación debe ser aproximadamente 0.90 m, se calculó la pendiente que tendrá el canal después de la transición.

Datos:

$$Q = 1.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$m = 0 \text{ (canal rectangular)}$$

$$n = 0.016 \text{ (canal revestido de hormigón)}$$

$$d = 0.90 \text{ m}$$

$$B = 1.20 \text{ (impuesto).}$$

La gradiente necesaria para cumplir con estas condiciones se puede obtener despejando de la siguiente fórmula:

$$K' = \frac{Qn}{d^{8/3} J^{1/2}} \quad (6-12)$$

$$J = \left( \frac{Qn}{K' d^{8/3}} \right)^2$$

El valor de  $K'$  se obtiene de la tabla 12.5 (Krochin), teniendo en cuenta la relación siguiente:

$$d/B = 0.90/1.20 = 0.75$$

Interpolando obtenemos  $K' = 0.725$

Entonces, reemplazando valores la pendiente es:

$$J = \left[ \frac{1.5 \times 0.016}{0.725(0.90)^{7/3}} \right]^2$$

$$J = 0.0019$$

#### -Cálculo de la longitud de la transición

Considerando el criterio anteriormente expuesto de que la longitud de transición debe ser por lo menos igual a la longitud del resalto sumergido, para lo cual calculamos los elementos del resalto.

Altura contraída del resalto:

Empleando la fórmula 6-5 por aproximaciones sucesivas se encontró la altura contraída del resalto con ayuda de la fig. 6-1, se tomaron los datos necesarios para el cálculo.

Datos:

$$Q = 1.50 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\phi = 0.95$$

$$y_2 = 0.40 \text{ m}$$

$$H = 0.55 \text{ m}$$

$$B = 3.00 \text{ m}$$

$$q = Q/B = 1.50/3.00 = 0.50$$

hc = altura contraída del resalto

hc = 0.131 cumple la igualdad.

$$h_c = \frac{0.50}{0.95 \sqrt{(0.40+0.55-0.131)2 \times 9.81}} \quad (6-5)$$

$$h_c = 0.131$$

Altura conjugada del resalto

La altura conjugada del resalto se calculó con la fórmula 6-6.

$$h_2 = \frac{0.131}{2} \left[ \sqrt{1 + \frac{8 \times 0.50^2}{9.81(0.131)^3}} - 1 \right]$$

$$h_2 = 0.56 \text{ m}$$

Comprobación de sumersión:

$$h_2 < h$$

$$0.56 < 0.90$$

El resalto queda totalmente sumergido:

Longitud del resalto

Según Pavlovski

$$L = 2.5(1.9h - h_c) \quad (6-8)$$

$$L = 2.5(1.9 \times 0.56 - 0.131)$$

$$L = 2.33 \text{ m}$$

Según Safranetz

$$L = 4.5 h \quad (6-7)$$

$$L = 4.5 \times 0.56$$

$$L = 2.52 \text{ m}$$

Longitud de la transición según el Bureau of Reclamation

$$L = \frac{b_1 - b_2}{2 \tan 12.5^\circ}$$

datos:

$$b_1 = 3.00 \text{ m}$$

$$b_2 = 1.20 \text{ m}$$

entonces:

$$L = \frac{3.00 - 1.20}{2 \tan 12.5^\circ}$$

$$L = 4.06 \text{ m}$$

$$L \approx 4.10 \text{ m}$$

Se estima que  $L = 4.10$  es la longitud necesaria para condiciones de seguridad.

De la figura 6.4, se tiene que:

$$\begin{aligned} \text{Cota de fondo en la pantalla de regulación} &= 898.30 - 0.0019 \times 4.10 \\ &= 898.29 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cota del nivel de agua en la pantalla} &= 899.20 - 0.0019 \times 4.10 \\ &= 899.19 \text{ m} \end{aligned}$$

#### 6.2.4.7 Regulación de la creciente

Cuando se producen crecientes en el río, ingresa un mayor caudal a la conducción debido a la carga de agua-

sobre la rejilla, la cual pasa a funcionar como orificio, razón por la cual para seguridad del canal, la obra de toma se diseñará en tal forma que pueda por sí sola permitir el paso de la creciente máxima, sin sufrir daños. Esto se consigue colocando al final de la transición una pantalla de regulación.

Los cálculos realizados anteriormente definen las obras de captación, tanto cotas, anchos y longitudes, luego se procedió a determinar los niveles de agua en creciente, para lo cual se asumió que el canal -trabaja- rá con una cierta sobrecarga, el 30% del caudal de diseño.

$$Q_1 = 1.5 \text{ m}^3/\text{s} + 30\% (1.5 \text{ m}^3/\text{s})$$

$$Q_1 = 1.95 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con este caudal mayorado se calculó de nuevo el canal al final 0 de la transición.

#### -Canal luego de la transición

El canal luego de la transición tiene en estiaje un calado diferente al de crecida, debido al incremento de carga de agua. El calado correspondiente a crecida se calculó de la siguiente forma:

datos:

$$Q = 1.95 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.016$$

$$b = 1.20 \text{ m}$$

$$J = 0.0019$$

$$m = 0.$$

$$K = \frac{Qn}{b^{8/3} J^{1/2}} \quad (6.11)$$

$$K = \frac{1.95 \times 0.016}{1.20^{8/3} \times 0.0019^{1/2}}$$

$$K = 0.44$$

Interpolando este valor en la tabla 12-6 (Krochin pág. 410)

$$\text{Si } K = 0.44 \quad d/b = 0.93$$

entonces:

$$d = 0.93 b$$

$$d = 0.93 \times 1.20$$

$$d = 1.12 \text{ m}$$

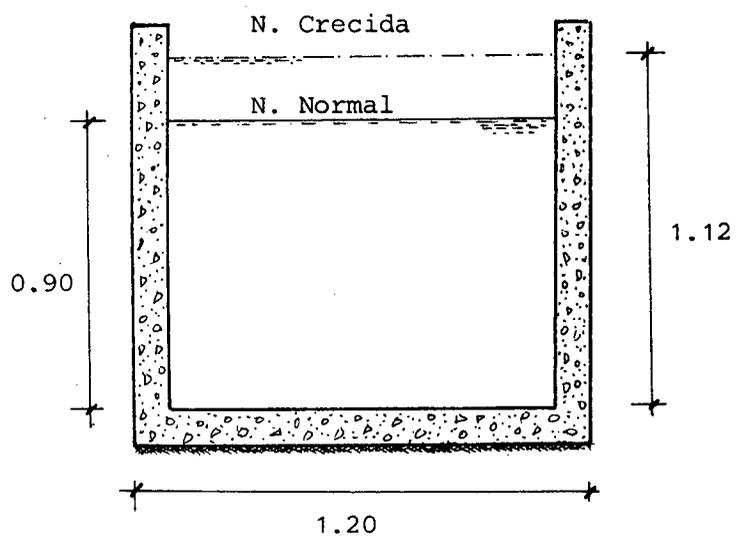


Figura 6-3

Para la regulación de la crecida se utilizó una pantalla de hormigón armado, la misma que permite el paso razante del agua en estiaje y que luego funciona como compuerta sumergida en épocas de crecida, provocando una sobre-elevación del nivel de agua antes de la pantalla.

Condición de sumersión de la pantalla

$$\begin{aligned} h_{cr} &> h_e \\ 1.12 &< 0.90 \end{aligned}$$

$h_{cr}$  = calado en creciente

$h_e$  = calado en estiaje

-Aliviadero después de la pantalla de regulación

Con el fin de desalojar el exceso del caudal de diseño que pasa por la pantalla y que no debe llegar al desarenador por estar diseñado para 1.5 m<sup>3</sup>/s, se ha colocado entre la pantalla de regulación y el desarenador un aliviadero para desalojar el caudal excedente a 1.5 m<sup>3</sup>/seg.

Este vertedero debe conducir el exceso de agua al canal de alta-velocidad, para después desalojarlo al río. Su diseño se hizo basándose en la fórmula para vertederos libres.

$$Q = Mb H^{3/2}$$

Datos:

Caudal máximo que pasa por la pantalla	=	1.95 m <sup>3</sup> /s
Caudal de diseño	=	1.50 "
Caudal a desalojarse por el aliviadero	=	0.45 "
H=Carga de agua (1.12-0.90)	=	0.22 m
y1	=	0.90 m

El valor de M se calcula por la fórmula de Konovalov.

$$M = \left[ 0.407 + \frac{0.045 \times 0.22}{0.22 + 0.90} \right] \left[ 1.0 + 0.285 \left( \frac{0.22}{0.22 + 0.90} \right)^2 \right] (2 \times 9.81)^{1/2} (6-4)$$

$$M = 1.86$$

Entonces:

$$b = \frac{Q}{MH^{3/2}}$$

$$b = \frac{0.45 \text{ m}^3/\text{s}}{1.86 \times 0.22^{3/2}}$$

$$b = 2.34 \text{ m}$$

-Caudal que pasa a través de la abertura de la pantalla

Aplicando la fórmula para la descarga por compuertas sumergidas se tiene:

$$Q = C_d(a)(b)\sqrt{2gZ_o} \quad (6-13)$$

En donde:

$C_d = C_c C_v$  = coeficiente de descarga

$C_c$  = Coeficiente de contracción

$C_v$  = Coeficiente de velocidad

$a$  = Altura de la compuerta

$b$  = Ancho de la compuerta

$Z_o$  = Carga sobre el orificio

Datos:



$$a = 0.90 \text{ m}$$

$$b = 1.20 \text{ m}$$

$$C_v = 0.97$$

El coeficiente de contracción  $C_c$  se obtiene de la relación  $a/H$  - en la tabla 12.1 Pág. 394 -Krochin.

Con estos datos y aplicando la fórmula anteriormente expuesta - (6-13), debe coincidir que el caudal resultante por la fórmula sea - igual a  $1.95 \text{ m}^3/\text{s}$ . Esto se consigue realizando varios tanteos, variando la carga total  $H$  antes de la pantalla. Con un valor de  $H = 1.53 \text{ m}$ , se verifica la igualdad.

$$\text{Si } H = 1.53 \text{ m}$$

$$Z_o = 1.53 - 1.12 = 0.41 \text{ m}$$

$$a/H = 0.90/1.53 = 0.59$$

De la tabla 12.1 pág. 394 Krochin, interpolando para:

$$a/H = 0.59 \quad C_c = 0.658$$

$$C_d = C_c C_v$$

$$C_d = 0.658 \times 0.970$$

$$C_d = 0.638$$

$$Q = 0.638 \times 0.90 \times 1.20 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.41}$$

$$Q = 1.95 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### - Pérdida de carga al final de la transición

La pérdida de carga hidrodinámica producida al final de la - transición se calcula con la siguiente fórmula:

$$H_r = V^2/2g \quad (6-14)$$

$H_r$  = Pérdida de carga

$V$  = Velocidad al final de la transición.

La velocidad al final de la transición se calcula en la forma siguiente:

$$V = Q/A = Q/H_b$$

$$V = 1.95/1.53 \times 1.20$$

$$V = 1.06 \text{ m/s}$$

Entonces:

$$H_r = 1.06^2 / 2 \times 9.81$$

$$H_r = 0.06 \text{ m}$$

-Niveles de agua antes y después de la pantalla

$$Z = Z_o - H_r$$

$$Z = 0.41 - 0.06$$

$$Z = 0.35 \text{ m}$$

$Z$  = Desnivel entre las superficies de agua arriba y abajo de la pantalla.

$$\text{Cota aguas abajo de la pantalla} = 898.29 + 1.12 = 899.41 \text{ m}$$

$$\text{Cota aguas arriba de la pantalla} = 899.41 + 0.35 = 899.76 \text{ m}$$

Conociendo el calado en la pantalla y considerando la pérdida de carga de 0.06 m en la transición y de 0.05 m en el vertedero de salida-

del desripiador, se determinó el nivel de agua después de la rejilla, lo que se demuestra en el esquema 6.4

Entonces la rejilla de entrada del vertedero sumergido pasa a funcionar como orificio sumergido.

Para el cálculo del nivel de agua antes de la rejilla, se debe determinar la carga de agua  $H$ , la misma que mediante tanteos se encuentra el valor adecuado que permite el paso de un caudal de  $1.95 \text{ m}^3/\text{s}$  en crecida.

Con un valor de  $H = 1.25$ , se cumple las condiciones:

$$\text{Nivel de agua antes de la rejilla} = 898.80 + 1.25 = 900.05 \text{ m.s.n.m}$$

$$Z_0 = 900.05 - 899.87 = 0.18 \text{ m}$$

$$C_v = 0.97$$

$$a/H = 0.55/1.25 = 0.44$$

$$\text{Para } a/h = 0.44 \quad C_c = 0.636 \quad \text{Tabla 12.1 Krochin}$$

$$C_d = C_c C_v$$

$$C_d = 0.636 \times 0.97$$

$$C_d = 0.617$$

$$Q = 0.617 \times 0.55 \times 3.07 \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.18} \quad (6-13)$$

$$Q \approx 1.95 \text{ m}^3/\text{s}$$

Con la carga de agua  $H$  obtenida, procedemos a determinar el caudal del río correspondiente a ese nivel, para lo cual valiéndonos de la sección transversal del río, se obtuvo los siguientes datos:

$$\text{Area transversal} = 73.37 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro mojado} = 69.15 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente del río} = 0.9 \%$$

$$\text{Coef. de rugosidad} = 0.06$$

$$R = A/Pm = 73.37 \text{ m}^2/69.15 \text{ m}$$

$$R = 1.06 \text{ m}$$

$$V = \frac{R^{2/3} J^{1/2}}{n} \quad (6-1)$$

$$V = \frac{1.06^{2/3} 0.009^{1/2}}{0.06}$$

$$V = 1.64 \text{ m/s}$$

$$Q = AV$$

$$Q = 73.37 \text{ m}^2 \times 1.64 \text{ m/s}$$

$$Q = 120.33 \text{ m}^3/\text{s}$$

Si el caudal del río en creciente fuera igual o menor que este caudal, el cálculo terminaría aquí, pero por el estudio hidrológico realizado en el Cap. II, el caudal máximo de crecida es 434.95 m<sup>3</sup>/s, por lo tanto la regulación es insuficiente.

Como el caudal de máxima crecida es superior a 120.33 m<sup>3</sup>/s, por la rejilla ingresará un caudal mayor a 1.95 m<sup>3</sup>/s. Este incremento de caudal no debe ingresar a la conducción, sino que debe ser desalojado por un vertedero de excesos colocado en una de las paredes del desripador y conectándolo al canal de alta velocidad.

Cota de máxima crecida	901.15 m.s.n.m
Nivel máximo del agua en el desripiador =	899.87 m.s.n.m
Nivel del umbral de la reja de entrada =	898.80 m.s.n.m

Entonces:

$$Z_o = 901.15 - 899.87$$

$$Z_o = 1.28 \text{ m}$$

$$H = 901.15 - 898.80 \text{ (Figura 6-4)}$$

$$H = 2.35 \text{ m.}$$

El caudal que pasa por la rejilla en máxima crecida está dato -  
por:

$$Q = C_d a b \sqrt{2gZ_o} \quad (6-13)$$

Datos:

$$C_v = 0.97$$

$$a = 0.55 \text{ m}$$

$$b = 3.07 \text{ m}$$

$$a/H = 0.55/2.35 = 0.234$$

$$\text{De la Tabla 12.1 Krochin para } a/H = 0.234 \quad C_c = 0.621$$

$$C_d = C_c C_v = 0.621 \times 0.97$$

$$C_d = 0.602$$

$$Q = 0.602 \times 0.55 \times 3.07 \sqrt{2 \times 9.81 \times 1.28}$$

$$Q = 5.09 \text{ m}^3/\text{s}$$

El caudal a desalojarse mediante el vertedero de excesos es:

$$5.09 \text{ m}^3/\text{s} - 1.95 \text{ m}^3/\text{s} = 3.14 \text{ m}^3/\text{s}$$

# REGULACION DE LA CRECIENTE

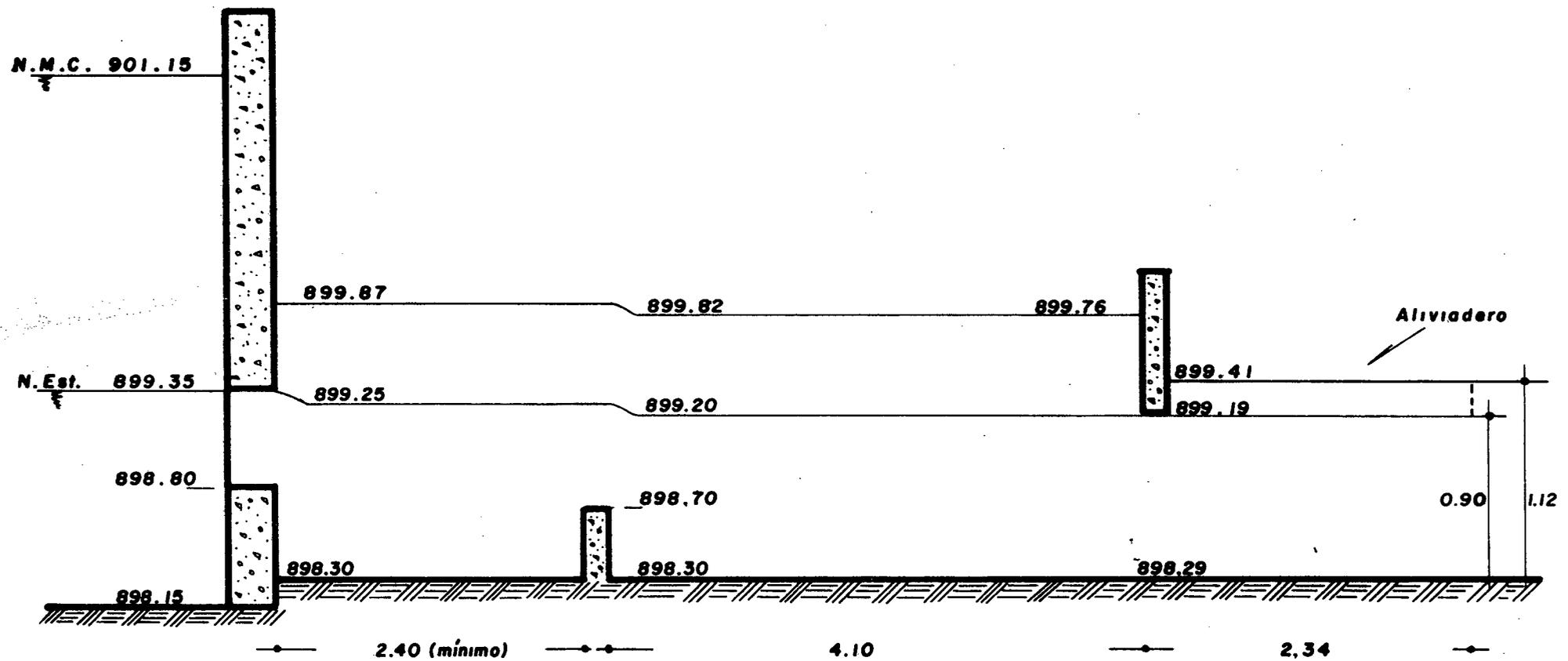


FIGURA 6-4

## 6.2.4.8. Vertedero de excesos

La cresta de este vertedero debe estar pocos centímetros más alto que el nivel del agua en estiaje en el desripiador, concretamente estimamos que 2 cm. son suficientes; por tanto, la cota de la cresta del vertedero de excesos queda a 899.27 msnm.

El ancho del vertedero calculamos despejando de la siguiente fórmula de vertedero libre:

$$Q = MbH^{3/2} \quad (6-15)$$

$$Q = 3.14 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$H = \text{Carga sobre la cresta}$$

$$H = 899.87 - 899.27 = 0.60 \text{ m}$$

$$M = \text{Coeficiente (Fórmula de Konovalov)}$$

$$y_1 = 899.27 - 898.30 = 0.97 \text{ m}$$

$$b = \text{Longitud de la cresta.}$$

El valor de M calculamos por la fórmula 6.4 (fórmula de Konovalov).

$$M = \left[ 0.407 + \frac{0.045H}{H + y_1} \right] \left[ 1.0 + 0.285 \left( \frac{H}{H + y_1} \right)^2 \right] \sqrt{2g}$$

$$M = \left[ 0.407 + \frac{0.045 \times 0.60}{0.60 + 0.97} \right] \left[ 1.0 + 0.285 \left( \frac{0.60}{0.60 + 0.97} \right)^2 \right] \sqrt{2 \times 9.81}$$

$$M = 1.96$$

Entonces, despejando b de la fórmula 6-15

$$b = \frac{Q}{M H^{3/2}}$$

$$b = \frac{3.14 \text{ m}^3/\text{s}}{1.96 \times 0.60^{3/2}}$$

$$b = 3.45 \text{ m}$$

## 6.3 DISEÑO DEL DESARENADOR

### 6.3.1 CONSIDERACIONES

Se llama desarenador a una obra hidráulica que sirve para separar y remover el material sólido que lleva el agua de un canal. Los desarenadores deben considerarse como obras indispensables dentro de los proyectos de utilización de los recursos hídricos.

En el diseño de las obras de captación la velocidad de entrada es lo suficientemente grande para arrastrar las partículas sólidas, lo que ocurre en tiempos de creciente cuando pueden entrar al canal grandes cantidades de sedimentos.

Se ha observado que durante las crecientes la cantidad de sólidos en los ríos de montaña puede ser del 4 a 6 % en volumen de caudal y del 0.2 al 0.1 % en ríos de llanura.

Los sólidos depositados en el fondo de las obras de conducción ocasionan perjuicios, acortando la vida útil de las mismas. Entre los perjuicios que ocasiona el arrastre y depósito de material sólido en obras hidráulicas se pueden señalar los siguientes:

- a. El material sólido depositado en el fondo de los canales disminuye la sección, provocando el desborde por los aliviaderos, lo que incrementa el costo anual de mantenimiento.
- b. En las estructuras de tanques de presión y reservorios de regulación, la sedimentación de partículas es intensa debido a su baja velocidad. Como resultado estos reservorios se llenan de arena disminuyendo su capacidad.

Básicamente los desarenadores según la eliminación de los sedimentos, se divide en desarenadores de lavado intermitente y desarenadores de lavado continuo. Los primeros son aquellos que se lavan periódicamente, estando el intervalo de lavado en función de la cantidad de sedimentos que trae el agua. Los segundos permiten que el material depositado se elimine en forma continua.

También se diseñan desarenadores de cámara doble cuando el caudal pasa los  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ . En el caso de 2 cámaras cada una se calcula para la mitad del caudal y solamente durante el lavado de una de ellas la otra trabaja con caudal total.

Para el presente estudio se diseñó un desarenador de lavado intermitente, debido a que es el que mejores resultados proporciona para proyectos de riego.

#### 6.3.1.1 Desarenadores de lavado intermitente

Para cumplir su función, este tipo de desarenadores se compone de los siguientes elementos:

#### 6.3.1.1.1 Transición de entrada al desarenador

Es una estructura que une el canal con el desarenador. Debe ser construida lo mejor posible, porque la eficacia de la sedimentación depende del cambio gradual de sección y por consiguiente de la uniformidad de velocidad en las distintas secciones transversales del desarenador, como también la reducción de velocidad longitudinal hasta ciertos límites. Así se consigue la sedimentación de los sólidos más pesados que el agua.

#### 6.3.1.1.2 Cámara de sedimentación

En esta estructura las partículas sólidas caen al fondo, debido a la disminución de velocidad producido por el incremento de sección.

Se ha determinado que con velocidades medias superiores a 0.5 m por segundo, los granos de arena no pueden detenerse en una superficie lisa como lo es el desarenador, por esto la sección transversal de un desarenador se diseña para velocidades que varían entre 0.1 a 0.4 m/s. Las profundidades medias varían entre 1.5 a 4.0 m.

La forma del desarenador puede ser rectangular o trapezoidal; simple o compuesta. La sección trapezoidal es hidráulicamente más eficiente y más económica, pues las paredes trabajan como simple revestimiento. Con el objeto de facilitar el lavado concentrando las partículas hacia el centro es conveniente que el fondo tenga una caída hacia él con una pendiente transversal que varía entre 1:5 a 1:8

#### 6.3.1.1.3 Compuerta de lavado

Por la compuerta de lavado se desalojan los materiales depositados en el fondo. Para facilitar el movimiento de las arenas hacia la compuerta se da al desarenador una gradiente-longitudinal del 2 al 6 %. El incremento de profundidad provocado por la gradiente no se incluyen en el calado de cálculo, sino que el volumen adicional obtenido se lo toma como depósito para las arenas sedimentadas entre dos lavados sucesivos.

#### 6.3.1.1.4 Vertedero de la salida del desarenador:

Al final de la cámara de sedimentación se construye un vertedero sobre el cual pasa el agua limpia hacia el canal de conducción. Las capas superiores son las que primero se limpian, es por esto que a la salida del desarenador debe construirse un vertedero libre.

Mientras más pequeña sea la velocidad de paso por el vertedero, causa menos turbulencia en el desarenador y por consiguiente menos materiales en suspensión, se admite como máximo una velocidad de 1.0 m/seg. y los valores máximos de carga sobre el vertedero no deberían pasar de 25 cm.

Casi siempre el ancho de la cámara del desarenador no es suficiente para construir el vertedero recto y perpendicular a la dirección del agua, por eso se lo ubica en curva que comienza en uno de los muros laterales y termina cerca de la compuerta de desfogue. Esta forma faci

lita el lavado permitiendo que las arenas sigan trayectorias curvas y - al mismo tiempo el flujo espiral que se origina las aleja del vertedero

### 6.3.2 CALCULO Y DISEÑO

El diseño del desarenador se lo hace para un determinado diámetro de partículas, debiendo depositarse todas las partículas superiores al escogido. En sistemas de riego generalmente se acepta hasta partículas de 0.5 mm.

Tomando en consideración este diámetro de partículas se requiere un tiempo  $t_1$ , para que con una velocidad de caída por efecto de la gravedad  $w$  se deposite en el fondo de un calado de agua  $d$ , en la cámara de sedimentación.

$$t_1 = d/w$$

Esa misma partícula tiene una velocidad horizontal  $V$ , que en el mismo tiempo transcurrido  $t_1$  le arrastra una longitud  $L$ .

$$t_1 = L/V$$

$$t_1 = d/w = L/V$$

$$L = \frac{Vd}{w} \quad (6-16)$$

Esta expresión sirve para encontrar la longitud de la cámara del desarenador. El tiempo que demora en decantarse debe ser menor o igual al tiempo en que esa misma partícula cruzaría la cámara desarenadora.

$$T_d \leq t_c$$

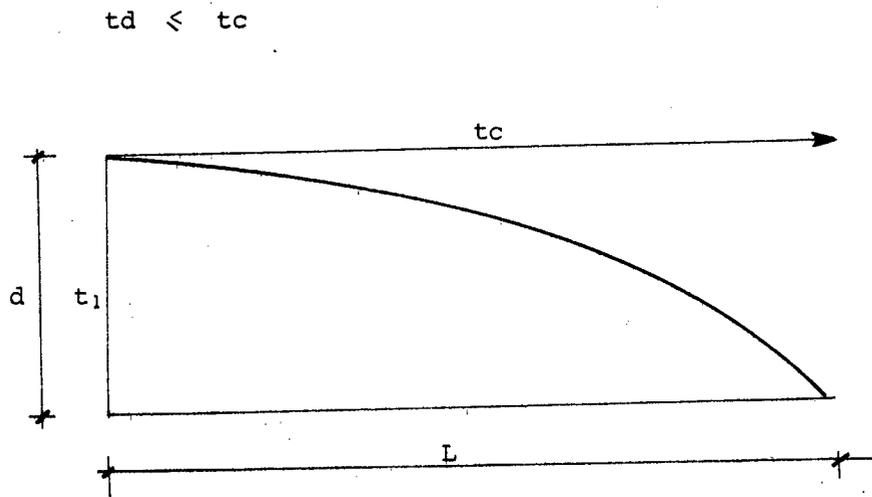


Figura 6-5

TABLA 6-2

## VELOCIDADES DE SEDIMENTACION

d en mm.	w en cm/seg
0.05	0.178
0.10	0.692
0.15	1.560
0.20	2.160
0.25	2.700
0.30	3.240
0.35	3.780
0.40	4.320
0.45	4.860
0.50	5.400
0.55	5.940
0.60	6.480
0.70	7.320
0.80	8.070
1.00	9.44

Los valores de  $w$  corresponden a velocidades en agua tranquila .- Tratándose de agua en movimiento se debe restar la velocidad de las corrientes ascendentes y que son función de algunas variables como la velocidad longitudinal, la rugosidad y el calado. Por este motivo se modifica la fórmula a:

$$L = \frac{d V}{w - u} \quad (6-17)$$

$u$  = componente normal de la turbulencia.

Hay diferentes fórmulas para encontrar el valor de  $u$ , propuesto por distintos autores. La expresión dada por Sokolov es la más adecuada.

$$u = 0.152 w \quad (6-18)$$

Con este valor de  $u$ , la fórmula 6-17 se transforma a:

$$L = \frac{kdV}{w} \quad (6-19)$$

$k$  = Coeficiente que varía de 1.2 a 1.5 según la importancia de la obra.

#### 6.3.2.1 Diseño de la cámara de sedimentación

Datos:

$$Q = 1.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$V = 0.3 \text{ m/s} \quad (\text{adoptado}).$$

$$A = Q/V = \frac{1.5 \text{ m}^3/\text{s}}{0.3 \text{ m/s}}$$

$$A = 5.0 \text{ m}^2$$

Las paredes del desarenador tendrán un talud de  $m = 0.5$ . Adoptamos una relación ancho/altó igual a dos.

$$b/d = 2$$

$$b = 2d$$

El área de una sección trapezoidal es:

$$A = bd + md^2$$

$$A = 2d(d) + md^2$$

$$A = (2+m) d^2$$

$$d = \sqrt{\frac{A}{2+m}}$$

$$d = \sqrt{\frac{5.0 \text{ m}^2}{2+0.5}}$$

$$d = 1.41$$

$$d \approx 1.40 \text{ m}$$

$$b = 2d = 2 \times 1.40 = 2.80 \text{ m} \quad (\text{Figura 6-6})$$

Los valores de  $b$  y  $d$  se los ha aproximado por facilidad de construcción, el ancho de la superficie libre del agua es:

$$B = b + 2md$$

$$B = 2.80 + 2 \times 0.5 \times 1.40$$

En la cámara del desarenador, se deja una altura de seguridad o franco = 0.40 m. Por facilidad de lavado de la cámara, la solera del desarenador tendrá un desnivel hacia su eje de 10 cm.

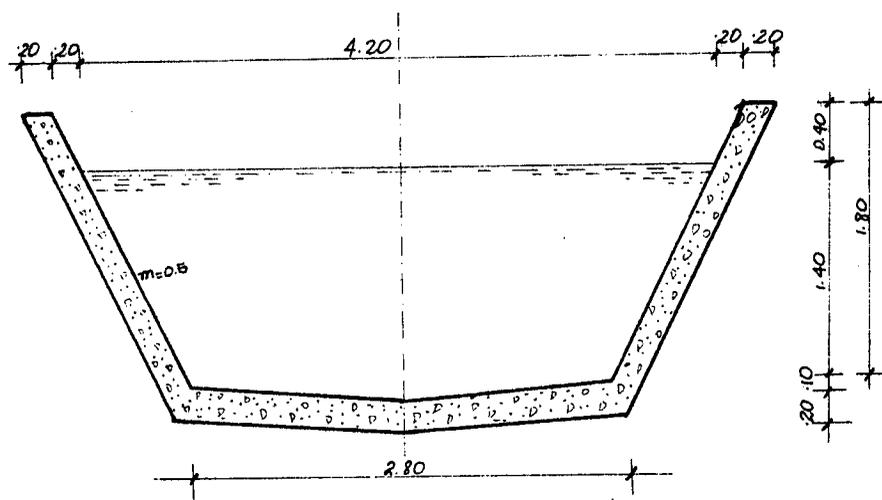


Figura 6-6

### 6.3.2.2 Longitud activa del desarenador

Utilizando la fórmula 6-19

Datos:

$$k = 1.2$$

$$w = 0.054 \text{ m/s para } \phi = 0.5 \text{ mm (Tabla 6.2)}$$

$$\phi = 0.5 \text{ mm}$$

$$d = 1.40 \text{ m.}$$

$$L = \frac{1.2 \times 1.40 \times 0.3}{0.054}$$

$$L = 9.33 \text{ m}$$

$$L \approx 9.30 \text{ m}$$

### 6.3.2.3 Cálculo de la transición de entrada al desarenador

Utilizando la fórmula del Bureau of Reclamation, la longitud de la transición es:

$$L = \frac{b1 - b2}{2 \tan 12.5^\circ}$$

En el fondo:

$$b1 = 2.80 \text{ m}$$

$$b2 = 1.20 \text{ m}$$

$$L = \frac{2.80 - 1.20}{2 \tan 12.5^\circ}$$

$$L = 3.61 \text{ m}$$

$$L \approx 3.60 \text{ m}$$

### 6.3.2.4 Cálculo del vertedero a la salida del desarenador

Por ser la velocidad del agua en el desarenador bastante baja, la pérdida de carga hidrodinámica es despreciable, consecuentemente la cota en la cresta del vertedero es:

$$898.21 + 0.90 - H = 898.86$$

De la fórmula del vertedero libre:

$$Q = MbH^{3/2} \quad (6-15)$$

Datos:

$$M = 2.00$$

$$H = 0.25 \text{ m}$$

$$b = Q/MH^{3/2}$$

$$b = \frac{1.5 \text{ m}^3/\text{s}}{2.00 \times 0.25^{3/2}}$$

$$b = 6.00 \text{ m}$$

La longitud del vertedero es mucho mayor que el ancho del desarenador, por consiguiente se lo ubicará a lo largo de una curva circular, al final de la cual estará la compuerta de lavado.

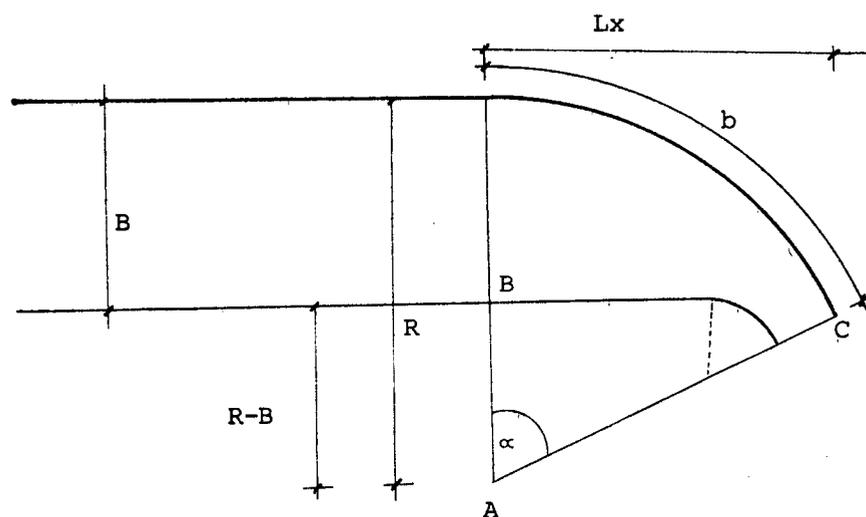


Figura 6-7

En la figura 6-7, la longitud  $b$  del sector circular es:

$$b = \frac{\pi R \alpha}{180}$$

Del triángulo rectángulo ABC

$$\cos \alpha = \frac{R - B}{R}$$

Eliminando el radio de las dos ecuaciones anteriores:

$$R \cos \alpha = R - B$$

$$R = \frac{B}{1 - \cos \alpha}$$

$$b = \frac{\pi R \alpha}{180}$$

$$R = \frac{180 b}{\pi \alpha}$$

Entonces:

$$\frac{B}{1 - \cos \alpha} = \frac{180 b}{\pi \alpha}$$

Esta ecuación se resuelve por aproximaciones sucesivas. Para un valor de  $\alpha = 110^{\circ}30'$ , se cumple la igualdad:

$$\text{El radio es igual a } R = \frac{180b}{\pi \alpha} = \frac{180 \times 6.00}{\pi \times 110^{\circ}30'} = 3.11 \text{ m}$$

La proyección longitudinal del vertedero es:

$$Lx = R \sin \alpha$$

$$Lx = 3.11 \sin 110^{\circ}30'$$

$$Lx = 2.91 \text{ m}$$

La longitud total del desarenador es:

$$L = \text{longitud, transición} + \text{long. cámara de sediment.} + 1/2 (b+Lx)$$

$$L = 3.60 \text{ m} + 9.30 \text{ m} + \frac{1}{2} (6.00 + 2.91)$$

$$L = 17.36 \text{ m}$$

Pendientes:

$$\text{Transición} = \frac{1.50 - 0.90}{3.60} = 16.67 \%$$

$$\text{Cámara} = 2 \% \text{ (asumido).}$$

Consecuentemente la pérdida de altura será:

$$h = 16.67 \% (3.60) + 2\% (13.76)$$

$$h = 0.88 \text{ m}$$

Cotas:

Solera del canal a la entrada al desarenador (abscisa

$$0+061^{99} = 898^{21}$$

$$\text{Fondo de la compuerta de desfogue } 898.21 - 0.88 = 897.33$$

#### 6.3.2.4.1 Cálculo de la compuerta de lavado del desarena - dor

Empleando la fórmula para la descarga en compuertas:

tas:

$$Q = Cd(a)(b) \sqrt{2g (H+v^2/2g - aCc)} \quad (6-10)$$

Datos:

$$H = 1.78 \text{ m}$$

$$C_v = 0.97$$

$$a = 1.00 \text{ m}$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

De la tabla 12.1 Krochin  $a/H=1.00/1.78 = 0.56$   $C_c=0.652$

$$C_d = C_c C_v$$

$$C_d = 0.652 \times 0.97$$

$$C_d = 0.632$$

$$Q = 0.632 (1.0) 1.0 \sqrt{2 \times 9.81 (1.78 + 0 - 0.652 \times 1.0)}$$

$$Q = 2.98 \text{ m}^3/\text{s}$$

Es aconsejable que al abrir la compuerta se evacúe un caudal específico aproximadamente igual a  $3.0 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$$q = Q/b$$

$$q = 2.98/1.00$$

$$q = 2.98 \text{ m}^3/\text{s} \approx 3.00 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 6.3.2.5 Canal de desfogue del desarenador

Datos:

$$Q = 1.5 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0.016$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$J = 1.6 \%$$

$$m = 0.$$

$$K = \frac{Q n}{b^{8/3} J^{1/2}}$$

$$K = \frac{1.50 \times 0.016}{1.00^{2/3} \times 0.016^{1/2}}$$

$$K = 0.190.$$

Para  $K = 0.190$        $d/b = 0.48$       Tabla 12 Krochin.

$$d = 0.48 b$$

$$d = 0.48 \times 1.00$$

$$d = 0.48 \text{ m}$$

Entonces la velocidad será:

$$v = Q/A$$

$$v = \frac{1.50 \text{ m}^3/\text{s}}{(1.00 \times 0.48) \text{ m}^2}$$

$$v = 3.13 \text{ m/s}$$

$$3.13 \text{ m/s} > 3.00 \text{ m/s}$$

#### 6.3.2.6 Transición del desarenador al canal principal de la conducción

De acuerdo a la fórmula del Bureau of Reclamation la longitud de la transición es:

$$L = \frac{b_1 - b_2}{2 \tan 12.5^\circ}$$

Datos:

$$b_1 = 4.90 \text{ m (proyección + 0.70)}$$

$$b_2 = 1.22 \text{ m}$$

$$L = \frac{4.90 - 1.22}{2 \tan 12.5^\circ}$$

$$L = 8.30 \text{ m}$$

Esta transición se unirá mediante arcos de círculos tangentes entre sí y con referencia al eje de la conducción.

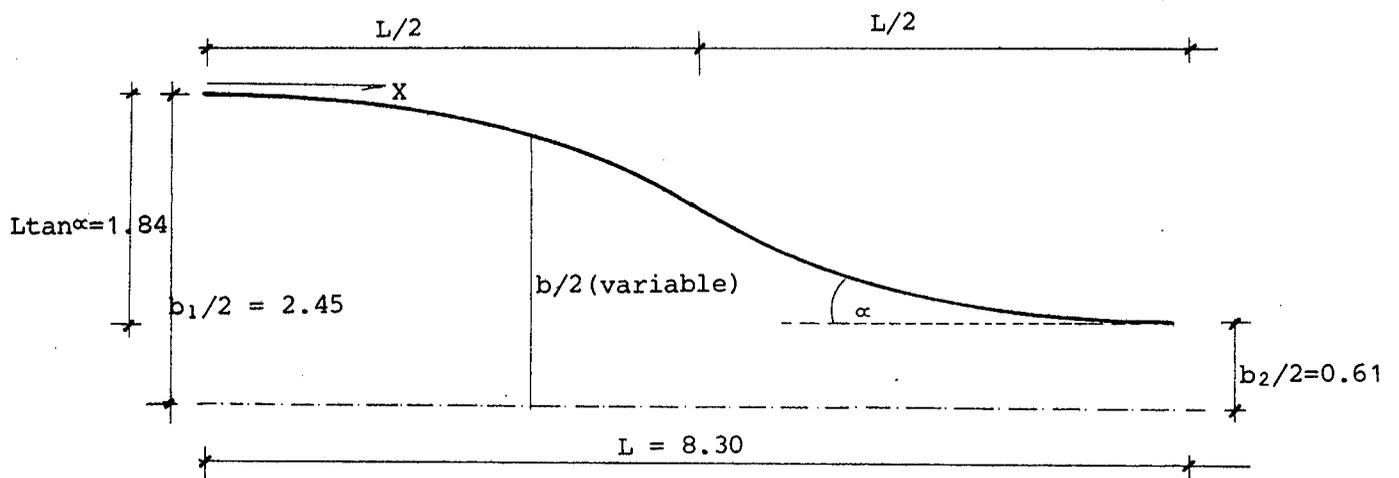


Figura 6-8

radio de curvatura R

$$R = \frac{L}{2 \operatorname{sen} 2\alpha} \quad \alpha = 12.5^\circ$$

$$R = \frac{8.30 \text{ m}}{2 \operatorname{sen} 25^\circ}$$

$$R = 9.82 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} L \cdot \operatorname{Tan} \alpha &= 8.30 \operatorname{tan} 12.5^\circ \\ &= 1.84 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L \operatorname{sec} \alpha &= 8.30 \operatorname{sec} 12.5^\circ \\ &= 8.50 \text{ m} \end{aligned}$$

Los anchos  $b$  (variables) para la primera mitad de la transición, están dados por la siguiente igualdad.

$$0.5(b - b_2) = L \tan \alpha - (R - \sqrt{R^2 - x^2}) \quad (6.20)$$

Para la segunda mitad de la transición el ancho  $b$  está dado por:

$$0.5(b - b_2) = R - \sqrt{R^2 - (L - x)^2} \quad (6.21)$$

Siendo  $b_2$  el ancho menor de la transición y  $x$  la distancia desde el principio. El cálculo de los anchos se resume en el siguiente cuadro:

CUADRO 6-1

$x$	$x^2$	$(L - x)^2$	$\sqrt{\quad}$	$R - \sqrt{\quad}$	$0.5(b - b_2)$	$b$
0.00	0.00		9.82	0.00	1.84	4.90
1.66	2.76		9.68	0.14	1.70	4.62
3.32	11.02		9.24	0.58	1.26	3.74
4.98		11.02	9.24	9.58	0.58	2.38
6.64		2.76	9.68	0.14	0.14	1.50
8.30		0.00	9.82	0.00	0.00	1.22

### 6.3.2.7 Cálculo estructural del desarenador

Paredes: El primer estado de cargas a considerarse es cuando la cámara de sedimentación está vacía, de tal forma que la fuerza actuante sobre las paredes es el empuje activo de la tierra.

El empuje lateral del suelo está dado por la siguiente fórmula:

$$E = \frac{1}{2} h^2 K1 \quad (6-22)$$

$$K1 = \gamma \tan \phi \quad (6-23)$$

En donde:

E = Empuje del material

h = altura total del muro

K1 = coeficiente de empuje

$\gamma$  = peso específico del material (1.8 T/m<sup>3</sup>)

$\phi$  = ángulo de fricción interna (30°)

$$K1 = 1.8 \text{ T/m}^3 \times \tan^2 30^\circ \quad (6-23)$$

$$K1 = 0.60$$

$$E = \frac{1}{2} 2.20^2 \times 0.60 \quad (6-22)$$

$$E = 1.45 \text{ Ton}$$

El momento producido por el empuje es: De acuerdo al triángulo - de presiones.

$$M = E h/3$$

$$M = 1.45 \text{ Ton} \times 2.20 \text{ m}/3$$

$$M = 1.06 \text{ Ton-m}$$

Un segundo estado de carga a considerarse es cuando la cámara de sedimentación está llena y las paredes están soportando el empuje del

agua.

$$E = \gamma h^2/2 \quad (6-24)$$

$$E = 1 \text{ Ton/m}^3 \times 2.05^2/2$$

$$E = 2.10 \text{ Ton.}$$

$$M = E h/3$$

$$M = 2.10 \text{ Ton} \times 2.05 \text{ m}/3$$

$$M = 1.44 \text{ Ton-m}$$

Una vez establecidos los momentos diseñamos las paredes para el mayor momento, tanto a un lado como al otro lado de la pared; es decir, colocamos armadura simétrica.

Datos:

$$f'_s = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ "}$$

$$f'_c = 210 \text{ "}$$

$$f_c = 70 \text{ "}$$

-Ancho de la pared del desarenador

$$a = K2 \sqrt{M/b}$$

$$K2 = 8.819 \text{ (Tabla 46-Loser)}$$

$$a = 8.819 \frac{1.44 \text{ T-m}}{1.0 \text{ m}}$$

$$a = 10.58 \text{ cm}$$

$$\text{Revestimiento} = 9 \text{ cm} \text{ (4.5} \times 2)$$

$$a \approx 20 \text{ cm}$$

-Armadura de las paredes

$$A_s = K_3 M/h$$

$$K_3 = 0.833 \text{ (Tabla 46-Losen)}$$

$$A_s = \frac{0.833 \times 1.44 (100)}{15.5}$$

$$A_s = 7.74 \text{ cm}^2$$

$$= 10 \phi 10\text{mm}$$

$$1\phi \text{ de } 10 \text{ a } 10 \text{ cm}$$

-Armadura de repartición

$$A_{s1} = 0.25 \% Sh$$

$$Sh = \text{sección del hormigón}$$

$$A_{s1} = 0.0025 \times 20 \times 100$$

$$A_{s1} = 5 \text{ cm}^2$$

Esta armadura de repartición se colocará en las dos caras de las paredes, de tal forma que a cada cara le corresponde  $\frac{A_{s1}}{2} = 2.5 \text{ cm}^2$

$$2.5 \text{ cm}^2 \quad 4 \phi 10 \text{ mm}$$

$$1\phi 10 \text{ a } 25 \text{ cm}$$

-Diseño de la losa de fondo

Para el diseño de la losa de fondo, así mismo se consideran 2 posibilidades de carga:

- a. Cuando el desarenador está vacío y existe una presión por acción del suelo.

$$\text{Cargas: } \text{Peso paredes} = 2 (0.20 \times 2.05 \times 1.00 \times \text{sen}60^\circ) 2.4$$

Peso paredes = 1.70 ton

Peso solera =  $0.20 \times 2.80 \times 1.00 \times 2.40$        $a = 20 \text{ cm (asumido)}$   
 = 1.34 Ton.

La presión del suelo es:

$$P_s = \frac{1.70 + 1.34}{2.80 \times 1.00}$$

$$P_s = 1.09 \text{ Ton/m}^2$$

Si se toma un coeficiente de mayoración por efecto de la sub-presión da:

$$\begin{aligned} P &= P_s + 25\% P_s \\ &= 1.09 + 0.25 \times 1.09 \\ &= 1.36 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$

La carga por metro lineal es:

$$1.36 \text{ Ton/m}^2 \quad (1.0 \text{ m})$$

$$1.36 \text{ Ton/m}$$

Diagrama de momentos:

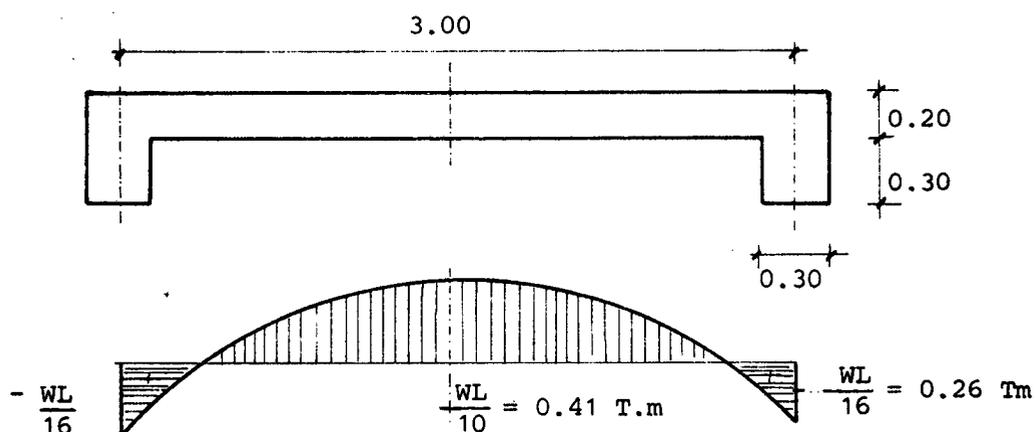


Figura 6-9

Armado superior de la losa de fondo

$$As = K3 M/h$$

$$K3 = 0.833 \text{ (Tabla 46 Loser)}$$

$$As = 0.833 \left( \frac{0.41 \times 100 \text{ T-cm}}{15.5 \text{ cm}} \right)$$

$$As = 2.20 \text{ cm}$$

Cálculo de la armadura mínima

$$As(\text{min}) = \frac{14.1}{1800} (Sh)$$

$$As(\text{min}) = \frac{14.1}{2800} 15 \times 100$$

$$As(\text{min}) = 7.55 \text{ cm}^2 \text{-----} 10 \phi 10 \text{ mm}$$

Consecuentemente el hierro se colocará de acuerdo a la condición de mínima armadura en la parte superior de la losa de fondo (r=5cm)

$$1 \phi 10 \text{ a } 10 \text{ cm}$$

b. Cuando el desarenador está lleno

$$\text{Cargas: Peso del agua} = \frac{2.80 + 4.20}{2} 1.80 \times 1.00 = 6.30 \text{ Ton/m}^2$$

$$\text{Peso de paredes} = 1.70 \text{ ''}$$

$$\text{Peso solera} = 1.34 \text{ ''}$$

---


$$9.34 \text{ Ton/m}^2$$

La carga por metro lineal es:

$$\frac{9.34 \text{ Ton/m}^2}{2.80\text{m}} = 3.34 \text{ T/m}$$

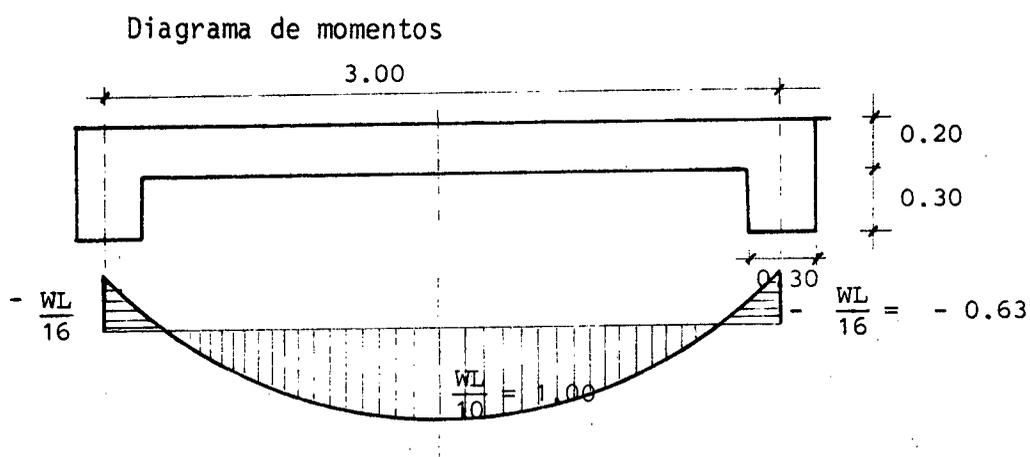


Figura 6-10

Armado inferior de la losa de fondo

$$A_s = K_3 M/h \quad K_3 = 0.833 \text{ (Tabla 46-Losen)}$$

$$A_s = 0.833 \frac{1.00 \times 100}{15}$$

$$A_s = 5.55 \text{ cm}^2$$

Condición de mínimo armado  $A_s(\text{min}) = 7.55 \text{ cm}^2$

$$5.55 \text{ cm}^2 < 7.55 \text{ cm}^2$$

Por consiguiente se colocará también armadura mínima en la parte inferior de la losa y con un recubrimiento de 5 cm.

$$7.55 \text{ cm}^2 = 10 \phi 10 \text{ mm}$$

$$1 \phi 10\text{mm a } 10 \text{ cm}$$

Armadura de repartición:

$$A_{s1} = 0.25 \% Sh$$

$$A_{s1} = 0.0025 \times 20 \times 100$$

$$A_{s1} = 5 \text{ cm}^2$$

Tanto para el armado superior como para el armado inferior le corresponde :

$$A_{s \ 1/2} = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$= 4 \phi \ 10\text{mm}$$

$$1 \phi \ 10 \text{ a } 25 \text{ cm}$$

#### CALCULO DE MUROS

##### A. MURO DE GRAVEDAD (espigón)

Los muros de gravedad utilizan su propio peso para resistir las fuerzas laterales del agua, tierra u otros materiales. Estos muros suelen ser macizos ya que su estabilidad depende del peso del concreto.

Este tipo de muro se emplazará en el lecho del río y con una ligera inclinación al flujo del agua, de tal forma que funcione como muro director que encauce el agua a la rejilla. Así mismo por su posición funciona a manera de presa, elevando el nivel de las aguas.

El diseño empieza con la selección de forma y dimensiones tentativos para luego verificar la estabilidad. Después de algunos predise-

ños se llegó a la siguiente forma, tomando en cuenta la sección más desfavorable del espigón.

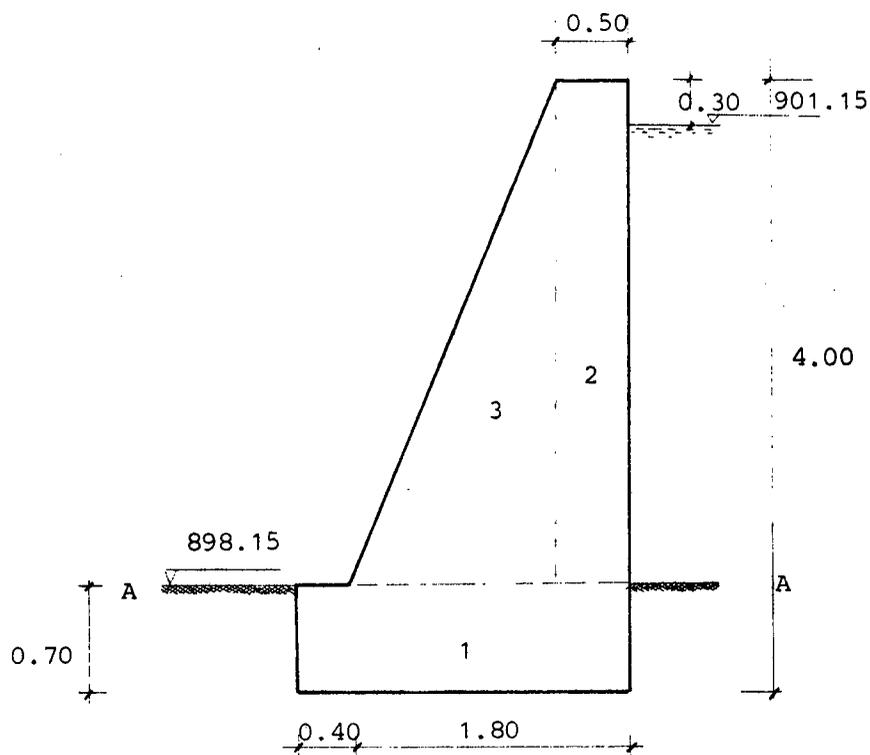


Figura 6-11

Datos:

$$H = 4.00 \text{ m}$$

$$\gamma = 2.2 \text{ ton/m}^3 \quad (\text{H}^\circ\text{C}^\circ)$$

$$\gamma = 1.8 \text{ ton/m}^3 \quad (\text{tierra})$$

$$\phi = 30^\circ \quad (\text{ángulo de fricción interna})$$

$$f = 0.6$$

$$\sigma_s = 15 \text{ Ton/m}^2$$

$$f'c = 140 \text{ Kg/cm}^2$$

#### PESO DEL MURO-MOMENTO ESTABILIZADOR

Para encontrar el peso total del muro, así como el momento estabilizador, se dividió en áreas, y cuyo cálculo se resume en el siguiente

te cuadro:

CUADRO 6-2

Fig.	Area	Peso	Brazo	Momento
1	1.54	3.39	1.10	3.73
2	1.65	3.63	1.95	7.08
3	2.15	4.72	1.27	5.99
TOTALES		<u>11.74 T.</u>		<u>16.80 Ton-m</u>

Fuerza de empuje del agua:

$$h = 3.00 \text{ m}$$

$$E = \gamma h^2/2 \quad (6-24)$$

$$E = \frac{1.0 \text{ t/m}^3 \times 3.0 \text{ m}^2}{2}$$

$$E = 4.5 \text{ Ton} \quad \text{a } 1.70 \text{ del fondo}$$

Momento de volcamiento:

$$Mv = Ey$$

$$Mv = 4.5 \text{ Ton} \times 1.70 \text{ m}$$

$$Mv = 7.65 \text{ Ton-m}$$

Factor de seguridad al volcamiento

$$Fv = \frac{Me}{Mv}$$

$$F_v = \frac{16.80 \text{ Ton-m}}{7.65 \text{ Ton-m}}$$

$$F_v = 2.20 \quad 3.00 > 2.20 > 1.50$$

Factor de seguridad al deslizamiento

$$F_d = \frac{f \sum W}{E}$$

$$F_d = \frac{0.6 \times 11.74 \text{ Ton}}{4.5 \text{ Ton}}$$

$$F_d = 1.57 \quad 3.00 > 1.57 > 1.50$$

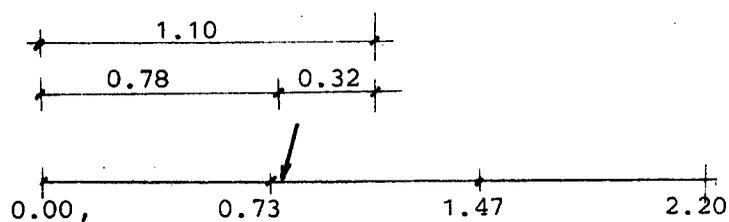
Posición de la resultante

La resultante R de las cargas verticales debe estar localizada - en forma tal que asegure la estabilidad del muro. Debe caer dentro del tercio medio de la base.

$$X_a = \frac{M_e - M_v}{\sum W}$$

$$X_a = \frac{(16.80 - 7.65) \text{ Ton-m}}{11.74 \text{ Ton}}$$

$$X_a = 0.78 \text{ m}$$



## Cálculo de presiones

$e$  = excentricidad

$e = b/2 - X_a$

$e = 2.2/2 - 0.78$

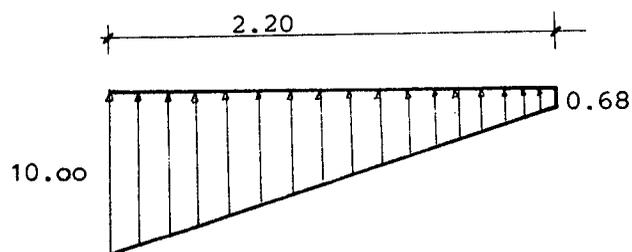
$e = 0.32$

$$\sigma_s = \frac{\Sigma W}{A} + \frac{6 \Sigma W_x e}{b h^2}$$

$$\sigma_s = \frac{11.74}{1.0 \times 2.2} + \frac{6 \times 11.74 \times 0.32}{1.00 (2.2)^2}$$

$$\sigma_{s1} = 10.00 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{s2} = 0.68 \text{ Ton/m}^2 \quad 10.0 \text{ Ton/m}^2 < 15.0 \text{ Ton/m}^2$$



## Comprobación del corte (A-A)

Esfuerzo cortante real:

$$V = \frac{10.0 + 0.68}{2} \cdot 2.20$$

$$V = 11.75 \text{ Ton}$$

$$v = \frac{11.75 \times 1000 \text{ Kg}}{180 \times 100 \text{ cm}^2}$$

$$v = 0.65 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante admisible:

$$v = 0.292 \sqrt{f'c}$$

$$v = 0.292 \sqrt{140 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$v = 3.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.65 \text{ Kg/cm}^2 < 3.45 \text{ Kg/cm}^2$$

#### B. MURO CANTILIVER

Este tipo de muro resiste el empuje lateral tanto del agua como del suelo, por medio de la acción en voladizo de un muro vertical y de una base horizontal.

Este muro se proyectará para resistir los momentos de flexión y esfuerzos cortantes debidos al empuje del agua y tierra, luego se dimensiona el tamaño de la base considerando la estabilidad en lo que respecta al deslizamiento, volcadura y para mantener la presión contra el suelo dentro de lo permisible.

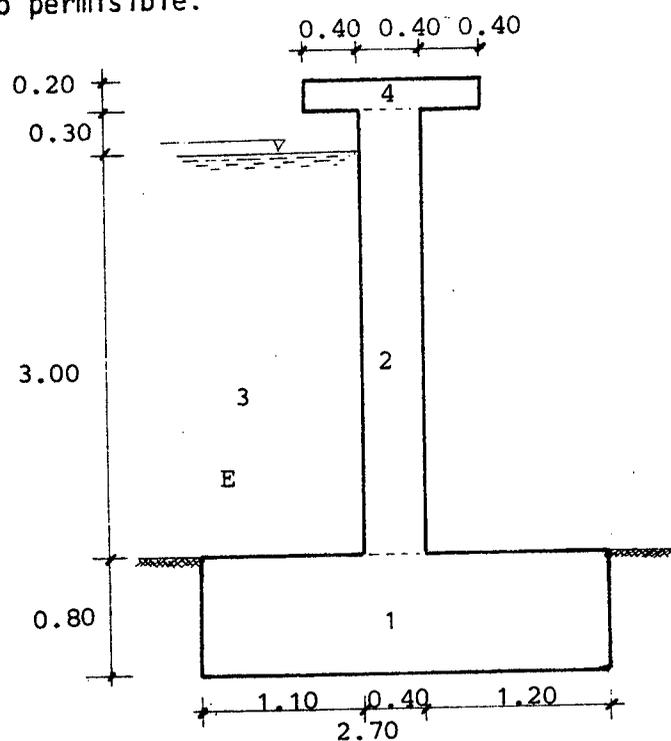


Figura 6-12

## CUADRO 6-3

## PESO DEL MURO-MOMENTO ESTABILIZADOR

Fig.	Area	Peso	Brazo	Momento
1	2.16	5.18	1.35	7.00
2	1.32	3.17	1.40	4.44
3	3.30	3.30	2.15	7.10
4	0.24	0.58	1.40	0.81
		<u>12.23 Ton</u>		<u>Me = 19.35 Ton-m</u>

Fuerza de empuje del agua

$$h = 3.00 \text{ m}$$

$$E = \gamma a h^2/2 \quad (6-24)$$

$$E = \frac{1.0 (3.0)^2}{2}$$

$$E = 4.5 \text{ Ton}$$

Momento de volcamiento:

$$Mv = E he \quad he = 3.0/3.0 + 0.80$$

$$Mv = 4.5 \text{ Ton (1.80 m)}$$

$$Mv = 8.10 \text{ Ton-m}$$

Factor de seguridad al volcamiento:

$$Fv = Me/Mv$$

$$Fv = 19.35 \text{ Ton-m}/8.10 \text{ Ton-m}$$

$$Fv = 2.39$$

$$1.50 < 2.39 < 3.00$$

Factor de seguridad al deslizamiento:

$$F_d = F\Sigma W/E$$

$$F_d = 0.6 \times 12.23 \text{ Ton}/4.5 \text{ Ton}$$

$$F_d = 1.63$$

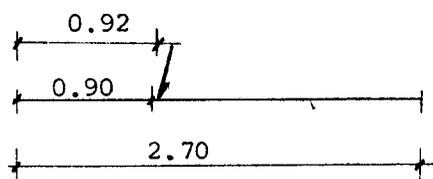
$$1.50 < 1.63 < 3.00$$

Posición de la resultante:

$$X_a = \frac{M_e - M_v}{\Sigma W}$$

$$X_a = \frac{19.35 - 8.10}{12.23}$$

$$X_a = 0.92 \text{ (cae dentro del tercio medio)}$$



Cálculo de presiones:

$$e = L/2 - X_a$$

$$e = 2.70/2 - 0.92$$

$$e = 0.43$$

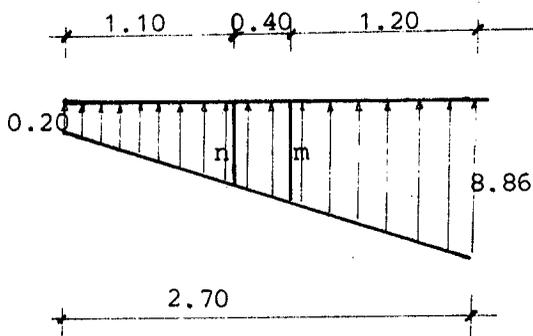
$$\sigma_s = \frac{W}{A} \pm \frac{6 W e}{bh^2}$$

$$\sigma_s = \frac{12.23}{1 \times 2.70} + \frac{6 \times 12.23 \times 0.43}{1 \times 2.70^2}$$

$$\sigma_{s1} = 8.86 \text{ Ton/m}^2$$

$$\sigma_{s2} = 0.20 \text{ Ton/m}^2$$

$$8.86 \text{ Ton/m}^2 < 15.0 \text{ Ton/m}^2$$



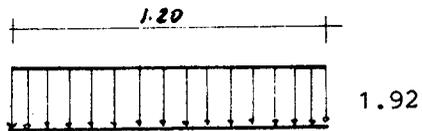
$$m = 8.86 - \frac{8.86 - 0.20}{2.70} 1.20 = 5.01 \text{ Ton/m}^2$$

$$n = 8.86 - \frac{8.86 - 0.20}{2.70} 1.60 = 3.73 \text{ Ton/m}^2$$

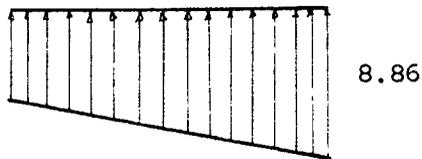
Diseño del dedo:

Cargas:

Peso propio  $\frac{1.20 \times 1.0 \times 0.8 \times 2.40}{1.20} = 1.92$



Presión 5.01



Resultante 3.09

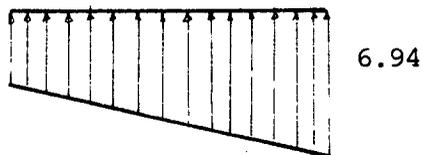


Figura 6-25

$$M = \frac{L^2}{6} (2a + b) \quad (6-25)$$

a = presión alejada al punto considerado como centro de momentos.

b = presión adyacente al punto considerado como centro de momentos.

$$M = \frac{120^2}{6} (2 \times 6.94 + 3.09)$$

$$M = 4.07 \text{ Ton-m}$$

Considerando un 25% de mayoración por efectos de subpresión:

$$M = 25\% \times 4.07 + 4.07$$

$$M = 5.09 \text{ Ton-m}$$

Comprobación de altura:

$$h = K2 \sqrt{M/b} \quad K2=8.819 \text{ (Tabla 46-Losen)}$$

$$h = 8.819 \sqrt{5.09/1.0}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$20 \text{ cm} < 72 \text{ cm}$$

Comprobación al corte:

$$V = \left( \frac{6.94 + 3.09}{2} \right) 1.20$$

$$V = 6.02 \text{ Ton}$$

$$v = V/bd$$

$$v = \frac{6.02 \times 1000 \text{ Kg}}{100 \times 72 \text{ cm}^2}$$

$$v = 0.84 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo cortante máximo admisible:

$$v = 0.292 \sqrt{f'c}$$

$$v = 0.292 \sqrt{210}$$

$$v = 4.23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.84 < 4.23$$

Armado:

$$A_s = K_3 \frac{M}{h}$$

$$K_3 = 0.833 \text{ (tabla 46-Löser)}$$

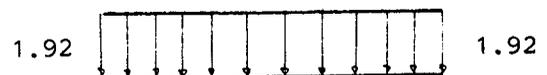
$$A_s = 0.833 \frac{5.09 \text{ T-m}}{0.72}$$

$$A_s = 5.89 \text{ cm}^2 \rightarrow 6\phi 10$$

Diseño del talón:

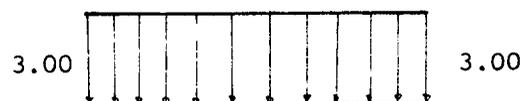
Peso propio

$$\frac{1.10 \times 1.0 \times 0.80 \times 2.40}{1.10}$$

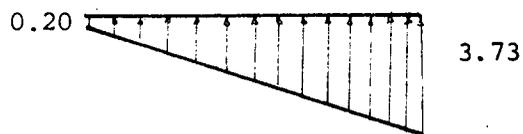


Peso del agua

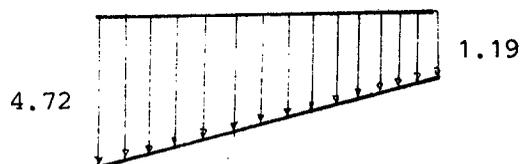
$$\frac{1.10 \times 1.0 \times 3.0 \times 1.00}{1.10}$$



Presión



Resultante de cargas



$$M = \frac{L^2}{6} (2a + b) \quad (6.25)$$

$$M = \frac{1.10^2}{6} (2 \times 4.72 + 1.19)$$

$$M = 2.14 \text{ Ton.}$$

Comprobación al corte:

$$V = \frac{4.72 + 1.19}{2} \times 1.10$$

$$V = 3.25 \text{ Ton.}$$

$$v = V/bd$$

$$v = \frac{3.25 \times 1000 \text{ Kg}}{100 \times 72}$$

$$v = 0.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$$0.45 \text{ Kg/cm}^2 < 4.23 \text{ Kg/cm}^2$$

Armado:

$$A_s = K_3 M/h$$

$$K_3 = 0.833$$

(Tabla 46-Löser)

$$A_s = 0.833 \frac{2.14}{0.72}$$

$$A_s = 2.48 \text{ cm}^2$$

$$4 \phi 10\text{mm} \rightarrow 1 \phi 10\text{mm} \text{ a } 25 \text{ cm}$$

Diseño de la pantalla:

La pantalla del muro cantiliver tiene una altura de agua de 3.00 metros y una altura de seguridad de 0.30 m en su parte más desfavorable. Para su cálculo dividimos la altura de presión del agua en tres bandas de 1.0 m cada una.

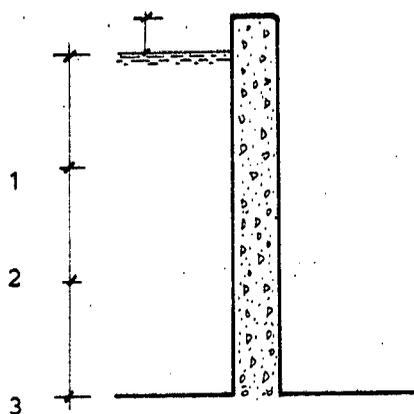


Figura 6-13

CUADRO 6-4

Nivel	peso	x	M=Px	d	h	As	
1.00	0.50	0.33	0.17	0.40	0.32	0.44	1 $\phi$ 12
2.00	2.00	0.67	1.34	0.40	0.32	3.49	4 $\phi$ 12
3.00	4.50	1.00	4.50	0.40	0.32	11.71	4 $\phi$ 12 + 5 $\phi$ 14

Armadura de repartición:

$$0.002 \times \text{Area de pantalla}$$

Area de la pantalla :  $330 \times 40 = 13200 \text{ cm}^2$

$0.002 \times 13200 = 26.40 \text{ cm}^2$       34  $\phi$  10 mm

Malla principal = 60% 34      20  $\phi$  10 mm      1  $\phi$  10mm a 16.5 cm

Malla secundaria = 40% 34      14  $\phi$  10 mm      1  $\phi$  10mm a 26.3 cm

#### 6.4 CUNETAS DE CORONACION

Las cunetas de coronación son acequias de recolección que se construyen encima del canal y paralelamente a éste. Estas cunetas además de evitar el incremento de caudal en forma descontrolada, retienen el material sólido producto de la erosión de la tierra.

Las cunetas de coronación deben guiarse de tal forma que sigan la depresión del terreno y converjan a un punto común previamente seleccionado. Pueden ser en forma de V o trapezoidales; estos últimos tienen mayor capacidad para una profundidad especificada.

En pendientes escarpadas la erosión es problema grave para la cuneta de coronación, pero puede prevenirse forrándola con piedra, pasto, concreto o con presas de retención colocadas a intervalos que dependen de la velocidad del agua y la pendiente del terreno.

#### 6.5 DISEÑO DE PASOS DE AGUA SUPERIORES E INFERIORES AL CANAL

El agua recogida por las cunetas de coronación debe pasar sobre o bajo el canal; normalmente este paso se hace por encima del canal por medio de estructuras de Hormigón Armado.

La razón de elegir los pasos superiores es por que tienen menos volumen de excavación, la rapidez de bajada es menos alta y por lo tanto menos costosa y especialmente porque pueden ser construidos después de estar funcionando el canal, lo cual disminuye la magnitud de la inversión inicial, además así se puede ubicar en el sitio más conveniente y diseñarlo de acuerdo al caudal máximo a evacuarse.

Los pasos de agua inferiores al canal se construyen generalmente solo en los casos cuando por efectos de la topografía del terreno, necesariamente el agua debe pasar por debajo del canal mediante una alcantarilla.

Los esquemas siguientes ilustran sobre pasos de agua superiores e inferiores al canal. Con la aclaración de que los pasos de agua inferiores al canal prescinden de la estructura que el gráfico indica sobre el canal, cumpliendo únicamente su función con la alcantarilla que para este caso se prolongaría hasta ocupar todo el ancho de la plataforma

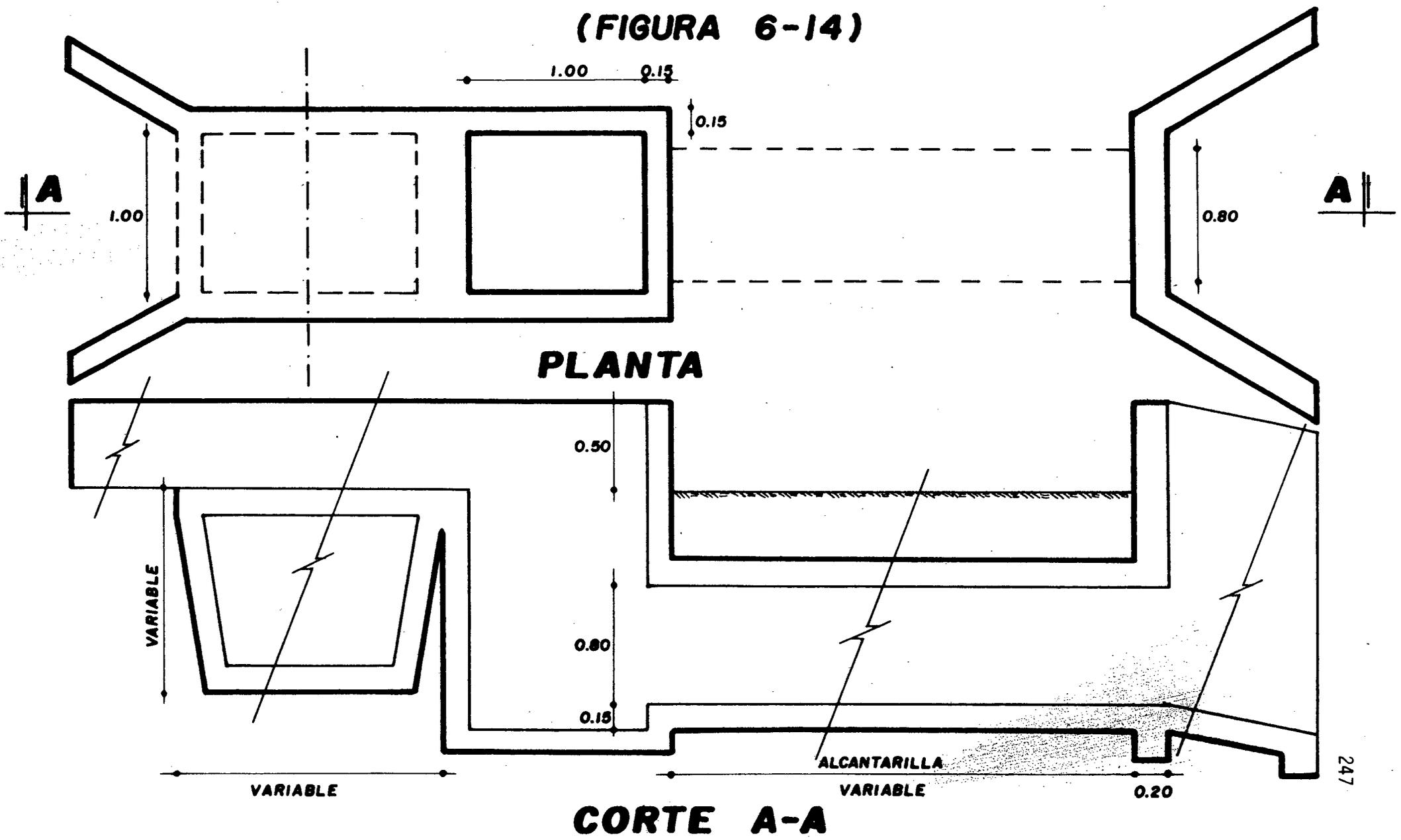
Los pasos de agua superiores al canal para su desfogue pueden tener solamente un badén que consiste en impermeabilizar la superficie de la plataforma mediante un replantillo de hormigón. También pueden estar combinados con un alcantarillado, tal como se muestra en la figura-6-14.

## 6.6 DISEÑO DE ALCANTARILLAS

### 6.6.1 CONSIDERACIONES

Una alcantarilla es un conducto cerrado a través del cual

# PASO DE AGUA CON ALCANTARILLA (FIGURA 6-14)



fluyen el agua pluvial , las aguas negras u otros desechos. La pendiente de una alcantarilla y sus condiciones de entrada y salida se determinan por la topografía del terreno.

Para el diseño de las alcantarillas es necesario conocer la cantidad de agua pluvial que circula dentro de las mismas durante un periodo de lluvia.

La velocidad mínima recomendable para alcantarillas pluviales es de 0.90 m/seg. considerando el acarreo de arena gruesa y arenillas, así mismo deben evitarse velocidades altas, porque los sólidos arrastrados pueden erosionar el conducto. El límite máximo de velocidad es de 3.0- metros por segundo.

El diámetro mínimo permisible en tuberías circulares de alcantarillas es de 20 cm.

#### 6.6.2 CALCULO

Para determinar la cantidad de agua pluvial que fluye por una alcantarilla, se requiere conocer la intensidad y duración de las precipitaciones, la distancia que a de recorrer el agua para llegar a las alcantarillas, la permeabilidad y pendiente del área de drenaje, forma y dimensiones del área de drenaje. Todas estas condiciones están consideradas en la fórmula racional, cuya expresión es:

$$Q = CiA$$

En donde:

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

- $C$  = Coeficiente de escurrimiento  
 $i$  = Tasa promedio de precipitación (m/s)  
 $A$  = Area de drenaje

Datos:

- $C$  = 0.49 (obtenido por el cálculo hidrológico-Cap.II)  
 $i$  = 380 mm/día  
 $A$  = 100.000 m<sup>2</sup>

Entonces: 
$$Q = \frac{0.49 \times 0.38 \times 100000}{86400}$$

$$Q = 0.216 \text{ m}^3/\text{s}$$

La velocidad de flujo en una alcantarilla la puede determinarse con una presión satisfactoria por la fórmula de Manning.

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2} \quad (6-1)$$

Relacionando esta ecuación y la de continuidad  $Q = AV$  y considerando una alcantarilla circular ( $R = d/4$ ), se llega a la siguiente igualdad:

$$Q = 0.312 \frac{d^{8/3} J^{1/2}}{n} \quad (6-26)$$

En donde:

- $Q$  = Caudal en m<sup>3</sup>/s  
 $d$  = Diámetro de la alcantarilla  
 $J$  = Pendiente  
 $n$  = Coeficiente de rugosidad

Datos:

$$Q = 0.216 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$J = 2 \%$$

$$n = 0.013$$

Entonces:

$$0.216 = \frac{0.312 \times d^{8/3} \times 0.02^{1/2}}{0.013}$$

$$d = 0.36 \text{ m}$$

$$d \approx 0.40 \text{ m}$$

Debido a las variadas combinaciones que se obtienen al cambiar - las condiciones de entrada, condiciones de salida y pendiente, no puede darse una sola fórmula aplicable a todos los problemas de alcantarillas por tal motivo se adopta un diseño tipo, el mismo que se incluye en el gráfico correspondiente a pasos de agua. Gráfico # 6.4

## 6.7 DISEÑO DE ALIVIADEROS

Los aliviaderos son estructuras hidráulicas destinadas a evacuar el agua en forma segura cuando su nivel pase de un cierto límite adoptado.

Los aliviaderos se diseñan por las siguientes razones:

- a. Cuando por efectos de las fuertes lluvias se producen obstrucciones en las cunetas de coronación, lo que ocasiona que gran parte de las aguas que escurren por la ladera entren al canal e incrementen considerablemente el caudal, produciendo desbordamientos.



b. El flujo del agua en un canal puede ser interrumpido por un derrumbe, en este momento el agua sin pasar el obstáculo empieza a subir de nivel, hasta que en un momento dado desborda sobre el labio ocasionando erosionamiento de la plataforma y del canal.

Los aliviaderos se diseñan como vertederos laterales en una de las paredes del canal, con la cresta a unos pocos centímetros sobre el nivel normal del agua.

El agua que pasa por el vertedero es recogida por un canal de recolección diseñado para un caudal variable. Generalmente se aprovecha la estructura del aliviadero para instalar una compuerta frontal en el canal y una lateral al lateral del vertedero; en esta forma el aliviadero puede ser aprovechado para interrumpir el servicio en el canal en caso de que esto sea necesario por condiciones de reparación o inspección.

El vertedero de un aliviadero es lateral, es decir tiene la cresta paralela al eje del canal. A pesar de esto, en el presente diseño, tomando como caso más crítico cuando se produce un derrumbe que obstruye al canal, el vertedero se lo calcula con la fórmula común de los vertederos frontales, pues, todo el caudal del canal pasará por el aliviadero y entre éste y el derrumbe el agua permanecerá inmóvil.

$$Q = MbH^{3/2}$$

Datos: M = 2.00

Q = 1.5 m<sup>3</sup>/s

H = 0.30 m

$$b = \frac{Q}{M H^{3/2}}$$

$$b = \frac{1.5 \text{ m}^3/\text{s}}{2.00 \times 0.30^{3/2}}$$

$$b = 4.56 \text{ m}$$

$$b \approx 4.60 \text{ m}$$

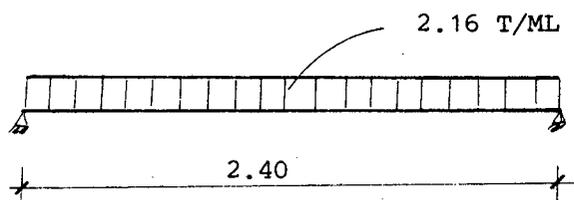
## 6.8 DISEÑO DE EMBAULADO

### 6.8.1 MOTIVACION PARA SU DISEÑO

El sistema de embaulado en un canal consiste en la ubicación de losetas de hormigón armado a lo largo del canal. El motivo principal para su diseño es la protección del canal de los posibles derrumbes, de los materiales arrastrados por los vientos, de la vegetación, etc. que pueden alterar las condiciones hidráulicas del canal.

### 6.8.2 CALCULO

Se calculó una loseta tipo de hormigón armado



Cargas:

$$\text{Peso de tierra} = (1.00 \times 2.40 \times 1.00) 1.8 = 4.32 \text{ Ton}$$

$$\text{Peso propio} = (1.00 \times 2.40 \times 0.15) 2.4 = 0.86 \text{ Ton}$$

---


$$5.18 \text{ Ton}$$

$$\text{Carga por metro lineal} = 5.18/2.40 = 2.16 \text{ Ton/m}$$

$$\text{Momento} = \frac{q l^2}{8} = \frac{2.16 \times 2.40^2}{8} = 1.56 \text{ Ton-m}$$

$$\text{Armadura} = \frac{K3(M)}{h} = \frac{0.833 \times 1.56 \text{ Ton-m}}{0.13} = 10.00 \text{ cm}^2$$

$$10.00 \text{ cm}^2 \text{ — } 5 \phi 16\text{mm} \text{ — } 1 \phi 16 \text{ mm} \quad a \quad 20 \text{ cm}$$

Comprobación al corte:

$$R = \frac{2.16 \times 2.40}{2}$$

$$R = 2.59 \text{ Ton.}$$

$$v = \frac{V}{bd}$$

$$v = \frac{2.59 \times 1000 \text{ Kg}}{100 \times 13} = 1.99 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo unitario admisible

$$v = 0.292 \sqrt{f'c} \quad f'c = 180 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v = 3.92 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1.99 \text{ Kg/cm}^2 < 3.92 \text{ Kg/cm}^2$$

Comprobación de altura

$$h = K2 \sqrt{M/B} \quad K2 = 8.819 \text{ (Tabla 46 Loser)}$$

$$h = 8.819 \sqrt{1.56/1.00}$$

$$h = 11.01$$

$$11.01 + 2 = 13 \text{ cm}$$

$$13 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$$

Armadura de repartición:

$$A_s = 0.25 \% S_h$$

$S_h$  = sección de hormigón

$$A_s = 0.0025 \times 15 \times 100$$

$$A_s = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$5 \phi 10 \text{ mm}$$

$$1 \phi 10 \text{ mm a } 20 \text{ cm}$$

## 6.9 DISEÑO DE PASOS VEHICULARES

### 6.9.1 CONSIDERACIONES

Son estructuras que ubicadas sobre el canal sirven para la circulación de vehículos tanto para el transporte de materiales en el período de construcción del canal, como también para el mantenimiento y supervisión cuando el mismo esté funcionando.

Considerando el ancho libre del canal y basándonos en la norma americana AASHO (puente losa = 0-4.27m), nos corresponde calcular un puente losa para una luz libre de 2.55 m y para un tren de cargas simple H20-44.

## 6.9.2 CALCULO

Datos: H20-44 = tren de carga  
 $L = 2.55 \text{ m}$   
 $s = 0.20\text{m}$  (capa de rodadura)  
 $\gamma = 1.80 \text{ T/m}^3$  (peso específico de s)  
 $b = 4.00 \text{ m}$  (ancho del puente)

LUZ DE CALCULO: Tiene que hacerse una estimación de la luz de cálculo, lo cual está dado por la siguiente relación:

$$L_c = 0.40 + 1.03 L$$

$$L_c = 0.40 + 1.03 \times 2.55$$

$$L_c = 3.03 \text{ m}$$

ALTURA DE PREDISEÑO :

$$h = 10 \% L$$

$$h = 10 \% 2.55 \text{ m}$$

$$h = 0.25 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Cargas: (muerta)} &= 1.00 \times 1.00 \times 0.20 \times 1.80 = 0.36 \text{ Ton (capa de rodadura)} \\ &1.00 \times 1.00 \times 0.25 \times 2.40 = 0.60 \text{ Ton (peso propio de losa)} \\ &\underline{\hspace{10em}} \\ &0.96 \text{ Ton.} \end{aligned}$$

Momento por carga muerta:

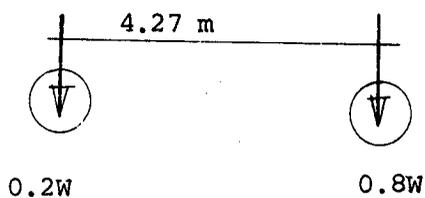
$$M = \frac{q \cdot l^2}{8}$$

$$M = \frac{0.96 \times 3.03^2}{8}$$

$$M = 1.10 \text{ Ton-m}$$

Momento por carga móvil: El momento por carga móvil se produce en  $L/2$  y con la carga del eje posterior.

Tres de carga H20-44



$$W = 20 \text{ T}$$

$$0.8W = \frac{0.8 \times 20 \times 2000}{2.2} = 14.545 \text{ Ton}$$

$$M = \frac{Pl\phi}{4b} \quad \begin{array}{l} \phi = \text{coeficiente de impacto} = 1.3 \\ b = \text{ancho del puente} = 4.0 \end{array}$$

$$M = \frac{14.545 \times 3.03 \times 1.3}{4 \times 4}$$

$$M = 3.58 \text{ Ton-m}$$

MOMENTO TOTAL = MOMENTO POR CARGA MUERTA + MOMENTO POR CARGA MOVIL

$$MT = 1.10 + 3.58$$

$$MT = 4.68 \text{ Ton-m}$$

## COMPROBACION DE ALTURA

$$h = K2 \sqrt{M/B} \quad K2 = 8.819$$

$$h = 8.819 \sqrt{4.68/1.00}$$

$$h = 19.08 \text{ cm}$$

$$r = 6 \text{ cm} \quad H = 0.25 \text{ m}$$

## DISEÑO DE ARMADURA

$$A_s = \frac{K3 M}{h} \quad K3 = 0.833$$

$$A_s = \frac{0.833 \times 4.68}{0.19}$$

$$A_s = 20.52 \text{ cm}^2 \text{ ————— } 8 \phi 18\text{mm} \text{ — } 1 \phi 18\text{mm a } 12.5 \text{ cm}$$

## ARMADURA DE REPARTICION

$$A's = 2 \text{ o/oo } Sh \quad Sh = \text{sección de hormigón}$$

$$A's = 0.002 \times 100 \times 25$$

$$A's = 5 \text{ cm}^2 \text{ ————— } 5 \phi 12\text{mm} \text{ — } 1 \phi 12 \text{ mm a } 20 \text{ cm}$$

## COMPROBACION DEL CORTE

$$Q_{cm} = 0.96 \times 2.55/2 = 1.224 \text{ Ton}$$

$$Q_{cv} = 0.8 W = \underline{14.545 \text{ Ton}}$$

$$QT = 15.769 \text{ Ton}$$

$$\tau = \frac{QT}{b z}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$z = 7/8 h$$

$$\tau = \frac{15.769 \text{ Ton}}{100 \times 0.875 \times 19}$$

$$\tau = 9.49 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante se encuentra dentro de los límites recomendables para diseño de puentes y que corresponde a los límites de 4 Kg/cm<sup>2</sup> a 14 Kg/cm<sup>2</sup>

# **CAPITULO VII**

## ANÁLISIS DE COSTOS

### 7.1 CÁLCULO DE PRECIOS UNITARIOS

Para el presente estudio hemos adoptado las normas y procedimientos establecidos por el INERHI.

Como costos directos se entenderá la suma de los valores empleados en mano de obra, materiales y depreciación de equipos, maquinarias y accesorios. Como precio de cálculo se toma el costo directo incrementado en un 39% considerando utilidades y administración para el contratista.

Para la determinación de precios unitarios, se utiliza la fórmula general:

$$\text{COSTO UNITARIO} = \frac{\text{COSTO REAL DE OBRA}}{\text{RENDIMIENTO}}$$

#### 7.1.a COSTOS

El análisis de Costos en general representa el resultado de evaluar un proceso determinado, en función de contar con algunos elementos tales como: materiales, equipos técnicos de construcción, métodos de planeación, etc. Los Costos se dividen en Directos e

Indirectos.

-COSTO DIRECTO

Todos los autores que tratan sobre Costos, y en materia de contabilidad definen al Costo Directo como aquellos gastos que tienen aplicación a un producto determinado.

Normalmente estos costos en construcción, están representados por los siguientes conceptos:

- a. Mano de Obra
- b. Equipos
- c. Materiales
- d. Transporte (de los materiales integrantes del Costo)

-COSTO INDIRECTO

Se considera como Costos Indirectos a aquellos gastos que no pueden tener aplicación a un producto determinado.

Los costos indirectos se dividen en:

- a. Costos de Operación
  - Gastos técnicos-administrativos
  - Depreciaciones
  - Materiales de consumo
- b. Costos de Obra
  - Gasto de campo (técnicos-administrativos)
  - Imprevistos
  - Financiamiento
  - Utilidad

## 7.1.b MANO DE OBRA EN EL COSTO DIRECTO

## Salario Diario Real (SDR)

$$\text{SDR} = \text{SN} + \text{PS} + \text{RA} + \text{OP}$$

SN = Salario nominal

PS = Prestaciones sociales

RA = Remuneraciones adicionales

OP = Obligaciones patronales

## - FACTOR DE SALARIO REAL ( COEFICIENTE DE MAYORACION )

Para su obtención, se ha considerado:

A.- Jornal Diario

B.- Remuneración anual

$$B = A \times 365$$

C.- Bonificación por Costo de vida

$$C = 1050 \times 12$$

D.- Décimo Tercer sueldo

$$D = B/12$$

E.- Décimo Cuarto sueldo

$$E = 2 \text{ sueldos básicos (11200)}$$

F.- Décimo Quinto sueldo

$$6.000 = 100\%$$

$$6.001 \text{ en adelante} = 6.000 + 40\% \text{ máximo hasta } 10.000$$

G.- Remuneración complementaria

$$\text{Hasta } 5.000 = B/12$$

$$5001. \text{ hasta } 6.000 = 5.000$$

$$6001 \text{ en adelante} = 6.000$$

H.- Fondo de Reserva

Un sueldo 100%

I.- Aporte patronal

I = 9.85 % B

J.- SECAP

J = 0.5 % B

K.- IECE

K = 0.5% B

L.- Seguro Campesino

L = 0.35 % B

M.- Transporte

Hsta 8.000 = 240 x 12 = 2880

N.- Días trabajados en el año = 247

O.- Total (Sumatoria desde B hasta M)

$$\text{JORNAL REAL} = \frac{\text{TOTAL}}{\text{DIAS TRABAJADOS EN EL AÑO}} = \frac{O}{N}$$

$$\text{COEFICIENTE DE MAYORACION} = \frac{\text{JORNAL REAL}}{\text{JORNAL DIARIO}}$$

Las tablas 7-1 y 7-2, contienen un listado de jornales referenciales y de precios de materiales respectivamente, las mismas que sirven para el cálculo de Costos de los diferentes rubros a analizarse.

#### 7.1.1 ESTUDIOS (Localización directa)

##### A.- TROCHA POLIGONO

PERSONAL

2 Macheteros (peones)

RENDIMIENTO EN EQUIPO

140 Km/día (vegetación escasa)

$$\text{COSTO POR KILOMETRO} = \frac{2(184 \times 2.71)}{1.40} = \text{S/} . 712,34/\text{Km}$$

$$+ 39\% \text{ por utilidades y administración} = \text{S/} . 990.15 "$$

$$\text{PARA CALCULAR} = \text{S/} . 990.00/\text{Km}$$

### B. LOCALIZACION DE POLIGONO

#### PERSONAL

1 Topógrafo

3 Cadeneros

1 Marcador

1 Porta aparatos

#### RENDIMIENTO EN EQUIPO

0.60 Km/día (terreno quebrado)

#### COSTO DEL EQUIPO

1 Topógrafo	375 x 2.27	= 851.25
-------------	------------	----------

3 Cadeneros	3(184x2.71)	= 1495.92
-------------	-------------	-----------

1 Marcador	184 x 2.71	= 498.64
------------	------------	----------

1 Porta aparatos	184 x 2.71	= 498.64
------------------	------------	----------

TOTAL		<u>S/ .3344.45/día</u>
-------	--	------------------------

$$\text{COSTO POR KILOMETRO} = \frac{3.344,45}{0.60} = \text{S/} . 5.574,08/\text{Km}$$

$$+ 39\% \text{ por Utilidades y Administración} = " 7.747,97/\text{Km}$$

$$\text{PARA CALCULAR} = " 7.750,00/\text{Km}$$

### C. NIVELACION

#### PERSONAL

1 Nivelador

1 Portamira

1 Porta aparato

#### RENDIMIENTO EN EQUIPO

0.90 Km/día (terreno quebrado)

## COSTO DEL EQUIPO

1 Nivelador	375 x 2.27	=	851.25
1 Portamira	184 x 2.71	=	498.64
1 Porta aparato	184 x 2.71	=	498.64
			1.848,53
	TOTAL	= S/.	1.848,53/día

$$\text{COSTO POR KILOMETRO} = \frac{1.848,53}{0,90} = \text{S/} \quad 2.053,92/\text{Km}$$

$$+ 39\% \text{ por utilidades y Administración} = \text{S/} \quad 2.854,95/\text{Km}$$

$$\text{PARA CALCULAR} = \text{S/} \quad 2.855,00/\text{Km}$$

## D. TROCHA PARA LATERALES

## PERSONAL

## RENDIMIENTO EN EQUIPO

2 Macheteros

1.40 Km/día (vegetación escasa)

$$\text{COSTO POR KILOMETRO} = \frac{2(184 \times 2.71)}{1.40} = \text{S/} \quad 712.34/\text{Km}$$

$$+ 39\% \text{ por Utilidades y Administración} = " \quad 990.15$$

$$\text{PARA CALCULAR} = " \quad 990.00/\text{Km}$$

## E. COLOCACION DE LATERALES

## PERSONAL

## RENDIMIENTO EN EQUIPO

1 Topógrafo

2 Porta regletas

0.50 Km/día (terreno quebrado)

1 Peón (estaquero)

## COSTO DEL EQUIPO

1 Topógrafo	375 x 2.27	=	851.25
2 Porta regletas	2( 184 x 2.71)	=	997.28
1 Peón estaquero	184 x 2.71	=	<u>498.64</u>
	TOTAL	=S/.	2.347,17/día

COSTO POR KILOMETRO	=	$\frac{2.347,17}{0.50}$	=	4.694,34/Km
+ 39% Por Utilidades y Administración	=		=	6.525,13/Km
PARA CALCULAR	=		=	6.525,00/Km

## COSTO POR KILOMETRO DE LOCALIZACION DIRECTA

A. Trocha Polígono	S/.	990,00/Km
B. Localización de Polígono	"	7.750,00/Km
C. Nivelación	"	2.855,00/Km
D. Trocha para laterales	"	990,00/Km
E. Colocación de laterales	"	<u>6.525,00/Km</u>
TOTAL	S/.	19.110,00/Km

Nota: Los costos obtenidos para Localización Directa, no incluyen valores por concepto de alquiler de equipos (Teodolito, nivel, etc).

## 7.1.2 PLATAFORMA

7.1.2.1 Excavación a Mano

Para el análisis de los rubros de excavación, los costos horarios de equipo y maquinaria, constan en el anexo 7-1.

a. Clasificación de Materiales

La clasificación de los materiales de excavación a mano ha sido realizada, de acuerdo a la práctica en el INERHI, en la siguiente forma:

CLASE A: Materiales Suaves:

- Suelos, arcillas
- Limos, arenas
- Materiales residuales

CLASE B: Materiales Duros:

- Arcillas y limos consolidados o compactados
- Cangahuas
- Aglomerados

CLASE C: Rocas

b. Rendimientos

MATERIALES CONSIDERADOS	RENDIMIENTO DIARIO
Clase A	10 m <sup>3</sup> /día
Clase B	6 m <sup>3</sup> /día
Clase C	5 m <sup>3</sup> /día

Se considera que trabaja una cuadrilla compuesta por un capataz y 25 peones.

## -MATERIAL CLASE A.

$$\text{Capataz} = \frac{(225 \times 2.64) \text{ S/./día}}{25 \times 10 \text{ m}^3/\text{día}} = \text{S/. } 2.38/\text{m}^3$$

$$\text{Peones} = \frac{25 (184 \times 2.71) \text{ S/./día}}{25 \times 10 \text{ m}^3/\text{día}} = \text{" } 49.86/\text{m}^3$$

$$\text{Depreciación pala y pico} = \frac{\text{S/. } 700,00}{1000 \text{ m}^3} = \text{" } 0.70/\text{m}^3$$

COSTO DIRECTO S/. 52.94/m<sup>3</sup>

+ 39% por Utilidades y Administración " 73.59/m<sup>3</sup>

PARA CALCULAR " 74.00/m<sup>3</sup>

## -MATERIAL CLASE B.

$$\text{Capataz} = \frac{(225 \times 2.64) \text{ S/./día}}{25 \times 6 \text{ m}^3/\text{día}} = \text{S/. } 3.96/\text{m}^3$$

$$\text{Peones} = \frac{25(184 \times 2.71) \text{ S/./día}}{25 \times 6 \text{ m}^3/\text{día}} = \text{" } 83.11/\text{m}^3$$

$$\text{Depreciación pala y pico} = \frac{\text{S/. } 700,00}{500 \text{ m}^3} = \text{" } 1.40/\text{m}^3$$

COSTO DIRECTO S/. 88.47/m<sup>3</sup>

+ 39% por Utilidades y Administración " 122.97/m<sup>3</sup>

PARA CALCULAR " 123.00/m<sup>3</sup>

## - MATERIAL CLASE C.

$$\text{Capataz} = \frac{225 \times 2.64}{25 \times 5} = \text{S/. } 4.75/\text{m}^3$$

$$\text{Peones} = \frac{25(184 \times 2.71)}{25 \times 5} = \text{S/. } 99.73/\text{m}^3$$

Depreciación Herramienta = $\frac{700}{500}$	S/. 1.40/m <sup>3</sup>
Perforación Cargada y Disparo =	" 5.18/m <sup>3</sup>
Dinamita 0.40 Kg(S/.70,00) =	" 28.00/m <sup>3</sup>
Fulminante 0.32 (S/.15,00) =	" 4.80/m <sup>3</sup>
Mecha 0.85 (S/.12,00) =	" 10.20/m <sup>3</sup>
Compresor $\frac{212.42 \text{ S/.h}}{14 \text{ m}^3/\text{h}}$ =	" 15.17/m <sup>3</sup> (Anexo 7-1)
COSTO DIRECTO =	S/. 169.23/m <sup>3</sup>
+ 39 % Utilidades y Administración	" 235.23/m <sup>3</sup>
PARA CALCULAR	" 235.00/m <sup>3</sup>

#### 7.1.2.2 Excavación a Máquina (Material sin clasificar)

MAQUINA : BULLDOZER  
 COSTO HORARIO : S/. 2592,60/h (Anexo 7-1)  
 RENDIMIENTO : 200 m<sup>3</sup>/h

COSTO POR m <sup>3</sup> = $\frac{2.592,60 \text{ S/./h}}{200 \text{ m}^3/\text{h}}$ =	S/. 12.96/m <sup>3</sup>
COSTO DIRECTO =	" 12.96/m <sup>3</sup>
+ 39% Por Utilidades y Administración	" 18.01/m <sup>3</sup>
PARA CALCULAR	" 18.00/m <sup>3</sup>

#### 7.1.3 CANAL PRINCIPAL

Para el análisis de los rubros de excavación y revestimiento, los costos horarios de equipo y maquinaria, constan en el Anexo 7-1.

7.1.3.1 Excavación canal a mano

Se considera que trabaja una cuadrilla formada por un capataz y 25 peones.

MATERIALES CONSIDERADOS	RENDIMIENTOS
CLASE A	7.6 m <sup>3</sup> /día
CLASE B	5.0 m <sup>3</sup> /día
CLASE C	4.0 m <sup>3</sup> /día
 -MATERIAL CLASE A:	
Capataz = $\frac{225 \times 2.64}{25 \times 7.6}$	S/. 3.13/m <sup>3</sup>
Peones = $\frac{25 (184 \times 2.71)}{25 \times 7.6}$	" 65.61/m <sup>3</sup>
Depreciación pala y pico = $\frac{700}{1000} =$	" 0.70/m <sup>3</sup> -----
COSTO DIRECTO	S/. 69.44/m <sup>3</sup>
+ 39% por utilidades y administración	" 96.52/m <sup>3</sup>
PARA CALCULAR	" 96.00/m <sup>3</sup>
 -MATERIAL CLASE B:	
Capataz = $\frac{225 \times 2.64}{25 \times 5} =$	S/. 4.75/m <sup>3</sup>
Peones = $\frac{25(184 \times 2.71)}{25 \times 5} =$	" 99.73/m <sup>3</sup>
Depreciación pala y pico = $\frac{700}{500}$	" 1.40/m <sup>3</sup> -----
COSTO DIRECTO	" 105.88/m <sup>3</sup>

+ 39% por Utilidades y Administración	S/.	147.17/m <sup>3</sup>
PARA CALCULAR	"	148.00/m <sup>3</sup>
-MATERIAL CLASE C.		
Capataz = $\frac{225 \times 2.64}{25 \times 4}$ =	"	5.94/m <sup>3</sup>
Peones = $\frac{25(184 \times 2.71)}{25 \times 4}$ =	"	124.66/m <sup>3</sup>
Depreciación herramientas $\frac{700}{400}$ =	"	1.75/m <sup>3</sup>
Perforación Cargada y Disparo =	"	9.98/m <sup>3</sup>
Dinamita = 0.70 Kg/(70,00) =	"	49.00/m <sup>3</sup>
Fulminante 0.55 s/(15,00) =	"	8.25/m <sup>3</sup>
Mecha = 1.32 s/(12,00) =	"	15.84/m <sup>3</sup>
Compresor = $\frac{212.42 \text{ S/./h}}{7.00 \text{ m}^3/\text{h}}$ =	"	30.35/m <sup>3</sup> (anexo 7-1)
COSTO DIRECTO	S/.	245.77/m <sup>3</sup>
+ 39% por utilidades y administración	"	341.62/m <sup>3</sup>
PARA CALCULAR	"	342,00/m <sup>3</sup>

### 7.1.3 EXCAVACION CANAL A MAQUINA (Material sin Clasificar)

MAQUINA: RETROEXCAVADORA

COSTO HORARIO: 1.436.66 S/./h. (Anexo 7-1)

RENDIMIENTO : 57 m<sup>3</sup>/h

COSTO POR M <sup>3</sup> = $\frac{1.436,66 \text{ S/./h}}{57 \text{ m}^3/\text{h}}$ =	"	25.20/m <sup>3</sup>
COSTO DIRECTO	"	25.20/m <sup>3</sup>
+ 39% por utilidades y administración	"	35.03/m <sup>3</sup>
PARA CALCULAR	"	35.00/m <sup>3</sup>

7.1.3.2 RevestimientosCANTIDADES DE MATERIALES POR METRO CUBICO DE  
HORMIGON

MATERIALES	Und.	H°C 1:3:6	H O R M I G O N   S I M P L E			
			CLASE A 1:2:3	CLASE B 1:2:4	CLASE C 1:3:4	CLASE D 1:3:6
Piedra	m <sup>3</sup>	0.40				
Ripio Triturado	m <sup>3</sup>	0.60	0.835	0.950	0.835	1.00
Arena	m <sup>3</sup>	0.30	0.555	0.475	0.625	0.50
Cemento	Kg	126.00	350.00	300.00	260.00	210.00
Agua	Lt.	76.00	195.00	177.00	140.00	127.00

Se asume que se trabaja con el siguiente equipo en jornadas diarias de 8 horas.

1 Albañil

1/2 Carpintero

4 En la concretetera

3 Vaciando el hormigón

1 en el vibrador.

HORMIGONES	RENDIMIENTO EN EQUIPO
H°C (1:3:6)	11.00 m <sup>3</sup> /día
H°S Clase A (1:2:3)	6.80 m <sup>3</sup> /día
H°S Clase B (1:2:4)	6.80 m <sup>3</sup> /día
H°S Clase C (1:3:4)	7.69 m <sup>3</sup> /día
H°S Clase D (1:3:6)	7.69 m <sup>3</sup> /día

## COSTO DEL EQUIPO

PERSONAL	JORNAL REAL	JORNAL TOTAL
1 Albañil	240 x 2.61	S/. 626.40/d
1/2 Carpintero	0.5(195x2.69)	" 262.28/d
8 Peones	8(184x2.71)	" 3.989,12/d
	TOTAL	" 4.877,80/d

Para encontrar el costo de la mano de obra, se divide el valor del jornal real total del equipo para el rendimiento correspondiente a cada clase de hormigón, más el 39% por concepto de Utilidades y Administración:

HORMIGON	COSTO DIRECTO	+ 39%	COSTO MANO DE OBRA
H°C (1:3:6)	$\frac{4.877,80}{11.00} = 443.44$	616.38	S/. 616.00/m <sup>3</sup>
H°S Clase A	$\frac{4.877,80}{6.80} = 717.32$	997,07	" 997,00/m <sup>3</sup>
H°S Clase B	$\frac{4.877,80}{6.80} = 717.32$	997.07	" 997.00/m <sup>3</sup>
H°S Clase C	$\frac{4.877,80}{7.69} = 634.30$	881,68	" 882,00/m <sup>3</sup>
H°S Clase D	$\frac{4.877,80}{7.69} = 634,30$	881.68	" 882,00/m <sup>3</sup>

COSTO DE LOS MORMIGONES (M<sup>3</sup>)

## -HORMIGON SIMPLE CLASE A

Mano de Obra		S/.	717.32/m <sup>3</sup> (Costo Directo
Ripio	0.835 (207)	"	172.85
Arena	0.555 (132)	"	73,26
Cemento	350 (4.80)	"	1.680,00
Agua	195 (0.10)	"	19.50
Encofrado		"	218.50 (Anexo 7-1)
Concretera	<u>(80.98) 8</u> 6.80	"	95.27 "
Vibrador	<u>(28.54) 8</u> 6.80	"	33.58 "
			<hr/>
COSTO DIRECTO		"	3.010.28/m <sup>3</sup>
+ 39% por utilidades y administración		"	4.184,29/m <sup>3</sup>
PARA CALCULAR		"	4.184,00/m <sup>3</sup>

## -MORMIGON SIMPLE CLASE B

Mano de Obra		S/.	717.32/m <sup>3</sup> (costo directo)
Ripio	0.950 (207)	"	196,65
Arena	0.475 (132)	"	62,70
Cemento	300 (4.80)	"	1.440,00
Agua	177 (0.10)	"	17.70
Encofrado		"	218.50 (Anexo 7-1)
Concretera	<u>(80.98)8</u> 6.80	"	95.27 "
Vibrador	<u>(28.54)8</u> 6.80	"	33.58 "
			<hr/>
COSTO DIRECTO		"	2.781,72/m <sup>3</sup>

+ 39% por utilidades y administración	S/.	3.866.59/m <sup>3</sup>
PARA CALCULAR	"	3.886,00/m <sup>3</sup>

## -HORMIGON SIMPLE CLASE C.

Mano de obra		S/.	634,30/m <sup>3</sup> (cost-Dire.)
Ripio	0.835(207)	"	172,85
Arena	0.625(132)	"	82.50
Cemento	260(4.80)	"	1.248,00
Agua	140(0.10)	"	14,00
Encofrado			218.50 (Anexo 7-1)
Concretetera	<u>(80.98) 8</u> 7.69	"	84.24 "
Vibrador	<u>(28.54) 8</u> 7.69	"	<u>29.69</u> "
COSTO DIRECTO		"	2.484,08/m <sup>3</sup>
+39% por utilidades y administración		"	3.452,87/m <sup>3</sup>
PARA CALCULAR		"	3.455,00/m <sup>3</sup>

## -MORMIGON SIMPLE CLASE D.

Mano de obra		S/.	634.30/m <sup>3</sup> (Co.Directo)
Ripio	1.00(207)	"	207.00
Arena	0.50(132)	"	66.00
Cemento	210(4.80)	"	1.008.00
Agua	127(0.10)	"	12.70
Encofrado		"	218.50 (Anexo 7-1)
Concretetera	<u>(80.98)8</u> 7.69	"	84.24 "
Vibrador	<u>(28.54)8</u> 7.69	"	<u>29.69</u> "
COSTO DIRECTO		"	2.260,43/m <sup>3</sup>

+ 39% por utilidades y administración	S/. 3.142.00/m <sup>3</sup>
PARA CALCULAR	" 3.144,00/m <sup>3</sup>

### 7.1.3.3 Excavación Túnel

MATERIALES CONSIDERADOS	RENDIMIENTO DE LA CUADRILLA
Clase A	12 m <sup>3</sup> /día
Clase B	7 m <sup>3</sup> /día
Clase C	4 m <sup>3</sup> /día

Se estima que el material a excavar en los túneles es de clase C (Roca), para lo cual se considera una cuadrilla conformada por un capataz y 4 peones, los mismos que trabajarán en jornadas de 6 horas.

#### -COSTO POR METRO CUBICO (MATERIAL CLASE C)

Capataz = $\frac{225 \times 2.64}{4 \times 4} =$	S/. 37.13/m <sup>3</sup>
Peones = $\frac{4(184 \times 2.71)}{4 \times 4} =$	124,66
Depreciación Herramienta = $\frac{700}{400}$	1.75
Aguzada herramientas	12.80
Perforación cargada y disparo	25.40
Dinamita = 2.00 Kg(70,00 sucres)	140.00
Fulminante = 2.00 (15,00 sucres)	30,00
Mecha = 3.00 (12,00 sucres)	36,00
Compresor = $\frac{(145,17)6}{4} =$	<u>217.76 (Anexo 7-1)</u>
COSTO DIRECTO	S/. 625,50/m <sup>3</sup>

+ 39% por utilidades y administración	S/.	869.45/m <sup>3</sup>
PARA CALCULAR	"	870.00/m <sup>3</sup>

#### 7.1.3.4 Revestimiento Túnel

Se estima que se trabajará con el siguiente equipo y en jornadas de 6 horas.

1 Albañil  
 1/2 carpintero  
 4 en la concretera  
 3 vaciando el hormigón  
 1 en el vibrador.

#### HORMIGONES

#### RENDIMIENTO DEL EQUIPO

H°Ciclópeo (1:3:6)	7.69 m <sup>3</sup> /día
H°Simple Clase A	5.88 m <sup>3</sup> /día
H°Simple Clase B	5.88 m <sup>3</sup> /día
H°Simple Clase C	6.66 m <sup>3</sup> /día
H°Simple Clase D	6.66 m <sup>3</sup> /día

#### COSTO DIARIO DEL EQUIPO

PERSONAL	JORNAL REAL		JORNAL TOTAL
1 albañil	240 x 2.61	S/.	626,40/día
1/2 carpintero	0.5(195x 2,69)	"	262,28/día
8 peones	8(184x 2.71)	"	<u>3.989,12/día</u>
	TOTAL	"	4.877,80/día

Para encontrar el costo de la mano de obra, se divide el valor - del jornal real total del equipo para el rendimiento correspondiente a cada clase de hormigón, más el 39% por concepto de utilidades y administración.

HORMIGON	COSTO DIRECTO	+39%	COSTO MANO DE OBRA
H°C (1:3:6)	$\frac{4.877,80}{7.69} = 634,30$	881.68	S/. 882.00/m <sup>3</sup>
H°S Clase A	$\frac{4.877,80}{5.88} = 829,56$	1153,09	" 1.153,00/m <sup>3</sup>
H°S Clase B	$\frac{4.877,80}{5.88} = 829,56$	1153,09	" 1.153,00/m <sup>3</sup>
H°S Clase C	$\frac{4.877,80}{6.66} = 732,40$	1018,04	" 1.018,00/m <sup>3</sup>
H°S Clase D	$\frac{4.877,80}{6.66} = 732,40$	1018,04	" 1.018,00/m <sup>3</sup>

#### COSTO DE LOS HORMIGONES (M<sup>3</sup>)

##### -HORMIGON SIMPLE CLASE A.

Mano de obra		S/. 829,56/m <sup>3</sup> (C.Directo)
Ripio	0.835(207)	" 172,85
Arena	0.555(132)	" 72,26
Cemento	350(4.80)	" 1680,00
Agua	195(0.10)	" 19,50
Encofrado		" 360,00
Concretetera	$\frac{(80.98)6}{5.88}$	" 82,63 (Anexo 7-1)
Vibrador	$\frac{(28.54)6}{5.88}$	" 29,12 "
<b>COSTO DIRECTO</b>		" <b>3.246.92/m<sup>3</sup></b>

+ 39% por utilidades y administración	S/.	4.513,22/m <sup>3</sup>
PARA CALCULAR	"	4.514,00/m <sup>3</sup>

## -HORMIGON SIMPLE CLASE B

Mano de obra		S/.	829,56/m <sup>3</sup> (C.Dir)
Ripio	0.950(207)	"	196,65
Arena	0.475(132)	"	62,70
Cemento	300(4.80)	"	1.440,00
Agua	177(0.10)	"	17,70
Encofrado		"	360,00
Concretera	<u>(80.98)6</u> 5.88	"	82.63 (Anexo 7-1)
Vibrador	<u>(28.54)6</u> 5.88	"	29.12 "
			<hr/>
COSTO DIRECTO		"	3.018,36/m <sup>3</sup>
+ 39% por utilidades y administración		"	4.195,52/m <sup>3</sup>
PARA CALCULAR		"	4.196,00/m <sup>3</sup>

## -HORMIGON SIMPLE CLASE C.

Mano de obra		S/.	732,40/m <sup>3</sup> (C.D)
Ripio	0.835(207)	"	172,85
Arena	0.625(132)	"	82,50
Cemento	260(4.80)	"	1.248,00
Agua	140(0.10)	"	14,00
Encofrado		"	354,00
Concretera	<u>(80.98)6</u> 6.66	"	72.95 (Anexo 7-1)
Vibrador	<u>(28.54)6</u> 6.66	"	25.71
			<hr/>
COSTO DIRECTO		"	2.702,41/m <sup>3</sup>

+ 39% por Utilidades y Administración	S/. 3.756,35/m <sup>3</sup>
PARA CALCULAR	" 3.757,00/m <sup>3</sup>

-HORMIGON SIMPLE CLASE D

Mano de Obra		S/. 732,40/m <sup>3</sup> (Cost.Dir)
Ripio	1.00(207)	207,00
Arena	0.50(132)	" 66,00
Cemento	210(4.80)	" 1.088,00
Agua	127(0.10)	" 12.70
Encofrado		" 354,00
Concreteira	<u>(80.98)6</u> 6.66	" 72.95 (Anexo 7-1)
Vibrador	<u>(28.54)6</u> 6.66	" <u>25.71</u> "

COSTO DIRECTO	S/. 2.478,76/m <sup>3</sup>
---------------	-----------------------------

+ 39 % por Utilidades y Administración	" 3.445,48/m <sup>3</sup>
--	---------------------------

PARA CALCULAR	" 3.446,00/m <sup>3</sup>
---------------	---------------------------

7.1.4 OBRAS COMPLEMENTARIAS

El costo unitario de la mano de obra para el hormigón armado a utilizarse en las Obras de Arte, se debe analizar independientemente con el equipo a emplearse y que es el siguiente:

1 Albañil

- 1 Operador de hormigonera
- 1 En el vibrador
- 2 Carretilleros
- 2 Vaciando el hormigón
- 1/2 Fierrero
- 1/2 Carpintero
- 2 Cargando la hormigonera
- 4 Transportando materiales

Con este equipo, se puede ejecutar normalmente 5.40 m<sup>3</sup>/día

#### COSTO DEL EQUIPO

PERSONAL	JORNADA REAL	JORNADA TOTAL
1 Albañil	240 x 2.61	S/. 626,40/día
1/2 fierrero	0.5(195 x 2.69)	" 262,28
1/2carpintero	0.5(195 x 2.69)	" 262,28
12 jornaleros	12 (184 x 2.71)	" 5.983,68
	TOTAL	" 7.134,64/día

Para un rendimiento de 5.40 m<sup>3</sup>/día, el costo directo es:

C.D.	=	$\frac{7.134,64 \text{ S/./día}}{5.40 \text{ m}^3/\text{día}}$	=	S/. 1.321,23/m <sup>3</sup>
+ 39% por utilidades y administración				" 1.836,50/m <sup>3</sup>
PARA CALCULAR (PRECIO DE INERHI)				" 1.833,00/m <sup>3</sup>

-COSTO POR M<sup>3</sup> DE HORMIGON ARMADO

Se estima que para cada m<sup>3</sup> de hormigón se colocan de 1.5 - 2.5 quintales de hierro de refuerzo. De acuerdo al diseño se colocaron - 2.0 quintales de hierro por m<sup>3</sup>.

## -DESGLOSE

Mano de obra	S/. 1.833,00/m <sup>3</sup>
*H°Simple Clase B (3.866,00-997,00)	" 2.869,00
**Hierro de refuerzo ( $\frac{200}{2.2}$ ) 19.69 x 1.39	" 2.488,10
**Por cortada, doblada y armada ( $\frac{200}{2.2}$ ) 11.00x1.39	" <u>1.390,00</u>
COSTO TOTAL	S/. 8.580,10/m <sup>3</sup>
PARA CALCULAR	" 8.580,00/m <sup>3</sup>

\* Costo del hormigón simple Clase B, menos el valor de la mano de obra.

\*\* Valores de 19.69 y 11.00, corresponden a costos por Kg de hierro y cortada, doblada y armada de hierro respectivamente, además se considera el 39% por utilidades y administración.

-COSTO POR M<sup>3</sup> DE HORMIGON CICLOPEO

Mano de obra		S/.	443.44/m <sup>3</sup> (Cos.Dir)
Piedra	0.40 (120)	"	48.00
Ripio	0.60(207)	"	124,20
Arena	0.30(132)	"	39.60
Cemento	126(4.80)	"	604.80
Agua	76(0.10)	"	7.60
Encofrado		"	218.50
Concretetera		"	<u>82.20</u>
COSTO DIRECTO		"	1.568,34/m <sup>3</sup>
+ 39% por utilidades y administración		"	2.179,99/m <sup>3</sup>
PARA CALCULAR		"	2.180,00/m <sup>3</sup>

TABLA 7-1

## JORNALES REFERENCIALES PARA EL ANALISIS DE PRECIOS

## UNITARIOS

PERSONAL	JORNAL NOMINAL	COEF. MAY.	JORNAL REAL	OBSERVACIONES
Peón	184	2.71	498.64	
Tunelero	184	2.71	498.64	Seis horas
Ay. Albañil	184	2.71	498,64	
Ay. Carpintero	184	2.71	498,64	
Fierrero	195	2.69	524,55	
Carpintero	195	2.69	524,55	
Albañil General	240	2.61	626,40	
Electricista	195	2.69	524,55	
Capataz o Jefe de Tra.	225	2.64	594,00	
Op.Eq.Liviano	190	2.70	513,00	
Op. Tractor	360	2.29	824,40	
Op. Cargadora	360	2.29	824,40	
Op. Motoniveladora	365	2.29	835,85	
Op. Mototrailla	360	2.29	824,40	
Mec.eq.Pesado	370	2.28	843,60	
Compresorista	248	2.59	642,32	
Sold.Eléctrico	370	2.28	843,60	
Op. excavadora	365	2.29	835,85	
Op. Draga	365	2.29	835,85	
Op. Retroexcavadora	360	2.29	824,40	
Ayudante de maquina	200	2.69	538,00	
Topógrafo	375	2.27	851,25	

TABLA 7-2

LISTA DE PRECIOS REFERENCIALES DE MATERIALES EN LOS SITIOS DE ADQUISICION

Para el cálculo de los precios unitarios se ha considerado los siguientes valores referenciales:

MATERIAL	VALOR	UNIDAD
Piedra bola	120	m <sup>3</sup>
Ripio triturado	207	m <sup>3</sup>
Ripio tamizado	148	m <sup>3</sup>
Arena de mina	132	m <sup>3</sup>
Hierro estructural	19.69	Kg
Dinamita	70	Kg
Fulminantes	15	U
Mecha	12	m
Tablón (0.3x0.04x2.40m)	141	U
Duela preparada (0.12 x2.40m)	47	U
Tabla de encofrado (0.30x2.40m)	47	U
Duela de eucalipto (0.15x2.40m)	149	U
Alafajias (0.05x0.05x2.40m)	31	U
Pingos de eucalipto (0.10-0.15m)Φ	16	m
Clavos	38,72	Kg
Alambre de amarre # 18	51.48	Kg
Focos de 100w	31	U
Cemento	4.80	Kg.
Detonadores Nonel G.T	55	U.

## A N E X O 7-1

## ANALISIS DE MAQUINARIA

MAQUINA: Tractor KOMATSU D85-A

POTENCIA: 220 H.P.

PRECIO DE ENTREGA: S/. 8'200.000,00

VIDA UTIL : 5 años - 2000 h/año

TASA DE INTERES: 21%

TASA DE SEGUROS: 3%

AMORTIZACION	= $\frac{8'200.000}{10.000h}$	=	S/.	820,00/h
I.M.A.	= $\frac{(5 + 1)}{2 \times 5} \cdot 8'200.000 = 4'920.000$	=	"	
INTERESES	= $\frac{4'920.000 \times 0.21}{2.000}$	=	"	516,60/h
SEGUROS	= $\frac{4'920.000 \times 0.03}{2.000}$	=	"	73,80/h
COMBUSTIBLE	= 10 gal/hora(S/. 17,00/gal)	=	"	170,00/h
LUBRICANTES	= -Motor = 0.08gal/h(350,00\$/gal)	=	"	28,00/h
	-Transmisión=0.04gal/h(350\$/gal)	=	"	14,00/h
	-Mandos finales=0.03 gal (350\$/gal)	=	"	10.50/h
	-Hidráulicos =0.02 gal/h(350\$/g)	=	"	7.00/h
	-Grasas = 0.06 lb/h (40\$/lb)	=	"	2.40/h
	-Filtros	=	"	42.00/h
REPARACIONES Y REPUESTOS	= 0.90(820)	=	"	738,00/h
OPERADOR	= $\frac{360 \times 2.29}{8}$	=	"	103,05/h
AYUDANTE	= $\frac{200 \times 2.69}{8}$	=	"	<u>67,25/h</u>
	COSTO HORARIO	=	S/.	2.592,60/h

## A N E X O 7-1

## ANALISIS DE MAQUINARIA

MAQUINA: Retroexcavadora JOHN DEERE 510

POTENCIA : 80 H.P.

PRECIO DE ENTREGA : S/. 5'100.000,00

PRECIO DE NEUMATICOS : S/' 60.000,00

VIDA UTIL : 6 años - 2.000 h/año

TASA DE INTERESES : 21 %

TASA DE SEGUROS : 3 %

AMORTIZACION	=	$\frac{5'100.000,00 - 60.000,00}{12.000 \text{ h}}$	S/.	420.00/h
I.M.A	=	$\frac{(6 + 1)}{2 \times 6} 5'100.000 = 2'975.000$		
INTERESES	=	$\frac{2'975.000 (0.21)}{2.000 \text{ h}}$	"	312,38/h
SEGUROS	=	$\frac{2'975.000 (0.03)}{2.000}$	"	44.63/h
COMBUSTIBLE	=	3.80 gal/h(17sucres/galón)	"	64,60/h
LUBRICANTES, GRASAS Y FILTROS	=	0.44(60.80)	"	26.75/h
NEUMATICOS	=	$\frac{60.000}{3000h}$	"	20.00/h
REPARACIONES Y REPUESTOS	=	0.90(420)	"	378.00/h
OPERADOR	=	$\frac{360 \times 2.29}{8}$	"	103,05/h
AYUDANTE	=	$\frac{200 \times 2.69}{8}$	"	67.25/h
				<hr/>
COSTO HORARIO			S/.	1.436,66/h

## A N E X O 7-1

## ANALISIS DE MAQUINARIA

MAQUINA: Compresor Atlas Copco

POTENCIA: 60 H.P.

PRECIO DE ENTREGA : S/. 600.000,00

PRECIO DE NEUMATICOS: S/. 6.000,00

VIDA UTIL : 5 años - 2.000 h/año

TASA DE INTERESES : 21 %

TASA DE SEGUROS : 3 %

AMORTIZACION	=	$\frac{600.000 - 6.000}{10.000}$	=	S/.	59.40/h	
I.M.A.	=	$\frac{(5 + 1)}{2 \times 5} 600.000$	=	S/.	360.000,00	
INTERESES	=	$\frac{360.000 (0.21)}{2.000}$	=	"	37.80/h	
SEGUROS	=	$\frac{360.000 (0.03)}{2.000}$	=	"	5.40/h	
COMBUSTIBLES	=	0.90 gal/h (17sucres/hora)	=	"	15.30/h	
LUBRICANTES, GRASAS Y FILTROS	=	0.30(31.50)	=	"	9.45/h	
REPARACIONES Y REPUESTOS	=	0.30(59.40)	=	"	17.82/h	
OPERADOR	=	$\frac{200 \times 2.69}{8}$	=	"	67.25/h	
					<hr/>	
				COSTO HORARIO	S/.	212.42/h
				SIN OPERADOR	S/.	145,17/h

## A N E X O 7-1

## ANALISIS DE MAQUINARIA

DESCRIPCION : Concreteira PRODECON

POTENCIA : 8 H.P.

PRECIO DE ENTREGA : S/. 150.000,00

VIDA UTIL : 4 años - 1600 h/año

TASA DE INTERESES : 21%

TASA DE SEGUROS : 3%

AMORTIZACION	= $\frac{150.000}{6.400 \text{ h}}$	S/.	23.44/h
I.M.A.	= $\frac{(4 + 1)}{2 \times 4} 150.000 = 93.750,00$		
INTERESES	= $\frac{93.750 (0.21)}{1600}$	"	12.30/h
SEGUROS	= $\frac{93.750 (0.03)}{1600}$	"	1.76/h
COMBUSTIBLES	= 0.90 gal/h (30 sucres/h)	"	27.00/h
LUBRICANTES, GRASAS Y FILTROS	= 0.30(31.50)	"	9.45/h
REPARACIONES Y REPUESTOS	= 0.30(23.44)		7.03/h
			<hr/>
	COSTO HORARIO	S/.	80.98/h

## A N E X O 7-1

## ANALISIS DE MAQUINARIA

DESCRIPCION: Vibrador MIKASA

PRECIO DE ENTREGA : S/. 51.000,00

VIDA UTIL : 3 años - 1600h/año

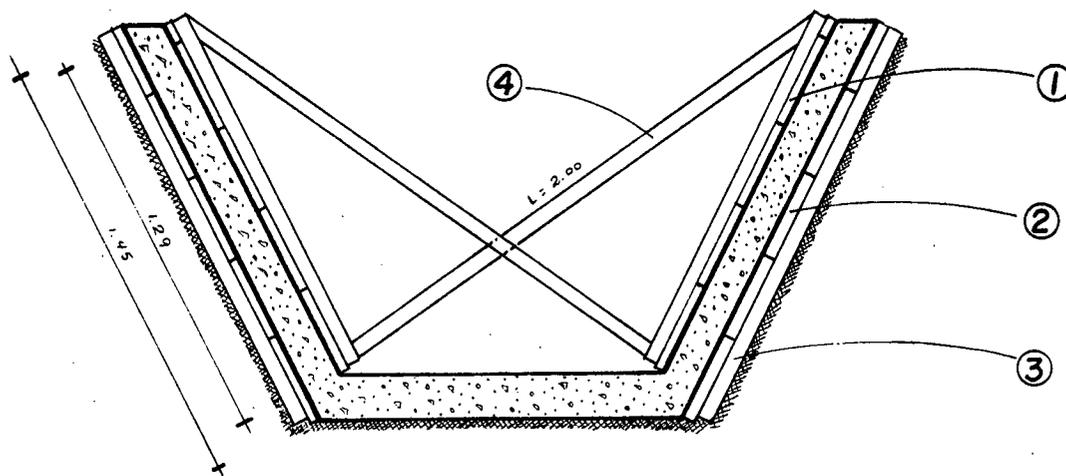
TASA DE INTERES : 21 %

TASA DE SEGUROS : 3 %

AMORTIZACION	=	$\frac{51.000}{4.800h}$	S/.	10.63/h	
I.M.A.	=	$\frac{(3 + 1)}{2 \times 3} 51.000 = 34.000$			
INTERES	=	$\frac{34.000(0.21)}{1.600}$	"	4.46/h	
SEGUROS	=	$\frac{34.000(0.03)}{1.600}$	"	0.64/h	
COMBUSTIBLE	=	0.31 gal/h (S/. 30,00/g)	"	9.30/h	
LUBRICANTES, GRASAS Y FILTROS	=	0.01 (31.50)	"	0.32/h	
REPARACIONES Y REPUESTOS	=	0.30 (10.63)	"	3.19/h	
				<hr/>	
			COSTO HORARIO	S/.	28,54/h

## A N E X O 7-1

## ANALISIS DE COSTO DE ENCOFRADO



Volumen = Sección x Longitud

$$1 \text{ m} = 0.58 \times 1.72$$

Análisis de Encofrado para 1.72 m de longitud de revestimiento, considerando que se funde una sección de  $0.58 \text{ m}^2$

CANTIDAD DE MATERIAL	PRECIO UNITARIO	F.U.	COSTO	DESCRIPCION
1) $\frac{2(1.29)}{0.3} = 8.60 \text{ u.}$	33.68	4.0	72.41	Tabla(2.40x0.30)
2) $\frac{2(1.45)}{0.3} = 9.67 \text{ u.}$	33.68	4.0	81.42	Tabla(2.40x0.30)
3) 8 u.	18.73	6.0	24.97	Alfagía(0.05x0.05)
4) 6 u.	25.83	7.0	22.14	" " "
5) 1.13 Kg	38.72	2.5	<u>17.50</u>	Clavos (3 pulgad)
			218.44	≈ 218.50

COSTO POR METRO CUBICO = S/. 218.50

NOTA: Los precios unitarios están en relación con la longitud de cada elemento del encofrado.

PRECIOS UNITARIOS EN SUCRES PARA MOVIMIENTO DE TIERRAS

C O N C E P T O	UNIDAD	CLASES DE MATERIAL		
		A	B	C
<b>A MANO</b>				
Excav. plataf. Incluso desalojo y tendida hasta 3 m. borde plataforma	m <sup>3</sup>	74	123	235
Excav. canal o drenaje, incluido desalojo tendida hasta 6m borde canal	m <sup>3</sup>	96	148	342
Excav. túnel sin entibado y/o drenes	m <sup>3</sup>	228	489	870
Relleno sin compactar (con material a una distancia máxima de 3 metros del borde No incluye excavación, banco ni transporte	m <sup>3</sup>	71		
Relleno compactado en capas no mayores de 20 cm, con humedad óptima, con distancia libre de 3 m. No incluye excav. bancos ni transporte	m <sup>3</sup>	151		
Relleno de tierra sobre bóveda en túneles	m <sup>3</sup>	140		
<b>A MAQUINA</b>				
C O N C E P T O	UNIDAD	CLASES DE MATERIAL		
		SIN CLASIFICAR	Rocas	
Excav. plataforma (Transporte hasta 100m)	m <sup>3</sup>	18	139	
Excav. de canal, drenajes, zanjas para colocación de tuberías con retroexcavadora, incluso desalojo hasta 6m. del borde	m <sup>3</sup>	35	334	
Relleno compactado (Excav. banco, cargada y transporte hasta 300 m, mezcla y -tendido, hidratación, compacta y escarific. capas de 20 cm).	m <sup>3</sup>	72,00		

PRECIOS UNITARIOS EN SUCRES PARA MOVIMIENTO DE TIERRAS  
(continuación)

CONCEPTO	UNIDAD	CLASES DE MATERIAL	
		SIN CLASIFICAR	ROCAS
Relleno semicompactado (Excav. banco, cargada y transporte hasta 300 m mezcla y tend. hidratada; bandeado con tractor. Capas 20 cm)	m <sup>3</sup>	54,00	
Desbroce y limpieza hasta 0.20 m (Transp. libre 50 m. desde eje)	m <sup>2</sup>	1.10	
Desbroce hasta 0.10 m de profundidad (incluso desalojo libre 50m al eje)	m <sup>2</sup>	0.75	
Tendida material de excav. cajón o drenaje en plataforma o guardarraya o hacia el botadero con una longitud de 50m	m <sup>3</sup>	6.50	
Lastrado: Incluye minada del material y agua, hidratada, tendida y compactada con un espesor de 20 cm	m <sup>3</sup>	93.00	

PRECIOS UNITARIOS EN SUCRES PARA REVESTIMIENTO DE  
 =====  
 CANALES Y TUNELES  
 =====

C O N C E P T O	UNIDAD	DE CANALES		DE TUNELES	
		Valor de mano de obra	Valor total con material, equipo y cemento.	Valor de mano de obra	Valor total con material equipo y cemento
H. C 126 Kg. cemento/m <sup>3</sup> 40% de piedra	m <sup>3</sup>	616	2.180	882	2.633
H. S. 350 Kg. cemento/m <sup>3</sup> Clase A.	m <sup>3</sup>	997	4.184	1.153	4.514
H. S. 300 Kg. cemento/m <sup>3</sup> Clase B.	m <sup>3</sup>	997	3.866	1.153	4.196
H. S. 260 Kg. cemento/m <sup>3</sup> Clase C	m <sup>3</sup>	882	3.455	1.018	3.757
H. S. 210 Kg. cemento/m <sup>3</sup> Clase D	m <sup>3</sup>	882	3.144	1.018	3.446

NOTA: El H.A. se calculará como H.S. y se sumará el costo de hierro por m más:  
 S/. 11.00 c/Kg por concepto de cortada, doblada y armada de hierro a cielo abierto  
 S/. 12.00 c/Kg por concepto de cortado, doblado y armado de hierro en túnel

V A R I O S

C O N C E P T O	UNIDAD	COSTO (sucres)
Minada y cargada de piedra a mano	m <sup>3</sup>	114
Cargada o descargada de cemento	saco	3.50
Cortada, doblada, armada de hierro a cielo abierto	Kg	11
Cortada, doblada, armada de hierro en túnel	Kg	12
Llenado y amarrado de gaviones	m <sup>3</sup>	253
Faja de malla armado, llenado de gaviones	m <sup>3</sup>	278
Costo de ventilación e iluminación en excavación un solo frente	m <sup>3</sup>	170
Costo de ventilación e iluminación en revestimiento un solo frente	m <sup>3</sup>	116
Costo de ventilación e iluminación en excavación en dos frentes	m <sup>3</sup>	119
Costo de ventilación e iluminación en revestimiento de dos frentes	m <sup>3</sup>	85
Enchambado, cortada, cargada y colocada	m <sup>2</sup>	43
Mampostería de piedra (1:6) Mano de obra	m <sup>3</sup>	750

PRECIO UNITARIO DE TRANSPORTE

L = Longitud media de transporte

C O N C E P T O	UNIDAD	C O S T O (S/.)
A cielo abierto mater.de excav. mayor a 10 m. incluso cargada	m <sup>3</sup> /ml	1.68
De material en túnel mayor de 1.50 m de ancho incluido cargada en Dumper	m <sup>3</sup>	$c = 19.14 + 0.237237 L$
De hormigón medido en obra en túneles mayores a 1.50 m de ancho	m <sup>3</sup>	$c = (19.14 + 0.237237 L) 1:5$
De agregado en túneles mayores de 1.5 de ancho	m <sup>3</sup>	$c = 19.14 + 0.237237 L$
De cemento y hierro bodega sitio de trabajo (Ton /1000Kg)	t/Km	10
De materiales: mina sitio de trabajo o entrada túneles de 0 a 10 Kilómetros incluido cargada	m <sup>3</sup>	100
De materiales mayores a 10 Km incluido carga	m <sup>3</sup> /Km	10
De agua incluido la cargada con bomba de 0 a 10 Km	m <sup>3</sup>	100
De material de excavación o relleno entre distancia libre 10 Km (incluido cargada)	m <sup>3</sup>	100
De agua en acémila incluido cargada	m <sup>3</sup> /ml	1.12
En túnel en carreta (material de excavación)	m <sup>3</sup>	1.25 L
En túnel de hormigón con carreta	m <sup>3</sup>	1.88 L

Los precios constantes de transporte son para caminos de tercer orden, vecinales, plataformas y guardarrayas, en situación de trabajo normal



## 7.2 COSTOS TOTALES

ITEM	R U B R O	Unid.	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO S/.	COSTO S/.
7.2.1	ESTUDIOS	Km	10.00	19.110,00	191.100,00*
7.2.2	PLATAFORMA (Exc a máq.)	m <sup>3</sup>	322.770,00		
	Material sin clasificar	m <sup>3</sup>	162.600,00	18,00	2'926.800,00
	Rocas	m <sup>3</sup>	160.170,00	139,00	22'263.630,00
				SUB TOTAL	25'190.430,00*
7.2.3	CANAL PRINCIPAL				
7.2.3.1	EXCAVACION(a mano)	m <sup>3</sup>	21.500,00		
	Material Clase B	m <sup>3</sup>	10.830,00	148,00	1'602.840,00
	Material Clase C	m <sup>3</sup>	10.670,00	342,00	3'649.140,00
				SUB TOTAL	5'251.980,00*
7.2.3.2	REVESTIMIENTO(H°S-C)	m <sup>3</sup>	5.500,00	3.455,00	19'002.500,00*
7.2.3.3	EMBAULADO	m <sup>3</sup>	2.160,00	7.744,00	16'727.040,00*
7.2.3.4	EXCAVACION TUNEL	m <sup>3</sup>	3.600,00	870,00	3'132.000,00*
7.2.3.5	REVESTIMIENTO TUNEL	m <sup>3</sup>	1.270,00	3.757,00	4'771.390,00*

C O S T O S   T O T A L E S   (Continuación)

ITEM	R U B R O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	C O S T O
7.2.3.6	EXCAV. C. CORONACION	m	5.000,00		
	Material Clase B	m	2.520,00	148,00	372.960,00
	Material Clase C.	m	2.480,00	342,00	<u>848.160,00</u>
				SUB TOTAL	1'221.120,00*
7.2.4	OBRAS COMPLEMENTARIAS				
7.2.4.1	OBRA DE TOMA				
	Excav. Mat. Clase B	m	200,00	148,00	29.600,00
	Mat. Clase C	m	470,00	342,00	160.740,00
	H°Ciclópeo	m	65,00	2.180,00	141.700,00
	H°Armado	m	134,00	8.580,00	1'149.720,00
	H°Simple Clase C.	m	155,00	3.455,00	535.525,00
	Compuertas	u	3	15.000,00	45.000,00
	Imprevistos				<u>137.715,00</u>
				SUB TOTAL	2'200.000,00*

C O S T O S   T O T A L E S   (Continuación)  
=====

ITEM	R U B R O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	COSTO
7.2.4.2	ACUEDUCTO				
	Excavación	m	15,00	148,00	2.220,00
	H°ciclópeo	m	10,00	2.180,00	21.800,00
	H°Armado	m	8.50	8.580,00	72.930,00
	Imprevistos				23.050,00
				SUB TOTAL	120.000,00*
7.3	COSTO TOTAL (10 Km)				77'807.560,00 =====

NOTA: En los costos totales obtenidos, no se incluye el costo por transporte de materiales.

\* Se suman.

# **CAPITULO VIII**

# PROGRAMA Y CRONOGRAMA VALORADO

PROYECTO: "CATAMAYO - LUCARQUI"

MONTO TOTAL 77'616.460,00

ELABORADO POR: Israel González S.  
Bolivar Guerrero J.

ITEM	RUBRO	OBRA TOTAL		M E S E S												% DE AVANCE											
		CANTIDAD	MONTO	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12		13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	
7.1.2.-	EXCAVACION PLATAFORMA	322.770,00	25'190.430,00		2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043													
7.2.3.1.-	EXCAVACION CANAL PRINCIPAL	21.500,00	5'251.980,00							525.198	525.198	525.198	525.198	525.198													
7.2.3.2.-	REVESTIMIENTO CANAL PRINCIPAL	5.500,00	19'002.500,00																								
7.2.3.3.-	EMBAULADO CANAL PRINCIPAL	2.160,00	16'727.040,00																								
7.2.3.4.-	EXCAVACION TUNELES	3.600,00	3'132.000,00																								
7.2.3.5.-	REVESTIMIENTO TUNELES	1.270,00	4'771.390,00																								
7.2.3.6.-	EXCAVACION CUNETAS DE CORONACION	5.000,00	1'221.120,00																								
7.2.4.1.-	OBRA DE TOMA	1,00	2'200.000,00																								
7.2.4.2.-	ACUEDUCTO	1,00	120.000,00																								
				PARCIAL	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043	2'519.043		
				ACUMULADO	2'519.043	5'038.086	7'557.129	10'076.172	12'595.215	15'114.258	17'633.301	20'152.344	22'671.387	25'190.430	27'709.473	30'228.516	32'747.559	35'266.602	37'785.645	40'304.688	42'823.731	45'342.774	47'861.817	50'380.860	52'899.903	55'418.946	
				PARCIAL	3.24	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	3.25	
				ACUMULADO	3.24	6.49	9.74	12.98	16.23	19.48	22.73	25.98	29.23	32.48	35.73	38.98	42.23	45.48	48.73	51.98	55.23	58.48	61.73	64.98	68.23	71.48	
				VALORES PROGRAMADOS																							
				PORCENT. PROGRAMADOS																							

CURVA 100%  
CURVA 80%

# **Bibliografía**



- |     |   |  |
|-----|---|--|
| 1.  | ANUARIOS METEOROLOGICOS E HIDROLOGICOS                  | INAMHI   |
| 2.  | MANUAL DE HIDROLOGIA                                    | RAFAEL HERAS   |
| 3.  | INGENIERIA DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS                  | LINSLEY/FRANZINI                                       |
| 4.  | MANUAL DE HIDROLOGIA                                    | PROYECTO HIDROME-<br>TEOROLOGICO CEN-<br>TROAMERICANO. |
| 5.  | PRINCIPIOS Y APLICACIONES DEL RIEGO                     | ISRAELSEN HANSEN                                       |
| 6.  | REVISTAS DE RIEGO                                       | INERHI   |
| 7.  | TOPOGRAFIA  | ALVARO TORRES  |
| 8.  | TOPOGRAFIA (Cuarta Edición)                             | MIGUEL MONTES DE<br>OCA.                               |
| 9.  | TOPOGRAFIA MODERNA (Segunda Edición)                    | BRINKER/WOLF   |
| 10. | DISEÑO HIDRAULICO (Segunda Edición)                     | SVIATOSLAV KRO-<br>CHIN.                               |
| 11. | MANUAL DE HIDRAULICA                                    | AZEVEDO NETTO  |
| 12. | MECANICA DE FLUIDOS E HIDRAULICA (Schaum)               | RODALD V.GILES   |
| 13. | MECANICA DE FLUIDOS Y MAQUINAS HIDRAULICAS              | CLAUDIO MATAIX   |
| 14. | TRATADO GENERAL DEL AGUA Y SU DISTRIBUCION              | WOLFGANG PURSCHEL                                      |
| 15. | MECANICA DE FLUIDOS (Sexta Edición)                     | STREETER/WYLIÉ   |
| 16. | CONSTRUCCIONES HIDRAULICAS                              | SCHOKLITUCH  |
| 17. | HORMIGON ARMADO (Octava Edición)                        | BENNO LOSER  |
| 18. | RESISTENCIA DE MATERIALES                               | SINGER   |
| 19. | DISEÑO DE CONCRETO ARMADO (SCHAUM)                      | EVERARD/TANBER   |
| 20. | MANUAL DE INGENIERO CIVIL                               | F.S.MERRITT  |
| 21. | INTRODUCCION A LA TEORIA DE LA ULTIMA RESIS-<br>TENCIA. | IGNACIO MARTIN   |
| 22. | COSTO Y TIEMPO DE EDIFICACION                           | SUAREZ SALAZAR.  |