



3  
2ej  
**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES**

**“ A R A G O N ”**

**“ ESTUDIO DE FACTIBILIDAD TECNICA  
DE UNA ZONA DE RIEGO ”**

**T E S I S**

Que para obtener el Título de:

**INGENIERO CIVIL**

Presenta:

**RAMON ALVAREZ CHAVEZ**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

México, D. F. 1988



Universidad Nacional  
Autónoma de México



## **UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso**

### **DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

# I N D I C E

## CAPITULO

### I INTRODUCCION

### II INFORMACION REQUERIDA

- a) Estudios Topográficos
- b) Estudios Hidrológicos
- c) Estudios Agrológicos
- d) Estudios Geológicos
- e) Uso y Tenencia de la Tierra
- f) Estudio Socioeconómico

### III OBRAS BASICAS

- a) Aprovechamiento
  - a.1) Analisis Beneficio - Costo del riego por almacenamiento y por derivación
  - a.2) Presa Derivadora "Peña Blanca"
  - a.3) Avenida de Diseño
  - a.4) Cresta Vertedora
  - a.5) Cimentación de la Cortina
  - a.6) Taludes Adoptados
- b) Conducción y Distribución
  - b.1) Tipos de Subdivisión - Lotificación
  - b.2) Curvas horizontales en los canales

### IV METODOS DE RIEGO

- a) Tipos de distribución del agua
- b) Aplicación del riego, métodos
  - b.1) Superficiales
  - b.2) Por goteo
  - b.3) Por aspersión

## CAPITULO

### V

#### ESTRUCTURAS

- a) De operación  
Represas, tomas y estructuras aforadas
- b) De cruce  
Sifones (cálculo hidráulico), puentes -  
Canal, diques y alcantarillas
- c) Estructuras de protección  
Caídas y rápidas (cálculo hidráulico),  
desagües, entradas de agua, pasos  
superiores y cunetas

### VI

#### DISEÑO DE LAS SECCIONES HIDRAULICAS DE LOS CANALES

- a) Tabla de áreas - capacidades
- b) Tabla del Control de Elevaciones
- c) Cálculo de Secciones

### VII

#### SISTEMA DE DRENAJE

- a) Ventajas del Drenaje  
Tipos de Drenaje
- b) Capacidad de los drenes abiertos (ejemplo)  
capacidades adoptadas

### VIII

#### OBRAS COMPLEMENTARIAS

Edificio para la Administración  
Casas para operadores  
Sistema de Intercomunicación  
Sistema de caminos de servicio  
Trabajos preagrícolas  
Obras de defensa  
Maquinaria y equipo para conservación

### IX

#### INVERSIONES

## I INTRODUCCION

El estudio de factibilidad técnica tiene como propósito fundamental el de incrementar la productividad agrícola de una superficie de 7126.3 hectáreas aptas para una agricultura intensiva que hasta ahora han sido subutilizadas. Dicha área está ubicada políticamente en los municipios de Santiago Pinotepa Nacional y Santa María Huazolotlán en el Estado de Oaxaca. Para el logro de dicho objetivo se contempla el aprovechamiento de los escurrimientos del Río de la Arena. El proyecto de una zona de riego constituye uno de los problemas más complejos del aprovechamiento coordinado de los recursos naturales para desarrollar una agricultura segura y eficiente. Con el propósito de obtener una solución efectiva, el análisis debe basarse en información amplia y confiable, misma que será utilizada durante todo el desarrollo del proyecto; es así como se tiene la necesidad de contar con: Estudios Topográficos, Hidrológicos, Agrológicos, Geológicos, de Uso y Tenencia de la Tierra y Socioeconómicos, los cuales se interrelacionan, condicionan y complementan mutuamente.

Debido a la extensión y gran número de los elementos que integran un proyecto de riego tecnificado. El presente trabajo expone un anteproyecto que puede servir de base a la evaluación de un diseño definitivo de este tipo de obras. De tal manera que los cálculos y diseños indicados están referidos al funcionamiento hidráulico general de las obras en conjunto.

De acuerdo a la información obtenida de los estudios realizados para la zona, es necesaria la ejecución de las siguientes obras.

- Aprovechamiento de los escurrimientos del río mediante una derivación o un almacenamiento ( eligiéndose la primera alternativa según un análisis

de beneficio - costo ).

- Canal principal por ámbas márgenes del Río de la Arena y sus correspondientes redes de distribución constituidas por canales laterales, sublaterales, ramales y regaderas.
- Estructuras necesarias en los canales.
- Sistema de drenaje superficial.
- Obras complementarias como son: bordos de defensa contra inundaciones a terrenos bajos ocasionadas por la construcción de la derivadora; o bien, la red de caminos de servicios y enlace de la zona, etc.

En general cualquier proyecto de riego tecnificado persigue los principios fundamentales de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos que son:

- La incorporación de nuevas tierras a la agricultura de riego, abrir nuevas tierras a la agricultura de temporal.
- Rehabilitar aquellos distritos de temporal cuya producción ha mermado.
- Producir alimentos para la creciente población.
- Abastecer de ciertas materias primas a la industria
- Fortalecer el ingreso del sector primario para apoyar el mercado interno.
- Fomentar la creación de empleos.
- Captar divisas mediante la sustitución de importaciones de aquellos productos que el país puede producir y diversificación de los mercados de exportación.

## II INFORMACION REQUERIDA

### a) ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

Dependiendo de la etapa y el nivel de precisión de los estudios, los levantamientos topográficos pueden llevarse a cabo por procedimientos terrestres o aéreos:

**Levantamientos topográficos Aéreos (Aerofotogrametría)**  
Este procedimiento se aplicó en la configuración de zonas vírgenes para fines de estudios preliminares y de gran visión.

**Levantamientos topográficos Terrestres** procedimiento que se siguió para la configuración topográfica a niveles de precisión necesaria para los estudios de planeación de zonas regables y localización de las estructuras.

En general, el levantamiento topográfico de la zona regable se efectuó aplicando el método de la plancheta y en ocasiones en combinación con la Aerofotogrametría, se obtuvo la configuración del terreno a escala 1:5000, comúnmente utilizada para marcar los anteproyectos de las redes de canales de riego y drenaje. Dichos trazos se afinan hasta que el proyecto tenga la precisión requerida, para la obtención de los perfiles y para el diseño de canales y estructuras.

De acuerdo con los métodos de planeación de las zonas de riego las escalas más usuales son:

Escala 1:50,000 muy común en estudios de gran visión y planeación preliminar regional.

Escala 1:20,000 utilizada en estudios de localización general de canales de conducción, redes de distribución, drenaje y delimitación de la zona regable.

Escala 1:5000 la mas utilizada y ya descrita anteriormente.

En resumen los estudios topográficos de nuestra zona de riego y de la boquilla de la presa derivadora abarcan un área en conjunto de 15,000 hectáreas. Habiendose obtenido planos escala 1:5000, con curvas de nivel a cada metro y re presentación en conjunto en escala 1:20,000, así como planos escala 1:2000, especialmente en el sitio de la boquilla.

## b) ESTUDIOS HIDROLOGICOS

Con los diversos datos climatológicos que dan apoyo a los estudios hidrológicos, se tiene la información necesaria de las avenidas probables en el río y de los recursos superficiales disponibles y faltantes del agua.

Así mismo se tendrán los índices de escurrimiento que se utilizan en el diseño de la red de drenaje ( indicados en el capítulo VII ).

Las características físicas de una cuenca hidrográfica ( clima, dimensiones, topografía, tipo de suelo, vegetación, etc. ) constituyen elementos que tienen gran importancia en el comportamiento hidrológico de la misma.

De hecho existe una estrecha correspondencia entre el régimen hidrológico y dichos elementos, de ahí que el conocimiento de estos sea de gran utilidad práctica, pues al establecer relaciones y comparaciones de generalización de ellos con datos hidrológicos conocidos, se pueden determinar indirectamente los valores hidrológicos en secciones o sitios de interés práctico en los que falten datos o bien donde por causa de índole fisiográfica o económica no sea factible la instalación de secciones hidrométricas.

Como puede verse con estos elementos físicos se constituye la posibilidad mas conveniente de conocer la variación de los elementos del régimen hidrológico.

Para la determinación de estos parámetros hidrológicos se requiere de cartas topográficas e hidrológicas así pues, es evidente que para tener una apropiada operación del distrito de riego, debe contarse con una fuente de abastecimiento de agua que satisfaga todas las demandas de la zona de riego.

De esta manera el estudio hidrológico nos permite conocer las aportaciones hidráulicas de la corriente.

Uno de los datos más importantes que intervienen en el estudio de la planeación, es la obtención del régimen de escurrimiento del río.

Para determinar la cantidad de agua que escurre por un río se procede de la siguiente manera:

Indirectamente haciendo un análisis de los factores -- que intervienen en el escurrimiento como son: precipitación, intensidad y distribución de la lluvia, área topográfica, forma de la cuenca, pendiente, vegetación, etc.

Directamente se puede realizar por medio de aforos, en este caso los datos se obtienen mediante la observación -- directa, instalando y operando estaciones hidrométricas convenientemente localizadas en la cuenca debiendo cubrir un amplio periodo de observación y de esta manera asegurando -- que se tomó en cuenta periodos de sequía determinantes para fijar los límites del proyecto de riego así como periodos -- de abundancia con objeto de tener conocimiento de los gastos máximos; el régimen será mas preciso mientras mayor sea el número de años de observación de dicho régimen.

El Río de la Arena nace en alturas cercanas a los -- 1 700 m.s.n.m. unos 7 km. al Suroeste del poblado de Santiago Ixtlayutla, Oaxaca, en sus orígenes ésta corriente escurre hacia el Poniente y en las cercanías del poblado de San Cristobal enfila al Sur, lugar donde capta por la margen -- derecha al Arroyo Cuesta de Foro y toma el nombre de Río -- Salado o Colorado; continúa a unos 5 kms. en dirección --

sureste hasta recibir por la margen izquierda a su tributario más importante, el Arroyo Santiago Tetepec para luego - virar bruscamente hacia el oeste, sitio donde toma el nombre Río de la Arena, posteriormente después de recorrer 20 km. llega cerca de la población de Pinotepa Nacional, finalmente gira hacia el Sur y desemboca al Océano Pacífico unos 16 km. aguas abajo cerca del poblado Puerto Minisio, formando las lagunas del Potrero y Notengo. ( ver fig. No. 1 ).

De acuerdo a los datos registrados en la estación climatológica Pinotepa Nacional el clima es cálido, semihúmedo con deficiencias pluviales en invierno, la temperatura media anual es de 27.1°C., no se han registrado heladas en el periodo de registro que data desde 1945, dichos registros - indican que la temporada lluviosa va de junio a octubre, -- siendo en el mes de septiembre cuando la precipitación promedio alcanza 348.3 mm., mientras que el periodo más seco - abarca de febrero a abril.

Los escurrimientos del Río de la Arena se aforan en la estación hidrométrica Pinotepa Nacional ( mismo sitio de la estación climatológica ), localizada aproximadamente a 500 m. aguas abajo del cruce de la carretera Puerto Escondido - Pinotepa Nacional con esta corriente, existiendo registros desde mayo de 1974.

Dado el reducido registro de la estación se estimaron los volúmenes de escurrimiento en ese sitio, correlacionando los datos registrados con los correspondientes a la Estación Las Juntas localizada en el Río Santa Catarina --- habiéndose obtenido que el valor del escurrimiento medio - anual asciende a 692.1 millones de metros cúbicos, siendo el mayor el de 1955 con 1099.5 millones de metros cúbicos y el menor de 1972 con 431.5 millones de metros cúbicos. Cabe aclarar que el mayor escurrimiento se concentra regularmente en el lapso de julio - octubre

En la tabla No. 1 se presenta la disponibilidad del -

# CUENCA DEL RIO LA ARENA

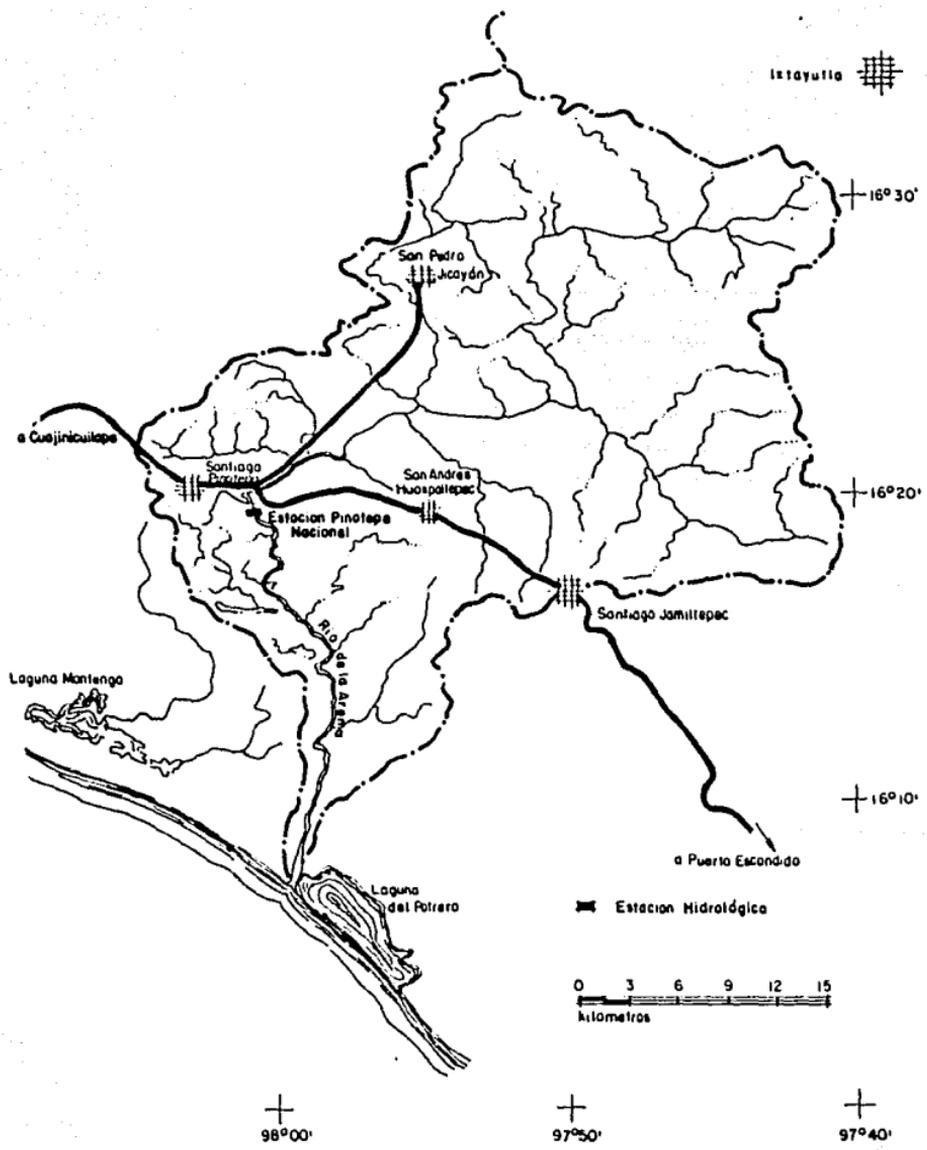


Fig. No. 1

TABLA No. 1  
 VOLUMENES DE ESCURRIMIENTO MENSUAL SOBRE EL RIO DE LA ARENA EN LA ESTACION DE SANTIAGO  
 PINOTEPA NACIONAL EN MILLONES DE METROS CUBICOS ( hm<sup>3</sup> )

AÑO	ENE	FEB	MARZ	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	ANUAL
1954	-	-	-	-	15.6	75.5	159.3	143.8	299.1	308.7	78.3	33.4	-
1955	18.6	9.1	6.9	4.6	4.9	24.7	136.2	149.5	327.6	240.5	55.2	31.7	1 009.5*
1956	17.4	9.7	6.5	4.3	15.4	59.1	100.8	86.0	153.5	79.5	31.7	19.6	583.5
1957	11.6	6.5	4.9	3.3	4.3	45.4	63.4	114.0	207.2	98.6	32.0	18.4	609.6
1958	20.1	10.1	6.6	4.4	4.7	39.4	114.4	140.8	248.4	176.8	79.8	38.1	883.6
1959	21.9	11.0	8.9	7.9	8.0	39.1	70.3	88.3	88.3	194.0	66.2	27.0	630.1
1960	14.7	8.7	6.0	4.1	4.9	11.7	55.4	80.8	133.8	93.3	46.1	21.0	480.5
1961	12.0	6.7	4.9	3.5	3.2	54.9	87.8	83.0	238.7	76.4	72.0	28.9	672.0
1962	15.3	8.2	6.0	4.3	4.7	21.3	43.2	77.6	224.7	169.1	49.2	25.5	649.1
1963	13.4	7.3	5.4	3.6	7.2	21.5	114.6	132.5	143.6	125.4	47.0	23.6	645.1
1964	14.0	7.8	5.2	3.5	6.0	63.3	139.1	107.2	250.1	140.9	43.7	23.9	804.7
1965	14.1	7.6	5.7	3.9	3.9	31.6	70.0	175.4	182.0	213.1	57.6	27.0	791.9
1966	14.6	8.2	7.1	5.0	7.7	23.2	76.0	140.3	200.4	189.0	57.4	28.5	758.3
1967	15.8	8.4	6.1	4.4	5.2	23.2	52.0	81.0	298.9	252.2	68.2	30.7	846.1
1968	17.5	9.5	5.3	4.1	22.8	46.1	95.6	89.5	140.5	88.1	37.3	22.3	578.6
1969	12.9	6.8	6.3	4.4	5.0	20.1	64.1	286.3	303.9	199.7	50.6	28.5	988.6
1970	17.4	9.3	6.4	3.2	3.4	29.8	104.5	235.4	325.0	159.1	64.1	29.3	986.9
1971	15.3	8.0	6.1	5.0	5.0	23.0	52.7	94.4	164.5	146.5	49.1	24.9	594.2
1972	13.7	7.8	5.5	4.5	6.9	56.1	60.6	63.4	100.5	55.8	36.1	20.5	431.4*
1973	11.1	5.9	4.4	4.4	4.7	32.0	20.7	121.2	159.0	158.7	59.1	27.2	608.4
1974	16.8	9.5	6.6	4.1	6.4	202.0	147.8	129.1	227.4	105.8	34.6	18.8	908.9
1975	13.0	7.6	5.0	3.4	13.2	69.9	90.2	133.8	223.4	82.7	36.3	21.0	693.5
1976	12.6	7.1	4.6	3.5	4.2	21.8	43.0	75.1	83.7	193.8	54.5	23.2	527.1
1977	13.9	6.9	4.4	2.9	6.8	46.4	33.8	92.0	99.1	70.8	41.5	24.5	443.0
1978	14.1	8.5	4.9	3.2	3.8	28.2	63.2	70.1	112.1	123.3	56.0	30.7	518.1
1979	17.6	10.0	6.0	3.5	4.1	13.3	36.0	130.4	293.0	100.9	44.8	28.2	687.8
1980	21.4	12.1	6.7	4.6	4.5	10.3	31.0	82.4	246.9	157.8	55.0	32.9	665.6

NOTA: LOS ESCURRIMIENTOS DE MAYO DE 1954 A ABRIL DE 1974, FUERON DEDUCIDOS POR CORRELACION CON LOS DE LA ESTACION LAS JUNTAS SOBRE EL RIO SANTA CATARINA; LOS DE MAYO DE 1974 EN ADELANTE FUERON OBSERVADOS EN LA PROPIA ESTACION SANTIAGO PINOTEPA NACIONAL.

\* VOLUMENES EXTREMOS

S.A.R.H. Fuente: Subdirección de Hidrología

Río de la Arena en el periodo comprendido entre 1954 y 1980

c) ESTUDIOS AGROLOGICOS

Tienen por objeto conocer la extensión de las tierras susceptibles de beneficiar y la clase de suelos que la -- constituyen, para deducir de acuerdo con las caracteristi-- cas del clima, los cultivos más apropiados por desarrollar y las demandas probables de agua por cultivo y por hectárea.

La mayoría de los terrenos por regar con fines agríco-- las, están constituidos de materia inorgánica con una pequ-- ña porción de materia orgánica, quedando ocupados los espa-- cios entre las partículas sólidas por agua y aire.

Tanto el agua como el aire, pueden ser considerados -- como constituyentes de los suelos, pero en vista de que son mas o menos variables y transitorios es conveniente consi-- derar como constituyentes de los suelos unicamente las par-- tículas sólidas.

De aquí que las partículas minerales, se clasifican -- principalmente en:

Gravas, arenas y arcillas según el tamaño de sus gra-- nos. Parte de la arena y la grava son esencialmente produc-- tos de la desintegración física de la superficie de las ro-- cas, mientras que la arcilla en su mayor parte es producto de procesos químicos.

Una porción de arena y grava es necesaria en el terre-- no de manera que facilite el arado y la circulación del -- agua y del aire.

Alguna porción de arcilla también es necesaria puesto que esta contiene la mayoría de los elementos nutritivos -- necesarios para el crecimiento de las plantas.

Otra cantidad de materia orgánica es necesaria en el -- terreno en vista de que aumenta su fertilidad, mejora su -- estructura y le proporciona elementos nutritivos.

Al hablar de los estudios agrológicos en los proyectos de riego y en la investigación de los recursos naturales, existen varios propósitos para hacer la cartografía de los suelos.

- El que se refiere a la guía y al estudio previo para la construcción adecuada de la zona de riego.
- Hacer una planeación basada en el estudio de los suelos para el aprovechamiento de los recursos renovables de una gran área.
- Hacer el estudio de los suelos para su aprovechamiento agrícola e indicar cuales son los cultivos mas apropiados para las distintas clases de suelos ( ver tabla No. 2 ).

Ningún proyecto de riego puede tener éxito si las condiciones del terreno no son propicias para el crecimiento de las plantas, dichas condiciones tienen influencia determinante en la selección del tipo de cultivo, en la determinación del tipo de trabajo en el campo y en los medios de aplicaciones y eliminación del agua de riego. Así pues los terrenos de cultivo deben sujetarse a un cuidadoso estudio, no únicamente para el proyecto de nuevos sistemas de riego sino también para aquellos que ya se encuentran en operación.

El área en estudio se encuentra situada dentro de la Zona Montañosa de Guerrero y Oaxaca, misma que puede considerarse como la continuación de la zona montañosa del sur-este y comprende la zona aluvial del Río de la Arena. La región es abrupta con escasos valles para actividades agrícolas; por lo que la zona beneficiada ocupa uno de estos valles y presenta ligera inclinación hacia el suroeste, quedando cortada en su porción oriental por lomerios que en ocasiones se adentran hasta el Río de la Arena, así mismo en las partes bajas se han formado lagunas litorales.

TABLA No. 2

CEDULA DE CULTIVOS FACTIBLES PARA EL AREA REGABLE DEL RIO DE LA ARENA, OAXACA

CULTIVO	FECHAS		CICLO VEGETATIVO	CLASES		
	SIEMBRA	COSECHAS		PRIMERA	SEGUNDA	TERCERA
Ajonjolí	Junio	Octubre	100	X	X	
Ajonjolí	Julio	Noviembre	100	X	X	
Algodón	Julio	Diciembre	180	X	X	
Cacahuate	Junio	Octubre	120	X	X	
Cacahuate	Julio	Noviembre	120	X	X	
Chile	Octubre	Febrero	120	X	X	
Chile	Noviembre	Marzo	120	X	X	
Chile	Diciembre	Abril	120	X	X	
Chile	Enero	Mayo	120	X	X	
Forrajes	P e r e n n e		120	X	X	X
Frijol	Noviembre	Marzo	120	X	X	
Frijol	Diciembre	Abril	120	X	X	
Jitomate	Octubre	Febrero	120	X	X	
Jitomate	Noviembre	Marzo	120	X	X	
Jitomate	Diciembre	Abril	120	X	X	
Jitomate	Enero	Mayo	120	X	X	
Limonero	P e r e n n e			X	X	
Maíz	Junio	Noviembre	150	X	X	X
Maíz	Julio	Diciembre	150	X	X	X
Maíz	Noviembre	Abril	150	X	X	X
Maíz	Diciembre	Mayo	150	X	X	X
Melón	Noviembre	Marzo	120	X	X	
Melón	Diciembre	Abril	120	X	X	
Sandía	Noviembre	Marzo	120	X	X	
Sandía	Diciembre	Abril	120	X	X	
Sorgo	Junio	Octubre	120	X	X	X
Sorgo	Julio	Noviembre	120	X	X	X
Sorgo	Noviembre	Marzo	120	X	X	X
Sorgo	Diciembre	Abril	120	X	X	X
Soya	Julio	Noviembre	120	X	X	
Soya	Agosto	Diciembre	120	X	X	

FUENTE: S.A.R.H., Subdirección de Evaluación

La zona de estudio en su mayor parte, es una llanura aluvial formada por los depósitos del Río de la Arena, - la distribución de los depósitos de este río ha estado - influenciada por la topografía acumulando así los mate- - riales mas finos en las partes bajas, en las partes in- - termedias se depositan sedimentos de tamaño medio y grue- - so y en las partes altas o cercanas al río el suelo - - descansa sobre una capa de arena. Sin embargo el límite entre las zonas mencionadas no está bien definido y es - común observar que en áreas de suelos medios o finos des- - cansan zonas arenosas.

El estudio agrológico efectuado en la zona de pro- - yecto, abarca una superficie de aproximadamente 13,000 - hectáreas de las cuales más del 90% presentan caracterís- - ticas apropiadas para su uso agrícola bajo riego, así - mismo y por los detalles antes mencionados se identifi- - can dos series de suelos:

#### Serie Collantes

Son suelos de origen aluvial, jóvenes, profundos, - casi planos, con pendientes menores del 2% de textura me- - dias en los horizontes superiores y gruesas en los infe- - riores; en años muy lluviosos observan drenajes deficien- - tes ya que las partes bajas sufren inundaciones lo que - trae consigo problemas de salinidad y sodicidad, las par- - tes medias y altas tienen buena permeabilidad abarcan - más del 90% del área en estudio y se localizan en las - márgenes del río principalmente.

#### Serie Tico

Incluye suelos aluviales, profundos de relieve lige- - ramente ondulado, con pendientes del 2 al 8% su textura - es fina, su permeabilidad es media y su drenaje es exce- - sivo, esta serie comprende tan solo aproximadamente el - 5% de la zona en estudio. ( ver tabla No. 3 ).

### Clasificación Agrícola de Suelos

Los suelos se clasifican según su aptitud bajo riego, la cual depende de los factores de clasificación, ( topografía, drenaje, permeabilidad, profundidad de los lechos etc. ) y pueden ser de primera, de segunda, de tercera y de cuarta clase.

Los suelos de primera no presentan factores que meriten su uso agrícola son profundos, fértiles, con poca grava o materiales que pudieran oponerse al crecimiento de las raíces son mediamente porosos y filtrantes

Deben tener buena topografía con pendientes adecuadas ( uniformes y menores al 2% ) para la localización de canales y la correcta distribución del agua en todas las áreas, pero dichas pendientes nunca deben de ser excesivas ya que se incrementaría con ellas la erosión.

Por otra parte los suelos de primera clase están libres de inundaciones que producen la acumulación de sales, pues el carbonato de sodio y magnesio en gran proporción afectan a las raíces y los tallos.

Nuestra zona en estudio comprende tan solo una pequeña parte de suelos de primera, pertenecientes a la serie collantes y localizados en la parte noroeste.

Los suelos de segunda clase están limitados en uno o mas de los factores de clasificación ( suelo, drenaje y topografía ) pero sin que ninguno de ellos sea intenso y que mediante una inversión relativamente pequeña pueden mejorar y convertirse en suelos de primera clase, en nuestro estudio se tiene que los suelos de segunda clase abarcan un 50% y presentan problemas ligeros de acumulación de sales y sodio debido a un drenaje deficiente en años muy lluviosos e inundabilidad en las partes bajas. Estos problemas se reducen con el desarrollo de la obra de riego.

Los suelos de tercera clase comprenden tierras de carácter dudoso, pues presentan dos o más factores desfavorables pero pueden considerarse regables.

De nuestro proyecto podemos clasificar un 40 % de tierras como de tercera clase y al igual que las anteriores representan problemas de acumulación de sales, drenaje deficiente o relieve y pendientes excesivos.

Los suelos de cuarta clase con tierras cuya productividad es muy baja y por lo tanto antieconómicas, en nuestra zona se localizan en las proximidades al litoral casi pantanosas, por lo que quedan excluidas del proyecto de estudio. ( ver tabla No. 3 ).

#### d) ESTUDIOS GEOLOGICOS

Geomorfológicamente la zona en estudio observa una etapa de juventud, representada por lomeros de pendientes pronunciadas y pequeños arroyos que conjuntamente con el Río de la Arena forman un patrón hidrológico de tipo dendrítico, dicha zona está cubierta casi en su totalidad por depósitos aluviales del cuaternario; existiendo además rocas ígneas, metamórficas y sedimentarias distribuidas y pertenecientes la mayor parte de ellas al paleozóico.

Las rocas ígneas existentes en la región, son intrusivas y comprenden granitos y granodioritas, las metamórficas se encuentran representadas por gneis de anfibolita, gneis granítico y esquistos. Finalmente las sedimentarias comprenden gravas, arenas y suelos generalmente poco consolidados y de constitución reciente.

Cabe aclarar que las rocas metamórficas son producto de la deformación que tuvo lugar en la parte occidental de América del Norte a mediados del paleozóico, posteriormente a fines del Cenozóico, tuvo lugar un período de intensa erosión que provocó la conglomeración de gra-

TABLA No. 3  
 SERIES Y CLASES DE SUELOS PARA EL AREA DE RIEGO  
 DEL RIO DE LA ARENA, OAXACA

SERIES DE SUELOS

S E R I E	SUPERFICIE ha	PORCENTAJE
Collantes	12,293	94.0
El Tico	793	6.0
TOTAL:	13,086	100.0

CLASES DE SUELOS

C L A S E	SUPERFICIE ha	PORCENTAJE
Primera	295	2.2
Segunda	6,425	49.1
Tercera	5,585	42.7
Cuarta	781	6.0
TOTAL:	13,086	100.0

vas, arenas y limos de origen aluvial, fenómeno que continúa actualmente.

#### e) USO Y TENENCIA DE LA TIERRA

El estudio del uso del suelo de la zona en proyecto abarca 12,206 hectáreas de investigación de las cuales - 2,088 son de agricultura de temporal perenne y 3,913 se dedican a los cultivos anuales de temporal, asimismo - 3,216 hectáreas están destinadas a usos pecuarios y - 2,988 se encuentran enmontadas con selva baja.

La zona de proyecto se encuentra dedicada en mas de la mitad de su extensión a la agricultura en donde predominan los cultivos cíclicos de temporal como el maíz, algodón y ajonjolí y los de temporal perenne como la palma de coco y limoneros, así mismo existen huertos familiares de mango, ciruelo, papayo y aguacate.

Cabe mencionar que las técnicas agrícolas empleadas son medianamente bajas, aunque se cuenta con cierta maquinaria y fertilizantes, dichas técnicas son inoportunas e ineficientes.

De los productos que se cultivan en la zona, los que alcanzan buen nivel de comercialización son el algodón, el ajonjolí y el coco, el maíz se dedica a autoconsumo.

La superficie dedicada a la ganadería cubre un área de 3 216 hectáreas ocupadas en su mayor parte por pastos nativos y en menor escala por pastos inducidos.

El ganado que predomina es el vacuno de raza cebú, así como el criollo o cruza de estos, los cuales se explotan siguiendo el sistema de libre pastoreo, aprovechándose para su alimentación los pastos, las leguminosas y los residuos de las cosechas.

Asimismo, existen otras actividades pecuarias a nivel familiar, como son la explotación de porcinos, capri-

nos y aves.

La tenencia de la tierra es uno de los principales problemas que se tiene en la planeación de los distritos de riego, ya que en algunas ocasiones la situación de propiedad frena o impide el desarrollo de una región. -- Ante tales problemas surge la Reforma Agraria con una serie de medidas que sirven para el desarrollo de las regiones agrícolas.

La zona en estudio presenta dos regímenes de propiedad, el ejidal y la pequeña propiedad, siendo el ejido como una extensión total de la tierra que recibe un núcleo de población agrícola, con las limitaciones que señala el código agrario. Dicha zona comprende 12 unidades ejidales que abarcan un 90% de la superficie en estudio y 9 propiedades particulares que suman el 10% de dicha superficie.

#### f) ESTUDIO SOCIO-ECONOMICO

##### Educación y Asistencia

El área de proyecto se encuentra localizada en los Municipios de Santa María Huazolotlán y Santiago Pinotepa Nacional con una población global de 103 471 (según censo de 1980), en el primer municipio existen cuatro planteles para Educación Preescolar, 12 de Educación Primaria y uno en que se imparte Secundaria Técnica; el segundo dada su importancia, cuenta con siete planteles de preescolar, 48 primarias, dos secundarias generales, una para trabajadores, una Escuela Preparatoria y un Instituto Tecnológico Agropecuario.

Respecto a los Centros Asistenciales, la Secretaría de Salud tiene en el Pueblo de Collantes un Centro de Salud Tipo C, con cuatro camas y dos médicos, en Santiago Pinotepa Nacional se cuenta con un Centro de Salud Tipo D y un Hospital Tipo D, con capacidad de doce camas y la

atención de cuatro médicos por otra parte las demás Instituciones de la zona - ISSSTE e IMSS solamente disponen de muy pequeñas clínicas rurales.

#### Agroindustriales

Sobre este punto cabe mencionar que en Santiago Pinotepa Nacional, existe una planta despepitadora de algodón y en Tuxtepec una extractora de aceite de cáscara de limón.

Por otra parte, puede afirmarse que el procesamiento industrial de los otros productos de campo es muy bajo, ya que su producción queda a nivel de autoconsumo regional.

#### Servicios

La región se encuentra integrada a la red nacional de carreteras a través de la carretera Federal No. 200 - denominada Costera del Pacífico, sobre la cual 9 Km. antes de llegar a la población de Santiago Pinotepa Nacional se entronca con la carretera Federal No. 190, Oaxaca - Puebla - México.

De la Carretera Costera del Pacífico, a la altura del poblado de Huaxpaltepec, parte un camino de terracería que comunica con Santa María Huazolotitlán, el cual se prolonga pasando por José María Morelos, hasta El Potrero, de esta vía salen brechas que comunican con los poblados de El Jiote y Chico Ometepec, localizados en la margen izquierda del Río de la Arena, en la margen derecha del mismo existe otro camino de terracería que partiendo de Santiago Pinotepa llega a Collantes, así como a los principales poblados del área en proyecto.

La zona dispone de una pista aérea de corto alcance en el poblado de Santiago Pinotepa Nacional, asimismo el Aeropuerto Internacional de Acapulco dista 240 km. de la zona de estudio.

La terminal portuaria mas cercana a la zona del proyecto se encuentra en Puerto Escondido, localizado a 144 km., aunque dicho servicio se encuentra aún en estado precario.

La mayoría de los poblados dentro de la zona de estudio carecen de los servicios de Correos y Telégrafos - a excepción de Santiago Pinotepa Nacional.

La Compañía de Luz y Fuerza proporciona electricidad mediante el Sistema Interconectado Sur que parte de la Central Generadora las Cruces, en Acapulco, Guerrero y en Pinotepa Nacional, desde 1979 opera una Central Generadora con cinco unidades de combustión interna diesel con capacidad instalada de 2,845 kw.

Solo el 20% de la población en la región cuenta con servicio de agua potable a base de tomas domiciliarias y otro 10% se abastece por medio de hidrantes públicos. - Por su parte el drenaje sirve a solo un 15% de la población.

La zona de estudio no presenta obras hidráulicas - de importancia para el aprovechamiento de las corrientes que la drenan tan solo, se tienen norias que durante la época de lluvias indican la presencia de un nivel freático entre 3 y 10 metros de profundidad. Asimismo existen pozos profundos para el abastecimiento de agua a las poblaciones de Collantes y José María Morelos.

Factores que propician el Desarrollo de la Zona.

Tomando en cuenta los análisis realizados respecto a las condiciones que privan en el área por beneficiar - puede establecerse que los factores que ayudan al desarrollo de la zona en estudio son, por orden de importancia.

- La disponibilidad de tierras aptas para el establecimiento de explotaciones agrícolas intensivas, en una extensión del orden de 11,000 hectá-

reas.

- Las características climatológicas importantes - que permiten el establecimiento de numerosos cultivos y hacen posible su desarrollo, incluso bajo la modalidad de temporal.
- La presencia del Río de la Arena, cuyos caudales podrían ser aprovechados en el riego de la referida superficie.
- La disponibilidad de vías de comunicación que conectan el área beneficiada con centros de consumo importantes y con la red nacional de carreteras.
- La buena disposición que muestran los agricultores de la zona para asimilar recomendaciones técnicas de extensionismo agropecuario.

### III OBRAS BÁSICAS

Las áreas de riego deben de contar con un conjunto de obras básicas y complementarias además de estructuras que al interrelacionarse permitan el aprovechamiento óptimo de los recursos naturales de la zona constituyendo un sistema eficiente.

En este capítulo se estudian las obras básicas que son esencialmente, las de aprovechamiento o captación y las de conducción y distribución de las aguas destinadas al riego.

#### a) APROVECHAMIENTO

La captación de los escurrimientos de una corriente para fines de riego, puede efectuarse mediante un almacenamiento o una derivación, o bien por medio de la combinación de ambos.

Generalmente se piensa en un aprovechamiento por derivación cuando el caudal normal que se pretende captar es igual o mayor que el necesario para satisfacer la demanda de algún área y es claro que se adoptará una obra de almacenamiento cuando el gasto de la corriente sea menor que el gasto requerido. Sin embargo, para elegir el tipo de aprovechamiento más adecuado será necesario efectuar un patrón de cultivos de máxima utilidad para cada alternativa, el cual deberá tomar en cuenta el área y volumen de agua disponible, así como la época de siembra y cosecha de cada cultivo. De acuerdo a estas restricciones se tienen las tablas No. 4 y No. 5 donde se muestran los patrones de cultivos de máxima utilidad para el almacenamiento y la derivación.

Una vez terminado lo anterior se procedió a realizar un análisis económico ( beneficio - costo ) que defina la rentabilidad económica de cada alternativa.

TABLA No. 4 PATRON DE CULTIVOS DE MAXIMA UTILIDAD  
ALTERNATIVA POR ALMACENAMIENTO

C U L T I V O	SUPERFICIE Ha.	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
ARROZ	1599					X	X	X	X	X	X		
COCO	555	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
COCO	191	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
FRIJOL	1934	X	X	X								X	X
FRIJOL	327	X	X	X								X	X
JITOMATE	167							X	X	X	X	X	
LIMON	511	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
MAIZ	167	X	X	X	X								X
MAIZ	639						X	X	X	X	X		
MAIZ	1758	X	X	X								X	X
MELON	8	X	X									X	X
PAPAYA	27	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
PEPINO	7	X	X									X	X
PLATANO	86	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
SANDIA	14	X	X									X	X
SORGO	1469						X	X	X	X	X		
SOYA	1425						X	X	X	X	X		
SOYA	1083	X	X	X								X	X
<b>SUPERFICIE TOTAL</b>	<b>11967</b>	<b>6668</b>	<b>6668</b>	<b>6639</b>	<b>1537</b>	<b>2969</b>	<b>6502</b>	<b>6669</b>	<b>6669</b>	<b>6669</b>	<b>6669</b>	<b>6668</b>	<b>6668</b>

FUENTE: S.A.R.H., Subdirección de Evaluación.

TABLA No. 5 PATRON DE CULTIVOS DE MAXIMA UTILIDAD  
ALTERNATIVA POR DERIVACION

C U L T I V O	SUPERFICIE Ha.	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
ARROZ	1599					X	X	X	X	X	X		
COCO	542	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
COCO	191	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
COCO	13	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
FRIJOL	730	X	X	X								X	X
FRIJOL	1328	X								X	X	X	X
JITOMATE	76							X	X	X	X	X	
JITOMATE	76	X	X	X	X								X
LIMON	211	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
MAIZ	832						X	X	X	X	X		
MAIZ	571	X	X	X								X	X
MAIZ	759						X	X	X	X	X		
MAIZ	738	X	X	X								X	X
MANGO	168	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
MELON	553	X	X									X	X
PAPAYA	25	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
PEPINO	7	X	X									X	X
PLATANO	78	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
SANDIA	13	X	X									X	X
SOYA	804						X	X	X	X	X		
SOYA	1384	X	X	X								X	X
SUPERFICIE TOTAL	10697	6626	5298	4725	1304	2827	5222	5298	5298	6626	6626	6626	6626

FUENTE: S.A.R.H., Subdirección de Evaluación.

### a.1) Análisis Beneficio - Costo de las Alternativas

Para este análisis es necesario establecer una relación entre los egresos y los ingresos, según las consideraciones siguientes

De manera general se considera una vida útil de 50 años para este tipo de obras y una tasa de interés para actualización anual del 15%, según S.A.R.H.

Riego por Almacenamiento (Presa Piedra Blanca, Oax. - Fuente: S.A.R.H.)

Fuente: Dirección de Planeación, Subdirección de Evaluación S.A.R.H., COSTOS ( en miles de pesos )

Construcción	1er. año	\$ 3 979 260
Construcción	2o. año	6 126 523
Construcción	3er. año	5 579 120
Subtotal construcción		<u>\$ 15 684 903</u>

Operación anual	\$ 27 312
Mant. y conserv. anual	54 624
Subtotal anual O.M. y C.	<u>\$ 81 936</u>

Fuente: Dirección de Planeación, Subdirección de Evaluación S.A.R.H., BENEFICIO ( en miles de pesos )

Superficie física 7171 ha.  
Superficie cosechable 11967 ha.

Costo medio de la siembra	\$ 95.33/ha.
Valor medio de la producción	<u>352.16/ha.</u>
Utilidad	\$ 256.83/ha.

Beneficio anual = 11967 x 256.83  
= \$ 3 073 485

Si se estima que el programa de inversiones es de 3 años, en la tabla No. 6 observese que los costos de operación, mantenimiento y conservación así como los beneficios se inician a partir del cuarto año ya que los tres primeros están destinados a la construcción de la obra en conjunto.

TABLA No. 6

## ANALISIS BENEFICIO-COSTO DE LA ZONA POR ALMACENAMIENTO

AÑOS	COSTO CONST.	COSTO OPER.MANT. Y CONSERVACION	BENEFICIO	COSTO ACTUALIZADO	BENEFICIO ACTUALIZADO
1	3 979 260			3 460 226	
2	6 126 523			5 327 411	
3	5 579 120			4 851 409	
4		81 936	3 073 485	46 847	1 757 275
5		"	"	40 737	1 528 065
6		"	"	35 423	1 328 752
7		"	"	30 803	1 155 439
8		"	"	26 785	1 004 728
9		"	"	23 291	873 676
10		"	"	20 253	759 718
11		"	"	17 612	660 625
12		"	"	15 314	574 456
13		"	"	13 317	499 527
14		"	"	11 580	434 372
15		"	"	10 069	377 714
16		"	"	8 756	328 447
17		"	"	7 614	285 606
18		"	"	6 621	248 353
19		"	"	5 757	215 959
20		"	"	5 006	187 791
21		"	"	4 353	163 296
22		"	"	3 785	141 997
23		"	"	3 292	123 475
24		"	"	2 862	107 370
25		"	"	2 489	93 365
26		"	"	2 164	81 187
27		"	"	1 882	70 598
28		"	"	1 637	61 398
29		"	"	1 423	53 382
30		"	"	1 237	46 419
31		"	"	1 076	40 364
32		"	"	936	35 099
33		"	"	814	30 521
34		"	"	708	26 540
35		"	"	615	23 078
36		"	"	535	20 068
37		"	"	465	17 451
38		"	"	405	15 174
39		"	"	352	13 195
40		"	"	306	11 474
41		"	"	266	9 977
42		"	"	231	8 676
43		"	"	201	7 544
44		"	"	175	6 560
45		"	"	152	5 705
46		"	"	132	4 961
47		"	"	115	4 314
48		"	"	100	3 751
49		"	"	87	3 262
50		"	"	76	2 836
Σ				13 997 702	13 453 531

EFECTUANDO EL COCIENTE SE TIENE QUE B/C = 0.96

Riego por derivación ( Presa Peña Blanca, Oax.  
Fuente: S.A.R.H. )

CÓSTOS ( en miles de pesos )

Construcción 1er. año	\$ 4 839 463
Construcción 2o. año	<u>5 012 863</u>
Subtotal construcción	9 852 326

Operación anual	\$ 20 484
Mantenimiento y conservación anual	<u>40 968</u>

Subtotal anual O.M. y C.	61 452
--------------------------	--------

BENEFICIOS ( en miles de pesos )

Superficie física	7126.3 ha.
Superficie cosechable	10696 ha.
Costo medio de la siembra	\$ 95.33/ha.
Valor medio de la producción	<u>352.16/ha.</u>
Utilidad	256.83/ha.

Beneficio anual	=	10696 X 256.83
	=	\$ 2 747 054 Anual

Estimando un programa de inversiones de 2 años, en la -  
tabla No. 7 se tiene el análisis de beneficio-costo de la -  
zona de riego por derivación. Notese que los costos de ope-  
ración, mantenimiento y conservación, así como los benefi-  
cios se encuentran actualizados a partir del tercer año, ya  
que los dos primeros se destinarán a la construcción en gene-  
ral.

Los resultados de los análisis anteriores muestran cla-  
ramente que solo el riego por derivación presenta una renta-  
bilidad y atractivo económico que contribuyen al ingreso na-  
cional.

ANALISIS BENEFICIO-COSTO DE LA ZONA DE RIEGO POR DERIVACION

AÑOS	COSTO CONST.	COSTO OPER.MANT. Y CONSERVACION	BENEFICIO	COSTO ACTUALIZADO	BENEFICIO ACTUALIZADO
1	4 839 463			4 208 229	
2	5 012 863			4 359 011	
3		2 747 054	61 452	40 406	1 806 233
4		"	"	35 135	1 570 637
5		"	"	30 553	1 365 771
6		"	"	26 567	1 187 627
7		"	"	23 102	1 032 719
8		"	"	20 089	898 017
9		"	"	17 685	780 884
10		"	"	15 190	679 030
11		"	"	13 209	590 461
12		"	"	11 486	513 444
13		"	"	9 988	446 473
14		"	"	8 685	388 237
15		"	"	7 552	337 598
16		"	"	6 567	293 563
17		"	"	5 711	255 272
18		"	"	4 966	221 976
19		"	"	4 318	193 023
20		"	"	3 755	167 846
21		"	"	3 265	145 953
22		"	"	2 839	126 916
23		"	"	2 469	110 361
24		"	"	2 147	95 966
25		"	"	1 867	83 449
26		"	"	1 623	72 564
27		"	"	1 412	63 099
28		"	"	1 227	54 869
29		"	"	1 067	47 712
30		"	"	928	41 489
31		"	"	807	36 077
32		"	"	702	31 372
33		"	"	610	27 280
34		"	"	531	23 721
35		"	"	461	20 627
36		"	"	401	17 937
37		"	"	349	15 597
38		"	"	303	13 563
39		"	"	264	11 794
40		"	"	229	10 255
41		"	"	199	8 918
42		"	"	173	7 755
43		"	"	151	6 743
44		"	"	131	5 864
45		"	"	114	5 099
46		"	"	99	4 434
47		"	"	86	3 855
48		"	"	75	3 353
49		"	"	65	2 915
50		"	"	57	2 535
Σ				8 876 855	13 830 883

EFFECTUANDO EL COCIENTE SE TIENE QUE B/C = 1.56

Tomando en consideración lo anterior a continuación se describe el aprovechamiento por derivación.

### Presa Derivadora

Se definen como obras hidráulicas de derivación, aquellas que se construyen con el objeto de aprovechar las aguas superficiales en forma controlada y sin alterar el régimen de la fuente de abastecimiento.

La presa derivadora es una estructura que obstruye el cauce de un río o arroyo con la finalidad primordial de elevar el tirante del agua en el mismo y mantenerlo con la carga necesaria para derivar un gasto determinado y poder satisfacer las demandas de un canal, de una planta hidroeléctrica o de bombeo.

Además se requiere que funcione en forma apropiada como vertedor para dar paso a las avenidas.

Generalmente las presas derivadoras se construyen en corrientes de anchos considerables con relación al caudal de escurrimiento ya que el cauce del río en época de estiaje se subdivide en pequeños cauces, lo cual hace imposible recoger el total o la mayor parte de los escurrimientos.

Cuando en una corriente se presentan varios tramos en los cuales puede ser factible la construcción del dique vertedor se deberá de elegir el que satisfaga los requisitos siguientes:

- Que el nivel máximo del agua en el sitio de la derivación sea suficiente para dominar la zona de riego.
- Que el terreno de cimentación sea resistente para soportar el dique vertedor y sus estructuras.

Un factor muy importante y decisivo para la localización es estudiar la alternativa más económica entre:

- Localizar el sitio en un punto lejano a la zona de riego, construyendo un dique vertedor de poca altura y un canal de conducción de mayor longitud.

- O la construcción de un dique vertedor de mayor altura y un canal de conducción más corto, en un sitio cercano a la zona de riego.

Esta última alternativa es la que se propuso en el proyecto que se realiza.

De una manera general las presas derivadoras constan de las siguientes estructuras:

Cortina, obra de toma, estructura de limpia y estructuras complementarias.

#### Cortina

La cortina es el obstáculo al libre escurrimiento del río, construido a todo lo ancho, se clasifica con respecto a su planta en: Curva o Recta.

Referente a la posición del eje de la cortina, con el sentido del escurrimiento del río en: Normal o Esviada.

Con respecto al flujo de las avenidas en: vertedora y no vertedora.

Con respecto al funcionamiento del paso del agua sobre la cresta: controlada y sin control.

Teniendo en cuenta el terreno de cimentación: en roca o en material de acarreo.

En cuanto a los materiales que se emplean en su construcción: en flexibles, rígidas y mixtas.

Con una disposición en planta curva se tendrá un dique de mayor longitud y una carga menor que en planta recta. Esta última tendría un costo más bajo debido a su longitud que es menor.

Es más conveniente con el eje normal a las líneas de la corriente que un eje esviado ya que este puede ocasionar corrientes paralelas a su propio eje.

El muro construido a lo ancho del río podrá ser vertedor total o parcial.

La cortina vertedora sin control, es aquella que tiene la elevación de la cresta constante en toda su longitud y permite el paso de cuerpos flotantes acarreados por el río.

La cortina vertedora controlada, es aquella en que se puede variar la elevación de la cresta y requiere de operación para su buen funcionamiento.

Los vertedores sin control son recomendables en ríos de poco arrastre sólido en donde la variación del régimen tomado en cuenta la elevación de la cresta, no dañe los terrenos ribereños, cuando se tenga poca altura de cortina y se requiera de una operación segura y económica.

Las controladas se utilizan cuando el gasto máximo de las avenidas no tenga cabida en el cauce del río por estrechamiento de una presa de cresta fija, o si el río trae una gran cantidad de azolve y los desarenadores son insuficientes. Están formadas por una serie de aberturas separadas por pilas con un puente de maniobras en la parte superior para operar, ya sean agujas, compuertas radiales, deslizantes, etc.

Por lo que se refiere a la cimentación de la cortina, es una parte vital de la estructura, por lo que se le deberá una atención preferente.

Así pues, se tienen dos casos típicos de cimentación:

- Que aflore la roca o bien que se encuentre a poca profundidad en el cauce o en las laderas

De esta manera la limpia deberá llevarse hasta encontrar roca en toda el área de cimentación comprendida dentro de las trazas de la cortina, para lo cual deberán retirarse todos los materiales indeseables, tales como suelos con un alto contenido de materia orgánica, escombros o productos de derrumbes de laderas, roca intemperizada, acarreos pluviales, etc.

- Por lo que se refiere al otro caso, cuando se encuentre cubierta la roca del lecho del río por una capa potente de relleno de aluvión, será necesario únicamente descubrir las formaciones de gravas y arenas limpias sobre las cuales se desplantará la cortina.

eliminando los materiales de mala calidad que puedan producir asentamientos u otro tipo de fallas.

Dependiendo directamente del tipo de material de cimentación es evidente la utilización de los materiales que forman la cortina; por lo tanto, se podrá utilizar en una cimentación de roca, mampostería, concreto o enrocamiento. En materiales de acarreo solamente se podrá utilizar material de enrocamiento.

#### Obra de Toma

Para el aprovechamiento eficiente del agua detenida por la cortina, es necesario construir una estructura para disponer del almacenamiento. A esta estructura se le llama comúnmente, Obra de Toma y su capacidad depende del gasto necesario para el riego de la zona. ( ver fig. No. 2 )

Se deberá localizar en un lugar apropiado para evitar que las obras resulten costosas, como son los túneles, cortes profundos, rasantes del canal de conducción arriba del terreno natural. De preferencia se buscará tener paralelos el eje de la obra de toma y el eje de la cortina.

Para su estudio se consideran las siguientes partes: entrada, conducción y salida.

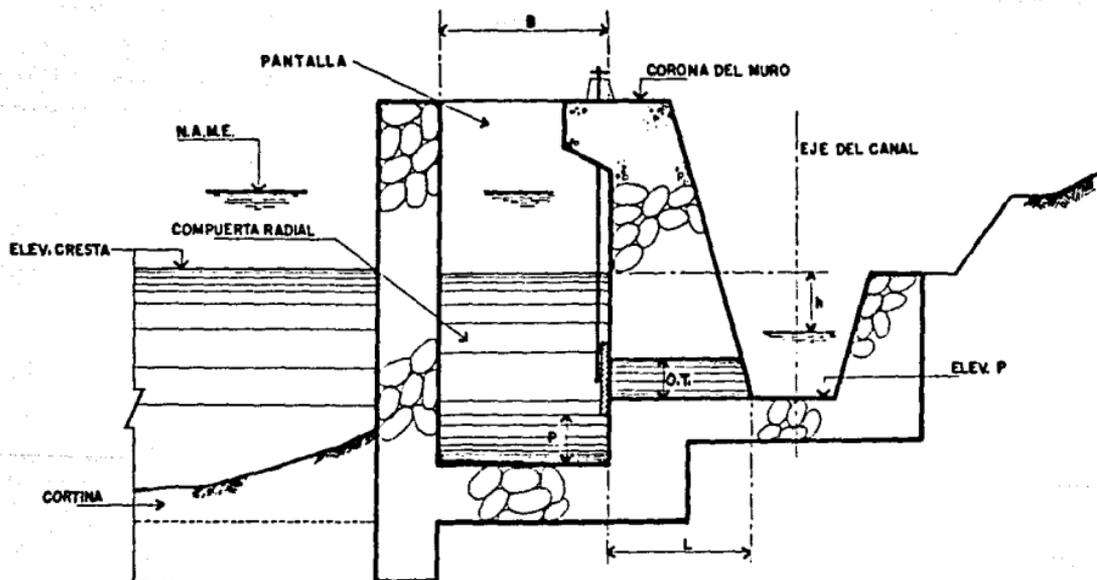
La entrada se puede describir como la torre de la toma, es la parte en la que están instalados los mecanismos del control y deberá estar localizada en la proximidad de la estructura de limpia para que los azolves depositados frente a ella sean removidos eficazmente.

Los mecanismos de control pueden ser desde agujas de madera hasta compuertas radiales de acero estructural de gran tamaño accionados para su operación manual, mecánica o eléctricamente.

El paso del agua de la toma hacia el canal de conducción puede ser a base de conductos de diferentes secciones geométricas, un túnel o directamente.

La salida corresponde al tramo de unión entre los conductos y el canal de conducción.

Fig. No. 2



DISPOSICION TIPICA DE UNA DERIVACION

Esta región generalmente es a base de una transición.  
Estructura de Limpia.

La finalidad de la estructura de limpia es como su nombre lo indica, mantener libre de azolve la entrada de la obra de toma y formar un canal definido frente a ella, evitando la entrada de materiales gruesos al canal y regulando el nivel del agua dentro de pequeños límites cuando las variaciones del río son pequeñas.

#### a.2) Presa Derivadora Peña Blanca

Con base a las definiciones anteriores se determinó el proyecto de la presa derivadora Peña Blanca la cual proporcionará el gasto necesario a la zona de riego. El estudio se inicia de la manera siguiente:

Con objeto de identificar las condiciones geológicas del sitio de la presa, se desarrolló un programa de 8 perforaciones con diámetro ( 9.98 cm ) en una longitud total de 234.5 m., que comprendió 170 m., en material suelto y 64.5 m., en roca fija, con un porcentaje de recuperación de esta última del 35% que se considera malo.

En cuanto al índice de calidad de la roca, se obtuvo un promedio general del 9% que puede estimarse como muy malo. Las citadas 8 perforaciones quedaron localizadas según se describen a continuación.

En la margen izquierda, se realizaron dos exploraciones, la primera de ellas cruzó por una capa de arena de 1.00 m., de espesor de grano que va de medio a fino, para penetrar enseguida a un granito muy fracturado y alterado, de color gris claro, hasta una profundidad de 25.0 m., con la segunda exploración se cruzó una capa de 13.50 m., de arena, para continuar con granito fracturado hasta 29.50 m., de profundidad.

En la zona del cauce, se llevaron a cabo dos perforaciones que detectaron arena de grano grueso a fino, de color café grisáceo hasta los 30 m., sin detectar contacto inferior.

En la margen derecha se hicieron cuatro perforaciones - dos de ellas penetraron en una capa de arena hasta los 35 m. la tercera cruzó el manto de arena ya descrito de 30 m., -- para detectar posteriormente granito muy fracturado y alterado hasta el límite de la perforación a los 35 m., la exploración restante cruzó el espesor de 1.00 m., de arena limosa, para penetrar en seguida con granito muy fracturado y alterado, que se encuentra alternado con bandas de esquistos de color blanco y negro poco fracturado, hasta los 20 m., de profundidad.

En cuanto a las pruebas de permeabilidad, se realizaron 42 de tipo Lefrac y 8 de tipo Lugeon. De las primeras resultaron 5 zonas pocas permeables, 9 permeables, 19 muy permeables y 9 altamente permeables, de las segundas 3 resultaron impermeables, 1 permeable y 4 altamente permeables.

El estudio geológico realizado en vista de las condiciones de permeabilidad detectadas, recomienda como tratamiento de la cimentación, la construcción de una pantalla plástica a la mayor profundidad factible a efecto de reducir el escurrimiento subálveo. Ahora bien, los materiales de la región combinados con la geología del cauce determinan el tipo de cortina a elegir en este caso será flexible.

El tipo de cortina flexible más empleado, es el llamado "Tipo Indio" constituida fundamentalmente de un muro central de concreto y taludes de enrocamiento muy tendidos. - ( ver fig. No. 3 )

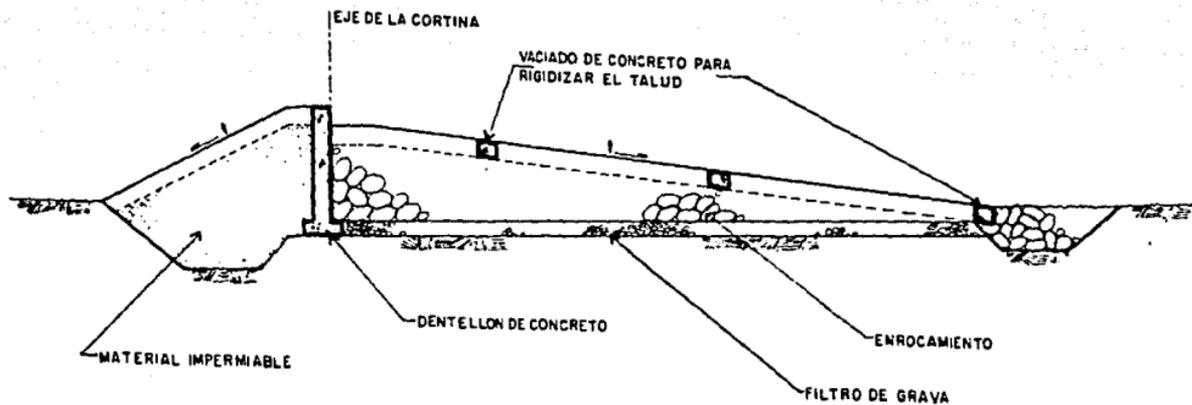
La altura de las cortinas "Tipo Indio" que se han constituido son alrededor de los cinco metros, medidas sobre el fondo original del cauce.

#### a.3) Avenida de Diseño

El diseño de la presa se inicia con el cálculo de la avenida máxima que es la que deberá manejar como límite sin que le ocurran daños, a esta avenida máxima se le llama comúnmente "Avenida de Diseño".

El método que se siguió para la determinación de la Avenida de Diseño es el llamado "Gumbel" y es de tipo estadís-

Fig. No. 3



**SECCION TIPICA DE UNA PRESA DERIVADORA  
'TIPO INDIO'**

tico, ya que basandose en los gastos máximos registrados, - según una estación medidora sobre la corriente en estudio, - se establece una función de distribución de probabilidades - la cual extrapolandose según un periodo de retorno determinado, permite conocer el gasto probable para ese periodo.

A continuación se presenta el desarrollo del método.

Se tienen los siguientes datos registrados en la estación Pinotepa Nacional sobre el Río de la Arena ( gastos máximos anuales )

ANOS DE REGISTRO	GASTOS MAXIMOS EN M3/S
1975	1582
1976	787
1977	924
1978	1243
1979	2516
1980	1678
1981	943
1982	897
1983	1037

Fuente: S.A.R.H., Subdirección de Hidrología.

Se requiere conocer el gasto aproximado para un periodo de retorno de 100 años.

Sea la función:

$$Q ( T_m ) = a + c \cdot L_n L_n \frac{T_m}{T_m - 1}$$

Donde:

$Q ( T_m )$  - es el gasto con periodo de retorno  $T_m$

$a$  y  $c$  - son parámetros de la función

$L_n$  - Logaritmo natural

$T_m$  - periodo de retorno deseado

- Los gastos máximos ( $Q_i$ ) de  $n$  años sucesivos se ordenan de mayor a menor y se les asigna un valor  $r_i$  que corresponde al número de orden del arreglo.
- Se estima para cada  $Q_i$  un periodo definido por:  

$$T_m = \frac{n+1}{r_i}$$
 y para cada gasto se calcula, el cociente  $\frac{T_m}{T_m-1}$ , así mismo se estima el logaritmo natural del -  
 $\frac{T_m}{T_m-1}$   
 logaritmo natural, el cual se designa como  $x_i = \ln \ln$

$$\left[ \frac{T_m}{T_m-1} \right]$$

- Se calculan las medidas  $\bar{Q} = \frac{\sum Q_i}{n}$  y  $\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n}$
- Se determinan los parámetros  $a$  y  $c$

$$c = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i Q_i) - n \bar{x} \bar{Q}}{\sum_{i=1}^n x_i^2 - n \bar{x}^2} \quad a = \bar{Q} - c \bar{x}$$

En el siguiente acomodo se resumen los cálculos:

$R_i$	$Q_i$	$T_m$	$\frac{T_m}{T_m-1}$	$x_i$	$x_i^2$	$x_i Q_i$
1	2516	10.00	1.11	-2.26	5.11	-5686.16
2	1678	5.00	1.25	-1.50	2.25	-2517.0
3	1582	3.33	1.43	-1.03	1.06	-1629.46
4	1243	2.50	1.67	-0.67	0.45	-832.81
5	1037	2.00	2.00	-0.37	0.14	-383.69
6	943	1.67	2.50	-0.09	0.088	-84.87
7	924	1.43	3.33	-0.18	0.03	116.32
8	897	1.25	5.0	0.48	0.23	430.56
9	787	1.11	10.0	0.83	0.70	653.21
$\Sigma$	11607			-4.43	9.98	-9883.9

$$\bar{Q} = \frac{\sum Q_i}{n} = \frac{11607}{9} = 1289.67$$

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} = \frac{-4.43}{9} = -0.492$$

$$c = \frac{\sum (x_i Q_i) - n \bar{Q} \bar{x}}{\sum x_i^2 - n \bar{x}^2} = \frac{-9883.9 - 9(1289.67)(-0.492)}{9.98 - 9(-0.492)^2}$$

$$c = -535.03$$

$$a = \bar{Q} - c \bar{x} = 1289.67 - (-535.03)(-0.492)$$

$$a = 1026.43$$

$$Q(T_m) = a + c \operatorname{LnLn} \frac{T_m}{T_m - 1}$$

$$Q(100) = 1026.43 + (-535.03) \operatorname{LnLn} \frac{100}{100-1}$$

$$= 3487.65 \approx 3500 \text{ M}^3/\text{s}$$

Obteniéndose así que la Avenida de Diseño para un retorno de 100 años es de 3 500 m<sup>3</sup>/s aproximadamente.

#### a.4) Cresta Vertedora

Se tiene que la presa derivadora "Tipo Indio" se constituye fundamentalmente de una cortina vertedora sin control, de elevación constante en toda su longitud y su finalidad es aumentar el tirante de agua de la fuente de aprovechamiento para derivar un gasto determinado, por esto su elevación dependerá de las necesidades de carga hidráulica que se requieran para operar la obra de toma. En base a lo anterior se puede indicar la siguiente expresión:

$$\text{Elev. C} = \text{Elev. P} + d + h$$

La elevación de la cresta es igual a la elevación de la plantilla del canal en su inicio, más el tirante (d) del mismo canal, más una carga hidráulica (h) sobre el orificio de la obra de toma. ( ver fig. No. 2 )

Es evidente que para diseñar la presa derivadora se ten

drá que conocer de antemano la planeación de la zona de riego y de esta manera tener definidos los conceptos anteriores.

A continuación se calcula la altura de la cresta vertedora de la Presa derivadora Peña Blanca (los datos indicados se determinan en un capítulo posterior).

MARGEN DERECHA		MARGEN IZQUIERDA	
Elev. P. del canal principal en su inicio	= 16.20 m	Elev. P. del canal principal en su inicio	= 16.90 m
Tirante (d)	= 1.30 m	Tirante (d)	= 1.30 m
Carga hydr. (h)	= <u>1.50 m</u>	Carga hydr. (h)	= <u>0.80 m</u>
Elev. C	= 19.00 m	Elev. C	= 19.00 m

Notese que la carga hidráulica es diferente en las dos márgenes debido a que es necesario compensar la diferencia de elevaciones en el inicio de los canales y así obtener una altura constante para la cresta vertedora.

Ahora bien, la fórmula que se utiliza para definir las características hidráulicas de la cresta es la de Francis, - en la cual no se considera el efecto de la velocidad de llegada, ya que el agua antes de verter, es retenida en el vaso que se forma al elevarse el tirante, por lo que puede considerarse una velocidad nula.

La fórmula de Francis es la siguiente:

$$Q = DL H^{3/2}$$

Siendo

Q = Gasto del vertedor

D = Coeficiente de descarga  
(según el tipo de cresta)

L = Longitud efectiva de la cresta

H = Carga hidráulica sobre la cresta del vertedor, medida a 2.5 H aguas arriba de la cresta

Los factores determinantes en la selección del coeficiente de descarga son la altura de la cresta vertedora medida desde el lecho original del cauce y el talud del para-

mento aguas arriba de la cresta.

La S.A.R.H., considera a las cortinas "Tipo Indio" como vertedores de pared gruesa, conviniendo adoptar por la experiencia y fines prácticos un valor para el coeficiente de descarga (D) de 1.75

Con los siguientes valores conocidos:

$$Q = \text{Avenida de diseño} = 3\,500 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$L = \text{Longitud en el sitio de la boquilla} = 530 \text{ m}$$

$$D = \text{Coef. de descarga para cortinas "Tipo Indio"} = 1.75$$

podemos aplicar la fórmula de Francis

$$Q = DL H^{3/2}$$

despejando H ( carga sobre la cresta )

$$\frac{Q}{DL} = H^{3/2} \quad H = 3 \sqrt{\left[ \frac{Q}{DL} \right]^2}$$

Sustituyendo datos

$$H = 3 \sqrt{\left[ \frac{3500}{(1.75)(530)} \right]^2}$$

$$H = 2.42 \text{ m}$$

#### a.5) Cimentación de la cortina

La mayor parte de las cortinas construidas en México, tanto rígidas como flexibles corresponden a cortinas sobre cimentación permeable, esto es debido a que se desplantan a poca profundidad y por lo general en el lecho de los ríos, - teniendo así que el agua filtrada produce una presión hacia arriba o subpresión, misma que al combinarse con el peso propio de la cortina da lugar a un efecto de flotación.

Las filtraciones de una cortina dependen fundamentalmente de la carga hidráulica que las origina y de las características físicas de los materiales por donde el agua efectúa el recorrido de filtración. Cuando la velocidad del agua filtrada llega a ser suficiente como para lavar o arrastrar los materiales de cimentación, se origina el fenómeno de -

tubificación, el cual produce asentamientos, disloques y en general afecta seriamente la estabilidad de la cortina.

Para calcular el recorrido de filtración se tiene la siguiente expresión que garantiza tener velocidades bajas del agua bajo la estructura de la cortina.

$L = CH$  donde:

$L$  = longitud de filtración

$C$  = relación de carga de filtración ( depende del material )

$H$  = carga hidráulica que produce la filtración

#### RELACION DE CARGA DE FILTRACION

MATERIAL	Valor de C
Limo y arena muy fina	18
Arena muy fina	15
* Arena de grano muy gruesa	12
Grava y arena	9
Tierra y cascajo con arena	4 a 6

\* C utilizado para el proyecto Peña Blanca  
Aplicando la expresión, se tiene

$L = CH$

$L = (12) (2.42) = 29.04 \text{ m}$

El recorrido de filtración mínimo para la Presa Peña Blanca es 29.04 m.

#### a.6) Taludes Adoptados.

Las cortinas "tipo indio", según recomendaciones de la S.A.R.H., deben adoptar taludes muy tendidos y se requiere generalmente para aguas abajo de 8:1 hasta 14:1 y para aguas arriba de 3:1 a 8:1 ( éste último dependerá del recorrido de filtración necesario ).

Existe un método para determinar el talud aguas abajo - y es el llamado CRITERIO DE BLIGHT, que establece fundamentalmente, que el suelo bajo el enrocamiento de una cortina - es estable, si la pendiente del paramento aguas abajo es - - igual o menor que el recíproco de la relación de carga de -- filtración (c) del material que forma el suelo; esta pen- - diente será medida a partir del punto del nivel del agua - - (E), aguas abajo del muro o dentellón de la cortina.

La siguiente expresión se utiliza para obtener el punto E.

$$h = \frac{L}{c}, \text{ donde:}$$

h = pérdida de carga hidráulica dentro del talud permeable aguas abajo

L = longitud o recorrido de filtración adoptado según el diseño de la cortina

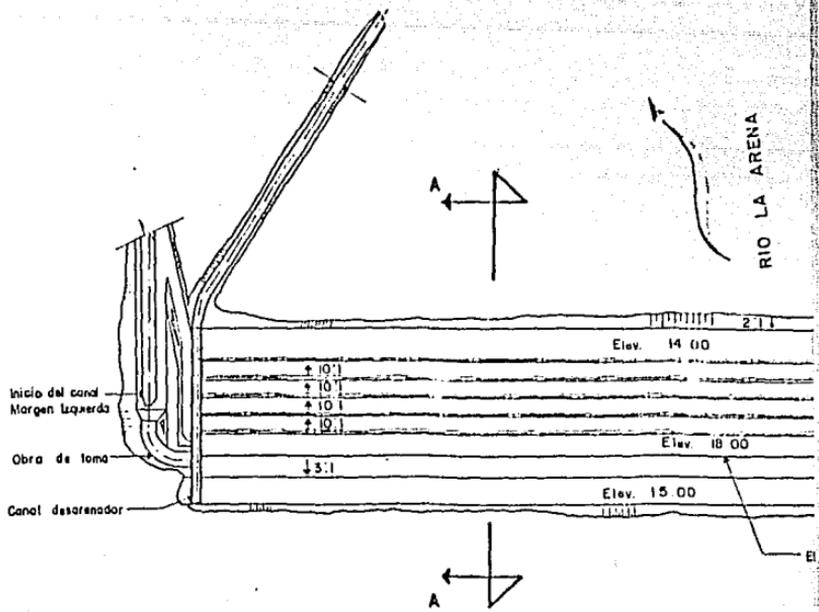
c = relación de carga de filtración

Según el diseño para la Presa Peña Blanca, se tiene que el recorrido de filtración adoptado es  $\underline{L} = 33.7$  m, aplicando:

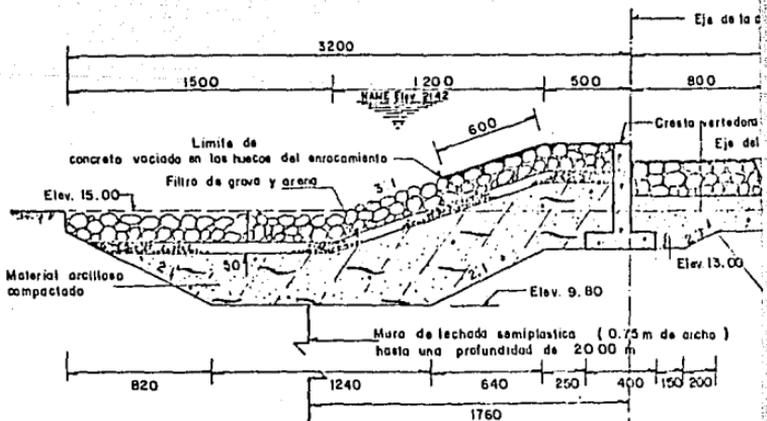
$$h = \frac{33.7}{12} = 2.81 \text{ m}$$

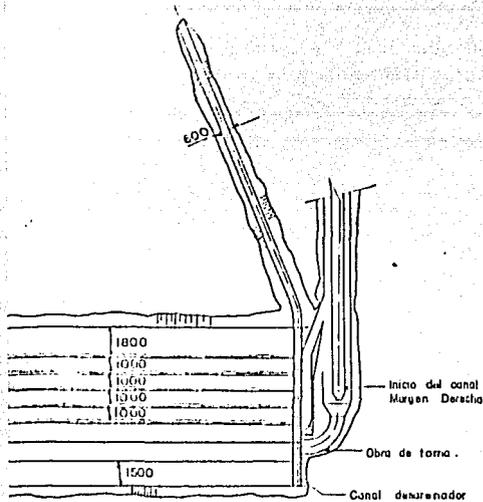
Ya calculado este valor, se acota el dentellón central de la cortina, desde su extremo superior hacia abajo en una distancia igual a h, obteniendo así el punto E de donde partirá una recta con pendiente =  $\frac{1}{c}$ , esta recta no deberá intersectarse con el talud de enrocamiento diseñado para aguas abajo, asegurándose de esta manera la estabilidad del mismo.

En la tabla No. 8 se indican las características de la Presa Derivadora Peña Blanca, y en la figura No. 4 se observa el diseño adoptado.

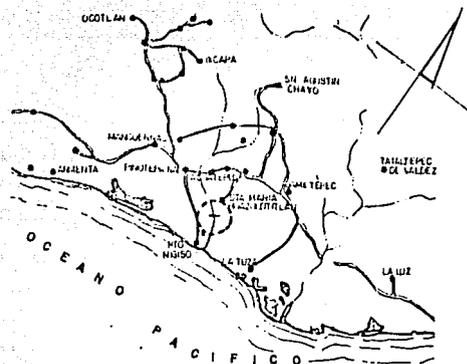


PLANTA GE



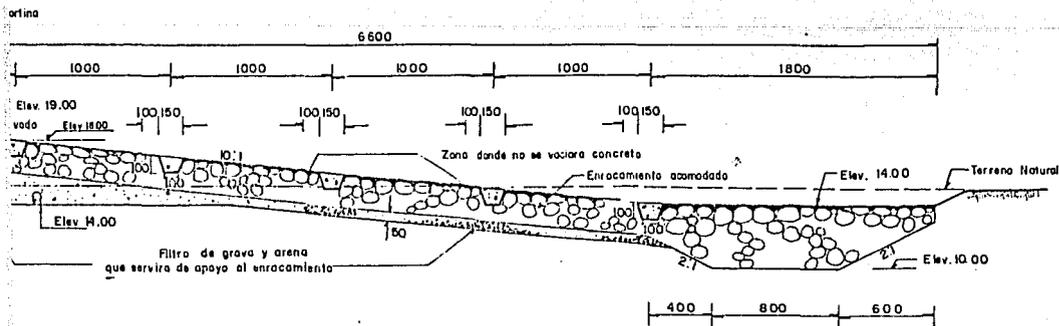


ev de la cresta 19.00 m.



### LOCALIZACION

VERAL



### CORTE A - A

Fig. No.4

**PRESA DERIVADORA  
PEÑA BLANCA**

TABLA No. 8  
 CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LA PRESA DERIVADORA  
 PEÑA BLANCA

C O N C E P T O	UNIDAD	MAGNITUD
Avenida de Diseño	m <sup>3</sup> /seg.	3 500.00
Carga hidráulica	m.	2.42
Longitud de la cresta vertedora	m.	530.00
Elevación de la cresta vertedora	m.s.n.m.	19.00
Elevación del NAME	m.s.n.m.	21.42
Capacidad obra de toma márgen derecha	m <sup>3</sup> /seg.	4.50
Capacidad obra de toma márgen izquierda	m <sup>3</sup> /seg.	3.50

## b) CONDUCCION Y DISTRIBUCION

El canal principal domina y limita los terrenos de riego por su parte más alta y abastece al sistema de canales laterales. Generalmente se localiza a lo largo de las curvas de nivel tratando de abarcar la mayor superficie posible de tierras.

Puede considerarse dividido en dos tramos el primero, - desde la obra de toma hasta el lugar donde sale el primer lateral denominado de conducción o muerto por servir únicamente para conducir y su longitud dependerá de la posición de la zona de riego con respecto a la obra de toma.

El segundo tramo deriva el agua a los laterales y va desde el primer lateral hasta donde sale el último, este tramo es el que limita propiamente la zona de riego.

La localización de los canales del sistema, va ligada al tipo de subdivisión o lotificación que se pretende realizar en los terrenos de riego. Los laterales principales se localizan dominando su núcleo de terreno correspondiente.

Los secundarios se localizan adaptándose al tipo de lotificación determinado pero en busca de su menor longitud, - mejor funcionamiento y mayor área denominada.

### b.1) Tipos de Subdivisión.

Es de gran importancia decidir sobre el tipo de subdivisión de los terrenos de riego y tamaño de los lotes, ya que esto afecta directamente los costos de construcción y operación del sistema, se presentan 4 tipos de subdivisión:

- Según un sistema rectangular
- En plan natural según la topografía
- Respetando linderos en obras existentes
- Según un sistema combinado

El sistema rectangular puede tenerse siguiendo con los canales y drenes la cuadrícula del levantamiento topográfico o cualquier otra cuadrícula en la orientación o disposición

área regable, delimitadas generalmente por drenes y constituyen la primer fase en la distribución del agua.

**SUBLATERALES.-** Tienen origen en los canales laterales y a su vez los ramifican, constituyendo la segunda fase en la distribución del agua.

**RAMALES.-** Son aquellos que se inician en los canales sublaterales para ramificarlos y constituir la tercera fase en la distribución del agua.

**SUBRAMALES.-** Los que ramifican a los ramales y son la cuarta fase en la red de distribución del agua.

**REGADERAS.-** Constituyen la última fase del sistema y distribuyen el agua en los lotes.

La lotificación representa la etapa en la cual, los terrenos se subdividen en áreas prefijadas ( Entre 20 y 100 Ha. ), cada lote deberá contar con una boca toma, la cual se localiza a una distancia no mayor que un kilómetro del punto más alejado del lote, para no requerir regaderas demasiado largas.

La obtención del área de cada lote, se logra siguiendo con el planímetro o cualquier otro método gráfico, las líneas que representan los canales, los drenes y los caminos, dejando fuera los terrenos de mala calidad, los que no se dominen y los que ocupen centros de población.

Para hacer referencia a cualquier canal, se procede en primer lugar a correr cadenamientos, comenzando por el principal, siguiendo con los laterales y terminando en los de menor importancia. De esta manera los cadenamientos darán nombre a los canales que se inician en ellos.

#### b.2) Curvas Horizontales

Como mencionó en el capítulo anterior, en la planeación de una zona de riego, es necesario contar con planos topográficos a escala 1:20,000 y 1:5000 para afinar el trazo del canal principal y los de distribución ( según aproxima-

ción del proyecto ). Ahora bien el cálculo de las curvas -- horizontales es indispensable para obtener un trazo regular y definitivo, según especificaciones de la S.A.R.H., se tiene que:

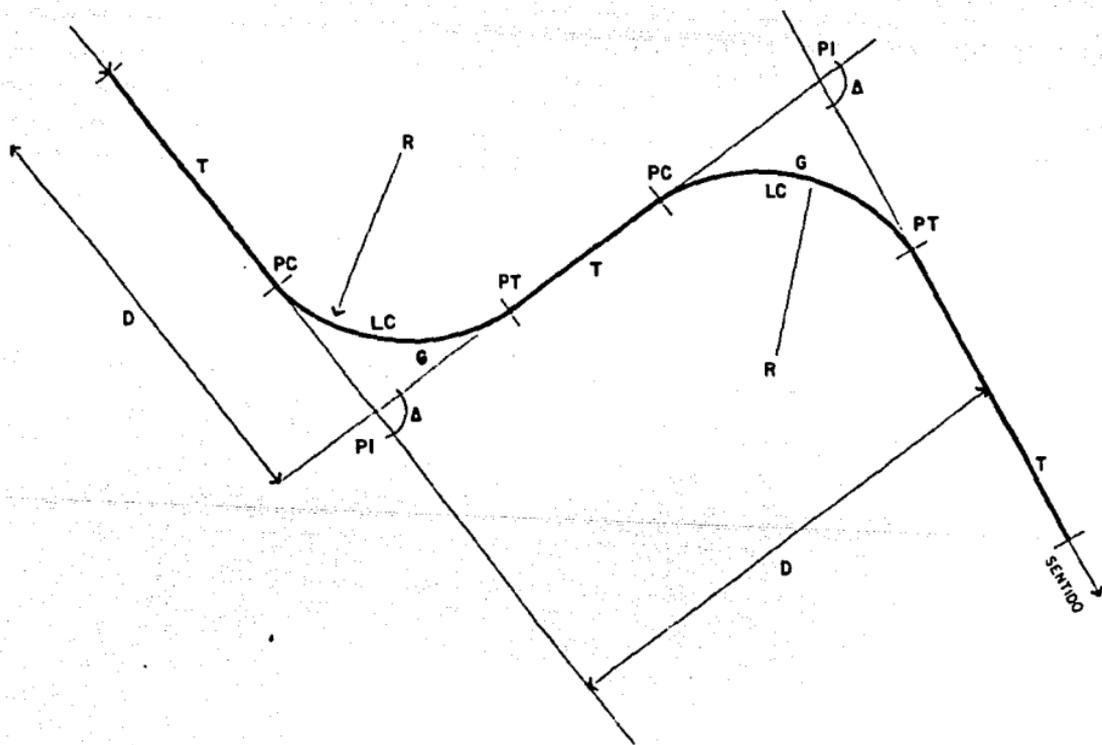
En canales revestidos las curvas son de un grado tal -- que el valor mínimo del radio de curvatura varía de 4 a 6 -- veces el ancho de la superficie libre del agua en el canal.

A continuación se muestran las fórmulas utilizadas en -- el cálculo de las curvas horizontales en los canales ( vease la fig. No. 5 ).

$PI = PT - ST + D$	Punto de Inflexión (Determinado con datos de la curva anterior)
$\Delta$ (obtenido gráficamente)	Deflexión entre tangentes (Puede ser derecha o izquierda, según el cambio de dirección del trazo)
G (adoptado según trazo y especificaciones)	Grado de curvatura
$R = \frac{1146}{G}$	Radio de curvatura
$ST = R \left( \text{Tang} \frac{\Delta}{2} \right)$	Subtangente (a cada lado del PI)
$PC = PI - ST$	Punto de comienzo de la curva
$PT = PC + LC$	Punto de término
$T = PC - PT$ (anterior)	Tangente
D (obtenida gráficamente)	Distancia media entre PI y PI

A manera de ejemplo se muestran los elementos de las -- doce primeras curvas horizontales del canal principal en su margen derecha.

Fig. No. 5



**CURVAS HORIZONTALES EN CANALES**

CURVA No. 1	CURVA No. 2	CURVA No. 3
PI = 0 + 100	PI = 0 + 428.55	PI = 0 + 874.24
$\Delta = 38^\circ 30' D$	$\Delta = 54^\circ 30' D$	$\Delta = 74^\circ 00' I$
G = 21 <sup>a</sup>	G = 21 <sup>a</sup>	G = 22 <sup>a</sup>
R = 54.57	R = 54.57	R = 52.09
ST = 19.06	ST = 28.11	ST = 39.25
LC = 36.67	LC = 51.90	LT = 67.27
PC = 0 + 80.94	PC = 0 + 400.45	PC = 0 + 834.99
PT = 0 + 117.61	PT = 0 + 452.35	PT = 0 + 902.26
T = 80.94	T = 282.84	T = 382.64
D = 330	D = 450	D = 143
CURVA No. 4	CURVA No. 5	CURVA No. 6
PI = 1 + 006.01	PI = 1 + 489.24	PI = 1 + 725.86
$\Delta = 20^\circ 45' I$	$\Delta = 35^\circ 30' D$	$\Delta = 123^\circ 45' D$
G = 6 <sup>a</sup>	G = 7 <sup>a</sup>	G = 17 <sup>a</sup>
R = 191.00	R = 163.71	R = 67.41
ST = 34.97	ST = 52.41	ST = 126.12
LC = 69.17	LC = 101.43	LC = 14 + 59
PC = 0 + 971.04	PC = 1 + 436.83	PC = 1 + 599.74
PT = 1 + 040.21	PT = 1 + 538.26	PT = 1 + 745.33
T = 68.78	T = 396.63	T = 61.48
D = 484	D = 240	D = 322

CURVA No. 7	CURVA No. 8	CURVA No. 9
PI = 1 + 944.21	PI = 2 + 017.32	PI = 2 + 322.19
$\Delta = 74^{\circ} 00' 1$	$\Delta = 88^{\circ} 00' D$	$\Delta = 36^{\circ} 30' I$
G = 25 <sup>a</sup>	G = 25 <sup>a</sup>	G = 15 <sup>a</sup>
R = 45.84	R = 45.84	R = 76.40
ST = 34.54	ST = 44.27	ST = 25.19
LC = 59.20	LC = 70.40	LC = 48.67
PC = 1 + 909.67	PC = 1 + 973.06	PC = 2 + 297.00
PT = 1 + 968.87	PT = 2 + 043.46	PT = 2 + 347.66
T = 164.34	T = 4.19	T = 253.54
D = 083	D = 323	D = 167
CURVA No. 10	CURVA No. 11	CURVA No. 12
PI = 2 + 487.47	PI = 2 + 603.25	PI = 2 + 761.74
$\Delta = 120^{\circ} 30' D$	$\Delta = 64^{\circ} 00' I$	$\Delta = 101^{\circ} 45' I$
G = 19 <sup>a</sup>	G = 16 <sup>a</sup>	G = 32 <sup>a</sup>
R = 60.32	R = 71.63	R = 35.81
ST = 105.53	ST = 44.76	ST = 44.03
LC = 126.84	LC = 80.0	LC = 63.59
PC = 2 + 381.94	PC = 2 + 558.49	PC = 2 + 717.71
PT = 2 + 508.78	PT = 2 + 638.49	PT = 2 + 781.30
T = 49.71	T = 49.71	T = 79.22
D = 168	D = 168	D = 200

#### IV METODOS DE RIEGO

En el proyecto de un sistema de riego uno de los pasos a seguir en lo que se refiere a la red de distribución es la selección del método más adecuado para la distribución del agua, ya que este aspecto influye en la determinación de las capacidades máximas de diseño para los canales de distribución y conducción en la red del sistema; así mismo obedece a la necesidad de alcanzar los mejores resultados económicos y un eficaz funcionamiento en los aspectos agrícolas.

##### a) TIPOS DE DISTRIBUCION DEL AGUA

Los principales empleados en México, son los siguientes:

Tandeos o Rotación.- En este método denominado también por "turnos" o "estación" se le proporciona a la red un caudal relativamente grande durante un período más o menos corto, aplicando el agua a los cultivos en temporadas previamente determinadas.

El riego de las parcelas del grupo de usuarios comprendido en la superficie tributaria del canal se lleva a cabo por medio de un calendario de riego por rotación; por lo que en este caso se exige de una disciplina estricta por parte de los agricultores, así como de una operación adecuada. Este método se aplica en suelos uniformes donde se practica el monocultivo, el cual requiere de un riego simultáneo en un momento dado, por lo que el canal deberá de tener la sección apropiada para alojar un caudal bastante grande.

Demanda Libre.- El método por demanda libre consiste en el suministro del agua que deberá hacerse en el momento y en las cantidades solicitadas por el agricultor dentro de los planes generales, fijados por el programa de riego de acuerdo al volumen de agua que se asignó en el ciclo agrícola.

Para obtener la máxima economía y eficiencia con este método, el agricultor deberá poseer los conocimientos y -- experiencias necesarias para elegir con ayuda de un asesor técnico en agricultura, cuando se debe efectuar el riego.

Flujo Continuo.- En este método se le asigna al agricultor un caudal constante de agua en las 24 horas del día durante toda la temporada de riego, resultando la operación más sencilla debido a las pocas fluctuaciones en el caudal manejado. Este método tiene aplicación en zonas de grandes extensiones con diversificación de cultivos. Los canales conducen agua prácticamente todo el tiempo, con -- una capacidad menor que en los otros métodos anteriores.

#### b) APLICACION DEL RIEGO

Se entiende por aplicación del riego a la manera de -- proporcionar uniformemente el agua al elemento suelo, en la cantidad y periodicidad adecuada, teniendo como fin obtener los mayores rendimientos económicos en los cultivos.

Los métodos de aplicación de riego más comunes son -- los siguientes:

Superficiales

Por goteo

Por aspersión

##### b.1) Superficiales

Se distinguen tres grupos y la elección de cualquiera de ellos dependerá de los siguientes factores: propiedades del suelo, topografía, posibilidades de nivelación, condiciones de drenaje y salinidad, disponibilidad del agua, dimensiones del lote, necesidades de cultivos y prácticas -- agrícolas de los usuarios.

La estimación de la correcta aplicación del agua al -- suelo se realiza por medio de la "EFICIENCIA PARCELARIA" -- que es la relación entre el volúmen del agua de riego uti-

lizada por la planta a nivel parcelario y el volúmen de agua entregado a la entrada de la parcela

- Método que inunda totalmente la superficie del suelo encontrándose el agua en reposo o riego por estancamiento; debido a su sencillez es el más utilizado.

En este método se divide el terreno en áreas pequeñas procurando que cada una de ellas sea aproximadamente plana y se delimitan por medio de bordos, para formar estanques de control los cuales son llevados con la cantidad de agua requerida. El agua en los estanques permanece en la superficie hasta que se filtra totalmente, o bien el exceso es drenado.

El tamaño de los estanques puede variar desde  $1 \text{ m}^2$  hasta 7.5 Ha., dependiendo de la pendiente del terreno y del tipo de suelo.

Para formar los estanques si la pendiente del terreno es muy fuerte, es necesario construir terrazas niveladas utilizando según el caso muros de sostenimiento o banquetas de tierra para estabilizar las caídas entre las terrazas adyacentes.

La forma de los estanques varía de acuerdo a la topografía y a la capacidad de filtración del terreno, utilizando se la forma rectangular en terrenos con pendiente uniforme y formas irregulares en terrenos con pendiente ondulada por tener que seguir las curvas del nivel, los estanques son llenados por medio de regaderas trazadas entre dos hileras de estanques provistas de compuertas espaciadas.

Este método presenta la desventaja de que no se pueden maniobrar con libertad las maquinarias agrícolas, debido a que gran parte de la superficie destinada para el cultivo es ocupada por bordos y regaderas, aunado a un drenaje deficiente por las superficies planas.

- Métodos que inundan totalmente la superficie del suelo encontrándose el agua en movimiento.

Riego por inundación libre.- En éste el agua se descarga en el extremo más alto del terreno, utilizando estructuras igualmente espaciadas en la regadera, por lo que el agua fluye libremente en el sentido de la pendiente sin contar con bordos que dirijan su movimiento.

Este método se aplica en regiones donde no existe escasez de agua, para riego de cultivos poco remunerativos, en terrenos de pendiente fuerte donde no se requiere uniformidad en la distribución del agua y donde la remoción de promontorios y relleno de depresiones sea mínima con el fin de facilitar el drenado del agua en exceso y proporcionar una superficie adecuada para la operación de las maquinarias agrícolas.

Riego por amelgas.- En este método se utilizan bordos paralelos para guiar el flujo del agua que se mueve en el sentido de la pendiente. Se define como amelga la superficie de agua comprendida entre dos bordos adyacentes, la cual puede variar de 3 a 30 metros de ancho y de 100 a 800 metros de largo. Se recomienda que los primeros 10 a 15 metros de la amelga sean planos a fin de lograr una distribución uniforme del agua antes de que empiece a fluir.

La pendiente mínima en el sentido del flujo es de 0.3% limitándose la longitud de la amelga a 100 m. en terrenos de alta filtración.

Para el diseño de un sistema de riego por amelgas se deberá lograr un balance entre el tipo de suelo, pendiente, ancho, largo y gasto que deberá ser utilizado de esta manera se aplicará la lámina correcta con uniformidad en todo el terreno. El agua se abastece por medio de regaderas o tuberías colocadas en la cabecera de la amelga, instalándose un dren en el extremo inferior para extraer el exceso.

- Métodos que inundan parcialmente la superficie del

suelo encontrándose el agua en movimiento.

En este tipo de riego se encuentra principalmente el de surcos, el cual se realiza haciendo escurrir el agua por medio de pequeños canales denominados surcos, los cuales por lo general tienen una sección transversal en forma de "V", con una profundidad de 15 a 20 cm. y un ancho en la parte superior de 25 a 30 cm.

La separación de los surcos depende del tipo de suelo, cultivo, de maquinaria usada y de los patrones de mojado que se obtengan con el movimiento lateral del agua. Se debe procurar en lo posible que sean rectos y paralelos a uno de los extremos del terreno.

En el caso de utilizar la misma maquinaria agrícola se puede utilizar una separación estandar entre surcos. La pendiente del terreno no debe ser mayor del 2% con el fin de evitar erosiones excesivas en la dirección del flujo de agua.

En esta forma de riego no se moja la superficie total del suelo y el agua se filtra en pequeñas cantidades al encontrarse en movimiento.

Los diferentes tipos de surcos son los siguientes:

Surcos de contorno.- Esta forma se utiliza cuando se presentan terrenos con topografía accidentada y los surcos se tienen que trazar siguiendo las curvas de nivel de la topografía. El agua se introduce en los surcos, por medio de compuertas o líneas de tubería; así mismo debe contarse con todas las instalaciones para el drenado de agua de riego en exceso o de lluvia.

Este método no es recomendable en suelos arenosos ni en suelos que se agrieten al secar.

Surcos en terraza.- Cuando se tiene una pendiente bastante fuerte en el terreno y el riego por surcos en contorno no es posible, será necesario construir los surcos utilizando pequeñas terrazas niveladas; el abastecimiento

de agua a los surcos se realiza con regaderas revestidas, canaletas o tuberías con el fin de evitar problemas de erosión.

**Surcos en Zig-Zag.-** Esta forma de riego se aplica para disminuir las altas velocidades de agua que se presentan, debido a la fuerte pendiente del terreno, aumentando en consecuencia la longitud del recorrido y la filtración de la misma. Por otra parte en este tipo de riego es necesario disponer de un gasto grande para obtener una distribución uniforme del agua, además está limitado por el exceso de escurrimiento superficial, la capacidad de los surcos y la erosión del suelo.

**Corrugaciones.-** Las corrugaciones son surcos en forma de U ó V de aproximadamente de 40 a 75 cm. hechas siempre en la dirección de la máxima pendiente, este método es semejante al de riego por surcos paralelos, con la diferencia de que no se usan camas elevadas para plantar los cultivos y se utilizan en suelos con textura de migajón limoso o migajón arcilloso en los cuales el movimiento lateral del agua es rápido.

#### b.2) Riego por Goteo

En este método se utilizan válvulas especiales o goteros para aplicar el agua al suelo. El agua es conducida a los lotes a través de una red de tuberías, requiriéndose de una carga hidráulica que se suministra con un equipo de bombeo o un tanque elevado. Este tipo de riego representa las ventajas de uso de pequeños gastos, aplicación de láminas mínimas, aumento de rendimientos, mejor calidad de frutos, eliminación de la erosión en el suelo y ahorro de trabajos de acondicionamiento y preparación de tierras.

#### b.3) Riego por Aspersión

Es el procedimiento para regar en forma apropiada los suelos que tengan una velocidad de filtración muy alta, -

grandes pendientes y topografía irregular.

En cualquier sistema de aspersores giratorios, deben de inspeccionarse siete factores importantes en el diseño y operación de los mismos:

Grado de Aplicación.- El agua no debe ser aplicada con una velocidad mayor que aquella con la que el suelo pueda absorberla. Se debe evitar pérdidas excesivas por evaporación.

Lámina aplicada.- La cantidad de agua aplicada durante un riego no debe ser más grande que la lámina más ligera necesaria para llenar la zona radicular de los cultivos.

Capacidad del Sistema.- El equipo debe surtir la humedad necesaria al suelo en una cantidad no menor al consumo máximo del cultivo.

Uniformidad de la Aplicación.- La aplicación del agua se realizará de manera uniforme; el punto de aplicación más lejano debe haber recibido por lo menos, el 80% de la aplicación promedio del campo.

Pérdidas de Agua.- No deberán ser mayores al 15% del gasto que fluye a través de las tuberías del sistema de riego por aspersión.

Tamaño Económico de la Tubería.- Deberá existir un balance económico entre los costos del tamaño de la tubería y el costo de la energía usada para impulsar el agua.

Daños a los Cultivos.- El agua en su aplicación no debe producir daños físicos a los cultivos.

## V ESTRUCTURAS

Las estructuras son dispositivos necesarios en la planeación y el funcionamiento de una zona de riego, tal es su función que sin ellas no sería posible controlar y distribuir correctamente el agua de riego hasta el sitio de entrega a las parcelas.

Las estructuras pueden ser de operación, de cruce o de protección.

### a) DE OPERACION

Son básicamente, represas, tomas y estructuras aforadoras.

#### Represas

Sirven para el control de los caudales y mantener los niveles de agua necesarios para su derivación a las tomas y a los laterales.

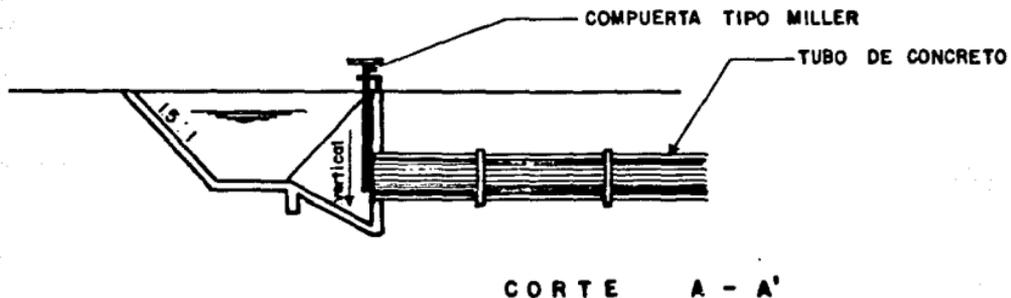
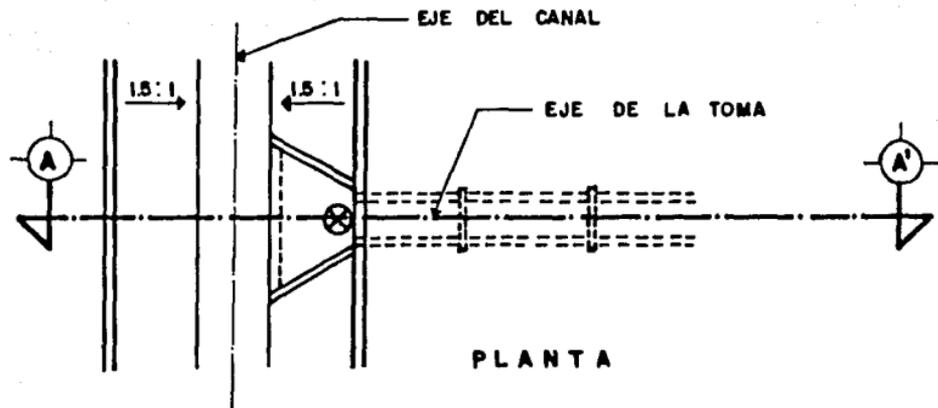
Las represas deberán ubicarse para que proporcionen los gastos máximos al mayor número posible de tomas situadas - aguas arriba, cuidando que el nivel del agua no sobrepase el bordo libre del canal y evitando hasta donde sea posible su localización dentro de curvas, o próximas a la salida de estas, ya que las fluctuaciones de los niveles de agua dificultan su correcta operación.

El manejo de una represa se logra mediante compuertas, las cuales pueden ser deslizantes o radiales.

#### Tomas

Son estructuras utilizadas para repartir los gastos necesarios en el riego y pueden ser tomas para canales, o tomas granjas para el riego de un lote.

Las tomas de lote así como las de laterales de pequeña y mediana capacidad están formadas por conductos cerrados -- que cruzan el bordo del canal y que generalmente funcionan -- mediante compuertas deslizantes. ( ver fig. No. 6 )



TOMA GRANJA

Fig. No. 6

En tomas de gran capacidad, se utilizan secciones de canal abierto con compuertas radiales operadas desde un puente de maniobras.

Las tomas al igual que las represas se diseñan para velocidades no mayores a 1.5 m/seg.

#### Estructuras aforadoras

El objetivo de estas estructuras es el de medir el volumen de los caudales, obligándolos a pasar a través de una escotadura o un orificio previamente determinado y del cual se conocen sus características, mismas que facilitarán la medición.

Existen varios tipos de aforadores destacando los siguientes:

- Orificios
- Vertedores
- Medidor Parshall

#### b) ESTRUCTURAS DE CRUCE

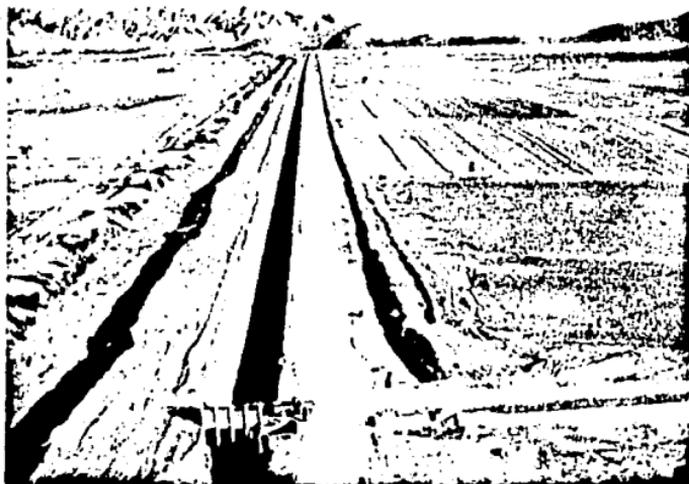
Este tipo de estructuras esta determinado por las condiciones topográficas, geológicas, hidrológicas y de servicio en que se ubica la zona de riego.

Se presentan cuando en el trazo de un canal se interponen ríos, arroyos, drenes, accidentes naturales o caminos, - siendo estos librados mediante sifones, puentes-canales, diques o alcantarillas.

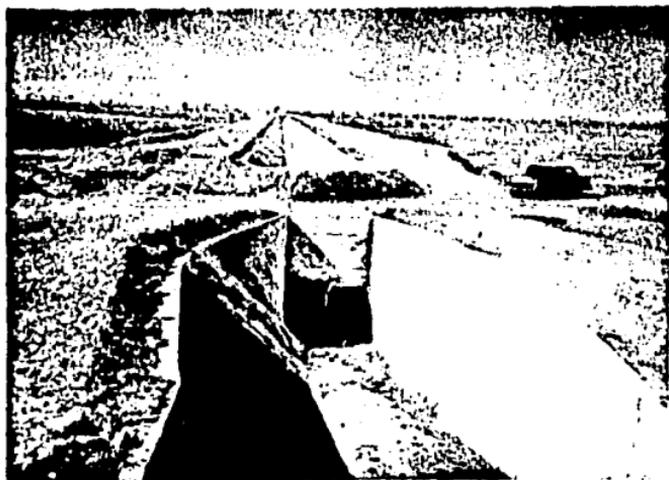
#### Sifones

Son estructuras utilizadas para librar obstáculos (arroyos, ríos, canales, drenes etc.,) que cuentan con una cota semejante o inferior a la que lleva en ese punto el canal. - Dicha estructura se compone de conductos que se ajustan lo más posible a la sección o perfil natural del terreno a cruzar.

El cálculo hidráulico de un sifón consiste en determi-



Represa en canal principal y toma para un lateral



Sifón para cruce de carretera

nar las dimensiones de la sección de los conductos, fijándose una velocidad para el agua en los mismos, que no provoque erosión en el material ni produzca grandes pérdidas de carga ( velocidad alta ), o que ocasione acumulación de sedimentos en la parte más baja de los conductos ( velocidad baja ). Según pruebas de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, se considera una velocidad conveniente para los conductos que forman un sifón de un canal, la que fluctúa entre los 2.0 y 3.0 m/seg.

De esta manera en función de la carga hidráulica disponible, se propone una velocidad tal que la suma de pérdidas de carga ocasionada por dicha velocidad sea igual al desnivel existente. ( ver fig. No. 7 )

A continuación se presenta el cálculo hidráulico del sifón proyectado en el canal Principal Margén Izquierda entre los cadenamientos 4 + 290 y 4 + 370

Los siguientes datos corresponden tanto al canal de entrada como al de salida. ( Los elementos de las secciones hidráulicas se analizan en el siguiente capítulo )

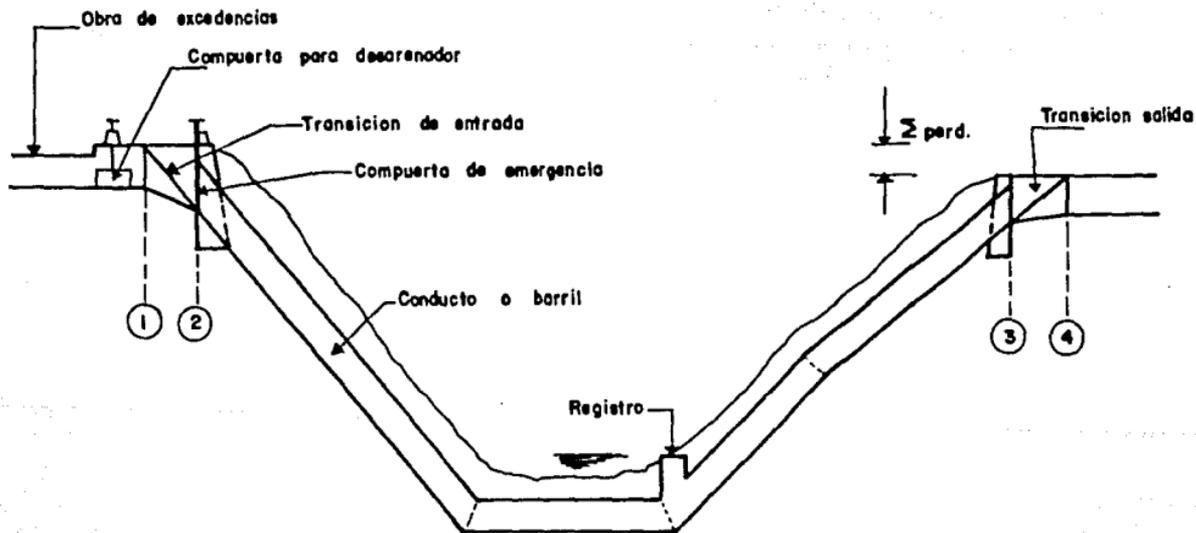
Gasto	$Q = 2.25 \text{ m}^3/\text{seg.}$	
Base	$b = 1.20 \text{ m}$	$A = 3.6 \text{ m}^2$
Tirante	$d = 1.20 \text{ m}$	$r = 5.53 \text{ m}$
Talud	$t = 1.5 : 1$	$r = 0.651 \text{ m}$
Pendiente	$s = 0.0002$	$v = 0.625 \text{ m/s}$
Rugosidad	$n = 0.017$	$h_v = 0.0199 \text{ m}$

Ahora bien, para determinar el desnivel que se tiene, se efectúa la diferencia entre las elevaciones de plantilla de los canales de entrada y salida ( según, capítulo siguiente )

$$\begin{aligned} \text{Desnivel} &= \text{elev. de entrada} - \text{elev. de salida} \\ D &= 16.04 - 15.24 = 0.80 \text{ m} \end{aligned}$$

Si aplicamos Bernoulli entre los puntos de entrada y salida del sifón, tenemos:

Fig. No. 7



PERFIL DE UN SIFON

$$d_e + h_{ve} + D = d_s + h_{vs} + h_t$$

donde

$d_e$  ,  $d_s$  - tirantes de entrada y salida

$h_{ve}$  ,  $h_{vs}$  - cargas de velocidad de entrada y salida

$D$  - desnivel

$h_t$  - suma de las pérdidas en los conductos

como  $d_e = d_s$  y  $h_{ve} = h_{vs}$

$$\text{entonces; } \cancel{d_e} + \cancel{h_{ve}} + D = \cancel{d_s} + \cancel{h_{vs}} + h_t$$

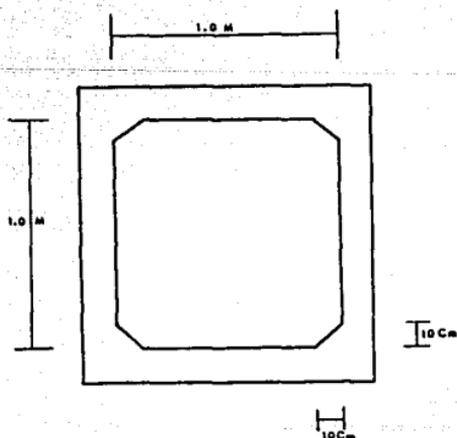
o sea que, el desnivel es igual a la suma de pérdidas.

Una vez que ya se cuenta con el perfil del sifón según el ajuste al terreno por cruzar, se procede por tanteos a encontrar la sección del o los conductos del sifón que nos origine un total de pérdidas igual o menor al desnivel ( $D$ )

Se propuso un conducto de sección cuadrada; a continuación se dan sus características:

conducto de 1.0 X 1.0 m ( interior )

carteles de 0.1 X 0.1 m



$$Q = 2.25 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = 1.0 ( 1.0 ) - 4 \left( \frac{0.10 \times 0.10}{2} \right)$$

$$A = 0.980 \text{ m}^2$$

$$P = 4 ( 1.0 ) - 8 ( 0.10 ) + 4 \sqrt{2 ( 0.10 )^2}$$

$$P = 3.766 \text{ m}$$

$$r = 0.980 \div 3.766 = 0.2602 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.408$$

$$n = 0.015$$

$$v = 2.25 \div 0.980 = 2.296 \text{ m}/\text{seg}$$

$$h_v = ( 2.296 )^2 \div 2 ( 9.81 ) = 0.269 \text{ m}$$

Para cambiar de la sección trapezoidal del canal a la rectangular será necesaria una transición; enseguida obtenemos su longitud.

$$L_t = \left( \frac{T - t}{2} \right) \cot 22^\circ 30'$$

donde:

$L_t$  - longitud de transición

$T$  - ancho de la superficie del agua en el canal

$t$  - ancho de la superficie del agua a la entrada del conducto

Si  $T = 4.8 \text{ m}$  y  $t = 1.0 \text{ m}$

$$L_t = \left( \frac{4.8 - 1.0}{2} \right) (2.414) = 4.59 \text{ m}$$

adoptamos  $L_t = 5.0 \text{ m}$  tanto para entrada como para salida del conducto.

Cálculo de pérdidas

1 - Por transición de entrada, ( ver fig. No. 8 )

$$h_{te} = 0.1 \left( \frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \right) = 0.1 (h_{v2} - h_{v1})$$

estableciendo Bernoulli entre 1 y 2

$$d_1 + h_{v1} + Z = d_2 + h_{v2} + h_{te}$$

donde:

$d_1$  = tirante normal en el canal = 1.20 m

$h_{v1}$  = carga de velocidad en el canal = 0.0199 m

$Z$  = desnivel necesario a la entrada del conducto para dar ahogamiento

$d_2$  = tirante a la entrada del conducto

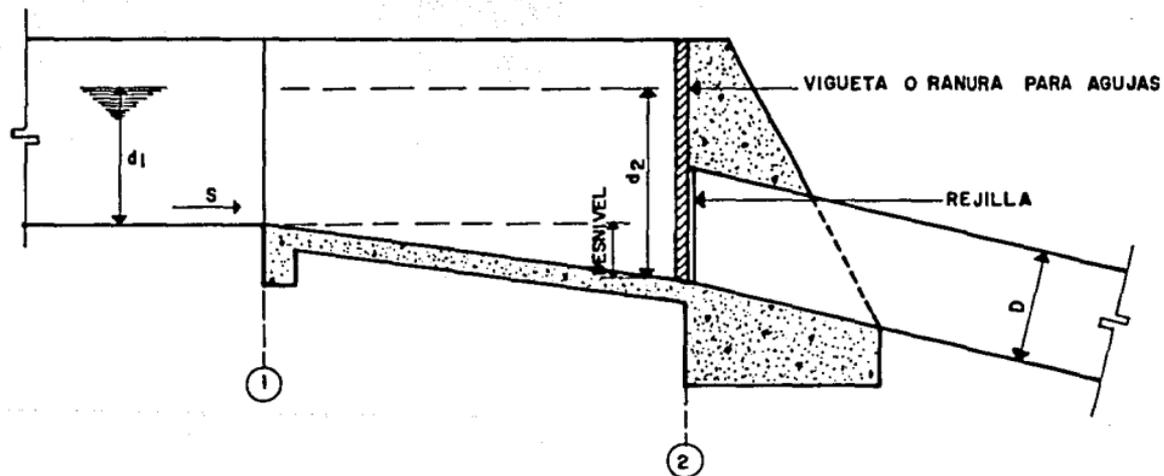
$h_{v2}$  = carga de velocidad a la entrada del conducto

$h_{te}$  = pérdida de carga por transición de entrada

Si  $Z = 0.404 \text{ m}$

$$1.20 + 0.0199 + 0.404 = 1.624 = d_2 + h_{v2} + h_{te}$$

Fig. No. 8



**ENTRADA AL SIFON**

por tanteos, igualamos dando valores a  $d_2$

Se presenta el último tanteo

$$d_2 = 1.50 \text{ m}$$

$$A_2 = 1.50 ( 1.0 ) = 1.50 \text{ m}^2$$

$$v_2 = 2.25 \div 1.50 = 1.50 \text{ m/seg}$$

$$h_{v2} = (1.50)^2 \div 2 ( 9.81 ) = 0.1147 \text{ m}$$

$$h_{te} = 0.1 ( 0.1147 - 0.0199 ) = 0.0095 \text{ m}$$

$$d_2 + h_{v2} + h_{te} = 1.50 + 0.1147 + 0.0095 = 1.6242 \text{ m}$$

$$E_1 = E_2$$

$$1.624 \approx 1.6242$$

2 - Por entrada al conducto

$$h_e = K_e h_v$$

donde

$h_e$  = pérdida de carga por entrada al conducto

$K_e$  = coeficiente que depende de las aristas del conducto

$h_v$  = carga de velocidad dentro del conducto

Si  $K_e = 0.23$  ( para aristas ligeramente redondeadas )

$$h_e = ( 0.23 ) ( 0.269 ) = 0.0619 \text{ m}$$

## 3 - Por cambios de dirección o codos

$$\text{Para } n \text{ número de codos } h_D = 0.25 h_v \sum_1^n \sqrt{\frac{\Delta}{90}}$$

donde:

 $h_D$  = pérdida TOTAL por cambios de dirección $h_v$  = carga de velocidad en el conducto

= Deflexión o cambio de dirección

Si tenemos que:

$$\Delta_1 = 5^\circ \quad \text{calculando } \sqrt{\frac{5}{90}} = 0.236$$

$$\Delta_2 = 10^\circ \quad \sqrt{\frac{10}{90}} = 0.333$$

$$\Delta_3 = 10^\circ \quad \sqrt{\frac{10}{90}} = 0.333$$

$$\Delta_4 = 4^\circ \quad \sqrt{\frac{4}{90}} = 0.211$$

$$\Sigma = 1.113$$

$$\text{Sustituyendo } h_D = 0.25 ( 0.269 ) ( 1.113 ) = 0.0749 \text{ m}$$

## 4 - Por fricción

$$h_f = \left( \frac{v n}{r^{2/3}} \right)^2 L$$

donde

$h_f$  = pérdida de carga por fricción en el conducto

$v$  = velocidad media en el conducto

$n$  = rugosidad del material

$r$  = radio hidráulico

$L$  = Longitud total del conducto

$$h_f = \left[ \frac{(1.49 \cdot 2.296)^2 \cdot (0.015)^2}{0.408} \right]^2 \cdot (82.2)$$

$$h_f = 0.5857 \text{ m}$$

5 - Por transición de salida

$$h_{ts} = 0.2 \cdot (h_{v3} - h_{v4})$$

El caso es similar al punto No. 1, estableciendo Bernoulli entre 3 y 4 (ver fig. No. 9)

$$d_3 + h_{v3} = Z + d_4 + h_{v4} + h_{ts}$$

donde:

$d_3$  = tirante a la salida del conducto

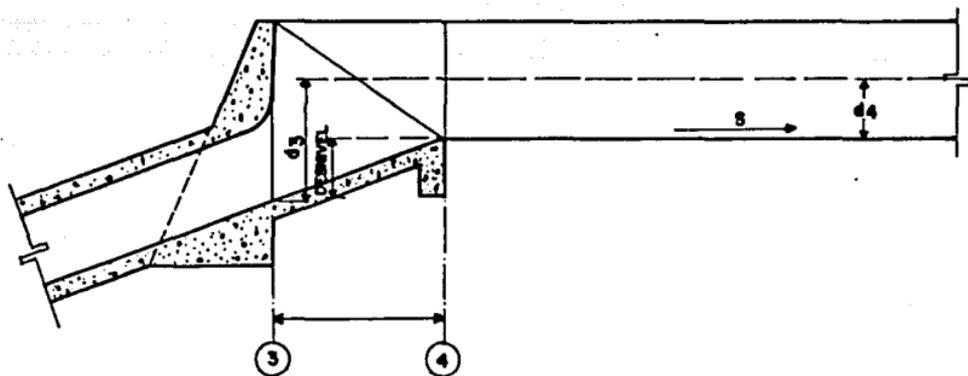
$h_{v3}$  = carga de velocidad a la salida del conducto

$d_4$  = tirante normal en el canal = 1.20 m

$h_{v4}$  = carga de velocidad en el canal = 0.0199 m

$h_{ts}$  = pérdida de carga por transición de salida

Fig. No. 9



**SALIDA DEL SIFON**

$$\text{Si } Z = 0.393 \text{ m}$$

entonces:

$$d_3 + h_{v3} - h_{ts} = 0.393 + 1.20 + 0.0199 = 1.613 \text{ m}$$

Por tanteos obtenemos  $d_3$

$$d_3 = 1.52 \text{ m}$$

$$A_3 = 1.52 (1.0) = 1.52 \text{ m}^2$$

$$v_3 = 2.25 \div 1.52 = 1.48 \text{ m/seg}$$

$$h_{v3} = (1.48)^2 \div 2 (9.81) = 0.1117 \text{ m}$$

$$h_{ts} = 0.2 (0.1117 - 0.0199) = 0.0184 \text{ m}$$

$$d_3 + h_{v3} - h_{ts} = 1.52 + 0.1117 - 0.0184 = 1.6133 \text{ m}$$

$$E_3 = E_4$$

$$1.6133 \approx 1.613$$

Para encontrar  $h_t$  ( Suma de pérdidas )

$$h_t = h_{te} + h_e + h_D + h_f + h_{ts}$$

$$h_t = 0.0095 + 0.0619 + 0.0749 + 0.5857 + 0.0184$$

$$h_t = 0.7504 \text{ m}$$

ahora bien:

$$0.7504 \text{ m} < 0.80 \text{ m} \quad \therefore \text{ se acepta}$$

### Puentes - canal

Son estructuras de cruce utilizadas para salvar obstáculos naturales ( arroyos, talwegs, drenes, ríos, etc., ) -- que llevan una elevación inferior a la elevación del canal.

Se componen principalmente de un cuerpo o cubeta que se apoya en columnas o pilares.

La sección de la cubeta puede ser circular, rectangular o cuadrada y su diseño es similar al de un sifón con la diferencia de que en éste último el funcionamiento es a base de presión. La velocidad recomendada para puentes-canales es de 2.0 a 3.0 m/seg.

### Diques

En algunos casos, cuando el canal se aloja en ladera y su trazo se encuentra con una depresión de mayores dimensiones será necesario evaluar las opciones que se tienen:

- Prolongar sobre la ladera el trazo del canal, hasta rodear la depresión
- Construir un sifón
- Construir un dique

Con la construcción de un dique se asegura una conducción eficiente ya que no se tienen pérdidas de carga considerables y se produce un almacenamiento que puede aprovecharse en la zona de riego. Sin embargo su construcción está condicionada a las propiedades físicas del lugar ( Topografía, tipo de suelo, permeabilidad etc., ) y la factibilidad económica.

Los diques más usuales en canales, están constituidos por un corazón impermeable de arcilla compactada provista de una trinchera en la cimentación, sobre el corazón se coloca material de rezaga producto de la excavación del canal y sobre este una capa de roca como protección.

### Alcantarillas

Cuando en el desarrollo del canal se presenta una depresión menor y que por consiguiente no sea necesario proyectar un sifón o dique, bastará con rellenar dicha depresión formando un terraplén que en su parte superior sostenga el cuerpo del canal y en su parte inferior se diseñe un conducto -- que dé paso a un caudal aproximado según el área tributaria de esa depresión o talweg.

### c) ESTRUCTURAS DE PROTECCION

Las estructuras de protección están destinadas a librar a los canales de los daños que puedan producir los escurrimientos, tanto los que conducen los canales, como los que se generan en las cuencas adyacentes y que son interceptados -- por el desarrollo del canal; de igual manera absorben el -- exceso de pendiente del terreno con relación a la pendiente del canal, evitando así que se originen grandes velocidades que produzcan erosión.

Las estructuras de protección pueden ser, caídas y rápidas, desagües, lavaderos o entradas de agua, pasos superiores y cunetas

#### Caídas y Rápidas

Este tipo de estructuras se utiliza para conducir el -- agua de un nivel superior a otro inferior, generándose una -- disipación del exceso de energía, por lo que se debe procurar dar protección al tramo del terreno donde ésta se localiza. Es recomendable que para conservar un movimiento uniforme del agua esten espaciadas a una distancia conveniente.

Básicamente la diferencia entre caídas y rápidas es el desnivel por librar, siendo no mayor de 2.50 m para las primeras. A continuación se presenta el cálculo hidráulico de una caída localizada en el cadenamiento 22 + 760 del canal principal Márgen Izquierda.

Datos del canal

$$Q = 0.443 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = 0.90 \text{ m}^2$$

$$b = 0.60 \text{ m}$$

$$p = 2.763 \text{ m}$$

$$d = 0.60 \text{ m}$$

$$r = 0.326 \text{ m}$$

$$t = 1.5:1$$

$$v = 0.492 \text{ m/seg}$$

$$s = 0.00035$$

$$n = 0.018$$

Como la caída se proyecta junto a una toma, será necesario diseñar una represa para evitar que se pierda la carga necesaria para el buen funcionamiento de la toma.

El diseño rectangular es apropiado para el manejo de las compuertas.

Si  $Q = 0.443 \text{ m}^3/\text{seg}$  proponiendo  $d = 0.60$

$$n = 0.017$$

Por tanteos obtenemos  $b$

$$s = 0.0009$$

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$A = 0.60 ( 1.00 ) = 0.60 \text{ m}^2$$

$$p = 2 ( 0.60 ) + 1.00 = 2.20 \text{ m}, S^{1/2} = 0.03$$

$$r = 0.60 \div 2.20 = 0.273 \text{ m}, r^{2/3} = 0.421$$

$$V = \frac{1}{0.017} ( 0.421 ) ( 0.03 ) = 0.743 \text{ m/seg}$$

$$Q = 0.60 ( 0.743 ) = 0.446 \text{ m}^3/\text{seg}, 0.446 \quad 0.443$$

Cálculo de la longitud de transición

$$L = \frac{( T - t )}{2} \cot 22'30''$$

donde  $T = 2.40$  y  $t = 1.00$

$$L = \frac{2.4 - 1.0}{2} ( 2.414 ) = 1.69 \text{ m adoptamos } L = 2.0 \text{ m}$$

Contando con una sección rectangular, procedemos a obtener el tirante crítico (  $d_c$  )

Según

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

donde

$d_c$  = tirante crítico

$q$  = gasto unitario =  $Q \div b$

$g$  = gravedad

$$q = 0.443 \div 1.00 = 0.443 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}$$

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{(0.443)^2}{9.81}} = 0.2715 \text{ m}$$

Para conocer el tirante  $d_1$  ( conjugado menor ) aplicamos Bernoulli entre los puntos 1 y 2 , ( ver fig. No. 10 )

$$Z + d_c + h_{vc} = d_1 + h_{v1}$$

$$d_c = 0.2715 \text{ m}$$

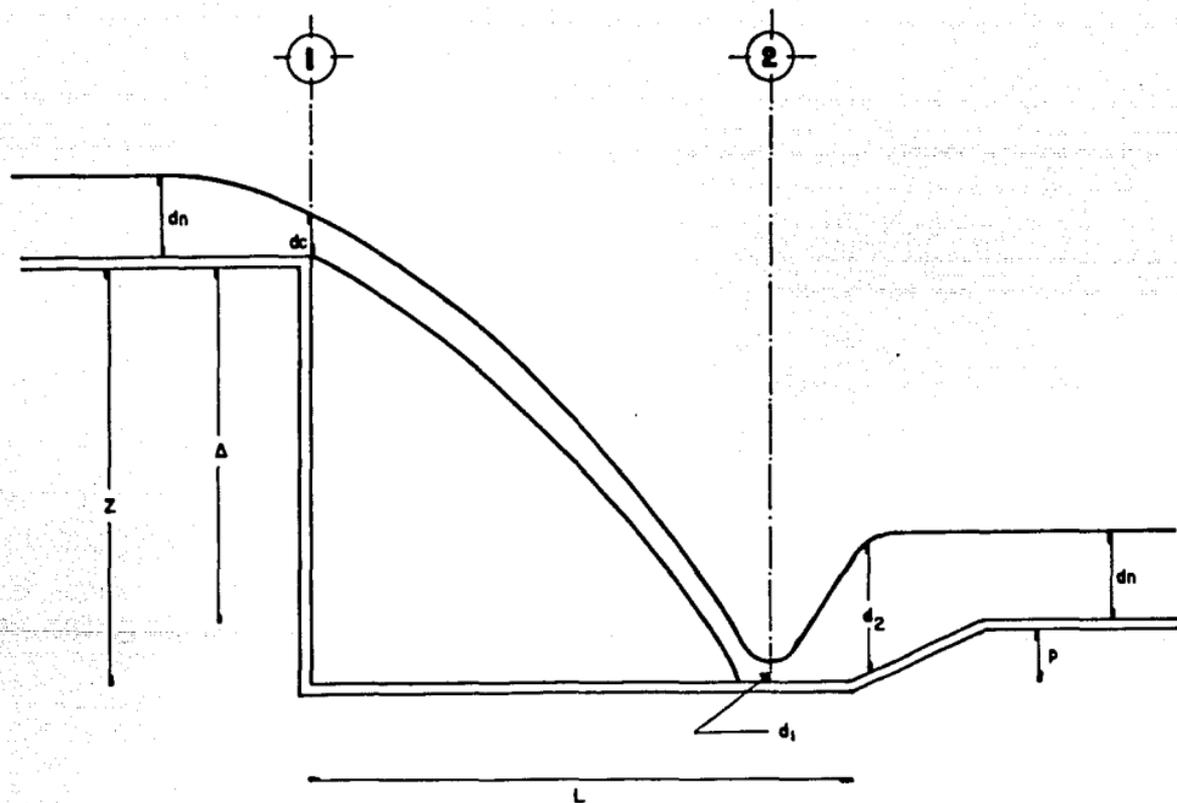
$$A_c = 1.00 ( 0.2715 ) = 0.2715 \text{ m}^2$$

$$v_c = 0.443 \div 0.2715 = 1.632 \text{ m}/\text{seg}$$

$$h_{vc} = ( 1.632 )^2 \div 2 ( 9.81 ) = 0.1357 \text{ m}$$

Ahora bien, el desnivel requerido en la caída es  $\Delta = 2.00 \text{ m}$  como  $Z = \Delta + P$  si suponemos  $P = 0.20 \text{ m}$

Fig. No. 10



CROQUIS DE ESTRUCTURA DE CAIDA

entonces  $Z = 2.0 + 0.20 = 2.20 \text{ m}$

podemos establecer:

$$Z + d_c + h_{vc} = E = d_1 + h_{v1}$$

$$2.20 + 0.2715 + 0.1357 = 2.607 \text{ m} = d_1 + h_{v1}$$

Por tanteos calculamos  $d_1$  y  $h_{v1}$  para que se satisfaga la igualdad  $d_1 + h_{v1} = 2.607 \text{ m} = E$

$d_1$	$A_1$	$v_1$	$h_{v1}$
0.06	0.06	7.383	2.778
0.063	0.063	7.032	2.52
0.0628	0.0628	7.054	2.536
0.0627	0.0627	7.065	2.544

$$d_1 + h_{v1} = 0.0627 + 2.544 = 2.607 = E$$

$$\therefore d_1 = 0.0627 \text{ m}$$

para obtener  $d_2$  (conjugado mayor) utilizamos:

$$d_2 = -\frac{d_1}{2} + \sqrt{\frac{2 d_1 v_1^2 + d_1^2}{g}}$$

sustituyendo:

$$d_2 = -\frac{0.0627}{2} + \sqrt{\frac{2(0.0627)(7.065)^2 + (0.0627)^2}{9.81}}$$

$$d_2 = 0.768 \text{ m}$$

ahora obtenemos el valor correcto de P

$$P = d_2 - d_n \quad \text{si } d_n = \text{tirante normal del canal}$$

$$P = 0.768 - 0.60 = 0.168 \text{ m}$$

La longitud del tanque está definida por:

$$L = 5 (d_2 - d_1) = 5 (0.768 - 0.0627) = 3.53 \text{ m}$$

adoptamos  $L = 4.0 \text{ m}$

### Desagües

Son utilizados para descargar aguas del canal hacia un dren o cauce natural durante la operación del sistema de riego, y pueden ser excedencias parciales o totales.

Las excedencias que deben eliminarse son las aguas no controladas que entran al canal provenientes de arroyos o de lluvia directa en los terrenos adyacentes. Por otra parte - cuando en un tramo de canal se tienen depósitos de sedimentos o desperfectos, será necesario el vaciado total.

Los desagües de excedencias puede realizarse por medio de vertedores y el desagüe total mediante compuertas radiales.

### Entradas de Agua o Lavaderos

Cuando el recorrido del canal intercepta pequeños arroyos y no es conveniente cruzar mediante otra estructura, se propondrán entradas de agua, que tienen como finalidad descargar en el canal los gastos de dichos arroyos, así como el agua producto de las lluvias en tramos de terrenos adyacentes.

Las entradas de agua no deberán de conducir un gasto mayor al 10% de la capacidad total del canal en ese tramo, a menos que se construya una estructura de desagüe con la capacidad requerida. Consisten generalmente en un revestimiento rugoso o empedrado del talud o bien, en conductos cerrados a

fin de no interrumpir los bordos.

#### Pasos Superiores

Se utilizan para conducir las aguas de las pequeñas - - cuencas que interceptan el canal, fuera de la trayectoria en que este se desarrolla.

Consisten en muros de encauzamiento y conductos a cielo abierto que cruzan por la parte superior del canal. Los pasos superiores se emplean cuando el gasto de la corriente -- que intercepta el canal es ligeramente mayor que los admisibles para la construcción de entradas de agua.

#### Cunetas

Si el desarrollo del canal es en ladera de fuerte pendiente y la sección del mismo requiere de un corte, será necesario construir cunetas para interceptar los escurrimientos pluviales que caen en las banquetas de la ladera, así -- como los provenientes de las áreas adyacentes.

TABLA No. 9  
RESUMEN DE ESTRUCTURAS EN EL CANAL PRINCIPAL

E S T R U C T U R A S	MARGEN IZQUIERDA	MARGEN DERECHA
Tomas granja	1	3
Tomas granja alcantarilla	35	25
Tomas laterales	-	4
Tomas laterales alcantarilla	14	8
Represas	14	9
Alcantarillas bajo canal (ABC)	6	4
Entradas de agua (EA)	6	3
Sifones	1	-
Desagües	2	1
Caidas	2	2
Rápidas	-	1

# ESTA TESIS NO DEBE SALIR DE LA BIBLIOTECA

79

## VI DISEÑO DE LAS SECCIONES HIDRAULICAS DE LOS CANALES

Una vez definido el trazo de los canales en la zona de riego, tanto en los tramos de conducción como de distribución, además de contar con una lotificación adecuada ( según el capítulo III ), se procede al llenado de las tablas de Areas - Capacidades y Control de Elevaciones, las cuales serán necesarias para proporcionar los datos básicos de las secciones hidráulicas de los canales.

### a) TABLA DE AREAS - CAPACIDADES

Consta de 13 columnas, la primera de ellas se llena cuando en la planeación de la zona se utilizan secciones hidráulicas tipo, las siguientes cuatro columnas corresponden a datos obtenidos de los planos donde se efectuó el trazo de los canales y la lotificación, las ocho columnas restantes se calculan según la información de las primeras enseguida se indica el llenado de cada columna:

2a. Columna - Se anota el tipo de estructura de toma ( granja para riego de un lote o lateral) en el orden del trazo del canal.

3a. Columna - Se anota la estación correspondiente a esa estructura.

4a. Columna - Se indica el número de lotes que servirá esa toma.

5a. Columna - Se anota el área obtenida gráficamente del número de lotes indicado en la columna anterior.

6a. Columna - El dato de la columna anterior se multiplica por un factor de reducción que tome en cuenta la superficie ocupada por los canales, estructuras, caminos etc. La S.A.R.H. sugiere utilizar como factor 0.93; de esta manera se obtiene el área neta.

7a. Columna - Se anota el total del área por regar -

desde esa estación hacia aguas abajo, esta irá decreciendo al restarle el área neta. ( columna anterior )

Ba. Columna - Se calcula el gasto necesario o requerido para el área obtenida en la columna anterior utilizando la siguiente fórmula:

$$Q = \frac{A \cdot 10^4 \cdot L \cdot \% \cdot C}{N \cdot 86400}$$

Donde

Q	-	Gasto necesario en m <sup>3</sup> /seg.
A	-	Area por regar en Ha.
10 <sup>4</sup>	-	Factor de conversión Ha - m <sup>2</sup>
L	-	Lámina bruta anual de riego ( según estudios agrológicos ).
%	-	Porcentaje según el mes de máxima demanda de riego.
C	-	Coefficiente de variación según el área por regar.
N	-	Número de días efectivos de riego del mes de máxima demanda.
86400	-	Número de segundos en un día.

El coeficiente de variación se determina según la tabla siguiente:

C	Superficie	en	Ha.
3.00	0	a	100
2.90	101	a	300
2.58	301	a	600
2.20	601	a	1400
1.95	1401	a	2000
1.50	2001	a	10000
1.40	10001	a	20000

1.30	2001	a	4000
1.20	4001	a	mayores

Para nuestro estudio tenemos los siguientes datos:

$$L = 1.11 \text{ m}$$

$$N = 30 \text{ ( abril )}$$

$$\% = 14.5$$

9a. Columna - Después de diseñar la sección hidráulica del canal en esa estación en base al gasto requerido se anota la capacidad adoptada según el diseño.

Las últimas cuatro columnas corresponden exclusivamente a datos de la estructura de toma en esa estación.

10a. Columna - Se obtiene el gasto según el área neta ( 6a. columna ) aplicando la misma fórmula, dicho gasto será el que conduzca la toma.

11a. Columna - Se anota el valor en metros del desnivel necesario que tendrá la toma para su funcionamiento.

12a. Columna - Se anota el número de conductos que se requieran para el gasto obtenido en la 10a. columna, fijando una velocidad máxima en los mismos de 1.5 m/seg.

13a. Columna - Se indica el diámetro de los conductos.

A continuación se presentan las tablas de Areas - Capacidades del Canal Principal Márgenes Izquierda y Derecha.

## CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA

## AREAS Y CAPACIDADES

S.T.	TOMA	Km.	No LOTES	AREAS		AREAS X REGAR	CAPACIDAD		T O M A			
				BRUTAS	NETAS		NECES.	ADOP.	Q	Δh	No.	D°
14	GA	0+170	1	5.2	4.8	2 740.9	2.55	2.67	0.01	0.10	1	18"
"	GA	0+900	1	8.0	7.4	2 736.1	2.54	2.67	0.01	0.10	1	18"
"	LA	0+900	1	14.0	13.0	2 728.7	2.54	2.67	0.02	0.10	1	18"
"	LA	1+450	19	307.8	286.2	2 715.7	2.53	2.67	0.52	0.10	1	30"
"	GA	1+450	1	14.8	13.8	2 429.5	2.26	2.67	0.03	0.10	1	18"
14-13	L.B.R	2+400	31	608.9	566.4	2 415.4	2.25	2.67 2.25	0.91	0.10	2	30"
"	GA	2+620	1	28.0	26.0	1 849.3	2.24	"	0.05	0.10	1	18"
"	GA	3+350	1	24.4	22.7	1 823.3	2.20	"	0.04	0.10	1	18"
"	LA	3+350	4	77.2	71.8	1 800.6	2.18	"	0.13	0.10	1	18"
"	GA	3+350	1	44.0	40.9	1 728.8	2.07	"	0.08	0.10	1	18"
"	GA	4+200	1	10.0	9.3	1 687.9	2.04	"	0.02	0.10	1	18"
"	GA	4+750	1	28.0	26.0	1 678.6	2.02	"	0.05	0.10	1	18"
"	LA	4+750	1	21.1	19.7	1 652.6	1.98	"	0.04	0.10	1	18"
"	GA	4+750	1	14.0	13.0	1 632.9	1.96	"	0.02	0.10	1	18"
"	GAR	5+010	1	10.0	9.3	1 619.9	1.94	"	0.02	0.10	1	18"
"	GA	5+750	1	28.0	26.0	1 610.6	1.93	"	0.05	0.10	1	18"
"	GAR	6+580	1	15.2	14.1	1 584.6	1.90	"	0.03	0.10	1	18"
"	GA	7+420	1	21.2	19.7	1 570.5	1.88	"	0.04	0.10	1	18"
"	GA	8+170	1	10.0	9.3	1 550.8	1.86	"	0.02	0.10	1	18"
"	LA	8+170	1	44.0	40.9	1 541.5	1.85	"	0.08	0.10	1	18"
"	GAR	8+170	1	15.6	14.5	1 500.6	1.80	"	0.03	0.10	1	18"
13.9	LAR	10+530	30	583.2	542.3	1 486.1	1.78	2.25 1.28	0.87	0.10	2	30"
"	LA	14+340	3	94.4	87.8	943.8	1.29	"	0.16	0.10	1	18"
"	GAR	14+340	1	29.4	27.2	856.0	1.17	"	0.05	0.10	1	18"
"	GA	14+920	1	12.8	11.9	828.8	1.14	"	0.02	0.10	1	18"
"	LA	14+920	1	29.2	27.2	816.9	1.12	"	0.05	0.10	1	18"
"	GA	14+920	1	22.0	20.5	789.7	1.08	"	0.04	0.10	1	18"
"	GAR	15+280	1	12.0	11.2	769.2	1.05	"	0.02	0.10	1	18"
"	GA	15+920	1	12.4	11.5	758.0	1.04	"	0.02	0.10	1	18"
9-7	L.B.R.	16+270	20	274.2	255.1	746.5	1.02	1.28 0.80	0.46	0.10	1	30"
"	GA	16+920	1	24.8	23.1	491.4	0.79	"	0.04	0.10	1	18"
"	LA	16+920	1	12.4	11.5	468.3	0.75	"	0.02	0.10	1	18"
"	GA	16+920	1	19.6	18.2	456.8	0.73	"	0.03	0.10	1	18"



## CANAL PRINCIPAL MARGEN DERECHA

AREAS Y CAPACIDADES												
S.T.	TOMA	Km.	No LOTES	AREAS		AREAS X REGAR	CAPACIDAD		TOMA			
				BRUTAS	NETAS		NECES.	ADOP.	Q	Δh	No.	D"
14	L.A.	0+100	20	243.0	226.0	4385.4	4.08	4.23	0.41	0.10	2	18"
"	GAR	0+600	1	24.8	23.1	4159.4	3.87	"	0.04	0.10	1	18"
"	GA	1+720	1	21.6	20.1	4136.3	3.85	4.23	0.04	0.10	1	18"
"	GAR	2+450	1	27.4	25.5	4116.2	2.83	"	0.05	0.10	1	18"
"	GA	3+000	1	10.0	9.3	4090.7	3.81	"	0.02	0.10	1	18"
"	GAR	3+550	1	14.0	13.0	4081.4	3.80	"	0.02	0.10	1	18"
"	LA	3+550	106	2258.2	2100.2	4068.4	3.78	"	1.96	0.20	2	36"
14-12	GA	3+550	1	14.6	13.6	1968.2	2.36	4.23 2.35	0.03	0.10	1	18"
	GA	3+280	1	16.0	14.9	1954.6	2.35	"	0.03	0.10	1	18"
	GA	4+810	1	12.0	11.2	1939.7	2.34	"	0.02	0.10	1	18"
	GA	5+280	1	8.0	7.4	1928.5	2.33	"	0.01	0.10	1	18"
	LA	5+280	7	101.2	94.1	1921.1	2.32	"	0.18	0.10	1	18"
	GA	5+280	1	4.0	3.7	1827.0	2.21	"	0.01	0.10	1	18"
12-10	LAR	5+480	31	814.0	757.9	1823.3	2.20	2.35 1.47	1.04	0.15	2	30"
	GA	6+330	1	28.0	26.0	1065.4	1.46	"	0.05	0.10	1	18"
	GAR	7+480	1	16	14.9	1039.4	1.42	"	0.03	0.10	1	18"
	LA	7+480	10	265.7	247.1	1024.5	1.40	"	0.44	0.10	2	18"
10-7	GA	7+480	1	14.0	13.0	77.4	1.07	1.47 1.05	0.02	0.10	1	18"
	LA	8+150	8	152.0	141.4	764.4	1.05	"	0.26	0.10	1	24"
	GAR	8+550	1	12.0	11.2	623.0	0.93	"	0.02	0.10	1	18"
	GA	9+130	1	8.8	8.2	611.8	0.93	"	0.01	0.10	1	18"
	LA	9+130	1	24.0	22.3	603.6	0.93	"	0.04	0.10	1	18"
	GA	9+130	1	6.0	5.6	581.3	0.93	"	0.01	0.10	1	18"
	GA	9+460	1	18.0	16.7	575.7	0.92	"	0.03	0.10	1	18"
	LA	9+780	3	78.0	72.6	559.0	0.89	"	0.14	0.10	1	18"
	GA	10+950	1	7.0	6.5	486.4	0.78	c/p0.80	0.01	0.10	1	18"
	G	10+950	1	26.0	24.2	479.9	0.77	"	0.05	0.10	1	18"
	L	10+950	5	76.8	71.4	455.7	0.73	"	0.14	0.10	1	18"
	GA	10+950	1	27.2	25.3	384.3	0.61	"	0.05	0.10	1	18"
	GAR	11+560	1	13.6	12.6	359.0	0.57	"	0.02	0.10	1	18"
7-5	L	11+560	6	140.6	130.7	346.4	0.55	0.80 0.41	0.24	0.10	1	18"
	G	12+400	1	16.0	14.9	215.7	0.39	"	0.03	0.10	1	18"

## AREAS Y CAPACIDADES

S.T.	TOMA	Km.	No. LOTES	AREAS		AREAS X REGAR	CAPACIDAD		TOMA			
				BRUTAS	NETAS		NECES	ADOP.	Q	Δh	No.	D°
GA	12+400	1		7.6	7.1	200.8	0.36	"	0.01	0.10	1	18"
L	12+400	3		41.2	38.4	193.7	0.35	"	0.07	0.10	1	18"
GA	12+400	1		10.0	9.3	155.3	0.28	"	0.02	0.10	1	18"
GR	13+130	1		10.0	9.3	146.0	0.26	"	0.02	0.10	1	18"
GA	13+130	1		6.0	5.6	136.7	0.25	"	0.01	0.10	1	18"
L	13+130	3		63.2	58.9	131.1	0.24	"	0.11	0.10	1	18"
GA	13+130	1		36.0	33.5	72.2	0.14	"	0.06	0.10	1	18"
GAR	14+104	1		41.6	38.7	38.7	0.07	"	0.07	0.10	1	18"
Σ			231	4715.4								

**b) TABLA DE CONTROL DE ELEVACIONES**

Al trazar las rasantes de los canales sobre el perfil del terreno se deberá observar que los cortes y terraplenes sean compensados además de conservar una pendiente que no ocasione velocidades mayores que pudieran provocar erosión en el revestimiento de los canales.

Por lo anterior es necesario llevar un control estricto de las pendientes en las plantillas de los canales en todo su recorrido, este control se complementará después de diseñar las secciones hidráulicas ya que en él se incluye el tirante de los canales en sus diversos tramos; además se deberán iniciar los cambios de pendiente así como los desniveles donde se proyecte una rápida o caída.

A continuación se muestran las tablas de Control de Elevaciones del Canal Principal Márgenes Izquierda y Derecha.

## CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA

## CONTROL DE ELEVACIONES

ESTACION	DISTANCIA	S	Δh	ELEVACIONES		NOTAS
				PLANTILLA	S.L.A.	
CANAL PRINCIPAL M.L.						ST-14
0+000	-	-	-	16.90	18.20	d=1.30 m
1+000	1000	0.0002	0.20	16.70	18.00	
2+000	1000	0.0002	0.20	16.50	17.80	
2+400	400	0.0002	0.08	16.42	17.72	
						c/s ST-13
2+400	-	-	-	16.42	17.62	d= 1.20 m
4+290	1890	0.0002	0.38	16.04	17.24	
5IFON	80	-	0.80	-	-	
4+370	-	0.0002	-	15.24	16.44	
4+000	630	0.0002	0.13	15.11	16.31	
10+000	5000	0.0002	1.00	14.11	15.31	
10+530	530	0.0002	0.11	14.00	15.20	
						c/s ST-9
10+530	-	-	-	14.00	14.90	d= 0.90 m
11+000	470	0.0003	0.14	13.86	14.76	
12+000	1000	0.0003	0.30	13.56	14.46	
16+000	4000	0.0003	1.20	12.36	13.26	
16+270	270	0.0003	0.08	12.28	13.18	
						c/s ST-7
16+270	-	-	-	12.28	13.03	d= 0.75 m
17+000	730	0.00035	0.26	12.02	12.77	
18+000	1000	0.00035	0.35	11.67	12.42	
19+000	1000	0.00035	0.35	11.32	12.07	
20+660	1660	0.00035	0.58	10.74	11.49	
						c/s ST-5
20+660	-	-	-	10.74	11.34	d= 0.60 m
21+000	340	0.00035	0.12	10.62	11.22	
22+760	1760	0.00035	0.62	10.00	10.60	
CAIDA Δh= 2.00m.						
22+760	-	-	2.00	8.00	8.60	
23+000	240	0.00035	0.08	7.92	8.52	



## CANAL PRINCIPAL MARGEN DERECHA

## CONTROL DE ELEVACIONES

ESTACION	DISTANCIA	S	Δh	ELEVACIONES		NOTAS
				PLANTILLA	S.L.A.	
0+000	-	-	-	16.20	17.50	ST-14 d=1.30 m
1+000	1000	0.0005	0.50	15.70	17.00	
2+000	1000	0.0005	0.50	15.20	16.50	
3+000	1000	0.0005	0.50	14.70	16.00	
3+550	550	0.0005	0.28	14.42	15.72	
3+550	-	-	-	14.42	15.57	c/s ST-12 d= 1.15 m
3+000	450	0.0003	0.14	14.28	15.43	
5+000	1000	0.0003	0.30	13.98	15.13	
5+480	480	0.0003	0.14	13.84	14.99	
5+480	-	-	-	13.84	14.84	c/s ST-10 d= 1.00 m
6+000	520	0.00025	0.13	13.71	14.71	
7+000	1000	0.00025	0.25	13.46	14.46	
7+480	480	0.00025	0.12	13.34	14.34	
7+480	-	-	-	13.34	14.09	c/s ST-7 d= 0.75 m
8+000	520	0.0006	0.31	13.03	13.78	
9+000	1000	0.0006	0.60	12.43	13.18	
9+950	950	0.0006	0.57	11.86	12.61	
		RAPIDA l= 140.0 m. Ah= 6.06 m.				
10+090	140	-	6.06	5.80	6.55	
11+000	910	0.00035	0.32	5.48	6.23	
11+560	560	0.00035	0.20	5.28	6.03	
11+560	-	-	-	5.28	5.88	c/s ST-5 d= 0.60 m
12+000	440	0.0003	0.13	5.15	5.75	
13+130	1130	0.0003	0.34	4.81	5.41	
		CAIDA Ah=1.10m				
13+130	-	-	1.10	3.71	4.31	

CANAL PRINCIPAL MARGEN DERECHA

## CONTROL DE ELEVACIONES

ESTACION	DISTANCIA	S	$\Delta h$	ELEVACIONES		NOTAS
				PLANTILLA	S.L.A.	
13+230	100	0.0003	0.03	3.68	4.28	
		CAIDA Ah= 0.30 m				
13+230	-	-	0.30	3.38	3.98	
14+104	874	0.0003	0.26	3.12	3.72	

### c) CALCULO DE SECCIONES

Existen varios tipos de secciones; desde el punto de vista de su construcción, se distinguen los siguientes:

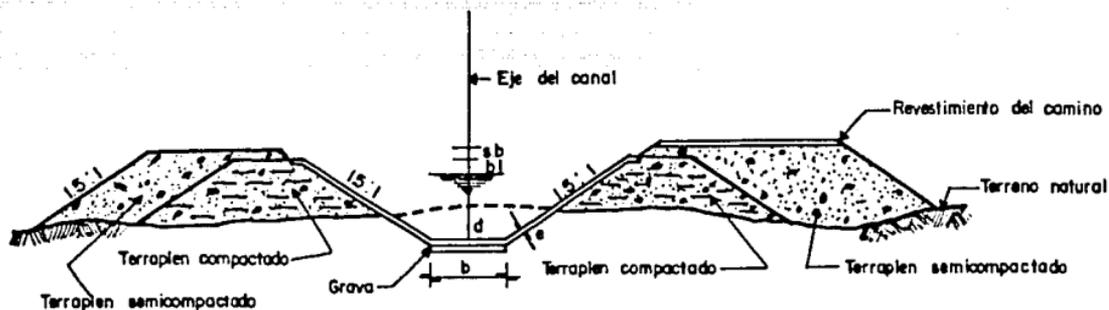
- Sin revestimiento
- Revestidos
- Construcción de muros laterales
- Prefabricados
- En túnel

En general las secciones que deben adoptarse son las de máxima eficiencia en canales revestidos y las de mínima filtración para canales sin revestir. En canales revestidos la máxima eficiencia se logra al adoptar una relación  $b : d = 1$  ( base, tirante ). Los revestimientos pueden ser de cualquier material económico y resistente, usándose con más frecuencia concreto o mampostería y en ocasiones revestimientos de arcilla compactada, asfalto, plástico, etc.

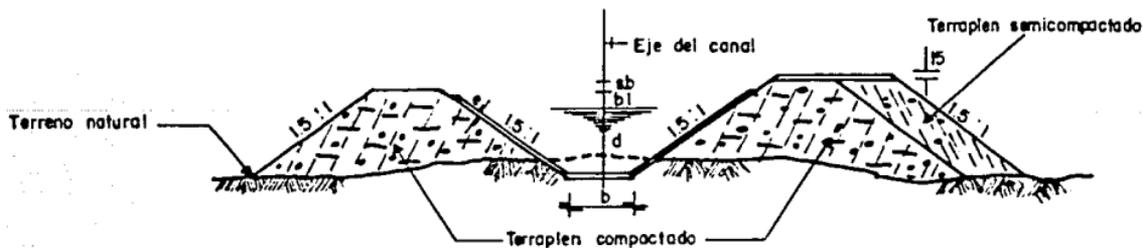
En canales revestidos de concreto el talud indicado es el de 1.5:1 para no utilizar cimbras. En canales revestidos de mampostería se pueden usar taludes de 1.1 a 1.5:1, reportando mayor economía el primero por lo que es recomendable si el terreno lo permite. Los canales de muros laterales ya sea de mampostería o concreto pueden llevar un talud de hasta cero y por último los canales prefabricados pueden ser construidos a base de canaletas o tubos unidos por sus extremos.

En canales revestidos de concreto la velocidad máxima permisible por el concepto de operación y un buen funcionamiento hidráulico de tomas y represas es de 1.5 m/seg por otra parte la velocidad mínima que se adopte debe ser la que no deposite azolves, cumpliendo con esta condición la de 0.45 m/s. ( ver figura No. 11 ).

## CANAL PRINCIPAL



## CANALES DE DISTRIBUCION



## SECCIONES TIPO REVESTIDAS DE CONCRETO

Una vez obtenido el gasto o capacidad necesaria ( según tabla de Area - Capacidades ) de los canales y habiendo elegido una sección trapezoidal revestida de concreto con talud de 1.5:1 además de contar con las pendientes de cada tramo se procede a calcular la relación:

$$\frac{Q n}{S^{1/2}} =$$

donde Q, n y s son valores conocidos.

Tendiendo el valor de dicha relación se procede a hacer uso del HOMOCRAMA ( para la obtención de tirantes ), proponiendo una base (b) se encuentra el valor del tirante (d) con los valores de b y d se procede de la siguiente manera. ( ver figura No. 12 ).

a) Calculamos el Area hidráulica

$$A = d (b + td) \quad \text{donde } A = \text{Area Hidráulica}$$

$$t = \text{talud del canal}$$

b) Calculamos el perímetro mojado

$$p = b + 2 d \cdot \sqrt{1+t^2} \quad \text{donde } p = \text{perímetro mojado}$$

c) Calculamos el radio hidráulico

$$r = \frac{A}{p} \quad \text{DONDE } r = \text{radio hidráulico}$$

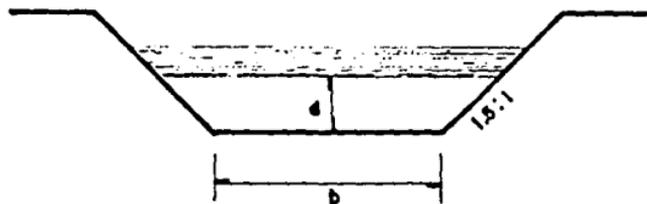
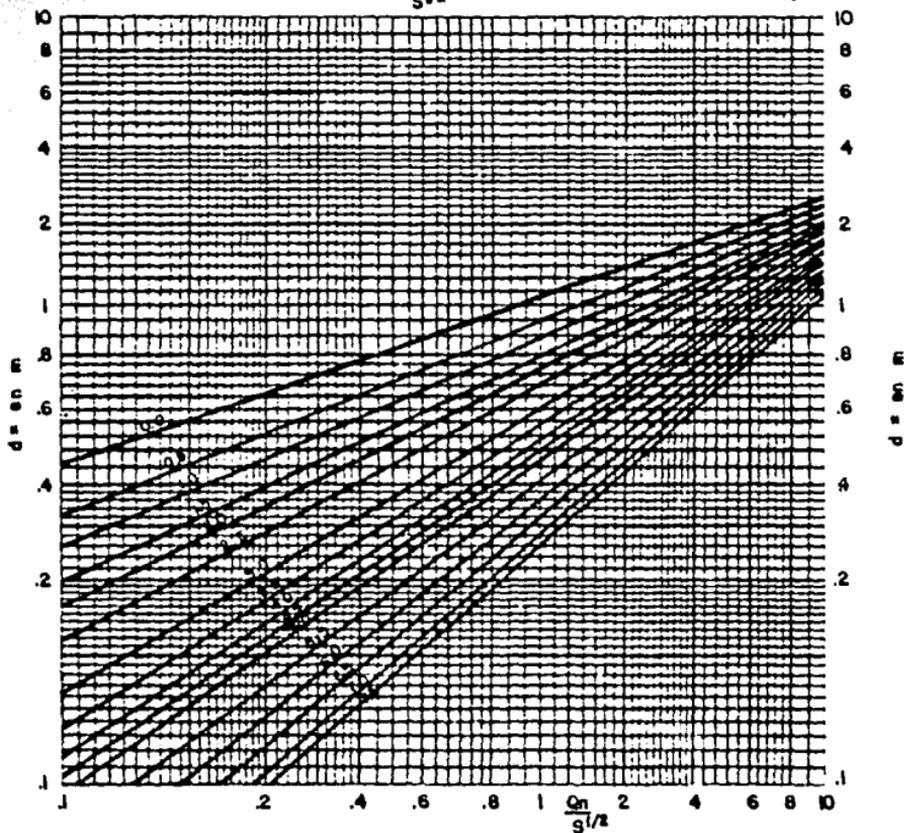
d) Calculamos la velocidad media por medio de manning.

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

DONDE v = velocidad media

n = rugosidad del revestimiento

s = pendiente



**NOMOGRAMA PARA DETERMINAR EL TIRANTE EN CANALES**

e) Calculamos el gasto adoptado mediante la fórmula de la continuidad.

$$Q = A \cdot v \quad \text{DONDE } Q = \text{gasto adoptado}$$

Para fines de nuestro estudio, adoptamos en su totalidad secciones tipo, con el fin de asegurar máxima eficiencia. A continuación se dan las características de dichas secciones. ( tabla No. 10 ).

TABLA No. 10  
SECCIONES TIPO REVESTIDAS DE CONCRETO SIMPLE y t = 1.5:1

S.T.	b	d	A	V.máx.	Q.máx.	n	b1	hr	p	e	Area de Rev.
	m	m	m <sup>2</sup>	m/s	m <sup>3</sup> /s		m	m	m	m	m <sup>2</sup>
1	0.30	0.30	0.23	0.96	0.221	0.018	0.15	0.10	2.12	0.06	0.127
2	0.30	0.40	0.36	1.07	0.385	0.018	0.15	0.10	2.48	0.06	0.149
3	0.45	0.45	0.51	1.17	0.597	0.018	0.15	0.10	2.81	0.06	0.169
4	0.45	0.55	0.70	1.27	0.889	0.018	0.15	0.10	3.17	0.06	0.190
5	0.60	0.60	0.90	1.34	1.206	0.018	0.20	0.10	3.78	0.06	0.227
6	0.60	0.70	1.16	1.44	1.670	0.018	1.20	0.10	4.05	0.06	0.243
7	0.75	0.75	1.41	1.50	2.115	0.018	1.20	0.10	4.38	0.06	0.263
8	0.75	0.85	1.72	1.50	2.580	0.018	0.20	0.10	4.74	0.06	0.284
9	0.90	0.90	2.03	1.50	3.045	0.017	0.20	0.10	5.07	0.06	0.304
10	0.90	1.00	2.40	1.50	3.600	0.017	0.20	0.10	5.43	0.06	0.326
11	1.05	1.05	2.76	1.50	4.140	0.017	0.20	0.10	5.76	0.06	0.346
12	1.05	1.15	3.19	1.50	4.785	0.017	0.25	0.10	6.30	0.08	0.504
13	1.20	1.20	3.60	1.50	5.400	0.017	0.25	0.15	6.73	0.08	0.538
14	1.20	1.30	4.10	1.50	6.150	0.017	0.25	0.15	7.09	0.08	0.567
15	1.35	1.35	4.56	1.50	6.840	0.017	0.30	0.15	7.60	0.08	0.608
16	1.40	1.40	4.90	1.50	7.350	0.016	0.30	0.15	7.83	0.08	0.626
17	1.40	1.50	5.48	1.50	8.220	0.016	0.30	0.20	8.29	0.10	0.829
18	1.55	1.55	6.01	1.50	9.015	0.016	0.35	0.20	8.80	0.10	8.880
19	1.55	1.65	6.64	1.50	9.960	0.016	0.35	0.20	9.16	0.10	0.916
20	1.70	1.70	7.23	1.50	10.845	0.016	0.35	0.20	9.49	0.10	0.949
21	1.70	1.80	7.92	1.50	11.880	0.016	0.40	0.20	10.03	0.10	1.003
22	1.85	1.85	8.56	1.50	12.840	0.016	0.40	0.20	10.36	0.10	1.036
23	1.85	1.95	9.31	1.50	13.965	0.016	0.40	0.20	10.72	0.10	1.072
24	2.00	2.00	10.00	1.50	15.000	0.016	0.40	0.20	11.05	0.10	1.105



Tres etapas del revestimiento de canales

## D A T O S

S.T. 14

b = 1.20 m	T r a m o	Km 0 + 000 a1 Km 2 + 400
d = 1.30 m	A = 4.10 m <sup>2</sup>	s <sup>1/2</sup> = 0.041
s = 0.0002	p = 5.89 m	
n = 0.017	r = 0.6961 m	r <sup>2/3</sup> = 0.7854
t = 1.5:1	v = 0.65 m/seg	Q = 2.67 m <sup>3</sup> /seg
b1 = 0.25 m		
sb = 0.30 m		

## D A T O S

S.T. 13

b = 1.20 m	T r a m o	Km 2 + 400 a1 Km 10 + 530
d = 1.20 m	A = 3.60 m <sup>2</sup>	s <sup>1/2</sup> = 0.01414
s = 0.0002	p = 5.53 m	
n = 0.017	r = 0.651 m	r <sup>2/3</sup> = 0.7514
t = 1.5:1	v = 0.63 m/seg	Q = 2.25 m <sup>3</sup> /seg
b1 = 0.25 m		
sb = 0.30 m		

## D A T O S

S.T. 9

b = 0.90 m	T r a m o	Km 10 + 530 a1 Km 16 + 270
d = 0.90 m	A = 2.03 m <sup>2</sup>	s <sup>1/2</sup> = 0.0173
s = 0.0003	p = 4.15 m	
n = 0.017	r = 0.490 m	r <sup>2/3</sup> = 0.6213
t = 1.5:1	v = 0.63 m/seg	Q = 1.28 m <sup>3</sup> /seg
b1 = 0.20 m		
sb = 0.30 m		

## D A T O S

S.T. 7

b = 0.75 m	T r a m o	Km 16 + 270 a1 Km 20 + 660
d = 0.75 m	A = 1.41 m <sup>2</sup>	s <sup>1/2</sup> = 0.0187
s = 0.00035	p = 3.45 m	
n = 0.018	r = 0.409 m	r <sup>2/3</sup> = 0.551
t = 1.5:1	v = 0.57 m/seg	Q = 0.80 m <sup>3</sup> /seg
b1 = 0.20 m		
sb = 0.30 m		

## CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA

## D A T O S

S.T. 5

$b = 0.60 \text{ m}$	T r a m o Km 20 + 660 al Km 23 + 285	
$d = 0.60 \text{ m}$	$A = 0.90 \text{ m}^2$	$s^{1/2} = 0.0187$
$s = 0.00035$	$p = 2.76 \text{ m}$	
$n = 0.018$	$r = 0.326 \text{ m}$	$r^{2/3} = 0.4738$
$t = 1.5:1$	$v = 0.49 \text{ m/seg}$	$Q = 0.443 \text{ m}^3/\text{seg}$
$b1 = 0.20 \text{ m}$		
$sb = 0.30 \text{ m}$		

## CANAL PRINCIPAL MARGEN DERECHA

## D A T O S

S.T. 14

b = 1.20 m	Tramo Km 0 + 000 a 1 Km 3 + 550
d = 1.30 m	A = 4.10 m <sup>2</sup> s <sup>1/2</sup> = 0.0224
s = 0.0005	p = 5.89 m
n = 0.018	r = 0.6961 m      r <sup>2/3</sup> = 0.7854
t = 1.5:1	v = 1.03 m/seg      Q = 4.23 m <sup>3</sup> /seg
b1 = 0.25 m	
sb = 0.30 m	

## D A T O S

S.T. 12

b = 1.05	Tramo Km 3 + 550 a 1 Km 5 + 480
d = 1.15	A = 3.19 m <sup>2</sup> s <sup>1/2</sup> = 0.0173
s = 0.0003	p = 5.20 m
n = 0.017	r = 0.614 m      r <sup>2/3</sup> = 0.7224
t = 1.5:1	v = 0.74 m/seg      Q = 2.35 m <sup>3</sup> /seg
b1 = 0.25	
sb = 0.30	

## D A T O S

S.T. 10

b = 0.90 m	Tramo Km 5 + 480 a 1 Km 7 + 480
d = 1.00 m	A = 2.40 m <sup>2</sup> s <sup>1/2</sup> = 0.0158
s = 0.00025	p = 4.51 m
n = 0.017	r = 0.532 m      r <sup>2/3</sup> = 0.6571
t = 1.5:1	v = 0.61 m/seg      Q = 1.47 m <sup>3</sup> /seg
b1 = 0.20 m	
sb = 0.30 m	

## D A T O S

S.T. 7

b = 0.75 m	Tramo Km 7 + 480 a 1 Km 10 + 090
d = 0.75 m	A = 1.41 m <sup>2</sup> s <sup>1/2</sup> = 0.0245
s = 0.0006	p = 3.45 m
n = 0.010	r = 0.409 m      r <sup>2/3</sup> = 0.551
t = 1.5:1	v = 0.75 m/seg      Q = 1.05 m <sup>3</sup> /seg
b1 = 0.20 m	
sb = 0.30 m	

## CANAL PRINCIPAL MARGEN DERECHA

D A T O S		S.T. 7	
b = 0.75 m	T r a m o Km 10 + 0.90 a1 Km 11 + 560		
d = 0.75 m	A = 1.41 m <sup>2</sup>	s <sup>1/2</sup> = 0.0187	
s = 0.00035	p = 3.45 m		
n = 0.018	r = 0.409 m	r <sup>2/3</sup> = 0.551	
t = 1.5:1	v = 0.57 m/seg	Q = 0.80 m <sup>3</sup> /seg	
b1 = 0.20 m			
sb = 0.30 m			

D A T O S		S.T. 5	
b = 0.60 m	T r a m o Km 11 + 560 a1 Km 14 + 104		
d = 0.60 m	A = 0.90 m <sup>2</sup>	s <sup>1/2</sup> = 0.0173	
s = 0.0003	p = 2.76 m		
n = 0.018	r = 0.326 m	r <sup>2/3</sup> = 0.4738	
t = 1.5:1	v = 0.46 m/seg	Q = 0.41 m <sup>3</sup> /seg	
b1 = 0.20 m			
sb = 0.30 m			

## VII SISTEMA DE DRENAJE

Un exceso de agua puede producirse por la aplicación de los riegos, por filtraciones de canales o zanjas, o bien pueden llegar al terreno por flujo subterráneo, al producirse grandes precipitaciones en zonas cercanas.

En general un sistema de drenaje consiste en una red de drenes de capacidad variable que cubre la zona y se destina a eliminar en la forma más directa las aguas excedentes cualquiera que sea su procedencia, a fin de evitar que los niveles freáticos asciendan en forma inconveniente.

### a) VENTAJAS DEL DRENAJE

Un drenaje adecuado mejora la estructura del suelo, además de aumentar su productividad; dentro de los beneficios que aporta podemos enumerar lo siguiente:

- Facilita el arado y la siembra
- Aumenta la duración del período de cultivo
- Proporciona más humedad aprovechable y elementos nutritivos para las plantas al aumentar la profundidad de la zona radicular.
- Facilita la ventilación del suelo
- Disminuye la erosión y el agrietamiento
- Lava las sales en exceso, y
- Asegura una temperatura más apta para el suelo

Dependiendo de diversos factores como la forma del área, conformación del terreno, la función que desempeñan, su localización y el área que drenan, los sistemas de riego pueden tener dos tipos de drenaje: Natural y Artificial

Cuando el sistema tiene una extensión pequeña ( menor a 500 ha ) normalmente basta el drenaje natural. Cuando es grande se utiliza una red artificial o una combinación

de ambas.

El drenaje artificial se puede dividir en superficial y subterráneo; dentro del primero se pueden considerar los drenes abiertos, principales, colectores, secundarios y parcelarios; dentro del drenaje subterráneo están los drenes por medio de tubos, drenes topo y de bombeo.

Los drenes parcelarios son generalmente entubados, se encuentran dentro del terreno de cultivo y se destinan a eliminar el exceso de aguas superficiales y subterráneas dentro de la parcela, para descargar en los drenes secundarios.

Los drenes secundarios o de alivio se localizan según la conformación del terreno, siguiendo las líneas del flujo del microdrenaje natural y conectando sumideros o áreas aisladas del drenaje deficiente, a los drenes colectores.

Los colectores se ubican aprovechando también la conformación del terreno siguiendo las depresiones y los bajos o talwegs. Se destinan esencialmente a recibir descargas de los drenes secundarios y conducir las a los drenes principales.

Los drenes principales se localizan a lo largo de las líneas principales del drenaje natural y se destinan a desalojar del área todas las aguas excedentes, incluyendo las aportaciones de las cuencas alimentadoras, así como las que se generan en la propia área, procedentes de la lluvia, de los excedentes de riego, de filtraciones y de desperdicios. En ocasiones se requieren rectificaciones o encauzamientos para su correcto funcionamiento.

#### b) CAPACIDAD DE LOS DRENES ABIERTOS

Para la determinación de la capacidad de los drenes abiertos debe tomarse en cuenta los siguientes factores:

- La precipitación pluvial
- El tamaño del área contribuyente

- La topografía del lugar
- Las características del suelo
- El tipo de vegetación o cultivo
- El grado de protección requerida

Sin embargo suelen utilizarse los coeficientes de cuenca, mismos que toman en cuenta varios de los factores determinantes del escurrimiento.

Generalmente las secciones más utilizadas son las de máxima eficiencia y las trapezoidales son las que se ajustan más a esta condición. El cálculo de estas secciones es similar al de los canales.

Para obtener el gasto de diseño en nuestro sistema de drenaje se utilizaron los siguientes datos:

$i$  - intensidad de lluvia = 30.4 mm/hora

$c$  - coeficiente de la cuenca  
según la zona de riego = 0.12

Aplicando la fórmula racional

$$Q = K c i A$$

donde

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

$K$  = coeficiente de conversión de unidades = 0.278

$A$  = Área de la cuenca tributaria en  $Km^2$

Para contar con un gasto unitario, utilizamos la hectárea como unidad de área, se tiene:

$$\begin{aligned} Q &= 0.278 (0.12) (30.4) (0.01) = 0.0101 m^3/\text{seg} \\ &\quad \text{(gasto unitario)} \\ &= 10.1 \text{ L.P.S./ha} \end{aligned}$$

Teniendo bien determinado el trazo de cada dren se procede a obtener su área tributaria con ayuda del planímetro; después se calcula el gasto por conducir y se diseña una - -

sección hidráulica para cada tramo, según varía dicho gasto.  
 Como ejemplo se calculará el dren VIII de la Margen Derecha en el tramo del Km 2 + 970 al 4 + 420

Tenemos que área tributaria = 595 ha

$$Q = \text{Area} \times \text{gasto unitario}$$

$$Q = 595 (0.0101) = 6.01 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para encontrar la sección proponemos  $b = 1.50 \text{ m}$

teniendo:

$$t = 1.5 : 1$$

$$n = 0.045$$

$$s = 0.001$$

por tanteo: obtenemos  $d = 2.00 \text{ m}$

$$A = (b + td) d = [1.5 + 1.5(2.0)] 2.0 = 9.0 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2d \sqrt{1 + t^2} = 1.5 + 2(2.0) \sqrt{1 + (1.5)^2} = 8.71 \text{ m}$$

$$r = 9.0 \div 8.71 = 1.033 \text{ m}, r^{2/3} = 1.02$$

Aplicando Manning

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.045} (1.02) (0.0316) = 0.72 \text{ m/seg}$$

$$Q = A v = 9.0 (0.72) = 6.46 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$6.46 > 6.01 \quad \therefore \quad \text{se acepta}$$

A continuación se presentan las características geométricas de los drenes tanto de la Margen Derecha como de la Margen Izquierda ( tablas No. 11 y 12 )

Notese que en la Margen Izquierda con características geométricas similares se tienen mayores gastos debido a que las pendientes en la zona son también mayores.

La nivelación del suelo es una condición ineludible para tener éxito en los trabajos de drenaje y de recuperación de terrenos.

TABLA No. 11  
 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LOS DRENES  
 MARGEN DERECHA

BASE (m)	TIRANTE (m)	TALUD t:1	CAPACIDAD MEDIA (m <sup>3</sup> /seg)	LONGITUD (Km)
14.00	2.00	1.5	21.35	2.00
14.00	1.50	1.5	15.57	1.50
10.00	1.50	1.5	9.33	2.00
8.00	1.00	1.5	5.31	1.20
5.00	2.50	1.5	5.06	2.00
4.00	2.00	1.5	7.07	3.30
2.00	2.00	1.5	3.78	6.90
1.50	2.00	1.5	6.46	10.76
1.00	1.50	1.5	3.25	19.65
<b>TOTAL</b>				<b>49.31</b>

TABLA No. 12  
 CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LOS DRENES  
 MARGEN IZQUIERDA

BASE (m)	TIRANTE (m)	TALUD t:1	CAPACIDAD MEDIA (m <sup>3</sup> /seg)	LONGITUD (Km)
15.00	2.70	1.5	53.65	2.35
10.00	2.00	1.5	42.70	2.15
7.00	3.00	1.5	34.31	3.35
2.00	2.00	1.5	9.5	5.66
1.50	1.50	1.5	6.2	8.42
1.00	1.50	1.5	3.6	12.33
TOTAL				34.26

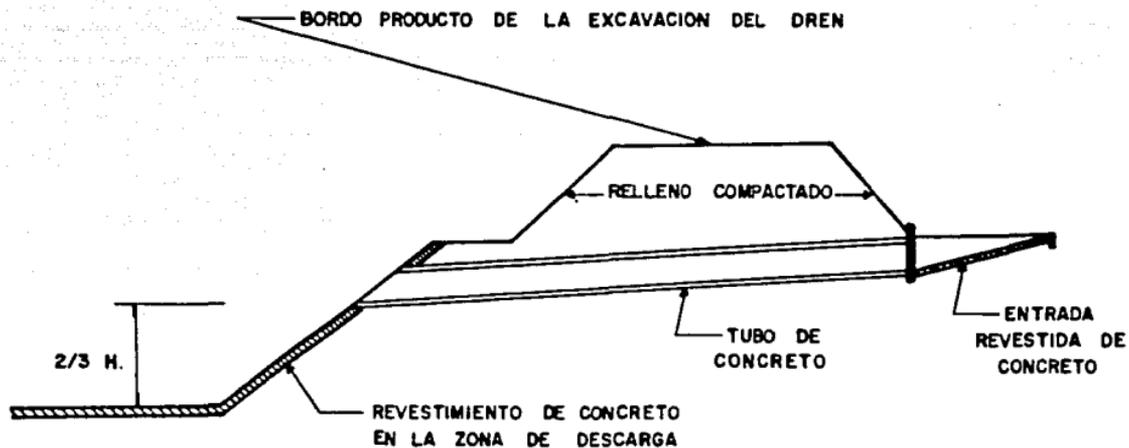
El levantamiento topográfico hecho para el proyecto del drenaje debe aprovecharse para la planeación general de los trabajos de nivelación, en un terreno de topografía regular consistirán en la determinación de la dirección del surcado en función de la pendiente, la estructura del suelo y el establecimiento de las distancias apropiadas entre las regaderas.

Para el drenaje pluvial un suelo nivelado tendrá un escurrimiento regulado, por lo que los drenes principales no se recargarán en el momento en que ocurra la precipitación más intensa. Se obtendrá un mejor aprovechamiento del agua, equivalente a disponer de una cantidad mayor de agua para riego y lavado del suelo.

Las estructuras de operación en un sistema de drenaje son las encargadas de controlar las descargas de un dren a otro, esto es mediante compuertas; así mismo, sirven para desalojar los sobrantes de riego de las parcelas por medio de un conducto ( entrada de agua a dren ). ( ver figura No. 13 )

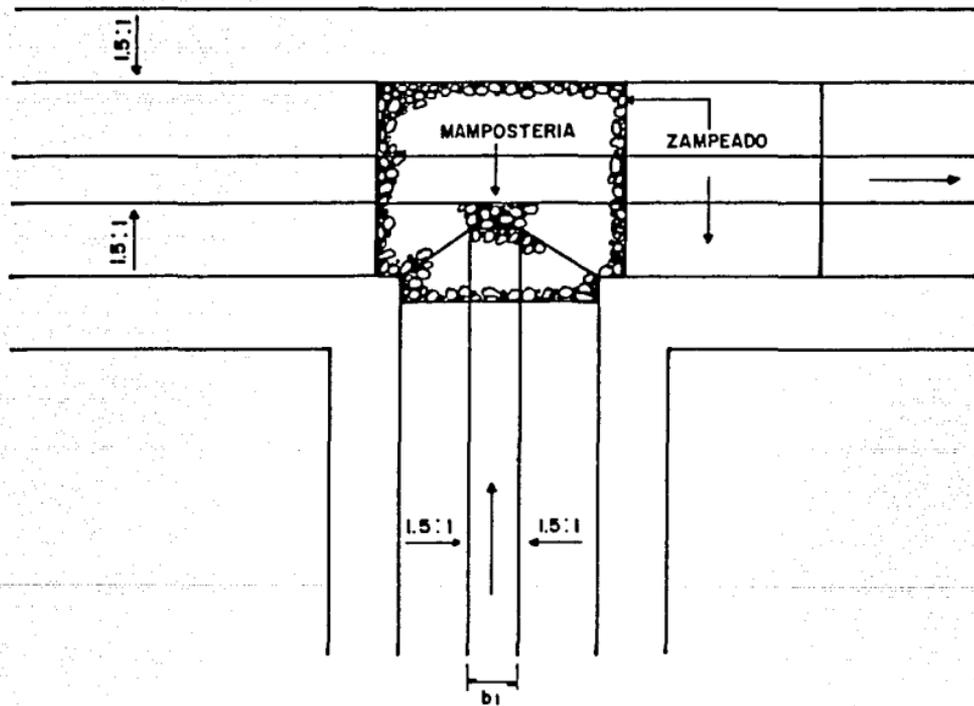
Las estructuras de protección para drenaje, son básicamente utilizadas para evitar la erosión por los escurrimientos. Esto puede ser si se tienen pendientes fuertes, para lo que se proyectan caídas; o bien en la unión de los drenes cuando se producen turbulencias, para esto se construyen lavaderos de piedra junteada, lo que permite la conservación de las secciones en la unión. ( ver figura No. 14 ).

Fig. No. 13



ENTRADA DE AGUA A DREN

Fig. No. 14



UNION DE DREN CON DREN

## VIII OBRAS COMPLEMENTARIAS

Se entiende por obras complementarias, al conjunto de construcciones necesarias para administrar, operar y conservar las obras básicas de la zona de riego.

Podemos describir como obras complementarias a las siguientes:

### Edificio para la Administración

Este edificio debe de contar con características de la magnitud del proyecto, ubicado de ser posible en una localidad cercana que cuente con toda clase de servicios.

En él deberá alojarse el administrativo que coordinará la operación y conservación del distrito de riego, así como también otras actividades para desarrollar una agricultura tecnificada.

### Casas para Operadores

Para obtener una operación óptima en el conjunto de obras, es preciso contar con el personal encargado de la operación del sistema. Este personal se alojará en casas localizadas de preferencia en el centro de la zona de riego. El área que deberá atender cada elemento será de dos mil hectáreas con recorridos máximos de 20 kilómetros. O bien, manejará instalaciones especiales, como plantas de bombeo y obras de toma de la fuente de abastecimiento.

### Sistema de Intercomunicación

Para mantener una comunicación constante y segura entre el personal operativo y administrativo del sistema de riego, deberá instalarse una red de intercomunicación telefónica -- con su respectivo control, así mismo los vehículos del personal deberán contar con equipos móviles, los radiotransmisores cumplen bien con esta función.

### Sistema de Caminos de Servicio

El sistema general de caminos de servicio en una zona -

de riego tiene como finalidad, comunicar todos los centros de población que se encuentran situados dentro de los límites de la zona y en general a todas las áreas de cultivo facilitando los accesos y de esta manera la explotación de los productos agrícolas. Es por esta red por donde circula y penetra la maquinaria, el equipo, los implementos y los materiales con que se realizan las actividades agrícolas y las industrias de aquellas mismas, también circula por esta red el personal encargado de la operación, administración y conservación de la zona. Por otra parte, el grado de funcionamiento y actividad de la zona dependerán del estado de conservación de los caminos. La carencia de caminos y el mal estado de los mismos será motivo de una lenta y difícil circulación, deterioro de los productos agrícolas, elevados costos de transportes y por consiguiente bajos ingresos para los agricultores.

Dependiendo de su importancia dentro de la zona de riego, de su localización y desarrollo, los caminos se clasifican en principales, secundarios y de enlace.

Los principales se alojan a lo largo de la corona del bordo del canal principal, lateral o dren importante. Cuando el canal se desarrolla en ladera, el camino se aloja en el bordo de la margen distribuidora; cuando se localiza en parteaguas, el camino se aloja en el bordo mejor protegido o el que preste mayor servicio. Los caminos principales reciben a los secundarios y se interconectan con el sistema vial de la región.

Los de enlace sirven para la realización de un circuito ligando los extremos o puntas de caminos secundarios y principales.

Los secundarios se localizan a lo largo del sistema de distribución o drenes secundarios y pueden alojarse sobre las coronas de los bordos de éstos, o bien paralelamente --

de riego tiene como finalidad, comunicar todos los centros de población que se encuentran situados dentro de los límites de la zona y en general a todas las áreas de cultivo facilitando los accesos y de esta manera la explotación de los productos agrícolas. Es por esta red por donde circula y penetra la maquinaria, el equipo, los implementos y los materiales con que se realizan las actividades agrícolas y las industrias de aquellas mismas, también circula por esta red el personal encargado de la operación, administración y conservación de la zona. Por otra parte, el grado de funcionamiento y actividad de la zona dependerán del estado de conservación de los caminos. La carencia de caminos y el mal estado de los mismos será motivo de una lenta y difícil circulación, deterioro de los productos agrícolas, elevados costos de transportes y por consiguiente bajos ingresos para los agricultores.

Dependiendo de su importancia dentro de la zona de riego, de su localización y desarrollo, los caminos se clasifican en principales, secundarios y de enlace.

Los principales se alojan a lo largo de la corona del bordo del canal principal, lateral o dren importante. Cuando el canal se desarrolla en ladera, el camino se aloja en el bordo de la margen distribuidora; cuando se localiza en parteaguas, el camino se aloja en el bordo mejor protegido o el que preste mayor servicio. Los caminos principales reciben a los secundarios y se interconectan con el sistema vial de la región.

Los de enlace sirven para la realización de un circuito ligando los extremos o puntas de caminos secundarios y principales.

Los secundarios se localizan a lo largo del sistema de distribución o drenes secundarios y pueden alojarse sobre las coronas de los bordos de éstos, o bien paralelamente

dependiendo de las características de dichos bordos.

En caminos secundarios, el ancho de la corona deberá ser de 4.00 m. terraplén con revestimiento de 3.55 m., por 0.15 m., de espesor. En caminos principales, de enlace, el ancho de la corona será de 6.00 m. terraplén y 5.40 m., revestimiento con 0.20 m., de espesor.

La longitud de los caminos en nuestro proyecto es de -- 123 Km.

Las estructuras en los caminos de servicio podrán ser puentes o vados construidos en los cruces con drenes, arroyos o bajos.

#### Trabajos Preagrícolas

Para el acondicionamiento e incorporación al cultivo -- bajo riego de las superficies que se contemplan en cualquier proyecto, es necesario tomar en cuenta los trabajos preagrícolas, que consisten en labores de desmonte, desenraice, -- quema, rastrero pesado y nivelación de superficie. Lo anterior en las áreas que lo ameriten.

#### Obras de Defensa

Las obras de defensa más comunes comprenden la rectificación o encauzamiento de corrientes mediante la construcción de bordos y terraplenes.

El encauzamiento o rectificación de un cauce se hace necesario ya que las avenidas pueden originar remansos muy amplios. Por esto para establecer seguridad a los poblados y parcelas de riego cercanos a dicho cauce es indispensable la construcción de una obra de defensa donde las secciones del mismo lo requieran.

#### Maquinaria y Equipo para Conservación

Para llevar a cabo los trabajos de conservación de las obras básicas y de las estructuras será necesario considerar la adquisición de maquinaria y equipo de acuerdo a las dimen

siones de la zona de riego. Nuestro proyecto incluye la adquisición de:

- 1 Excavadora de mandos hidráulicos, de  $3/4$  yd<sup>3</sup>
- 1 Tractor D-4 con angledozer, de 75 H.P.
- 1 Tractor con escrepa y sloopower, de 145 H.P.
- 2 Camiones Ford de volteo, de 6 m<sup>3</sup>
- 1 Planta para soldar de 30 AMP

## IX INVERSIONES

El presupuesto del presente proyecto incluye los costos de construcción, adquisición, supervisión y administración, así como imprevistos para cada uno de los principales conceptos que intervienen en las obras básicas, obras complementarias, trabajos preagrícolas, indemnizaciones y adquisiciones.

A las cantidades de obra indicadas se les aplicaron precios unitarios ( obtenidos de la Subdirección de Evaluación, S.A.R.H - según el distrito de temporal No. V de Pinotepa -- Nacional - julio de 1986 ) a fin de calcular el importe de cada concepto. Por otra parte se estimó que la administración y supervisión representan un 10% de los costos de construcción y adquisiciones; así como para el cálculo de imprevistos se supuso un 15% de los parámetros anteriores.

**NOTA:** Debido a la extensión de los conceptos de todas las obras, únicamente se presentan a manera representativa los precios unitarios de la Presa - Derivadora Peña Blanca, así como un resumen de inversiones de la obra en su conjunto.

Presupuesto de la Presa Derivadora ( a precios de 1986 )

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES
- Terracerías				<u>810 950.71</u>
Desmote, desenraice, desyerbe y limpia del terreno	ha	18	100 791.60	1 814.25
Excavación en cualquier material excepto roca fija, para desplante de las obras con acarreo libre de un kilómetro	m <sup>3</sup>	215 580	872.00	187 985.76
Excavación en roca fija para desplante de las obras con acarreo libre de un kilómetro	m <sup>3</sup>	18 750	3 603.00	67 556.25
Excavación en el enrocamiento del talud Aguas Abajo de la Presa para formar las zanjas que se han de llenar de concreto	m <sup>3</sup>	3 350	1 842.90	6 173.72
Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de material impermeable compactado	m <sup>3</sup>	41 670	1 245.50	51 899.99

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES
Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de material permeable proveniente de bancos de préstamo	m <sup>3</sup>	25 415	1 022.00	25 974.13
Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de enrocamiento proveniente de bancos de préstamo	m <sup>3</sup>	96 010	3 899.80	374 419.80
Sobrecarreo del material impermeable	m <sup>3</sup> -Km	41 670	167.30	6 971.39
Sobrecarreo del material permeable producto de excavación y de banco de préstamo	m <sup>3</sup> -Km	248 945	167.30	41 648.50
Sobrecarreo de roca y rezaga producto de excavación y de banco de préstamo	m <sup>3</sup> -Km	137 880	337.30	46 506.92
- ESTRUCTURAS				<u>492 695.26</u>
Excavación en roca fija	m <sup>3</sup>	23 120	4 714.60	109 001.55
Excavación en cualquier material	m <sup>3</sup>	3 950	1 224.30	4 835.99

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES
Fabricación y colocación de concreto simple en el muro vertedor de la presa	m <sup>3</sup>	4 085	27 976.90	114 285.63
Fabricación y colocación de concreto simple en las zanjas del enrocamiento	m <sup>3</sup>	3 315	20 805.60	68 970.56
Fabricación y colocación de concreto simple en los huecos del enrocamiento	m <sup>3</sup>	4 460	20 805.60	92 792.98
Fabricación y colocación de concreto armado en los puentes de acceso al vado	m <sup>3</sup>	21	35 837.00	752.58
Fabricación y colocación de concreto armado en los muros de contención	m <sup>3</sup>	545	25 653.90	13 981.38
Fabricación y colocación de concreto armado para las obras de toma y limpia	m <sup>3</sup>	1 400	25 222.20	35 311.08
Fabricación y colocación de concreto armado para el revestimiento de los canales de entrada, salida y limpia	m <sup>3</sup>	834	24 754.70	20 645.42

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES
Colocación de acero de refuerzo	Kg	112 008	74.90	8 389.40
Obtención y colocación de enrocamiento de protección en las obras de toma y de limpia	m <sup>3</sup>	480	5 542.30	2 660.30
Relleno sin compactar, de cualquier material excepto roca	m <sup>3</sup>	4 000	1 192.20	4 768.80
Suministro y colocación de acero estructural en zona de compuertas	Kg	309	561.40	173.47
Suministro y colocación de compuertas radiales	Kg	2 640	3 674.4	9 700.42
Suministro y colocación de compuertas deslizantes	Kg	1 184	2 224.20	2 633.45
Suministro y colocación de junta asfáltica de dos centímetros de espesor	m <sup>2</sup>	70	13 733.90	961.37
Suministro y colocación de sello de hule o cloruro de polivinilo corrugado	m	240	10 338.70	2 481.29
Suministro y colocación de barandales de fierro galvanizado de 2" Ø	Kg	230	836.70	192.44

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES
Suministro y colocación de escalones de varilla corrugada de 3/4" Ø	Pza	30	2 951.00	88.53
Suministro y colocación de tubo de fierro galvanizado de 2.5" Ø para - lloraderos	Pza	16	3 766.70	60.27
Relleno de grava, o grava y arena que se requiere en drenes, lloraderos y filtros	m <sup>3</sup>	3	2 783.10	8.35
- MANEJO DEL RIO				<u>6 408.08</u>
Equipo de bombeo para - desagüe con diámetro de 4" ( 102 mm )	Hr	2 160	1 309.10	2 827.66
Equipo de bombeo para - desagüe con diámetro de 6" ( 152 mm )	Hr	1 440	2 486.40	3 580.42
- TRATAMIENTO DE LA CIMENTACION				<u>144 964.95</u>
Perforación con equipo neumático a profundidades entre 0 y 10 m	m	350	17 971.00	6 289.99

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES
Inyectado de lechada de cemento en perforaciones por medio de bombeo	Hr	200	26 776.40	5 355.28
Excavación en cualquier material para alojar la pantalla plástica a una profundidad de 20 m	m <sup>3</sup>	7 950	1 194.50	9 496.28
Fabricación y colocación de lodos bentoníticos -- para estabilización de -- taludes	m <sup>3</sup>	10 335	4 001.90	41 359.64
Fabricación y colocación de arcilla-cemento para pantalla plástica	m <sup>3</sup>	7 950	10 372.80	82 463.76
- BORDOS DE PROTECCION				<u>13 875.83</u>
Obtención, acarreo en el primer kilómetro, colocación y compactación de -- material impermeable	m <sup>3</sup>	1 569	1 245.50	1 954.19
Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de enrocamiento proveniente de bancos de --- préstamo	m <sup>3</sup>	1 861	3 899.80	7 335.52

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES
Excavación en cualquier material excepto roca, para desplante de bordo	m <sup>3</sup>	2 076	872.00	1 810.27
Obtención, acarreo en el primer kilómetro y colocación de grava para los filtros de los bordos	m <sup>3</sup>	275	9 483.20	2 607.88
Sobreacarreo de gravas para filtros	m <sup>3</sup> -Km	1 004	167.30	167.97
- ACARREO DE MATERIALES				<u>10 945.16</u>
Carga, acarreo en el primer kilómetro y descarga de cemento en sacos	Ton	5 091	1 785.60	9 090.49
Acarreo de cemento en sacos en los kilómetros subsecuentes	Ton-Km	25 455	59.70	1 519.66
Carga, acarreo en el primer kilómetro y descarga de acero de refuerzo	Ton	112	2 692.70	301.58
Acarreo del acero para refuerzo en los kilómetros subsecuentes	Ton-Km	560	59.70	33.43
			SUMA CONSTRUCCION	<u>1 479 840.00</u>

C O N C E P T O.	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE EN MILES
- ADQUISICIONES				206 544.25
Cemento	Ton	5 091	35 998.10	183 266.33
Acero de refuerzo	Ton	112	207 838.60	23 277.92
SUMA CONSTRUCCION Y ADQUISICIONES				<u>1 686 384.25</u>
SUPERVISION Y ADMINISTRACION 10%				168 636.42
SUMA				<u>1 855 022.7</u>
IMPREVISTOS 15%				278 253.4
T O T A L				<u><u>2 133 276.1</u></u>

## \* I N V E R S I O N E S

( en miles de pesos )

C O N C E P T O	CONSTRUCCION	ADQUISICIONES	S U M A	SUPERVISION Y ADMINISTRACION	IMPREVISTOS	TOTAL
Presa derivadora	1'479,840	206,544	1'686,384	168,638	278,253	2'133,276
Canales	2'366,720	240,456	2'607,176	260,718	430,184	3'298,077
Drenaje	416,880	13,520	430,400	43,040	71,016	544,456
Camino de Servicio	183,470	20,210	203,680	20,368	33,607	257,655
Obras de Defensa	2'203,750	0	2'203,750	220,375	363,619	2'787,744
Plantas de bombeo	69,110	100,810	169,920	16,992	28,037	214,949
Obras complementa- rias	172,660	0	172,660	17,266	28,489	218,415
Trabajos Preagrícolas	133,380	0	133,380	13,338	22,008	168,726
Maquinaria y Equipo para conservación	-	181,050	181,050	18,105	29,873	229,028
T O T A L E S	7'025,810	762,590	7'788,400	778,840	1'285,086	9'852,326

\* A precios de 1986

## C O N C L U S I O N E S

En general, el objetivo principal de cualquier proyecto es el mejoramiento del individuo que forma parte activa del mismo. Por otra parte la realización de una zona de riego no solo incrementa el desarrollo del lugar donde se ejecuta sino que constituye un bien con carácter de beneficio nacional; de ahí la importancia que tienen este tipo de obras.

Ahora bien, en particular el Estudio de Factibilidad Técnica ha alcanzado su objetivo, ya que la realización de la obra es posible debido a que los recursos naturales disponibles serán aprovechados ampliamente. Sin embargo dicho objetivo puede ser incompleto si los agricultores del lugar no son apoyados con financiamiento para utilizar maquinaria agrícola, transportes, insecticidas, semillas mejoradas, etc., y son orientados técnicamente sobre los cultivos apropiados, períodos de siembra, métodos de riego etc.

Por lo anterior, sería recomendable una reestructuración administrativa a fondo para la explotación de la tierra; esta reestructuración debe contemplar la existencia de sociedades agrícolas que agrupen a los agricultores como verdaderos accionistas.

En el aspecto económico es conveniente la realización de la obra ya que la relación Beneficio-Costo es mayor que la unidad; es tal el atractivo económico de esta zona que actualmente la S.A.R.H., se encuentra realizando los estudios definitivos para su próxima ejecución.

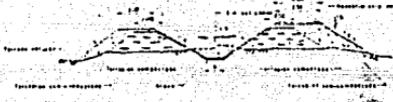
**SECCION TIPO DRENER**



**SECCION CAMINOS DE ENLACE**



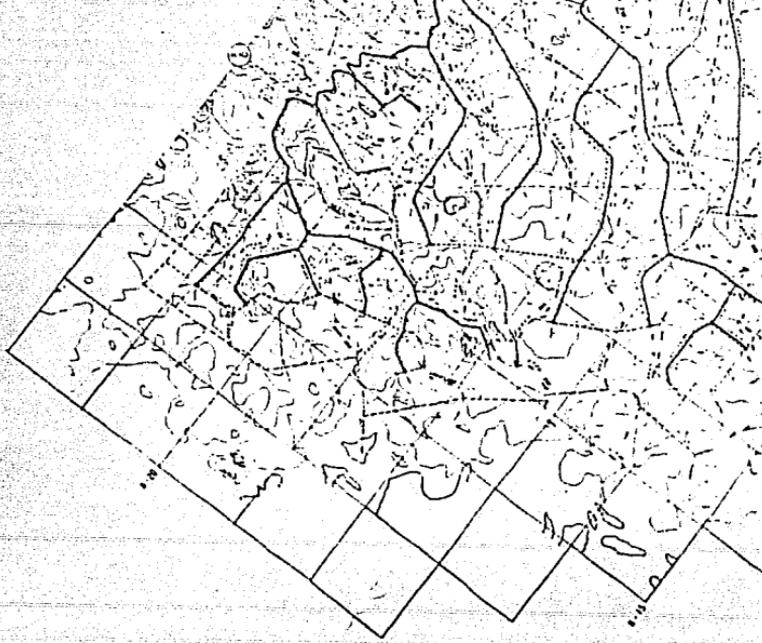
**RED DE DISTRIBUCION**



**SECCION TIPO BARRIO**

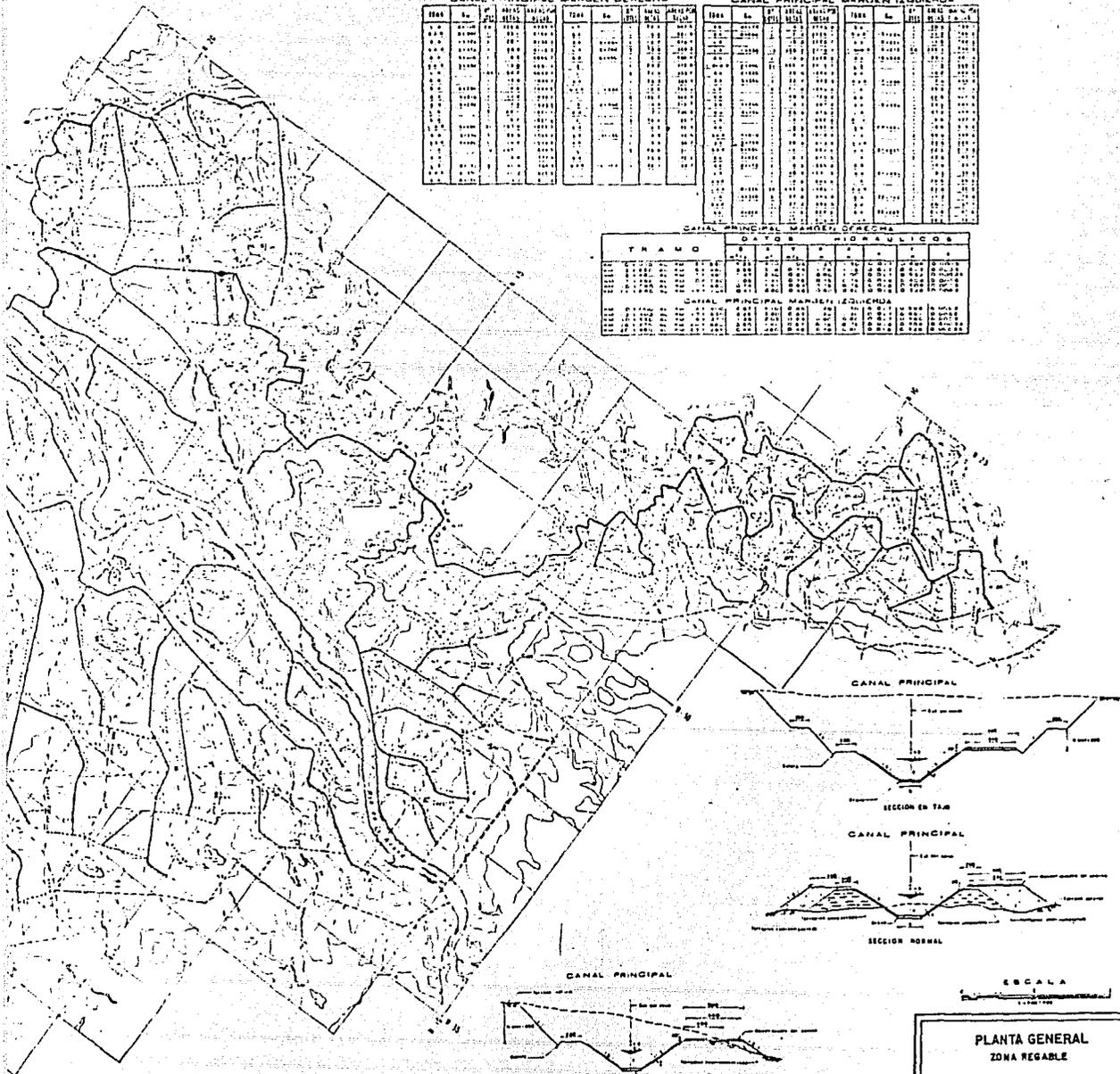


**SECCION TIPO CARRIL**



CANAL PRINCIPAL MARGEN DERECHA						CANAL PRINCIPAL MARGEN IZQUIERDA					
1906	So	PI	SECCION	ANCHO	PROF.	1906	So	PI	SECCION	ANCHO	PROF.
1.0	10000	100	10000	100	1000	1.0	10000	100	10000	100	1000
2.0	10000	100	10000	100	1000	2.0	10000	100	10000	100	1000
3.0	10000	100	10000	100	1000	3.0	10000	100	10000	100	1000
4.0	10000	100	10000	100	1000	4.0	10000	100	10000	100	1000
5.0	10000	100	10000	100	1000	5.0	10000	100	10000	100	1000
6.0	10000	100	10000	100	1000	6.0	10000	100	10000	100	1000
7.0	10000	100	10000	100	1000	7.0	10000	100	10000	100	1000
8.0	10000	100	10000	100	1000	8.0	10000	100	10000	100	1000
9.0	10000	100	10000	100	1000	9.0	10000	100	10000	100	1000
10.0	10000	100	10000	100	1000	10.0	10000	100	10000	100	1000
11.0	10000	100	10000	100	1000	11.0	10000	100	10000	100	1000
12.0	10000	100	10000	100	1000	12.0	10000	100	10000	100	1000
13.0	10000	100	10000	100	1000	13.0	10000	100	10000	100	1000
14.0	10000	100	10000	100	1000	14.0	10000	100	10000	100	1000
15.0	10000	100	10000	100	1000	15.0	10000	100	10000	100	1000
16.0	10000	100	10000	100	1000	16.0	10000	100	10000	100	1000
17.0	10000	100	10000	100	1000	17.0	10000	100	10000	100	1000
18.0	10000	100	10000	100	1000	18.0	10000	100	10000	100	1000
19.0	10000	100	10000	100	1000	19.0	10000	100	10000	100	1000
20.0	10000	100	10000	100	1000	20.0	10000	100	10000	100	1000

CANAL PRINCIPAL MARGEN DERECHA											
DATOS						PIRANOMICOS					
TRAMO	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5	6
1	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000
2	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000
3	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000
4	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000
5	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000
6	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000
7	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000
8	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000
9	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000
10	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000
11	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000
12	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000
13	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000
14	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000
15	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000
16	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000
17	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000
18	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000
19	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000
20	10000	100	10000	100	1000	10000	100	10000	100	1000	10000



**PLANTA GENERAL**  
**ZONA REGABLE**  
 LOCALIZACION  
 CANAL PRINCIPAL  
 DES DE DISTRIBUCION  
 DES DE SACRAJE  
 RAMON ALVAREZ CHAVEZ

