

Estudio de alternativas en redes de distribución de agua para riego en la región de Turén Edo. Portuguesa.

Por

Rigoberto Castro O.

Tesis para optar al grado de Magister Scientie en Riego y
Drenaje.

www.BDIGITAL.ULA.VE

CENTRO INTERAMERICANO DE DESARROLLO INTEGRAL DE
AGUAS Y TIERRAS, CIDIAT.

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES

MÉRIDA - VENEZUELA

1980

AGRADECIMIENTO

Deseo expresar mi agradecimiento: Al Dr. Carlos Grassi y al Ing. Luis Rázuri, asesores principales de la tesis, por su confianza, sugerencias y dedicación durante el desarrollo del presente estudio.

Al Dr. Rafael M. Rojas, asesor de la tesis, por sus sugerencias y orientaciones.

Al Ing. Angel Navarro, por haberme facilitado información indispensable para la realización de este estudio.

Al Centro Interamericano de Desarrollo Integral de Aguas y Tierras CIDIAT, por haber hecho posible la realización de mis estudios de Postgrado.

A la Organización de Estados Americanos, OEA, por haberme otorgado la beca de estudios.

A todo el personal directivo, docente, administrativo y obrero del CIDIAT, especialmente a la Sra. Ana Peñaloza, quien con su dedicación y voluntad hizo que se mecanografiaran los manuscritos, al Sr. Antonio Ramírez, por sus esfuerzos para realizar los dibujos.

INDICE

	Página
AGRADECIMIENTO.	iii
LISTA DE TABLAS	viii
LISTA DE FIGURAS.	ix
LISTA DE SIMBOLOS	x
RESUMEN	xiv
Capítulo.	1
I. INTRODUCCION.	1
II. REVISION DE DOCUMENTOS.	3
Información Básica.	3
Suelos y topografía	3
Geomorfología	3
Características físicas	4
Topografía.	4
Climatología	7
Evaporación	7
Temperatura	8
Producción.	8
Superficie de las parcelas.	8
Tenencia de la tierra	8
Cultivos.	9
Drenaje	9
Drenaje superficial	9
Drenaje interno	9
Nivel freático.	10
Riego	10
Evaluación de las prácticas de riego.	10
Disponibilidad de agua.	10

	Página
Aguas superficiales.	10
Aguas subterráneas	11
III. CRITERIOS DE DISEÑO.	12
Relaciones Agua-Suelo-Planta	12
Capacidad de almacenaje de agua en el suelo.	12
Profundidad radical de los cultivos.	13
Requerimiento de riego	13
Demandas de Agua de los Cultivos	16
Evapotranspiración	16
Demandas de Agua del Sistema	18
Ubicación del área tipo.	
Distribución porcentual de los cultivos.	22
Trazado preliminar de la red de riego y de drenaje	24
Lámina neta de riego	24
Lámina bruta de riego.	25
Determinación Sistemática de la Demanda.	26
IV. DISEÑO DE LAS REDES DE RIEGO Y DRENAJE	31
Capacidad de los Canales y Tuberías.	31
Caudal de diseño	31
Duración del riego	31
Método de distribución del agua.	33
Cálculos de los caudales	33
Caudal necesario para regar el sorgo o el ajonjolí	34
Caudal de reposición de la melga	35
Caudal necesario para llenar la melga.	35
Eficiencia de riego, Efr	36
Eficiencia de conducción, Efc.	36
Eficiencia de conducción propiamente dicha, Efc.	37
Eficiencia de operación, Efo	38
Dimensionamiento	39
Canales en tierra y revestidos	39
Tuberías de concreto	41

	Página
Canales elevados.	42
Diseño de Estructuras	42
Tomas derivadoras de canales.	42
Pérdidas de carga	44
Cálculo de la velocidad en el conducto, V_t . . .	44
Cálculo del coeficiente de contracción, C_c . . .	45
Retenciones tipo vertedero.	46
Cálculo hidráulico.	47
Diseño del Drenaje Superficial.	49
Descripción del drenaje superficial	49
Determinación de la lluvia de diseño.	50
Ecuación de diseño.	52
Cálculo de capacidad de los colectores.	53
Costos Básicos de Construcción.	53
Costos de construcción.	54
Canales en berma	54
Canales elevados.	56
Tuberías de baja presión.	56
Costos de mantenimiento	58
Discusión de los Resultados	60
V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	66
Conclusiones.	66
Recomendaciones	68
VI. LITERATURA CITADA	70
APENDICE I.	72
Memoria de cálculos	73
Demanda de agua del arroz	73
Memoria de Cálculo de los Canales en Tierra	74
Memoria de Cálculo de los Canales Revestidos.	78

	Página
Memoria de Cálculo de los Canales Elevados.	81
Memoria de Cálculo de las Tuberías a baja presión	83
Memoria de diseño de las estructuras.	87
Tomas derivadoras	87
Retenciones tipo vertedero.	90
Memoria del Diseño del Drenaje Superficial.	93
APENDICE II.	99
Costos de construcción.	100

www.BDIGITAL.ULA.VE

LISTA DE TABLAS

Tabla	Página
1 Constantes físicas de las series El Playón y Cogote.	5
2 Balance hídrico.	14
3 Resumen de valores anuales	16
4 Evapotranspiración de los cultivos	19
5 Intervalos de riego.	29
6 Hectáreas-riego del sorgo.	29
7 Tiempos de la duración del riego	32
8 Dimensionamiento de las diferentes alternativas.	43
9 Determinación de las características constructivas de los canales en berma	55
10 Ancho zanja para cada diámetro de tubería.	56
11 costos de construcción totales de las diferentes alternativas estudiadas (bolívares)	57
12 Costos de mantenimiento de las diferentes alternativas estudiadas.	59
A.1 Selección de lluvias extremas ocurridas.	94
A.2 Período de retorno para lluvias extremas	94
A.3 Cálculo de las capacidades de la red de canales de drenaje . . .	96

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
1 Curva de infiltración de la serie El Playón.	6
2 Balance hídrico.	15
3 Comparación de las evapotranspiraciones.	20
4 Ubicación de la zona de estudio dentro del sistema de riego Turén.	21
5 Parcela tipo	23
6 Area tipo (sección de riego) seleccionada.	25
7 Evapotranspiración acumulada del sorgo	27
8 Evapotranspiración acumulada del ajonjolí.	28
9 Diagrama de barras de los riegos sucesivos	30
10 Turno de riego	34
11 Toma derivadora.	44
12 Partes de una retención.	47
13 Corte transversal de una retención	48
14 Curva de frecuencia para 24 horas.	51
15 Características constructivas de los canales en berma.	54
16 Variación del caudal en función del horario de entrega y la eficiencia de riego	61
17 Variación del área de escurrimiento en función del horario de entrega ($E_{fr} = 65\%$).	62
18 Variación del área de escurrimiento en función de la eficiencia de riego ($H_e = 24 \text{ h}$).	63
19 Comparación de los costos unitarios de construcción por Ha regada ($E_{fr} = 55\%$).	64
20 Comparación de los costos unitarios de mantenimiento	65

LISTA DE SIMBOLOS

Símbolos	Definición
A	Area superficial, también área hidráulica
Al	Area de infiltración
Aver	Area vertiente
B	Ancho de la parte central de la retención
b	Ancho de la base del canal (plantilla)
C	Coeficiente de drenaje
Cc	Coeficiente de contracción en orificios
Cg	Coeficiente de gasto en vertederos
cm	Centímetro
CN	Número de curva
Cs	Coeficiente de fricción de la ecuación de Scobey
Ct	Coeficiente de temperatura
Cvc	Coeficiente del ciclo vegetativo
D	Diámetro
$\bar{D}$	Lámina promedio
Dr	Profundidad radical
d	Lámina de agua disponible
dn	Lámina neta
db	Lámina bruta
E	Escorrentía total
Et	Evapotranspiración
ETP	Evapotranspiración potencial
Efc	Eficiencia de conducción

LISTA DE SIMBOLOS (CONTINUACION)

Símbolos	Definición
Efo	Eficiencia de operación
Efr	Eficiencia de riego
EV	Evaporación en la tina
F	Factor de cultivo
FAL	Franco arcillo limoso
FL	Franco limoso
f	Coeficiente de fricción de la ecuación de Darcy-Weisbach
gr	Gramo
H	Altura antes de la compuerta
Ha	Hectáreas
He	Horario de entrega de agua
h	horas
hf	Pérdidas de carga por fricción
I	Infiltración
Icum	Infiltración acumulada
$\bar{I}$	Infiltración acumulada promedio
Iv	Intervalo vertical
i	Pendiente longitudinal de los canales
k	Coeficiente de cultivo en la relación de Hargreaves
L	Longitud de los canales y tuberías
K	Espesor de la rugosidad
Lm	Longitud de la melga
Lv	Longitud del vertedor

LISTA DE SIMBOLOS (CONTINUACION)

Símbolo	Definición
m	Metros
mm	Milímetros
n	Coefficiente de rugosidad en la ecuación de Manning
P	Precipitación de diseño
Perc	Pérdidas por percolación
Pm	Perímetro mojado
Plg	Pulgadas, también se usa "
Q	Caudal de diseño
Qe	Caudal de entrega
Qf	Caudal infiltrado
Q ₁₁	Caudal necesario para llenar la melga
Q _r	Caudal de reposición
Q _{ver}	Caudal vertiente
q	Caudal ficticio
R	Radio hidráulico
Re	Número de Reynolds
S	Infiltración potencial
Te	Turno o intervalo de riego
t	Tiempo de duración total del riego, también se usa para el tiempo de llenado de la melga
t _m	Tiempo de mojado
t _p	Tiempo perdido
t _r	Tiempo de riego
V	Velocidad del fluido

LISTA DE SIMBOLOS (CONTINUACION)

Símbolos	Definición
Vt	Velocidad en el conducto
Vver	Velocidad en el vertedor
W	Ancho de la melga
Wc	Contenido de humedad a capacidad de campo
Wm	Contenido de humedad a marchitez permanente
X	Porcentaje de la tubería de menor diámetro
Y	Tirante hidráulico del canal
pa	Densidad aparente
'	Pies
v	Viscosidad cinemática del agua
Z	Inclinación del talud

RESUMEN

El presente trabajo tuvo como propósito estudiar el trazado, las dimensiones y los costos de diferentes alternativas de redes de riego en la zona agrícola de Turén, incluyendo como complemento el colector de evacuación de los excedentes de agua. Ello, como parte integrante de un estudio global denominado "La Planificación de las Aguas Subterráneas con Fines de Riego en Venezuela".

El análisis se circunscribió a la sección de riego de 300 Ha, ubicada, hipotéticamente, en base a una subdivisión realizada sobre el mapa de suelos del área. De conformidad al tamaño de la unidad de producción y al patrón de cultivos en la zona, se subdividió la sección en diez predios de 30 Ha cada uno, para ser destinado a sorgo-ajonjolí (90%) y arroz (7%).

A partir de la información climática de la zona se calcularon las demandas brutas de agua, afectando las demandas netas de los referidos cultivos, por las eficiencias de conducción y de riego, de conformidad a los métodos elegidos: melga, surcos y aspersión.

En base a la información antes mencionada, se calcularon los caudales de diseño para la regadera de cada predio de 800 m de largo, y el canal terciario de 3700 m. Para ello, se consideraron como variantes el horario de entrega de agua H_e (8 h, 12 h 16 y 24h) y la eficiencia de riego, E_{fr} , de conformidad al método a usar (50%, 65% y 70%). Para los canales en tierra los caudales de diseño q_d , ponderados por unidad de área (Ha) resultaron así:

qd en l/s/Ha.

He (h)	Efr		
	55%	65%	70%
8	3,45	3,10	2,92
12	2,30	2,00	1,95
16	1,73	1,52	1,46
24	1,20	1,04	0,97

En cuanto a la demanda de drenaje, siguiendo el método del U.S. Soil Conservation Service, para una lluvia de diseño de 112 mm en la zona de Túren se obtiene un caudal de drenaje unitario de 13,8 l/s/Ha.

Luego, se plantearon las siguientes alternativas en cuanto a la construcción de la red: canales en tierra, canales revestidos, canales elevados y tuberías de concreto; y se procedió a dimensionar el terciario, con los caudales de diseño resultantes para 300 Ha. Así, para canales revestidos se obtuvieron los siguientes resultados:

He (h)	Sección A, en m ²		
	Efr		
	55%	65%	70%
8	1,08	0,95	0,92
12	0,78	0,72	0,70
16	0,63	0,57	0,55
24	0,46	0,41	0,39

Igualmente, se calcularon las estructuras hidráulicas: tomas derivadoras y retenciones sobre los canales, así como la sección del colector de drenaje.

El trabajo ha permitido establecer la incidencia del horario de entrega, en el caudal de diseño y en la sección hidráulica, para las variaciones en la eficiencia de riego, de acuerdo con los métodos factibles de aplicar en el área.

En cuanto a los costos de construcción, por cada Ha regada, se observó una gran incidencia del horario de entrega, en el caso de los canales elevados y tuberías de concreto, pero no en los canales en tierra y revestidos.

www.BDIGITAL.ULA.VE

CAPITULO I

INTRODUCCION

En enero de 1980 fue firmado un convenio entre el Centro Interamericano de Desarrollo Integral de Aguas y Tierras (CIDIAT) y el Ministerio de Agricultura y Cría (MAC), en el cual los primeros se comprometieron a hacer un estudio sobre "La Planificación de las Aguas Subterráneas con Fines de Riego en Venezuela". Los dos organismos decidieron seleccionar las áreas de Carora, en el Estado Lara, y la zona agrícola de Turén, en el estado Portuguesa, para iniciar los estudios, por ser éstas zonas de alto potencial agrícola.

El "Estudio de las Redes de Distribución de Agua para Riego en la Zona Agrícola de Turén", está orientado a realizar un análisis técnico de diferentes alternativas en el dimensionamiento de las redes de distribución, y además, presentar una metodología adecuada para que sirva de guía en los futuros diseños del sistema de riego de Turén.

En los estudios de suelos realizados en la zona y específicamente, en base a la clasificación con fines de riego, se encontró que el 58% del área es de fácil explotación agrícola (clase 1 y clase 2), el 36% presenta pocas restricciones de uso (clase 3), las cuales pueden ser superadas mediante prácticas especiales de riego, fertilizaciones y laboreo de las tierras; quedando solamente un 6% de tierras que no pueden ser aprovechadas para la agricultura, ya que se encuentran reservadas para bosques, lagunas y poblados.

En base a lo expuesto anteriormente se concluye que, del área total de la zona agrícola de Turén, 53227,5 Ha podrían ser utilizadas para fines

agrícolas, de las cuales el Ministerio de Agricultura y Cría (MAC) programa poner bajo riego 20000 Ha, en los próximos años.

En el estudio que fundamenta este trabajo, se analizan cuatro alternativas básicas de redes de distribución de agua en un área tipo de 300 Ha, cuyos resultados pueden ser extrapolados a gran parte del área.

Las alternativas estudiadas son las siguientes: canales en tierra, canales revestidos de concreto, canales elevados y tuberías de baja presión; variando en cada una de ellas las eficiencias de riego (55%, 65% y 70%) y los horarios de entrega del agua (8, 12, 16 y 24 h).

No se pretendió abarcar toda el área, pues para ello hubiera sido necesario realizar estudios de suelos a nivel de detalle y levantamientos a una escala 1:5000 que superan los alcances de esta tesis. Sin embargo, se analizaron los aspectos más importantes a los fines del diseño de la red, que pueden servir de guía en los futuros estudios de riego en la zona.

CAPITULO II

REVISION DE DOCUMENTOS

Información BásicaSuelos y topografía

El estudio de suelos fue realizado por Gasperi (1973) y por Larreal (1975), habiéndose utilizado solamente el de Larreal por abarcar la zona donde se encuentra ubicada el área. Los suelos de la zona se formaron por sedimentaciones ocurridas al final de la era cuaternaria, explicándose así la predominancia de las texturas limosas como son: franco limosas, franco arcillo limosas y arcillo limosas, quedando las texturas arenosas limitadas a los brazos deltaicos.

En el estudio elaborado por Larreal (1975) se interpretaron las condiciones de los suelos con fines de uso múltiple, realizándose la clasificación con fines de riego, la clasificación por capacidad agrícola, la interpretación de las condiciones de suelo con fines de drenaje y la interpretación con fines no agrícolas, como: vivienda, pozos sépticos, excavaciones, carreteras y actividades recreacionales.

Geomorfología

Desde el punto de vista geomorfológico, el sistema deposicional es identificado como fluvio-deltaico, donde las diversas posiciones geomorfológicas que lo conforman, corresponden en la mayoría de los casos con unidades de mapeo a nivel de series. Sólo en algunas posiciones se separaron asociaciones de series y fases.

Larreal (1975), reconoció varias series, entre ellas la serie El Playón, que es precisamente donde se encuentra ubicada el área tipo, y cuya caracterización aparece en dicho estudio.

Características físicas

La textura predominante en la serie El Playón es franco limosa, hasta una profundidad de 2,0 m.

En la Tabla 1 se presenta el resumen de las principales características físicas, obtenidas por Navarro (1980), haciendo pruebas y extrayendo muestras de los lugares en que se hicieron las calicatas y barrenaciones del estudio anterior. Dicha Tabla muestra que la capacidad de almacenamiento de agua del suelo para un horizonte y hasta una profundidad de 0,6 m, varía entre 96,2 mm y 25,1 mm en la serie El Playón.

Los valores de infiltración básica varían entre 1,0 cm/h y 0,5 cm/h. En la Figura 1 se representaron las curvas de infiltración acumulada y de velocidad de infiltración, en base a los datos de campo obtenidos por Navarro (1980) con el método de los cilindros infiltrómetros.

Topografía

La información topográfica disponible en la zona se obtuvo por restituciones hechas de fotografías aéreas, a una escala de 1:25.000 y con curvas de nivel cada 10 m; de manera que no existe suficiente información cartográfica, ya que se necesitan para este estudio, por lo menos planos topográficos a escala 1:5000, con curvas de nivel cada 0,5 m.

Tabla 1 Constantes físicas de las series El Playón y Cogote.

Serie	Textura	Profundidad (cm.)	$\frac{P}{1/3}$ de humedad bar 15 bar %		Densidad aparente gr/cm ³	C. de alma- cenamiento cm.	Espacio poroso total %	Porosidad drenable %	Infiltrac. básica cm/h	Clasificac. con fines de riego
FAL		0 - 21	32,4	14,0	1,66	6,41	37	4,6		
FL		21 - 51	30,6	10,8	1,62	9,62	39	8,4	0,5	$\frac{1}{11AX}$
FL		51 - 60	28,9	10,4	1,51	2,51	43	14,1		
Lámina total = 18,54 cm.										
FL		0 - 24	33,07	19,62	1,76	5,6	34	1		
FL		24 - 34	33,18	16,55	1,47	2,44	45	11,8	1	$\frac{2sd}{21AY}$
FAL		34 - 60	44,78	20,82	1,56	9,72	46	1		
Lámina total = 17,8 cm.										

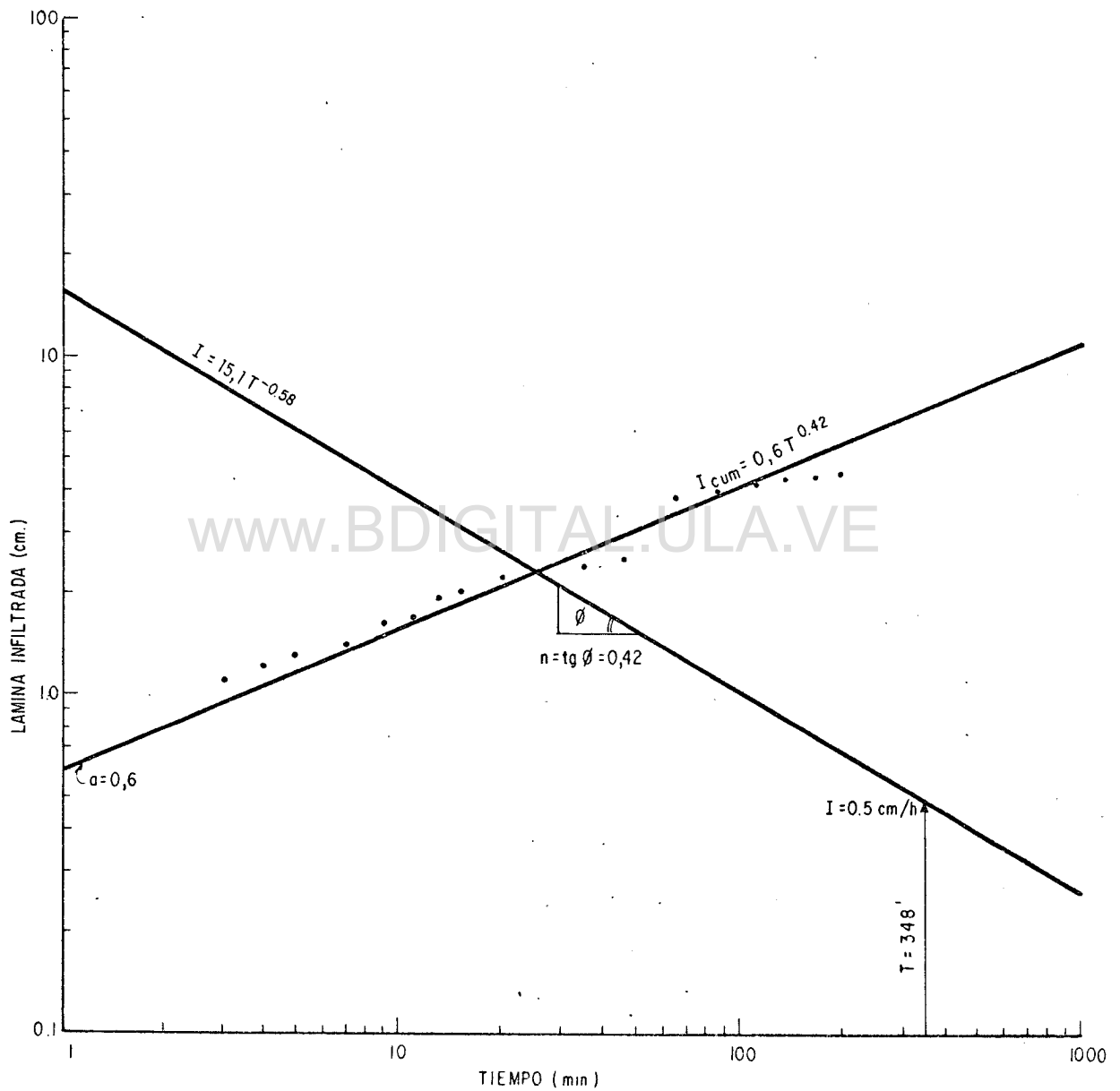


Figura.1. Curva de infiltración de la serie El Playón.

Climatología

Esta información fue obtenida de la estación meteorológica Colonia Agrícola de Turén, la que cuenta con datos sobre precipitación, evaporación, temperatura, humedad relativa, viento e insolación, pero sólo se analizaron los tres primeros, por ser los de utilidad para el presente trabajo.

Precipitación

En el lapso de 23 años, que va desde 1951 a 1974 la precipitación promedio anual es de 1387 mm. Según su distribución, se distinguen tres épocas en el año: un período seco durante los meses de enero, febrero, marzo y abril, donde solamente caen 100 mm lo que representa el 7% del total; un período muy lluvioso, donde se concentra el mayor volumen de las lluvias (1068 mm) equivalentes al 77% del total anual en los meses de mayo, junio, julio, agosto y septiembre; y un período de salida de lluvias que abarca los tres últimos meses del año, donde cae el 16% de la precipitación anual.

Evaporación

Los valores anuales de evaporación, durante el período de registro, que va desde 1951 a 1974, varía desde un valor mínimo de 1623,60 mm (1963), a un valor máximo de 1979,80 mm (1971); la mayoría de los valores anuales se encuentran bastante próximos al promedio anual de 1750,20 mm.

Durante el año se registra una evaporación promedio mensual de 166,30 mm con una máxima de 279,30 mm (abril) y una mínima de 113,00 mm (junio). La máxima evaporación se registra en el período seco y la mínima en el lluvioso.

Temperatura

Los meses que registran las temperaturas más altas, son marzo y abril y los meses donde la temperatura es más baja son los de junio, julio y agosto que coinciden con los meses más secos y lluviosos respectivamente, tal como se muestra a continuación:

Temperatura promedio máxima	28,5°C (marzo)
Temperatura promedio	27,2°C
Temperatura promedio mínima	26,2°C (julio)
Variación	2,3°C

Producción

El alto grado de desarrollo de la zona de Turén se traduce en una gran área parcelada con fines agrícolas, cuya mayor parte se integra a la unidad agrícola y el resto a parcelamientos privados.

Superficie de las parcelas

La superficie de las parcelas varía, entre 25 y 70 Ha, siendo 30 Ha el tamaño más comúnmente encontrado en el territorio de la Colonia Agrícola de Turén.

Además de los predominantes parcelamientos agrícolas, existen parcelamientos pecuarios en la parte baja de la zona, con una superficie media por parcela de 95 Ha.

Tenencia de la tierra

Las formas de tenencia existentes son: la adjudicación de parcelas a

los campesinos con títulos de propiedad a 20 años en la parte alta, y la propiedad privada en la parte baja de la zona.

Cultivos

Al comienzo del proyecto existían dos sistemas principales de producción, maíz-ajonjolí y arroz-ajonjolí, los cuales con el transcurso de los años han sido reemplazados por los de sorgo-ajonjolí y maíz-arroz.

Drenaje

Drenaje superficial

Las unidades de producción que ocupan posiciones topográficas altas representan aproximadamente el 30% de los suelos de la zona y no tienen mayores problemas de drenaje externo; el resto del área, o sea el 70%, tiene problemas de drenaje superficial en la época de mayor precipitación.

Drenaje interno

En líneas generales las condiciones físicas de los suelos, que ocupan posiciones altas, son lo suficientemente adecuadas para eliminar los excesos de agua por percolación.

En algunos suelos en posiciones de napas se observa un moteado gris y pardo amarillento, lo que indica un nivel freático fluctuante.

Los otros suelos presentan, en general, condiciones físicas tales como: texturas pesadas, baja porosidad y agregación, que se traducen en una lenta permeabilidad, lo cual incide notoriamente en el drenaje interno de estos suelos, que puede ser considerado de lento a muy lento.

Nivel freático

Larreal (1975), realizó un estudio de suelos en la zona, que incluye un estudio del comportamiento del nivel freático, concluyendo que existe en el área un problema de drenaje interno ocasionado por niveles freáticos cercanos a la superficie, el cual alcanza valores críticos entre 0 y 1 m, durante el período comprendido entre los meses de septiembre a diciembre, que corresponde a la salida del período lluvioso.

La precipitación es la principal fuente de recarga del nivel freático en el área, lo cual se deduce al observar la coincidencia de las precipitaciones y el aumento de áreas afectadas con niveles freáticos cercanos a la superficie.

Riego

Evaluación de las prácticas de riego

La tradición de riego ha sido casi nula, ya que los campesinos que realizan las prácticas agrícolas no han regado nunca por falta de instalaciones para hacerlo.

Disponibilidad de agua

Aguas superficiales.

La zona en estudio se caracteriza por la presencia del río Acarigua, que descarga sus aguas al río Portuguesa. El río Acarigua recibe sus aguas de las cuencas montañosas, ya que cuenta con muy pocos afluentes.

Aguas subterráneas

En las observaciones hechas al estudiar los suelos, se determinaron capas de materiales finos (arcillosos, arcillo limosos y franco arcillo limosos), a diferentes profundidades, lo que permite inferir la presencia de diferentes niveles freáticos colgantes.

www.BDIGITAL.ULA.VE

CAPITULO III

CRITERIOS DE DISEÑO

Relaciones Agua-Suelo-Planta

Se presentan en esta sección las relaciones básicas entre el suelo, la planta y el clima, con el fin de llegar a determinar el período y cuantía del déficit y exceso de agua, en el área que abarca este estudio.

Capacidad de almacenaje de agua en el suelo.

La lámina de agua disponible en el suelo para los cultivos se calcula con la siguiente ecuación:

$$d = \frac{W_c - W_m}{100} \cdot \rho_a \cdot D_r \quad (3.1)$$

Donde:

W_c es el contenido de humedad a capacidad de campo, en por ciento de peso seco.

W_m es el contenido de humedad a marchitez permanente, en por ciento de peso seco

ρ_a es la densidad aparente, en gr/cm^3

D_r es la profundidad radical, en cm.

d es la lámina de agua disponible, en cm.

En el caso de que el perfil esté compuesto por varios horizontes, que se diferencian en cuanto a sus características físicas, la lámina total será la suma de las láminas parciales calculadas por la ecuación (3.1), para cada estrato que abarca la profundidad de máxima exploración radical.

Con los datos de características físicas y los puntos de equilibrio de humedad de los diferentes estratos del suelo, se determinó la capacidad de almacenamiento de agua para una profundidad radical de 0,60 m y 0,51 m, dando como resultado, láminas almacenables de 185,4 mm y 160,3 mm (Tabla 1).

Profundidad radical de los cultivos

La profundidad de exploración de las raíces varía de acuerdo al tipo de cultivo, las características físicas del suelo, principalmente la textura, las discontinuidades que determinan las capas compactadas o pedregosas, el nivel freático elevado y otros.

De acuerdo a la información obtenida en la zona para suelos de textura franco limosa, la profundidad radical predominante, para los cultivos seleccionados es de 0,60 m.

Requerimiento de riego

La necesidad de riego de la zona se determinó mediante un balance hídrico del suelo, en equilibrio con el clima, según el procedimiento de Thornthwaite (1957) en base a la evapotranspiración potencial Etp, y a la precipitación promedio mensual P.

La evapotranspiración potencial se estimó con los datos de evaporación de la tina EV, afectada por un coeficiente de corrección de 0,80.

$$ETP = 0,8 \text{ EV} \quad (3.2)$$

Los registros utilizados son los de la Colonia Agrícola de Turén, para un período de 18 años comprendido entre 1957 y 1974.

Del análisis de la Tabla 2 y de la Figura 2, se concluye lo siguiente.

Tabla 2 Balance hídrico, agua aprovechable 100,00 mm.

	Enero	Febrero	Mazo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Sept.	Octub.	Nov.	Dic.
P (mm)	5,4	8,8	15,5	69,6	185,3	158,1	236,5	203,7	175,5	117,4	74,6	31,8
Ev (mm)	169,1	190,0	210,6	183,1	137,2	113,0	118,1	118,3	119,8	129,2	126,4	143,8
Et Ev x 0,8 (mm)	135,3	152,0	168,5	146,5	109,8	90,4	94,5	94,6	95,8	103,4	101,1	115,0
Retención (mm)	0	0	0	0	75,5	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	73,5	0
Déficit (mm)	129,9	143,2	153,0	76,0	-	-	-	-	-	-	-	9,7
Excesos (mm)	-	-	-	-	-	143,7	142,0	109,1	79,7	14,0	-	-

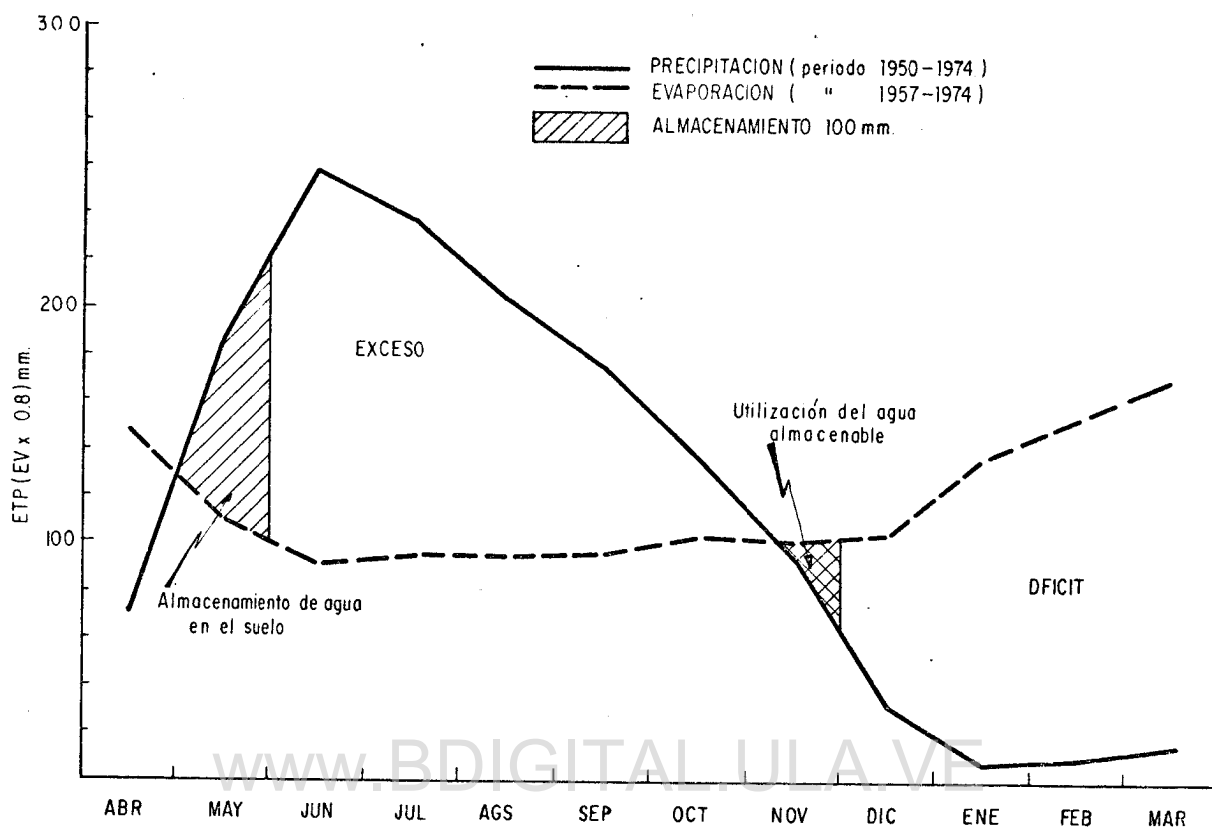


Figura 2.- Balance hídrico.

a) La evapotranspiración potencial promedio mensual es de 117,2 mm, con un valor máximo de 168,5 mm en el mes de marzo y un valor mínimo de 90,4 mm en el mes de junio.

b) Existe un déficit hídrico en el período comprendido entre los meses de diciembre y abril, y un período de excesos de junio a octubre. Los otros meses son de almacenamiento y de agotamiento de agua en el suelo.

En el período de déficit, los cultivos dependen del riego artificial en la lámina de agua que el balance determina. El período de excesos, por el contrario, indica la posible existencia de problemas de drenaje, de no contar con una adecuada capacidad de evacuación de los excedentes.

Como la lámina de agua disponible afecta el comportamiento del balance hídrico, en cuanto a los períodos y magnitudes de déficit y exceso se realizó con un valor de lámina $d = 100$ mm, repitiéndose con $d = 185,40$ mm y $d = 160,30$ mm, obteniendo los resultados que se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3 Resumen de valores anuales

d mm	Exceso		Déficit	
	mm	meses	mm	meses
185,40	402,70	5	430,30	4
160,30	427,70	5	452,40	4
100,00	488,50	5	512,70	5

Demandas de Agua y de los Cultivos

Evapotranspiración

A fin de obviar la falta de datos, resultado de mediciones directas, se han aplicado diferentes criterios para determinar la evapotranspiración, de los cuales informa extensamente la literatura. Entre otros, los más comunes son aquellos provenientes de multiplicar la evaporación en la tina por factores de corrección y las ecuaciones basadas en datos meteorológicos.

López (1968), realizó un estudio sobre algunos de los diferentes métodos existentes para calcular la evapotranspiración, y determinar cual de ellos era el más adaptable a Venezuela. El Trabajo concluye que es preferible estimar o computar el uso consuntivo en base a datos de evaporación de la tina; y

a falta de éstos, en caso de usar ecuaciones basadas en datos climáticos, las mismas deben incluir el factor de humedad.

En la zona existen datos de evaporación de la tina, por lo que la evapotranspiración se calculó por la ecuación de Grassi, según lo recomendado por López (1968), y se comparó los resultados con la ecuación de Hargreaves.

Grassi (1964) obtuvo la siguiente ecuación para estimar la evapotranspiración en base a datos de evaporación de la tina.

$$Et = 0,95 EV Ct Cvc F \quad (3.3)$$

Los coeficientes anteriores tienen las siguientes expresiones:

$$Ct = 1,40 - 0,020 T^{\circ}C \quad (3.4)$$

$$Cvc = 0,0942 + 0,02774 Vc - 0,0001226 Vc^2 \quad (3.5)$$

Donde:

EV es la evaporación en la tina, medida o estimada, en mm

Ct es el coeficiente de temperatura, adimensional

Vc es el por ciento de la duración del ciclo vegetativo

Cvc es el coeficiente del ciclo vegetativo

F es el factor de cultivo, el cual varía de acuerdo al tipo de cultivo, (grassi, 1968).

Hargreaves (1968), propone el uso de la evaporación de la tina, para la determinación de la evapotranspiración, por medio de la expresión siguiente:

$$E_t = K E_v \quad (3.6)$$

Donde:

E_v es la evaporación de la tina en mm, ya sea medida directamente o estimada

K es un coeficiente de cultivo

Las ecuaciones mencionadas se utilizaron para calcular los valores de evapotranspiración para los tres cultivos considerados para la zona, como son sorgo, ajonjolí y arroz.

Los resultados presentados en la Tabla 4 y en la Figura 3 permiten aproximar como aceptable, desde el punto de vista de diseño, el valor promedio entre ambas, aún cuando es evidente que existe un mayor desvío con respecto al promedio, hacia el final del ciclo vegetativo.

Demandas de Agua del Sistema

Ubicación del área tipo

Por ser el área en estudio muy extensa, ya que comprende una superficie de 54625,50 Ha, se delimitó un área tipo de 300 Ha de superficie, representativa del total.

Los estudios de suelos existentes en la zona del estudio se encuentran a nivel de semidetalle; por lo tanto, carecen de los datos de características físicas que se consideran necesarias para el diseño de un sistema de riego.

Tabla 4 Evapotranspiración de los cultivos

		MESES						
	Cultivo	Mayo	Junio	Julio	Dic.	Enero	Feb.	Marzo
Grassi Et = 0,95 Ev Ct Cvc F	Sorgo	57,60	92,90	96,20	60,50	137,20	149,40	129,40
	Ajonjolí	54,40	86,90	89,20	57,60	130,60	142,30	123,30
	Arroz	164,40	135,60	141,70	172,50	202,90	228,00	252,70
Hargreaves Et = K Ev	Sorgo	59,00	101,70	83,30	69,0	152,20	99,80	31,60
	Ajonjolí	59,00	101,70	83,30	69,00	152,20	99,80	31,60
	Arroz	139,30	146,90	122,80	145,90	219,80	197,80	105,30
Promedio	Sorgo	58,30	97,30	89,80	64,80	144,70	124,60	80,50
	Ajonjolí	56,70	94,30	86,30	63,30	141,40	121,10	77,50
	Arroz	151,90	141,30	132,30	159,20	211,40	212,80	179,00

De las series de suelo reconocidas en la zona agrícola de Turén, solamente la denominada El Playón contaba con la información suficiente para localizar el área tipo, tal como se muestra en la Figura 4.

Parcelamiento

En la elaboración del presente trabajo se requiere contar con una red de riego, por lo que se procedió previamente a parcelar el área identi-

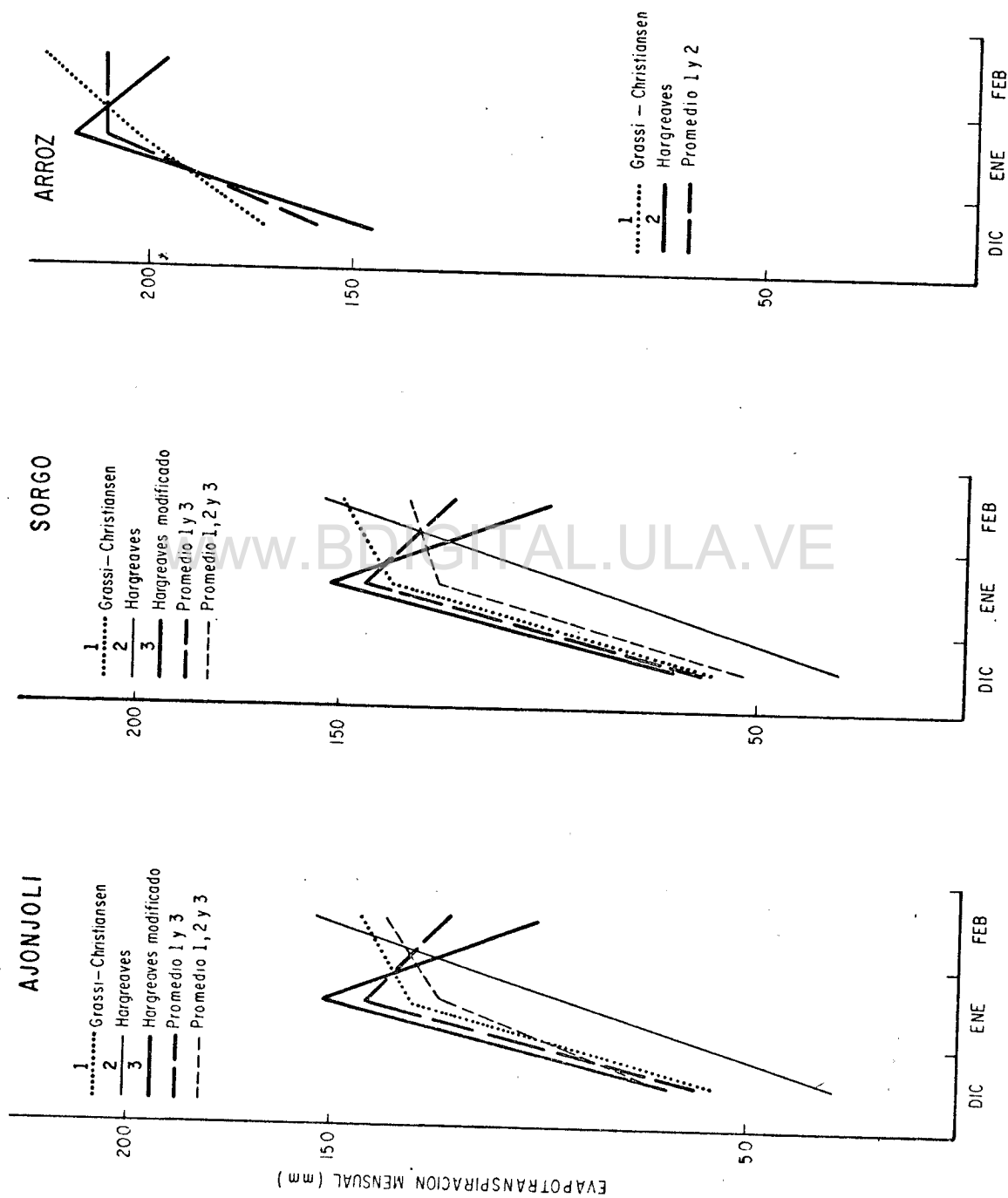


Figura 3. Comparación de las evapotranspiraciones.

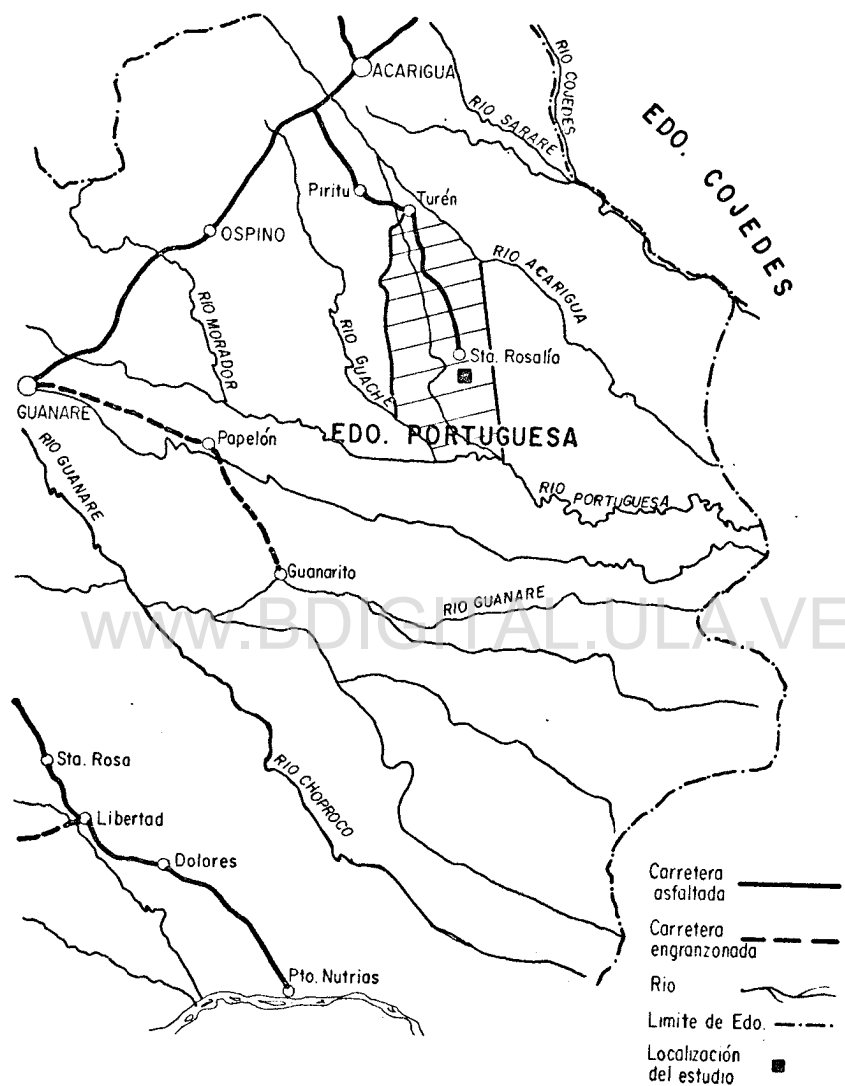


Figura.4 .Ubicación de la zona de estudio dentro del sistema de riego Turén.

cada, siguiendo los criterios siguientes:

1. El tamaño de la parcela será el predominante en la zona, con una superficie promedio de 30 Ha.

2. La forma será rectangular para facilitar las labores de mecanización agrícola.

La Figura 5 esquematiza la parcela tipo, la subdivisión de la misma y la ubicación de los cultivos.

Distribución porcentual de los cultivos.

Los cultivos considerados responden al patrón común en la zona, tomándose en cuenta solamente los de verano, pues en el invierno no se presenta déficit de agua y las demandas son más bien de drenaje adecuado para evacuar los excesos.

En Abril de 1980, se realizó un levantamiento del uso actual de la tierra, mediante el cual se determinó la siguiente distribución porcentual de cultivos en la zona:

Sorgo	60%
Ajonjolí	30%
Arroz	7%
Otros	3%

En base a lo expuesto, para el área tipo, se consideraron los tres cultivos principales, como son el sorgo, ajonjolí y arroz.

Con excepción del arroz, los demás cultivos se realizan durante el período de lluvia por lo que no puede pronosticarse si los mismos formarán parte del patrón de cultivos en condiciones de riego. Aún cuando es posible que la agricultura de riego en la zona, evolucione hacia especies de más alta rentabilidad, se parte del sorgo, ajonjolí y arroz, al sólo efecto de contar con valores de evapotranspiración y demandas de agua con fines de diseño.

En todo el análisis que sigue en este trabajo las referencias al sorgo, ajonjolí y maíz, deben entenderse en cada caso como "cultivo tipo" sin que ello implique la exclusión de otros.

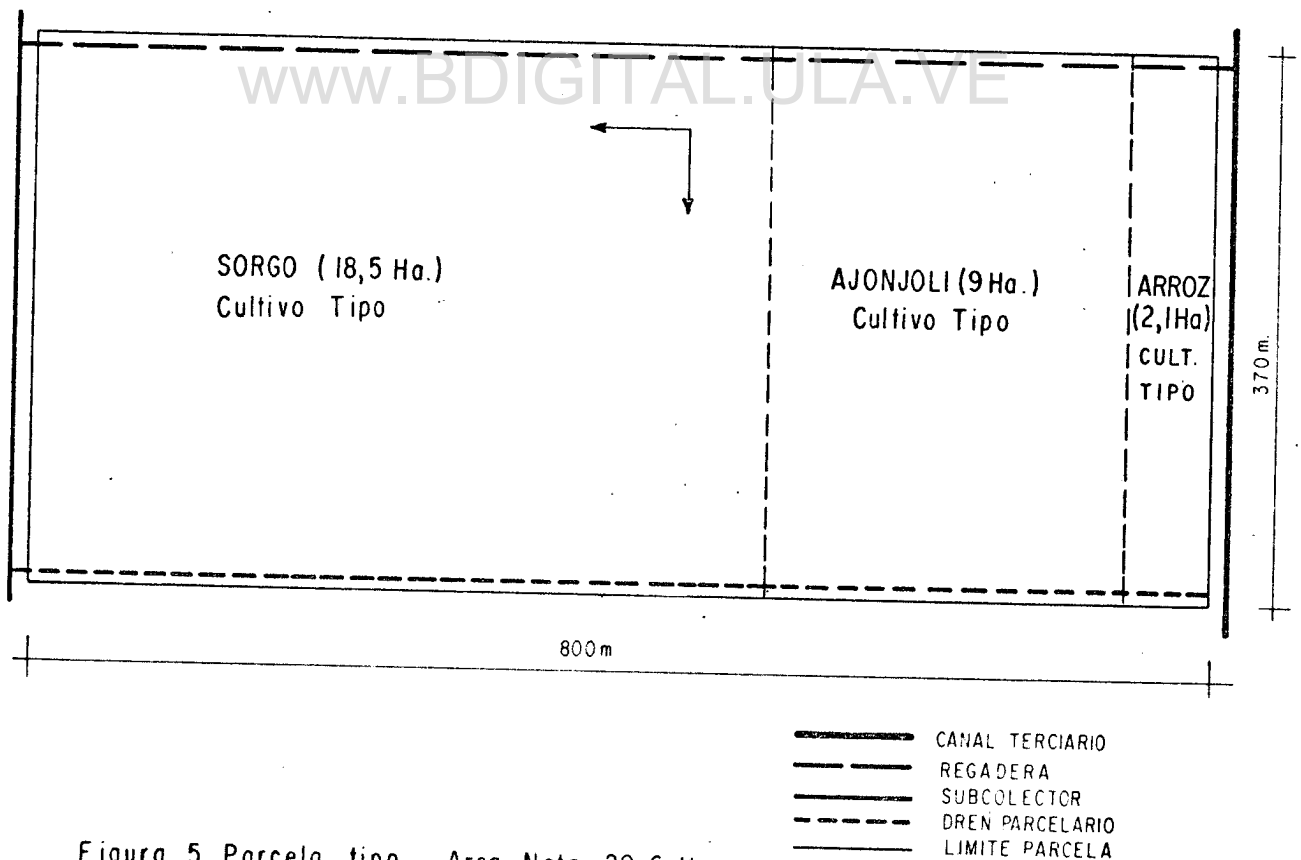


Figura. 5. Parcela tipo. Área Neta: 29,6 Ha.

Trazado preliminar de la red de riego y de drenaje

El trazado preliminar de la red de riego y de drenaje se ejecutó en los mapas de suelo, por carecer de mapas topográficos adecuados, luego se amplió a una escala menor, tal como se muestra en el esquema presentado en la Figura 6.

El canal terciario se ubicó con respecto al nivel del terreno, de manera que cada una de las tomas parcelarias tuviera la carga suficiente para regar por superficie todas las parcelas.

El colector de drenaje se situó en las partes más bajas para garantizar la capacidad de evacuación de los excedentes de agua en las parcelas.

Según el estudio agrológico, la pendiente general del área dominada por la serie El Playón es de uno por mil, por lo que, tanto a los canales de riego como a los de drenaje, se les dió dicha pendiente.

Lámina neta de riego

La lámina neta de riego d_n , es la cantidad de agua a suplir al suelo que sustenta al cultivo, que ha sido evapotranspirada en un determinado período de tiempo que se conoce como intervalo o frecuencia de riego.

Generalmente, la lámina neta representa una fracción de la capacidad de almacenamiento del suelo, para una determinada profundidad radical. Esta fracción, que determina el umbral de riego, se escoge de manera tal, que los intervalos de riego y su tiempo de aplicación resulten operativos en la práctica; el valor comúnmente utilizado con fines de diseño es el 50%, por lo que la lámina neta es la mitad de la capacidad de almacenamiento de agua del suelo.

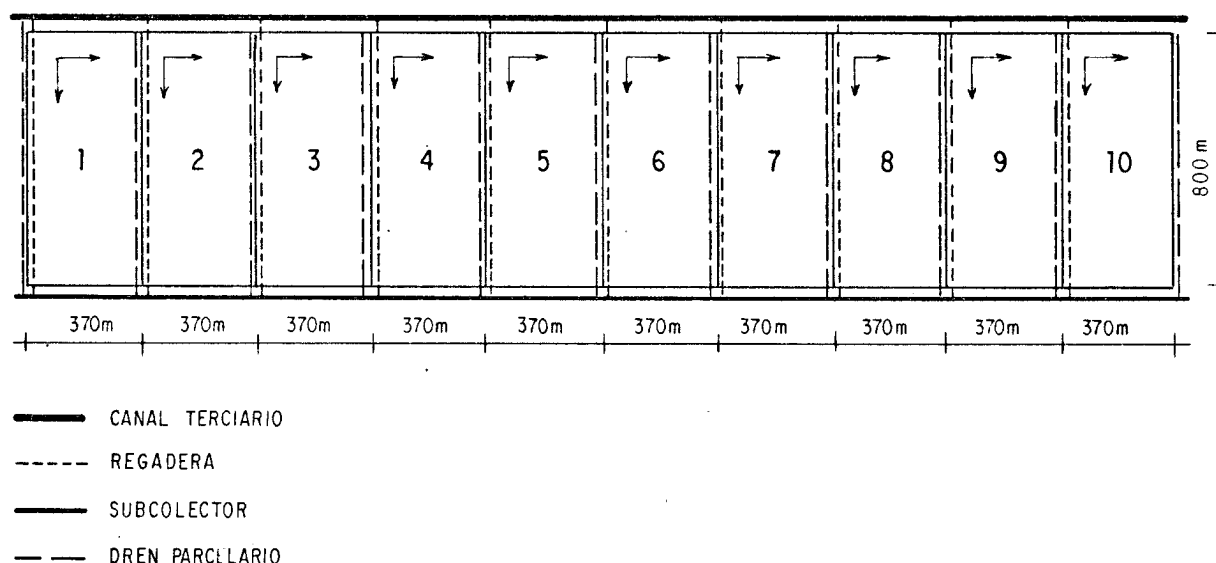


Figura 6.- Área tipo (sección de riego) seleccionada.

www.BDIGITAL.ULA.VE

Para el suelo del área en estudio, se obtuvieron láminas de agua aprovechable de 185,4 mm y 160,3 mm, para profundidades de suelo de 0,60 m y 0,51 m respectivamente. Para la mitad de dichos valores, la ecuación de infiltración da tiempos de aplicación de agua de 11 h y 8 h respectivamente. Dichos tiempos no son convenientes desde el punto de vista operativo; por lo que se decidió reducir la lámina neta a 50,0 mm, que se traduce en tiempos de aplicación y frecuencia de riego manejables en la práctica.

Lámina bruta de riego.

Como se producen pérdidas, tanto en la aplicación como en la conducción del agua, se afectó la lámina neta por las eficiencias de riego y conducción; por lo tanto:

$$db = \frac{dn}{Efr Efc} \quad (3.7)$$

Donde:

d_n es la lámina neta, en cm o mm

E_{fr} es la eficiencia de riego, en porcentaje

E_{fc} es la eficiencia de conducción, en porcentaje

Determinación Sistemática de la Demanda

Para determinar las demandas de agua del sistema se usó la metodología siguiente, propuesta por Espinoza de León (1967).

La representación gráfica de la evapotranspiración acumulada en función de tiempo y lámina neta (figuras 7 y 8) permite identificar el día de aplicación de cada riego y obtener, así, el calendario de riego de un cultivo a partir de la siembra, sin considerar la precipitación (Tabla 5).

Con el número de riegos y frecuencia de los mismos se elabora un gráfico, Figura 9, procediendo así:

a) Se representa el primer riego de cada cultivo con una barra horizontal que se extiende desde que comenzó hasta que terminó la siembra, fecha en la cual se aplicó el primer riego.

b) En base al calendario de riegos de la Tabla 5, se van desplazando en el dibujo las barras que representan los riegos subsiguientes.

c) Concluido el trazado de las barras, se calculan las H_a -riego, mes por mes y cultivo por cultivo, Tabla 6. Se supone que en cada mes se riega la parte proporcional al número de días.

d) Con los datos obtenidos para cada mes y cada cultivo, se obtienen las H_a -riego mensuales, y por lo tanto de todo el ciclo.

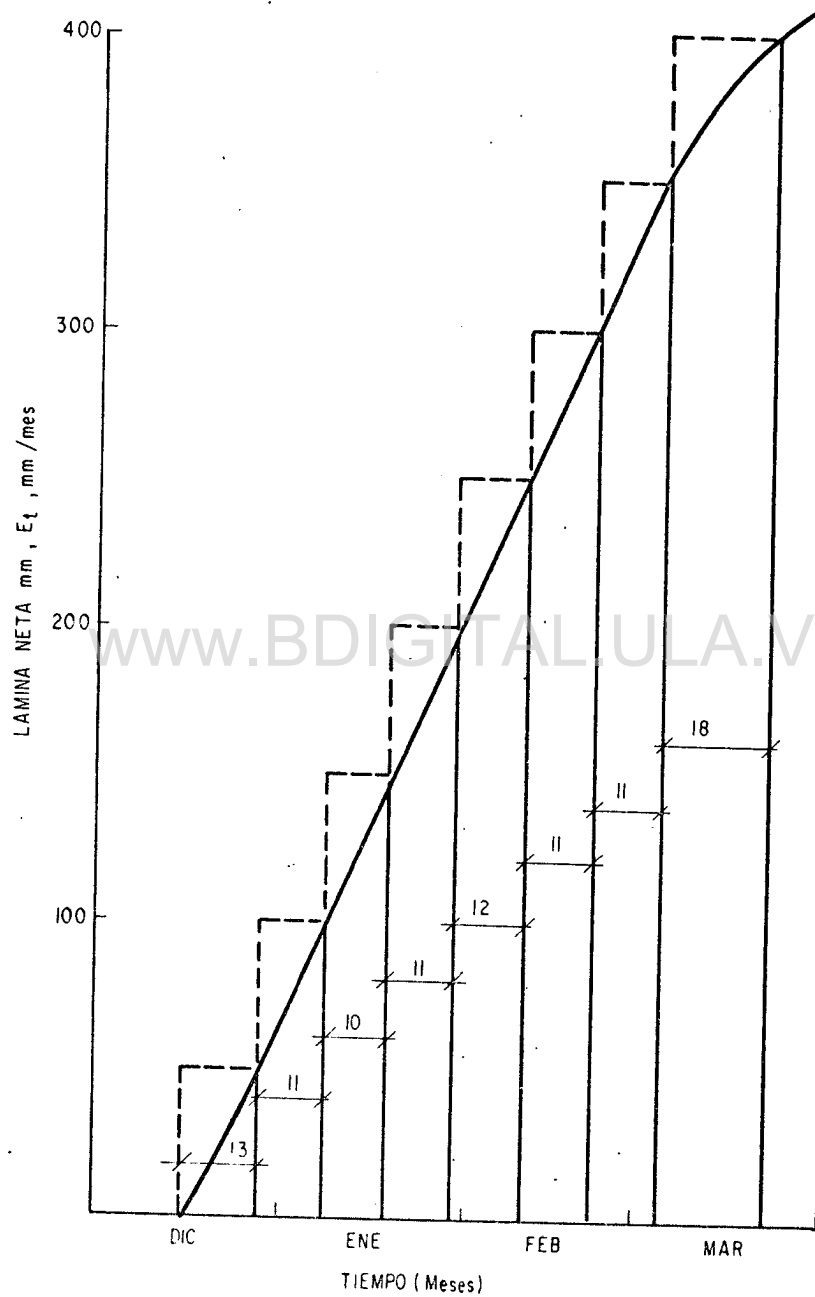


Figura. 7. Evapotranspiración acumulada sorgo.

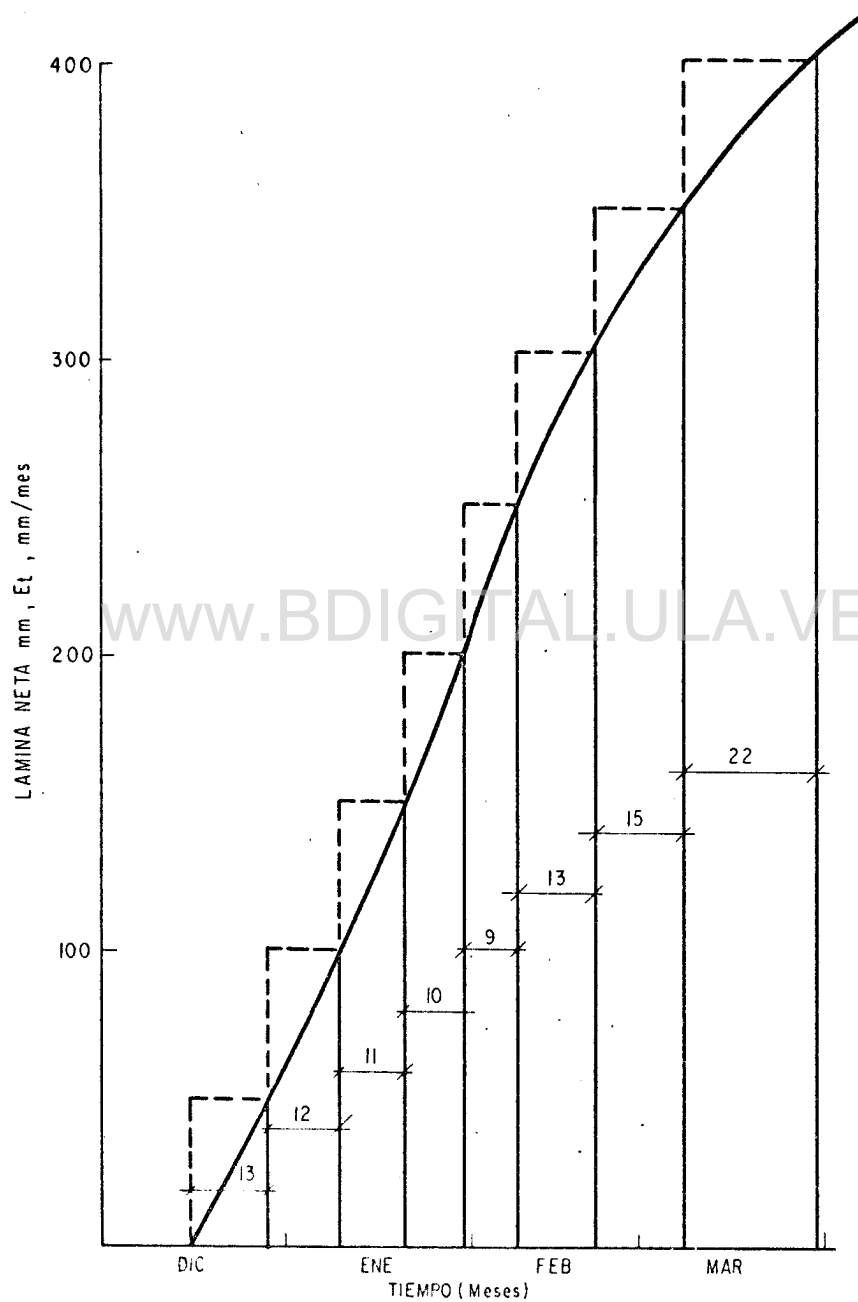


Figura .8. Evapotranspiración acumulada, ajonjolí .



e) Al multiplicar los valores anteriores por $m^3/Ha/riego$ se tendrán los volúmenes mensuales y de todo el ciclo.

Tabla 5 Intervalos de Riego

Número de riegos	Días a partir del 1er. riego		Intervalo de riego (días)	
	Sorgo	Ajonjolí	Sorgo	Ajonjolí
Primero	0	0		
Segundo	13	13	13	13
Tercero	24	25	11	12
Cuarto	34	36	10	11
Quinto	45	46	11	10
Sexto	57	55	12	9
Septimo	68	68	11	13
Octavo	79	83	11	15
Noveno	97	105	18	22

Tabla 6 Hectáreas-riego del sorgo

Mes	Ha-riego
Diciembre	113,4
Enero	483,4
Febrero	522,0
Marzo	238,7

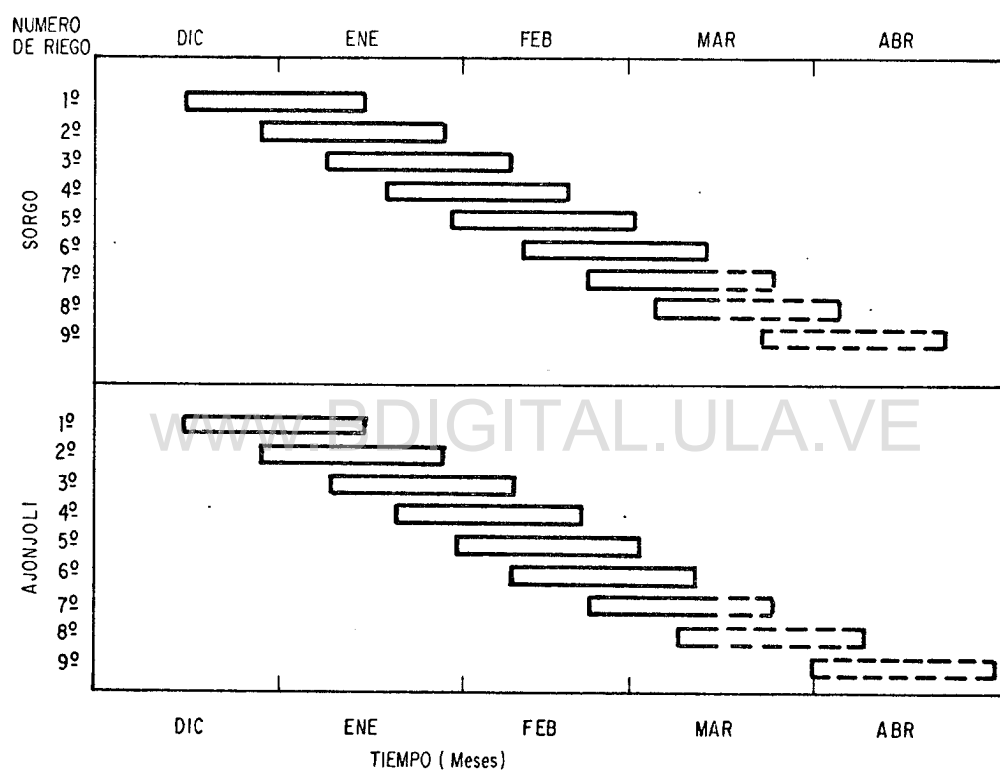


Figura . 9. Diagrama de barras de los riegos sucesivos.

CAPITULO IV

DISEÑO DE LAS REDES DE RIEGO Y DRENAJE

Capacidad de los Canales y TuberíasCaudal de diseño

El caudal de diseño de los canales y tuberías terciarias depende, entre otros, de los siguientes factores: método de distribución del agua, características del suelo, demandas de agua de los cultivos, número de parcelas a regar simultáneamente, cantidad de agua que puede manejar cada regante y duración de la jornada de riego. A continuación se analizan los factores que más influyen en la determinación del caudal de diseño.

Duración del riego

El tiempo de aplicación del agua, para riego por superficie, puede expresarse (Grassi, 1977) mediante la ecuación siguiente:

$$t = t_r + t_m + t_p \quad (4.1)$$

Donde:

t es el tiempo total de duración del riego

t_r es el tiempo de aplicación de la lámina

t_m es el tiempo de mojado del surco o la melga

t_p es el tiempo perdido

El tiempo t_r se obtiene a partir de la ecuación de infiltración planteada así:

$$I_{cum} = d_n = A t_r^B$$

De donde:

$$tr = \frac{dn^{1/B}}{A} \quad (4.2)$$

y el tiempo t_m a partir de la relación $R = \frac{tr}{t_m}$

$$t_m = \frac{tr}{R} \quad (4.3)$$

Donde:

A y B son los parámetros de la ecuación de infiltración acumulada
R es la relación existente entre el tiempo de riego tr , y el tiempo de mojado t_m . A los fines de nuestro análisis, se tomó un valor de $R = 4$

El tiempo perdido t_p , se obtuvo en base a la Tabla de demoras en el movimiento y entrega del agua presentado por Luque (1972). En la Tabla 7 se presentan los tiempos parciales y totales para el área típica en consideración, expresados en h.

Tabla 7 Tiempos de la duración del riego

Profundidad de suelo m	dn mm	$tr = \left(\frac{dn}{0,60} \right)^{1/0,42}$ h	$t_m = tr/4$ h	t_p h	t h
0,60	92,70	11,20	2,80	0,40	14,40
0,51	80,10	8,00	2,00	0,40	10,40
0,33	50,00	2,60	0,70	0,40	3,70

Los valores presentados en la Tabla 7 permiten concluir que la mejor alternativa es aplicar una lámina de 50,00 mm. En primer lugar porque los tiempos totales son aceptables a nivel de parcela ya que su horario permite

regar el sorgo y el ajonjolí, sucesivamente, con un horario de riego total de 7,40 h, y en segundo lugar porque resultan caudales manejables a nivel de predio.

Método de distribución del agua

Se supuso la operación del canal terciario a "caudal continuo", regando diez parcelas simultáneamente, debido a que una de las principales ventajas de este método es minimizar los caudales, disminuyendo así las secciones de los acueductos. En la regadera parcelaria se usó el sistema de distribución de agua "por rotación", para lo cual se dividió la parcela tipo, en un número de cuarteles igual al intervalo de riego, que es de diez días; resultando así los cuarteles con una superficie de 1,85 Ha para el sorgo y 0,9 Ha para el ajonjolí.

Programa de riego en las parcelas. Se usó una combinación de riego sucesivos y simultáneo, de los diferentes cuarteles, debido a que el sorgo y el ajonjolí se riegan sucesivamente, pero simultáneamente con el arroz.

El procedimiento es el siguiente: primero se riega un cuartel de sorgo durante 4 horas, aplicando simultáneamente el caudal de reposición al arroz. Terminado el riego del sorgo, se riega un cuartel de ajonjolí durante 4 horas, simultáneamente con la aplicación al arroz. En la Figura 10 se ilustra el procedimiento seguido en cada turno.

Cálculo de los caudales

Se considera a continuación: el caudal necesario para regar el sorgo o ajonjolí, el caudal de reposición del arroz y el caudal para el llenado de la melga de arroz.

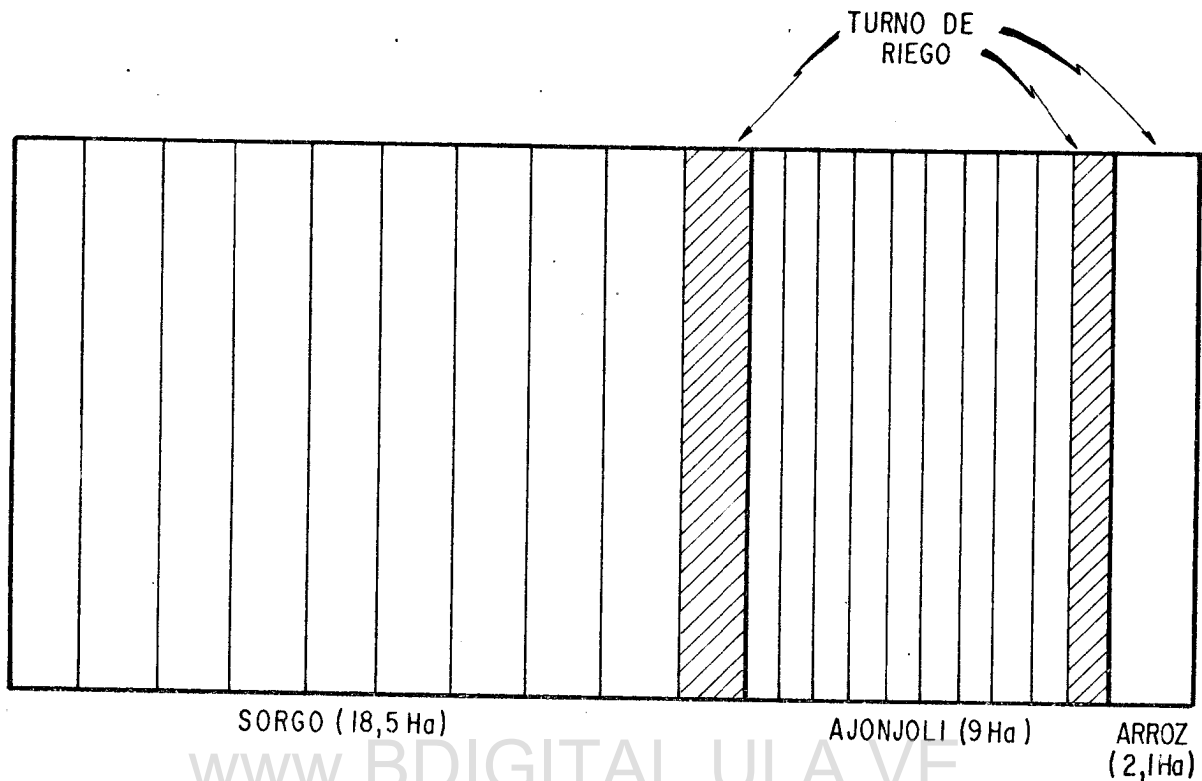


Figura 10.- Turno de riego.

Caudal necesario para regar el sorgo o el ajonjolí

Se utilizó el caudal necesario para regar el sorgo porque sus cuarteles tenían mayor superficie, dando por resultado caudales mayores que los necesarios para el ajonjolí. El caudal de entrega a la parcela expresa así:

$$Q_e = \frac{q A T_e}{H_e} \quad (4.4)$$

Donde:

Q_e es el caudal de entrega a la parcela, en l/s

A es el área cultivada de la propiedad, en Ha

q es el caudal ficticio en la cabecera del terciario, en l/s/Ha

T_e es el turno o intervalo entre entregas sucesivas, en h

H_e es el horario de entrega sucesiva de agua, en h

En la Tabla 5 se encuentran los intervalos de riego obtenidos para la zona, de la que se concluye que un intervalo de riego de diez días es aceptable para los cultivos; por lo tanto, el turno de entrega $T_e = 10$ días. En cuanto al horario de entrega H_e , se consideran cuatro alternativas: 8, 12, 16 y 24 h.

Caudal de reposición de la melga.

Para su determinación se usó la expresión siguiente:

$$Q_r = \frac{(E_t + \text{Perc}) L_m W}{H_e} \quad (4.5)$$

Donde:

Q_r es el caudal de reposición a la melga sembrada de arroz (L^3/T)

E_t es la evapotranspiración máxima diaria (L)

Perc son las pérdidas por percolación (L), para suelos de textura franco limosa se utilizó un valor de 1 mm/h.

L_m es la longitud promedio de la melga (L)

W es el ancho de la melga (L)

Caudal necesario para llenar la melga

El caudal de llenado de la melga se obtiene de la igualdad siguiente:

$$Q_{11} = (\bar{D} + \bar{I}_{cum}) W L_m \quad (4.6)$$

Donde:

Q_{11} es el caudal de llenado de la melga (L^3/T)

t es el tiempo necesario para llenar la melga (T)

$\bar{D}$ es la lámina promedio de agua que se desea mantener sobre la melga (L)

W es el ancho de la melga (L)

L_m es la longitud promedio de la melga (L)

$\bar{I}_{cum}$ es la infiltración acumulada promedio (L)

Para determinar el caudal de diseño se sumó al caudal de entrega Q_e , del sorgo, el caudal que resultase mayor entre el caudal de reposición de la melga y el necesario para llenarla. Así, se plantearon las siguientes expresiones:

Caudal de diseño para la regadera

$$Q_{diseño} = Q_e + Q_{llenado} \quad (4.7)$$

Caudal de diseño para el canal terciario

$$Q_{diseño} = Q_t + Q_{reposición} \quad (4.8)$$

donde Q_t es el caudal total para las 10 parcelas, es decir 10 Q_e ; siendo el caudal de reposición también para igual número de parcelas.

En la determinación del caudal de diseño también hay que considerar las pérdidas que ocurren en la aplicación y en la conducción del agua. Esto se logra afectando el caudal por las eficiencias de riego y de conducción.

Eficiencia de riego, E_{fr}

Se emplearon los valores tabulados por Keller y McCulloch (1962); 65% para riego por surcos, 55% para riego por melgas en contorno y 70% para riego por aspersión.

Eficiencia de conducción, E_{fc}

En base a registros del caudal entregado y el caudal derivado, Pala-

cios V. (1972), obtuvo una ecuación lineal, la cual analizó matemáticamente, concluyendo que la eficiencia de conducción esta compuesta por dos tipos de eficiencias: de conducción propiamente dicha y de operación.

Eficiencia de conducción propiamente dicha, Efc.

Este abarca las pérdidas por filtración en los canales, para cuya estimación se usaron las expresiones siguientes, de acuerdo al material.

Para canales en tierra se consideró como una buena aproximación el promedio de las expresiones que se presentan a continuación:

Christiansen y Grassi (1977).

$$Q_f = 0,0116 P_m I$$

Donde:

Q_f son las pérdidas por infiltración, en m^3/s y por Km de caudal

P_m es el perímetro mojado de la sección, en m

I es la infiltración, en m/día; para los suelos de la zona se adoptó un valor de 0,12 m/día

Moritz, según Ondiz (1966)

$$Q_f = 0,0375 I \sqrt{A} \quad (4.10)$$

Donde:

I es definido anteriormente

A es el área de escurrimiento, en m^2

Para canales revestidos, según el U.S.B.R. (1961), puede aceptarse pa

ra Q_f un valor de $0,09 \text{ m}^3$ por m^2 de área de infiltración y por día; siendo el área la siguiente:

$$A_i = P_m L \quad (4.11)$$

Donde:

A_i es el área de infiltración, en m^2

P_m es el perímetro mojado de la sección, en m

L es la longitud del canal, en m

Una vez calculadas las pérdidas por infiltración, la eficiencia de conducción se obtiene con la relación siguiente:

$$E_{fc} = \left(\frac{Q - Q_f}{Q} \right) 100 \quad (4.12)$$

Donde:

Q es el caudal de diseño y Q_f el caudal infiltrado en el canal de una determinada longitud L .

Eficiencia de operación, E_{fo} .

Comprende los desperdicios resultantes de una mala operación de los canales y de las estructuras de derivación y regulación del agua. La eficiencia de operación depende, entre otros factores, de la existencia o no de un plan de riego, del funcionamiento y operación de las estructuras y de la disponibilidad de personal capacitado en la conducción y distribución del agua.

En el presente trabajo se adoptó una deficiencia de operación de 90%, que es aproximadamente el promedio de la recomendada por la A.S.C.E. (1973) y la obtenida por Palacios V. (1972), en el Distrito de Riego río Mayo en México.

Eficiencia de conducción total, Efct. La eficiencia de conducción total se determina mediante el producto de la eficiencia de conducción propia - mente dicha y la eficiencia de operación.

$$Efct = Efc Efo \quad (4.13)$$

Dimensionamiento

En base al caudal de diseño se dimensionaron los canales y tuberías, tal como se describe a continuación:

Canales en Tierra y Revestidos.

Los canales se dimensionan en base al método iterativo, el cual consiste en asumir valores del tirante de agua, calcular el caudal y compararlo con el caudal de diseño. Se utilizó la ecuación de Manning para la velocidad; por lo tanto:

$$Q = \frac{1}{n} R^{2/3} i^{1/2} A \quad (4.14)$$

Donde:

Q es el caudal de diseño, en m³/s

R es el radio hidráulico, en m

i es la pendiente longitudinal del canal, en m/m

A es el área de la sección de escurrimiento, en m²

n es el coeficiente de rugosidad, en m^{1/3}/s

Para canales trapezoidales intervienen cinco elementos que son:

a) Ancho de la base. Se escogió de manera que permita su excavación por medios mecánicos; o sea limitado por el ancho de la cuchilla de la excavadora.

b) Tirante de agua. El tirante de agua, por razones constructivas, en ningún caso deberá exceder el ancho de la plantilla. (Secretaría de Recursos Hidráulicos, 1973).

c) Coeficiente de rugosidad. Varía de acuerdo a la naturaleza de los materiales y de las condiciones de estabilidad; así, para canales excavados en tierra se empleó un valor de $n = 0,030$, y para canales revestidos de concreto $n = 0,013$ (King y Brater, 1962).

d) Pendiente. Dependiendo básicamente de la topografía y considerando que el canal debe seguir el recorrido de la franja de terreno más elevada a fin de que el riego quede asegurado aún en las áreas críticas. En el dimensionamiento de los canales se usó una pendiente $i = 0,001$, coincidiendo con la pendiente general de terreno.

e) Taludes. Su inclinación depende de las condiciones requeridas para la estabilidad del material; se tomaron los valores dados por Chow (1959), para diferentes valores: 1,5:1 para canales en tierra y de 1:1 para canales revestidos de concreto.

Para contrarrestar la posible reducción de la capacidad en canales en tierra, debido al crecimiento de malezas y al depósito de sedimentos, se aumentó en 10% al coeficiente de Mannig.

Se consideró un borde libre que aumenta la capacidad del canal, protegiéndolo de eventuales crecimientos del caudal o de la altura de agua, por efecto del oleaje así como también por deficiente operación del canal y de sus estructuras. Ello con el fin de evitar derrames que pudieran afectar al mismo, y además producir daños en los predios.

La altura del borde libre se determina generalmente en función del tirante de agua del canal, tomándose como un 30% del mismo, con un mínimo de 10 cm.

Tuberías de concreto.

Para el dimensionamiento de las tuberías de concreto, se utilizó la fórmula de Scobey.

$$V = C_s h_f^{0,5} D_i^{0,625} \quad (4.15)$$

o también

$$Q = 0,00546 C_s h_f^{0,5} D^{2,625} \quad (4.16)$$

Donde:

Q es el caudal, en pie³/s

V es la velocidad de flujo, en pie/s

h_f es la pérdida de carga por fricción, en pie/1000 pie

D es el diámetro interno de la tubería, en pulgadas

De acuerdo a Milligan (1969), se tomó un coeficiente $C_s = 0,4$ para la tubería utilizada, que es de concreto de mezcla húmeda.

La ecuación de Scobey no es dimensionalmente homogénea ya que el coeficiente C_s tiene unidades, de manera que sólo puede utilizarse en el sistema inglés de unidades.

Las pérdidas de carga en la tubería terciaria se calcularon por tramos ya que, existiendo múltiples conexiones de salida sobre la tubería, el caudal varía y como consecuencia las pérdidas de carga en cada tramo.

Canales elevados

El diseño de este tipo de canal se realizó utilizando la relación $Q/\sqrt{i}$ que puede ser fácilmente calculada, ya que en el caso considerado el gasto Q del canal es conocido, así como también su pendiente longitudinal i . El procedimiento usado es el siguiente:

- a) Conocido el caudal y la pendiente, se calcula la relación $Q/\sqrt{i}$.
- b) Con la relación $Q/\sqrt{i}$, de las tablas de características hidráulicas presentadas por Hopensa (1972), se escoge el tipo de canal que tenga el valor más cercano a ella.

En las Tablas antes mencionadas, se encuentran las características hidráulicas de los canales elevados. Los resultados obtenidos para las diferentes alternativas se presentan en la Tabla 8.

Diseño de Estructuras

Básicamente, se diseñaron dos tipos de estructuras: tomas derivadoras de canales y retenciones, las que se describen a continuación.

Tomas derivadoras de canales

Estas tomas se diseñaron de doble compuerta con el fin de obtener una buena medición del gasto a derivar, Figura 11, la primera denominada compuerta de orificio y la segunda compuerta de toma, separadas entre sí por una cámara reguladora.

Para el diseño de las tomas, se tuvo en cuenta que éstas derivarán perpendiculares al canal alimentador, para facilitar tanto el cálculo como la construcción.

Tabla 8 Dimensionamiento de las diferentes alternativas

Dimensionamiento de Canales en Tierra

Alternativas	Nº horas	Caudal l/s	Ancho m	Tirante m	B. libre m	T. total m
A 1.1	24	340,7	0,6	0,56	0,19	0,75
A 1.2	16	512,0	0,9	0,6	0,20	0,60
A 1.3	12	682,0	0,9	0,69	0,16	0,85
A 1.4	8	1023,45	1,0	0,82	0,18	1,0
A 1.5	24	308,6	0,6	0,53	0,18	0,65
A 1.6	16	453,7	0,9	0,57	0,18	0,75
A 1.7	12	595,0	0,9	0,65	0,2	0,85
A 1.8	8	909,2	1,0	0,77	0,23	1,0
A 1.9	24	287,6	0,6	0,51	0,19	0,6
A 1.10	16	422,2	0,9	0,55	0,2	0,75
A 1.11	12	576,0	0,9	0,64	0,21	0,85
A 1.12	8	863,6	0,9	0,77	0,18	0,95

Dimensionamiento de Canales revestido

Alternativas	Nº horas	Caudal l/s	Ancho m	Tirante m	B. libre m	T. total m
A 2.1	24	334,77	0,6	0,39	0,16	0,55
A 2.2	40	502,73	0,6	0,48	0,17	0,65
A 2.3	12	670,34	0,6	0,55	0,2	0,75
A 2.4	8	1005,57	0,9	0,6	0,14	0,8
A 2.5	24	256,93	0,6	0,36	0,14	0,50
A 2.6	16	436,02	0,6	0,45	0,15	0,6
A 2.7	12	594,66	0,6	0,52	0,18	0,7
A 2.8	8	892,05	0,9	0,55	0,20	0,75
A 2.9	24	282,16	0,6	0,35	0,15	0,5
A 2.10	16	423,98	0,6	0,44	0,16	0,6
A 2.11	12	565,93	0,6	0,51	0,19	0,7
A 2.12	8	858,8	0,6	0,61	0,19	0,8

Para el cálculo se siguieron los procedimientos del Bureau of Reclamation (1961).

Dimensionamiento de Tuberclos a baja presión

Alternativas	Nº horas	l/s	D ₁ Plg	D ₂ Plg	D ₃ Plg	D ₄ Plg	L ₁ m	L ₂ m	L ₃ m	L ₄ m
A 4.1	24	270,5	28	24	22	21	60	770	395	2105
A 4.2	16	405,8	30	28	24	22	90	1012	250	1375
A 4.3	12	541,0	32	30	28	24	126	1426	517	1826
A 4.4	8	811,5	40	36	32	30	122	955	122	2238
A 4.5	24	240,9	24	22	21	20	370	352	505	2272
A 4.6	16	361,4	28	24	22	21	740	740	159	1662
A 4.7	12	482,0	32	28	24	22	370	1110	370	1400
A 4.8	8	722,7	36	32	30	29	710	370	505	1712
A 4.9	24	228,0	24	22	21	18	150	520	670	1340
A 4.10	16	341,9	28	24	22	21	740	370	220	2210
A 4.11	12	455,9	30	28	24	22	740	740	245	1600
A 4.12	8	683,9	36	32	30	28	416	735	420	1720

Dimensionamiento de Canales elevados

Alternativas	Nº horas	Caudal l/s	Tipo	Tirante m	B. libre m	T. total m
A 3.1	24	331,0	400	0,55	0,08	0,63
A 3.2	16	497,1	520	0,55	0,09	0,64
A 3.3	12	662,81	700	0,53	0,17	0,7
A 3.4	8	994,27	900	0,70	0,0	0,7
A 3.5	24	293,6	400	0,51	0,12	0,63
A 3.6	16	431,0	520	0,49	0,15	0,64
A 3.7	12	587,98	700	0,49	0,21	0,7
A 3.8	8	862,0	900	0,65	0,05	0,7
A 3.9	24	279,0	400	0,49	0,14	0,63
A 3.10	16	419,2	520	0,44	0,20	0,64
A 3.11	12	558,9	520	0,56	0,08	0,64
A 3.12	8	838,3	900	0,51	0,19	0,7

Para el cálculo se siguieron los procedimientos de Bureau of Reclamation (1961).

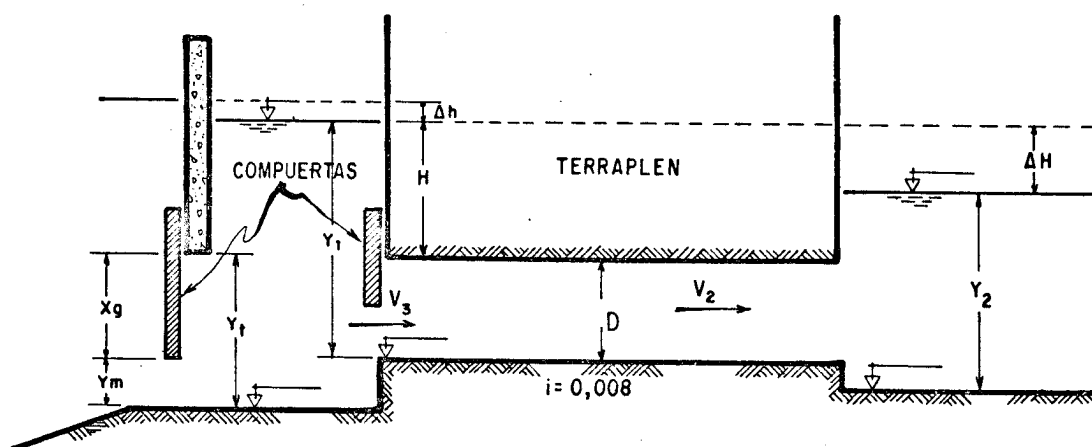


Figura 11.- Toma Derivadora

Pérdidas de carga.

Para calcular las pérdidas totales en la toma derivadora se empleó la ecuación siguiente:

$$\Delta H = \frac{V_t^2}{2g} \left(1 + \frac{0,78}{C_c^2} + f \frac{L}{D} \right) \quad (4.17)$$

A continuación se describe como obtener cada uno de los factores que intervienen en ella.

Cálculo de la velocidad en el conducto, V_t .

Se utilizaron conductos circulares de diámetro D igual a las dimensiones de la compuerta de toma; D se escogió de manera que la velocidad en el tubo fuera similar a la del canal alimentador, a fin de evitar pérdidas de carga apreciables en la salida.

Así:

$$V_t = \frac{Q}{A_t} \quad (4.18)$$

Donde:

Q es el caudal derivado, en m^3/s

A_t es el área del conducto, en m^2

Cálculo del coeficiente de contracción, C_c .

Se utilizaron los valores de los coeficientes de contracción de la vena líquida presentada por Rousse (1964), el que está en función del ángulo de los bordes de entrada y la relación D/H ; tal que:

$$\frac{B}{b} = \frac{D}{H}$$

Donde:

D es el diámetro de la tubería, en m

H es la altura de agua antes de la compuerta, en m

B es el ángulo de entrada, 90°

Normalmente se puede adoptar un valor de $C_c = 0,744$ sin cometer un error apreciable en el cálculo.

Cálculo del factor de fricción " f "

El factor de fricción se obtuvo en función del número de Reynolds Re y el factor $\frac{D}{k}$:

$$Re = \frac{V_t D}{\nu} \quad (4.19)$$

Donde:

ν es la viscosidad cinemática del agua, igual a $1,12 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg}$

V_t es la velocidad en el conducto, en m/seg

D es el diámetro del conducto, en m

$$\text{Rugosidad relativa} = \frac{D}{K}$$

Donde:

K : es el espesor de la rugosidad; para el concreto $K = 0,0003 \text{ m}$

Una vez calculados estos valores se obtiene el factor de fricción " f " en el diagrama de Moody presentado por Streeter (1976).

Al sustituir los valores de V_t , C_c y f en la ecuación 4.6 se obtiene la pérdida de carga ΔH , en la toma derivadora.

Retenciones tipo vertedero

Cuando el canal alimentador conduce el caudal de diseño, se mantiene el tirante requerido para derivar un determinado caudal, pero a medida que el caudal baja, es necesario garantizar este tirante mediante el uso de retenciones a saber:

En la Figura 12 se observan las partes de que constan las retenciones.

a) Una transición de entrada

b) El cuerpo de la retención en sí; el cual a su vez se compone de una parte central móvil, constituida por compuertas o tablonces y una parte fija o estribos a los cuales se le pueden adicionar los tablonces.

c) Transición de salida.

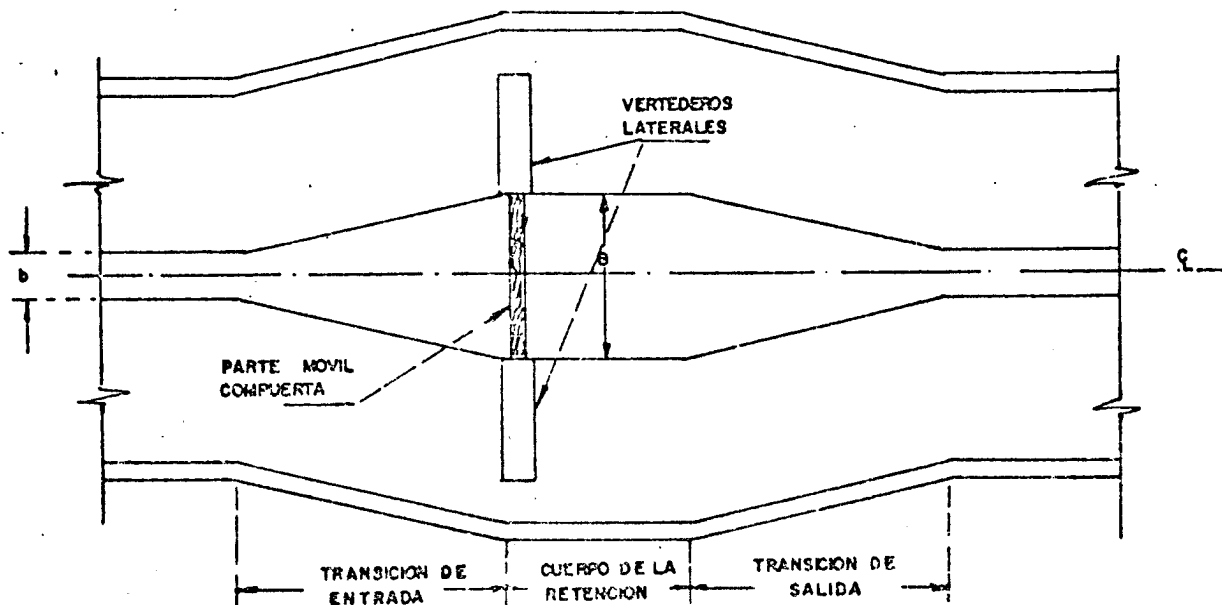


Figura 12.- Partes de una retención

En el diseño hidráulico de las retenciones se cumplieron las normas dictadas por el Manual de Procedimientos del M.O.P. (1960).

Cálculo hidráulico

En las figuras 12 y 13 se muestran las partes a determinar.

a) Determinación del ancho "B" de la parte central de la retención de manera que su área fuera mayor o igual que el área de la sección del canal.

$$B = \frac{A}{Y}$$

Donde:

B es el ancho de la parte central de la retención, en m

A es el área de la sección del canal, en m²

y es la altura de agua en el canal y en la retención, en m.

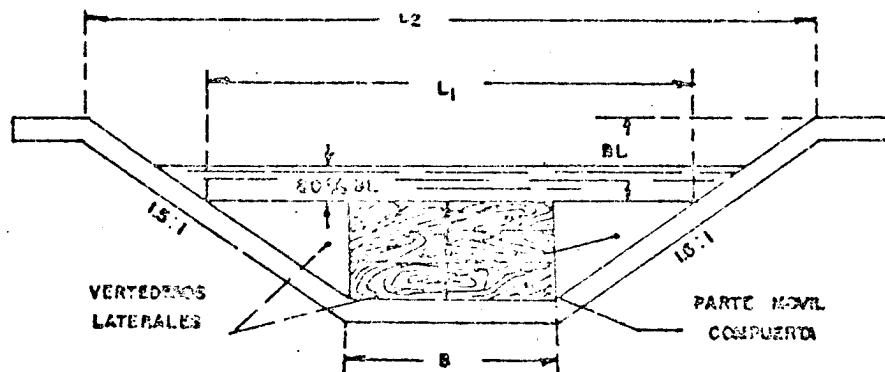


Figura 13.- Corte transversal de la retención

b) Determinación del gasto que pasa por encima de la cresta vertedora

$$Q_{ver} = C L H^{3/2} \quad (4.21)$$

Donde:

Q_{ver} es el gasto de agua que pasa por encima de la cresta vertedora, en m^3/s .

L es el ancho medio de la cresta vertedora: $\frac{L_1 + L_2}{2}$, en m.

H es el 80% del borde libre, en m.

C es el coeficiente de gasto, según el Manual de Procedimiento del M.O.P. (1960), puede tomarse un valor de 1,84

Se debe de cumplir que $Q_{norma} = 40\% Q_{diseño}$; en caso contrario, se debe de aumentar B hasta cumplir con esta norma.

c) Determinación de la velocidad sobre la cresta vertedora.

$$V_{ver} = \frac{Q_{vert}}{A_{vert}} \quad (4.22)$$

Donde:

A_{vert} es el área vertiente en m^2

Se debe cumplir que $V_{vert} \leq 1,1$ m/s, en caso contrario se debe aumentar B hasta cumplir con esta norma.

d) Determinación de las transiciones de entrada y salida.

Estas transiciones deben tener una longitud tal, que el ángulo máximo de la superficie del agua con el eje del canal sea de $12^\circ 30'$.

Diseño del Drenaje Superficial

Descripción del drenaje superficial

En la zona agrícola de Turén se han detectado dos tipos de problemas de drenaje.

a) La incapacidad de los drenes naturales para evacuar las aguas provenientes de la precipitación sobre las superficies agrícolas.

b) El desbordamiento de los ríos

Estos problemas de drenaje afectan a la zona agrícola de Turén, traduciéndose en limitaciones para su uso. Rojas (1976) describe las consecuencias del mal drenaje, a nivel de finca, clasificándolas en las categorías siguientes: daños a los cultivos, dificultades en la mecanización, problemas sanitarios, daños a la infraestructura y otro tipo de daños de índole socioeconómico muy difíciles de evaluar.

Por lo dicho anteriormente, es necesario un estudio del drenaje en la zona para mejorar el rendimiento de los cultivos y poder elegir sistemas de producción más rentables, que no estén influenciados por el tipo de suelo y el drenaje externo.

Determinación de la lluvia de diseño

La lluvia de diseño es aquella que corresponde a una duración y período de retorno dado. El U.S. Soil Conservation Service (1973), recomienda usar un período de retorno de 5 a 10 años y la duración de la lluvia igual al tiempo de drenaje, el cual se considera como el tiempo que el cultivo puede soportar condiciones de inundación sin que haya una baja considerable en sus rendimientos potenciales. Este tiempo de drenaje varía de acuerdo a la clase de cultivo.

Los cultivos considerados para la zona agrícola de Turén son: sorgo, ajonjolí y arroz, de los cuales los dos primeros, por ser cultivos similares al maíz, podrán estar sumergidos, sin sufrir daños, durante 24 horas según lo recomendado por Alran (1974); mientras que para el arroz se prefiere la permanencia de una lámina de agua constante sobre la superficie durante buena parte de su ciclo vegetativo.

Para la determinación de la lluvia de diseño se utilizan curvas de profundidad-duración-frecuencia. La Figura 14 presenta una de esas curvas para una duración de 24 horas, en la cual se obtiene una lluvia de diseño de 112,0 mm para $TR = 5$ años, que es la que se utiliza en este estudio.

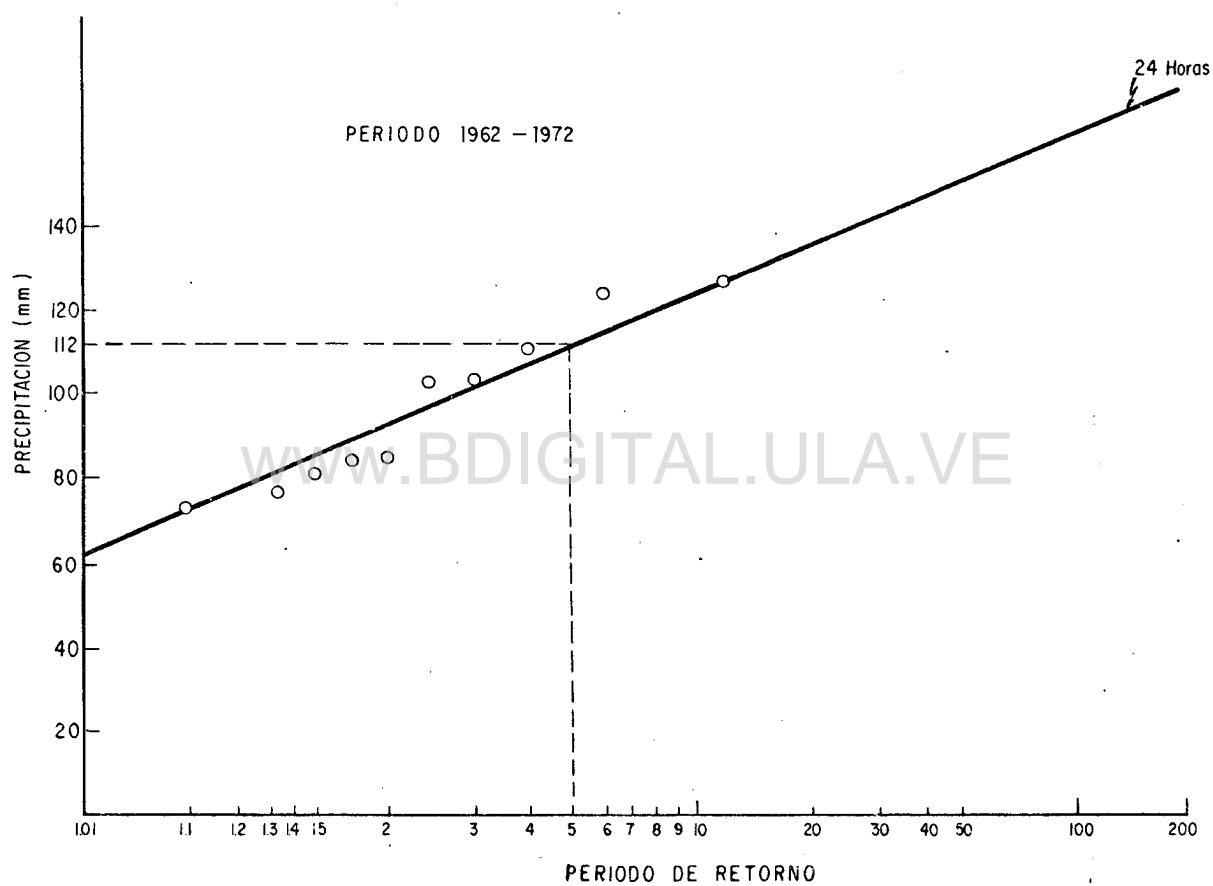


Figura 14. - Curva de frecuencia para 24 horas.

Ecuación de diseño

De acuerdo al método del U.S. Soil Conservation Service (1973), el caudal de diseño puede ser obtenido mediante la ecuación siguiente:

$$Q = C A^{5/6} \quad (4.23)$$

Donde:

Q es el caudal de diseño, en l/seg

A es el área, en Ha.

C es el coeficiente que depende del cultivo, precipitación y características de la cuenca.

Stephen y Mills (1965), citados por Rojas (1976), proponen la ecuación siguiente para el cálculo del coeficiente C.

$$C = 4,573 + 1,62 E \quad (4.24)$$

Donde:

E es la escorrentía total en cm y C se definió anteriormente.

Determinación de la escorrentía total. La escorrentía total se calculó por la ecuación dada por el U.S. Soil Conservation Service, la cual se expresa así:

$$E = \frac{(P - 0,2 S)^2}{(P + 0,8 S)} \quad (4.25)$$

Donde:

P es la precipitación de diseño, en mm

S es la infiltración potencial, que se calcula con la ecuación siguiente

$$S = \frac{2540}{CN} - 25,4 \quad (4.26)$$

Donde:

CN: es el número de curva, que puede ser encontrado en la Tabla de curvas de escorrentía para los complejos suelo-cobertura presentada por Rojas (1976).

Para la región de Turén se obtuvo la siguiente ecuación de diseño para calcular los caudales:

$$Q = 13,87 A^{5/6} \quad (4.27)$$

Donde:

Q es el caudal de diseño, en l/seg

A es el área, en Ha.

Cálculo de la capacidad de los colectores.

En la determinación de las capacidades de los canales colectores se consideraron dos casos:

a) Cuando existe un sólo dren se utilizó la ecuación de diseño directamente.

b) Cuando existían intersecciones se utilizó el procedimiento recomendado por el U.S. Soil Conservation Service, llamado la Regla del 20 - 40, la cual es descrita por Rojas (1976).

Costos Básicos de Construcción

Para calcular los costos básicos de construcción se procedió de la siguiente manera:

a) Se calcularon los costos de canales y tuberías, en base a las can-

tidades de material de obra y los precios unitarios vigentes en la zona.

b) Se recopilaron costos de construcciones reales de otros sistemas en la región.

Costos de construcción

Se analizaron cuatro tipos básicos de redes de distribución: canales en tierra, canales revestidos, canales elevados y tuberías a baja presión. Las dos primeros, por ser su dimensionamiento similar, se agruparon como canales en berma; en cuanto a los canales elevados, se usaron directamente los datos de los fabricantes en el país.

Canales en berma

La sección de estos canales se determinó desde el punto de vista constructivo y las dimensiones del borde libre y los anchos de berma se fijaron de acuerdo a las normas recomendadas por el U.S.R.R. (1963). En la Figura 15 y la Tabla 9, se presentan las características constructivas de los canales en berma resultantes del cálculo.

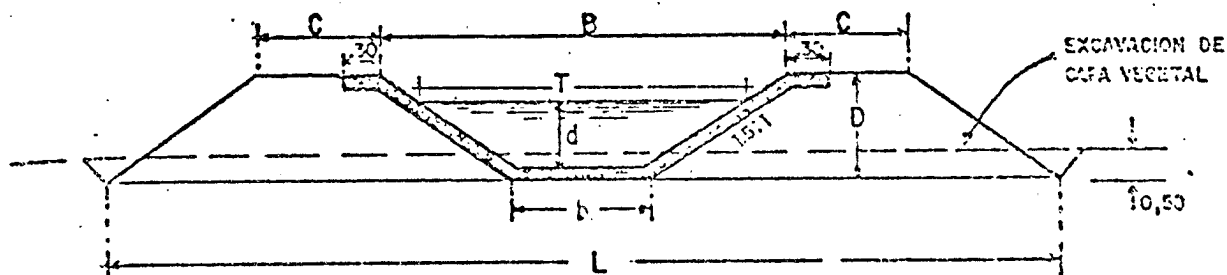


Figura 15.- Características constructivas de los canales en berma

Tabla 9 Determinación de las características constructivas del canal de Berma.

	He	Q	B, L	Y	Yt	B	C	b	L	A, hū-	
		h.	m./s	m	m	m	m	m	m m	meda m ²	
CANALES EN TIERRA	Efr = 55%	24	0,341	0,19	0,56	0,75	2,85	4,0	0,6	13,1	0,81
		16	0,512	0,2	0,6	0,8	3,15	4,0	0,9	13,4	1,08
		12	0,682	0,16	0,69	0,85	3,45	4,0	0,9	14,0	1,34
		8	1,02	0,18	0,82	1,0	4,0	4,0	1,0	15,0	1,83
	Efr = 65%	24	0,309	0,18	0,53	0,65	2,55	4,0	0,6	12,5	0,74
		16	0,450	0,18	0,57	0,75	3,0	4,0	0,9	13,1	1,0
		12	0,595	0,2	0,65	0,85	3,3	4,0	0,9	13,7	1,22
		8	0,909	0,23	0,77	1,0	3,85	4,0	1,0	14,7	1,66
	Efr = 70%	24	0,288	0,19	0,51	0,6	2,4	4,0	0,6	12,2	0,7
		16	0,432	0,2	0,55	0,75	3,0	4,0	0,6	13,4	0,78
		12	0,576	0,21	0,64	0,85	3,3	4,0	0,9	13,7	1,19
		8	0,864	0,18	0,77	0,95	3,6	4,0	0,9	14,3	1,58
CANALES REVESTIDOS	Efr = 55%	24	0,335	0,16	0,39	0,55	1,7	4,0	0,6	10,8-	0,46
		16	0,503	0,17	0,48	0,65	1,8	4,0	0,6	11,0	0,63
		12	0,67	0,2	0,55	0,75	2,0	4,0	0,6	11,4	0,78
		8	1,01	0,14	0,6	0,8	2,3	4,0	0,9	11,7	1,08
	Efr = 65%	24	0,297	0,14	0,36	0,5	1,6	4,0	0,6	10,6	0,41
		16	0,446	0,15	0,45	0,6	1,8	4,0	0,6	11,2	0,57
		12	0,592	0,18	0,52	0,7	1,9	4,0	0,6	11,2	0,72
		8	0,892	0,2	0,55	0,75	2,1	4,0	0,9	11,6	0,95
	Efr = 70%	24	0,282	0,15	0,35	0,5	1,6	4,0	0,6	10,6	0,39
		16	0,424	0,16	0,44	0,6	1,7	4,0	0,6	10,8	0,55
		12	0,566	0,19	0,51	0,7	1,9	4,0	0,6	11,2	0,7
		8	0,858	0,19	0,61	0,8	2,1	4,0	0,6	11,6	0,92

Canales elevados.

Para este tipo de canales el problema fue más sencillo, pues su fabricante en Venezuela, la firma Hopensa, ha producido manuales en los cuales se pueden obtener sus características hidráulicas; así como los precios de todas sus partes integrantes: canaletas, horquillas, soportes, y otros.

Tuberías de baja presión.

Solamente se analizaron tuberías de concreto, las que se consideraron enterradas a una profundidad de 0,60 m. La Tabla 10 muestra los anchos de zanjas necesarios para alojar las tuberías seleccionadas.

Tabla 10 Ancho de zanja para cada Diámetro de Tubería

D nominal (Plg)	Ancho de zanja (m)
40	1,5
36	1,4
32	1,3
28	1,2
24	1,1
22	1,1
21	1,1

En la Tabla 11 se presentan los costos de construcción totales, de cada una de las alternativas estudiadas y en el apéndice II, la descripción de los conceptos considerados en su cómputo.

Tabla 11 Costos de construcción totales de las diferentes alternativas estudiadas (bolívares)

		Canales en tierra	Canales revestidos	Canales elevados	Tuberías a baja presión
Efr = 55%	24	409690,8 (1384,1)*	781596,94 (2640,5)*	887149,5 (2997,1)*	1338975,2 (4523,6)*
	16	427055,11 (1442,8)*	824132,33 (2784,2)*	1248432,1 (4217,7)*	1511526,7 (5106,5)*
	12	442437,28 (1494,7)*	889750,74 (3005,9)*	1552590,5 (5245,2)*	1649381,7 (5572,2)*
	8	472319,55 (1592,4)*	959440,19 (3241,4)*	1873277,7 (6328,6)*	2088555,5 (7055,9)*
Efr = 65%	24	404925,03	751690,55	887149,5	1269364,7
	16	420219,72	826683,64	1248432,1	1438166,0
	12	428259,72	826683,64	1552590,5	1583143,0
	8	463511,41	934453,3	1552590,5	1923835,0
Efr = 70%	24	400916,95	745608,51	887149,5	1263522,7
	16	417543,38	779747,4	1248432,1	1416170,5
	12	437651,04	863268,22	1248432,1	1573360,1
	8	448554,26	936389,1	1552590,5	1898469,3

* Costos unitarios por Ha regada.

Costos de mantenimiento.

Tal como la define la Secretaría de Recursos Hidráulicos (1973) la conservación de un sistema de riego es el conjunto de operaciones tendientes a sostener en condiciones óptimas de servicio, conforme a las características de diseño, las obras que lo componen.

La erosión, el depósito de sedimentos, el crecimiento de malezas y el deterioro por el efecto de las condiciones ambientales, entre otras, son factores que afectan sustancialmente el funcionamiento de las redes y de las estructuras.

En clima tropical, la intensidad de la precipitación pluvial y el clima adquieren una importancia relevante, particularmente en la velocidad del crecimiento de la maleza. Así, los canales en tierra demandan un mayor esfuerzo de mantenimiento que los revestido y elevados; y estos más que las tuberías.

No se contó con información confiable de la misma zona, debido a la inexistencia de sistemas de riego. Por otra parte, este trabajo se basa en distintas alternativas de tipo constructivo. Una variante a utilizar en estos casos es estimar los costos de mantenimiento, tal como se procede en formulación y diseño de proyectos, como un porcentaje de los costos de construcción.

Al respecto, la experiencia de los proyectistas de obras de riego, en los Llanos Occidentales de Venezuela, permite asumir a los fines de este trabajo, los valores porcentuales siguientes referidos a los costos de construcción: canales en tierra 10%, canales revestidos 5%, canales elevados 3% y tu

berías de concreto de baja presión 1%.

En base a dichos valores, en la Tabla 12, se incluyen los costos de mantenimiento, referidos igualmente al lateral de la sección de riego de 300 Ha. Cabe destacar que no se consideraron otros costos de mantenimiento del Sistema de Riego, tales como vialidad y drenaje, debido a que se consideran comunes a todas las alternativas estudiadas.

Tabla 12 Costos de mantenimiento de las diferentes alternativas estudiadas (Bolívares)

He	Canales en tierra	Canales revestidos	Canales elevados	Tuberías a baja presión
24	40969,10	39079,80	26614,50	13389,80
	138,30*	132,03*	89,91*	45,24*
16	42705,50	41206,60	37453,00	15115,30
	144,30*	139,21*	126,53*	51,10*
12	44243,70	44487,50	46577,70	16493,80
	149,50*	150,30	157,40*	55,72*
8	47232,00	47972,00	56198,30	20885,60
	159,60*	162,10*	189,90*	70,56*
24	40492,50	37584,50	26614,50	12693,60
16	42022,00	41334,20	37453,20	14381,70
12	42825,90	42766,30	46577,70	15831,40
8	46351,40	46722,70	46577,70	19238,40
24	40092,00	37280,40	26614,50	12635,20
16	41754,30	38987,40	37453,00	14161,70
12	43765,10	43163,40	37453,00	15733,60
8	44855,40	46819,50	46577,70	18984,70

Discusión de los Resultados

Para facilitar la interpretación de las tablas 8 y 11, los resultados se graficaron, tal como se muestra en las figuras 16, 17, 18 y 19.

En la Figura 16 se presentan las variaciones del caudal Q en función del horario de entrega H_e , para tres valores de eficiencia de riego E_{fr} . Resulta obvio que las grandes variaciones en el canal de diseño depende del horario de operación del canal siendo, por lo tanto, evidente la conveniencia de aproximarse al máximo de 24 horas; siempre y cuando ello sea compatible con la operación del riego en el predio e incluso con el uso y costumbre en el área,

La eficiencia de riego influye menos que el horario de acuerdo al método utilizado, cuando se aplica similar vigor técnico en el diseño del mismo (55%, 65% y 70%); por lo tanto los márgenes de seguridad que se adoptan, debido a que la superficie no esta en la práctica integramente cultivada y la capacidad adicional a que conduce el borde libre en los canales, permite compensar disminuciones en la eficiencia de riego.

En la Figura 17 se presentan las variaciones del área de escurrimiento A en función del horario de entrega H_e , para cuatro tipos constructivos de la red de distribución, cuando la eficiencia de riego $E_{fr} = 65\%$. De acuerdo a esta Figura el área de escurrimiento varía considerablemente con respecto a H_e y al tipo de material; resultando un área de escurrimiento mayor cuando $H_e = 8$ h y menor área cuando $H_e = 24$ h. En cuanto al tipo de construcción, se observa que los canales en tierra son los que presentan la mayor área de escurrimiento, seguido por los canales revestidos, canales elevados y tuberías a presión.

También se grafican las variaciones del área de escurrimiento A , con respecto a la eficiencia de riego E_{fr} y el tipo de material utilizado, manteniendo fijo al horario de entrega $H_e = 24$ h, tal como se muestra en la Figura 18; de la cual se desprende que las variaciones son pequeñas con la E_{fr} , pero significativas al cambiar el tipo de conducción.

En la Figura 19 se representa el costo de construcción por H_a regada en función del horario de entrega H_e para cuatro tipos constructivos, siendo la eficiencia de riego $E_{fr} = 55\%$. Se aprecia en esta Figura, que para tuberías a baja presión y canales elevados, las variaciones en el costo unitario son apreciables, cuando el horario de entrega cambia de $H_e = 8$ h a $H_e = 24$ h; mientras que para canales en tierra y canales revestidos estas variaciones son mínimas. En relación al tipo constructivo, las tuberías a baja presión presentan el mayor costo unitario, seguidas en orden decrecientes por los canales elevados, canales revestidos y canales en tierra.

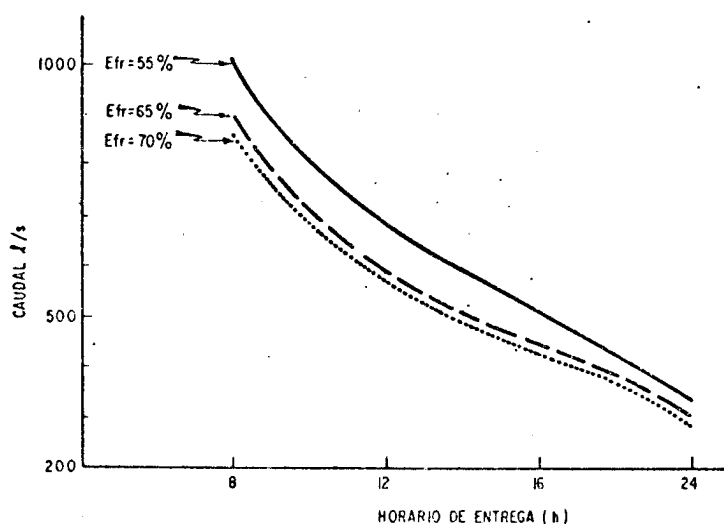


Figura 16.- Variación del caudal en función del horario de entrega y la eficiencia de riego. (canales en tierra.)

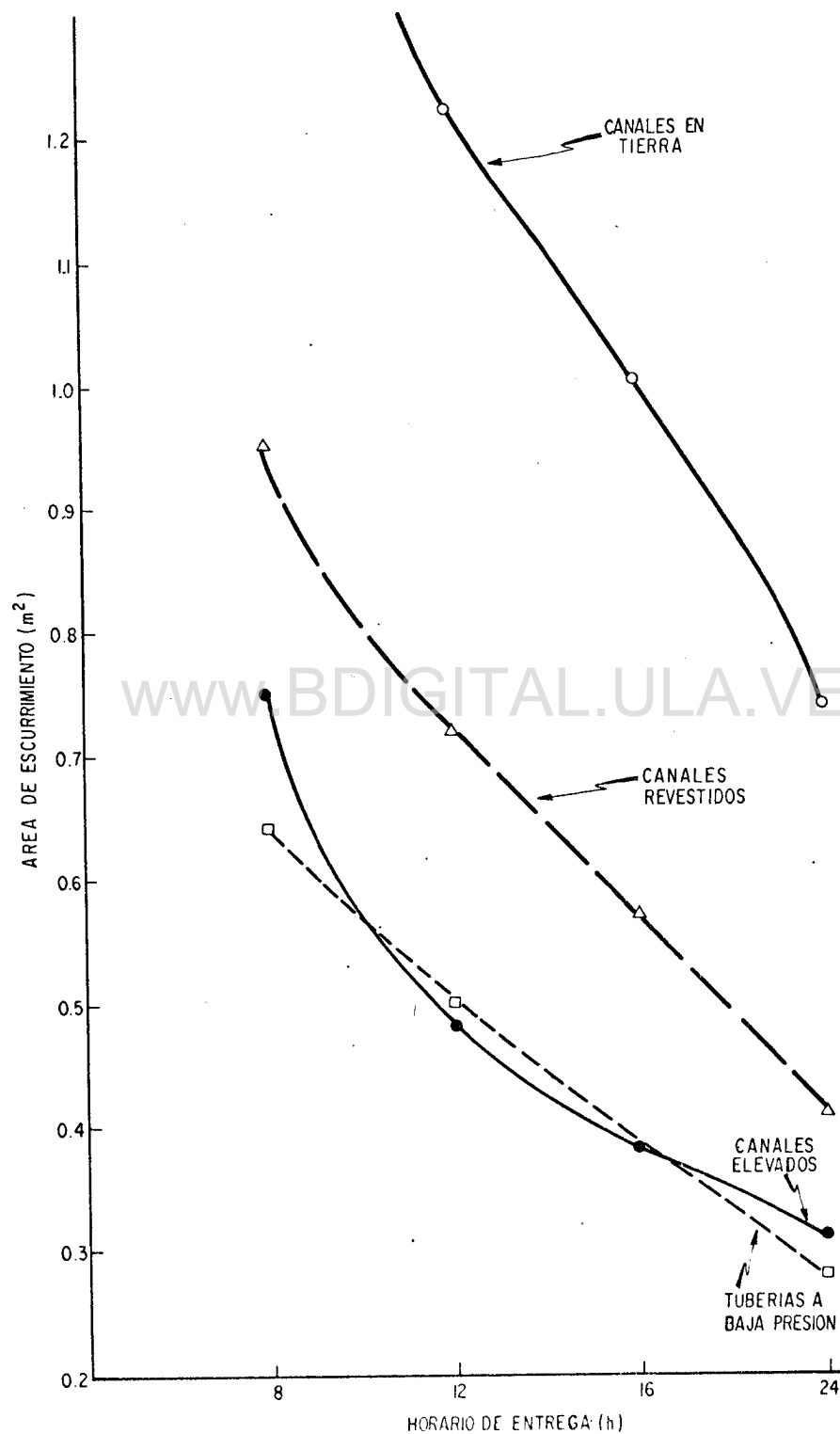


Figura 17.- Variación del área de escurrimiento en función del horario de entrega ($E_{fr} = 65\%$).

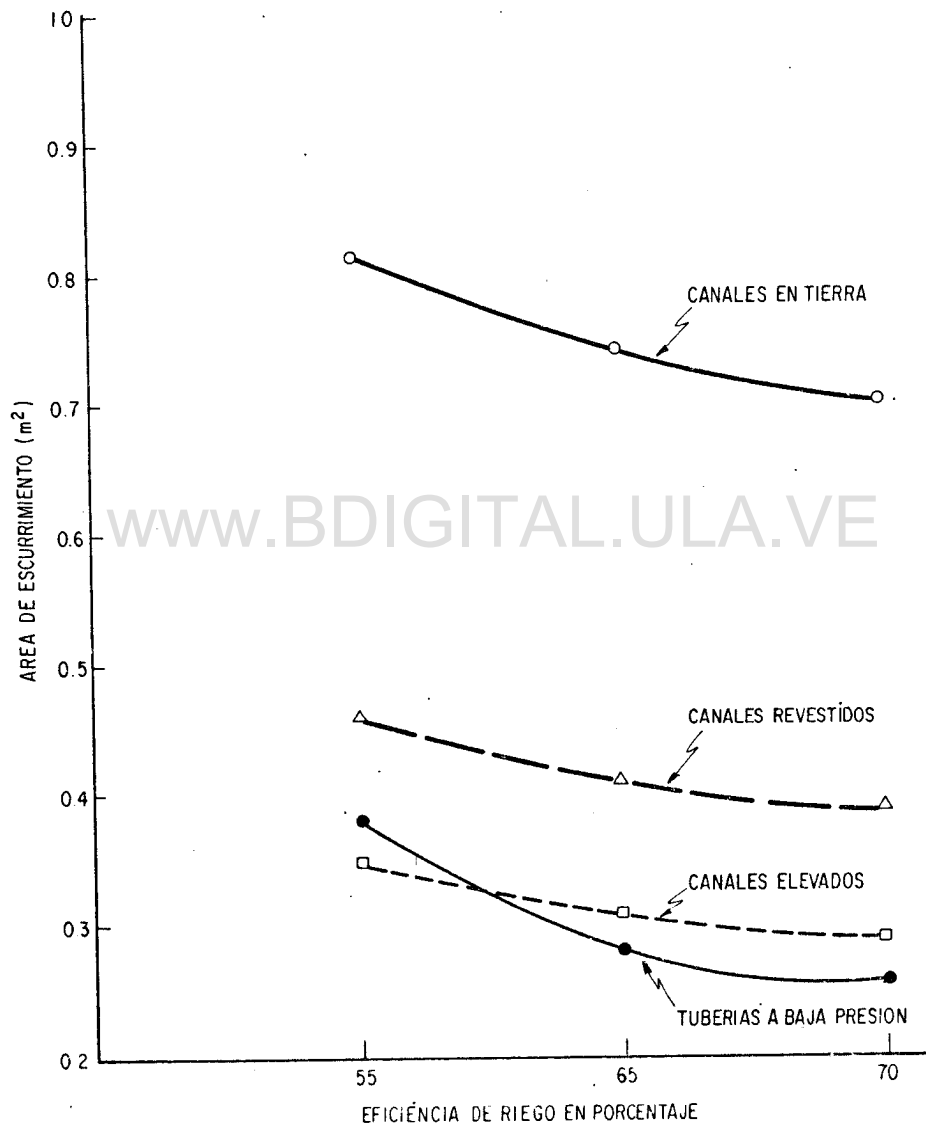


Figura 18.- Variación del área de escurrimiento en función de la eficiencia de riego ($H_e = 24 h$).

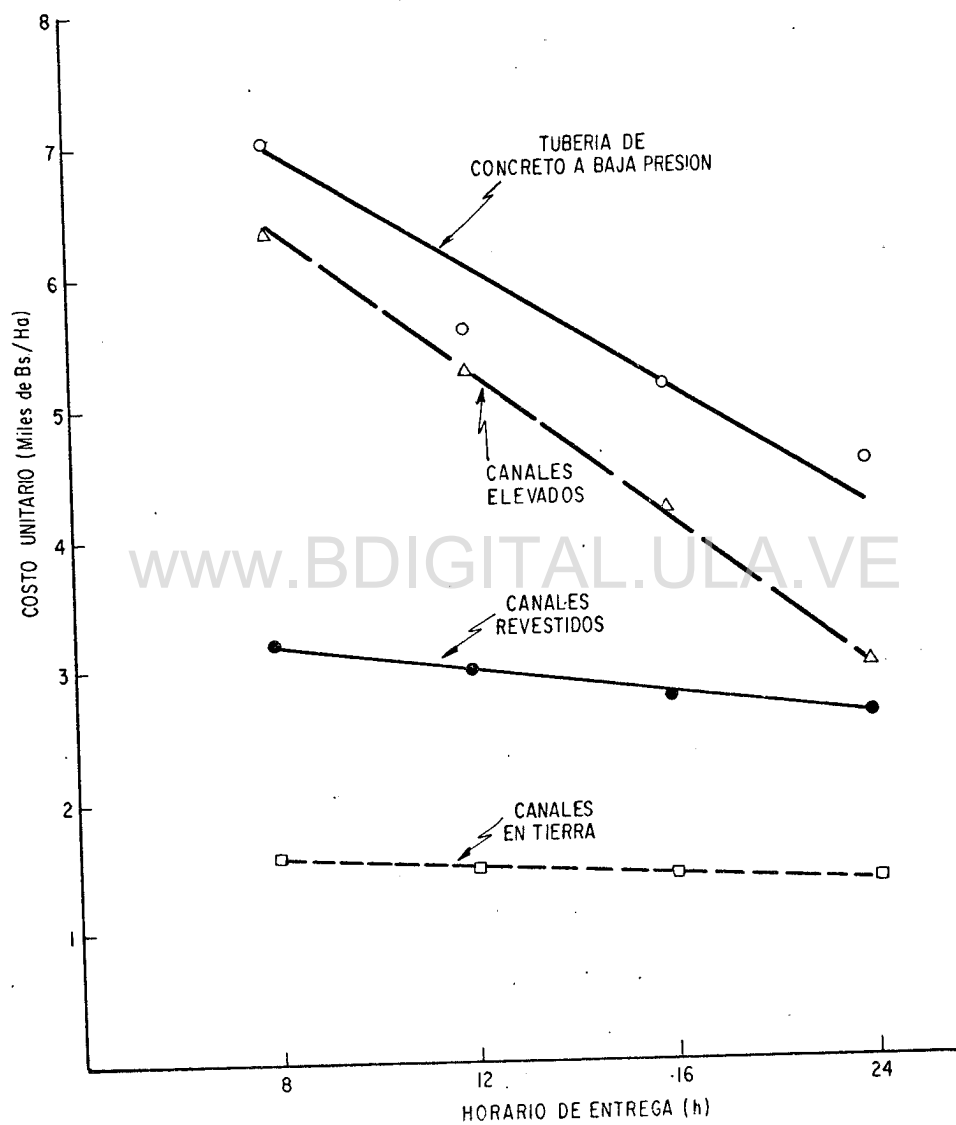


Figura 19.- Comparación de los costos unitarios de construcción por hectárea regada ($E_{fr}=55\%$).

En cuanto a los costos de mantenimiento, la Figura 20 representa los valores por Ha en función del horario de entrega H_e , para una eficiencia de riego, $E_{fr} = 55\%$.

Debido a los porcentajes decrecientes (10%, 5%, 3% y 1%), a medida que aumenta el costo de los distintos tipos constructivos considerados, las curvas se aproximan, lo que indica escasa diferencia entre las mismas; aún cuando es evidente el menor costo en canales elevados y tuberías, cuando el horario de entrega H_e tiende al máximo.

El estudio de alternativas de redes de distribución, se entiende en este trabajo desde el punto de vista hidráulico y por lo tanto no incluye el análisis económico de las mismas. Sin embargo, la determinación de los costos de construcción y de operación, puede servir de base para estudios más acabados cuando contando entonces con mayor información, se encuentre el proyecto en etapas más avanzadas de formulación y diseño.

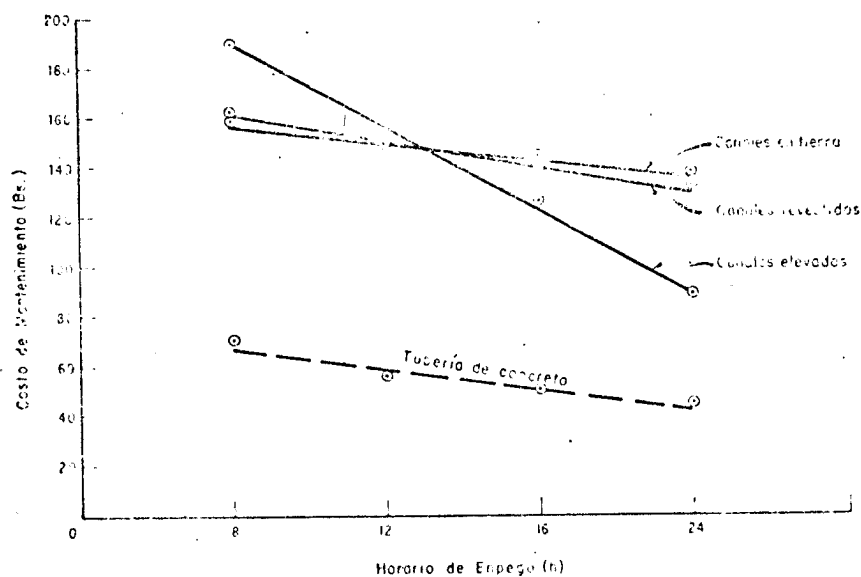


Figura 20 - Costos de mantenimiento por Ha en función del horario de entrega ($E_{fr} = 55\%$)

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

El estudio que antecede, resultado del análisis del riego de una sección tipo de 300 Ha en la zona agrícola de Turén, subdividida en diez parcelas de igual superficie, cultivadas con sorgo y ajonjolí en un 90% y arroz en un 7%, permite concluir lo siguiente:

1. Las demandas totales de riego en la derivación del terciario durante el período de riego de cuatro meses, que se extiende de diciembre a marzo, varían entre 11926,7 m³/Ha y 10071,3 m³/Ha, para el caso de la menor y mayor eficiencia de riego respectivamente.

2. Las demandas de agua para el sorgo y el ajonjolí, conduce a un caudal ficticio continuo del mes de máximo consumo, q , que varía así en función de la eficiencia de riego: $q = 1,23$ l/s/Ha. (Efr = 55%), $q = 1,08$ l/s/Ha (Efr = 65%) y $q = 0,97$ l/s/Ha (Efr = 70%). Dichos valores se reducen para el mes de mínimo consumo a 0,24 l/s/Ha y 0,19 l/s/Ha, para el de menor y mayor eficiencia de riego, respectivamente. En cuanto al arroz, el caudal de reposición varía desde un valor mínimo de 2,2 l/s/Ha hasta un máximo de 3,5 l/s/Ha.

3. Los caudales de diseño por unidad de superficie, como flujo continuo (24 h), arroja en función de la eficiencia de riego los siguientes valores ponderados: $q_d = 1,15$ l/s/Ha (Efr = 55%), $q_d = 1,04$ l/s/Ha (Efr = 65%) y $q_d = 0,97$ l/s/Ha (Efr = 70%).

4. Las diferentes alternativas planteadas, en cuanto a horario de operación del canal terciario (8 h, 12 h, 16 y 24 h), tiene una incidencia sustancial en el caudal de diseño; evidenciando la conveniencia desde el punto de vista constructivo y de operación de la red, de llevarlo al mayor valor compatible con las labores agrícolas a nivel de predio.

5. La sección hidráulica, al comparar alternativas de construcción, muestra, con respecto a canales en tierra, una reducción del 44% en canales revestidos, 57% en canales elevados y 54% en tuberías, así mismo, disminuye en función del aumento del horario de entrega; así para canales revestidos, comparativamente con $H_e = 8$ h, considerada el 100%, las áreas se reducen en los siguientes valores: $H_e = 12$ h, 28%; $H_e = 16$ h, 42%; $H_e = 24$ h, 57%.

6. Los costos de construcción del canal terciario varían sustancialmente según sus características. Comparativamente con canales en tierra, y para horario de entrega, de 12 h, el aumento del costo por Ha regada es del 93% para canales revestidos, 192% para canales elevados y 254% para tuberías de concreto.

7. Los costos del canal terciario por Ha no varían significativamente en función del horario de entrega, en el caso de canales revestidos y sin revestir. En cuanto a los canales elevados, el costo respecto a $H_e = 8$ h, es del 83% para $H_e = 12$ h, de 67%, para $H_e = 16$ h y de 44% para $H_e = 24$ h.

Los costos de mantenimiento en cambio, no difieren notablemente al comparar los distintos tipos constructivos, cuando el horario de entrega H_e tiende al máximo.

8. Debido a que la agricultura actual en el período de lluvias, de-

pende en gran medida de la disponibilidad del drenaje superficial, estas obras deben preceder a las de riego y luego coexistir con ellas en un sistema de producción agrícola continuada.

9. A los fines del diseño del colector de drenaje de la sección de riego estudiada, el coeficiente de drenaje correspondiente al mes de máxima precipitación (julio), resultó de 13,87 l/s/Ha; lo que conduce a un caudal $Q = 219,50$ l/s al comienzo y $Q = 1495,70$ l/s al final del mismo.

Recomendaciones

1. Aún cuando el uso y la costumbre en el área, y en general en el país, es diseñar los sistemas de riego para operar 12 h, se recomienda estudiar las ventajas y desventajas de horarios más largos, dado la indudable incidencia que ello tiene económicamente en la construcción de las redes.

2. Si bien el costo de construcción para los canales en tierra, es menor que el de los revestidos, elevados y tuberías, cabe realizar un análisis económico más acabado, que considere la rentabilidad de los cultivos que se seleccionen.

3. La capacidad de los canales no variará significativamente, si el área dedicada al sorgo o ajonjolí, se destinara a otros cultivos. Sin embargo, si se incrementa el área de arroz con respecto a lo supuesto en este estudio, deberían realizarse ajustes por tratarse de un cultivo de elevadas demandas de agua.

4. Debido a la falta de información básica, particularmente topografía, así como por no haber dispuesto de un trazado de infraestructura hidráulica básica, los diseños son preliminares y sólo válidos a nivel de sección de

riego; por lo que se requerirán los respectivos ajustes, una vez que el proyecto esté mejor definido.

www.BDIGITAL.ULA.VE

CAPITULO VI

LITERATURA CITADA

- Alran, Bernard, 1974. Estudio Preliminar de drenaje superficial en la zona de Turén. División de Edafología. Dirección General de Recursos Hidráulicos. Caracas, Venezuela. 238 P.
- American Society of Civil Engineers (ASCE). 1973. Operation and maintenance of irrigation system: Sección III. Operation Journal of Irrigation and Drainage Division. IR3 (239-338).
- Chow, V.T. 1959. Open channel hydraulics, McGraw Hill Book Co. Edition Internacional. Tokio. P. 58.
- Espinoza de León, E. 1967. Disponibilidad de agua en una corriente superficial. Ingeniería Hidráulica en México. Vol. XXI (1-2): Pág. 75-90.
- Gasperi, Rafael y Luis Graterol. 1973. Estudio de suelos semidetallados, unidad agrícola de Turén. División de Edafología. Dirección General de Recursos Hidráulicos. Barquisimeto, Venezuela. 52 P.
- Grassi, Carlos. 1964. Estimation of evapotranspiration from climate formulas. Master of Science Thesis. Utah State University Library. 101 P.
- Grassi, Carlos. 1968. Estimación de los usos consuntivos de agua y requerimientos de riego con fines de formulación y diseño de proyectos. CIDIAT. Mérida, Venezuela. P. 29.
- Grassi, Carlos. 1977. Operación y conservación de sistemas de riego. CIDIAT Mérida, Venezuela. P. 99.
- Hargreaves, George. 1968. Consumptive use derived from evaporation pan data. Journal of Irrigation and Drainage Division. V. 94. IRI. (97-105).
- Hopensa. 1972. Canales elevados prefabricados. Guanare, Venezuela. 60 P.
- King, B.V. y E.R. Brater. 1962. Manual de hidráulica. UTEHA. México. Sección 6, P. 161-237.
- Keller, S., and A.W. McCulloch. 1962. Ames irrigation hand book. Section II. SMR-3. W.R. Ames Company. Milpitas. California-USA. S IV. SCR-3.
- Larreal, M., Luis Graterol y Simón Mazzei. 1975. Estudio de suelos semidetallado, unidad agrícola de Turén, segundo avance. División de Edafología. Dirección de Recursos Hidráulicos. Guanare, Venezuela. 200 P.
- López, Javier. 1968. Resultados comparativos de mediciones y cálculos de eva

- poración y uso consuntivo. III Jornadas Venezolanas de Riego. Caracas, Venezuela. 13 P.
- Luque, Jorge y Juan D. Paolini. 1972. Manual de operación de riego. Ediciones Riagro. Argentina. P. 209.
- Milligan, S.J. 1969. Tubos de concreto para riego. CIDIAT. Mérida, Venezuela. P.11.
- M.O.P. 1960. Manual de procedimientos para pequeños sistemas de riego. Dirección de Obras Hidráulicas. Venezuela. 60 P.
- Navarro, A. W. Hidalgo y J. Lozano. 1978. Manejo de suelos con el cultivo de ajonjolí en la colonia agrícola Turén, Edo. Portuguesa. MARNR. Guare, Venezuela. 25 P.
- Palacios Velez, E. 1972. Técnicas para la evaluación y mejoramiento de la operación de distritos de riego. Escuela Nacional de Agricultura. Chapingo, México. 54 P.
- Rojas, Rafael. 1976. Drenaje superficial. CIDIAT. Mérida, Venezuela. 47 P.
- Rouse, H. 1946. Elementary mechanics of fluids. John Wiley and Sons, INC. New York. P. 57.
- Streeter, Victor. 1976. Mecánica de los fluidos. Cuarta edición. Libros McGraw Hill. México. P. 281.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos. 1973. Proyecto de zonas de riego. Dirección de Proyectos de Irrigación, México. B. Riego y drenaje. Cap. 4 (171-184).
- U.S. Soil Conservation Service. 1973. Drainage of Agricultural lands. WIC. 30 P.

APENDICE I
MEMORIAS DE CALCULO

Memorias de Cálculo

En esta Sección se presentan los cálculos hechos para analizar alternativas del proyecto de redes de distribución de agua para riego en zona agrícola de Turén.

Se consideraron 48 alternativas, resultantes de combinar el tipo de construcción, la eficiencia de riego y el horario de entrega de agua; cuyos datos relativos al dimensionamiento se encuentran en la Tabla 8.

A fin de evitar repeticiones innecesarias, se presentan en esta Memoria la secuencia de cálculos correspondientes al horario de entrega de agua de $H_e = 12$ h.

Demanda de agua del arroz

Para determinar la demanda de agua del arroz se consideraron 3 melgas de 0,7 Ha cada una, resultando un área total de 2,1 Ha por parcela.

Diseño de la melga tipo

Datos

Horario de entrega de agua $H_e = 12$ h

Pendiente transversal de la melga, $i = 0,001$

Lámina de agua sobre la melga $d = 10$ cm

Intervalo vertical $I_v = 6$ cm

Infiltración promedio $\bar{I}$; se tomó como una buena aproximación la ecuación de infiltración acumulada, $I_{cum} = 0,6 t^{0,42}$

Tiempo necesario para llenar la melga $t = 6$ h, se escogió de tal manera que se pudieran regar las 3 melgas en un día.

Pérdidas por percolación, $Perc = 1 \text{ mm/h} = 24/\text{día}$

Longitud promedio de la melga, $Lm = 124 \text{ m}$

Ancho de la melga, $W = 55,00 \text{ m}$

Evapotranspiración máxima diaria $Et = 7,6 \text{ mm/día}$

Caudal necesario para llenar la melga

$$d_{\max} = d + i W = 0,10 + 0,001 \times 55 = 0,16 \text{ m}$$

$$\bar{D} = \frac{d + d_{\max}}{2} = \frac{0,10 + 0,16}{2} = 0,13 \text{ m}$$

De la ecuación 4.6 se obtiene:

$$\frac{Q_{11} \times 6 \times 60}{124 \times 10^2 \times 55 \times 10^2} = 13 + 0,6 (6 \times 60)^{0,42}$$

$$Q_{11} = 3,81 \times 10^6 \text{ cm/mín} = 63,5 \text{ l/s}$$

Caudal de reposición de la melga

Mediante la ecuación 4.5

$$Q_r = \frac{(7,6 \times 24) 10^{-3} \times 124 \times 55}{43200} = 4,96 \text{ l/s}$$

Por lo tanto, el caudal de reposición necesario para regar las tres melgas simultáneamente resulta:

$$Q_r = 3 \times 4,96 = 14,88 \text{ l/s}$$

Memoria de Cálculo de los Canales en Tierra

Alternativa A 1.7 Efr = 65% y He = 12 h.

De acuerdo a lo discutido en el Capítulo 4, se adoptó una $Efr = 65\%$

para riego por surco.

En cuanto a la eficiencia de conducción propiamente dicha E_{fc} , cabe destacar que, para la reducida longitud de la regadera, las ecuaciones 4.9 y 4.10 para los caudales respectivos dan pérdidas del orden del 2%, por lo que puede adoptarse $E_{fc} = 98\%$.

La eficiencia de operación está en el orden del 95% según el U.S.B.R. (1961) y 88%, según Palacios (1972), para el caso de todo un sistema de riego. Si se tiene en cuenta que existe poca experiencia de riego en la zona, se considera aceptable a nivel de la regadera un valor de $E_{fo} = 90\%$. Por lo tanto, la eficiencia conducción total es de 88%.

Al aplicar la ecuación 3.7, se calcula la lámina bruta, para aplicar una lámina neta $d_n = 50,0$ mm:

$$d_b = \frac{50}{0,65 \times 0,88} = 87,41 \text{ mm}$$

Demandas mensuales del Sorgo (185 Ha)

	Diciembre	Enero	Febrero	Marzo
Has-riego	113,4	483,4	522,0	238,7
mm	$87,4 \times 10^{-4}$	$87,4 \times 10^{-4}$	$87,4 \times 10^{-4}$	$87,4 \times 10^{-4}$
m ³	99122,9	422539,9	456280,2	208647,7
m ³ /ha	535,8	2284,0	2466,4	1127,8
l/s/ha	0,2	0,85	1,02	0,42

Capacidad de la regadera

Se determinó para el caudal ficticio máximo $q = 1,02$ l/s/Ha, que corresponde al sorgo, durante el mes de febrero.

Datos

Area del cuartel de sorgo $A = 1,85$ Ha

Turno o intervalo de riego, $T_e = 10$ días = 240 h

Horario de entrega de agua, $H_e = 12$ h

Caudal neto necesario para llenar la melga de arroz, $Q_{11} = 63,5$ l/s

Por la ecuación 4.4 se tiene:

$$Q_e = 1,85 \times 1,02 \times \frac{240}{12} = 37,74 \text{ l/s}$$

Si se afecta el caudal necesario para llenar la melga por la eficiencia de conducción, se tiene:

$$Q_{11} = \frac{63,50}{0,88} = 72,16 \text{ l/s}$$

Al sustituir los valores calculados en la ecuación 4.7:

$$Q_{\text{diseño}} = 34,74 + 72,16 = 106,9 \text{ l/s}$$

Dimensionamiento de la regadera

Datos

Caudal de diseño, $Q = 0,1069 \text{ m}^3/\text{s}$

Coefficiente de rugosidad, $n = 0,033$

Inclinación de los taludes: 1,5

Pendiente longitudinal de los canales, $i = 0,001$

Infiltración $I = 0,12 \text{ m/día}$

Plantilla adoptada, $b = 0,60 \text{ m}$

Por tanteo se encontró el tirante, $y = 0,32 \text{ m}$

Capacidad del canal terciario.

De acuerdo a lo discutido en el Capítulo 4 el caudal de diseño es:

$$Q_t = N^{\circ} \text{ parcelas} \times Q_e = 10 \times 37,74 = 377,40 \text{ l/s}$$

Caudal de reposición de la melga de arroz

$$Q_{\text{reposición}} = 10 \times 14,88 = 148,80 \text{ l/s}$$

Mediante la ecuación 4.8 se tiene:

$$Q_{\text{diseño}} = 377,40 + 148,80 = 526,20 \text{ l/s}$$

Sobre la base de un análisis igual al explicado para el caso de la regadera se llegó a una $E_{fc} = 97\%$; de manera que siendo $E_{fo} = 90\%$, se obtiene una $E_{fct} = 87\%$ por lo tanto:

$$Q = \frac{526,20}{0,87} = 604,80 \text{ l/s}$$

Dimensionamiento del canal terciario

Datos

Caudal de diseño, $Q = 0,605 \text{ m}^3/\text{s}$

Coeficiente de rugosidad, $n = 0,033$

Inclinación de los taludes, $Z = 1,50$

Pendiente longitudinal de los canales, $i = 0,001$

Plantilla adotada, $b = 0,90 \text{ m}$

Por tanteo se obtuvo el tirante, $y = 0,65 \text{ m}$

De acuerdo a lo discutido sobre el dimensionamiento de los canales, en el Capítulo 4, el borde libre será:

BL 0,30 Y y nunca menor de 10 cm.

$$BL = 0,30 \times 0,65 = 0,20 \text{ m}$$

Por lo tanto el tirante total

$$Y_t = Y + BL$$

$$= 0,65 + 0,20 = 0,85 \text{ m.}$$

Memoria de Cálculo de los Canales Revestidos

Alternativa 2.3 Efr = 55% y He = 12 h.

De acuerdo a lo discutido en el Capítulo 4, se adoptó una Efr = 55% para riego por melgas en contorno.

La eficiencia de conducción se obtuvo mediante un análisis similar al realizado para canales en tierra, resultando una Efc = 89%.

Al aplicar la ecuación 3.7 se calcula la lámina bruta para una lámina neta, $d_n = 50,00\text{mm}$

$$db = \frac{50}{0,55 \times 0,89} = 102,15 \text{ mm}$$

Demandas mensuales del sorgo (185 Ha)

	Diciembre	Enero	Febrero	Marzo
Has-riego	113,40	483,40	522,00	238,70
mm	$102,15 \times 10^{-4}$	$102,15 \times 10^{-4}$	$102,15 \times 10^{-4}$	$102,15 \times 10^{-4}$
m ³	115838,10	493793,10	533223,00	243832,10
m ³ /Ha	626,20	2669,20	2882,30	1318,00
l/s/Ha	0,23	1,00	1,19	0,49

Capacidad de la regadera

Se determinó para el caudal ficticio máximo $q = 1,19 \text{ l/s/Ha}$, que corresponde al sorgo durante el mes de febrero.

Datos

$$A = 1,85 \text{ Ha}$$

$$T_e = 10 \text{ días} = 240 \text{ h}$$

$$Q_{11} = 63,50 \text{ l/s}$$

Al aplicar la ecuación 4.4 se tiene:

$$Q_e = 1,85 \times 1,19 \times \frac{240}{12} = 44,03 \text{ l/s}$$

Si se afecta el caudal necesario para llenar la melga por la eficiencia de conducción, se tiene:

$$Q_{11} = \frac{63,5}{0,89} = 71,35 \text{ l/s}$$

Al sustituir los valores calculados en la ecuación 4.7.

$$Q_{\text{diseño}} = 44,03 + 71,35 = 115,40 \text{ l/s}$$

Dimensionamiento de la regadera

$$Q = 0,11540 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0,013$$

$$Z = 1$$

$$i = 0,001$$

$$b = 0,60 \text{ m}$$

$$\text{por tanteo } Y = 0,21 \text{ m}$$

Capacidad del canal terciario

De acuerdo a lo discutido en el Capítulo 4 el caudal de diseño es:

$$Q_t = N^{\circ} \text{ parcelas} \times Q_e = 10 \times 44,03 = 440,30 \text{ l/s}$$

Caudal de reposición de la melga de arroz

$$Q_{\text{reposición}} = 10 \times 14,88 = 148,80 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 440,30 + 148,80 = 589,10 \text{ l/s}$$

Sobre la base de un análisis igual al explicado para el caso de la regadera se llegó a una $E_{fc} = 97\%$, de manera que siendo $E_{fo} = 90\%$, se obtiene una $E_{fct} = 87\%$, por lo tanto:

$$Q = \frac{589,10}{0,87} = 677,10 \text{ l/s}$$

Dimensionamiento del canal terciario

Datos

$$Q = 0,68 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$n = 0,013$$

$$Z = 1$$

$$i = 0,001$$

$$b = 0,60 \text{ m}$$

$$\text{Por tanteo } Y = 0,55 \text{ m}$$

Borde libre

$$BL = 0,30 \text{ Y y nunca menor de } 10 \text{ cm}$$

$$BL = 0,30 + 0,55 = 0,85 \approx 0,90 \text{ m}$$

Tirante total

$$Y_t = Y + BL$$

$$= 0,55 + 0,2 = 0,75 \text{ m}$$

Memoria de Cálculo de los Canales Elevados

Alternativa 3.11 Efr = 70% y He = 12 h.

En esta alternativa se adoptó una Efr = 70%, porque es la que generalmente se logra en riego por aspersión.

La eficiencia de conducción se obtuvo mediante un análisis similar al realizado para canales en tierra, se determinó una Efc = 89%.

Al aplicar la ecuación 3.7 se calcula la lámina bruta para una lámina neta, $d_n = 50,00 \text{ mm}$.

$$d_b = \frac{50}{0,70 \times 0,89} = 80,30$$

Demandas mensuales del sorgo (185 Ha)

	Diciembre	Enero	Febrero	Marzo
Has-riego	113,40	483,40	522,00	238,70
mm/ha	$80,30 \times 10^{-4}$	$80,30 \times 10^{-4}$	$80,30 \times 10^{-4}$	$80,30 \times 10^{-4}$
m ³	91014,80	387976,80	418957,20	191580,60
m ³ /Ha	492,00	2097,20	2264,60	1035,60
l/s/Ha	0,18	0,78	0,94	0,39

Capacidad de la regadera

Se determinó para el caudal ficticio máximo $q = 0,94 \text{ l/s/Ha}$.

Datos

$$A = 1,85 \text{ Ha}$$

$$T_e = 10 \text{ días} = 240 \text{ h.}$$

$$Q_{11} = 63,50 \text{ l/s}$$

Por la ecuación 4.4 se tiene:

$$Q_e = 1,85 \times 0,94 \times \frac{240}{12} = 34,78 \text{ l/s}$$

Al afectar el caudal necesario para llenar la melga por Efc

$$Q_{11} = 63,5/0,89 = 71,34 \text{ l/s}$$

A sustituir los valores calculados en la ecuación 4.7

$$Q_{\text{diseño}} = 34,78 + 71,34 = 106,12$$

Dimensionamiento de la regadera

Datos

$$Q = 0,10612 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,001$$

$$\frac{Q}{\sqrt{I}} = \frac{0,10612}{\sqrt{0,001}} = 3,40$$

Con 3,4 de la Tabla de características hidráulicas.

Para un canal tipo 200 $h = 0,41$

Capacidad del canal terciario

De acuerdo a lo discutido en el Capítulo 4, el caudal de diseño es:

$$Q_t = N^{\circ} \text{ parcelas} \times Q_m = 10 \times 34,78 = 347,80 \text{ l/s}$$

Caudal de reposición de la melga de arroz

$$Q_{\text{reposición}} = 10 \times 14,88 = 148,90 \text{ l/s}$$

$$Q_{\text{diseño}} = 347,80 + 148,80 = 496,60 \text{ l/s}$$

Sobre la base de un análisis igual al explicado para el caso de la regadera se llegó a una $E_{fc} = 99\%$ de manera que siendo $E_{fo} = 90\%$, se obtiene una $E_{fct} = 89\%$, por lo tanto:

$$Q = \frac{496,60}{0,89} = 558,00 \text{ l/s}$$

Dimensionamiento del canal terciario.

Datos

$$Q = 0,558 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$i = 0,001$$

$$\frac{Q}{\sqrt{i}} = \frac{0,558}{\sqrt{0,001}} = 17,60$$

Con 17,60 de las tablas de características hidráulicas para un canal tipo 520 $h = 0,56 \text{ m}$.

Memoria de Cálculo de las Tuberías a baja Presión

Alternativa 4.3 Riego por surco y $H_e = 12 \text{ h}$.

De acuerdo a lo discutido en el Capítulo 4 se adoptó una eficiencia de riego de 65%; no se consideró eficiencia de conducción pues se supuso que no existen pérdidas por filtración en las tuberías.

Al afectar la lámina neta por la eficiencia de riego se obtuvo la lámina bruta; para una lámina neta, $dn = 50,00 \text{ m}$

$$db = \frac{dn}{E_{fc}} = \frac{50}{0,65} = 76,92 \text{ mm}$$

Demandas Mensuales del Sorgo (185 Ha)

	Diciembre	Enero	Febrero	Marzo
Has-riego	113,40	483,40	522,00	238,70
mm	$76,92 \times 10^{-4}$	$76,92 \times 10^{-4}$	$76,92 \times 10^{-4}$	$76,92 \times 10^{-4}$
m ³	87227,30	371831,30	401522,40	183608,00
m ³ /Ha	471,50	2009,90	2170,40	992,48
l/s/Ha	0,18	0,75	0,90	0,37

Capacidad de la regadera

Se determinó con el caudal ficticio máximo $q = 0,9 \text{ l/s/Ha}$ que corresponde al sorgo durante el mes de febrero.

Datos

$$A = 1,85 \text{ Ha}$$

$$T_e = 10 \text{ días} = 24 \text{ h.}$$

$$Q_{11} = 63,50 \text{ l/s}$$

$$H_e = 12 \text{ h.}$$

Aplicando la ecuación 4.4 se tiene:

$$Q_e = 1,85 \times 0,9 \times \frac{240}{12} = 33,30 \text{ l/s}$$

Sustituyendo en la ecuación 4.7

$$Q_{\text{diseño}} = 33,30 + 63,50 = 96,80 \text{ l/s}$$

Diseño de la tubería terciaria

Las tuberías terciarias se diseñaron para operar a caudal continuo.

De acuerdo a lo discutido en el Capítulo 4, el caudal sera:

$$Q_t = N^{\circ} \text{ parcelas} \times Q_e = 10 \times 33,3 = 333,00 \text{ l/s}$$

Caudal de reposición

$$Q_r = 10 \times 14,88 = 148,80 \text{ l/s}$$

Aplicando la ecuación 4.8 se tiene:

$$Q_{\text{diseño}} = 333 + 148,80 = 481,80 \text{ l/s}$$

El caudal de diseño en el tramo será igual al caudal total menos el producto del caudal por salida y el número de salidas.

Primer tramo

Datos

Caudal de diseño, $Q = 0,4818 \text{ m}^3/\text{s} = 17,01 \text{ P}^3/\text{s}$.

Pérdidas de carga disponibles, $h_f = 1'/1000'$

Coeficiente de rozamiento $C_s = 0,40$

Al despegar el diámetro D de la ecuación 4.16 y sustituyendo los datos se tiene:

$$D = \left(\frac{Q}{0,00546 C_c h_f^{0,5}} \right)^{1/2,625} = \left(\frac{17,01}{0,00546 \times 0,4 \times 1^{0,5}} \right)^{1/2,625} = 30,37''$$

El diámetro se encuentra entre 28" y 32", utilizando $D = 32''$ en todo el primer tramo, se calculan las pérdidas de carga, h_f

$$h_f = \left(\frac{Q}{0,00546 C_c D^{2,625}} \right)^2 = \left(\frac{17,01}{0,00546 \times 0,4 \times 32^{2,625}} \right)^2 = 0,76'/1000'$$

Por lo tanto la carga al final del tramo sera $1 - 0,76 = 0,24' / 1000'$

Segundo tramo

Datos

$$Q = 17,01 - 1,701 = 15,31 \text{ P}^3/\text{s}$$

$$h_f = 1 + 0,24 = 1,24' / 1000'$$

$$D = \left(\frac{15,31}{0,00546 \times 0,4 \times 1,24^{0,5}} \right)^{1/2,625} = 28''$$

Tercer tramo

Datos

$$Q = 17,01 - 1,701 \times 2 = 13,61 \text{ P}^3/\text{s}$$

$$h_f = 1' / 1000'$$

$$D = \left(\frac{13,61}{0,00546 \times 0,4 \times 1^{0,5}} \right)^{1/2,625} = 27,9'' \approx 28''$$

Cuarto tramo

Datos

$$Q = 17,01 - 1,701 \times 3 = 11,91 \text{ P}^3/\text{s}$$

$$h_f = 1' / 1000'$$

$$D = \left(\frac{11,91}{0,00546 \times 0,4 \times 1^{0,5}} \right)^{1/2,625} = 26,41''$$

El diámetro se encuentra entre 24'' y 28'', utilizando $D = 28''$ en todo el tramo se calculan las pérdidas de carga, h_f

$$h_f = \left(\frac{11,91}{0,00546 \times 0,4 \times 28^{2,625}} \right)^2 = 0,75' / 1000'$$

Quinto tramo

Datos

$$Q = 17,01 - 1,701 \times 0,4 = 10,21 \text{ P}^3/\text{s}$$

$$h_f = 1 + 0,25 = 1,25' / 1000'$$

$$D = \left(\frac{10,21}{0,00546 \times 0,4 \times 1,25^{0,5}} \right)^{1/2,625} = 23,90$$

El diámetro está muy cercano a 24" por lo que se adopta $D = 24''$ en todo el tramo y $D = 22''$ en el resto de la tubería terciaria.

En resumen la tubería tiene los siguientes diámetros y longitudes:

Resumen de tuberías

Diámetro	Longitud
(Plg)	(m)
32	740
28	740
24	370
22	1480

Memorias de diseño de las estructuras

Tomas derivadoras

Las tomas derivadoras fueron diseñadas de acuerdo a las especificaciones del Manual de Procedimientos del M.O.P. (1960)

Datos

$$\text{Caudal de diseño, } Q = 0,076 \text{ m}^3/\text{s}$$

Coeficiente de contracción, $C_c = 0,644$

Carga disponible, $\Delta h = 0,10 \text{ m}$

Aceleración de la gravedad, $g = 9,80 \text{ m/s}^2$

Al despegar el área de la ecuación de orificio y sustituyendo se tiene:

$$A = \frac{Q}{C \sqrt{2g\Delta h}} = \frac{0,076}{0,644 \sqrt{2 \times 9,8 \times 0,1}} = 0,08429 \text{ m}^2$$

Luego, despejando el diámetro de la ecuación del área del círculo se tiene:

$$D = \sqrt{\frac{4 A}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,8429}{\pi}} = 0,3276 \text{ m}$$

Se probó con una compuerta deslizante MOD 14" x 14" y un tubo de diámetro $D = 14"$.

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi \times 0,35^2}{4} = 0,096 \text{ m}^2$$

Caudal máximo a derivar

$$Q = C A \sqrt{2g\Delta h} = 0,644 \times 0,09621 \sqrt{2 \times 9,8 \times 0,1}$$

$$Q = 0,08674$$

O sea que con este tipo de compuerta se puede derivar hasta caudales, $Q = 86,74 \text{ l/s}$.

Se verificaron las pérdidas de carga con $Q = 86,25 \text{ l/s}$, que es el caudal más cercano al máximo que se puede derivar, Figura 11.

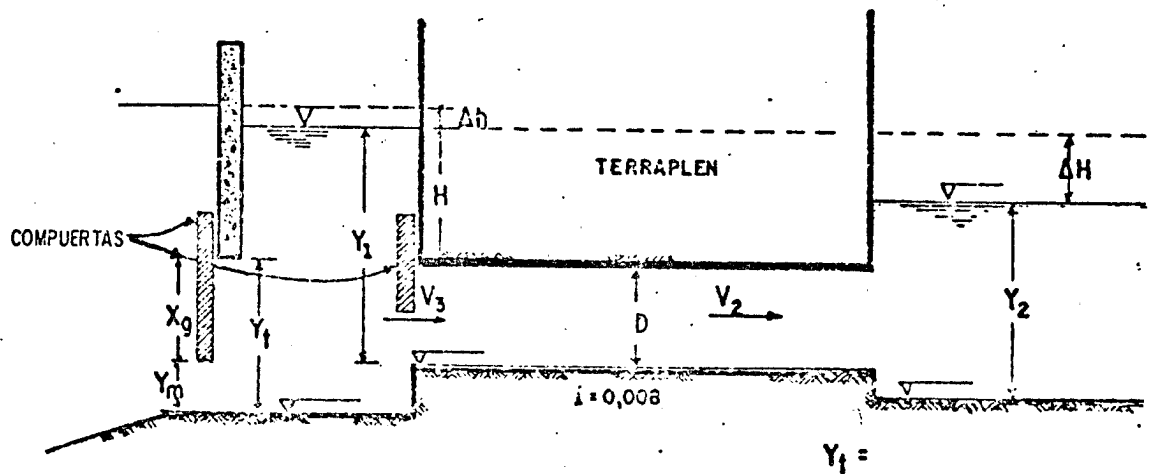


Figura 11. - Toma derivadora

Toma de $D = 14''$

Caudal máximo a derivar, $Q = 0,08625 \text{ m}^3/\text{s}$

Area del conducto, $A = 0,09621 \text{ m}^2$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,08625}{0,09621} = 0,90 \text{ m/s}$$

Determinación del coeficiente de contracción C_c . Por norma se tiene:

$$\frac{Y_m}{Y_t} = 0,80$$

$$Y_m = 0,80 \quad Y_t = 0,8 \times 0,35 = 0,28 \text{ m}$$

$$X_G = 0,35 - 0,28 = 0,07 \text{ m}$$

$$H = 2(Y_t - X_G) - \Delta H = 2(0,35 - 0,07) - 0,07 = 0,50$$

$$\frac{D}{H} = \frac{0,35}{0,50}$$

De la Tabla de Rouse (1946).

$$C_c = 0,687$$

Determinación del factor de fricción.

Mediante la ecuación 4.19 se calculó el número de Reynolds:

$$Re = \frac{0,90 \times 0,35}{1,20 \times 10^{-6}} = 2,61 \times 10^5$$

Luego, la rugosidad relativa:

$$\frac{K}{D} = \frac{0,033}{0,35} = 0,0036 \approx 0,009$$

En el diagrama de Moody, presentado por Streeter (1976) con los valores de Reynolds y rugosidad relativa se obtiene.

$$f = 0,037$$

Aplicar la ecuación 4.17, se obtiene:

$$\Delta H = \frac{0,9^2}{19,62} \left(1 + \frac{0,78}{0,687^2} + 0,837 \frac{12}{0,35} \right)$$

$$\Delta H = 0,16 \text{ m.}$$

Retenciones tipo vertedero

Las retenciones fueron diseñadas de acuerdo a las especificaciones del Manual de Procedimientos del M.O.P. (1960).

Para su ubicación se utilizó el criterio de colocar una retención cuando la diferencia de nivel fuera 10 cm; entonces la distancia entre retenciones será:

$$X = \frac{\Delta h}{s} = \frac{0,100}{0,001} = 100 \text{ m}$$

Las tomas quedaron ubicadas cada 370 m, por lo que se optó usar este

espaciamiento

Datos

Caudal que conduce el canal terciario, $Q = 0,85103 \text{ m}^3/\text{s}$

Tirante total, $Y = 0,75 \text{ m}$

Ancho de la plantilla, $b = 1,00 \text{ m}$

Borde libre, $BL = 0,25 \text{ m}$

Inclinación de los taludes: 1,5:1

$$A = b Y + Z Y^2 = 1 \times 0,75 + 1,50 \times 0,75^2 = 1,5938$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,85103}{1,5938} = 0,534 \text{ m/s}$$

a) Por la ecuación 4.20, se encontró el ancho de la parte central

$$B = \frac{A}{Y} = \frac{1,5938}{0,75} = 2,13. \text{ Se tomó } 2,15 \text{ m}$$

b) Determinación del gasto vertiente

$$Q_{\text{norma}} = 0,40 Q = 0,40 \times 0,85103 = 0,34 \text{ m}^3/\text{s}$$

Por norma la carga será:

$$H = 0,80 BL = 0,80 \times 0,25 = 0,20 \text{ m}$$

De la Tabla para valores del coeficiente de gasto para el cálculo de retenciones del Manual de Procedimientos del M.O.P. (1960), se obtiene el valor de $C = 1,90$.

La longitud del vertedor será:

$$L_1 = B + 2 Y Z = 2,15 + 2 \times 0,75 \times 1,50 = 4,40 \text{ m}$$

$$L_2 = B + 2 Z (Y + H) = 2,15 + 2 \times 1,50 (0,75 + 0,20) = 5,00 \text{ ,}$$

$$L = \frac{L_1 + L_2}{2} = \frac{4,40 + 5}{2} = 4,70 \text{ m}$$

Al aplicar la ecuación 4.21 se obtiene:

$Q_{vert} = 1,90 \times 4,70 \times 0,20^{1,5} = 0,80 \text{ m}^3/\text{s}$. Comparando este resultado con el caudal por norma $Q = 0,34$, este es mayor, por lo que se considera aceptable.

c) Determinación de la velocidad por encima de la cresta

Por la ecuación 4.22

$$V_{vert} = \frac{Q_{vert}}{A_{vert}}$$

$$A_{vert} = L \times H = 4,70 \times 0,20 = 0,94 \text{ m}^2$$

$$V_{vert} = \frac{0,85103}{0,94} = 0,905 \text{ m/s} < 1,1 \text{ m/s. Por lo que se cumple la norma.}$$

d) Determinación de las longitudes de la transición de entrada y salida.

Si se supone que las características del canal aguas arriba son iguales a las de aguas abajo, se tiene que las longitudes de la transición de entrada y salida son:

$$L_{Te} = L_{Ts} = \frac{L_1 - L_3}{2 \operatorname{tg} 12^\circ 30'}$$

$$L_3 = b + Z Y = 1 + 2 \times 1,50 \times 0,75 = 3,25 \text{ m}$$

$$L_{Te} = L_{Ts} = \frac{4,40 - 3,25}{2 \operatorname{tg} 12^\circ 30'}$$

$$L_{Te} = L_{Ts} = 2,60 \text{ m}$$

Memoria del Diseño del Drenaje Superficial

Determinación de la lluvia de diseño

Para la determinación de la lluvia de diseño se utilizó un registro de lluvias extremas ocurridas durante un período de 11 años, para una duración de 24 h, tal como se muestra en la Tabla A.1.

Una vez hecha la selección de lluvias extremas, se procedió a realizar un análisis de frecuencia para obtener los períodos de retorno, los cuales se se muestran en la Tabla A.2. En el papel de probabilidades de Gumbel se representaron gráficamente las precipitaciones máximas versus los períodos de retorno, ajustando a una recta, el conjunto de puntos obtenidos. Tal como se muestra en la Figura 14. Para un período de retorno de 5 años se obtiene una lluvia de 112 mm en 24 h que será utilizada para el diseño del drenaje superficial.

Determinación de la ecuación de diseño

Se utilizó el método del Soil Conservation Service (1973).

Datos

Area de las parcelas, $A = 27,50$ Ha

Textura suelo: franco limosa

Infiltración: moderadamente lenta

Cultivos: sorgo y ajonjolí

Práctica: hileras

Precipitación de diseño, $P = 112$ mm

Tiempo de drenaje: 24 h

Condición hidrológica: buena; obtenida de Rojas (1976)

Número de curva: 78

Tabla A.1 Selección de lluvias extremas ocurridas para 1, 2, 3, 6, 9, 12 y 24 horas de duración para la Estación Colonia Agrícola de Turén

Año	PRECIPITACION (mm)						
	1 hora	2 h.	3 h.	6 h.	9 h.	12 h.	24 h
1962	-	-	-	100,20	102,90	102,90	102,90
1963	54,50	64,70	87,00	94,90	99,40	105,40	126,30
1964	79,90	109,90	10,90	109,90	110,50	110,50	110,50
1965	54,60	54,70	54,70	81,20	84,70	84,70	84,70
1966	59,00	68,30	70,00	75,90	76,00	76,00	76,00
1967	54,90	58,30	61,70	103,60	113,00	120,10	123,90
1968	29,80	33,90	42,60	61,90	76,00	81,70	81,70
1969	47,00	63,20	77,40	99,30	101,50	103,20	103,20
1970	38,00	44,40	44,50	49,60	66,90	67,20	73,00
1971	54,50	62,40	63,90	74,90	76,90	77,70	77,70
1972	47,60	51,70	61,90	73,70	73,70	73,70	84,90

Tabla A.2 Período de retorno para lluvias extremas de 1, 2, 3, 6, 9, 12 y 24 horas de duración.

m	1 hora	2 h.	3 h.	6 h.	9 h.	12 h.	24 h.	TR = $\frac{N+1}{m}$
1	79,90	109,90	109,90	109,90	113,00	120,10	126,30	12
2	59,00	68,30	87,00	103,60	110,50	110,50	123,90	6
3	54,90	64,70	77,40	100,20	102,90	105,40	110,50	4
4	54,60	63,20	70,00	99,30	101,50	103,20	103,20	3
5	54,50	62,40	63,90	94,90	99,40	102,90	102,90	2,4
6	54,50	58,30	61,90	81,20	84,70	84,70	84,90	2
7	47,60	54,70	61,70	75,90	76,90	81,70	84,70	1,715
8	47,00	51,70	54,70	74,90	76,00	77,70	81,70	1,50
9	38,00	44,40	44,50	73,70	76,00	76,00	77,70	1,333
10	29,80	33,90	42,60	61,90	73,70	73,70	76,00	1,2
11	-	-	-	49,60	66,90	67,20	73,00	1,091

La infiltración potencial se obtiene aplicando la ecuación 4.26

$$S = \frac{2540}{78} - 25,40 = 7,16 \text{ cm} = 71,60 \text{ mm}$$

Escorrentía total, de la ecuación 4.25

$$E = \frac{(112 - 0,20 \times 71,60)^2}{(112 - 0,80 \times 71,60)} = 56,40 \text{ mm}$$

Coefficiente C, sustituyendo los valores calculados en la ecuación 4.24.

$$C = 4,73 + 1,62 \times 5,64 = 13,87$$

Por lo tanto, la ecuación será:

$$Q = 13,87 A^{5/6} \quad (4.27)$$

Determinación de la capacidad de los colectores

Se utilizó la regla del 20-40 recomendada por el Soil Conservation Service (1973). Los resultados se presentan en la Tabla A.3.

A = 27,50 Ha	A = 27,50 Ha	A = 27,50 Ha	A = 27,50 Ha	A = 27,50 Ha	A = 27,50 Ha	A = 27,50 Ha	A = 27,50 Ha	A = 27,50 Ha	A = 27,50 Ha
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Cálculo de la sección

Por razones de índole económico, el colector de drenaje se diseñó con un cambio de sección, ya que así disminuyen considerablemente los costos de

Tabla A.3 Cálculo de las Capacidades de la Red de Canales de Drenaje.

Estación o lateral	Area total Ha.	Area adi- cional Ha.	C.de dre- neje C	% Area	C. de diseño l/s	observacio- nes
L ₁	27,50	-	13,87		219,50	
C ₁	27,50	-	13,87		219,50	
L ₂	27,50	-	13,87		219,50	
C ₂	55,00	27,50	13,87	50	439,10	Regla N° 1
L ₃	27,50	-	13,87		219,50	
C ₃	82,50	27,50	13,87	33,30	592,90	Regla N° 3
L ₄	27,50	-	13,87		219,50	
C ₄	110,00	27,50	13,87	25	714,80	Regla N° 3
L ₅	27,50	-	13,87		219,50	
C ₅	137,50	27,50	13,87	20	839,50	Regla N° 2
L ₆	27,50		13,87		219,50	
C ₆	165,00	27,50	13,87	16,7	977,20	Regla N° 2
L ₇	27,50		13,87		219,50	
C ₇	192,50	27,50	13,87	14,30	111,14	Regla N° 2
L ₈	27,50		13,87		219,50	
C ₈	220,00	27,50	13,87	12,50	1241,90	Regla N° 2
L ₉	27,50		13,87		219,50	
C ₉	247,50	27,50	13,87	11,11	1370,00	Regla N° 2
L ₁₀	27,50		13,87		219,50	
C ₁₀	275,00	27,50	1387	10	1495,73	Regla N° 2

construcción.

En el dimensionamiento del colector de drenaje se usaron las características hidráulicas adoptadas para canales de riego, en base a los siguientes datos:

Datos:

Plantilla, $b = 0,90 \text{ m}$

Tirante máximo de aguas, $Y = 0,90 \text{ m}$

Coefficiente de rugosidad, $n = 0,033$

Inclinación de los taludes; se adoptó un talud de 1,5:1 según lo recomendado por Agricultural Engineers Yearbook (1967).

Pendiente, $i = 0,001$

Al sustituir los datos en la ecuación 4.14 se tiene

$$Q = \frac{1}{0,033} \left(\frac{0,90 \times 0,90 + 1,50 \times 0,90^2}{0,90 + 2 \times 0,90 \sqrt{1,50^2 + 1}} \right)^{2/3} (0,001)^{1/2} (0,90 \times 0,90 + 1,50 \times 0,90^2)$$

El colector de drenaje puede evacuar los excedentes de agua desde el tramo 1 a 7.

Segundo tramo

Plantilla adoptada, $b = 1,00 \text{ m}$ (base del canal)

Tirante de agua máximo, $Y = 1,00 \text{ m}$

Coefficiente de rugosidad, $n = 0,033$

Talud adaptado 1,5:1

Pendiente adoptada para los canales, $i = 0,001$

AL sustituir los datos en la ecuación 4.14

$$Q = \frac{1}{0,033} \left(\frac{1 \times 1 + 1,50 \times 1^2}{1 + 2 \times 1 \sqrt{1,50^2 + 1}} \right)^{2/3} (0,001)^{1/2} (1 \times 1 + 1,50 \times 1^2)$$

$$Q = 1,59 \text{ m}^3/\text{s}$$

El colector de drenaje puede evacuar los excedentes de agua en los tramos restantes, porque el caudal máximo calculado es de 1,59 m³/s.

www.BDIGITAL.ULA.VE

www.BDIGITAL.ULA.VE

APENDICE II

COSTOS DE CONSTRUCCION

Costo de Construcción, Alternativa 1.7

Concepto	U.	Cant.	P.U	Subtotal
Deforestación liviana, en seco con desraizado franja de 100 m.	Ha.	40,0	600,0	24000,0
Replanteo de canales	Km.	4,0	1700,0	6800,0
Excavación y bote hasta 200 m. con equipo mecánico	m ³	19905,0	4,16	82805,22
Excavación a mano, transporte y bote	m ³	30,0	45,0	1350,0
Relleno en terraplén compactado con equipo adecuado	m ³	70024,4	2,64	184864,42
Relleno compactado a mano, en estructuras	m ³	15,0	20,0	300,0
Concreto, R28-180 Kg/cm ² , sin refuerzo metálico.	m ³	32,0	850,0	27200,0
Colocación de tierra vegetal para protección de taludes	m ²	27294,74	1,5	40942,11
Transporte de material relativo al movimiento de tierras, gravas, rocas 200 m. de acarreo libre a distancias mayores de 10 Km.	m ³ /km	1504,9	0,94	1414,61
Transporte de agregados para concreto a distancias mayores de 25 Km.	m ³ /km	32,0	0,86	27,52
Suministro, transporte y colocación de tuberías de concreto D = 14"	ml	132,0	198,7	26228,4
Suministro, transporte y colocación de compuerta plana, deslizante; cuadradas con vástago y volante 0,35x0,35m	c/u	10,0	314,3	31473,0
Suministro, transporte y colocación de compuerta circular deslizante con malacate D = 0,35 m	c/u	10,0	1503,2	15032,0
			Total.	442437,28

Costo de Construcción, Alternativa 2.3

Concepto	U.	Cant.	P.U	Subtotal
Deforestación liviana, en seco con desraizado franja de 100 m.	Ha.	40,0	600,0	24000,0
Replanteo de canales	Km.	4,0	1700,0	6800,0
Excavación y bote hasta 200 m. con equipo mecánico	m ³	16547,4	4,16	68837,18
Excavación a mano, transporte y bote	m ³	30,0	45,0	1350,0
Relleno en terraplén compactado con equipo adecuado	m ³	53626,3	2,64	141573,43
Relleno compactado a mano, en estructuras	m ³	15,0	20,0	300,0
Concreto, R28-180 Kg/cm ² , sin refuerzo metálico.	m ³	604,5	850,0	513825,0
Colocación de tierra vegetal para protección de taludes	m ²	21066,4	1,5	31599,6
Transporte de material relativo al movimiento de tierras, gravas, rocas 200 m. de acarreo libre a distancias mayores de 10 Km.	m ³ /km	833,3	0,94	783,3
Transporte de agregados para concreto a distancias mayores de 25 Km.	m ³ /km	604,5	0,86	519,87
Suministro, transporte y colocación de tuberías de concreto D = 14"	ml	132,0	145,7	19232,4
Suministro, transporte y colocación de compuerta plana, deslizante, cuadradas con vástago y volante 0,35x0,35m	c/u	10,0	3147,3	31473,0
Suministro, transporte y colocación de compuerta circular deslizante con malacate D = 0,35 m	c/u	10,0	1503,2	15032,0
Total..				855325,78

Costo de Construcción, Alternativas 3.2, 3.6, 3.10 y 3.11

Concepto	U.	Cant.	P.U.	Subtotal
Deforestación y despeje (franja de 100 m)	Ha.	40,0	600,0	24000,0
Replanteo de canales	Km.	4,0	1700,0	6800,0
Excavación	m ³	12382,7	4,16	51512,0
Suministro				
Canaleta tipo 700	c/u	740,0	545,0	403300,0
Horquilla	c/u	740,0	125,0	92500,0
Soporte	c/u	7400,0	28,0	207200,0
Concreto en fundación R28-180 Kg/cm ²	m ³	34,2	850,0	29070,0
Acero de refuerzo	Kg	4239,8	3,75	15899,3
Juntas herméticas	ml	1483,1	16,4	24322,8
Transporte y colocación				
Canaleta tipo 700	c/u	740,0	259,2	191808,0
Horquilla	c/u	740,0	69,0	51060,0
Soporte	c/u	7400,0	20,4	150960,0
Total.				1248432,1

Costo de Construcción, Alternativa 4.3

Concepto	U.	Cant.	P.U.	Subtotal
Deforestación y despeje (franja de 20 m)	Ha.	12,0	600,0	7200,0
Replanteo de tubería	Km.	4,0	1700,0	6800,0
Excavación con equipo mecánico	m ³	2578,4	4,16	10726,1
Relleno compactado con equipo mecánico	m ³	2578,4	2,64	6807,0
Suministro, transporte y colocación de tubería				
D = 32"	ml	426,0	568,1	242010,6
D = 30"	ml	547,0	540,0	295380,0
D = 28"	ml	491,0	520,0	255320,0
D = 24"	ml	1866,0	427,7	798088,0
Suministro, transporte y colocación de Tees				
32" x 14"	c/u	1	2850,0	2850,0
30" x 14"	c/u	2	2700,0	5400,0
28" x 14"	c/u	2	2150,0	4300,0
24" x 14"	c/u	5	2000,0	1000,0
Suministro, transporte y colocación de reducciones				
32" 30"	c/u	1	1425,0	1425,0
30" x 28"	c/u	1	1350,0	1350,0
28" x 24"	c/u	1	1300,0	1300,0
Concreto R28-180 Kg/cm ² sin refuerzo metálico.	m ³	0,5	850,0	425,0
Total.....				1649381,7