

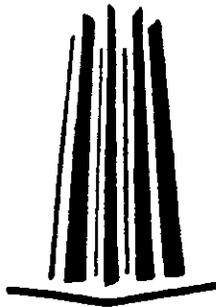


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
CAMPUS ARAGON**

**“ASPECTOS FUNDAMENTALES PARA
EL DESARROLLO DE UN SISTEMA
DE RIEGO POR GRAVEDAD”**

**T E S I S
PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A:
MELCHOR ORTEGA OCHOA**



MEXICO

2007



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ARAGÓN
DIRECCIÓN

MELCHOR ORTEGA OCHOA
PRESENTE.

En contestación a la solicitud de fecha 13 de septiembre del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOSÉ PAULO MEJORADA MOTA pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado, "ASPECTOS FUNDAMENTALES PARA EL DESARROLLO DE UN SISTEMA DE RIEGO POR GRAVEDAD" con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
San Juan de Aragón, México, 5 de octubre del 2000
EL DIRECTOR

M en R.I. CARLOS EDUARDO LEVY VÁZQUEZ



- C p Secretaría Académica.
- C p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.
- C p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/ROC'IIa.

DEDICATORIAS

A Milton, Julio, Dulce y Nestor, deseando que algún día logren un objetivo como este.

A mis padres y hermanos.

A mis maestros.

A los ingenieros: Miguel A. Luna Camacho y Luis Sergio Castillo Manzano, por el apoyo y comentarios los cuales fueron de gran ayuda para la realización del presente trabajo.

A mi asesor de tesis, ingeniero José Paulo Mejorada Mota por el tiempo otorgado para la revisión del mismo.

A los miembros del jurado.

A mi escuela.

INDICE

INTRODUCCION	Pag. 1
ANTECEDENTES	2
OBJETIVO	4
CAPITULO I	
I.-DESCRIPCION GENERAL DE UN DISTRITO DE RIEGO	5
I.1.-ESTUDIOS PREVIOS	5
I.2.-ORGANIZACIÓN DE UN DISTRITO DE RIEGO	11
I.3.-PADRON DE USUARIOS	12
I.4.-DERECHOS Y OBLIGACIONES DE LOS USUARIOS Y DEL CANALERO	13
I.5.-TIPOS DE DISTRITOS DE RIEGO	14
I.6.-PLANEACION GENERAL	17
I.7.-ASPECTOS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO	21
CAPITULO II	
II.-DETERMINACION DEL USO CONSUNTIVO Y VOLÚMENES DE RIEGO	25
II.1.-CALCULO DEL USO CONSUNTIVO POR BLANEY – CRIDDLE	27
II.2.-LAMINAS DE RIEGO	40
II.3.-CALCULO DE VOLUMENES	45
II.4.-COEFICIENTE UNITARIO Y CALENDARIO DE RIEGO	48
II.5.-CUADRO DE TOMAS	51
II.6.-GRAFICA DE AREAS – CAPACIDADES	54
CAPITULO III	
III.-RED DE DISTRIBUCION	56
III.1.-CANAL	56
III.2.-TUBERIA	70
CAPITULO IV	
IV.-ESTRUCTURAS Y OBRAS PARA LA OPERACIÓN DE UN DISTRITO DE RIEGO	88

	Pag.
IV.1.-ESTRUCTURAS DE CRUCE	88
IV.2.-ESTRUCTURAS DE OPERACIÓN	90
IV.3.-ESTRUCTURAS DE PROTECCION	94
IV.4.-OBRAS COMPLEMENTARIAS	95
CAPITULO V	
V.-CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	120
BIBLIOGRAFÍA	123
ANEXO (PLANOS)	124

INTRODUCCIÓN

El presente trabajo consta de cinco capítulos, en los cuales se van desarrollando los diversos aspectos que conforman el contenido de esta investigación.

En los antecedentes se destaca la importancia que hay en la actualidad para tener un mejor aprovechamiento del agua utilizada para riego.

La descripción general de un Distrito de Riego se menciona en el capítulo I, aquí se indican desde los estudios previos a considerar, hasta la clasificación de los Distritos de Riego, así como la definición de un padrón de usuarios, mencionando los derechos y obligaciones a que se hacen acreedores tanto los usuarios como el canalero, quien es la persona encargada de suministrar el agua a los usuarios.

El uso consuntivo es tratado en el capítulo II, aquí se mencionan algunas de las fórmulas más utilizadas, a manera de ejemplo se muestra un cálculo con la fórmula que en la práctica es utilizada con más frecuencia. Así mismo, en el desarrollo del capítulo se hace mención del plan de cultivos hasta determinar la cantidad de agua requerida dentro del sistema.

El capítulo III indica la secuela de cálculo para diseñar un canal o una tubería, haciendo las consideraciones pertinentes para cada caso, indicando las fórmulas y coeficientes que se van a utilizar.

Posteriormente, en el capítulo IV se mencionan aspectos importantes para la operación general del sistema, como lo son las estructuras necesarias para un óptimo funcionamiento y las obras complementarias que en algunos casos hay que tomar en cuenta.

Por último, en el capítulo V se enuncian las conclusiones a las que se llegó como resultado de este trabajo.

ANTECEDENTES

En los últimos años ha surgido en el país la necesidad de aprovechar mejor el recurso agua. Lo anterior en todos los aspectos, ya sea para consumo humano o para riego, como es el caso que nos ocupa en el presente trabajo.

El uso del agua para riego ha cobrado mucha importancia en la actualidad debido a que es insuficiente, muchos Distritos de Riego han tenido que implementar acciones con la finalidad de aprovechar la poca agua con la que cuentan, ya sea por la captación en las distintas presas existentes, por las tomas en los ríos o por los pozos perforados para tal fin.

En materia de producción agrícola, la disponibilidad de agua constituye un factor de gran importancia, según datos obtenidos en la Comisión Nacional del Agua (C.N.A.), la irrigación contribuye en promedio con 56 % del valor de la producción agrícola nacional.

Aproximadamente el 76 % del agua que se consume en México se utiliza para riego de cultivos, hasta 1999 existían 6.1 millones de hectáreas bajo riego, de las cuales 3.3 millones pertenecen a 81 Distritos de Riego y los restantes 2.8 millones se reparten en 27 mil unidades de mediano y pequeño riego distribuidas en todo el país.

El manejo del agua de una manera más eficiente ha cobrado tal importancia, que la C.N.A. implementó el "Programa de Modernización en Operación y en la Administración de las áreas de Riego", el cual tiene como objetivo principal buscar las acciones que incidan en el incremento de la productividad agrícola, reduciendo las pérdidas de agua por conducción y distribución, así como la optimización del riego a nivel parcelario.

Para lograr lo anterior, dicha Dependencia ha establecido las siguientes estrategias:

Impulsar la construcción de infraestructura de riego.

Modernizar y rehabilitar la infraestructura existente en los Distritos y Unidades de Riego.

Promover el aprovechamiento del riego agrícola, con acciones encaminadas a evitar la contaminación, reducir la sobreexplotación del agua subterránea y fomentar la cultura para una adecuada operación y mantenimiento de la infraestructura agrícola.

Otro factor que influye en la producción agrícola es la sequía. La sequía es una de las limitaciones ambientales que afectan en mayor grado tanto a la distribución de las especies vegetales como el desarrollo de las mismas.

El sector rural del norte y noroeste del país es el que más resiente los efectos ocasionados por este fenómeno. Esto se debe en buena medida a la distribución geográfica desigual del vital líquido y a las variaciones de disponibilidad. Es decir, mientras la mayor existencia del agua se ubica en la región sureste donde la demanda es baja, en el resto del país la demanda es alta y el agua es escasa, por lo que en esta región es importante tener un uso más eficiente.

La C.N.A. estima que el nivel de desperdicio en los proyectos de irrigación en el noroeste de México va de entre un 66 y 76 %. En cada etapa de distribución se registran pérdidas promedio de 40% en la red de distribución principal y de un 12% en la red secundaria.

En esta investigación se destaca la importancia de desarrollar los estudios y proyectos para zonas de riego, cuya función principal es resolver las necesidades o demandas de la población dedicada principalmente a las actividades agrícolas, resolviendo al mismo tiempo los problemas sociales que van ligados a los ocasionados por falta de agua, como lo pueden ser la migración a otras fuentes de trabajo (abandono del campo) o baja producción por falta de infraestructura para riego.

TEMA: ASPECTOS FUNDAMENTALES PARA UN SISTEMA DE RIEGO POR GRAVEDAD.

Objetivo: Dar los puntos básicos para poder desarrollar el estudio de un sistema de riego por gravedad. Desde los estudios previos hasta el diseño del canal o tubería, pasando por la obtención del uso consuntivo, hasta las estructuras necesarias para el correcto suministro del agua a los beneficiarios. Todo esto dentro de un área delimitada conocida como Distrito de Riego, el cual puede ser grande o pequeño. Todo esto, con la finalidad de que en un momento dado estemos en condiciones de elegir la alternativa más conveniente, dependiendo de las características propias de cada zona de estudio.

CAPITULO I. DESCRIPCIÓN GENERAL DE UN DISTRITO DE RIEGO

I.1. ESTUDIOS PREVIOS

Como en cualquier obra o proyecto en Ingeniería Civil, siempre hay unos estudios previos por medio de los cuales se justifica o no la ejecución de la obra o la elaboración de un proyecto.

Dichos estudios varían de acuerdo al tipo de trabajo que vaya a realizarse. Para el caso de una zona de riego, la información básica requerida es la siguiente:

- I.1.1. Estudio Socioeconómico.
- I.1.2. Estudio Topográfico.
- I.1.3. Estudio Agrológico.
- I.1.4. Régimen de Tenencia.
- I.1.5. Plano Actual del Uso de Suelo.
- I.1.6. Estudio Hidrológico.

Cabe mencionar que en el presente capítulo se hablará de manera general de los tópicos mencionados, sin particularizar en una zona específica. En los capítulos subsecuentes se tomará una zona de riego en particular, con la finalidad de ejemplificar de manera mas real los cálculos que sean necesarios para el diseño de un sistema por gravedad.

I.1.1. Estudio Socioeconómico.- Con este estudio se determina la calidad de vida de los habitantes que pueden ser beneficiados con la elaboración del proyecto y posterior ejecución de la obra. Tiene una gran importancia ya que se puede determinar que tipo de obra debe ejecutarse, desde el punto de vista técnico, económico y social.

La información obtenida nos proporciona los medios necesarios para poder hacer una correcta evaluación respecto al mayor o menor cumplimiento de los objetivos propuestos, a través de la comparación entre la realidad social y económica existente antes y después de la ejecución de la obra.

Finalmente, con el Estudio Socioeconómico conoceremos las causas que frenan o alientan los beneficios propuestos, de igual forma se encauzan las labores de promoción a realizar, indispensables para que las Dependencias decidan en que lugar se llevaran a cabo los proyectos u obras de riego.

I.1.2. Estudio Topográfico.- Este estudio es de gran relevancia, nos indica las condiciones reales en que se encuentra el área de trabajo, nos permitirá hacer la planeación General de la zona de riego y podremos definir que tipo de conducción emplear (canales, tubería o un sistema combinado). Además de la conducción, se podrá definir el sitio mas conveniente para la captación.

Toda topografía para la Planeación General de zonas de riego se levantara con curvas de nivel con equidistancia de 1.00 m., en una superficie mayor a la superficie del proyecto; esto con la finalidad de tener mas información y poder hacer una correcta planeación.

Las escalas mas utilizadas para los planos es la siguiente:

1:5,000 para superficies mayores a 250 ha.

1:2,000 para superficies menores a 250 ha.

Para los planos de conjunto (obra de captación, línea de conducción, zona de riego y población), se presentaran a escala 1:10,000 o 1:20,000, dependiendo de la magnitud del área a utilizar.

Una vez hecha la planeación, se verificará en campo y si es aceptada se considerará definitiva para el diseño de los canales y/o tuberías.

I.1.3. Estudio Agrológico.- Aquí obtendremos información acerca de la calidad de la tierra, como pueden ser las características físicas, químicas y profundidad radicular de las plantas (profundidad de las raíces) entre otros, para poder en un momento dado proponer que tipo de cultivos es más conveniente sembrar en determinado lugar.

Algunos aspectos importantes que se tendrán al terminar la agrología son: Planos de clasificación de suelos que nos permitan seleccionar las mejores áreas por regar, dichos planos serán a la misma escala que los topográficos. Planos de series y tipos de suelos, importantes para una correcta localización de los canales de riego.

El Estudio Agrológico, de acuerdo a la importancia o fase del proyecto puede ser:

I.1.3.1. Agrológico de reconocimiento.

I.1.3.2. Agrológico semidetallado.

I.1.3.3. Agrológico detallado.

I.1.3.4. Agrológico especial.

I.1.3.1. Estudio Agrológico de Reconocimiento.- Da información general de las características de los suelos, su extensión , localización así como la distribución de los que puedan aprovecharse para riego.

Un estudio de este tipo brinda información que sirve como guía para la selección de áreas que deberán estudiarse con mas detalle para el establecimiento de una agricultura de riego. Dicha información se refiere a las características generales de los suelos (como pueden ser las texturas), las cuales se identifican en campo fácilmente tales como áreas erosionadas, pedregosas o de topografía agreste entre otras.

La fotointerpretación es la forma mas empleada para llevar a cabo el estudio, debido a la rapidez y economía con que se realiza.

I.1.3.2. Estudio Agrológico Semidetallado.- Se efectua en áreas previamente reconocidas y que pueden ser de utilidad para un proyecto de riego. Con dicho estudio se busca obtener información mas precisa sobre la calidad de los suelos con el fin de justificar el proyecto de irrigación. Los datos obtenidos se refieren a las características generales, físicas, químicas y biológicas de los suelos señalando la capacidad agrícola de los mismos. Lo anterior se plasma en un plano de clasificación agrícola de suelos.

Existen varios métodos para realizar el estudio, como lo son la fotointerpretación con verificación en campo, y el levantamiento directo, ambos llevan análisis de laboratorio. Si se emplea el método directo es necesario apoyarse en planos topográficos para hacer la delimitación de las clases agrícolas de suelos.

Si el área es muy grande se recomienda emplear el método de fotointerpretación por la rapidez y flexibilidad que representa. En cambio, si el área es pequeña es preferible utilizar el levantamiento directo ya que es más económico que las fotografías aéreas.

En los casos en que no se cuente con fotografías aéreas, la información agrológica se anotará directamente en los planos topográficos. Las escalas utilizadas pueden ser 1:20,000 o 1:50,000 según el caso.

1.1.3.3. Estudio Agrológico Detallado.- Aquí se determina con mayor precisión las características generales, físicas, químicas, y biológicas de los suelos, de tal manera que se pueda planear en base a esta información una agricultura de riego tecnificada.

Es de gran utilidad pues sirve de base para el diseño definitivo de un proyecto de irrigación, además se determina la capacidad de uso y manejo de suelos, consideraciones importantes en las fases de construcción, operación y conservación de los sistemas de riego, ya que podremos definir los taludes de los canales, láminas de riego y drenaje parcelario.

Al igual que en el estudio anterior, los métodos de levantamiento son la fotointerpretación con verificación en campo y el directo empleando planos de topografía, ambos con análisis de laboratorio, la diferencia estriba en que es mayor el número de muestreos y la precisión de los datos obtenidos.

De los estudios mencionados anteriormente, el Agrológico Detallado es el más completo, pues representa el documento técnico base para el proyecto definitivo del sistema de irrigación, la información relativa a los suelos debe hacerse sobre planos topográficos cuyas escalas recomendables pueden ser de 1:2,000 a 1:20,000 dependiendo de la magnitud del área.

1.1.3.4. Estudio Agrológico Especial.- En algunos casos, durante la planeación de un proyecto o ya cuando un Distrito de Riego esta en operación, surge la necesidad de realizar Estudios Agrológicos Especiales para resolver un problema específico de los suelos. Algunos Estudios Agrológicos Especiales son: salinidad, erosión, fertilidad, contaminación, velocidades de infiltración, mineralogía de suelos y drenaje agrícola entre otros.

Dichos estudios tienen características muy diversas y dependen del aspecto específico a que se refieran. La información obtenida da las soluciones a los problemas de los suelos que se presenten en el área de estudio.

El estudio puede realizarse mediante la interpretación de fotografías aéreas recientes o por métodos directos, ambos con análisis de laboratorio.

Los planos agrológicos y sus escalas varían dependiendo del problema de que se trate, así como de la extensión del área de estudio.

A continuación se definen las clases agrícolas de suelos para fines de riego de los que se hace referencia en los estudios anteriores.

Clase 1. Son suelos con ninguna o muy pocas limitaciones para la irrigación, con poco manejo pueden tener altos rendimientos en las cosechas, es decir, son muy productivos.

Clase 2.- Son suelos que tienen de ligeras a moderadas limitaciones para fines de riego, tienen una regular producción y requieren un mejor manejo para obtener altos rendimientos en las cosechas.

Clase 3.- Son suelos que tienen de moderadas a severas limitaciones para el riego, se requiere de un manejo de alto nivel para tener altos rendimientos.

Clase 4.- Son suelos que tienen limitaciones muy severas para fines de riego y generalmente son adecuados para unos cuantos cultivos los cuales deben tener un alto nivel de manejo para que puedan producir.

Clase 5.- Son suelos cuyas limitaciones impiden su uso bajo riego, se requiere de un estudio especial para determinar su utilización.

Clase 6.- Son suelos no irrigables.

1.1.4 Régimen de Tenencia.- Nos indica las características del tipo de propiedad existente que se tomarán en cuenta para la planeación general. Estos datos se indicarán en el plano topográfico, en el cual se diferenciarán los diversos tipos encontrados: ejidal o pequeña propiedad. A continuación describiremos brevemente cada una de ellas.

1.1.4.1. Ejidal con parcelamiento.- En este caso se indicaran los nombres de los ejidatarios y superficies de las parcelas. Es importante verificar si el parcelamiento existente permite una planeación correcta del riego, desde el punto de vista físico y económico. De no ser así, se tramitaran las modificaciones necesarias conciliando con los usuarios

1.1.4.2. Ejidal sin parcelamiento establecido.-Una vez definidos los derechos que le corresponden a cada ejidatario, tomando en cuenta los aspectos sociales y económicos, se promoverá la explotación colectiva. Para poder hacer un buen trazo del sistema de riego es necesario conocer la dotación del ejido. se podrá establecer un parcelamiento con límite y extensión adecuados al proyecto.

El régimen de tenencia comunal se rige al igual que los incisos anteriores.

1.1.4.3. Pequeña propiedad.- Se indicaran los nombres de los propietarios y la superficie de la propiedad. Dicha propiedad deberá adaptarse a la lotificación existente; es decir, respetar el trazo del sistema de riego que resulte mas adecuado.

El tipo de régimen de tenencia influye en la planeación de la zona de riego en el sentido de que ya puede existir un parcelamiento definido, el cual hay que verificar si es el óptimo para los fines de riego. en el caso de haber modificaciones dentro de esta planeación será necesario estudiar las afectaciones que surjan y conciliarlas con los propietarios, con el fin de llegar a la planeación definitiva.

1.1.5. Plano actual del uso de suelo.- En el se mencionan los cultivos que se siembran actualmente, la elaboración de este plano, en conjunto con el estudio agrológico nos definirá el plan de cultivos y como consecuencia la ley de demandas. Esto quiere decir que dependiendo de los cultivos que se vayan a sembrar será el volumen requerido.

Se recomienda elaborar dicho plano a la misma escala que los topográficos, o en su defecto tomar en cuenta los siguientes lineamientos:

Superficies hasta 50ha.	Esc. 1:1,000
Superficies de 50 a 250 ha.	Esc. 1:2,000
Superficies de 250 a 750 ha.	Esc. 1:5,000

Superficies mayores de 750 ha. Esc. 1:10,000

En todos los casos los planos contendrán la tenencia de la tierra y el catastro correspondiente.

1.1.6. Estudio Hidrológico.-Se aplica para determinar la capacidad que puede tener una fuente de abastecimiento, y así poder definir el área que se puede regar. Factores que intervienen en el estudio son: Tamaño de la cuenca, precipitación, tipos de suelo, escurrimientos, longitud del cauce (cuando se trata de ríos) y profundidad del manto acuífero (cuando se trata de pozos).

Parte de la información puede ser recabada por medio de documentos elaborados por el Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática (INEGI), Servicio Meteorológico Nacional o por el Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.(IMTA).

1.2. ORGANIZACIÓN DE UN DISTRITO DE RIEGO

Un Distrito de Riego es un área definida en la cual se han proyectado y construido las obras necesarias con el fin de establecer cultivos que reporten buenos rendimientos por hectárea.

Dependiendo de la importancia de cada Distrito la organización puede ser distinta, sin embargo, generalmente esta formada por las siguientes áreas:

- 1.2.1. Jefatura de operación.
- 1.2.2. Residencia de conservación y mantenimiento.
- 1.2.3. Jefatura de servicios administrativos.
- 1.2.4. Departamento de ingeniería de riego y drenaje.

La importancia de cada Distrito de Riego esta dada por la magnitud territorial, la variedad de los cultivos que se siembran, el número de usuarios, la productividad y el valor de su producción.

A continuación mencionaremos las principales actividades dentro del Distrito de Riego.

1.2.1. Jefatura de operación.- Aquí se elabora el padrón de usuarios y se mantiene actualizado, se disponen las acciones pertinentes para tener un mejor aprovechamiento del agua así como distribuirla de tal forma que se entregue a los usuarios el volumen necesario para satisfacer las necesidades de riego, y operar con eficiencia todas las obras de que disponga el Distrito para evitar desperdicios.

1.2.2. Residencia de conservación y mantenimiento.- En esta área se planean los trabajos de conservación y mantenimiento de las obras existentes, las acciones de conservación son aquellas a largo plazo como pueden ser el cambio de revestimiento en los canales o modificar las tomas y estructuras existentes. El mantenimiento se refiere a las acciones a corto plazo, como lo son el cambio de válvulas en la obra de captación o la limpieza de mecanismos en general.

También se encarga de vigilar el buen funcionamiento de la obra de captación, ya que de aquí se surte el agua hacia la zona de riego. Además de supervisar los trabajos de conservación en obras existentes y en su caso de obras nuevas necesarias para un mejor funcionamiento del Distrito.

1.2.3. Jefatura de servicios administrativos.- Esta área tiene las siguientes funciones:

- Hacer balances y estados contables.
- Controlar las asignaciones y los fondos que se recauden en el Distrito.
- Elaborar los presupuestos para las acciones que se requieran.
- Tramitar la adquisición de materiales y equipos que se requieran en el Distrito.

1.2.4. Departamento de ingeniería de riego y drenaje.- La función principal de este departamento es la de atender al usuario para capacitarlo en el uso de su parcela, es decir, para mejorar la eficiencia en el manejo del agua en su aplicación, todo con la finalidad de tener una mejor productividad dentro del Distrito de Riego.

1.3. PADRON DE USUARIOS

Usuario es la persona que posee legalmente un terreno dentro del Distrito de Riego, y el cual esta registrado en el padrón de usuarios recibiendo el beneficio del agua para sembrar sus tierras.

El padrón de usuarios es un registro en el cual se indica nombre, localización y área de riego, todo plasmado en un plano debidamente legalizado.

1.4. DERECHOS Y OBLIGACIONES DE LOS USUARIOS Y DEL CANALERO

En esta parte no se pretende detallar el aspecto legal del contrato que llevan a cabo el usuario y la dependencia, simplemente se mencionaran las acciones principales que deben seguir ambas partes para que exista un respeto mutuo dentro del Distrito de Riego, el cual se vea reflejado en un buen funcionamiento.

Ser usuario de un Distrito de Riego es un privilegio, ya que se le ofrecen los servicios para hacer mas productiva su parcela. Dicho usuario podrá disponer de lo siguiente:

- Hacer uso del agua con fines agrícolas.
- Explotar su tierra con cultivos rentables.
- Utilizar las obras de riego y comunicación sin mas limitación que hacer buen uso de ellas.
- Exigir que el servicio de riego se le otorgue en forma oportuna y suficiente de acuerdo a las necesidades de los cultivos.

Lo anterior lo podrá llevar a cabo siempre y cuando cumpla con lo siguiente:

- Cubrir las cuotas por el servicio oportunamente.
- Sujetarse a las condiciones planteadas en el plan de riego.
- No operar los mecanismos de las obras.
- Evitar daños a las mismas.

La mayoría de los Distritos de Riego están organizados bajo el sistema de unidades, zonas y secciones de riego ya que es la forma mas adecuada para mantener una relación mas estrecha con los usuarios. En este tipo de organización, el jefe de sección es conocido como canalero, cuyas actividades a desempeñar son:

- Tener conocimiento de las parcelas existentes en la sección que esta a su cargo.
- Conocer a detalle las obras comprendidas en su sección.
- Verificar que el agua suministrada a cada parcela sea suficiente.
- Mantener en buen estado las estructuras y canales de su sección

I.5. TIPOS DE DISTRITOS DE RIEGO

Las fuentes de abastecimiento de un Distrito de Riego pueden ser las siguientes: ríos, acuíferos, y en algunos casos aguas negras.

De las anteriores, la más común es el escurrimiento de los ríos cuyas aguas pueden aprovecharse con las siguientes obras de toma: almacenamiento, bombeo de río o derivación directa.

A continuación definiremos cada una de ellas.

Almacenamiento.-Los almacenamientos se proponen en aquellas regiones donde las lluvias son periódicas y es necesario almacenar el agua para su uso posterior. Se selecciona un punto tal en el río en donde las paredes en ambos márgenes sean idóneas para la construcción de la cortina. A esta obra se le conoce como presa de almacenamiento, y sus componentes principales son: la cortina (obra civil que sirve como muro de contención), la cual se ubica en la parte baja del vaso de la presa. depresión topográfica en la cual se almacena el agua conocido como vaso de almacenamiento. vertedor de excedencias y obras para el aprovechamiento del agua (obra de toma).

Bombeo de río.-El bombeo de río se emplea cuando la zona de riego se localiza a un nivel más alto y no puede ser dominada por gravedad. La obra más común en este caso es un cárcamo de bombeo, el cual se debe localizar en un punto tal que el nivel del río en la época de estiaje debe ser suficiente para el riego.

Derivación directa.- A diferencia del bombeo de río, en este caso la zona de riego debe estar a un nivel inferior. Lograr que el nivel del agua esté más arriba que la zona a regar solo se da cuando los escurrimientos del río son abundantes y desbordan saliéndose del cauce, pero en este caso el aprovechamiento del agua es difícil. La estructura empleada para lograr que el nivel del agua suba es una presa derivadora, la cual se coloca de forma transversal al río. Las características de dicha obra son variables, en algunos casos pueden utilizar compuertas para dejar pasar el agua hacia el área de cultivos y en otros son muros vertedores sobre los cuales vierte el agua. Las aguas aprovechadas en

este caso pueden ser de los escurrimientos normales del río, o de una presa de almacenamiento construida aguas arriba.

Acuíferos.- Otra fuente de abastecimiento es el agua del subsuelo, para poder aprovecharla se perforan pozos profundos localizados sobre el acuífero. Se debe evitar la sobreexplotación del pozo y verificar la recarga del mismo. Lo anterior se checa tomando periódicamente los niveles estático y dinámico.

El agua se extrae por medio de bombas para posteriormente conducirla a la zona de riego.

Aguas negras.- Hay algunas zonas en las cuales se aprovecha el agua que proviene de las ciudades o poblaciones cercanas para irrigar los terrenos agrícolas. Generalmente el aprovechamiento se hace por medio de bombeo debido a que las aguas que escurren por el sistema de drenaje tienen un nivel más bajo que el terreno a regar.

Desde el punto de vista sanitario puede decirse que las aguas negras que se apliquen en irrigación deberían de estar completamente tratadas y desinfectadas, sin embargo, económicamente es imposible de llevarse a cabo, por lo menos a corto plazo; por ende, con base a las recomendaciones que para estos casos hacen las autoridades sanitarias de varios países donde se practica el riego con este tipo de aguas, a continuación se enlistan los tipos de cultivos que pueden regarse con aguas negras.

- a) Solo pueden regarse los siguientes cultivos: algodón, maíz, trigo, cebada, frijol, cártamo, calabaza, papa, coliflor, espárragos, romeros, alcachofa, chayote, alubias, berenjena y aceituna. También pueden regarse los siguientes árboles frutales: cítricos, nogal, aguacate, plátano, mango, granado y membrillo. Así mismo son aptas para irrigarse las plantas ornamentales y las flores.
- b) Puede hacerse el riego de forrajes para la alimentación de ganado vacuno o de cualquier otro tipo, siempre y cuando no se permita que este ganado padezca en campos que contengan

superficialmente el agua empleada para riego, y que sea obligatoria la pasteurización de la leche.

- c) Aquellos árboles frutales como el manzano, ciruelo, peral, durazno y albaricoque pueden irrigarse únicamente cuando el riego se suspenda por lo menos un mes antes de la cosecha.
- d) Los cultivos que no deberán regarse con aguas residuales domesticas, son todas aquellas legumbres que se comen crudas como: zanahoria, col, lechuga, rábano, nabo, apio, ajo, jitomate, perejil, berro, cilantro, espinaca, etc.

Por ultimo, los canales que conduzcan aguas residuales domesticas a los terrenos donde se utilizaran, deberán protegerse con cercas de alambre de púas para impedir el paso a personas y animales.

Si consideramos que la fuente de abastecimiento es aquella de donde se extraen los volúmenes que servirán para el riego, se pueden clasificar los siguientes tipos de Distritos de Riego:

1.5.1. Con presa de almacenamiento.

1.5.2. Con presa derivadora.

1.5.3. Con bombeo de corrientes.

1.5.4. Con bombeo de pozos.

Es probable encontrar en los Distritos varias formas de abastecimiento, por lo que se puede hacer la siguiente clasificación de acuerdo a como se lleva a cabo la distribución:

1.5.5. Distritos de Riego por gravedad.

1.5.6. Distritos de Riego por bombeo.

1.5.7. Distritos de Riego mixtos.

Para el caso que nos ocupa, solo definiremos el primero.

1.5.5. Distritos de Riego por gravedad.-En este grupo se encuentran aquellos Distritos cuya derivación se lleva a cabo por efecto de la fuerza de gravedad. Solo se requiere manipular las

estructuras necesarias de la obra de toma, compuertas o válvulas. Quedan incluidos en este grupo los que tienen como fuente de abastecimiento una presa de almacenamiento o derivadora.

Cabe mencionar que en los Distritos de Riego por bombeo o mixtos, la distribución (red de canales o tuberías) puede ser por gravedad, es decir, bombear hasta un determinado nivel y desde ese punto distribuiría hacia la zona de riego.

I.6. PLANEACION GENERAL

La Planeación General consiste en ubicar en el plano topográfico el canal principal, la red de distribución, las tomas, los cruces y las estructuras que sean necesarias para un funcionamiento óptimo del Distrito de Riego.

Antes de comenzar a planear la zona de riego, debemos tener claro que el riego es la aplicación uniforme del agua al suelo, en cantidad y tiempo correctos para que el o los cultivos produzcan el mayor rendimiento posible. La planeación es una evaluación de todas las alternativas posibles con respecto a las características propias de cada proyecto.

Se debe entregar el agua de forma correcta por lo siguiente: La aplicación de volúmenes excesivos de agua provoca elevación del manto freático, originando la creación de un sistema de drenaje costoso; por otro lado, la aplicación de volúmenes escasos de agua afecta el desarrollo vegetativo de la planta. Ambos casos tienen un mismo efecto en el cultivo, que es el de disminuir su rendimiento.

Tomando en cuenta lo anterior, se traza el sistema de distribución y sus divisiones, el cual consta de una serie de canales y sus estructuras que en conjunto conducen el agua de la fuente de abastecimiento a todos los puntos de la zona regable.

Los canales que forman el sistema de distribución se clasifican de la siguiente manera:

- Canal principal.
- Canales laterales, sublaterales, ramales, subramales y regaderas.
- Cauces naturales.

Canal principal.- Es el límite superior de la zona de riego, domina toda el área regable y es el que distribuye el agua a todo el sistema de canales. El trazo se deberá hacer siguiendo una curva de nivel adecuada, dando la pendiente mínima necesaria procurando dominar la mayor área posible. La pendiente debe quedar comprendida entre límites tales que la velocidad del agua no produzca erosiones, ni de lugar a depósitos de azolves.

Es común que la zona de riego quede distante de la obra de toma, por lo que será necesario trazar un tramo de conducción o canal muerto, dicho trazo debe ser el que tenga menor desarrollo y el menor número de estructuras de cruce.

Hay que tomar en cuenta las características del suelo para poder proyectar los taludes del canal y evitar derrumbes que dañen la estructura del mismo; las fallas más frecuentes son causadas por filtración, asentamientos o derrumbes. Con una buena compactación se puede controlar estos tipos de fallas.

Una vez localizado el canal en el plano, se hará el trazo definitivo en campo.

Canales laterales.- Son los que dominan las divisiones principales del área regable, en la mayoría de los casos se sitúa en la parte más alta del área dominada, quedando por lo general entre dos drenes.

Canales sublaterales.- Se abastecen de los laterales y se emplean cuando el canal lateral es insuficiente para satisfacer el riego de una zona.

Ramales.- Parten de los sublaterales y su requerimiento es similar a ellos. Cuando la zona de riego es muy grande se trazan canales subramales.

Regaderas.- Es la última ramificación en la red de distribución, y se encarga de proporcionar el agua a las parcelas.

Las longitudes máximas recomendables para las diversas texturas son:

- Para suelos ligeros 200 m.
- Para suelos medios 400 m.

- Para suelos pesados 600 m.

Cauces naturales.- Se utilizan en ocasiones, no con mucha frecuencia, como canales de conducción, sin embargo, su función principal es el desagüe, ya sea para aguas pluviales o aguas excedentes de los riegos.

Tomas.- Una vez identificadas las áreas por regar y haber trazado la red de distribución, se procede a ubicar las tomas, las cuales sirven para controlar el paso del agua a las regaderas. Para su localización es necesario tomar en cuenta los siguientes aspectos:

- La lotificación.
- Procurar que la toma quede en la parte mas alta de la zona que vaya a dominar.
- Las longitudes máximas recomendables de las regaderas.

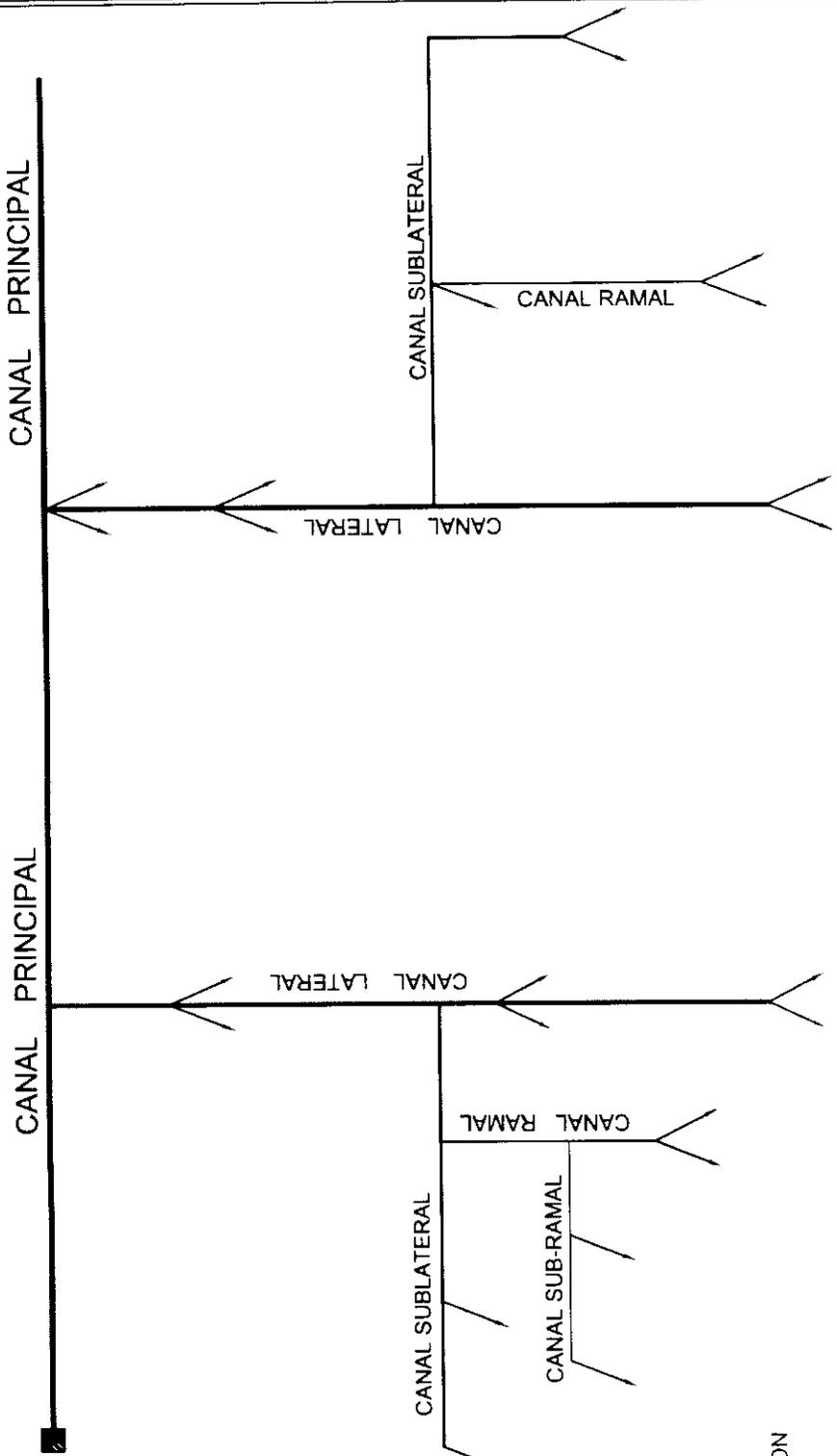
En caso de que se trate de un sistema de distribución por medio de tuberías, se siguen los mismos lineamientos que para canales, solo que el trazo se hará sin importar la pendiente, ni los puntos de inflexión. Dicho trazo estará regido por el área que se pretenda regar y la carga disponible que se tenga.

Caminos de servicio.- Cuando ya se tiene localizada toda la red de distribución, se procede a ubicar en dicha planeación la red de caminos que dará servicio a la zona de riego. Para localizar los mismos hay que tomar en cuenta lo siguiente:

- Que sean de fácil acceso.
- La comunicación con las poblaciones aledañas debe ser el óptimo.
- En lo posible, localizar los caminos sobre los bordos de los canales, para que el mantenimiento y conservación de la red sea mas eficiente, y tener una menor afectación de las tierras agrícolas.

A continuación veremos un ejemplo de planeación y posteriormente la información general de la zona de estudio, la cual nos servirá para los siguientes dos capítulos:

NOMENCLATURA DE PLANEACION



SIMBOLOGIA

-  CANAL PRINCIPAL
-  CANAL LATERAL
-  CANAL SUBLATERAL
-  CANAL RAMAL
-  CANAL SUB-RAMAL
-  DERIVACION
-  RED DE DISTRIBUCION
-  TOMA SENCILLA
-  TOMA DOBLE

FIG. I.1 NOMENCLATURA DE PLANEACION

I.7. ASPECTOS GENERALES DE LA ZONA DE ESTUDIO.

La zona en cuestión se ubica en el estado de Guerrero, en el municipio de Acapulco de Juárez, a 25 km. de la bahía de Acapulco en dirección Este.

La zona de riego se llama "Agua Caliente" y se encuentra a la margen derecha del río Papagayo.

De acuerdo a datos censales disponibles para el año de 1995, la población de Agua Caliente era de 1474 habitantes. Para llegar a la zona de estudio se utiliza la carretera Acapulco – San Marcos, hasta la localidad de Amatillo, donde se toma la desviación hacia la localidad de Agua Caliente, la cual se encuentra pavimentada.

Características Fisiográficas de la zona de estudio.

Dicha zona se localiza a los 16° 51' de latitud norte y 99° 38' de longitud este. A continuación se describe la distribución geográfica en relación con el estado:

NOMBRE PROVINCIA	NOMBRE SUBPROVINCIA	TOPOFORMAS	% DE LA SUPERFICIE MUNICIPAL
Sierra Madre del Sur	Cordillera costera del sur	Sierra	5.25
		Valle	0.10
	Costas del Sur	Sierra	49.74
		Lomerío con llanuras	23.01
		Llanura	2.16
		Llanura con lomeríos	5.61
		Llanura con lagunas costeras	8.30
		Valle con lomeríos	5.83

A continuación se describen las características geológicas de la zona de estudio:

ERA	PERIODO	ROCA O SUELO	LITOLOGIA	% DE LA SUPERFICIE MUNICIPAL
Cenozoico	Cuaternario	Suelo	ND	14.62
	Terciario	Sedimentaria	Areniscas- conglomerado	2.03
Mesozoico	Cretácico	Ignea Intrusiva	Ignea intrusiva acida	27.63
	Jurásico	Metamórfica	Esquisto-Gneis	9.42
		Metamórfica	Gneis	39.03
Precámbrico	Triásico	Metamórfica	Complejo metamórfico	0.45
	ND	Metamórfica	Gneis	6.82

Descripción de los tipos de climas:

TIPO O SUBTIPO	% DE LA SUPERFICIE MUNICIPAL
Semicálido húmedo con abundantes lluvias en verano	0.73
Cálido subhúmedo con lluvias en verano, de mayor humedad	12.17
Cálido subhúmedo con lluvias en verano, de humedad media	60.43
Cálido subhúmedo con lluvias en verano, de menor humedad	26.67

Estaciones climatológicas e hidrológicas cercanas a la zona de estudio:

ESTACION (CLAVE)	TIPO DE ESTACION	LOCALIZACIÓN
La Parota (12050)	Climatológica, Hidrológica	99.67° long., 16.92° lat.
Icacos (12142)	Climatológica	99.83° long., 16.83° lat.
Xaltianguis (12095)	Climatológica	99.72° long., 17.10° lat.
El terreno (12051)	Climatológica	99.35° long., 17.12° lat.
Las mesas (12029)	Climatológica	99.47° long., 17.03° lat.

En cuanto a las corrientes de aguas superficiales se encuentra el Río Papagayo, el cual es de los más importantes del estado de Guerrero y en general de la Región Hidrológica No. 20, a la cual pertenece la zona de estudio, tal como se muestra en el cuadro siguiente:

REGION HIDROLÓGICA (CLAVE)	CUENCA	SUBCUENCAS	% DE LA SUPERFICIE MUNICIPAL
Costa Grande (RH 19)	Río Atoyac y otros	Laguna de Tres Palos	16.00
		Río La Sabana	24.91
		Bahía de Acapulco	6.95
		Río Coyuca	0.06
Costa Chica (RH 20)	Río Nexpana	Río Cortés y Estancia	2.84
	Río Papagayo	Río Papagayo	47.86
		Río San Miguel	1.38

De lo anterior es importante mencionar que en el Río Papagayo se ubica una planta Hidroeléctrica, denominada La Venta, en la estructura de almacenamiento y control del mismo nombre, en la confluencia de los ríos Omitlán y San Miguel.

En cuanto a la vegetación, predomina la selva baja caducifolia con vegetación secundaria arbustiva, cubriendo la totalidad de la zona de estudio, sin embargo, hay que considerar que la zona de estudio se encuentra modificando la vegetación por el uso agrícola que se presenta.

La obra de captación propuesta según análisis hidrológico, será un cárcamo de bombeo ubicado a la margen derecha del río Papagayo, localizado en un punto tal que en época de estiaje pueda suministrar el agua requerida para el riego y que no presente problemas graves de sedimentación.

De dicho cárcamo se bombeará el agua hasta un punto tal (caja colectora), en donde la distribución se hará por gravedad.

CAPITULO II. DETERMINACION DEL USO CONSUNTIVO Y VOLUMENES DE RIEGO.

El uso consuntivo de un cultivo será el volumen de agua que necesita para su desarrollo en el transcurso de su ciclo vegetativo (tiempo que requiere una planta para llevar a cabo su desarrollo), este se obtiene para cada uno de los meses de su periodo de cultivo, pues no se requiere un volumen constante durante su desarrollo. En si, el uso consuntivo es el cálculo de la evapotranspiración.

Existen varios métodos para el cálculo de la evapotranspiración basados en principios físicos, tales como el de la transferencia del vapor o balance de energía (Fórmula de Penman), en la medida directa de evapotranspiración de una superficie libre de agua o en fórmulas basadas en datos meteorológicos fácilmente disponibles (Fórmula de Blaney-Criddle).

De los mencionados, el mas empleado en México es el método de Blaney-Criddle ya que la información que requiere se puede obtener con relativa facilidad. Los datos que intervienen son la temperatura media mensual, el porcentaje de horas luz según la latitud del sitio, la precipitación media y los coeficientes global y de desarrollo.

Los datos de precipitación y temperatura se pueden obtener directamente del Servicio Meteorológico Nacional o en el I.M.T.A. (Instituto Mexicano de Tecnología del Agua) por medio del software que tienen en venta. El porcentaje de horas luz y los coeficientes global (KG) y de desarrollo (KC) se obtienen del Prontuario de Riego por Gravedad editado por la S.A.R.H., cuyas tablas se incluyen en el presente trabajo.

El coeficiente Global de uso del uso consuntivo (KG), es el valor medio del ciclo para el cultivo considerado, depende del cultivo de que se trate y del clima de la zona donde se implementará el mismo. A la zona con clima húmedo o semihúmedo le corresponderá un valor menor y a las zonas con clima árido o semiárido le corresponderá un coeficiente mayor.

El coeficiente de Desarrollo (KC), fue experimentado en el centro de California por el Departamento de conservación de suelos, el cual depende del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos de Norteamérica, y están en función del desarrollo de las plantas.

Antes de hacer el cálculo del uso consuntivo se determina el Plan de Cultivos, para elaborar dicho Plan se debe tomar en cuenta lo que siembran en la actualidad, así como los cultivos recomendados para cada zona en particular por el Comité Calificador de Variedades de Plantas de la Dirección de Agricultura de la extinta Secretaria de Agricultura y Recursos Hidráulicos, en la publicación de "Variedades y épocas de siembra y cosecha en los ciclos de primavera-verano y otoño-invierno".

Para localizar el periodo de cultivo en las diferentes épocas del año, es necesario que cada periodo para su siembra no se localice en una época en la que el terreno y las condiciones climatológicas impidan efectuarlo. El periodo vegetativo de un cultivo, de acuerdo a la capacidad de éste a soportar las condiciones climatológicas, se debe localizar fuera o dentro de los periodos de heladas y granizo, así como del periodo de altas o bajas temperaturas. Entenderemos por periodo vegetativo al tiempo que requiere una planta para poder llevar a cabo su desarrollo; dicho periodo puede variar debido a lo siguiente: por las características del suelo, por las condiciones del clima, por el tipo y cualidades de la semilla, por los abonos utilizados o por el tratamiento que se le de a los suelos.

Hay que considerar que en la época de estiaje se deben elegir cultivos que requieran menos agua, con la finalidad de hacer mas económica la obra; cuando sea imposible se escogerán cultivos que sean rentables.

En época de lluvia se seleccionaran cultivos que requieran menos agua que en el periodo de estiaje, en dicho periodo es común que se siembren granos básicos, ya que esta época es prácticamente de temporal y solo se requerirá riego de auxilio.

Se debe considerar dejar un mes de descanso entre cosecha y siembra o siembra y cosecha, tiempo durante el cual se prepara el terreno para la siguiente siembra.

II.1.- CALCULO DEL USO CONSUNTIVO POR LA FORMULA DE BLANEY-CRIDDLE.

Tomando en cuenta todo lo anterior realizaremos un ejemplo, los datos a considerar son los siguientes:

Zona de riego "Agua Caliente", la cual esta ubicada en el municipio de Acapulco de Juárez, a 25 km. de la bahía de Acapulco en dirección Este. Las coordenadas son 16° 51' de latitud norte y 99° 38' de longitud Este. El área beneficiada es de 48.70 Ha.

La estación climatológica que tiene mayor influencia en dicha zona es "La Parota", la cual se localiza a 16° 92' de latitud norte y 99° 67' de longitud Este.

El uso consuntivo se calculara por el método de Blaney-Criddle corregido por efecto de temperatura.

La fórmula es:

- $U.C. = (f \cdot K_T) (K_C)$
- Donde:
- U.C.= Uso consuntivo o evapotranspiración o consumo de agua por las plantas en su ciclo de desarrollo, en cm.
- f = Factor de temperatura y luminosidad.
- K_T = Factor térmico.
- K_C = Coeficiente de desarrollo.

La fórmula ya con el ajuste es:

- $U.C.A. = (U.C.) (C)$
- Donde:
- C = Coeficiente de ajuste. = K_G / K'
- K_G = Coeficiente global de uso consuntivo.
- K' = Relación de la suma del uso consuntivo y la suma del factor de temperatura y luminosidad.

PLAN DE CULTIVOS
 PROYECTO: AGUA CALIENTE
 MUNICIPIO: ACAPULCO
 ESTADO: GUERRERO

CULTIVOS	% DE SUP. SEMBRADA	CICLO VEGETATIVO														
		ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.			
GARBANZO	15.00%															
MELON	30.00%															
SORGO GRANO	15.00%															
SANDIA	30.00%															
FRIJOL	45.00%															
MAIZ	45.00%															
LIMON	10.00%															
	100%	100%	100%	85%	10%	100%	100%	100%	100%	55%	10%	100%				

TABLA II.1 PLAN DE CULTIVOS

CALCULO DEL USO CONSUNTIVO (POR BLANEY Y CRIDDLE)
MUNICIPIO: ACAPULCO, GUERRERO.

PROYECTO: AGUA CALIENTE

1	2	3	4	5=3x4	6	7=5x6	8	9	10=7x9	11=10xC
MES	°C	(°C+17.8/21.8)	p	F=pl°C+17.8/21.8	KT=0.03114°C+0.2396	f KT	KG	KC	U.C.T.	U.C.A.(cm.)
ENERO	25.10	1.97	7.86	15.47	1.02	15.80	0.60	1.01	15.99	10.59
FEBRERO	25.30	1.98	7.32	14.47	1.03	14.87	0.60	1.10	16.39	10.85
MARZO	26.10	2.01	8.43	16.98	1.05	17.86	0.60	0.79	14.06	9.31
ABRIL										
MAYO										
JUNIO										
JULIO										
AGOSTO										
SEPTIEMBRE										
OCTUBRE										
NOVIEMBRE										
DICIEMBRE	25.60	1.99	7.80	15.53	1.04	16.10	0.60	0.63	10.14	6.72
SUMA				62.44					56.57	37.47

p= PORCENTAJE DE HORAS LUZ EN EL DIA PARA CADA MES DEL AÑO .

f= FACTOR DE TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD.

KT= FACTOR TERMICO

KG= COEFICIENTE GLOBAL.

KC= COEFICIENTE DE DESARROLLO.

U.C.T.= USO CONSUNTIVO TEORICO.

U.C.A.= USO CONSUNTIVO AJUSTADO.

C= COEFICIENTE DE AJUSTE.

F= SUMA TOTAL DEL FACTOR TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD.

K'= RELACION DE LA SUMA DEL USO CONSUNTIVO TEORICO Y LA SUMA DEL FACTOR DE TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD.

U.C.DIARIO= 10.85/28 0.388 cm. 3.88mm/dia
 febrero

LATITUD= 16° 51' Nte.

CULTIVO= GARBANZO

TABLA II.2 USO CONSUNTIVO

CALCULO DEL USO CONSUNTIVO (POR BLANEY Y CRIDDLE)

PROYECTO: AGUA CALIENTE

MUNICIPIO: ACAPULCO, GUERRERO.

1	2	3	4	5=3x4	6	7=5x6	8	9	10=7x9	11=10xC
MES	°C	(°C+17.8/21.8)	p	f=p(°C+17.8)/21.8	KT=0.03114°C+0.2396	fKT	KG	KC	U.C.T.	U.C.A.(cm.)
ENERO	25.10	1.97	7.86	15.47	1.02	15.80	0.60	0.64	10.16	8.44
FEBRERO	25.30	1.98	7.32	14.47	1.03	14.87	0.60	0.81	11.97	9.95
MARZO	26.10	2.01	8.43	16.98	1.05	17.86	0.60	0.78	13.90	11.55
ABRIL	27.30	2.07	8.48	17.54	1.09	19.12	0.60	0.71	13.57	11.28
MAYO										
JUNIO										
JULIO										
AGOSTO										
SEPTIEMBRE										
OCTUBRE										
NOVIEMBRE										
DICIEMBRE	25.60	1.99	7.80	15.53	1.04	16.10	0.60	0.51	8.13	6.76
SUMA				79.99					57.73	47.99

p= PORCENTAJE DE HORAS LUZ EN EL DIA PARA CADA MES DEL AÑO .

f= FACTOR DE TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD.

KT= FACTOR TERMICO

KG= COEFICIENTE GLOBAL.

KC= COEFICIENTE DE DESARROLLO.

U.C.T.= USO CONSUNTIVO TEORICO.

U.C.A.= USO CONSUNTIVO AJUSTADO.

C= COEFICIENTE DE AJUSTE.

F= SUMA TOTAL DEL FACTOR TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD.

K'= RELACION DE LA SUMA DEL USO CONSUNTIVO TEORICO Y LA SUMA DEL FACTOR DE TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD.

F=SUMA f 79.99

K'=SUMA U.C.T./F 0.72

KG= 0.60

C=KG/K' 0.83

U.C.DIARIO= 11.55/31 0.373cm 3.73mm/dia

marzo

LATITUD= 16° 51' Nte.

CULTIVO= MELON

TABLA II.2 USO CONSUNTIVO

CALCULO DEL USO CONSUNTIVO (POR BLANEY Y CRIDDLE)
MUNICIPIO: ACAPULCO, GUERRERO.

PROYECTO: AGUA CALIENTE

1	2	3	4	5=3x4	6	7=5x6	8	9	10=7x9	11=10xC
MES	°C	(°C+17.8/21.8)	p	F=p(°C+17.8)/21.8	KT=0.03114°C+0.2396	fKT	KG	KC	U.C.T.	U.C.A.(cm.)
ENERO	25.10	1.97	7.86	15.47	1.02	15.80	0.70	0.83	13.03	11.52
FEBRERO	25.30	1.98	7.32	14.47	1.03	14.87	0.70	1.07	15.91	14.06
MARZO	26.10	2.01	8.43	16.98	1.05	17.86	0.70	0.88	15.72	13.90
ABRIL	27.30	2.07	8.48	17.54	1.09	19.12	0.70	0.64	12.24	10.82
MAYO										
JUNIO										
JULIO										
AGOSTO										
SEPTIEMBRE										
OCTUBRE										
NOVIEMBRE										
DICIEMBRE	25.60	1.99	7.80	15.53	1.04	16.10	0.70	0.40	6.44	5.69
SUMA				79.99					63.34	55.99

P= PORCENTAJE DE HORAS LUZ EN EL DIA PARA CADA MES DEL AÑO

F= FACTOR DE TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD.

KT= FACTOR TERMICO

KG= COEFICIENTE GLOBAL.

KC= COEFICIENTE DE DESARROLLO.

U.C.T.= USO CONSUNTIVO TEORICO.

U.C.A.= USO CONSUNTIVO AJUSTADO.

C= COEFICIENTE DE AJUSTE.

F= SUMA TOTAL DEL FACTOR TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD.

K'= RELACION DE LA SUMA DEL USO CONSUNTIVO TEORICO Y LA SUMA DEL FACTOR DE TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD.

U.C.DIARIO= 14.06/28 0.502cm 5.02mm/dia

febrero

LATITUD= 16° 51' Nte.

CULTIVO= SORGO GRANO

TABLA II.2 USO CONSUNTIVO

CALCULO DEL USO CONSUNTIVO (POR BLANEY Y CRIDDLE)
MUNICIPIO: ACAPULCO, GUERRERO.

PROYECTO: AGUA CALIENTE

1	2	3	4	5=3x4	6	7=5x6	8	9	10=7x9	11=10xC
MES	°C	(°C+17.8/21.8)	p	f=pl°C+17.8)/21.8	KT=0.03114°C+0.2396	f KT	KG	KC	U.C.T.	U.C.A. (cm.)
ENERO	25.10	1.97	7.86	15.47	1.02	15.80	0.60	0.64	10.16	8.44
FEBRERO	25.30	1.98	7.32	14.47	1.03	14.87	0.60	0.81	11.97	9.95
MARZO	26.10	2.01	8.43	16.98	1.05	17.86	0.60	0.78	13.90	11.55
ABRIL	27.30	2.07	8.48	17.54	1.09	19.12	0.60	0.71	13.57	11.28
MAYO										
JUNIO										
JULIO										
AGOSTO										
SEPTIEMBRE										
OCTUBRE										
NOVIEMBRE										
DICIEMBRE	25.60	1.99	7.80	15.53	1.04	16.10	0.60	0.51	8.13	6.76
SUMA				79.99					57.73	47.99

p= PORCENTAJE DE HORAS LUZ EN EL DIA PARA CADA MES DEL AÑO .

f= FACTOR DE TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD.

KT= FACTOR TERMICO

KG= COEFICIENTE GLOBAL.

KC= COEFICIENTE DE DESARROLLO.

U.C.T.= USO CONSUNTIVO TEORICO.

U.C.A.= USO CONSUNTIVO AJUSTADO.

C= COEFICIENTE DE AJUSTE.

F= SUMA TOTAL DEL FACTOR TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD.

K'= RELACION DE LA SUMA DEL USO CONSUNTIVO TEORICO Y LA SUMA DEL FACTOR DE TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD.

F=SUMA f 79.99

K'=SUMA U.C.T./F 0.72

KG= 0.60

C=KG/K' 0.83

U.C.DIARIO= 11.55/31 0.373cm 3.73mm/dia

marzo

LATITUD= 16° 51' Nte.

CULTIVO= SANDIA

TABLA II.2 USO CONSUNTIVO

CALCULO DEL USO CONSUNTIVO (POR BLANEY Y CRIDDLE)
MUNICIPIO: ACAPULCO, GUERRERO.

PROYECTO: AGUA CALIENTE

1	2	3	4	5=3x4	6	7=5x6	8	9	10=7x9	11=10x11
MES	°C	(°C+17.8/21.8)	p	f=p(°C+17.8)/21.8	KT=0.03114°C+0.2396	FKT	KG	KC	U.C.T.	U.C.A.(cm.)
ENERO										
FEBRERO										
MARZO										
ABRIL										
MAYO										
JUNIO	28.10	2.11	8.87	18.68	1.11	20.82	0.60	0.63	13.11	8.16
JULIO	27.50	2.08	9.11	18.93	1.10	20.75	0.60	1.01	21.00	13.06
AGOSTO	27.10	2.06	8.87	18.27	1.08	19.79	0.60	1.10	21.81	13.57
SEPTIEMBRE	26.70	2.04	8.27	16.88	1.07	18.08	0.60	0.79	14.23	8.85
OCTUBRE										
NOVIEMBRE										
DICIEMBRE										
SUMA				72.76					70.15	43.65

p= PORCENTAJE DE HORAS LUZ EN EL DIA PARA CADA MES DEL AÑO .

f= FACTOR DE TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD.

KT= FACTOR TERMICO

KG= COEFICIENTE GLOBAL.

KC= COEFICIENTE DE DESARROLLO.

U.C.T.= USO CONSUNTIVO TEORICO.

U.C.A.= USO CONSUNTIVO AJUSTADO.

C= COEFICIENTE DE AJUSTE.

F= SUMA TOTAL DEL FACTOR TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD.

K= RELACION DE LA SUMA DEL USO CONSUNTIVO TEORICO Y LA SUMA DEL FACTOR DE TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD.

U.C.DIARIO= 13.57/31 0.438cm 4.38mm/dia

agosto

LATITUD= 16° 51' Nte.

CULTIVO= FRIJOL

TABLA II.2 USO CONSUNTIVO

CALCULO DEL USO CONSUNTIVO (POR BLANEY Y CRIDDLE)
MUNICIPIO: ACAPULCO, GUERRERO.

PROYECTO: AGUA CALIENTE

1	2	3	4	5=3x4	6	7=5x6	8	9	10=7x9	11=10xC
MES	°C	(°C+17.8)/21.8	p	f=p(°C+17.8)/21.8	KT=0.03114°C+0.2396	fKT	KG	KC	U.C.T.	U.C.A.(cm.)
ENERO										
FEBRERO										
MARZO										
ABRIL										
MAYO										
JUNIO	28.10	2.11	8.87	18.68	1.11	20.82	0.75	0.49	10.20	8.35
JULIO	27.50	2.08	9.11	18.93	1.10	20.75	0.75	0.73	15.15	12.40
AGOSTO	27.10	2.06	8.87	18.27	1.08	19.79	0.75	1.05	20.78	17.02
SEPTIEMBRE	26.70	2.04	8.27	16.88	1.07	18.08	0.75	1.05	18.98	15.55
OCTUBRE	26.60	2.04	8.22	16.74	1.07	17.88	0.75	0.94	16.84	13.79
NOVIEMBRE										
DICIEMBRE										
SUMA				89.50					81.96	67.12

p= PORCENTAJE DE HORAS LUZ EN EL DIA PARA CADA MES DEL AÑO

f= FACTOR DE TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD.

KT= FACTOR TERMICO

KG= COEFICIENTE GLOBAL.

KC= COEFICIENTE DE DESARROLLO.

U.C.T.= USO CONSUNTIVO TEORICO.

U.C.A.= USO CONSUNTIVO AJUSTADO.

C= COEFICIENTE DE AJUSTE.

F= SUMA TOTAL DEL FACTOR TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD.

K'= RELACION DE LA SUMA DEL USO CONSUNTIVO TEORICO Y LA SUMA DEL FACTOR DE TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD.

U.C.DIARIO= 17.02/31 0.549cm 5.49mm/dia

agosto

LATITUD= 16° 51' Nte.

CULTIVO= MAIZ

TABLA II.2 USO CONSUNTIVO

CALCULO DEL USO CONSUNTIVO (POR BLANEY Y CRIDDLE)
MUNICIPIO: ACAPULCO, GUERRERO.

PROYECTO: AGUA CALIENTE

1	2	3	4	5=3x4	6	7=5x6	8	9	10=7x9	11=10xC
MES	°C	(°C+17.8/21.8)	p	F=p(°C+17.8)/21.8	KT=0.03114°C+0.2396	f KT	KG	KC	U.C.T.	U.C.A.(cm.)
ENERO	25.10	1.97	7.86	15.47	1.02	15.80	0.50	0.62	9.84	6.72
FEBRERO	25.30	1.98	7.32	14.47	1.03	14.87	0.50	0.65	9.67	6.60
MARZO	26.10	2.01	8.43	16.98	1.05	17.86	0.50	0.67	12.04	8.22
ABRIL	27.30	2.07	8.48	17.54	1.09	19.12	0.50	0.69	13.27	9.05
MAYO	28.60	2.13	9.04	19.24	1.13	21.75	0.50	0.71	15.53	10.60
JUNIO	28.10	2.11	8.87	18.68	1.11	20.82	0.50	0.71	14.86	10.14
JULIO	27.50	2.08	9.11	18.93	1.10	20.75	0.50	0.71	14.81	10.11
AGOSTO	27.10	2.06	8.87	18.27	1.08	19.79	0.50	0.71	13.97	9.54
SEPTIEMBRE	26.70	2.04	8.27	16.88	1.07	18.08	0.50	0.69	12.55	8.56
OCTUBRE	26.60	2.04	8.22	16.74	1.07	17.88	0.50	0.67	12.05	8.22
NOVIEMBRE	26.20	2.02	7.69	15.52	1.06	16.38	0.50	0.65	10.71	7.31
DICIEMBRE	25.60	1.99	7.80	15.53	1.04	16.10	0.50	0.64	10.35	7.06
SUMA				204.25					149.66	102.12

F=SUMA f 204.25

K'=SUMA U.C.T./F 0.73

KG= 0.50

C=KG/K' 0.68

p= PORCENTAJE DE HORAS LUZ EN EL DIA PARA CADA MES DEL AÑO

f= FACTOR DE TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD

KT= FACTOR TERMICO

KG= COEFICIENTE GLOBAL

KC= COEFICIENTE DE DESARROLLO

U.C.T.= USO CONSUNTIVO TEORICO.

U.C.A.= USO CONSUNTIVO AJUSTADO.

C= COEFICIENTE DE AJUSTE.

F= SUMA TOTAL DEL FACTOR TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD

K'= RELACION DE LA SUMA DEL USO CONSUNTIVO TEORICO Y LA SUMA DEL FACTOR DE TEMPERATURA Y LUMINOSIDAD

U.C.DIARIO= 10.60/31 0.342cm 3.42mm/dia

mayo

LATITUD= 16° 51' Nte.

CULTIVO= LIMON

TABLA II.2 USO CONSUNTIVO

TEMPERATURA MEDIA
 ESTACION: LA PAROTA
 LAT. NTE.: 16°55'

ANO	ENE.	FEB.	MAR.	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
1	1962	-	-	27.4	28.8	28.1	27.9	27.9	28.1	27.6	26.5	26.3
2	1963	25.9	25.4	27.7	29.9	29.4	27.8	28.9	27.7	27.9	27.0	26.4
3	1964	26.4	25.9	27.2	28.9	28.0	27.5	27.6	27.6	27.5	27.4	26.0
4	1965	25.3	25.7	26.6	29.8	28.1	27.7	27.1	27.7	27.2	28.2	27.4
5	1966	27.3	26.5	27.0	28.9	27.4	27.9	27.3	27.2	26.6	25.4	25.8
6	1967	25.2	25.6	27.1	28.4	28.4	28.1	27.3	27.5	27.1	27.7	26.6
7	1968	25.8	25.1	25.0	26.6	27.1	26.2	27.9	27.2	26.8	26.5	26.3
8	1969	25.5	26.0	27.4	27.8	29.6	28.7	26.7	27.6	27.5	27.6	26.7
9	1970	26.5	27.8	27.0	28.7	28.4	29.6	26.7	26.5	27.6	25.1	25.7
10	1971	24.6	23.8	25.5	26.0	27.0	27.1	26.0	25.5	25.7	26.1	25.3
11	1972	25.2	25.4	26.4	27.9	30.3	28.8	27.3	27.2	27.5	27.3	26.2
12	1973	25.6	25.8	25.9	27.1	28.4	28.1	27.0	26.1	26.0	25.6	24.2
13	1974	24.4	24.8	25.6	27.4	27.5	26.6	26.7	25.6	26.0	25.5	25.4
14	1975	24.5	24.6	25.7	27.2	28.2	26.1	26.7	25.6	26.0	25.1	24.8
15	1976	24.2	24.0	25.4	27.3	28.6	27.4	27.5	27.7	25.8	25.3	25.2
16	1977	24.7	25.3	25.8	27.1	28.8	28.0	27.4	27.1	27.7	26.7	26.0
17	1978	25.3	25.6	-	-	28.1	27.8	27.3	26.1	25.6	25.9	-
18	1979	24.9	25.6	26.1	27.1	28.3	27.6	26.8	25.4	26.1	25.2	25.5
19	1980	24.5	24.4	26.2	27.5	29.2	28.7	26.2	26.1	26.5	26.1	25.7
20	1981	24.1	25.9	25.9	27.6	27.8	26.9	26.1	26.3	25.7	25.2	24.9
21	1982	24.3	25.7	25.8	27.7	28.3	28.1	27.6	26.8	26.1	25.6	24.5
22	1983	24.4	23.2	23.5	25.3	27.5	28.2	27.9	26.2	26.2	26.0	25.2
23	1984	24.4	-	-	-	-	-	-	-	-	25.0	24.7
24	1985	23.9	23.9	25.9	25.8	27.9	27.3	26.0	26.3	25.8	25.0	25.0
No.	23	22	21	22	23	23	23	23	23	23	24	23
	576.9	556.0	548.7	601.2	656.7	647.1	632.9	623.7	615.1	612.5	627.0	589.8
MEDIA	25.1	25.3	26.1	27.3	28.6	28.1	27.5	27.1	26.7	26.6	26.1	25.6

TABLA II.3 TEMPERATURAS MEDIAS

**PORCENTAJE DE HORAS-LUZ EN EL DIA PARA CADA MES DEL AÑO,
EN RELACION AL NUMERO TOTAL EN UN AÑO.**

LAT. NTE	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
0	8.50	7.66	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50
5	8.32	7.57	8.47	8.29	8.65	8.41	8.67	8.60	8.23	8.42	8.07	8.30
10	8.13	7.47	8.45	8.37	8.81	8.60	8.86	8.71	8.25	8.34	7.91	8.10
15	7.94	7.36	8.43	8.44	8.98	8.80	9.05	8.83	8.28	8.20	7.75	7.88
16	7.93	7.35	8.44	8.46	9.01	8.83	9.07	8.85	8.27	8.24	7.72	7.83
17	7.86	7.32	8.43	8.48	9.04	8.87	9.11	8.87	8.27	8.22	7.69	7.80
18	7.83	7.30	8.42	8.50	9.09	8.92	9.16	8.90	8.27	8.21	7.66	7.74
19	7.79	7.28	8.41	8.51	9.11	8.97	9.20	8.92	8.28	8.19	7.63	7.71
20	7.74	7.26	8.41	8.53	9.14	9.00	9.23	8.95	8.29	8.17	7.59	7.66
21	7.71	7.24	8.40	8.54	9.18	9.05	9.29	8.98	8.29	8.15	7.54	7.62
22	7.66	7.21	8.40	8.56	9.22	9.09	9.33	9.00	8.30	8.13	7.50	7.55
23	7.61	7.19	8.40	8.57	9.24	9.12	9.35	9.02	8.30	8.11	7.47	7.50
24	7.58	7.17	8.40	8.60	9.30	9.20	9.41	9.05	8.31	8.09	7.43	7.46
25	7.53	7.13	8.39	8.61	9.32	9.22	9.43	9.08	8.30	8.08	7.40	7.41
26	7.49	7.12	8.40	8.64	9.38	9.30	9.49	9.10	8.31	8.06	7.36	7.35
27	7.43	7.09	8.38	8.65	9.40	9.32	9.52	9.13	8.32	8.03	7.36	7.31
28	7.40	7.07	8.39	8.68	9.46	9.38	9.58	9.16	8.32	8.02	7.22	7.27
29	7.35	7.04	8.37	8.70	9.49	9.43	9.61	9.19	8.32	8.00	7.24	7.20
30	7.30	7.03	8.38	8.72	9.53	9.49	9.67	9.22	8.34	7.99	7.19	7.14
31	7.25	7.00	8.36	8.73	9.57	9.54	9.72	9.24	8.33	7.95	7.15	7.09
32	7.20	6.97	8.37	8.75	9.63	9.60	9.77	9.28	8.34	7.95	7.11	7.05

LAT. SUR	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
0	8.50	7.66	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50
5	8.68	7.76	8.51	8.15	8.34	8.05	8.33	8.38	8.19	8.56	8.37	8.68
10	8.86	7.87	8.53	8.09	8.18	7.86	8.14	8.27	8.17	8.62	8.53	8.88
15	9.05	7.98	8.55	8.02	8.02	7.65	7.95	8.15	8.15	8.63	8.70	9.10
20	9.24	8.09	8.57	7.94	7.85	7.48	7.76	8.03	8.13	8.76	8.87	9.33
25	9.46	8.21	8.60	7.84	7.66	7.20	7.54	7.90	8.11	8.86	9.04	9.58
30	9.70	8.33	8.62	7.73	7.45	6.96	7.35	7.76	8.07	8.97	9.24	9.85
32	9.81	8.39	8.63	7.69	7.36	6.85	7.21	7.70	8.06	9.01	9.38	9.96
34	9.92	8.45	8.64	7.64	7.27	6.74	7.10	7.63	8.05	9.06	9.42	10.09
36	10.03	8.51	8.65	7.59	7.18	6.62	6.99	7.56	8.04	9.11	9.51	10.21
38	10.15	8.57	8.66	7.54	7.08	6.50	6.87	7.49	8.08	9.16	9.61	10.34
40	10.27	8.63	8.67	7.49	6.97	6.37	6.76	7.45	8.02	9.21	9.71	10.49
42	10.40	8.70	8.68	7.44	6.85	6.28	6.64	7.33	8.01	9.26	9.82	10.64
44	10.54	8.78	8.69	7.38	6.78	6.08	6.61	7.25	7.99	9.31	9.94	10.80
46	10.69	8.86	8.70	7.32	6.61	5.02	6.37	7.16	7.96	9.37	10.07	10.97

TABLA II.4 PORCENTAJE DE HORAS LUZ

KG: COEFICIENTE GLOBAL DE USO CONSUNTIVO

KC: COEFICIENTE DE DESARROLLO

CULTIVO	KG	PERIODO VEGETATIVO (EN MESES)	COEFICIENTE DE DESARROLLO KG															
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12				
AGUACATE	0.50	PERENNE																
	0.55		0.250	0.425	0.575	0.700	0.775	0.800	0.800	0.700	0.637	0.550	0.425	0.350				
ALFALFA	0.80	PERENNE																
	0.85		0.640	0.740	0.880	1.000	1.100	1.140	1.120	1.080	1.000	0.900	0.780	0.660				
ALGODÓN	0.60	6	0.243	0.405	0.832	1.013	0.877	0.607										
	0.65		0.225	0.351	0.630	0.945	1.000	0.832	0.630									
SANDIA MELON	0.60	4	0.520	0.730	0.780	0.720												
		5	0.505	0.643	0.805	0.778	0.710											
CALABAZA, PEPINO	0.60	6	0.488	0.600	0.770	0.805	0.755	0.700										
		3	0.675	1.125	0.855													
CHAYOTE, CHILE, HABA, HABA, LENTEJA, FRUJOL, MOSTAZA, EJOTE, GARBANZO, BERENJENA, AJONJOLI	0.60	4	0.630	1.012	1.102	0.787												
	0.70		0.623	0.650	0.674	0.694	0.714	0.714	0.714	0.706	0.694	0.674	0.654	0.643				
HUERTOS DE CITRICOS	0.50	PERENNE																
	0.65		0.635	0.754	0.873	0.992	1.091	1.131	1.111	1.055	1.000	0.895	0.774	0.635				
HUERTOS DE PLANTAS CADUCAS (CUBIERTO)	0.60	PERENNE																
	0.70		0.166	0.250	0.397	0.635	0.893	0.964	0.952	0.821	0.516	0.297	0.198	0.159				
HUERTOS DE PLANTAS CADUCAS (SIN CUBIERTO)	0.60	PERENNE																
	0.65		0.560	0.850	0.965	0.915	0.725											
CACAHUATE	0.75	3	0.540	1.050	0.920													
		4	0.500	0.888	1.080	0.942												
MAIZ (GRANO)	0.85	5	0.490	0.730	1.050	1.050	0.942											
		6	0.480	0.630	0.943	1.080	1.040	0.920										
MAIZ (ENSILADO)	0.60	PERENNE																
	0.70		0.480	0.590	0.800	1.050	1.070	1.020	0.915									
MOGAL	0.60	PERENNE																
	0.70		0.462	0.550	0.740	0.970	1.080	1.060	1.000	0.912								

TABLA II.5 COEFICIENTES KG Y KC

NOTA: EL VALOR MÁXIMO DEL COEFICIENTE GLOBAL DE USO CONSUNTIVO (KG) SE USA PARA ZONAS ÁRIDAS Y SEMIÁRIDAS. EL VALOR MÍNIMO ES PARA ZONAS HÚMEDAS Y SEMIHÚMEDAS.

COEFICIENTES KG Y KG

KG: COEFICIENTE GLOBAL DE USO CONSUNTIVO

KC: COEFICIENTE DE DESARROLLO

CULTIVO	KG	PERIODO VEGETATIVO (EN MESES)	COEFICIENTE DE DESARROLLO KC															
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12				
PAPA	0.65	3	0.48	1.178	1.378													
		4	0.425	0.940	1.340	1.340												
		5	0.400	0.740	1.180	1.380	1.310											
PASTOS	0.75	PERENNE	0.500	0.616	0.750	0.870	0.924	0.930	0.950	0.950	0.870	0.800	0.670	0.520				
		PERENNE	0.310	0.410	0.600	0.750	0.870	0.950	1.010	1.030	1.020	0.990	0.930	0.830				
REMOLACHA	0.65	3	0.580	1.100	1.200													
		4	0.530	0.900	1.220	1.150												
		5	0.505	0.800	1.111	1.245	1.132											
		6	0.500	0.705	0.980	1.200	1.244	1.120										
		7	0.495	0.650	0.888	1.100	1.220	1.220	1.118									
		8	0.485	0.600	0.800	1.000	1.170	1.240	1.200	1.111								
		7	0.230	0.460	0.640	0.980	1.010	0.870	0.370									
SORGO DE GRANO	0.70	4	0.426	0.970	0.960	0.665												
		5	0.400	0.825	1.070	0.880	0.640											
CACAHUATE (VERACRUZ)	0.65	5	0.250	0.600	0.800	0.820	0.660											
		4	0.457	0.700	1.020	0.835												
TOMATE	0.70	5	0.460	0.570	0.950	0.987	0.800											
		4	0.400	1.200	1.630	1.030												
TRIGO	0.75	5	0.370	0.914	1.512	1.572	0.943											
		6	0.340	0.743	1.314	1.600	1.457	0.885										
		4	1.168	1.514	1.428	1.000												
TRIGO DE INVIERNO	0.85	5	1.043	1.514	1.485	1.374	0.942											
		6	0.950	1.514	1.510	1.457	1.330	1.070										
		7	0.857	1.486	1.497	1.485	1.400	1.263	0.772									
VID	0.50	PERENNE	0.200	0.230	0.325	0.500	0.725	0.817	0.825	0.775	0.674	0.500	0.350	0.250				
		2	0.900	1.010														
VERDOLAGA COL APIO	0.60	3	0.778	1.080	0.920													
		4	0.710	1.020	1.070	0.870												
		5	0.670	0.960	1.080	1.060	0.830											

TABLA II.5 COEFICIENTES KG Y KC

NOTA: EL VALOR MÁXIMO DEL COEFICIENTE GLOBAL DE USO CONSUNTIVO (KG) SE USA PARA ZONAS ÁRIDAS Y SEMIÁRIDAS. EL VALOR MÍNIMO ES PARA ZONAS HÚMEDAS Y SEMIHÚMEDAS.

II.2.- LAMINAS DE RIEGO.

El cálculo de la lámina neta de riego, se hará mediante la lluvia efectiva la cual se considera como una lámina equivalente de riego, expresada en centímetros, que representa el consumo de agua aprovechada por la planta del volumen real llovido, expresado en lámina de lluvia real en centímetros.

El porcentaje de esta lámina consumida por la planta para sus funciones de nutrición y transpiración se le denomina coeficiente de efectividad.

El coeficiente de efectividad es difícil de estimar pues depende de varios factores como: velocidad de infiltración del suelo, la capacidad de retención del agua a la profundidad radicular de la planta, su sequedad, la pendiente del terreno, la compactación y textura del mismo, la densidad de la siembra, el consumo del agua por la planta, la temperatura, los vientos, la intensidad y duración de las lluvias, etc.

La precipitación efectiva se determinó considerando una lluvia con 80% de frecuencia y aplicarle a ésta el 75% de efectividad, de acuerdo al "Prontuario de Riego por Gravedad".

La expresión que se empleará es la siguiente:

- $F = m/n (100)$
- Donde:
- F = Frecuencia de lluvia.
- m = Número correspondiente al dato en forma progresiva, ordenándolos de mayor a menor.
- n = Número total de datos.

Puesto que se va a considerar un 80% de frecuencia, la fórmula queda así:

- $m = (80 n)/100$

Con los datos de la precipitación media mensual y la fórmula mencionada anteriormente se obtuvo la precipitación efectiva, el cuadro respectivo se muestra a continuación:

PRECIPITACION MEDIA MENSUAL

ESTACION: LA PAROTA

LAT.: 16°55' NTE.

ANO	ENE.	FEB.	MAR.	ABRIL	MAYO	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
1962			0.0	0.0	1.2	29.2	23.3	20.5	17.9	15.7	2.1	0.2
1963	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	15.3	21.5	6.4	45.3	5.9	0.2	0.0
1964	0.2	0.0	0.0	0.0	0.4	19.1	39.5	22.6	21.4	4.3	0.9	0.0
1965	1.0	0.0	0.0	0.0	0.0	39.6	6.5	10.3	18.1	8.0	0.2	0.1
1966	0.7	0.0	0.0	3.5	6.9	15.9	14.5	23.5	34.4	11.6	0.0	1.7
1967	1.9	0.0	0.0	0.0	0.0	22.7	6.4	31.9	32.9	1.5	0.0	0.3
1968	0.5	0.0	1.1	0.0	10.0	19.5	2.8	17.9	29.5	24.4	3.8	0.4
1969	2.9	0.0	1.4	0.0	0.1	7.5	23.2	46.4	18.7	8.4	0.0	0.1
1970	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	21.2	12.9	43.3	32.9	5.3	0.0	0.1
1971	0.1	0.0	0.0	0.2	2.4	21.3	14.9	17.8	36.0	19.0	0.6	0.0
1972	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	16.6	31.5	11.0	8.7	1.6	4.3	0.0
1973	0.0	0.0	0.0	5.8	5.0	39.8	10.9	30.1	30.7	18.1	1.7	0.0
1974	0.0	0.0	0.0	0.0	5.9	39.1	13.8	14.5	46.4	5.0	0.0	0.0
1975	0.1	0.0	0.0	0.0	1.0	31.3	17.8	11.8	26.3	4.1	0.4	0.0
1976	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	28.7	1.2	8.1	16.5	36.4	6.7	0.0
1977	1.6	0.0	0.0	0.0	1.7	7.0	13.3	15.7	20.8	2.7	2.7	0.7
1978	0.0	0.8	0.0	0.0	12.0	5.5	27.5	13.1	15.2	8.4	4.4	0.0
1979				0.0	1.5	16.4	29.9	26.7	35.2	3.6	0.0	0.0
1980	10.8	0.0		0.0	1.9	3.6	14.9	21.7	15.7	12.8	0.0	0.2
1981	1.3	0.0	0.0	0.0	0.1	13.6	23.3	54.9	21.8	16.8	0.1	0.0
1982	0.0	0.0	0.0	0.6	7.8	7.4	19.5	5.0	22.2	11.8	0.3	0.2
1983	0.0	7.9	0.0	0.0	2.8	15.1	25.7	11.9	26.4	8.9	0.3	0.5
1984	9.7										0.0	0.1
1985	0.2	0.0	0.0	0.0	1.8	24.2	24.9	33.4	4.8	17.0	0.3	0.0

n	22.0	21.0	22.0	23.0	23.0	23.0	23.0	23.0	23.0	23.0	24.0	24.0
m	18	17	18	18	18	18	18	18	18	18	19	19
P.M.	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	13.6	12.9	11.8	17.9	4.3	0.0	0.0
75%	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	10.2	9.7	8.9	13.4	3.2	0.0	0.0

n= No. Total de datos
 m= Número correspondiente al dato en forma progresiva,ordenandolos de mayor a menor
 P.M = Precipitacion media
 80= Porcentaje de efectividad
 75%= Porcentaje de efectividad

$$m=(80n)/100$$

TABLA II.6 PRECIPITACIONES

PRECIPITACION MEDIA MENSUAL
DATOS ORDENADOS EN FORMA DESCENDENTE

	ENE.	FEB.	MAR.	ABRI.	MAYO	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
1	10.8	7.9	1.4	5.8	12.0	39.8	39.5	54.9	46.4	36.4	6.7	1.7
2	9.7	0.8	1.1	3.5	10.0	39.6	31.5	46.4	45.3	24.4	4.4	0.7
3	2.9	0.0	0.0	0.6	7.8	39.1	29.9	43.3	36.0	19.0	4.3	0.5
4	1.9	0.0	0.0	0.2	6.9	31.3	27.5	33.4	35.2	18.1	3.8	0.4
5	1.6	0.0	0.0	0.0	5.9	29.2	25.7	31.9	34.4	17.0	2.7	0.3
6	1.3	0.0	0.0	0.0	5.0	28.7	24.9	30.1	32.9	16.8	2.1	0.2
7	1.0	0.0	0.0	0.0	2.8	24.2	23.3	26.7	32.9	15.7	1.7	0.2
8	0.7	0.0	0.0	0.0	2.4	22.7	23.3	23.5	30.7	12.8	0.9	0.2
9	0.5	0.0	0.0	0.0	1.9	21.3	23.2	22.6	29.5	11.8	0.6	0.1
10	0.2	0.0	0.0	0.0	1.8	21.2	21.5	21.7	26.4	11.6	0.4	0.1
11	0.2	0.0	0.0	0.0	1.7	19.5	19.5	20.5	26.3	8.9	0.3	0.1
12	0.1	0.0	0.0	0.0	1.5	19.1	17.8	17.9	22.2	8.4	0.3	0.1
13	0.1	0.0	0.0	0.0	1.2	16.6	14.9	17.8	21.8	8.4	0.3	0.0
14	0.0	0.0	0.0	0.0	1.0	16.4	14.9	15.7	21.4	8.0	0.2	0.0
15	0.0	0.0	0.0	0.0	0.8	15.9	14.5	14.5	20.8	5.9	0.2	0.0
16	0.0	0.0	0.0	0.0	0.4	15.3	13.8	13.1	18.7	5.3	0.1	0.0
17	0.0	0.0	0.0	0.0	0.2	15.1	13.3	11.9	18.1	5.0	0.0	0.0
18	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	13.6	12.9	11.8	17.9	4.3	0.0	0.0
19	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	7.5	10.9	11.0	16.5	4.1	0.0	0.0
20	0.0	0.0	0.0	0.0	0.1	7.4	6.5	10.3	15.7	3.6	0.0	0.0
21	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	7.0	6.4	8.1	15.2	2.7	0.0	0.0
22	0.0			0.0	0.0	5.5	2.8	6.4	8.7	1.6	0.0	0.0
23				0.0	0.0	3.6	1.2	5.0	4.8	1.5	0.0	0.0
24											0.0	0.0

TABLA II.6-BIS. DATOS ORDENADOS

El siguiente cuadro muestra, a manera de resumen, para cada uno de los meses del año la precipitación con ocurrencia del 80 %, así como la lluvia efectiva correspondiente.

MES	PRECIPITACIÓN MENSUAL	PRECIPITACIÓN MENSUAL
	80 % DE FRECUENCIA	EFFECTIVA 75 %
ENERO	0.00	0.00
FEBRERO	0.00	0.00
MARZO	0.00	0.00
ABRIL	0.00	0.00
MAYO	0.10	0.10
JUNIO	13.60	10.20
JULIO	12.90	9.70
AGOSTO	11.80	8.90
SEPTIEMBRE	17.90	13.40
OCTUBRE	4.30	3.20
NOVIEMBRE	0.00	0.00
DICIEMBRE	0.00	0.00

Cabe mencionar que la precipitación aprovechable en un mes no puede exceder la evapotranspiración para ese periodo, ya que eso implicaría que el riego es innecesario: esta condición excluye a cultivos como el arroz que amerita practicas agricolas especiales y donde es necesario mantener una lámina de inundación en el área de cultivo. A esta lluvia efectiva se le resta la evapotranspiración de cada cultivo en sus meses de desarrollo, obteniendo así la lámina neta necesaria; cuya lámina se presenta en la siguiente tabla.

LAMINAS NETAS EN CMS.
 MUNICIPIO: ACAPULCO. ESTADO: GUERRERO.

PROYECTO: AGUA CALIENTE.

CULTIVOS	MES	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ANUAL
	LLUVIA EFEC. (cm)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	10.2	9.7	8.9	13.4	3.2	0.0	0.0	
GARBANZO	U.C.A.	10.6	10.9	9.3									6.7	
MELON	U.C.A. - LLUV. EFEC.	10.6	10.9	9.3									6.7	37.5
	U.C.A.	8.4	10.0	11.6	11.3								6.8	
	U.C.A. - LLUV. EFEC.	8.4	10.0	11.6	11.3								6.8	48.1
SORGO	U.C.A.	11.5	14.1	13.9	10.8								5.7	
GRANO	U.C.A. - LLUV. EFEC.	11.5	14.1	13.9	10.8								5.7	56.0
SANDIA	U.C.A.	8.4	10.0	11.6	11.3								6.8	
	U.C.A. - LLUV. EFEC.	8.4	10.0	11.6	11.3								6.8	48.1
FRIJOL	U.C.A.						8.2	13.1	13.6	8.8				
	U.C.A. - LLUV. EFEC.						-2.0	3.4	4.7	-4.6				8.1
MAIZ	U.C.A.						8.4	12.4	17.0	15.5	13.8			
	U.C.A. - LLUV. EFEC.						-1.8	2.7	8.1	2.1	10.6			23.5
LIMON	U.C.A.	6.7	6.6	8.2	9.1	10.6	10.2	10.1	9.5	8.6	8.2	7.3	7.1	
	U.C.A. - LLUV. EFEC.	6.7	6.6	8.2	9.1	10.6	0.0	0.4	0.6	-4.8	5.0	7.3	7.1	61.6

TABLA II.7 LAMINAS NETAS

NOTA: LOS NUMEROS NEGATIVOS INDICAN QUE LA LLUVIA EFECTIVA ES SUFICIENTE PARA LOS FINES DE RIEGO, POR LO TANTO NO SE CONSIDERAN

II.3.- CALCULO DE VOLÚMENES.

Para el cálculo de volúmenes que requieren los diferentes cultivos, se multiplicará el área que de ellos se va a sembrar por la lámina considerada en cada mes.

Con lo anterior se obtienen los volúmenes de cada mes de los cultivos considerados y haciendo la suma por cada mes del año se obtiene la demanda total mensual.

Cabe comentar que al volumen así calculado se le deberá aplicar un coeficiente de corrección que dependerá de la eficiencia en la conducción del sistema de riego y de la eficiencia de aplicación del agua a la superficie por regar, esto debido a que hay pérdidas que pueden ser por conducción hasta la zona de cultivo, por infiltración profunda en la parcela y por escurrimiento superficial debido a una mala operación o roturas de bordos y estructuras. Tomando en cuenta lo anterior, el volumen se calculará con la siguiente expresión:

- Volumen = Lámina x Área x 10,000 x C
- Donde:
- Lámina en metros.
- Área en hectáreas.
- C es el coeficiente de corrección y se calcula de la siguiente forma:
- $C = 1 / (C_c) (C_a)$
- C_c es la eficiencia o coef. de conducción, 85%. (Tabla II.9)
- C_a es la eficiencia o coef. de aplicación, 65%. (Tabla II.9)

Por lo que el valor de C será de 1.81, sin embargo, cuando la situación lo amerite será necesario analizar las condiciones particulares de cada caso para asignar la eficiencia mas adecuada.

Se obtienen así los volúmenes para cada mes de los cultivos considerados y se hacen las sumas por cada mes del año, obteniendo la demanda mensual.

El volumen así calculado se muestra en la siguiente tabla:

PROYECTO: AGUA CALIENTE MUNICIPIO: ACAPULCO ESTADO: GUERRERO SUP. 48.7 Ha.

CULTIVO	% SUP. SEMB.	Ha. SUP. SEMB.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	TOTAL
GARBANZO	15	7.31	14,015.02	14,411.67	12,296.20									8,858.55	49,581.45
MELON	30	14.61	22,212.49	26,443.44	30,674.39	29,881.09								17,981.54	127,192.94
SORGO GRANO	15	7.31	15,204.98	18,642.62	18,378.19	14,279.46								7,536.38	74,041.63
SANDIA	30	14.61	22,212.49	26,443.44	30,674.39	29,881.09								17,981.54	127,192.94
FRIJOL	45	21.92							13,486.15	18,642.62					32,128.78
MAIZ	45	21.92							10,709.59	32,128.78	8,329.68	42,045.07			93,213.12
LIMON	10	4.87	5,905.70	5,817.56	7,227.87	8,021.18	9,343.35		352.58	528.87		4,407.24	6,434.57	6,258.28	54,297.19
VOL. MENSUAL															
SUP. MENSUAL			79,550.68	91,758.73	99,251.04	82,062.81	9,343.35		24,548.33	51,300.27	8,329.68	46,452.31	6,434.57	58,616.29	557,648.05
VOL./Ha			48.70	48.70	48.70	41.40	4.87		48.70	48.70	21.92	26.79	4.87	48.70	
%SUP..SEMB.			1,633.48	1,884.16	2,038.01	1,982.43	1,918.55		504.07	1,053.39	380.09	1,734.27	1,321.27	1,203.62	
			100.00	100.00	100.00	85.00	10.00		100.00	100.00	45.00	56.00	10.00	100.00	

Ca=0.65 Cc=0.85

$$C = 1 / ((Cc) / (Ca)) \quad 1 / ((0.85) / (0.65))$$

$$C = 1.8100$$

$$VOL. = L.N. \times A \times 10,000 \times C$$

- Cc= COEF. DE CONDUCCION
- Ca= COEF. DE APLICACION
- C= COEF. DE CORRECCION
- L.N = LAMINA NETA (m)
- A= AREA (Ha)
- V= VOLUMEN EN m3

TABLA II.8 VOLUMENES REQUERIDOS

**VALORES TENTATIVOS DE EFICIENCIA PARA UN
PROYECTO DE RIEGO.**

CARACTERISTICAS DEL DISTRITO	EFICIENCIA (COEF.) EN LA:	
	CONDUCCION Cc	APLICACIÓN Ca
RIEGO POR GRAVEDAD, CANALES EN TIERRA, DISTRITO PEQUEÑO MENOR DE 10,000 Ha.	0.75	0.60 - 0.75
RIEGO POR GRAVEDAD, CANALES EN TIERRA, DISTRITO GRANDE, MAS DE 10,000 Ha.	0.70	0.60 - 0.75
RIEGO POR GRAVEDAD, CANALES REVESTIDOS, DISTRITO PEQUEÑO, MENOR DE 10,000 Ha.	0.85	0.65 - 0.75
RIEGO POR GRAVEDAD, CANALES REVESTIDOS, DISTRITO GRANDE, MAS DE 10,000 Ha.	0.80	0.65 - 0.75
RIEGO POR ASPERSION, DISTRITO PEQUEÑO, CONDUCCION REVESTIDA Y DISTRIBUCION POR TUBERIA.	0.90	0.80 - 0.85
RIEGO POR ASPERSION, DISTRITO GRANDE, CONDUCCION REVESTIDA Y DISTRIBUCION POR TUBERIA.	0.85	0.80 - 0.85
RIEGO POR GOTEO, DISTRITO PEQUEÑO CONDUCCION Y DISTRIBUCION POR TUBERIA.	0.95	0.90 - 0.95
RIEGO POR GOTEO, DISTRITO GRANDE CONDUCCION Y DISTRIBUCION POR TUBERIA.	0.90	0.90 - 0.95

TABLA II.9 EFICIENCIAS

LOS VALORES MINIMOS DEBEN ELEGIRSE PARA AQUELLOS DISTRITOS CON SUELOS PERMEABLES, PENDIENTE IMPORTANTE Y DONDE EL AGRICULTOR TIENE ESCASA EXPERIENCIA EN EL RIEGO. LOS MAXIMOS PARA SUELOS DE POCA PERMEABILIDAD, PLANOS Y DONDE LOS AGRICULTORES TIENEN EXPERIENCIA EN EL RIEGO.

II.4.- COEFICIENTE UNITARIO Y CALENDARIO DE RIEGO.

El coeficiente unitario de riego es el gasto mínimo que se deberá dar por hectárea para satisfacer las necesidades de los cultivos en base a los días y horas que se requieren regar.

En pozos se procura que el coeficiente unitario de riego se aproxime a 1 Lt/seg/Ha., en riego a base de otro tipo de captación se recomienda reducirlo a 1.2 Lt/seg/Ha.; y en caso de que no alcancen los días y horas del mes, se incrementará este gasto unitario hasta lograr cubrir el volumen necesario.

Además de lo anterior, se debe tomar en cuenta la posible incorporación de productores no considerados en un principio por causas ajenas a la Planeación, lo cual traería problemas sociales considerables entre los mismos productores; sin olvidar la capacidad de la obra de captación para dar el gasto requerido por la zona de riego.

Habrán ocasiones en que ya se tenga determinada el área total de riego y el gasto total de la fuente de abastecimiento, por lo que el coeficiente unitario de riego se calculará con la siguiente expresión:

- $qu = Qt/At$
- donde:
- qu , es el coeficiente unitario de riego en Lt/seg/Ha.
- Qt , es el gasto total de la fuente de aprovechamiento en Lt/seg
- At , es el área total de riego en hectáreas

La fórmula indicada se empleará cuando se trate de alguna revisión rápida en una zona de riego, en la que ya se tenga conocimiento de todos los datos que intervienen en dicha fórmula.

Para el presente ejemplo se determinó el coeficiente unitario de riego en 1.2 Lt/seg/Ha.

En cuanto a los días de riego por mes se procura dejar los domingos de descanso, por lo que para el calendario de riego se considera como máximo 26 días/mes, obteniéndose las horas día por mes, por medio de la siguiente expresión:

- $h = Vm / (qu \times Dm \times 3,600 \times A)$
- donde:

- h, horas de riego al día por mes
- Vm, volumen mensual en litros
- qu, coeficiente unitario de riego en Lt/seg/Ha.
- Dm, días al mes de riego
- A, área regada al mes en hectáreas

El siguiente cuadro refleja el mes de máxima demanda y sus horas de riego.

LOCALIDAD	MES DE MÁXIMA DEMANDA	HORAS DE RIEGO	DIAS DE RIEGO	COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO
AGUA CALIENTE	MARZO	18	26	1.2 Lt/seg/Ha

El calendario de riego se presenta en la tabla II.10

CALENDARIO DE RIEGO
LOCALIDAD: AGUA CALIENTE

	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26	26
DIAS	15	17	18	18	17	-	4	9	3	15	12	11
HORAS												

qu = 1.2 Lt/seg/Ha

$$h = Vm / (qu \times Dm \times 3,600 \times A)$$

DONDE:

Vm, ES VOLUMEN MENSUAL EN LITROS

qu, ES EL COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO EN Lt/seg/Ha.

Dm, DIAS DE RIEGO AL MES

A, AREA REGADA AL MES EN HECTAREAS

TABLA II.10 CALENDARIO DE RIEGO

II.5.- CUADRO DE TOMAS

La capacidad de los canales esta en función de la cantidad de agua demandada por los cultivos; una vez hecha la localización de las tomas a lo largo de toda la red, y determinada el área así como el coeficiente unitario de riego, se elabora el cuadro de tomas respectivo empezando por el canal principal, desde la última toma hasta el inicio de la red, acumulando las áreas para obtener los gastos necesarios en cada tramo.

Siguiendo con el ejemplo, el cuadro de tomas respectivo es el siguiente:

CANAL PRINCIPAL DERECHA.

ESTACION	TIPO DE TOMA	SUPERFICIE REGADA (Ha.)	SUPERFICIE ACUMULADA (Ha.)	COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO (Lt/seg/Ha.)	GASTO NECESARIO (Lt/seg)	GASTO ADOPTADO (Lt/seg)
0+040.00	DT	1-75-15	35-99-42	1.2	43.19	50
0+300.000	DT	0-89-44	34-24-27	1.2	41.09	50
0+420.000	TI	3-44-09	33-34-83	1.2	40.02	50
0+574.208	TL	8-36-88	29-90-74	1.2	35.88	50
0+680.000	TI	0-04-97	21-53-86	1.2	25.85	50
0+760.000	TI	3-72-67	21-48-89	1.2	25.78	50
1+040.000	TI	2-54-04	17-76-22	1.2	21.31	50
1+189.250	TL	9-83-80	15-22-18	1.2	18.27	50
1+300.000	TI	2-68-32	5-38-38	1.2	6.46	50
1+600.000	TI	0-72-67	2-70-06	1.2	3.24	50
1+656.287	TF	1-97-39	1-97-39	1.2	2.37	50

CANAL LATERAL 0+574.208

ESTACION	TIPO DE TOMA	SUPERFICIE REGADA (Ha.)	SUPERFICIE ACUMULADA (Ha.)	COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO (Lt/seg/Ha.)	GASTO NECESARIO (Lt/seg)	GASTO ADOPTADO (Lt/seg)
0+040.000	TD	0-39-75	8-36-88	1.2	10.04	50
0+379.759	TF	7-97-13	7-97-13	1.2	9.56	50

CANAL LATERAL 1+189.250

ESTACION	TIPO DE TOMA	SUPERFICIE REGADA (Ha.)	SUPERFICIE ACUMULADA (Ha.)	COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO (Lt/seg/Ha.)	GASTO NECESARIO (Lt/seg)	GASTO ADOPTADO (Lt/seg)
0+080.000	DT	4-82-57	9-83-80	1.2	11.81	50
0+300.000	TD	0-57-17	5-01-23	1.2	6.01	50
0+440.000	TD	0-65-83	4-44-09	1.2	5.33	50
0+600.000	TD	0-11-80	3-78-26	1.2	4.54	50
0+660.000	TD	0-70-19	3-66-46	1.2	4.39	50
0+920.000	TD	1-39-75	2-96-27	1.2	3.56	50
1+080.000	TD	0-54-66	1-56-52	1.2	1.88	50
1+117.149	TF	1-01-86	1-01-86	1.2	1.22	50

CANAL PRINCIPAL IZQUIERDA

ESTACION	TIPO DE TOMA	SUPERFICIE REGADA (Ha.)	SUPERFICIE ACUMULADA (Ha.)	COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO (Lt/seg/Ha.)	GASTO NECESARIO (Lt/seg)	GASTO ADOPTADO (Lt/seg)
0+100.000	TD	3-56-75	12-70-64	1.2	15.25	50
0+400.000	TD	0-91-30	9-13-89	1.2	10.97	50
0+640.000	TD	1-32-92	8-22-59	1.2	9.87	50
0+900.000	TD	3-39-36	6-89-67	1.2	8.28	50
1+480.000	TD	1-72-67	3-50-31	1.2	4.20	50
1+686.742	TF	1-77-64	1-77-64	1.2	2.13	50

Donde:

- TD es toma derecha
- TI es toma izquierda
- DT es toma doble
- TL es toma lateral
- TF es toma final

Cabe mencionar que el gasto adoptado se ajustará a múltiplos de 100 LPS y el gasto mínimo será de 50 LPS, esto con la finalidad de evitar diseñar canales pequeños que sean difíciles de construir.

Se puede apreciar que por los requerimientos de la zona de riego el gasto adoptado a lo largo de todo el canal es de 50 LPS, por lo que la sección del canal será la misma.

II.6.- GRAFICA DE AREAS CAPACIDADES

El volumen requerido esta definido por el coeficiente unitario de riego y el área beneficiada. Para dimensionar los canales en sus diferentes tramos, es necesario elaborar el cuadro de tomas y la gráfica de áreas capacidades; dicha gráfica se trazará teniendo como abscisa el kilometraje de las tomas y como ordenada la capacidad de diseño (en m^3/seg o Lt/seg) y el área susceptible de riego.

En ella podremos observar en que tramos es necesario variar la capacidad de los canales, es decir, sus dimensiones.

Con los datos del cuadro de tomas la gráfica de áreas capacidades quedo tal como se muestra en la figura II.1.

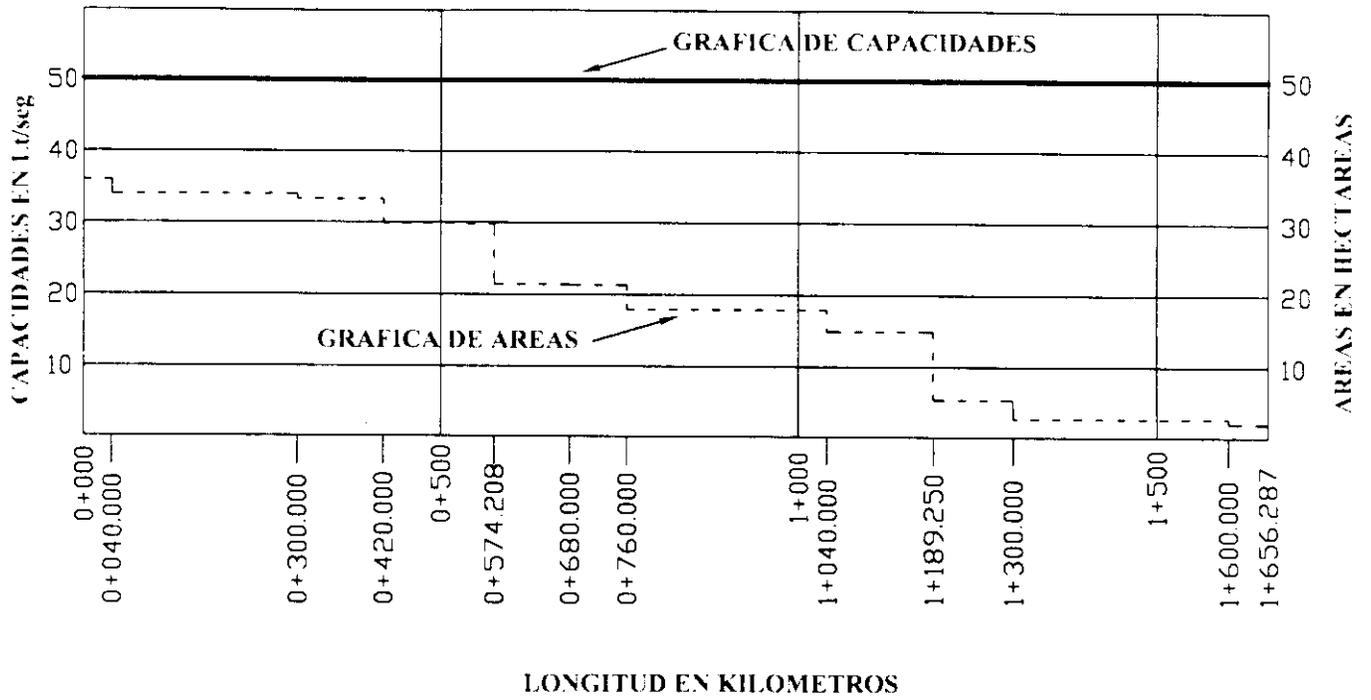
Como se puede observar, la gráfica de capacidades resulto ser una línea recta, esto se debió a que el gasto adoptado fue el mismo en todo el canal. Si se tratará de una distribución por tuberías, se tomaría el gasto necesario, con lo que la grafica seria semejante a la de las áreas.

Conociendo estos datos estaremos en condiciones de hacer el diseño de los canales.

LOCALIDAD: AGUA CALIENTE

MUNICIPIO: ACAPULCO, GRO.

CANAL PRINCIPAL DERECHA



CANAL PRINCIPAL IZQUIERDA

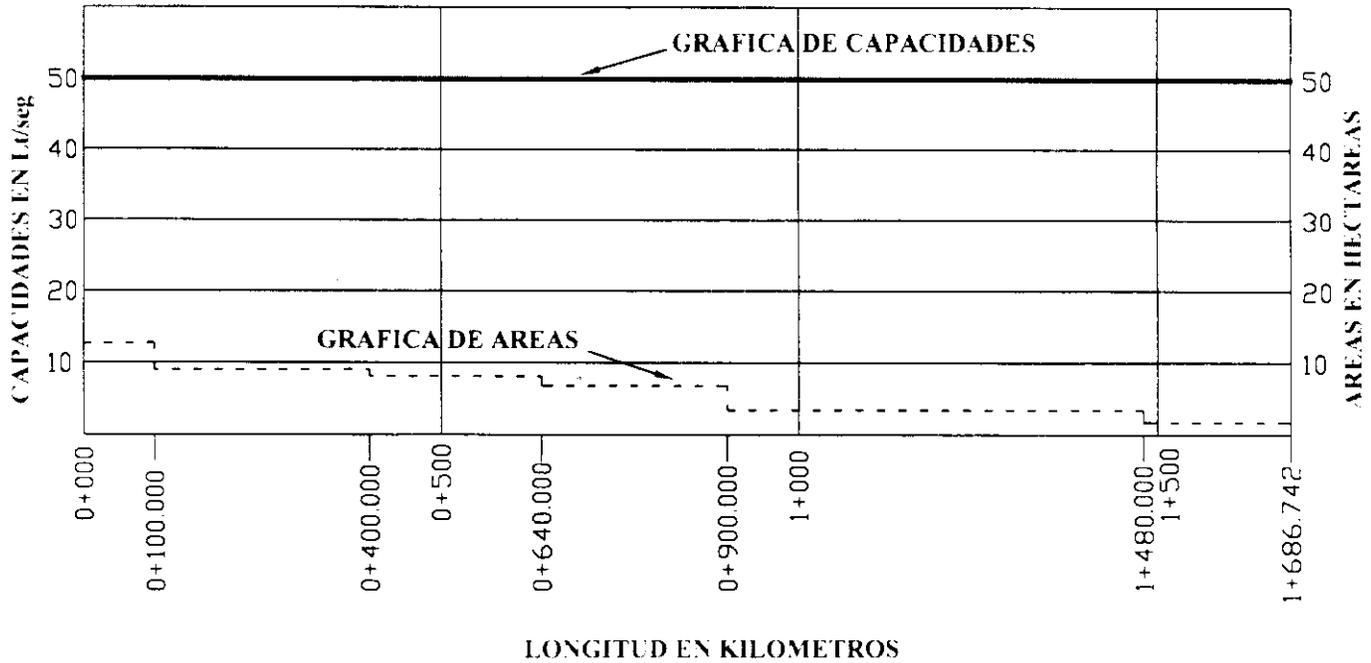


FIGURA II.1 GRAFICAS DE AREAS-CAPACIDADES

CAPITULO III. RED DE DISTRIBUCION.

En un sistema de riego por gravedad, para la distribución del agua generalmente se emplean canales. Sin embargo, en la actualidad, para acortar tiempos en la ejecución de la obra y hacerla más económica se proyectan sistemas de riego por medio de tuberías. El uso de dichas tuberías está regido por la carga que se tenga disponible, por tal motivo, este tipo de sistema tiene sus limitantes y es improbable que se lleve a cabo en el 100 % de los casos.

Siguiendo con el ejemplo de la zona de riego "Agua Caliente", presentaremos dos alternativas, la primera empleando canales de sección trapecial y la segunda utilizando tubería de polietileno de alta densidad.

III.1.- CANALES.

Un canal se puede definir como un conducto donde circula el agua a superficie libre, por su origen pueden ser:

- Naturales.- Arroyos, ríos o drenes.
- Artificiales.- Creados por el hombre, los cuales pueden ser revestidos o no.

Por el tipo de sección pueden ser :

- Prismáticos.- Donde la sección está limitada por dos caras planas y cuya sección permanece constante en toda su longitud. La sección más común es la trapezoidal, en la cual ningún lado es paralelo a otro.
- No prismático.- De sección rectangular, triangular o circular, las cuales no se encuentran con frecuencia.

La principal diferencia entre los conductos abiertos y los conductos cerrados a presión, es que los conductos a presión requieren una carga externa para escurrir, mientras que los primeros dependen de la pendiente que se da a su superficie libre.

En el caso de un sistema de riego por gravedad, lo que se busca es que el flujo sea permanente y uniforme, es decir, que la velocidad promedio sea constante, para que esto se logre la sección debe

ser igual en todo el tramo, y el tirante así como la velocidad deben ser constantes. Sin embargo, cuando hay alguna estructura como puede ser una represa, se encuentran diferentes tipos de flujo; por ejemplo, antes de la represa hay un flujo uniforme (el tirante permanece constante), al acercarse a dicha estructura el flujo se vuelve gradualmente variado (el tirante aumenta), cuando vierte el flujo es rápidamente variado (se conoce como salto hidráulico, hay disipación de energía), posteriormente el flujo es gradualmente variado hasta pasar nuevamente a flujo permanente uniforme.

En el análisis de un canal habrá ocasiones en que será necesario determinar como es el flujo en un tramo específico, en cuanto al movimiento de las partículas se refiere, en estos casos se calculará el número de Reynolds con la siguiente expresión:

- $Re = v R_h / \nu$
- Donde:
- Re , Número de Reynolds (adimensional)
- v , velocidad media en el tramo (m/seg.)
- R_h , Radio hidráulico (m.)
- ν , viscosidad cinemática del líquido (kg seg./m²)

El número de Reynolds obtenido se compara con los siguientes parámetros:

Flujo laminar $Re < 500$

Flujo transición $500 < Re < 2000$

Flujo turbulento $Re > 2000$

DISEÑO DE CANALES. Para diseñar los canales es necesario saber el área por regar, el gasto de diseño y la localización de las tomas para poder determinar los tramos, dicha información la obtenemos del cuadro de tomas o de la gráfica de áreas – capacidades.

Empleando el gasto necesario entre dos tramos de canal, puede haber variaciones las cuales no ameriten cambios en las dimensiones del mismo, por tal motivo, para el diseño se utilizará el gasto adoptado, el cual en todos los casos será mayor que el gasto necesario.

Previo al diseño se dibuja el perfil del terreno a una escala adecuada, que generalmente es 1:100 vertical y 1:2,000 horizontal, para las elevaciones y cadenamientos respectivamente. Sobre el perfil se ubican las estructuras con que cuente el canal, como pueden ser las tomas, alcantarillas, sifones y puentes entre otras.

Los puntos de control serán las tomas, se les determinará la elevación de la superficie libre del agua para que puedan dominar toda el área de riego. Factores importantes que hay que considerar para definir la elevación o carga hidráulica son:

- En el área por regar, definir la elevación del terreno en el punto mas crítico, que generalmente es el mas alejado de la toma. A la elevación en dicho punto se le agregan 15 cm. con la finalidad de obtener la carga hidráulica mínima de riego.
- Considerar una pendiente hidráulica para la regadera, la cual multiplicada por la longitud de la misma mas los 15 cm., nos dará la elevación de la superficie libre del agua al pie de la toma. La pendiente depende de las condiciones del terreno pero se puede proponer una pendiente mínima de 0.0003, la longitud de la regadera varia entre 200 m. y 600 m. dependiendo de la textura del suelo.
- A la elevación anterior se le agrega una diferencia de nivel tal que permita tomar en cuenta la pérdida de carga de la toma. Con esto se obtendrá la elevación mínima del agua en el canal alimentador con respecto a la toma.

Lo anterior es cuando la pendiente de la regadera es mayor que la del terreno. Cuando la pendiente de la regadera es menor que la del terreno (como lo es en este caso), se hará lo siguiente:

- A la elevación a la salida de la toma se le agregan 6 cm.
- A la elevación anterior se adicionan las pérdidas de carga en la toma, que para el presente trabajo consideraremos el 1% de la cota a la salida mas los 6 cm., se hace esta consideración debido a que el área beneficiada es pequeña, que la topografía es sinuosa y que con dicho porcentaje se puede garantizar que la toma domine toda el área que le corresponda; lo anterior fue conciliado con personal de C.N.A.

Tomando en cuenta lo anterior podremos definir las rasantes del canal.

Una vez definida la carga hidráulica mínima en cada toma, se procederá al diseño de los canales partiendo de la última subdivisión hasta los canales laterales y de esta forma definir la elevación de la superficie mínima del agua en el canal principal.

El procedimiento para dimensionar la sección del canal es la siguiente:

- Sobre el perfil del canal marcar la superficie libre del agua necesaria, definida anteriormente en cada toma.
- Se unen estos puntos determinando la pendiente hidráulica.
- Con esta pendiente y con el gasto adoptado en cada tramo, se puede entrar a la tabla de secciones de canales y determinar las dimensiones del mismo en cada tramo. También existe un programa, el cual calcula las dimensiones del canal, únicamente hay que indicar la pendiente, coeficiente de rugosidad el cual depende del material de revestimiento, talud y base propuesta, se hacen varias iteraciones (tanteos) hasta obtener el gasto adoptado en cada tramo.

Determinadas las secciones del canal en cada tramo, se resta el tirante del mismo a la elevación de la superficie libre del agua, obteniendo de esta forma la rasante del canal.

Es importante mencionar que cuando el canal principal se localice sobre ladera, este será proyectado de tal forma que el tirante del agua quede enterrado en terreno firme.

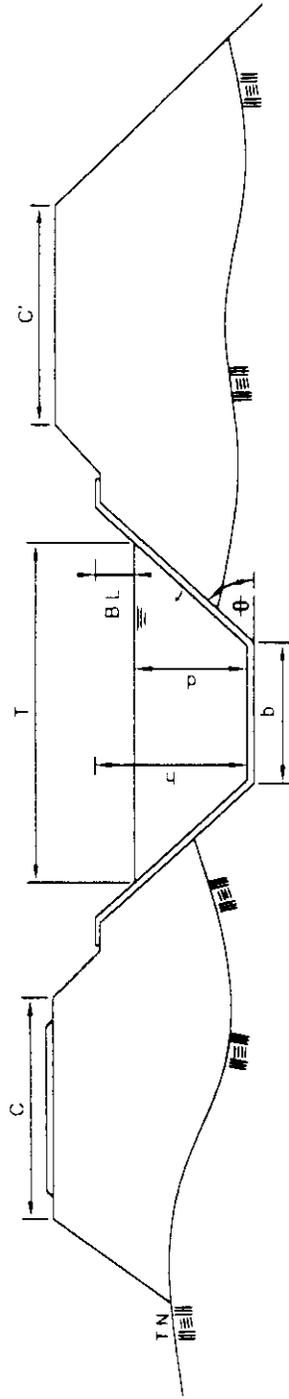
En canales abiertos, la sección mas empleada es la trapecial, debido a la facilidad de construcción, de operación, limpieza, conservación, así como la de satisfacer la capacidad de diseño.

Los componentes principales en este tipo de sección se muestran en la fig. III.1.

Las fórmulas a utilizar son :

- $T = b + 2td$
- $A = bd + td^2$
- $P = b + 2d (1 + t^2)^{1/2}$
- $Rh = A/P$
- $V = 1/n Rh^{2/3} s^{1/2}$
- $Q = AV$
- $V =$ velocidad media (m/seg)
- $n =$ coeficiente de rugosidad (adimensional)
- $Q =$ gasto (m^3 /seg)
- $T =$ ancho de la superficie libre del agua (m.)
- $d =$ tirante del agua (m.)
- $b =$ ancho de la plantilla (m.)
- $t =$ talud (adimensional)
- $s =$ pendiente (milésimas)
- $A =$ Área hidráulica (m^2)
- $Rh =$ Radio hidráulico (m.)
- $P =$ Perímetro mojado (m.)

COMPONENTES PRINCIPALES DE UN CANAL TRAPEZIAL.



DONDE:

- d = TIRANTE DEL AGUA
- b = ANCHO DE LA PLANTILLA
- B.L. = BORDO LIBRE
- h = ALTURA DEL CANAL
- T = ANCHO DE LA SUPERFICIE LIBRE DEL AGUA
- t = TALUD DEL CANAL
- C = ANCHO DE LA CORONA DEL BORDO CON CAMINO
- C' = ANCHO DE LA CORONA DEL BORDO SIN CAMINO
- ϕ = ANGULO DE INCLINACION DE LAS PAREDES LATERALES (TALUD)

FIG. III.1 COMPONENTES DE UN CANAL

Hay que tomar en cuenta que a menor perímetro mojado, mayor velocidad de escurrimiento ya que se tiene menor resistencia de fricción. El perímetro mojado es la zona del conducto que queda en contacto con el agua.

Cuando se va a diseñar un canal, generalmente se emplea el criterio de la sección óptima, en la cual se obtienen secciones mínimas para conducir un gasto determinado, lo cual se refleja en obras mas económicas. Siguiendo dicho criterio, las fórmulas a utilizar son:

- $d = 2^{1/4} (\text{sen } \theta / 2 - \text{cos } \theta)^{3/8} (Qn/s^{1/2})^{3/8}$
- $b = 2 (1 - \text{cos } \theta / \text{sen } \theta) d$

Donde:

- d; tirante (m)
- b; base del canal (m)
- Q; gasto de diseño (m³/seg)
- s; pendiente (milésimas)
- θ ; ángulo formado por el talud
- n; coeficiente de rugosidad (adimensional)

Talud recomendable de acuerdo al tipo de material

Material	Talud Recomendable (k)
Roca sana no estratificada	0 – 0.25
Roca estratificada ligeramente alterada	0.25 – 0.50
Roca alterada "tepetate duro"	1
Grava angulosa	1
Arcilla densa o tierra con revestimiento de concreto	0.50 – 1

Material	Talud Recomendable (k)
Suelo limo – arenoso con grava gruesa	1 – 1.50
Areniscas blandas	1.50 – 2
Limo – arcilloso	0.75 – 1
Limo – arenoso	1.50 – 2
Material poco estable arena y tierra arenosa	2
Arcilla saturada	3

En canales pequeños el problema de inestabilidad es menor, por tal motivo y por métodos constructivos, todos los canales se diseñan con taludes 1:1.

Los taludes exteriores de los bordos de los canales, serán de 1.5:1

Para la sección de máxima eficiencia, la relación viene dada por la siguiente expresión:

- $b/d = 2 \operatorname{tg} \theta/2$, cuyas variables se definieron anteriormente

La velocidad deberá estar comprendida entre dos límites, el primero o superior esta definido por su efecto erosivo y de operación, mientras que el segundo o inferior, lo limita la capacidad para depositar azolves o evitar el crecimiento de las plantas acuáticas.

La velocidad permisible en canales sin revestir depende de las características del material que forma la sección, así como de la cantidad y calidad de los sedimentos acarreados por el agua. Las velocidades recomendables se muestran a continuación:

Canales sin revestir	Velocidades	
	Mínima (m/seg)	Permisibles Máxima (m/seg)
Laterales pequeños	0.45	0.75
Principales	0.60	1.35

Según el tipo de material, la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles de E.U.A. (A.S.C.E.) recomienda las siguientes:

Material	Velocidades Permisibles	
	Mínima (m/seg)	Máxima (m/seg)
Arcilla	0.45	0.75
Arena	0.75	1.25
Grava	1.25	2.00

Para canales revestidos, las velocidades permisibles dependen del tipo de revestimiento, los valores recomendables son:

Material	Velocidad máxima (m/seg)
Material arcilloso compactado	1.25
Revestimiento asfáltico	1.50
Revestimiento de concreto sin refuerzo	2.50
Revestimiento de concreto reforzado	2.50 a 10.00
Revestimiento de mampostería	2.50
Revestimiento de concreto sin refuerzo en canales alojados en suelos de partículas finas y sin cohesión (arenas, limos)	1.50

La velocidad mínima recomendada es de 1.00 m/seg.

Otro factor importante durante el diseño es el coeficiente de rugosidad, el cual es la valuación de los factores que se oponen o tienden a retardar el escurrimiento, dichos factores dependen de lo siguiente:

- Rugosidad de la superficie al terminar la construcción
- Vegetación acuática
- Sedimentación y erosión
- Tipo de revestimiento

Los valores que generalmente se utilizan son:

Tipo de canal	Coeficiente de rugosidad (n)
Tierra	0.030
Mampostería	0.023
Concreto	0.017

Cabe mencionar que se pueden presentar casos en los que la variación de la capacidad del canal sea de importancia, por tal motivo será necesario recabar información del tipo de material donde será alojado el canal y determinar el coeficiente de rugosidad mas adecuado. Las siguientes tablas pueden ser de utilidad.

Canales en tierra	Coeficiente de Rugosidad (n)
Canal excavado en arcilla con depósitos de arena limpia.	0.025

Canales en tierra	Coefficiente de Rugosidad (n)
Canal excavado en arena fina o compacta.	0.025
Canal excavado en depósitos aluviales.	0.029
Canal excavado en arcilla.	0.030
Canal excavado en roca.	0.040

Canales en Mampostería	Coefficiente de Rugosidad (n)
De buena calidad.	0.020
De mala calidad.	0.025

Canales en Concreto	Coefficiente de Rugosidad (n)
Revestidos con losas de concreto con juntas suaves y superficie lisa.	0.012
Revestidos de concreto.	0.014
En concreto con tela metálica	0.014
Concreto lanzado neumáticamente acabado terso	0.017
Concreto lanzado neumáticamente acabado rugoso.	0.018
Concreto lanzado neumáticamente sobre la sección excavada en roca.	0.020

Para determinar el bordo libre y el ancho de la corona para los bordos del canal con camino y sin camino, es necesario saber el gasto que va a conducir el canal.

GASTO (m ³ /seg)	CANAL REVESTIDO		CANAL SIN REVESTIR	BORDO CON CAMINO	BORDO SIN CAMINO
	ESPESOR	BORDO	LIBRE (cm)	(m)	(m)
0 – 0.05	5	7.5	10.0	4.00	0.40
0.05 – 0.25	5	10.0	20.0	4.00	0.60
0.25 – 0.50	5	20.0	40.0	4.00	0.80
0.50 – 1.00	5	25.0	50.0	4.00	1.00
1.00 – 2.00	5	30.0	60.0	4.00	1.50
2.00 – 3.00	6	30.0	60.0	4.00	2.00
3.00 – 4.00	6	30.0	60.0	4.00	2.50
4.00 – 10.00	7	35.0	70.0	4.00	2.50
10.00 – 20.00	8	40.0	80.0	6.00	3.00
20.00 – 40.00	10	50.0	100.0	7.00	3.00

Tomando en cuenta los aspectos anteriores procederemos a diseñar los canales de la zona de estudio.

Datos:

- Revestimiento: Concreto simple.
- Coeficiente de Rugosidad: $n = 0.014$
- Talud: 1 : 1 (Recomendable para canales pequeños)
- Velocidad máxima permisible: 2.50 m/seg.
- Velocidad mínima recomendada: 1.00 m/seg

Las fórmulas a utilizar son las indicadas en párrafos anteriores; el cuadro de tomas así como la gráfica de áreas – capacidades se mencionaron en el capítulo II, los cuadros de características hidráulicas se indican a continuación.

Canal Principal Derecha.

Est. (km)	Pendiente (s)	Q (Lt/seg.)	B (m.)	d (m.)	V (m/seg)	A (m ²)	P (m.)	Rh (m.)	T (m.)	B.L. (m.)	h (m.)	t
0+040.000	0.1560	50	0.30	0.046	3.133	0.016	0.430	0.037	0.392	0.10	0.15	1:1
0+300.000	0.0130	50	0.30	0.095	1.330	0.038	0.569	0.066	0.490	0.10	0.19	1:1
0+420.000	0.0130	50	0.30	0.095	1.330	0.038	0.569	0.066	0.490	0.10	0.19	1:1
0+574.208	0.0130	50	0.30	0.095	1.330	0.038	0.569	0.066	0.490	0.10	0.19	1:1
0+680.000	0.0036	50	0.30	0.135	0.836	0.059	0.682	0.086	0.570	0.10	0.23	1:1
0+760.000	0.0036	50	0.30	0.135	0.836	0.059	0.682	0.086	0.570	0.10	0.23	1:1
1+040.000	0.0036	50	0.30	0.135	0.836	0.059	0.682	0.086	0.570	0.10	0.23	1:1
1+189.250	0.0036	50	0.30	0.135	0.836	0.059	0.682	0.086	0.570	0.10	0.23	1:1
1+300.000	0.0347	50	0.30	0.071	1.868	0.026	0.501	0.053	0.442	0.10	0.17	1:1
1+600.000	0.0167	50	0.30	0.088	1.449	0.034	0.549	0.062	0.476	0.10	0.19	1:1
1+656.287	0.0220	50	0.30	0.082	1.604	0.031	0.532	0.059	0.464	0.10	0.18	1:1

Canal Lateral 0+574.208

Est. (km)	Pendiente (s)	Q (Lt/seg.)	B (m.)	d (m.)	V (m/seg)	A (m ²)	P (m.)	Rh (m.)	T (m.)	B.L. (m.)	h (m.)	t
0+040.000	0.0592	50	0.30	0.061	2.251	0.022	0.473	0.047	0.422	0.10	0.16	1:1
0+379.759	0.0299	50	0.30	0.075	1.784	0.028	0.512	0.055	0.450	0.10	0.17	1:1

Canal Lateral 1+189.250

Est. (km)	Pendiente (s)	Q (Lt/seg.)	B (m.)	d (m.)	V (m/seg)	A (m ²)	P (m.)	Rh (m.)	T (m.)	B.L. (m.)	h (m.)	t
0+080.000	0.0610	50	0.30	0.061	2.285	0.022	0.473	0.047	0.422	0.10	0.16	1:1
0+300.000	0.0161	50	0.30	0.090	1.439	0.035	0.555	0.063	0.480	0.10	0.19	1:1
0+440.000	0.0161	50	0.30	0.090	1.439	0.035	0.555	0.063	0.480	0.10	0.19	1:1
0+600.000	0.0034	50	0.30	0.140	0.827	0.062	0.696	0.089	0.580	0.10	0.24	1:1
0+660.000	0.0028	50	0.30	0.145	0.764	0.065	0.710	0.091	0.590	0.10	0.24	1:1
0+920.000	0.0095	50	0.30	0.105	1.196	0.043	0.597	0.071	0.510	0.10	0.20	1:1
1+080.000	0.0029	50	0.30	0.145	0.777	0.065	0.710	0.091	0.590	0.10	0.24	1:1
1+117.149	0.0029	50	0.30	0.145	0.777	0.065	0.710	0.091	0.590	0.10	0.24	1:1

Canal Principal Izquierda

Est. (km)	Pendiente (s)	Q (Lt/seg.)	B (m.)	d (m.)	V (m/seg)	A (m ²)	P (m.)	Rh (m.)	T (m.)	B.L. (m.)	h (m.)	t
0+100.000	0.1496	50	0.30	0.047	3.105	0.016	0.433	0.038	0.394	0.10	0.15	1:1
0+400.000	0.0139	50	0.30	0.095	1.375	0.038	0.569	0.066	0.490	0.10	0.19	1:1
0+640.000	0.0139	50	0.30	0.095	1.375	0.038	0.569	0.066	0.490	0.10	0.19	1:1
0+900.000	0.0046	50	0.30	0.130	0.927	0.056	0.668	0.084	0.560	0.10	0.23	1:1
1+480.000	0.0102	50	0.30	0.100	1.209	0.040	0.583	0.069	0.500	0.10	0.20	1:1
1+686.742	0.0014	50	0.30	0.180	0.602	0.086	0.809	0.107	0.660	0.10	0.28	1:1

Como se puede apreciar, en los canales principales hay tramos en los que no se cumple con las velocidades máximas y mínimas recomendadas. Otro inconveniente que se presenta en esta alternativa es que resultaría muy difícil la ejecución de la obra por las condiciones topográficas de la

zona (muy sinuoso y de difícil acceso); además de que los usuarios muestran cierto recelo en el uso de un sistema de riego por canales, debido principalmente a que es una zona donde en época de lluvia los deslaves son muy frecuentes, los cuales podrían ocasionar daños a los mismos.

Lo anterior se vería reflejado en un mayor índice de trabajos de conservación y mantenimiento a corto plazo

La siguiente alternativa de análisis es el empleo de tubería, del resultado de ésta podremos elegir la que mejor satisfaga las necesidades en cuanto a costo y factibilidad de ejecución. Es importante mencionar que para las tuberías que trabajen por gravedad, el factor principal es la carga con que se disponga para poder llegar a las tomas más alejadas.

III.2.- TUBERÍAS.

La energía que mueve el fluido dentro de una tubería puede ser de tipo gravitacional (un embalse o tanque) o mecánica (una bomba). A lo largo de la tubería hay pérdidas por fricción y por diversos accesorios, las cuales pueden ser por las siguientes causas: pérdidas por entrada, por salida, por súbito ensanchamiento del tubo, pérdidas por obstrucción y por cambio de dirección en la circulación.

En cada caso en particular, las pérdidas que tienen mayor valor se les denomina "pérdidas principales", y los valores pequeños "pérdidas secundarias"; cuando la diferencia entre valores mayores y menores es muy grande, los últimos se desprecian.

Pérdida de carga por fricción.- La pérdida de carga por fricción representa las condiciones y características de una tubería, tales como el material de que esta construido el tubo, su estado en un momento dado, la longitud del mismo, su diámetro y la velocidad de circulación.

La carga por fricción es proporcional a la longitud de la tubería, a mayor longitud mayores pérdidas, a menor longitud menores pérdidas.

La carga por fricción es inversamente proporcional al diámetro del tubo, a mayor diámetro menores pérdidas, a menor diámetro mayores pérdidas.

De las fórmulas mas empleadas para determinar las pérdidas por fricción son la de Darcy y la de Manning

La expresión de Darcy es la siguiente:

$$- H_f = f L/D V^2/2g$$

Donde:

- H_f , es la pérdida de carga por fricción (m.)
- f , coeficiente (adimensional)
- L , es la longitud de la tubería (m.)
- D , diámetro del tubo (m.)
- V , velocidad en el tubo (m/seg.)
- g , gravedad (9.81 m/seg.²)

La fórmula de Manning es la siguiente:

$$- H_f = kLQ^2$$
$$- k = 10.3 n^2/D^{16/3}$$

Donde:

- H_f = pérdida de carga por fricción. (m.)
- k = coeficiente (adimensional)
- L = longitud de tubería (m.)
- Q = gasto (m³/seg.)
- D = diámetro del tubo (m.)
- n = coeficiente de rugosidad (adimensional)

Gradiente hidráulico.- Se conoce también como pendiente hidráulica o línea piezométrica, es la recta que representa el trazado de la línea de trabajo normal menos las pérdidas por fricción.

Si en un punto dado de la tubería se inserta un tubo, el agua penetrará y ascenderá hasta un nivel determinado, esa altura se denomina altura piezométrica, misma que nos dará la medida de presión para ese punto.

- $G_H = H_f/L$

Donde:

- G_H = gradiente hidráulico (adimensional)
- H_f = pérdida por fricción (m.)
- L = longitud de la tubería (m.)

Pérdida de carga por entrada.- Dicha pérdida es menor conforme se facilite la entrada del líquido, se calcula por la siguiente expresión:

- $H_e = k_e V^2/2g$

Donde:

- H_e = pérdida de carga por entrada (m.)
- K_e = coeficiente (adimensional)
- V = velocidad (m/seg.)
- g = gravedad (9.81 m/seg.²)

Valores del coeficiente k_e

- Para entrada con aristas en ángulo recto, $k_e = 0.50$
- Para entrada con aristas ligeramente redondas, $k_e = 0.23$
- Para entrada con aristas abocinadas, $k_e = 0.04$

Pérdida de carga por salida.- Son los casos, como un sifón invertido, la descarga en un depósito y salida del mismo, se puede calcular por la fórmula:

- $H_s = 0.1 (V_2^2 - V_1^2 / 2g)$

Donde:

- H_s = Pérdida de carga por salida (m.)

- V_1 = Velocidad de entrada (m/seg.)
- V_2 = Velocidad de salida (m/seg.)
- g = gravedad (9.81 m/seg.²)

Pérdida por brusco ensanchamiento de la sección.- Cuando en un punto dado la tubería cambia bruscamente de diámetro de menor a mayor, produce turbulencias y como resultado pérdida de carga. dicha pérdida se calcula por la fórmula:

- $H_T = 0.058 (V_1 - V_2)^{1.919}$, para cuando se conocen las velocidades.

Donde:

- H_T = Pérdida por brusco ensanchamiento de la sección (m.)
- V_1 = Velocidad de entrada (m/seg.)
- V_2 = Velocidad en el diámetro mayor (m/seg.)

Pérdida por ampliación gradual.- Cuando el aumento de sección es gradual se resuelve por la fórmula:

- $H_g = \lambda V^2 / 2g$

Donde:

- H_g = Pérdida por ampliación gradual de la sección (m.)
- λ = Coeficiente
- V = Velocidad de entrada (m/seg.)
- g = gravedad (9.81 m/seg.²)
- d_1 = Diámetro menor. (m.)
- d_2 = Diámetro mayor. (m.)

Valores de μ el calculo de pérdida por ampliación gradual.

d_2/d_1	2°	4°	6°	8°	10°	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°	50°	60°
1.1	0.01	0.01	0.01	0.02	0.03	0.05	0.10	0.13	0.16	0.18	0.19	0.20	0.21	0.23
1.1	0.02	0.02	0.02	0.03	0.04	0.09	0.16	0.21	0.25	0.29	0.31	0.33	0.35	0.37
1.4	0.02	0.03	0.03	0.04	0.06	0.12	0.23	0.30	0.36	0.41	0.44	0.47	0.50	0.53
1.6	0.03	0.03	0.04	0.05	0.07	0.14	0.26	0.35	0.42	0.47	0.51	0.54	0.57	0.61
1.8	0.03	0.04	0.04	0.05	0.07	0.15	0.28	0.37	0.44	0.50	0.54	0.58	0.61	0.65
2.0	0.03	0.04	0.04	0.05	0.07	0.16	0.29	0.38	0.46	0.52	0.56	0.60	0.63	0.68
2.5	0.03	0.04	0.04	0.05	0.08	0.16	0.30	0.39	0.48	0.54	0.58	0.62	0.65	0.70
3.0	0.03	0.04	0.04	0.05	0.08	0.16	0.31	0.40	0.48	0.55	0.59	0.63	0.66	0.71
∞	0.03	0.05	0.05	0.06	0.08	0.16	0.31	0.40	0.49	0.56	0.60	0.64	0.67	0.72

Pérdida por reducción brusca de la sección.- La solución se encuentra en la relación diámetro. velocidad en el tubo de menor sección y se resuelve por la fórmula:

- $H_n = \mu (V^2 / 2g)$
- $\mu = (1 / m\lambda - 1)^2 ; \lambda = A_0 / A ; m = 0.82 - 0.04 L / D$

Donde:

- H_n = Pérdida por reducción brusca de la sección (m.)
- μ = Coeficiente (adimensional)
- V = Velocidad (m/seg.)
- m = Coeficiente de contracción reducida (adimensional)
- λ = Razón
- A_0 = Sección reducida (m^2)
- A = Sección normal (m^2)

- L = Longitud del tubo del diámetro menor (m.)
- D = Diámetro menor (m.)

Pérdida por desviación brusca.- Se calcula por la fórmula:

$$H_D = \beta V^2 / 2g$$

Θ	20°	40°	60°	80°	90°	100°	120°
B	0.046	0.139	0.364	0.740	0.980	1.26	1.86

También se puede calcular por la siguiente expresión:

$$H_D = C (\theta/90^\circ) (V^2/2g)$$

Donde:

- H_D = Pérdida por desviación brusca (m.)
- C = Coeficiente de valor 0.25 (adimensional)
- β = Coeficiente angular (adimensional)
- θ = Angulo de desviación (grados)
- V = Velocidad (m/seg.)
- g = Gravedad (9.81 m/seg.²)

Los parámetros empleados para el diseño de las tuberías en la zona de riego de "agua caliente" son los siguientes:

Se propone tubería de polietileno de alta densidad (PAD), ya que es la que más se adapta a las condiciones del terreno. La flexibilidad de dicho tubo le permite ser curvado sobre, debajo y alrededor de obstáculos, así como también hacer elevaciones y cambios de dirección. En algunos casos la flexibilidad del tubo permite eliminar conexiones y reducir y reducir los costos de instalación.

La fórmula para calcular las pérdidas por fricción que utilizaremos es la de Manning: $H_f = kLQ^2$

Donde.

- H_f = Pérdidas por fricción (m.)
- k = Constante que depende del coeficiente de rugosidad (adimensional)
- L = Longitud del tramo considerado (m.)
- Q = Gasto de diseño en el tramo considerado ($m^3/seg.$)

Coeficiente de rugosidad $n = 0.009$

La línea piezométrica debe estar por encima del terreno natural, hasta donde sea posible, en por lo menos un metro, con el fin de tener carga suficiente en las tomas.

La velocidad mínima será de 0.50 m/seg. y la máxima de 5 m/seg.

Generalmente, en las redes de distribución las pérdidas localizadas se estiman entre un 10% y un 15% de las pérdidas por fricción. Para el presente trabajo, debido a que la zona de riego es pequeña, y que el material empleado en la tubería propuesta reduce el número de piezas especiales, para las pérdidas localizadas consideraremos un 10% de las pérdidas por fricción.

El agua se suministrará a las tomas por medio de válvulas de compuerta, la cual estará complementada por las siguientes piezas: 1 tee o silleta de derivación y 2 codos de 90°

Las válvulas estarán completamente abiertas para mayor facilidad de manejo y tener menores pérdidas de carga.

La expresión a utilizar para determinar las pérdidas por accesorios en cada toma es la siguiente:

$$H_m = k_m v^2 / 2g$$

Donde:

- H_m = Pérdida por accesorio (m.)
- k_m = Coeficiente por accesorio (adimensional)
- v = Velocidad en la tubería (m/seg.)
- g = Aceleración de la gravedad ($9.81 m/seg^2$)

La siguiente tabla muestra los valores de k_m para diferentes accesorios.

DIAMETRO NOMINAL EN PULGADAS												
	1/2	1/4	1	1 1/2	2	3	4	5	6	8-10	12-16	18-24
Válvula de compuerta abierta	0.22	0.20	0.18	0.16	0.15	0.14	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	0.10
Válvula de globo abierta	9.20	8.50	7.80	7.10	6.50	6.10	5.80	5.40	5.10	4.80	4.40	4.10
Codo estandar	0.80	0.75	0.69	0.63	0.57	0.54	0.51	0.48	0.45	0.42	0.39	0.36
Semicodo estándar	0.43	0.40	0.37	0.34	0.30	0.29	0.27	0.26	0.24	0.22	0.21	0.19
Tee en sentido recto	0.54	0.50	0.46	0.42	0.38	0.36	0.34	0.32	0.30	0.28	0.26	0.24
Tee en sentido lateral	1.62	1.50	1.38	1.26	1.14	1.08	1.02	0.96	0.90	0.84	0.78	0.72

Se tomará el mismo coeficiente para la tee y la silleta en la derivación de cada toma.

Radio de flexión permitida en tubería de polietileno de alta densidad.

R_D	Radio Mínimo de Flexión Permitida
32.5	40 veces el diámetro
26	35 veces el diámetro

R_D = Es la relación entre espesor de pared y diámetro exterior del tubo.

Se seleccionó este R_D debido a que la presión de trabajo no es significativo.

Las secciones tipo para zanjas en tubería se muestran en la siguiente tabla:

Diámetro (mm)	Nominal (Pulg.)	Ancho (cm.)	Prof. (cm)
50.8	2	55	70
76.2	3	60	100
101.6	4	60	100
152.4	6	70	110
203.2	8	75	115
254.0	10	80	120

Para calcular el diámetro tentativo de la tubería utilizaremos la fórmula siguiente:

$$D = (3.21 Qn / S^{1/2})^{3/8}$$

Donde:

- D = Diámetro (m.)
- Q = Gasto (m³ / seg.)
- n = Coeficiente de rugosidad (adimensional)
- S = Pendiente (adimensional)

El diámetro definitivo depende del comportamiento que tenga la línea piezométrica, se trató en lo posible de tener un mínimo de pérdidas con el diámetro seleccionado.

La red de distribución quedó comprendida de la siguiente manera:

- Línea Principal Derecha: 1.656 km.
- Línea Lateral 0+574.208: 0.379 km
- Línea Lateral 1+189.250: 1.117 km
- Línea Principal Izquierda: 1.686 km

El cuadro de tomas para esta alternativa quedó como sigue:

Línea Principal Derecha.

ESTACION	TIPO DE TOMA	SUPERFICIE REGADA (Ha)	SUPERFICIE ACUMULADA (Ha)	COEF. UNITARIO DE RIEGO (Lt/seg/Ha)	GASTO (Lt/seg.)
0+040.000	DT	1-75-15	35-99-42	1.2	43.19
0+300.000	DT	0-89-44	34-24-27	1.2	41.09
0+420.000	TI	3-44-09	33-34-83	1.2	40.02
0+574.208	TL	8-36-88	29-90-74	1.2	35.89
0+680.000	TI	0-04-97	21-53-86	1.2	25.85
0+760.000	TI	3-72-67	21-48-89	1.2	25.79
1+040.000	TI	2-54-04	17-76-22	1.2	21.31
1+189.250	TL	9-83-80	15-22-18	1.2	18.27
1+300.000	TI	2-68-32	5-38-38	1.2	6.46
1+600.000	TI	0-72-67	2-70-06	1.2	3.24
1+656.287	TF	1-97-39	1-97-39	1.2	2.37

ESTA COPIA NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

Línea Lateral 0+574.208

ESTACION	TIPO DE TOMA	SUPERFICIE REGADA (Ha)	SUPERFICIE ACUMULADA (Ha)	COEF. UNITARIO DE RIEGO (Lt/seg/Ha)	GASTO (Lt/seg.)
0+040.000	TD	0-39-75	8-36-88	1.2	10.04
0+379.759	TF	7-97-13	7-97-13	1.2	9.57

Línea Lateral 1+189.250

ESTACION	TIPO DE TOMA	SUPERFICIE REGADA (Ha)	SUPERFICIE ACUMULADA (Ha)	COEF. UNITARIO DE RIEGO (Lt/seg/Ha)	GASTO (Lt/seg.)
0+080.000	DT	4-82-57	9-83-80	1.2	11.81
0+300.000	TD	0-57-17	5-01-23	1.2	6.02
0+440.000	TD	0-65-83	4-44-09	1.2	5.33
0+600.000	TD	0-11-80	3-78-26	1.2	4.54
0+660.000	TD	0-70-19	3-66-46	1.2	4.40
0+920.000	TD	1-39-75	2-96-27	1.2	3.56
1+080.000	TD	0-54-66	1-56-52	1.2	1.88
1+117.149	TF	1-01-86	1-01-86	1.2	1.22

Línea Principal Izquierda

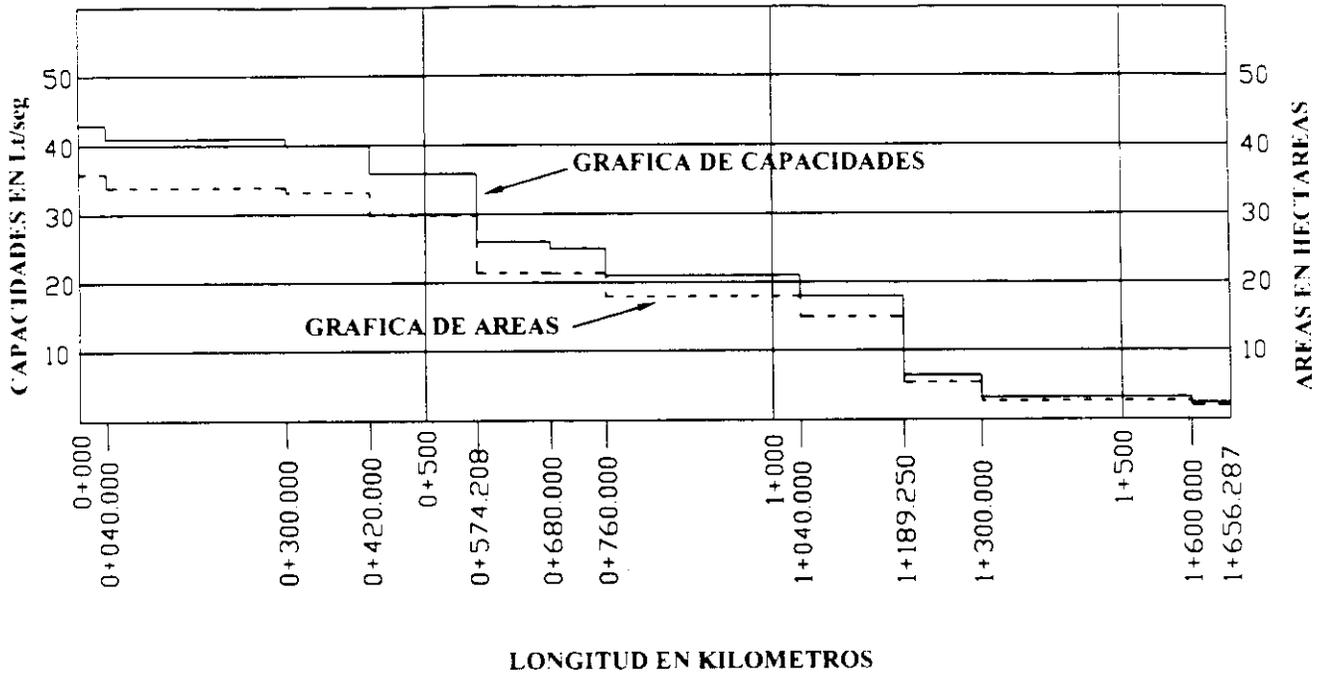
ESTACION	TIPO DE TOMA	SUPERFICIE REGADA (Ha)	SUPERFICIE ACUMULADA (Ha)	COEF. UNITARIO DE RIEGO (Lt/seg/Ha)	GASTO (Lt/seg.)
0+100.000	TD	3-56-75	12-70-64	1.2	15.25
0+400.000	TD	0-91-30	9-13-89	1.2	10.97
0+640.000	TD	1-32-92	8-22-59	1.2	9.87
0+900.000	TD	3-39-36	6-89-67	1.2	8.28
1+480.000	TD	1-72-67	3-50-31	1.2	4.20
1+686.742	TF	1-77-64	1-77-64	1.2	2.13

A continuación se presenta el análisis de cada una de las líneas que componen el área de estudio

LOCALIDAD: AGUA CALIENTE

MUNICIPIO: ACAPULCO.GRO.

LINEA PRINCIPAL DERECHA



LINEA PRINCIPAL IZQUIERDA

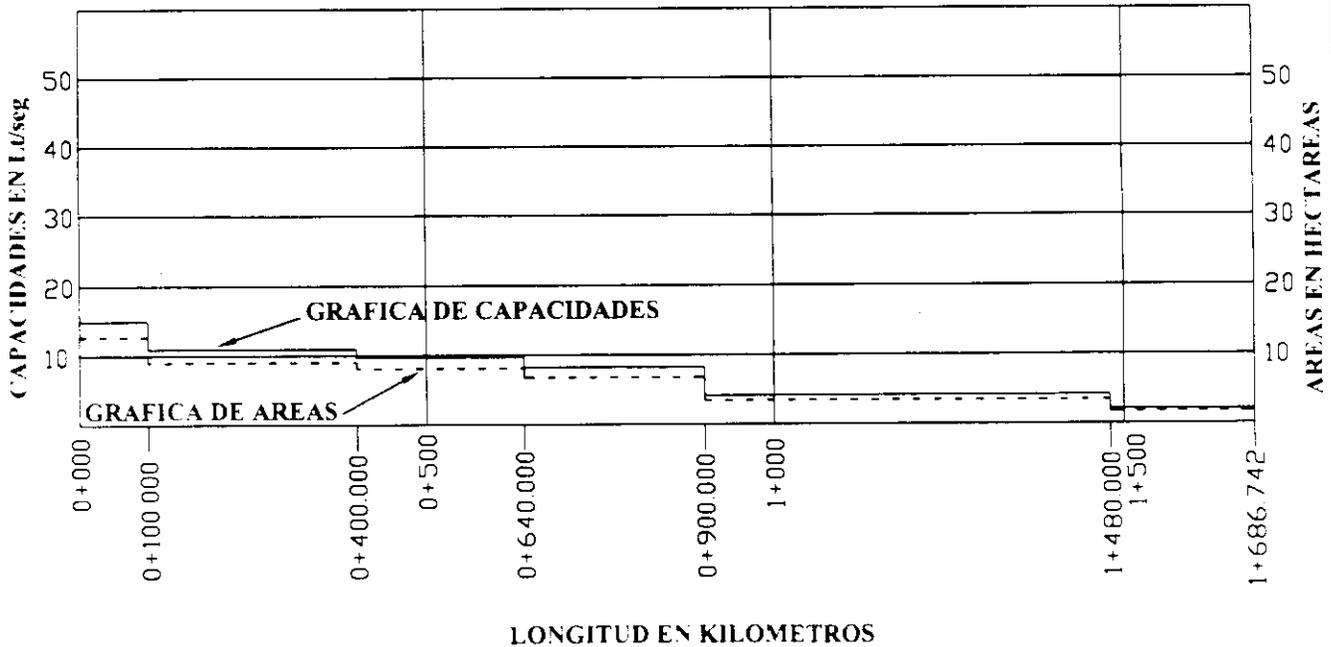


FIGURA III.2 GRAFICAS DE AREAS-CAPACIDADES (TUBERIAS)

FORMULA DE MANNING

$H_f = KLQ^2$

DONDE

H_f = PERDIDA POR FRICCION EN m.

k= CONSTANTE

L= LONGITUD EN m.

Q= GASTO EN m³/seg

n= COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

D= DIAMETRO DE LA TUBERIA EN m.

$k = 10.3 n^2 / (D^{16/3})$

PULG.	DIAMETRO		n=0.009		n= 0.010		n= 0.011		n= 0.012		n= 0.013		n= 0.014		n= 0.015		n= 0.016	
	m.		k	k	k	k	k	k	k	k	k	k	k	k	k	k	k	k
1/2	0.013	9,553.264	60	11,798.396	33	14,318.442	15	16,953.035	50	19,931.217	48	23,138.602	52	26,575.028	64	30,240.549	83	
3/4	0.019	1,261.724	66	1,558.245	08	1,891.074	13	2,239.031	77	2,632.375	19	3,055.975	79	3,509.833	59	3,993.948	56	
1	0.025	292.631	58	361.403	51	438.596	49	519.298	25	610.529	82	708.771	93	817.543	86	926.315	79	
1 1/4	0.032	77.943	93	96.261	68	116.822	43	138.317	75	162.616	82	188.785	05	216.822	43	246.728	97	
1 1/2	0.038	31.353	38	38.721	80	46.992	48	55.639	10	65.413	53	75.939	85	87.218	05	99.248	12	
2	0.051	6.515	63	8.046	88	9.765	63	11.562	50	13.593	75	15.781	25	18.125	78	20.625	00	
2 1/2	0.064	1.944	06	2,400	93	2,913	75	3,449	88	4,055	94	4,708	62	5,407	93	6,153	85	
3	0.076	779.44	161	962.62	62	1,168.22	18	1,383.18	286.82	337.21	391.47	449.61	511.63	589.79	661.12	746.88	83	
4	0.102	192.61	63	237.9	199.61	242.25	28.87	34.18	40.18	46.65	53.58	60.97	69.7	78.1	87.2	96.3	105.4	
6	0.152	4.11	19	5.07	23	6.16	28	7.29	8.57	9.95	11.43	13.00	14.7	16.5	18.4	20.3	22.2	
8	0.203	1.24	4	1.54	5.07	1.87	2.21	2.60	3.01	3.46	3.94	4.43	4.93	5.44	5.96	6.49	7.03	
10	0.254	0.46854	0.20593	0.10208	0.05416	0.03088	0.01165	0.00355	0.00135	0.00059	0.00029	0.00015	0.00007	0.00004	0.00002	0.00001	0.00000	
12	0.305	0.20593	0.10208	0.05416	0.03088	0.01165	0.00355	0.00135	0.00059	0.00029	0.00015	0.00007	0.00004	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000	
14	0.356	0.10208	0.05416	0.03088	0.01165	0.00355	0.00135	0.00059	0.00029	0.00015	0.00007	0.00004	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000	0.00000	
16	0.406	0.05416	0.03088	0.01165	0.00355	0.00135	0.00059	0.00029	0.00015	0.00007	0.00004	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
18	0.457	0.03088	0.01165	0.00355	0.00135	0.00059	0.00029	0.00015	0.00007	0.00004	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
20	0.508	0.01165	0.00355	0.00135	0.00059	0.00029	0.00015	0.00007	0.00004	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
24	0.61	0.00355	0.00135	0.00059	0.00029	0.00015	0.00007	0.00004	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
30	0.762	0.00135	0.00059	0.00029	0.00015	0.00007	0.00004	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
36	0.914	0.00059	0.00029	0.00015	0.00007	0.00004	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
42	1.067	0.00029	0.00015	0.00007	0.00004	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
48	1.219	0.00015	0.00007	0.00004	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	
54	1.372	0.00007	0.00004	0.00002	0.00001	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	0.00000	

TABLA III.1 COEFICIENTE K PARA LA FORMULA DE MANNING

LOCALIDAD: AGUA CALIENTE

LINEA PRINCIPAL DERECHA

EST	GASTO		DIAMETRO		LONG M	K	VEL M/seg	PERDIDAS			ELEV T N M	ELEV PIEZ M	CARGA DISP M	PERD POR TOMA M	CARGA DISP NETA M
	L/seg	M3/seg	PULG	M				FRICCION	LOCALES	TOTAL					
0+040 000	43 19	0 0432	8 00	0 203	40 000	4 11	1 33	0 307	0 031	0 337	54 496	60 400	5 904	0 111	5 792
0+300 000	41 09	0 0411	8 00	0 203	260 000	4 11	1 27	1 804	0 180	1 985	43 100	58 415	15 315	0 101	15 214
0+420 000	40 02	0 0400	8 00	0 203	120 000	4 11	1 23	0 790	0 079	0 869	43 600	57 546	13 946	0 095	13 851
0+574 208	35 89	0 0359	6 00	0 152	154 208	19 26	1 97	3 825	0 383	4 208	47 591	53 338	5 747	0 135	5 747
0+680 000	25 85	0 0258	6 00	0 152	105 792	19 26	1 42	1 361	0 136	1 497	48 700	51 841	3 141	0 134	3 006
0+760 000	25 79	0 0258	6 00	0 152	80 000	19 26	1 41	1 025	0 102	1 127	48 200	50 714	2 514	0 092	2 379
1+040 000	21 32	0 0213	6 00	0 152	280 000	19 26	1 17	2 450	0 245	2 695	47 000	48 019	1 019	0 092	0 927
1+189 250	16 27	0 0183	6 00	0 152	149 250	19 26	1 00	0 959	0 096	1 055	45 410	46 964	1 554	0 049	1 554
1+300 000	6 46	0 0065	4 00	0 102	110 750	161 63	0 80	0 747	0 075	0 822	41 500	46 142	4 642	0 041	4 593
1+600 000	3 24	0 0032	3 00	0 076	300 000	779 44	0 71	2 456	0 246	2 702	36 500	43 440	6 940	0 041	6 899
1+656 287	2 37	0 0024	3 00	0 076	56 287	779 44	0 52	0 246	0 025	0 271	35 256	43 169	7 913	0 022	7 892

n 0 009 POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD

EN TOMAS LATERALES NO SE CONSIDERAN PERDIDAS POR TOMA DIRECTA

ELEV EN 0+000 000 : 60 7 37 m.

PERDIDAS POR FRICCION $H_f = K1q^2$

PERDIDAS POR ACCESORIOS EN LA TOMA $H_m = km (V/2g)$

DONDE

k : COEFICIENTE DE MANNING (ADIMENSIONAL)

L : LONGITUD (METROS)

Q : GASTO (M3/seg)

km : COEFICIENTE (ADIMENSIONAL)

V : VELOCIDAD (M/seg)

g : ACCELERACION DE LA GRAVEDAD (9 81 M/seg)

COEFICIENTES km PARA PERDIDAS EN LA TOMA

VALV DE COMP 8" : 0 11

VALV DE COMP 6" : 0 12

VALV DE COMP 4" : 0 14

VALV DE COMP 3" : 0 14

CODO 90° 8"(2PZAS) : 0 42

CODO 90° 6"(2 PZAS) : 0 45

CODO 90° 4"(2 PZAS) : 0 51

CODO 90° 3"(2 PZAS) : 0 54

SILLETA O TEE 8" : 0 28

SILLETA O TEE 6" : 0 30

SILLETA O TEE 4" : 0 34

SILLETA O TEE 3" : 0 36

EST	PERDIDA VALVULA	PERDIDA CODO	PERDIDA TEE O SILETA	TOTAL
0+040 000	0 010	0 076	0 025	0 111
0+300 000	0 009	0 069	0 023	0 101
0+420 000	0 009	0 065	0 022	0 095
0+574 208	0 012	0 092	0 031	0 135
0+680 000	0 012	0 092	0 031	0 134
0+760 000	0 008	0 063	0 021	0 092
1+040 000	0 005	0 033	0 011	0 049
1+189 250	0 004	0 028	0 009	0 041
1+300 000	0 002	0 015	0 005	0 022
1+600 000	0 002	0 015	0 005	0 022
1+656 287	0 002	0 015	0 005	0 022

LINEA LATERAL 0+574.208 DE LINEA PRINCIPAL DERECHA

LOCALIDAD: AGUA CALIENTE

EST.	GASTO		DIAMETRO		K	VEL M/seg	PERDIDAS		ELEV T N M	ELEV PIEZ M	CARGA DISP M	PERD POR TOMA M	CARGA DISP M	CARGA DISP NETA M
	L/seg	M3/seg	PULG.	M			FRICCIÓN	LOCALES						
0+040.000	10.04	0.0100	4.00	0.102	161.63	1.24	0.652	0.065	45.190	52.621	7.431	0.117	7.431	7.313
0+379.759	9.57	0.0096	4.00	0.102	161.63	1.18	5.025	0.503	35.047	47.093	12.046	0.106	12.046	11.940

n : 0.009 POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD

ELEV PIEZ 0+000.000 : 53.338 m.

COEFICIENTES km PARA PERDIDAS EN LA TOMA

VALV. DE COMP. 4" : 0.14

CODO 90° 4"(2 PZAS): 0.51

SILLETA O TEE 4" : 0.34

PERDIDAS POR FRICCIÓN. $H_f = K \cdot l \cdot q^2$
 PERDIDAS POR ACCESORIOS EN LA TOMA. $H_m = k \cdot m \cdot (V/2g)$
 DONDE

k : COEFICIENTE DE MANNING (ADIMENSIONAL)

L : LONGITUD (METROS)

Q : GASTO (M3/seg)

km : COEFICIENTE (ADIMENSIONAL)

V : VELOCIDAD (M/seg)

g : ACELERACION DE LA GRAVEDAD (9.81 M/seg)

EST	PERDIDA VALVULA	PERDIDA CODO	PERDIDA TEE O SILLETA	TOTAL
0+040.000	0.011	0.080	0.027	0.117
0+379.759	0.010	0.072	0.024	0.106

LOCALIDAD: AGUA CALIENTE

LINEA LATERAL 1+189.250 DE LINEA PRINCIPAL DERECHA

EST.	GASTO		DIAMETRO		LONG. M	K	VEL M/seg	FRICCION	PERDIDAS		ELEV T N M	ELEV PIEZ M	CARGA DISP M	PERD POR TOMA M	CARGA DISP M
	L/seg	M3/seg	PULG	M					LOCALES	TOTAL					
0+080 000	11.81	0.0118	4.00	0.102	80 000	161.63	1.46	1.802	0.180	1.982	40.469	44.981	4.512	0.162	4.350
0+300 000	6.02	0.0060	4.00	0.102	220 000	161.63	0.74	1.287	0.129	1.415	34.447	43.566	9.119	0.042	9.077
0+440 000	5.33	0.0053	4.00	0.102	140 000	161.63	0.66	0.643	0.064	0.707	34.701	42.859	8.158	0.033	8.125
0+600 000	4.54	0.0045	4.00	0.102	160 000	161.63	0.56	0.533	0.053	0.586	34.207	42.273	8.066	0.024	8.042
0+660 000	4.40	0.0044	4.00	0.102	60 000	161.63	0.54	0.187	0.019	0.206	34.046	42.067	8.021	0.022	7.998
0+920 000	3.56	0.0036	3.00	0.076	260 000	779.44	0.78	2.561	0.256	2.817	31.526	39.250	7.724	0.049	7.675
1+080 000	1.88	0.0019	2.00	0.051	160 000	6,515.63	0.93	3.677	0.368	4.044	30.665	35.205	4.540	0.073	4.467
1+117 149	1.22	0.0012	2.00	0.051	37 149	6,515.63	0.60	0.361	0.036	0.398	30.988	34.808	3.820	0.031	3.789

n 0.009 POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD

ELEV PIEZ 0+000 000 46.964 m

COEFICIENTES km PARA PERDIDAS EN LA TOMA

- VALV DE COMP 4" : 0.14
- VALV DE COMP 3" : 0.14
- VALV DE COMP 2" : 0.15
- CODO 90° 4"(2 PZAS) : 0.51
- CODO 90° 3"(2 PZAS) : 0.54
- CODO 90° 2"(2 PZAS) : 0.57
- SILLETA O TEE 4" : 0.34
- SILLETA O TEE 3" : 0.36
- SILLETA O TEE 2" : 0.38

PERDIDAS POR FRICCION: $H_f = K l Q^2$
 PERDIDAS POR ACCESORIOS EN LA TOMA: $H_m = k m (V^2/2g)$
 DONDE:

- k : COEFICIENTE DE MANNING (ADIMENSIONAL)
- L : LONGITUD (METROS)
- Q : GASTO (M3/seg)

km COEFICIENTE (ADIMENSIONAL)

V : VELOCIDAD (M/seg)

g : ACELERACION DE LA GRAVEDAD (9.81 M/seg)

EST	PERDIDA VALVULA	PERDIDA CODO	PERDIDA TEE O SILLETA	TOTAL
0+080 000	0.015	0.110	0.037	0.162
0+300 000	0.004	0.029	0.010	0.042
0+440 000	0.003	0.022	0.007	0.033
0+600 000	0.002	0.016	0.005	0.024
0+660 000	0.002	0.015	0.005	0.022
0+920 000	0.004	0.033	0.011	0.049
1+080 000	0.007	0.050	0.017	0.073
1+117 149	0.003	0.021	0.007	0.031

LOCALIDAD: AGUA CALIENTE

LINEA PRINCIPAL IZQUIERDA

EST.	GASTO		DIAMETRO		LONG. M	K	VEL. M/seg	PERDIDAS			ELEV. T.N M	ELEV. PIEZ M	CARGA DISP M	PERD. POR TOMA M	CARGA DISP NETA M
	L/seg	M3/seg	PULG.	M				FRICCION	LOCALES	TOTAL					
0+100 000	15.25	0.0152	6.00	0.152	100.000	19.26	0.84	0.448	0.045	0.493	45.776	60.244	14.468	0.047	14.421
0+400 000	10.97	0.0110	4.00	0.102	300.000	161.63	1.35	5.832	0.583	6.415	38.311	53.829	15.518	0.140	15.378
0+640 000	9.87	0.0099	4.00	0.102	240.000	161.63	1.22	3.780	0.378	4.158	38.336	49.672	11.336	0.113	11.222
0+900 000	8.28	0.0083	4.00	0.102	260.000	161.63	1.02	2.878	0.288	3.166	37.166	46.505	9.339	0.080	9.260
1+480 000	4.20	0.0042	3.00	0.076	580.000	779.44	0.92	7.990	0.799	8.789	31.236	37.717	6.481	0.068	6.412
1+686.742	2.13	0.0021	3.00	0.076	206.742	779.44	0.47	0.732	0.073	0.806	30.941	36.911	5.970	0.018	5.952

n : 0.009 POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD

ELEV EN 0+000.000 : 60.737 m.

COEFICIENTES KM PARA PERDIDAS EN LA TOMA

- VALV. DE COMP. 6" : 0.12
- VALV. DE COMP. 4" : 0.14
- VALV. DE COMP. 3" : 0.14
- CODO 90° 6" (2 PZAS) : 0.45
- CODO 90° 4" (2 PZAS) : 0.51
- CODO 90° 3" (2 PZAS) : 0.54
- SILLETA O TEE 6" : 0.30
- SILLETA O TEE 4" : 0.34
- SILLETA O TEE 3" : 0.36

PERDIDAS POR FRICCION. $H_f = KfQ^2$
 PERDIDAS POR ACCESORIOS EN LA TOMA $H_m = km (V^2/2g)$

DONDE:

- k : COEFICIENTE DE MANNING (ADIMENSIONAL)
- L : LONGITUD (METROS)
- Q : GASTO (M3/seg)

km : COEFICIENTE (ADIMENSIONAL)

V : VELOCIDAD (M/seg)

g : ACELERACION DE LA GRAVEDAD (9.81 M/seg²)

EST	PERDIDA VALVULA	PERDIDA CODO	PERDIDA TEE O SILLETA	TOTAL
0+100 000	0.004	0.032	0.011	0.047
0+400 000	0.013	0.095	0.032	0.140
0+640 000	0.011	0.077	0.026	0.113
0+900 000	0.007	0.054	0.018	0.080
1+480 000	0.006	0.047	0.016	0.068
1+686.742	0.002	0.012	0.004	0.018

CAPITULO IV. ESTRUCTURAS Y OBRAS PARA LA OPERACIÓN DE UN DISTRITO DE RIEGO

En el desarrollo del capítulo mencionaremos las estructuras y las obras que se requieren para el buen funcionamiento de un distrito de riego.

Dentro de los alcances del presente trabajo, no esta el de realizar el diseño de dichas estructuras, sin embargo, creemos conveniente indicar que tipos de estructuras nos podremos encontrar en la práctica, tanto en el proyecto de una zona de riego, como en la construcción de la misma.

De cada una de ellas haremos una descripción e indicaremos las restricciones a que pueden estar sujetas en un momento dado. Es importante mencionar que las estructuras aquí descritas son tanto para una zona de riego grande como una pequeña, la diferencia consiste en que para una zona de riego grande hay que hacer un estudio más preciso de cada una de ellas, mientras que para una chica, por lo general no hay necesidad de hacer cálculos detallados, con ciertas recomendaciones y especificaciones cubren sus condiciones de carga y esfuerzos (estructurales), sin alterar sus características de economía y eficiencia, lo cual es básico en toda obra de ingeniería.

Tomando en cuenta lo anterior, comenzaremos con las estructuras de cruce.

IV.1. ESTRUCTURAS DE CRUCE.

Alcantarilla.- Es una estructura de cruce en un canal, la cual esta formada por un conducto cerrado que puede o no trabajar a presión. La finalidad es librar un obstáculo, que casi siempre es un camino. Esta estructura se emplea cuando la rasante del obstáculo por cruzar esta por arriba del nivel de la S.L.A. (superficie libre del agua). Cuando las pérdidas de carga son importantes se recomienda usar un puente.

La alcantarilla esta formada por las siguientes partes:

1. Transición de entrada
2. Conducto o barril
3. Transición de salida

Los materiales usados con mas frecuencia para formar el conducto son: concreto reforzado precolado, asbesto – cemento, p.v.c., acero corrugado. El conducto puede tener una pendiente nula, o una pendiente minima de 0.005 con el objeto de facilitar el drenaje. Se recomienda utilizar como mínimo un diámetro de 12" (0.305 m.)

Puente.- Es una estructura que trabaja a superficie libre, que sin modificar sus características en la mayoría de los casos, permite atravesar algún obstáculo, como puede ser un camino o un ferrocarril.

Este tipo es utilizado cuando la rasante del obstáculo por cruzar esta por arriba del nivel de la S.L.A. en el canal, y se emplea cuando existen limitaciones para disponer de determinado desnivel para compensar las pérdidas de carga, lo cual se reflejaría en dominar una menor área de riego.

En ocasiones, la zona de riego, el canal principal, o ambos, están situados en una región cruzada por una o varias carreteras nacionales. En estos casos los puentes sobre los canales deber ser los apropiados, para lo cual se deben regir por las normas y especificaciones de la S.C.T. (Secretaria de Comunicaciones y Transportes).

Cuando se trata de puentes situados en la red interna del sistema de riego, pueden clasificarse de la siguiente manera:

- a) En caminos principales y troncales : puentes de primera
- b) En caminos secundarios : puentes de segunda
- c) En caminos terciarios : puentes de tercera

La diferencia entre un tipo y otro, es el ancho. En los de primera y segunda (entre los que se ubican los puentes construidos sobre los caminos vecinales tipo especial y primer orden), el ancho debe ser adecuado para el doble paso de vehiculos, cubriendo los requisitos de seguridad estipulados. En los de tercera (ubicados sobre caminos vecinales del tipo segundo y tercer orden), el ancho deberá ser el necesario para el paso en un solo sentido.(3 m. Mínimo)

Un puente esta formado fundamentalmente por dos partes: la super – estructura y la sub – estructura. La primera es la parte superior, que comprende el sistema de piso, guarniciones,

banquetas y parapetos. La segunda es la parte sobre la que se apoya la super – estructura y esta formada por los estribos y las pilas; los estribos son los apoyos extremos y las pilas los intermedios.

Sifón.- Se emplea cuando un canal tiene que cruzar algún río, arroyo o dren. Las secciones más usuales en los conductos de los sifones son la rectangular y la circular, aunque se pueden presentar casos en los que se utilicen secciones en herradura, este caso se presenta para conducir gastos grandes.

Los sifones más usados para cruce son los que se conocen como sifones invertidos y son conductos cerrados que trabajan a presión.

El sifón invertido se utiliza si el nivel de la superficie libre del agua en el canal es mayor que la rasante del obstáculo y no se tiene el espacio libre suficiente para lograr el paso del agua.

El material con que se pueden construir los conductos de los sifones son: asbesto – cemento, concreto o acero. Actualmente existen tuberías de otros tipos como la fibra de vidrio, pero dicho material es muy caro.

Se recomienda que para gastos pequeños, utilizar tuberías de asbesto – cemento, y para gastos grandes usar tubería de acero o de concreto.

IV.2. ESTRUCTURAS DE OPERACIÓN.

Estructuras de operación.- Son las que permiten la derivación, medición y distribución del agua como son las represas, tomas para canales, para parcelas (toma granja) y los medidores de gasto.

Represas.- Son estructuras que se localizan en los canales y tienen como finalidad producir un remanso para con ello aumentar el tirante en el canal y de esta forma alimentar a los canales o tomas granja que se ubiquen aguas arriba de la represa. A dichas estructuras se les conoce como retenciones o reguladores transversales.

Además de proporcionar la altura suficiente del agua para entregarla a las parcelas, también pueden funcionar en conjunto con los desagües para desalojar parte del gasto o todo , y dejar sin

agua un tramo de canal donde sea necesario hacer una reparación; lo anterior se logra operando completamente cerrada la represa inmediata de aguas arriba.

Cuando haya sifones o caídas, se recomienda poner represas localizadas aguas arriba de dichas estructuras, para impedir la aceleración del agua y por ende la socavación.

Las represas más comunes son las que están provistas de compuertas, donde el paso del agua es por la parte inferior y trabajan como orificios, sin embargo existen otras que son de tipo vertedor fijo sin controles móviles, donde el agua pasa por la parte superior. A estas estructuras se les conoce como represas tipo "pico de pato".

Las represas de compuertas pueden ser, dependiendo del gasto que manejen, de compuertas deslizantes o radiales.

Compuertas deslizantes.- Consisten en marcos rígidos compuestos por ángulos, a través de los cuales deslizan placas metálicas mediante un vástago o tornillo y un mecanismo elevador. Su uso es recomendable para canales cuya plantilla sea mayor a 1.50 m. Y un tirante máximo menor de 2.40 m.

Compuertas radiales.- Tienen como condición especial dotar de un control más exacto y rápido del caudal; su diseño se basa en placas metálicas fijadas en armaduras, las cuales giran sobre un eje anclado sobre ménsulas empotradas en las pilas o muros de la represa. La operación de estas compuertas se efectúa mediante malacates que pueden ser accionados con mecanismos manuales o eléctricos, la elección de uno u otro mecanismo depende principalmente del factor económico.

El material con que se construyen, puede ser mampostería o concreto.

Represas con vertedor fijo, sin controles móviles.- En estas represas, una cresta de vertedor fijo regula el nivel del agua en un tirante dado dentro de un determinado rango. La carga y la longitud de la cresta, se determinan en función del gasto que ha de pasar encima de la cresta

La gran ventaja que poseen las crestas de los vertedores fijos es la simplicidad de su construcción y mantenimiento.

Tomas.- Las tomas son estructuras de distribución en los canales de una zona de riego que permiten derivar el agua de un canal a uno de menor capacidad (tomas laterales), o a un lote de riego (tomas granja), con caudales previstos con anterioridad.

Una toma se divide en tres partes: entrada, conducto y salida.

Entrada.- Esta formada por una transición que permite que el agua se encauce hacia el conducto, donde en la mayoría de los casos, al inicio de dicho conducto se ubica el dispositivo obturador y regulador de caudal, comúnmente formado por una compuerta.

Conducto.- Puede ser abierto o cerrado, permite transportar el agua a través del bordo del canal.

Salida.- Esta integrada por una transición y sección amortiguadora de energía hidráulica por disipar, rematada por un tramo de canal derivado (lateral, ramal o regadera) debidamente protegida contra la erosión.

Tomas para canales.- Así se llama a todas estructuras que sirven para alimentar a los canales, exceptuando a la estructura que abastece al canal principal y que se denomina obra de toma. Se encuentran localizadas aguas arriba de las represas y sobre una tangente del canal formando un ángulo de 90° con el eje del mismo, deberán localizarse en la parte mas alta del terreno que vaya a dominar.

Tomas granja.- Su localización es semejante a las tomas laterales aprovechando la represa que les da carga y sirven para abastecer directamente el agua a los predios agrícolas. Sus mecanismos de operación casi siempre son compuertas tipo Miller. Actualmente han surgido otras estructuras conocidas como módulos aforadores, las cuales son de fibra de vidrio y resultan más económicas y de menor mantenimiento, siendo su colocación más rápida y sencilla. Este tipo de estructura lo forman un conjunto de compuertas diseñadas para sustituir a las compuertas comunes en las tomas de agua, suministrando el gasto requerido sin un mecanismo móvil. Cabe mencionar que también se pueden emplear para las tomas de los canales. Se estima que con el empleo de los módulos aforadores se

puede tener un ahorro de entre un 15% y un 20% del gasto suministrado en exceso, pudiendo con este ahorro regar una mayor superficie, siempre y cuando existan tierras aptas para riego.

Existe otro tipo de toma granja, cuando la red de distribución es por tubería, y la cual se conoce como válvula Harris, la cual consiste en un flotador el cual regula el paso del agua hasta determinado nivel, dicho flotador se encuentra dentro de una cámara o tanque en donde en una de sus paredes hay un orificio calibrado para dejar pasar el gasto requerido hacia la parcela, el orificio se cierra o se abre por medio de una compuerta metálica.

La estructura en su conjunto esta protegida por una losa tapa, por medio de la cual se puede tener acceso para dar mantenimiento a todos los componentes.

Repartidores.- Son estructuras de control y distribución los cuales permiten dividir el caudal que transportan en dos o más gastos en varias direcciones, no necesariamente normales a su eje.

Su uso es común en zonas de riego con topografía accidentada, que exige que en montículos topográficos se hagan reparticiones de caudal para distribuirlo en las distintas divisiones en que haya quedado conformada la superficie bajo riego. Dichas estructuras constan de una cámara o tanque con muros verticales en los cuales se disponen unas aberturas regulables, Para hacer la repartición se emplean compuertas deslizantes. Los muros pueden ser de mampostería o de concreto.

Estructuras aforadoras.- Como su nombre lo indica, su función es la de indicar el gasto que pasa por el canal en un momento dado y en un tramo específico. Hay una gran gama de estructuras, pero generalmente constan de un vertedor o de un orificio. Las más usadas son las siguientes:

Estructura aforadora tipo Guamuchil.- Consiste en un vertedor de cresta delgada, construido en la sección transversal del canal, las lecturas se toman en una escala colocada aguas arriba del vertedor.

Estructura aforadora tipo Celaya.- Es un vertedor de cresta ancha, para su correcto funcionamiento requiere que el canal de conducción lleve el gasto normal.

Estructura aforadora tipo venturi o tecamachalco.- Consiste en un estrechamiento en la sección transversal de la corriente, este puede ser de sección rectangular, formado por dos paredes laterales, su parte inicial se forma con un segmento de círculo y las paredes terminan con un ensanchamiento brusco para empotrarse en los taludes del canal.

IV.3. ESTRUCTURAS DE PROTECCIÓN.

Estructuras de protección.- Se construyen para la seguridad de los canales, entre dichas estructuras podemos citar las siguientes: rápidas, caídas, entradas de agua, desagües, cunetas y contracunetas.

Rápidas y Caídas.- Son estructuras que se utilizan para unir dos tramos de canal situados a diferente nivel. Las caídas son estructuras verticales utilizadas para unir pequeños desniveles y las rápidas son estructuras inclinadas usadas para desniveles mayores.

La función de las rápidas es absorber pendientes sucesivas en el canal, cuando la inclinación del terreno sea mayor que la de la rasante del canal, colocando al final de esta una caída y un tanque amortiguador con el fin de disipar el exceso de energía cinética del agua y proteger así el canal.

Desagües parciales, totales y finales.- Como su nombre lo indica, sirven para dar salida a las aguas que por alguna razón sobren.

Desagües parciales o de excedencias.- Son necesarias cuando hay que desalojar las aguas sobrantes por alguna de estas causas:

- a) Por un mal funcionamiento en las compuertas de la obra de toma, que pueden dejar pasar un gasto mayor al de diseño.
- b) Por el cierre de algunas compuertas de tomas laterales, que harían que continuara el mismo gasto aguas abajo.
- c) Por el agua de lluvia proveniente de algunos arroyos, que por su pequeña aportación, no amerite la construcción de una estructura de cruce y se permita su entrada al canal.
- d) Por obstrucciones en el canal causadas por derrumbes o materiales que en él caigan.

De no colocarse estas estructuras se presentaría un incremento en el gasto ocasionado por alguna de las razones anteriores, lo cual se reflejaría en una sobre elevación en el tirante que podría sobrepasar el bordo libre del canal y por consiguiente causar su deterioro.

Las descargas de los desagües de excedencias, se deberán hacer hacia los cauces naturales o drenaje propio del sistema de riego.

Las estructuras mas usadas son : vertedores de cresta libre y controlada y vertedores de sifón.

Desagües totales.- Tiene por objeto descargar en un momento dado un tramo de canal o su totalidad, tirando toda el agua a un dren o cauce natural. Esta necesidad puede ser obligada por alguna de estas razones:

- a) Por algún desperfecto en alguna de las estructuras del canal que debe ser reparada teniendo en seco al canal en la parte averiada.
- b) Se colocan aguas arriba de los lugares en que se considere pueda haber deslaves que obstruyan por completo el canal.
- c) También deberán colocarse donde haya un cambio sensible en la capacidad del canal. La descarga se hace por medio de compuertas.

Desagües finales.- Se construyen al final de los canales con el fin de desalojar de una manera automática, descargando a un dren o un cauce natural, los excedentes que no vayan a utilizarse para riego.

Esta descarga puede ser mediante un vertedor de cresta libre o una represa.

Entradas de agua.- son estructuras que se utilizan cuando se permite que el agua proveniente de arroyos que cruzan un canal entren a el.

Generalmente las entradas de agua se hacen por medio de tuberías de descarga.

Cunetas y contracunetas.- Son necesarias para interceptar los escurrimientos de los arroyos o de las laderas que cruzan un canal, que de otra manera descargarían libremente al mismo. Después de interceptarlas, las encauzan a todo lo largo del canal hasta una entrada de agua o alcantarilla.

IV.4. OBRAS COMPLEMENTARIAS.

Independientemente de las estructuras enfocadas al buen funcionamiento hidráulico de los canales, en los Distritos de Riego se deberán considerar las obras que permitan vigilar, revisar y comunicar completamente el Distrito; estas obras se denominan obras complementarias y consisten en:

- 1.- Casas para canaleros
- 2.- Oficinas generales
- 3.- Líneas telefónicas
- 4.- Cortinas rompevientos

Cuando se trate de zonas de riego pequeñas, o Distritos de menor importancia, las estructuras antes mencionadas es poco probable que se lleven a cabo en el 100% de los casos, principalmente por el aspecto económico.

A continuación, describiremos brevemente cada una de ellas.

1.- Casas para canaleros. Se ubicarán en el sitio más conveniente para el control y operación de las tomas para los canales laterales y para vigilar todas las obras existentes, para de esta manera garantizar el funcionamiento óptimo del Distrito. Estando las casas localizadas estratégicamente se evitarán recorridos excesivos, se tendrá una comunicación directa con los agricultores y en todo momento se conocerán los problemas referentes a la operación y distribución.

Las casas deberán estar dotadas de todos los servicios.

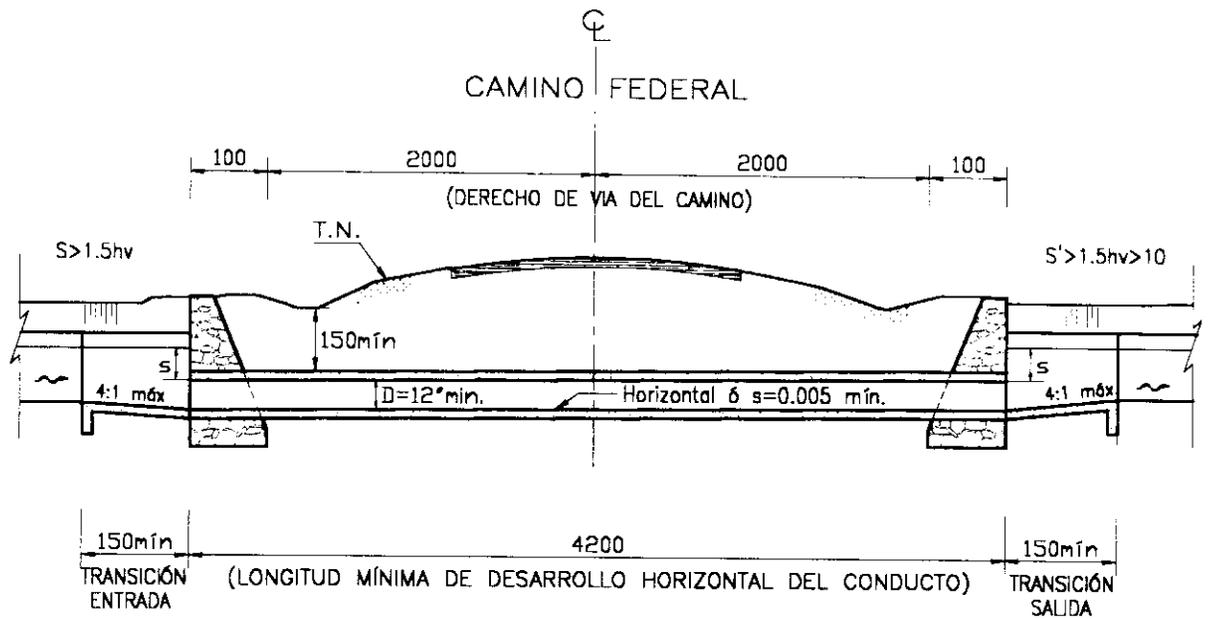
2.- Oficinas generales. Si la magnitud del Distrito lo requiere se establecerán oficinas generales, con la finalidad de tener recopilada toda la información del mismo, y ubicar en ese sitio los departamentos de servicio administrativo, conservación, ingeniería de riego y drenaje, hidrometría y almacenes.

3.- Líneas telefónicas. Se requieren para establecer una pronta comunicación entre las oficinas generales y casas de canaleros. Con dicho servicio se atenderán con prontitud todos los trabajos que se tengan que realizar en la zona de riego.

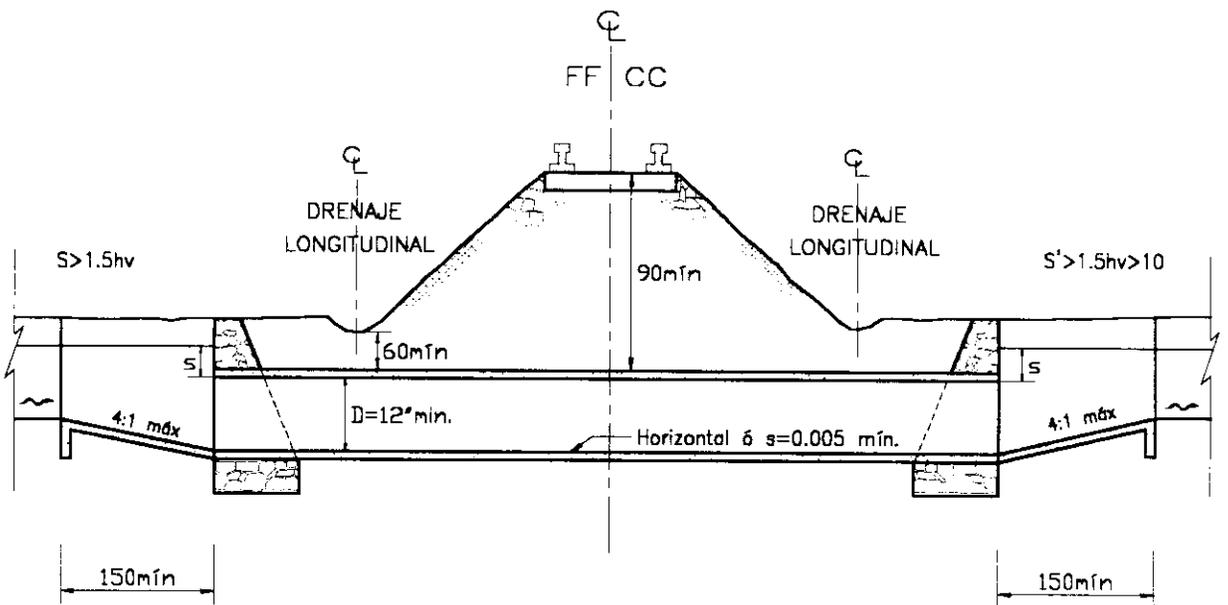
4.- Cortinas rompevientos. Son requeridas cuando la zona de riego se localiza en lugares donde existen fuertes corrientes de vientos, y es necesario proteger los cultivos del efecto erosivo del viento.

La cortina es una plantación de árboles dispuesta perimetralmente en dirección normal al viento; en esta faja se plantaran aquellos árboles que ofrezcan buen desarrollo en la región, con buen follaje y de altura considerable. Se recomienda plantar árboles frutales que tengan buena resistencia al efecto del viento y que en un momento dado puedan ser aprovechados.

A continuación mostraremos las figuras de las estructuras señaladas, tratando de que el concepto de cada una de ellas quede mas claro.

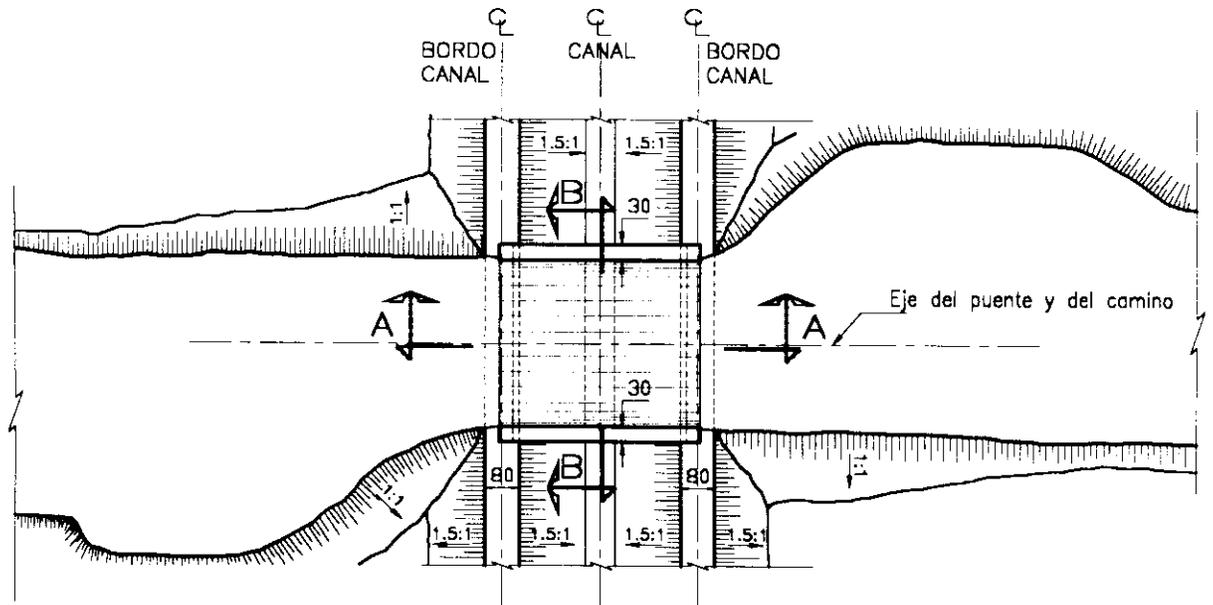


REQUISITOS A SATISFACER PARA ALCANTARILLA EN CRUCE CON CAMINO FEDERAL

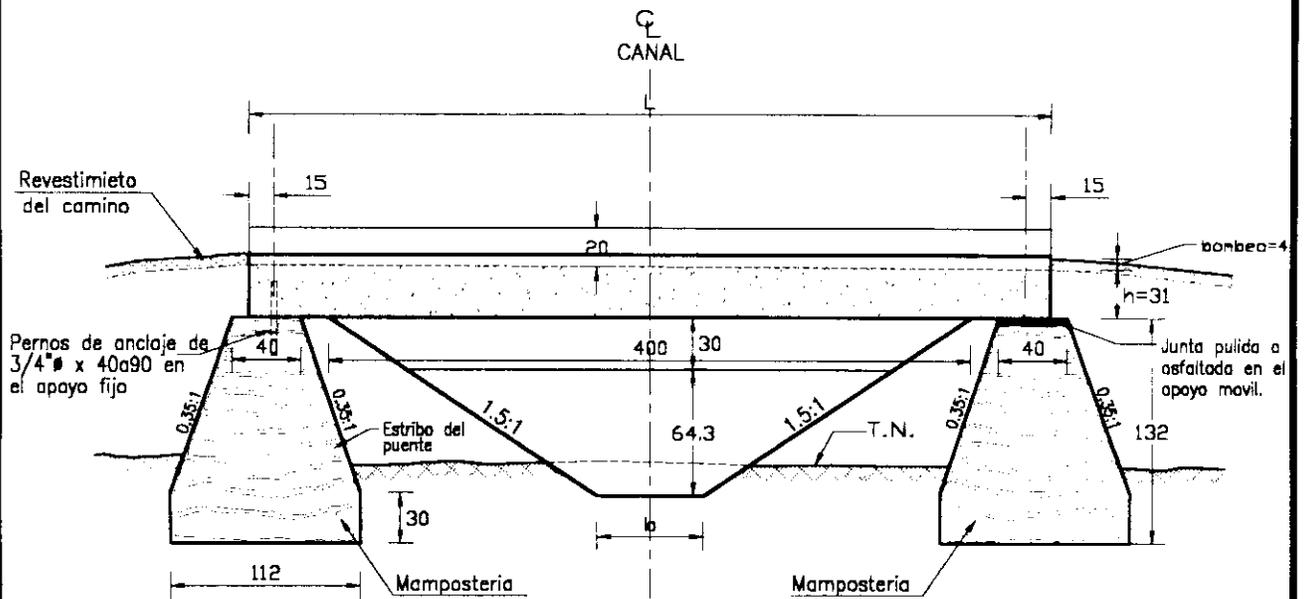


REQUISITOS A SATISFACER PARA ALCANTARILLA EN CRUCE CON FF CC

FIG. IV.1 ALCANTARILLA



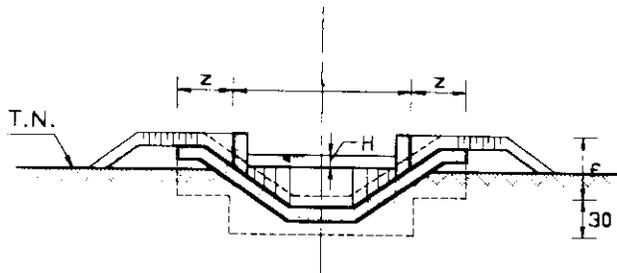
PLANTA



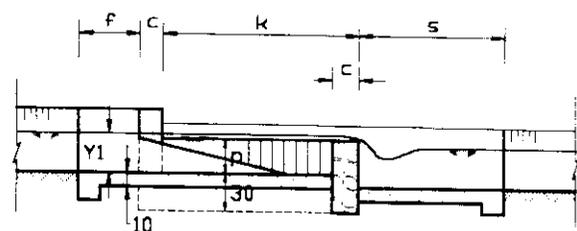
CORTE A-A

b = Base del canal
L = Claro del puente

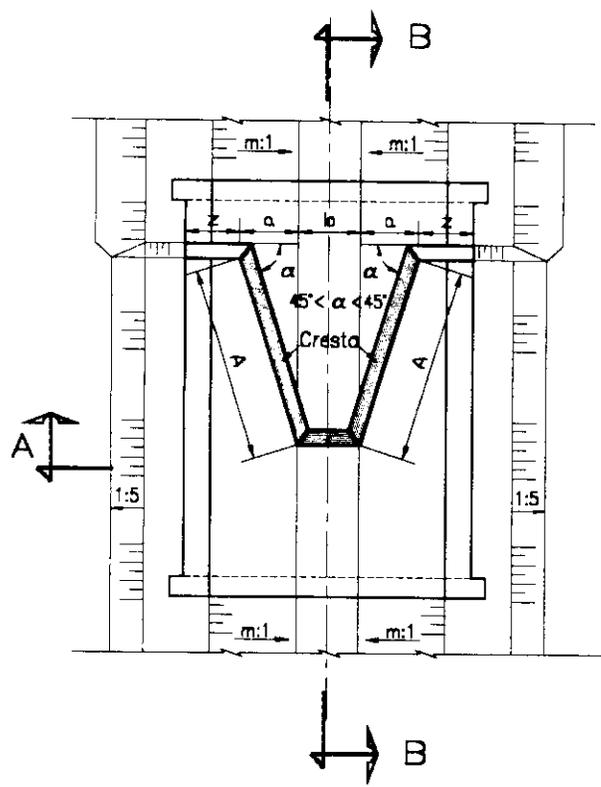
FIG. IV.2 PUENTE



CORTE A-A



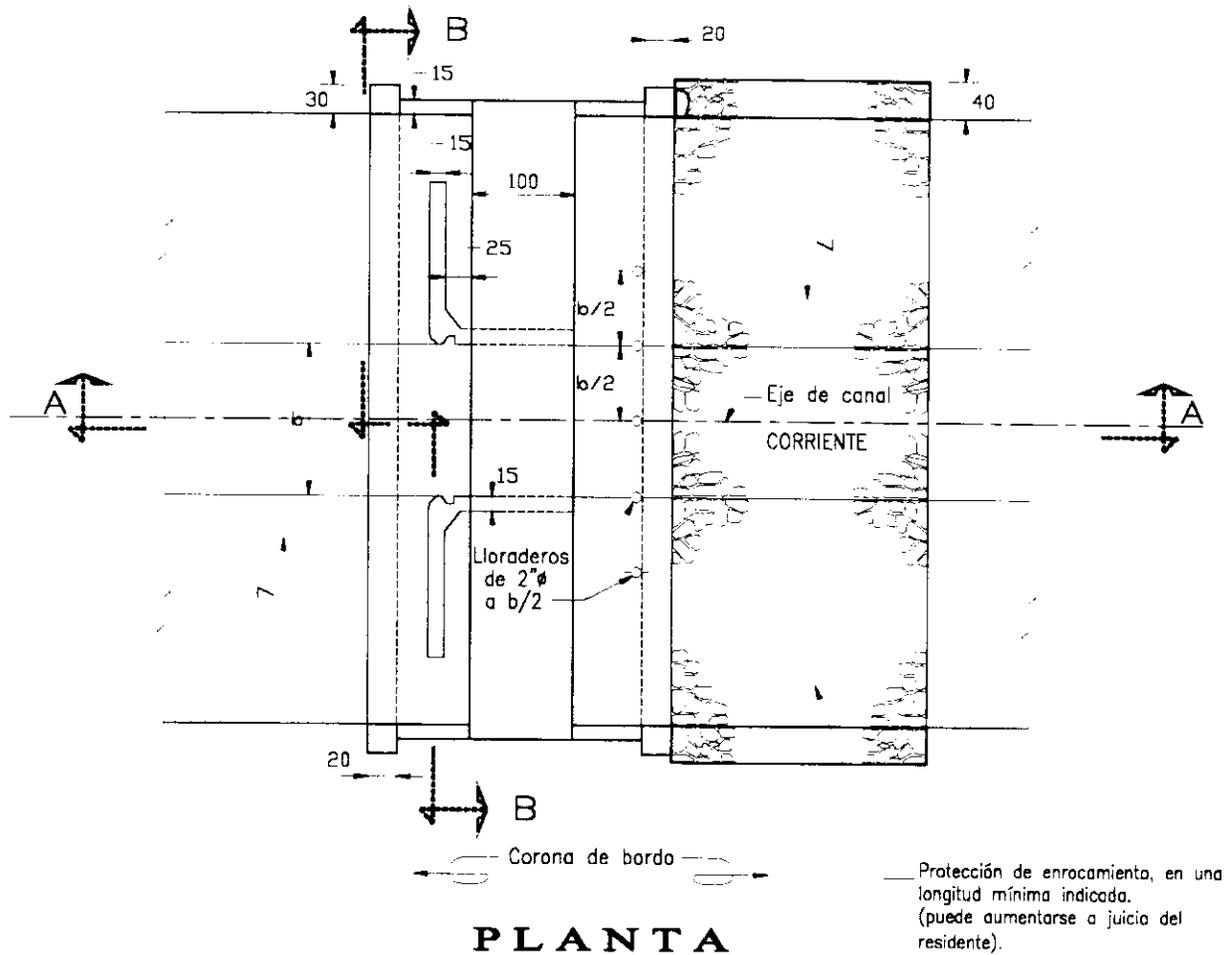
CORTE B-B



PLANTA

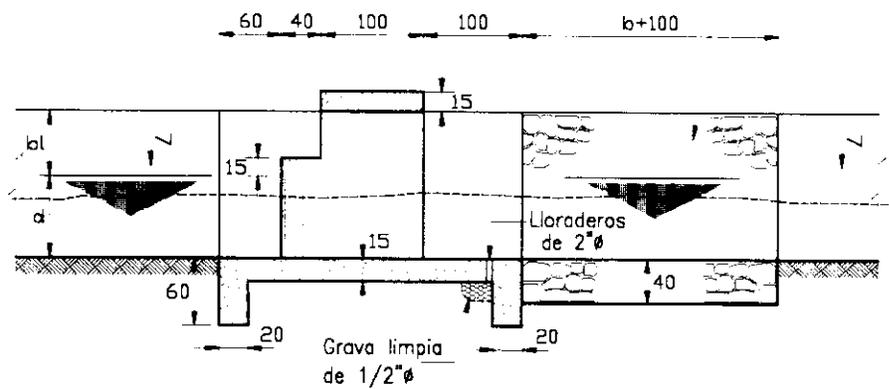
- f = Entrada a la represa.
- Y1 = Profundidad del agua, aguas arriba.
- H = Diferencia entre el nivel del agua aguas arriba y el nivel de la cresta.
- p =
- c = Espesor del vertedor.
- l = Anchura de la superficie del agua aguas arriba disponible.
- L = Longitud total de la cresta = $0.40+2A$.
- α = Angulo formado entre la cresta del vertedor y la seccion transversal del canal.
- $z = 1.5f - 1.5p + 0.20$
- k = Asen a
- s = 2.5f (Salida de la estructura)
- A = Pared lateral de la represa.
- b = Base del canal.

FIG. IV.3 REPRESA PICO DE PATO



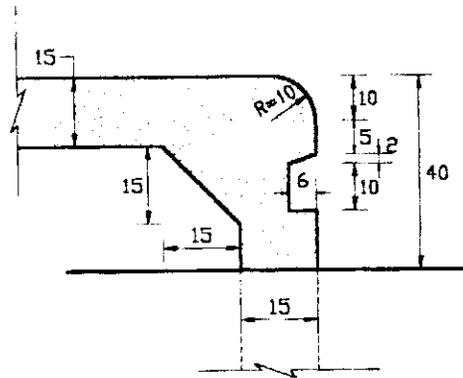
PLANTA

Protección de enrocamiento, en una longitud mínima indicada. (puede aumentarse a juicio del residente).



CORTE A-A

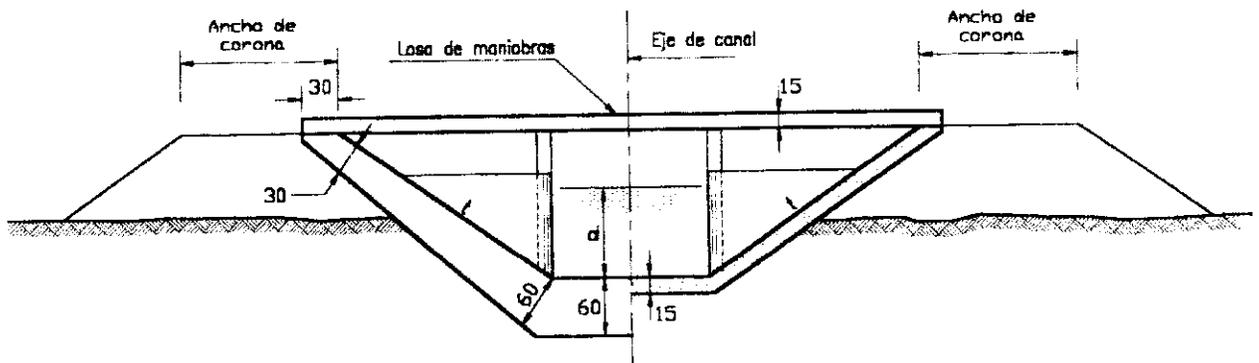
FIG. IV.4 REPRESA DE COMPUERTA



MUESCA

NOTA:

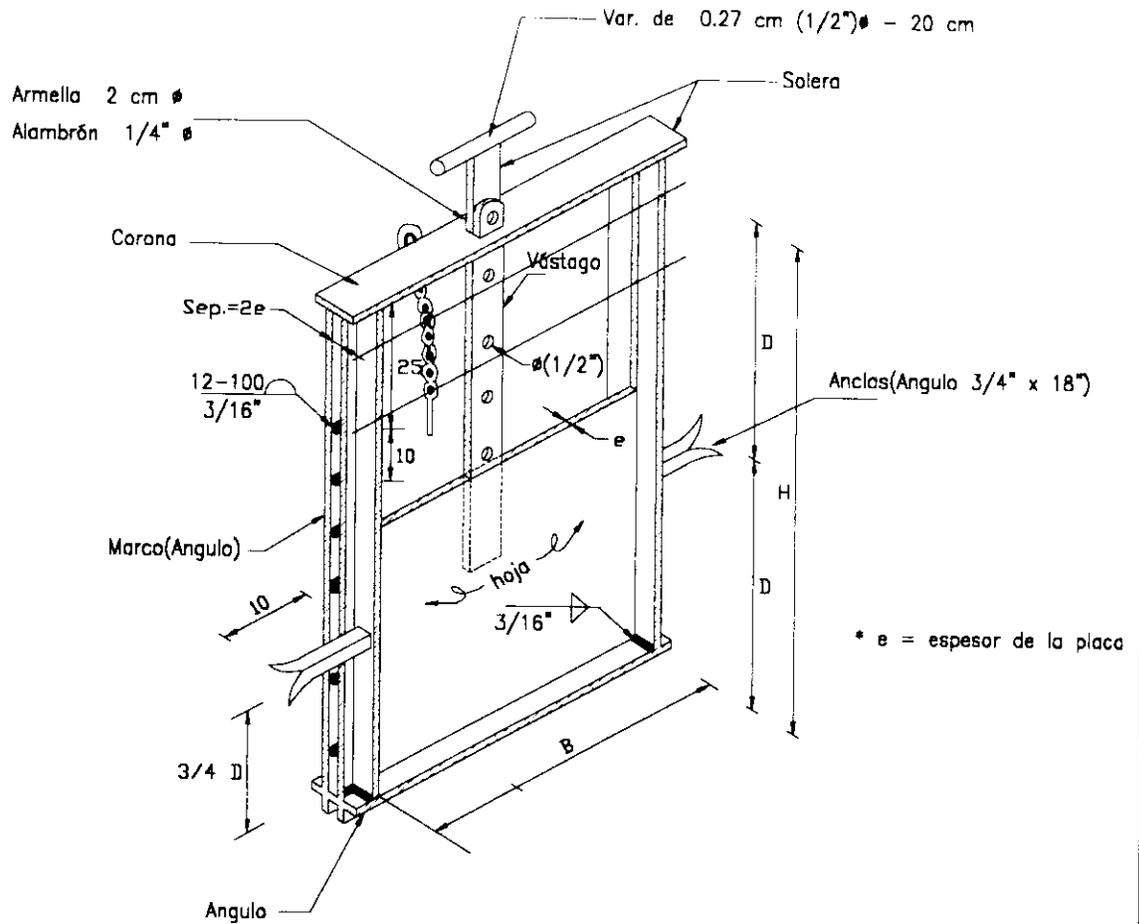
Todo el refuerzo será de vars. $1/2" \#$ a/c 25, en ambas direcciones y al centro, redonda, corrugado, de grado intermedio con $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$ y traslapes de 30 diámetros alternados.



CORTE B-B

t = Talud
d = Tirante
b = Base del canal

FIG. IV.4 REPRESA DE COMPUERTA

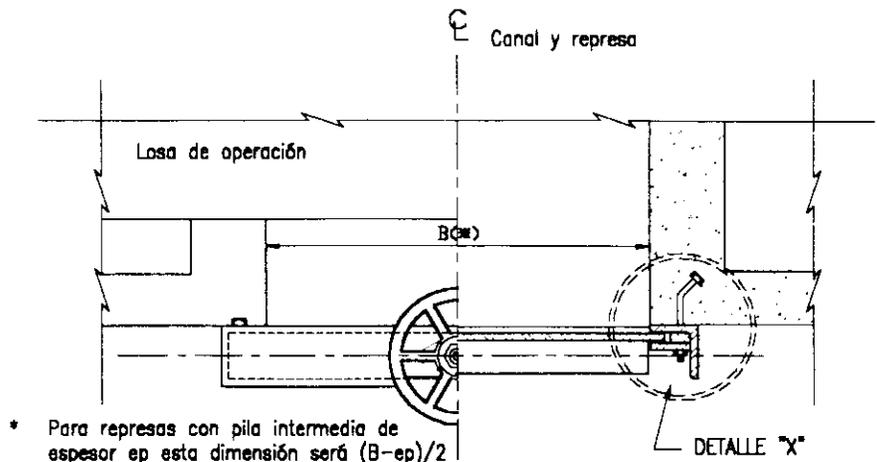


COMP. GUILL.	DIMENSIONES DEL MARCO		FIERRO ESTRUCTURAL					D (cm)		
	N°	B (cm)	H (cm)	MARCO (ANGULO)	SOLERAS VASTAGO	CORONA	ANCHO		HOJA ALTURA	LAMINA
C.G-1	40	60		3/4"x3/4"x1/8"	1" x 1/8"	1 1/2" x 1/8"	43	31	N° 18	30
C.G-2	40	100		3/4"x3/4"x1/8"	1" x 1/8"	1 1/2" x 1/8"	43	51	N° 16	50
C.G-3	50	80		1"x1"x1/8"	1 1/4" x 3/16"	1 1/4" x 3/16"	54	42	N° 18	40
C.G-4	50	120		1"x1"x1/8"	1 1/4" x 3/16"	1 1/4" x 3/16"	54	62	N° 14	60
C.G-5	60	100		1 1/4"x1 1/4"x1/8"	1 1/2" x 1/4"	1 1/2" x 1/4"	64	52	N° 14	50
C.G-6	60	140		1 1/4"x1 1/4"x1/8"	1 1/2" x 1/4"	1 1/2" x 1/4"	64	72	N° 12	70
C.G-7	70	120		1 1/2"x1 1/2"x3/16"	1 3/4" x 1/4"	1 3/4" x 1/4"	74	62	N° 12	60
C.G-8	70	160		1 1/2"x1 1/2"x3/16"	1 3/4" x 1/4"	1 3/4" x 1/4"	74	82	N° 10	80
C.G-9	80	140		1 3/4"x1 3/4"x3/16"	2" x 1/4"	2" x 1/4"	84	72	N° 12	70

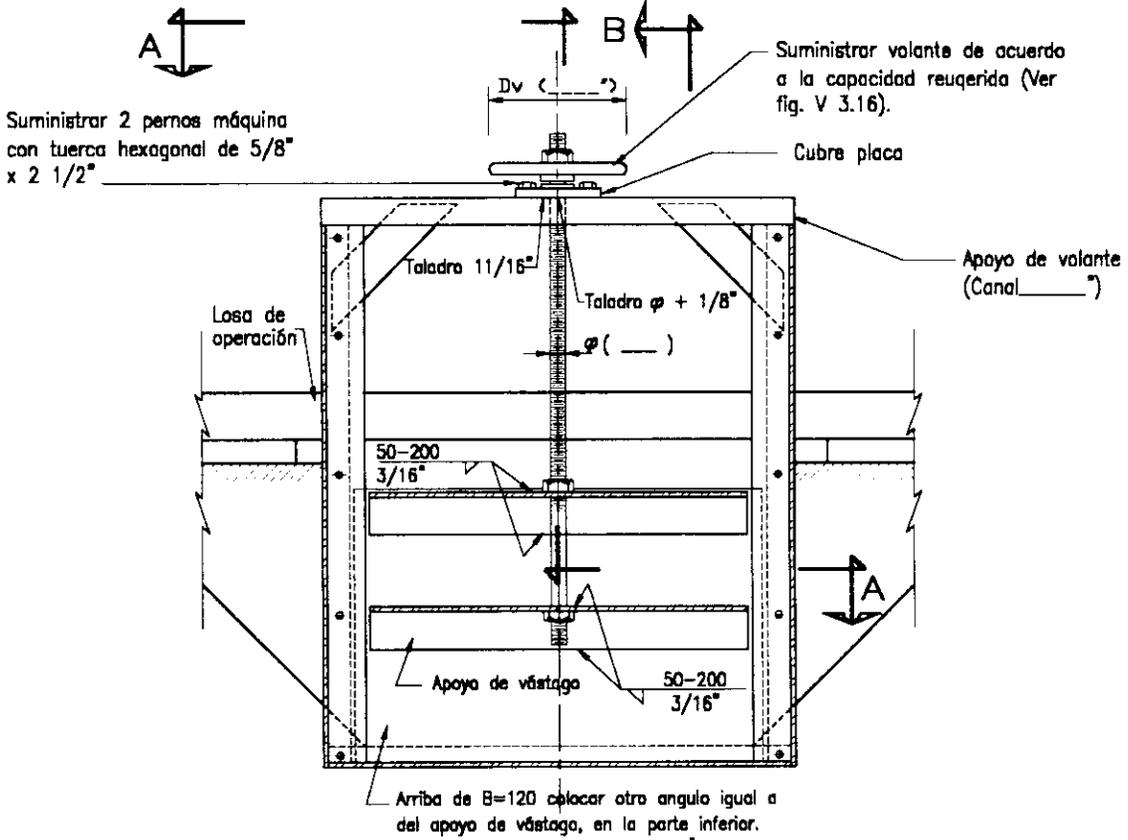
NOTAS:

- * Aotaciones en centímetros.
- * Las secciones de fierro estructural están en pulgadas.

FIG. IV.5 DIMENSIONES TIPO DE COMPUERTAS DE GILLOTINA PARA ANCHOS DE SECCIÓN CENTRAL (B) EN REPRESAS NO MAYORES A 0.8m



CORTE A-A



VISTA FRONTAL

FIG. IV.6 COMPUERTA DESLIZANTE

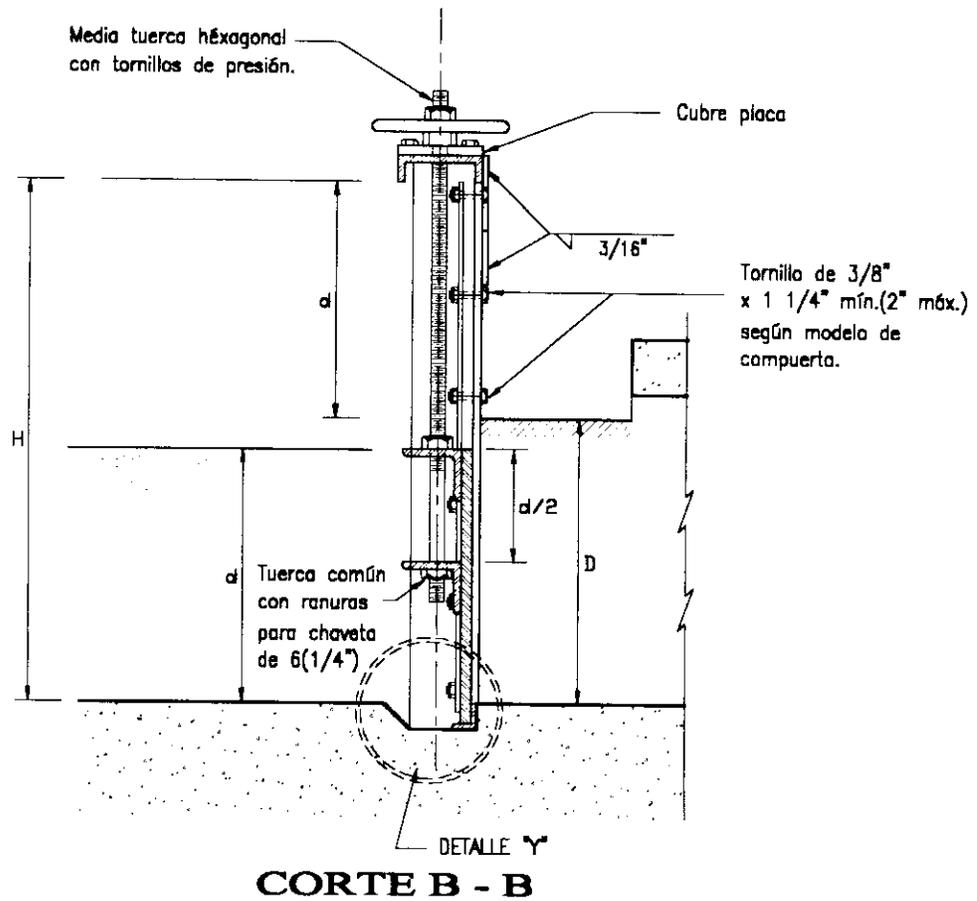
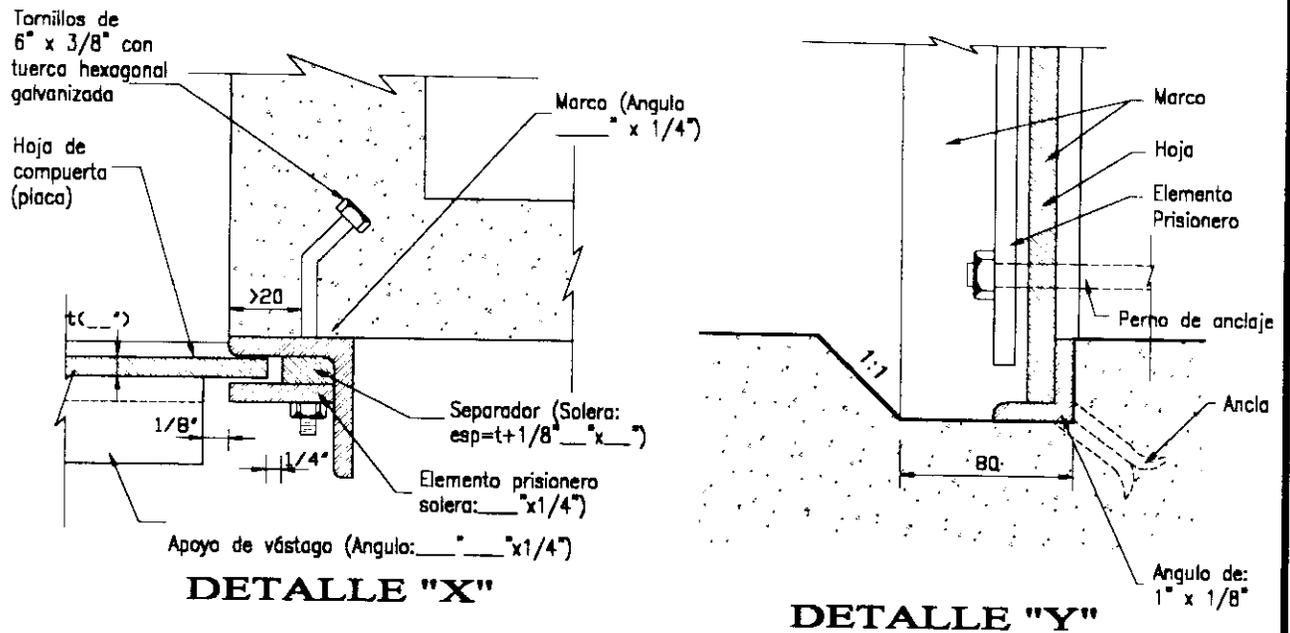
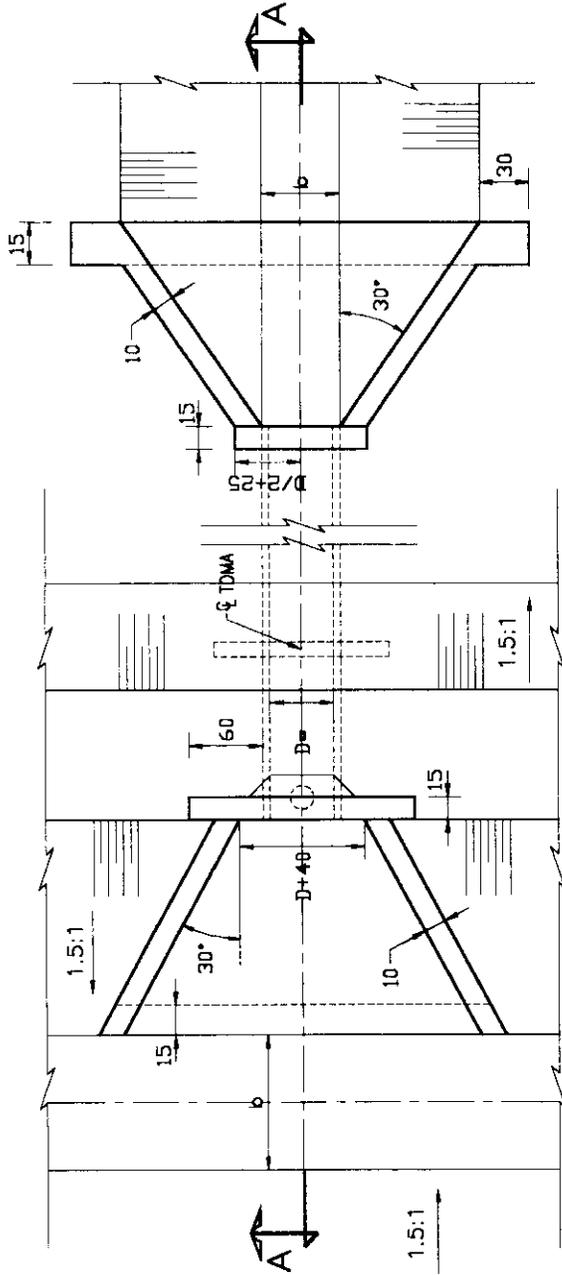


FIG. IV.6 COMPUERTA DESLIZANTE

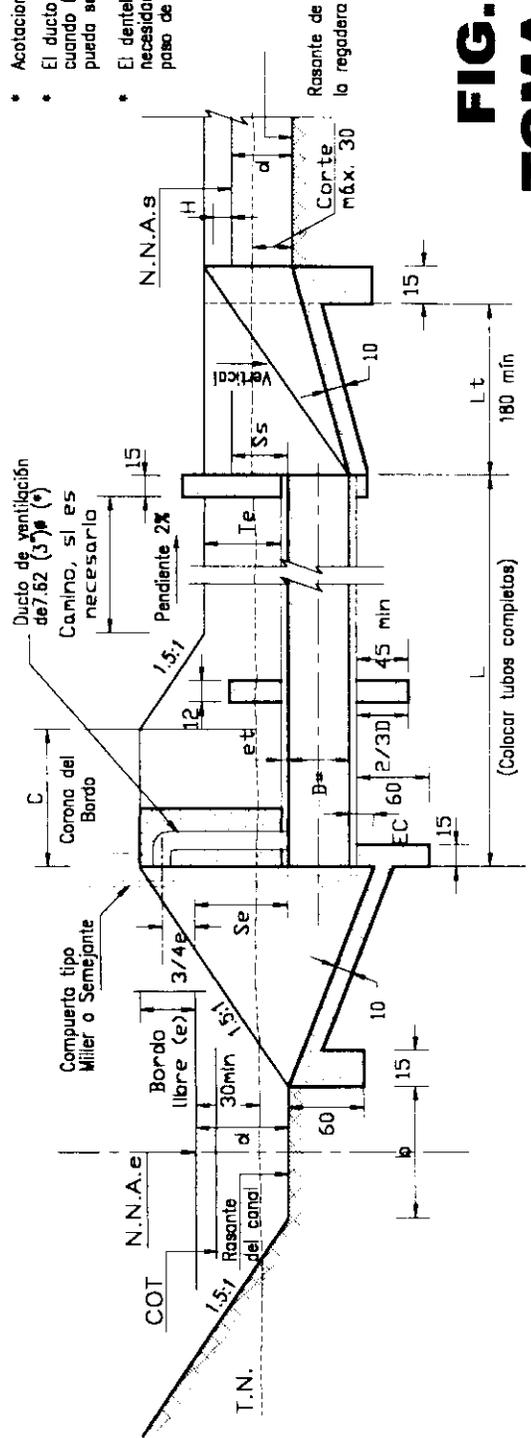
NOMENCLATURA

COT	COTA DE OPERACIÓN NORMAL DE LA TOMA
N.N.A.e	NIVEL NORMAL DE AGUA MÁXIMA
N.N.A.s	NIVEL NORMAL DE AGUA EN LA TOMA
T.N.	TERRENO NATURAL
d	TIRANTE
et	ESPESOR DE TUBO
D	DIÁMETRO DEL TUBO
Se	ELEVACIÓN DEL AGUA A LA ENTRADA
Ss	ELEVACIÓN DEL AGUA A LA SALIDA
Te	COLCHÓN DEL TUBO
b	BASE DEL CANAL
L	LONGITUD DEL TUBO EN EL CAMINO
Lt	LONGITUD DE TRANSICIÓN
H	PÉRDIDA DE CARGA EN LA TOMA



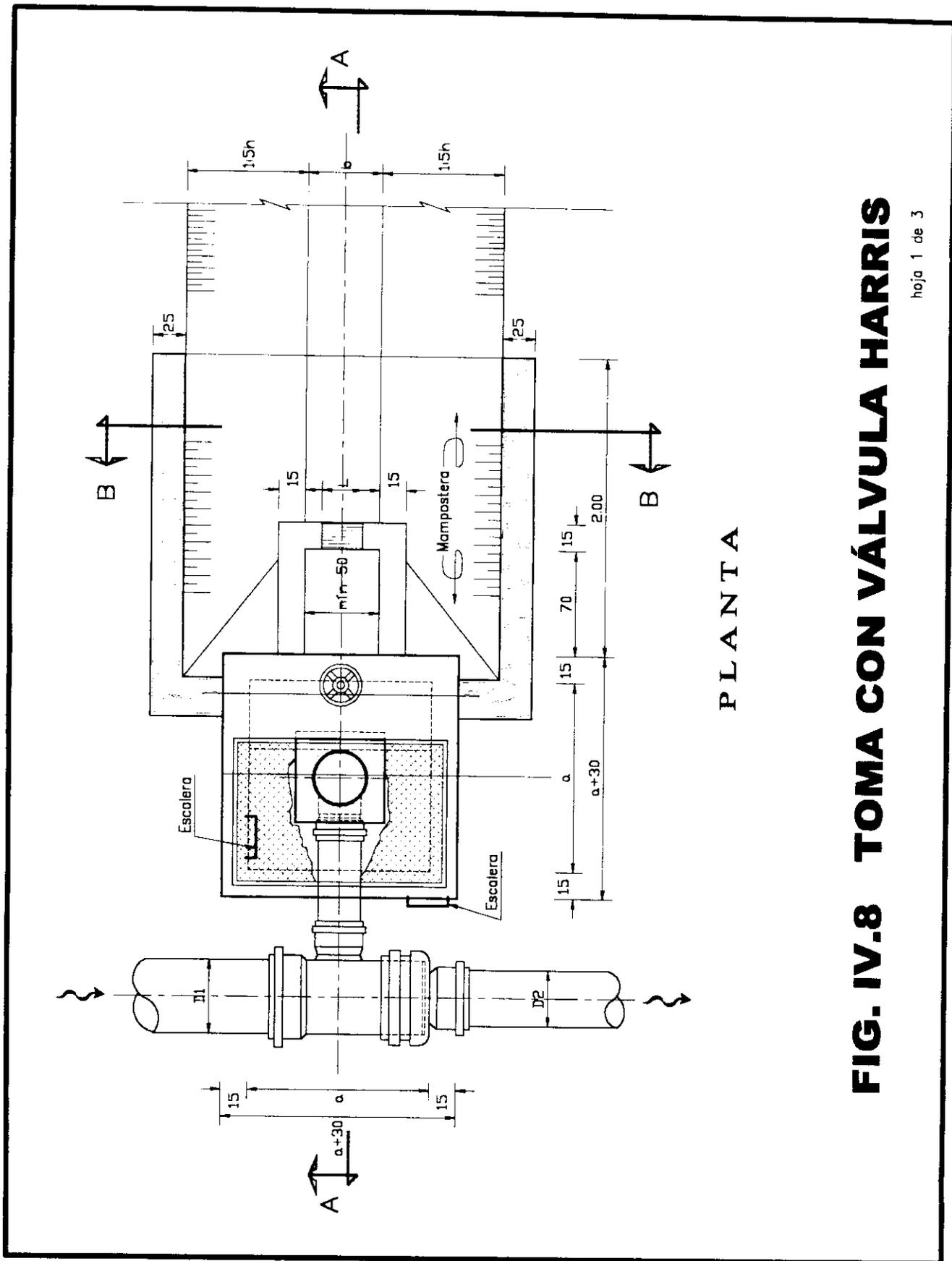
PLANTA

- ### NOTAS
- Acolaciones en centímetros.
 - El ducto de ventilación será colocado cuando la sumergencia especificada no pueda ser proporcionada.
 - El dentellón se colocará cuando haya necesidad de aumentar la longitud de paso de filtración.



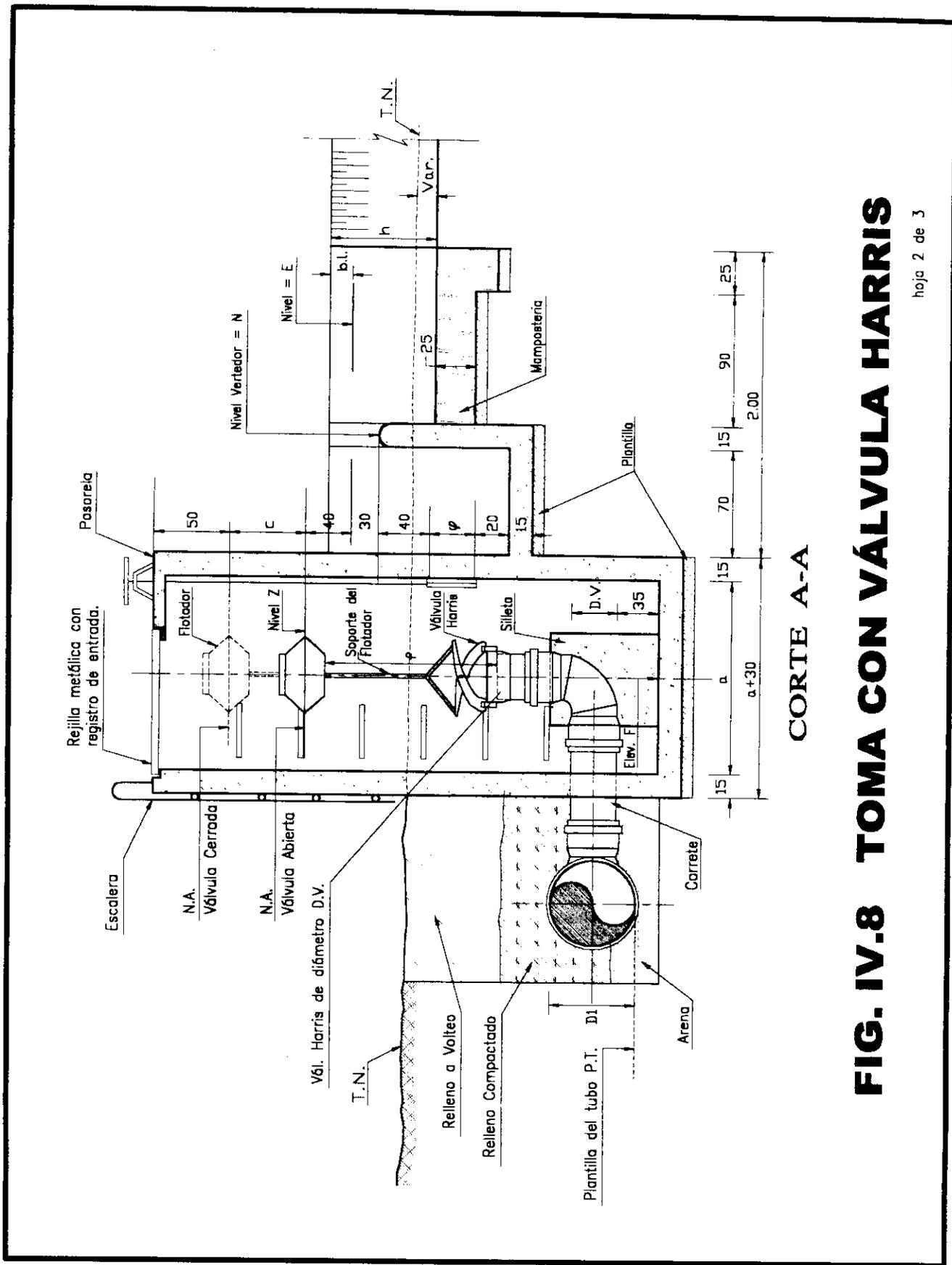
CORTE A-A

FIG. IV.7 TOMA TÍPICA



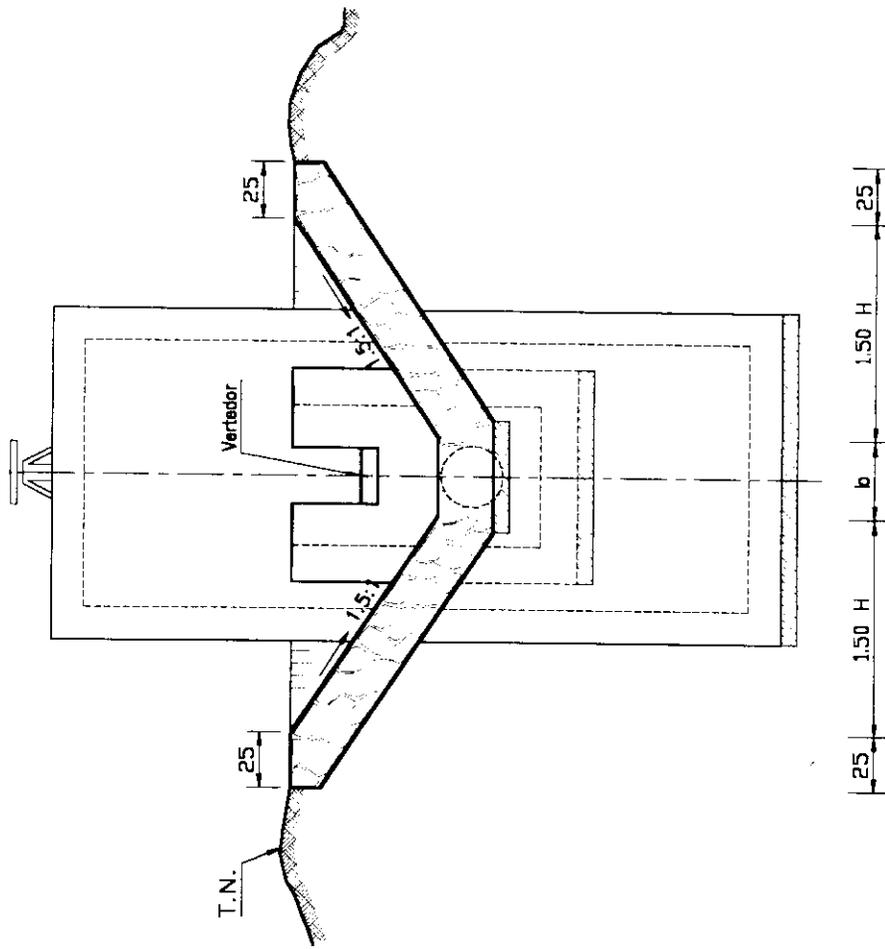
PLANTA

FIG. IV.8 TOMA CON VÁLVULA HARRIS

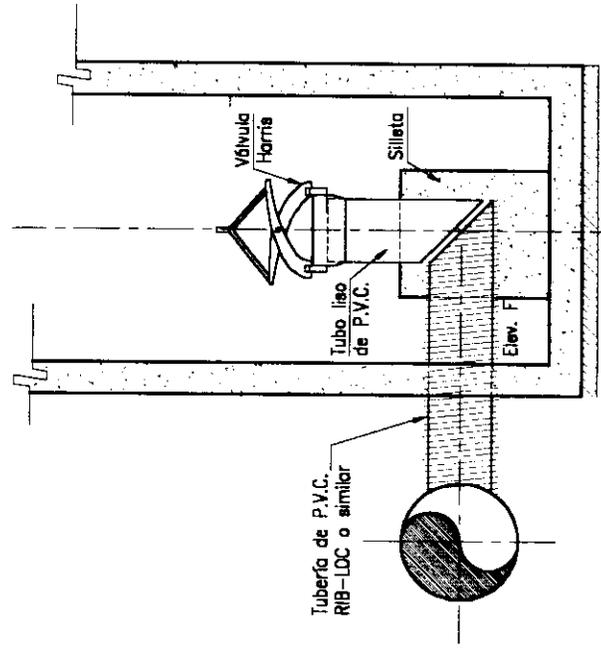


CORTE A-A

FIG. IV.8 TOMA CON VÁLVULA HARRIS



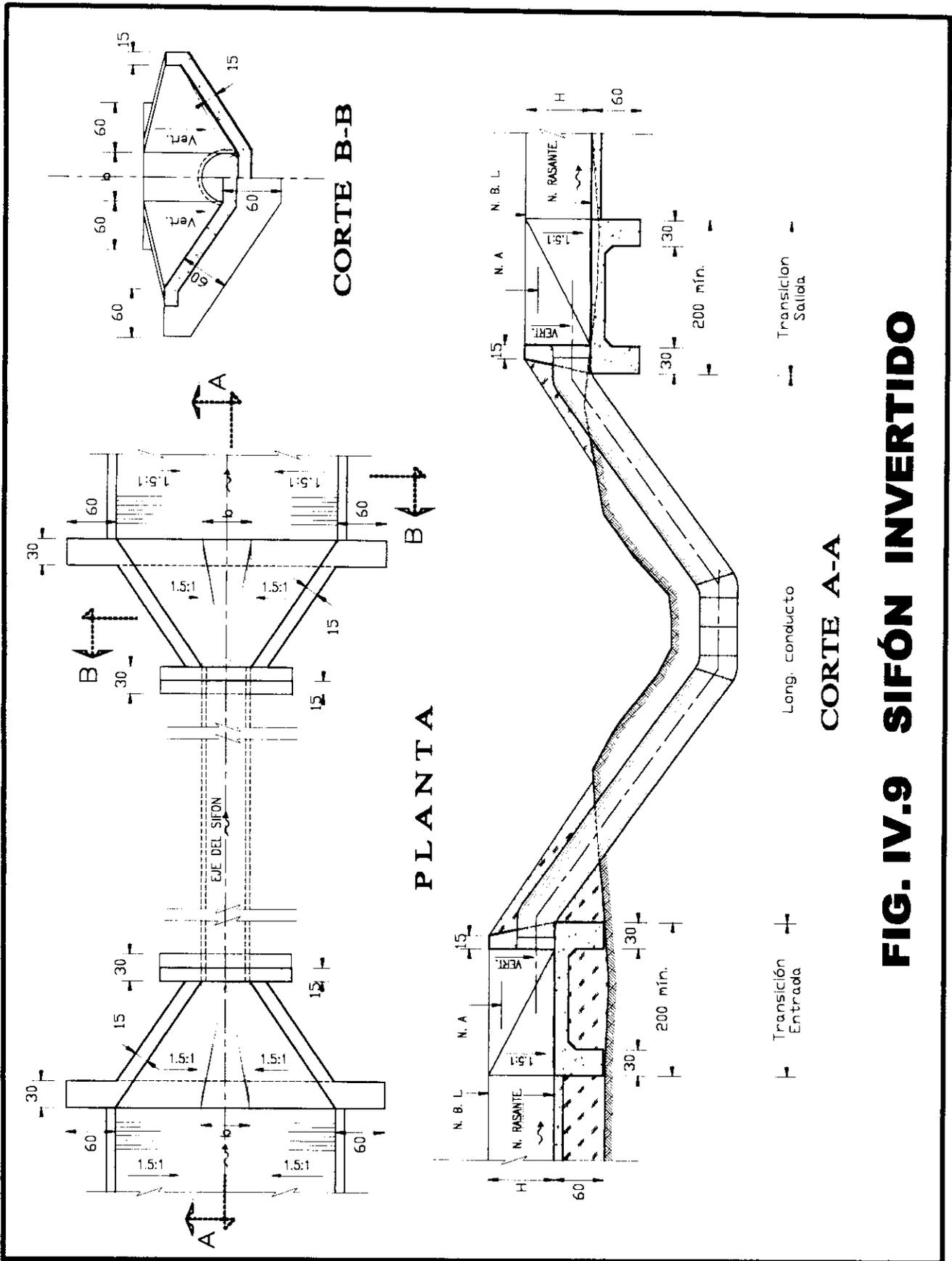
CORTE B-B

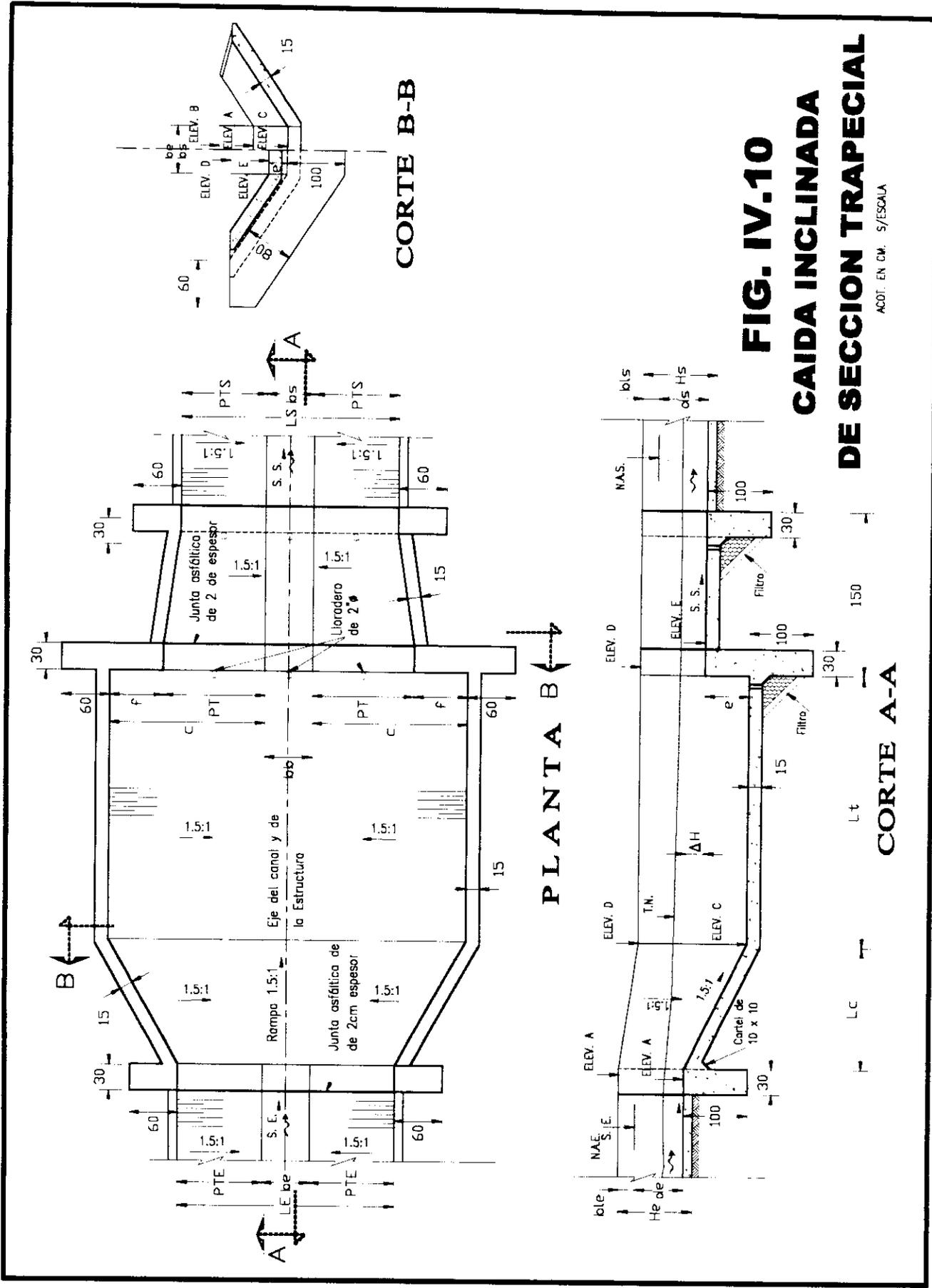


Detalle de la toma cuando se emplee tubería de P.V.C. RIB-LOC o similar, las tuberías quedarán ahogadas en la sillita de concreto.

DETALLE X

FIG. IV.8 TOMA CON VÁLVULA HARRIS





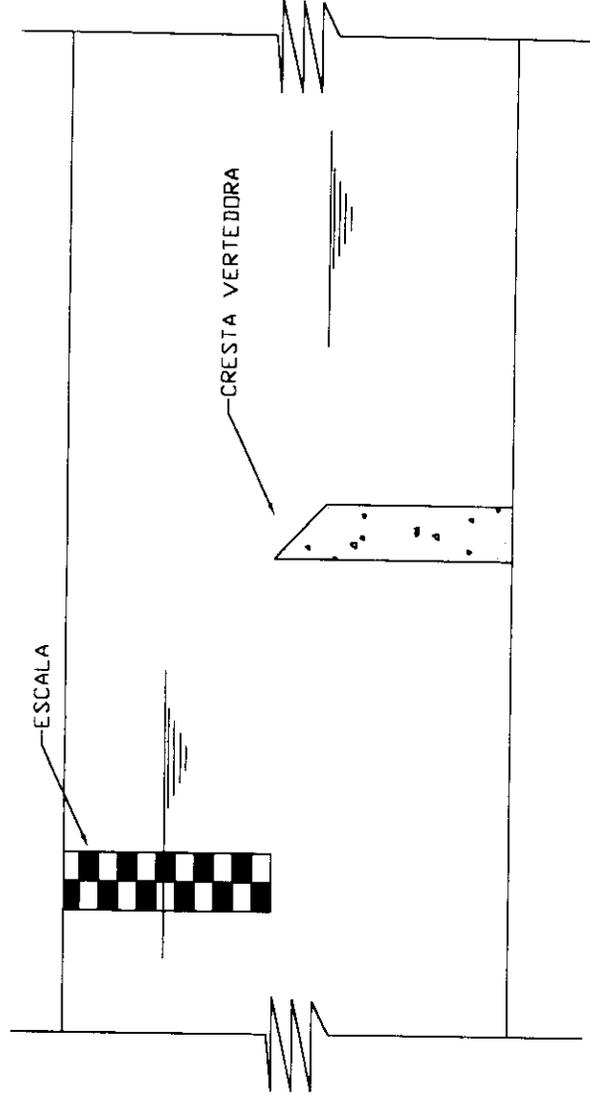


FIG. IV.11 ESTRUCTURA AFORADORA TIPO GUAMUCHIL

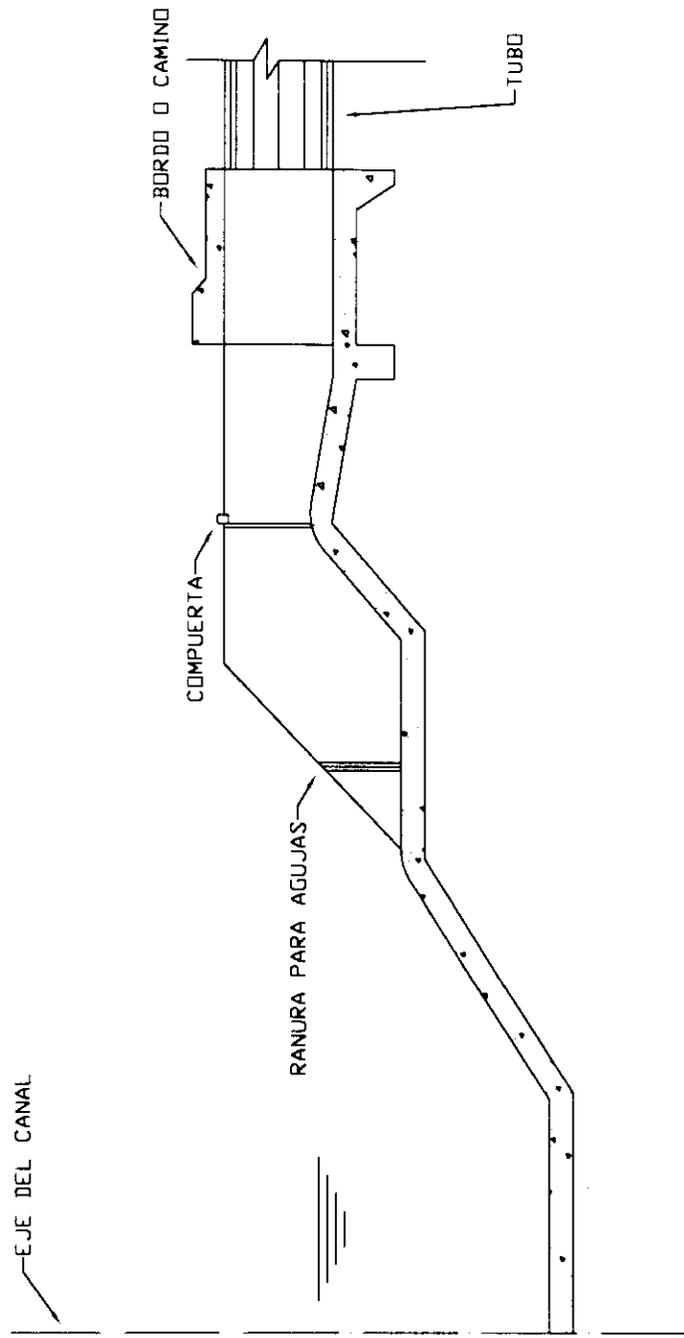


FIG. IV.12 ESTRUCTURA AFORADORA TIPO CELAYA

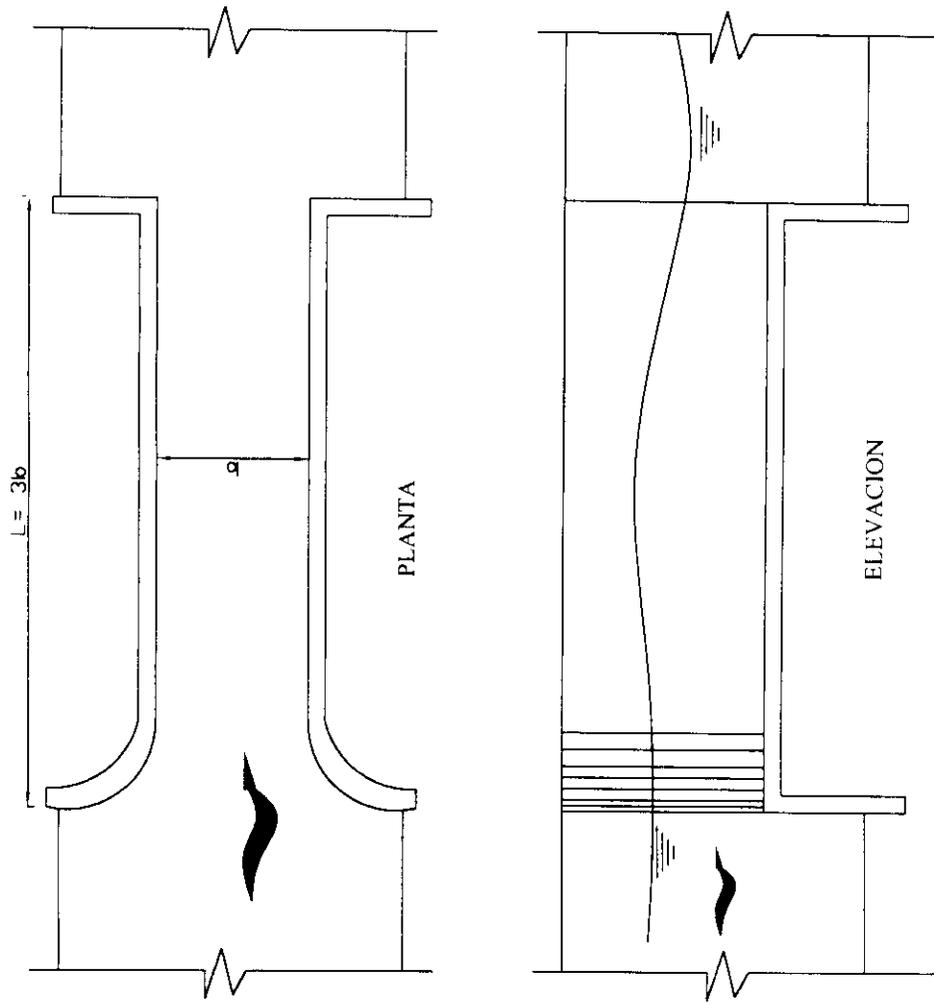
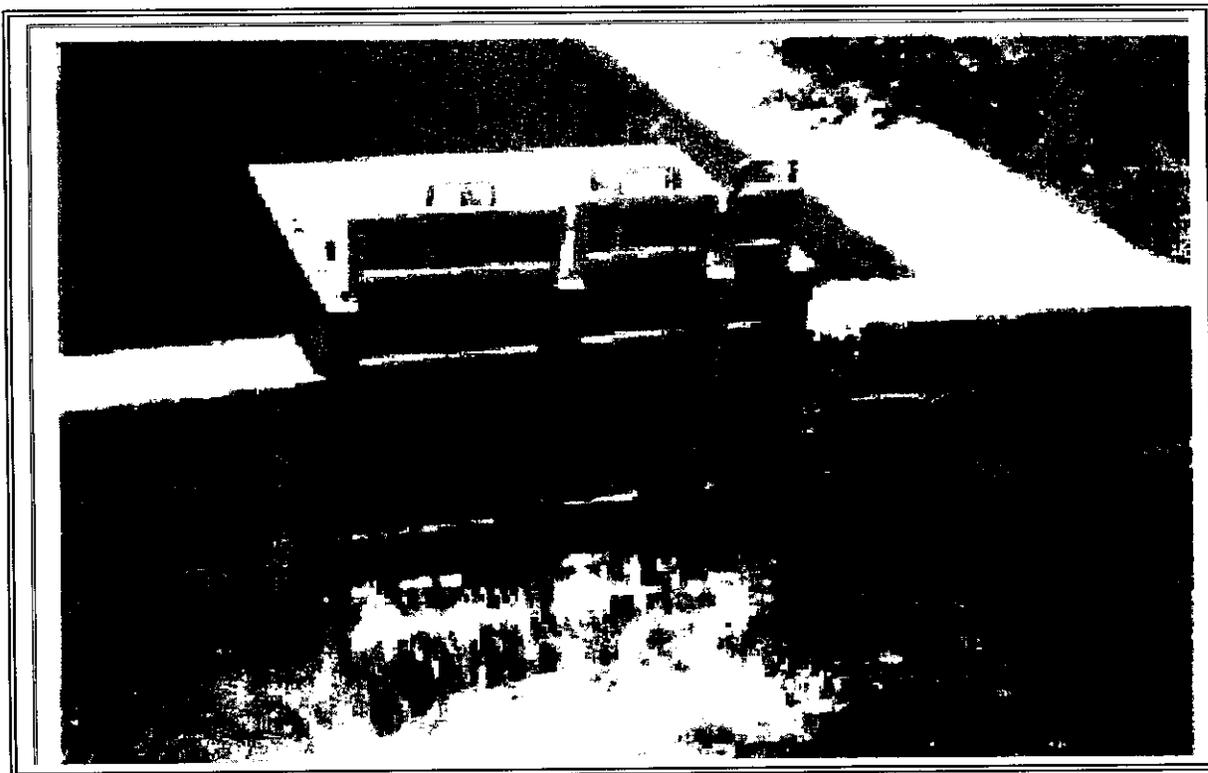


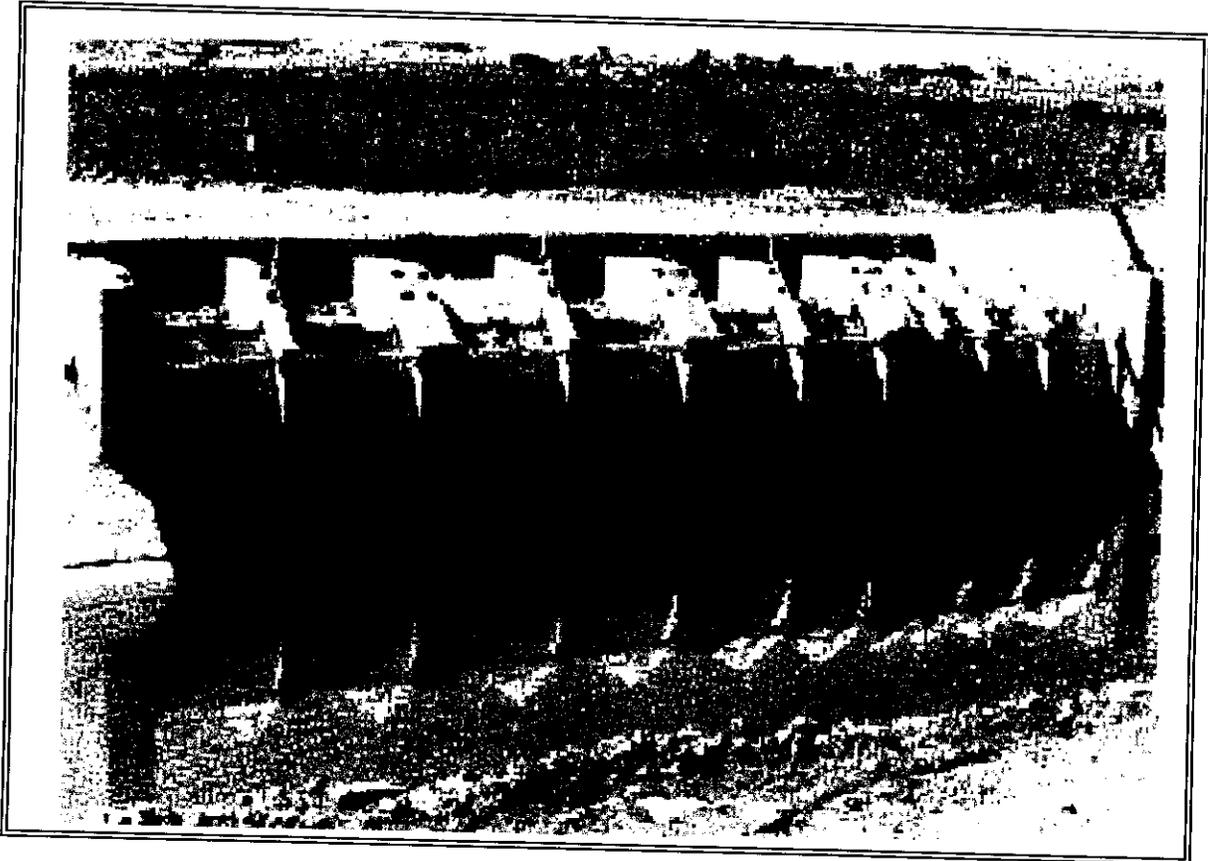
FIG. IV.13 ESTRUCTURA AFORADORA TIPO VENTURI



**FIG. IV. 14. MODULO AFORADOR TIPO L2
PARA TOMAS LATERALES Y GRANJA.**



**FIG. IV.15. MODULO AFORADOR TIPO
XX2 PARA TOMAS LATERALES Y
GRANJA.**



**FIG.IV.16. MODULO AFORADOR TIPO L2,
INSTALADO EN BOCATOMA DE UN
LATERAL.**



**FIG. IV.17. MODULO AFORADOR TIPO
XX2, INSTALADO EN UNA TOMA
GRANJA**

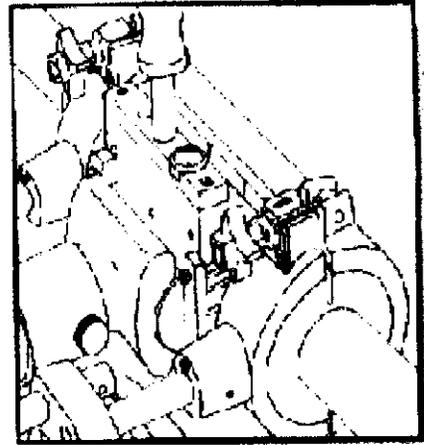


FIG.IV.18. INSTALACION DE TUBERIA DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD.

CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En esta sección haremos la comparación de las alternativas de diseño para la red de distribución, así como indicar algunas recomendaciones que creemos son de importancia.

En la alternativa de canales nos podemos dar cuenta de que en algunos tramos del canal Principal Derecha, del Lateral 1+189.250 y el canal Principal Izquierda, no cumplen con las velocidades permisibles, esto se puede solucionar modificando el radio hidráulico o de una forma mas sencilla, cambiando la pendiente, solo hay que tomar en cuenta los niveles de la superficie libre del agua (S.L.A.), ya que si nos enterramos demasiado, el riego no se podrá llevar a cabo.

Otro inconveniente es la topografía y las condiciones climáticas de la región, pues al ser un terreno en lomerío dificulta los accesos para poder construir los canales, además es una zona donde se presentan lluvias torrenciales, lo cual implica un mayor número de estructuras de protección como lo son las cunetas, contracunetas, y entradas de agua; así como más mantenimiento debido principalmente a los deslaves, lo cual se reflejaría en un encarecimiento de la obra.

Todos los canales presentarían tramos en terraplén, lo cual en zonas donde llueve mucho es poco recomendable, debido a que los canales pueden tener fallas estructurales causados por la socavación, teniendo como consecuencia pérdidas por infiltración que sumadas con las pérdidas por evaporación repercuten directamente con el gasto requerido por los cultivos.

De seleccionar esta alternativa, la mano de obra sería muy demandada teniendo un impacto social favorable, sin embargo, esto puede ocasionar atrasos en el programa de ejecución y financiero, si el control de la obra es inadecuado.

La alternativa por medio de tuberías cumple en todos los casos con las velocidades permisibles, la construcción presenta menos dificultades ya que a diferencia de los canales, el material empleado es más fácil de transportar a la obra, debido principalmente a que la tubería de polietileno es ligera y las maniobras necesarias para su acarreo son más simples.

En la línea Principal Derecha, en la línea 1+189.250 y en la Principal Izquierda se presentan algunos tramos en terraplén, sin embargo, esto no es un problema grave debido principalmente a que el polietileno de alta densidad es muy resistente y flexible; teniendo la ventaja de que el servicio puede seguir de manera continua mientras se realizan los trabajos de reparación.

El número de estructuras de protección así como de operación son menores, no se presentarían problemas de azolves puesto que la tubería va a ir enterrada y algo muy importante, el mantenimiento a corto plazo se enfocaría a las válvulas de compuerta ya que la tubería de polietileno tiene una vida útil de entre 20 y 30 años.

El equipo requerido para esta alternativa se reduce a un compactador de placa llamada comúnmente "bailarina", o a una placa vibratoria cuando se requiera un mayor grado de compactación, ambos equipos son idóneos en zonas de difícil acceso o en áreas reducidas. Para la unión de la tubería se requiere de una máquina de termofusión las cuales no son de grandes dimensiones, y están provistas de llantas para facilitar sus movimientos. Las excavaciones y los acarrees se harán con mano de obra del lugar.

En cambio, para la alternativa de canales se requiere de una excavadora sobre orugas para hacer la excavación de la "cubeta" del canal, se entiende por "cubeta" la sección del canal. Dicha maquinaria tendría problemas para acceder a todas las zonas de la obra. Se tendría que hacer uso de "bestias" para el acarreo de los materiales para la formación del revestimiento de concreto, y se presentarían mas problemas si la obra se lleva a cabo en época de lluvias.

Para la compactación de los terraplenes se requerirá de un compactador de rodillo, que al igual que la excavadora tendría serias dificultades para llegar a todas las zonas donde se requiera.

Con todo lo anterior, estamos en condición de decir que la alternativa más factible es la de tubería, principalmente por ser más fácil su ejecución y por que requiere menos mantenimiento. Además se tendrían menos índices de fugas durante la conducción, en el caso de la aplicación se recomienda revestir las regaderas, evitando así las filtraciones.

Por último, antes de realizar la obra la Dependencia deberá proporcionar toda la información de la zona de riego, la cual consiste en planos planta – perfil de todos los canales o líneas de tuberías, según sea el caso, de la obra de captación, de la conducción y todos los planos electromecánicos y estructurales requeridos; así como la memoria técnica de cada una de las partes que conforman el diseño de la zona de riego. Lo anterior es información que requiere el constructor para poder ejecutar la obra.

En dado caso de que hubiese un cambio en el proyecto durante la construcción, al final de la misma deberá hacerse el plano definitivo de la zona de riego con todos los detalles, el cual será entregado a la Dependencia para su control.

Se puede concluir que en algunos casos será factible el uso de tubería en comparación con un canal, sin embargo, para cada caso en particular se deberá hacer un anteproyecto el cual nos permita definir en que tramos es posible utilizar tubería y en que tramos no, o si como en el presente trabajo, es posible entubar toda la red; cabe mencionar que también existe otro tipo de tubería que se puede emplear como es el caso del P.V.C, el cual es más barato y más sencillo de colocar que el polietileno, pero su uso esta restringido para zonas de riego en terreno plano ya que es más rígido y menos resistente.

BIBLIOGRAFIA

- Arteaga Tovar, Eduardo. (1992). Estructuras de cruce y de control y distribución. Ed. Universidad Autónoma Chapingo. México.
- Dirección General de Obras Hidráulicas y de Ingeniería Agrícola para el Desarrollo Rural. (1981). Obras de riego. Ed. Talleres Gráficos de la Nación. México.
- Dirección General de Obras Hidráulicas y de Ingeniería Agrícola para el Desarrollo Rural. (1980). Prontuario de riego por gravedad. Ed. Talleres Gráficos de la Nación. México.
- Montes Velázquez, Jaime Napoleon. (1975). Criterios generales para la planeación de una zona de riego por gravedad. Ed. Talleres Gráficos de la Nación. México.
- Russell, George e. (1985). Hidráulica. Ed. C.E.C.S.A. México.
- Saldarriaga V., Juan G. (1998). Hidráulica de tuberías. Ed. Mc Graw-Hill Interamericana, S.A. Colombia.
- Sotelo Avila, Gilberto. (1990). Hidráulica general. Vol. 1. Ed. Limusa. México.
- Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Dirección General de Agricultura. (1978). Varietades. Epocas de siembra y cosecha de los principales cultivos. Ciclo otoño-invierno. Ed. Talleres Gráficos de la Nación. México.
- Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Dirección General de Agricultura. (1981). Varietades. Epocas de siembra y cosecha de los principales cultivos. Ciclo primavera-verano. Ed. Talleres Gráficos de la Nación. México.
- Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Dirección General de Grande Irrigación. (1978). Instructivo para la determinación de las demandas de riego en un campo de cultivo. Ed. Talleres Gráficos de la Nación. México.