



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA**

**“DISEÑO DE SISTEMAS DE RIEGO POR GRAVEDAD CON RED DE
TUBERÍA DE DISTRIBUCIÓN PARCELARIA A BAJA PRESIÓN”**

TESIS

**COMO REQUISITO PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
(HIDRÁULICA)**

PRESENTA

ING. PATROCINIO ARROYO HERNÁNDEZ

**DIRECTOR DE TESIS
DR. JESÚS GRACIA SÁNCHEZ**

MÉXICO D. F., ENERO 2008



DEDICATORIAS
Y
AGRADECIMIENTOS

A mi hija Hilda Alejandra:

Porque eres el más grande de mis amores.

*A mi esposa Sara Hilda:
Invaluable compañera, gracias.*

A mi Director de Tesis Dr Jesús Gracia Sánchez:

*Gracias por su tiempo, su paciencia, sus enseñanzas y por no perder
la confianza en mí. Pero sobre todo por su calidad humana.*

A los Profesores:

Dr. Oscar Arturo Fuentes Mariles.

Dr. Carlos Escalante Sandoval

Dr. Ramón Domínguez Mora

M. en I. Víctor Franco

PIC Joel Carbajal

Por brindarme la oportunidad de aprender de ustedes, gracias!!!

Gracias por revelarme su calidad humana.

CONTENIDO

RESUMEN	5
I INTRODUCCIÓN	
1.1 Aspectos generales.	6
1.2 Objetivo.	7
1.3 Alcances.	8
II CONSIDERACIONES GENERALES DE LA DISTRIBUCION PARCELARIA DEL AGUA	
2.1 Introducción.	9
2.2 Tubería.	11
2.3 Información básica.	12
2.4 Obra de toma.	13
2.5 Toma hidráulica de suministro parcelario.	13
2.6 Trazo de la red.	14
2.7 Modalidad del riego.	17
III MÉTODOS DE DISEÑO DE REDES PARA DISTRIBUCIÓN DE AGUA DE RIEGO	
3.1 Aspectos generales.	19
3.2 Gasto modular de diseño.	20
3.2.1 Gasto de diseño para cada tramo de la red, obtenido con la distribución binomial.	22
3.2.2 Gasto de diseño para cada tramo de la red, obtenido con la distribución normal.	24
3.3 Pérdidas hidráulicas en la red.	26
3.4 Presión requerida en la red hidráulica.	27
3.5 Métodos de diseño de redes de riego.	29
3.5.1 Método de diseño óptimo de redes del Instituto de Ingeniería, UNAM.	32
3.5.2 Técnica de optimación utilizando Programación Lineal.	34

IV	METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE REDES DE TUBERÍA A BAJA PRESIÓN.	
4.1	Metodología para el diseño de redes de tubería a baja presión.	37
V	CASO DE ESTUDIO	
5.1	Planteamiento y alternativas de solución del problema.	42
5.2	Diseño del sistema de distribución de agua de riego basado en una red de canales revestidos a cielo abierto.	45
5.2.1	Trazo de la red de canales y ubicación de las tomas.	45
5.2.2	Gasto de diseño de cada tramo de la red de canales.	47
5.2.3	Presiones requeridas en las tomas.	48
5.2.4	Diseño de los canales.	49
5.2.5	Costos.	50
5.3	Diseño del sistema de distribución de agua basado en una red de tubos a baja presión.	51
5.3.1	Trazo de la red de tubos y ubicación de las tomas.	51
5.3.2	Gasto de diseño de cada tramo de tubo.	53
5.3.3	Carga requerida en cada toma.	60
5.3.4	Diámetros admisibles para cada tramo de la red.	63
5.3.5	Función objetivo para el costo global de la tubería.	70
5.3.6	Restricciones de la función objetivo.	70
5.3.7	Optimación del problema y sus costos.	75
VI	CONCLUSIONES	
6.1	Respecto a la metodología para el diseño de redes de agua a baja presión.	78
6.2	En cuanto a los gastos de diseño que conduce cada tramo de la red.	78
6.3	Referente a la carga de presión demandada en cada toma de la red.	79
6.4	Relativo a los métodos de diseño de redes a baja presión.	79
6.5	Del sistema.	80
6.6	Del análisis.	80

BIBLIOGRAFÍA

ANEXOS

RESUMEN

Mediante un análisis comparativo entre las soluciones de riego por gravedad, dadas por una red de canales y una red de tubería a baja presión, de una zona irrigable, se desarrolla en éste trabajo, una metodología para el diseño de redes de distribución parcelaria mediante este último concepto.

Primero se hace una serie de consideraciones generales que atienden a criterios no hidráulicos pero que permiten alcanzar un grado de flexibilidad y libertad en el manejo del recurso hidráulico, tales como la ubicación de tomas, el trazado de la red y la modalidad del riego.

Enseguida se estima el gasto modular que hace eficiente la aplicación del riego en cada parcela, quedando así definido el gasto que maneja el usuario en cada toma. Esto se determina en función de la modalidad del riego.

El diseño hidráulico de la red de tubos esta condicionado por el gasto y la presión necesarios en cada toma ya que el primero deberá cumplir con las necesidades del sistema de riego mediante la carga adecuada.

El gasto de diseño que circula en cada tramo de la red corresponde al período de máximo consumo en el plan de riegos y se determina aplicando un método probabilístico (distribución binomial), con la cual se eliminan todas aquellas posibles combinaciones de consumo de muy pequeña probabilidad de ocurrencia.

Las presiones necesarias en cada tramo de la red se evalúan una vez que se han determinado las pérdidas de carga y tienen por objeto garantizar que la línea de carga esté siempre por encima de las tomas de riego y nudos intermedios.

Finalmente el dimensionamiento óptimo económico de los tubos que conforman la red consiste básicamente en seleccionar el diámetro más pequeño posible para cada tramo de la red, lo que requiere que se realice un diseño hidráulico y la aplicación de alguna técnica de optimización para que en cada toma de riego se satisfagan los requisitos de carga y de gasto a costo mínimo. En este trabajo se utilizó la Técnica de Programación Lineal.

ABSTRACT

By means of a comparative analysis between the solutions of irrigation by gravity, given by a channel system and a low-pressure pipeline system, of an irrigable zone, in this work, a designing methodology for pipeline systems is developed under the concept of low pressure.

First of all, a series of general considerations that takes after no hydraulic criteria but permits to achieve a certain level of flexibility and freedom in the hydraulic-resource management is made, such as tap location, pipeline-system course and the irrigation modality.

After, the modular volume of flow that makes the application of the irrigation in each parcel efficient is estimated and this is the volume of flow that the user handles in each parceling tap. This volume of flow is determined as a function of the irrigation modality.

The hydraulic design of the pipeline system is conditioned by the necessary volume of flow and pressure in each parceling tap, since the volume must comply with the irrigation-system needs by means of the adequate pressure load.

The design volume of flow that circulates in each pipeline-system section corresponds to the maximum consumption in the irrigation plan and is determined by applying a probabilistic method (binomial distribution), with this method, all of the possible combinations of consumption with very low occurring probability are excluded.

The necessary pressures in each system section are evaluated once the losses of pressure load have been determined, it has as an objective to assure that the pressure-load line is always over the irrigation taps and the intermediate knots.

Finally, the economic-optimum dimensioning of the pipes that integrate the system, consists, basically in the selection of the smallest diameter that could be used in each pipeline system section. This procedure requires a hydraulic design to be carried out, and the application of an optimization technique so that each one of the irrigation taps has the adequate pressure load and volume of flow, with the minimum cost. In this work, the technique of Linear Programming was applied.

I. INTRODUCCIÓN

1.1 Aspectos generales.

Desde hace mucho tiempo en nuestro país, el suministro del recurso hídrico a los cultivos de los distritos de riego, proviene de obras de almacenamiento. El caso común de irrigación, lo constituye una presa derivadora que proporciona el volumen suficiente de agua al área productiva, en donde se distribuye mediante una red de canales a cielo abierto¹ equipados con estructuras de regulación, extracción y medición, y con una modalidad para efectuar el riego por tandeo o rotación², lo que obliga a implementar un sistema de vigilancia que haga cumplir el abastecimiento adecuado del recurso hidráulico.

Esta práctica, tiene la desventaja de presentar *pérdidas durante la conducción y la distribución*, estimándose un déficit promedio del 70%, ANUR (2004), 35 % del cual se presenta en los canales, ya que aun en el mejor canal revestido el agua presenta pérdidas por evaporación y filtración y el restante en las parcelas. Otras de las deficiencias muy marcadas que se le atribuyen, es la *escasa capacidad del sistema para abastecer de agua con prontitud a los usuarios y la inequidad en la distribución de la misma*.

Se ha encontrado que la capacidad productiva real de los distritos de riego y su baja flexibilidad, se debe principalmente al estado que guarda la infraestructura existente en la red de distribución y a los métodos empleados en la operación de los mismos, induciendo al usuario la incomodidad de efectuar sus riegos a intervalos muy largos y entorpeciendo la asimilación de los agroquímicos y directamente la producción. Actualmente las grandes zonas de riego de nuestro país tienen en su mayoría deficiencias en las redes de canales debido a la falta de mantenimiento, lo cual ocasiona desperdicio de agua que causa daños ecológicos y eleva los costos de producción; mientras que la desigualdad en la distribución afecta principalmente a los usuarios que se localizan en la cola de la red, ya que no reciben el agua oportunamente, esto causa estrés a la planta y en algunos casos reducciones drásticas en los rendimientos de los cultivos.

¹ Ya sean revestidos o no. Los canales que no están revestidos, presentan los consecuentes problemas de erosión y pérdida de agua por filtración, por crecimiento de maleza y por inestabilidad de taludes.

² En ambos casos, los productores están restringidos en cuanto al uso y disponibilidad del agua.

De lo anterior, se tiene la necesidad de investigar alternativas que permitan un manejo flexible³ del riego con cierto grado de libertad en la operación del sistema, y que además, incluyan tecnología para el uso eficiente del agua.

Una opción que en los últimos años se orienta a éste propósito, es el *entubamiento de las conducciones y el riego efectuado* mediante la distribución parcelaria del agua circulando *por redes de tubería superficial y/o subterránea a baja presión*, proporcionando al usuario disponibilidad y libertad en el manejo del recurso hidráulico, y logrando como consecuencia, mayor eficiencia en sus cosechas, lo que se traduce en volúmenes de producción con calidad y a bajos costos.

El éxito de este tipo de actualización, depende entonces, del entubamiento de los distritos de riego con un diseño óptimo de la red de tubería de distribución parcelaria, que brinde un balance entre los costos⁴, la disponibilidad del agua en cantidad y tiempo para el usuario y la igualdad en la distribución del suministro, asegurando así el abasto aún de manera compartida con intervalos de riego más cortos.

El diseño de éste tipo de sistemas de riego involucra el estudio y análisis de diversos parámetros de las características de los cultivos y de los suelos para determinar las necesidades hídricas de los cultivos, la calendarización del riego, el trazo óptimo de la red de distribución buscando aprovechar las condiciones topográficas y finalmente la selección óptima de diámetros de tubería.

Dada la importancia de éste tipo de riego alternativo, la transferencia de tecnología que implica y la situación actual de nuestro país, el problema toma dos vertientes: una de ellas, es la gran necesidad de adecuar los avances que se tienen en ésta materia, de aquí que se requiera contar con la caracterización de la demanda hídrica que tenga cada zona, así como verificar si se tiene la información necesaria para realizar un estudio, que permita vislumbrar las ventajas que ofrece el riego por tubería a baja presión con respecto del riego tradicional basado en canales a cielo abierto; la otra, es la aplicación de una metodología para el diseño de nuevos sistemas de riego con redes de tubería a baja presión.

1.2 Objetivo.

Desarrollar una metodología para diseñar redes de distribución parcelaria de tubería de riego a baja presión.

³ Agua cuando el usuario lo estime conveniente y durante el tiempo necesario.

⁴ Si se realiza un sobredimensionamiento, el costo será muy alto y la red tendrá una gran flexibilidad.

1.3 Alcances.

La modernización en la agricultura implica la tecnificación del campo en aspectos fundamentales que estén enfocados a *mejorar la infraestructura existente* y a *él desarrollo de nuevos métodos, procesos y técnicas de cultivo* para que conjuntamente den como resultado un bien social, que se manifieste en todos los aspectos. Una alternativa de modernización la brinda el riego basado en redes de tubería a baja presión, el cual ocupa la atención del presente trabajo y es tratado de la siguiente manera:

En la Introducción se presenta una visión general de la problemática existente en los sistemas de riego actual en nuestro país y se limitan los objetivos y alcances del presente escrito.

En el Capítulo II se hace una serie de consideraciones generales a tomar en cuenta y que son previas al diseño de la red, pero que atienden a criterios no hidráulicos por lo que no suelen incluirse en los métodos de diseño de redes.

En el Capítulo III se presentan los conceptos básicos aplicables a la técnica de riego a baja presión, así como la descripción de los métodos enfocados al diseño óptimo de la red de tubería.

En el capítulo IV se expone una metodología para el diseño de redes de tubería a baja presión, una vez que han sido seleccionados los métodos aplicables y con fundamento en los capítulos anteriores.

En el Capítulo V se plantea y hace una descripción detallada de la zona a estudiar, en la cual se aplica la metodología propuesta y mediante el desarrollo del análisis entre las soluciones por red de canales revestidos a cielo abierto y red de tubería a baja presión, se evidencian las bondades de esta última alternativa.

Finalmente, en el capítulo VI se comentan, discuten y concluyen los resultados de los capítulos anteriores.

II. CONSIDERACIONES GENERALES DE LA DISTRIBUCIÓN PARCELARIA DEL AGUA

2.1 Introducción.

Para que el agricultor disponga de agua en cantidad suficiente todo el tiempo, es preciso llevar a cabo:

- 1 El entubamiento de la conducción.
- 2 Una serie de consideraciones que permitan el buen funcionamiento de la red de distribución parcelaria y que atienden a criterios de carácter no hidráulicos los cuales serán tratados de manera muy general en éste capítulo.
- 3 Un diseño óptimo de la red de tubería de distribución parcelaria que permita su funcionamiento a baja presión.

El *entubamiento de la conducción* representa claras ventajas sobre el sistema tradicional -canal a cielo abierto-, debido a que el agua no se desperdicia, no se contamina, no se la roban y no se tienen pérdidas por evaporación e infiltración, incrementando la eficiencia de la zona regable hasta en un 98 por ciento. Además se elimina el costo por mantenimiento de los canales y se recupera terreno.

Actualmente lo anterior es posible, gracias al desarrollo tecnológico de los plásticos termoconformados, los cuales alcanzan una vida útil considerable, por lo que han inducido una competencia entre el uso de los conductos plásticos y los revestimientos de concreto.

Los costos de entubamiento son un 15 por ciento mayor al de un revestimiento, pero el primero tiene una vida útil mínima de 50 y máxima de 100 años y no requiere conservación; mientras que en el segundo, aproximadamente en tres años se fragmenta la losa que sirve de recubrimiento al canal, obligando a su reparación. Resulta claro entonces, que exista también una tendencia al desarrollo de la distribución parcelaria del agua mediante tubería a baja presión en sistemas de riego por gravedad.

De manera complementaria, deben resolverse aspectos tales como *el tipo y material de la tubería, así como sus accesorios y dispositivos a emplear, la forma de como extraer el agua, la ubicación de la toma, el mejor trazado de la red y la modalidad del riego (flexibilidad).*

Por último, la red de tubería para distribución de agua a nivel parcelario esta integrada por una o más líneas principales y un número de líneas laterales -cuya diferencia estriba en el tamaño del diámetro- y que se conectan entre sí, por medio de acoplamientos¹ rápidos que permiten un fácil manejo e instalación. Estas líneas pueden ser, incluso, de distintos materiales², pero tienen la característica principal que sus diámetros son los óptimos e integran un balance entre costo y funcionalidad. Los métodos de análisis para evaluar los diámetros óptimos, serán expuestos en el capítulo siguiente.

Dentro de las *ventajas de emplear tubería en la distribución del agua para riego*, se pueden mencionar las siguientes:

- Puede colocarse superficial o enterrada, está última representa ganancia en superficie cultivable.
- No se necesita una pendiente uniforme.
- Se evitan pérdidas de agua por filtración y evaporación en la distribución.
- El agua siempre esta disponible, ya que la red generalmente permanece llena.
- La presión provoca algunas veces, un caudal mayor.
- Se puede aplicar el fertilizante junto con el agua de riego, al ser éstos mezclados en el agua y la mezcla se introduce en la línea principal.
- El costo por mantenimiento es mínimo o casi nulo.

Entre los inconvenientes se indican los siguientes:

- Un alto costo inicial.
- La disminución de las propiedades mecánicas de resistencia a la tracción y al impacto, de la tubería, si queda expuesta por un período prolongado a los rayos solares o a temperaturas inferiores a cero grados, respectivamente.
- La tubería lisa exterior requiere de mano de obra y equipo especializado para su unión.
- La tubería lisa no tiene conexiones, por ello es necesario utilizar piezas o juntas especiales.

¹ Son las uniones que permiten conectar y desconectar los tubos de las líneas.

² Sin embargo, los más recomendables son los termoplásticos.

2.2 Tubería.

Una tubería se define como el conjunto formado por el tubo y su sistema de unión. El requisito principal de cualquier clase de tubo es que debe de ser capaz de satisfacer las necesidades hidráulicas y mecánicas sin que se presenten fugas en sus uniones o juntas.

Dada la diversidad de materiales en la fabricación de los tubos, la selección adecuada entre los que reúnen los requisitos hidráulicos y mecánicos, es con frecuencia una decisión económica y eventualmente depende de su disponibilidad inmediata en el mercado, aunque existan razones aparentes que favorezcan la utilización de un tipo u otro.

Recientemente los tubos más usados son los termoplásticos³ como el polietileno (PE), el poliestireno (PS), el polipropileno, el cloruro de polivinilo (PVC), el fluoruro de polivinilideno (PVDF) y se fabrican para el mercado en diferentes diámetros y espesores que permiten distintas presiones⁴ máximas de trabajo, clasificándose según estas últimas en clases.

En general, este tipo de tuberías son de plástico termoconformado que se elabora en una amplia variedad de calidades y modificaciones, distinguiéndose por su peso molecular y por los diferentes procedimientos de obtención.

Se ablandan con el calor y endurecen con el frío, a temperatura ambiente son un material muy rígido y duro garantizando un área hidráulica constante a través del tiempo, no tóxicos, impermeables (hidrófugos), químicamente inertes al contenido (fisiológicamente inofensivos) con una gran resistencia al desgaste (durabilidad), al corte, a los arañazos, a la abrasión de productos líquidos corrosivos concentrados y a la corrosión química o electroquímica de ácidos, álcalis y soluciones salinas que normalmente afecta a las tuberías enterradas.

Su pared interior es lisa altamente deslizante, incluso en seco, por lo que tienen un coeficiente de fricción bajo⁵ causando menor pérdida por fricción y favoreciendo un mayor caudal transportable, además, la lisura de sus paredes no permite incrustaciones.

Son muy flexibles (módulo de elasticidad de aproximadamente 28100 kg/cm²) lo que les permite un mejor comportamiento frente a las sobrepresiones por golpe de ariete y cargas extremas; son ligeras y por

³ Material plástico sintético que arriba de cierta temperatura se convierte en una masa moldeable y a temperatura ambiente se comporta como un sólido. Si se funde y se moldea varias veces (historial térmico), generalmente disminuyen sus propiedades.

⁴ Para entubamientos enterrados funcionando a baja presión nos interesan solamente las tuberías que resistan presiones máximas de trabajo de 5 kg/cm² (Clase 5) y para conducciones superficiales de 3 kg/cm² (Clase 3).

⁵ Su valor en la ecuación de Hazen-Williams es C=145 y para la de Manning n=0.009.

lo tanto el almacenamiento y su transporte se facilita notablemente. Debido a su flexibilidad y ligereza su instalación es rápida, fácil y económica.

En su apariencia exterior pueden ser lisas o corrugadas, la tubería de tipo corrugado ofrece tubos, conexiones y accesorios de 1 kg/cm² de presión máxima de trabajo capaces de conducir a baja presión gastos de hasta 4 m³/s, a un costo más bajo que la tubería lisa. Los accesorios como tees y codos se fabrican con la misma tubería.

La longitud útil de cada tubo es de seis metros⁶ y la unión entre ellos y sus conexiones, en el caso de la tubería lisa es por calor y para la corrugada se realiza mediante el sistema espiga—campana con anillo de hule. Para fines prácticos el diámetro nominal del tubo es igual a su diámetro exterior y debido a que el gasto disminuye en la medida en que el flujo se acerca al final de su trayecto, se admite el telescopiado de la tubería y como consecuencia, también diversas resistencias en los tubos.

Se consiguen válvulas de compuerta, de paso, así como, aditamentos de admisión y expulsión de aire de baja presión como complemento del sistema.

En el Anexo I se presentan, de los tubos comentados, los diámetros comerciales y sus costos.

2.3 Información básica.

La información básica requerida para diseñar la red de tubos a baja presión, es la misma que se emplea para el diseño de la red de canales y consta de la caracterización del suelo y el cálculo de las necesidades hídricas de los cultivos, para definir cuándo y cuánto regar, específicamente esto comprende lo siguiente:

- 1 *Plano topográfico*, en donde se muestran curvas de nivel y cada una de las parcelas que componen el área de riego con sus respectivas dimensiones y sentido del riego.
- 2 *Longitud máxima de riego*, comprendida alrededor del doble del ancho de la parcela.
- 3 *Lámina bruta e intervalo crítico* de riego del padrón de cultivos de la zona para la fecha de siembra durante el período de máxima demanda.
- 4 *Preferencias y costumbres de los usuarios en el manejo del riego*, como:
 - a. Jornada de trabajo (horario actual y futuro del riego).
 - b. Días que no se acostumbra regar.

⁶ Se pueden fabricar en otras longitudes, según acuerdo entre cliente y fabricante.

- 5 *Intervalo efectivo de riego*, es el intervalo crítico menos los días que no se riega.
- 6 *Método de riego empleado*, el cual puede ser por surcos o melgas.
- 7 *Forma de aplicar el riego*, la cual puede ser por sifones (regaderas) o por tubería de compuerta.
- 8 *Gasto por surco o por ancho unitario de melga* que maximiza la eficiencia de aplicación del riego.
- 9 *Capacidad del canal o de la toma granja* que suministra agua a la red.
- 10 *Nivel normal de aguas en la toma* del canal que suministra agua a la red.

2.4 Obra de toma.

El punto de partida para el entubamiento del agua de riego se encuentra en la derivación que se efectúa a un canal de conducción, el cual lleva el agua de manera continua hasta la zona de riego y la entrega a toda la zona regable, mediante una red hidráulica de tubos.

El agua que circula por la red de tubos debe estar libre de materiales de gran tamaño (gravas, arenas), de sólidos en suspensión e impurezas del agua y esto se logra, mediante el diseño de una *obra de toma*, la cual incluye una zona de excedencia y una serie de rejillas metálicas con pantallas de tela.

Las rejillas metálicas eliminan las partículas que contiene el agua, dependiendo del tamaño de éstas mediante una separación entre barrotes de 3 a 10 mm, de 10 a 25 mm y de 50 a 100 mm para desbaste fino, medio y predesbaste, respectivamente. Se instalarán en número adecuado una o varias rejas desmontables consecutivas y enseguida se colocará una malla de tela para evitar el paso de sedimentos y problemas de azolve, sobre todo en los sitios bajos.

2.5 Toma hidráulica de suministro parcelario.

Constituye el punto terminal del sistema de conducción e inicio de la red parcelaria. La toma válvula, hidrante o boca de riego (boca hidrante) se coloca una por parcela, tiene la función de permitir con agilidad la salida del flujo que se encuentra en el ramal de la red, hacia el o los cultivos de la parcela, minimizando la erosión del suelo. Representa, para el agricultor, un acceso sencillo a la red de riego y por lo tanto a la disponibilidad del agua.

Para definir su ubicación más conveniente, es recomendable utilizar el plano topográfico del área en estudio con las curvas de nivel a cada 25 cm, delimitar los linderos entre parcelas y calcular sus áreas respectivas, tratar de compensar los desniveles topográficos con la pérdida de carga de la red parcelaria, buscar que tenga una buena accesibilidad desde el camino de servicio y en su caso desde los distintos lotes que pueden formar parte de la misma unidad parcelaria de riego, así como también, considerar la modalidad y la forma con la que se aplica el riego.

Cuando el riego se aplica por:

- a. *Sifones.* La toma se sitúa en la parte más alta de la parcela, de tal manera que se pueda irrigar toda la superficie mediante regaderas cuya longitud debe ser lo más pequeñas posible, por ejemplo, entre 100 y 200 metros para minimizar las pérdidas.
- b. *Con tubería de compuertas.* En esta técnica, no es necesario que la toma se ubique en la parte más alta de la parcela, lo que permite disminuir la longitud de la red de distribución. Generalmente la toma se localiza en la cabecera de la parcela y en caso de que la longitud en el sentido del riego rebase la máxima permisible, se coloca otra línea regante en donde sea necesario. También debe considerarse que el riego se traza en el sentido de la máxima pendiente en cada parcela, de tal manera que en el sentido transversal del riego la pendiente sea mínima, este criterio permite colocar la tubería de compuertas en el sentido de mínima pendiente, condición necesaria para su mejor funcionamiento.

Cuando la red se proyecta con tubería de baja presión, es recomendable utilizar la tubería de compuertas, garantizando así una mejor distribución y aplicación del agua.

2.6 Trazo de la red.

De acuerdo con la distribución previa de las tomas en la totalidad de las parcelas, el trazo de la red queda definido por el que en planta, proporciona la unión de todas ellas a la fuente de suministro. Su importancia radica en que de un trazado óptimo, dependerá la eficiencia en la distribución oportuna del agua a la parcela.

Básicamente el trazo de la red hidráulica puede formar circuitos (retículas), ramales, o bien, una combinación de ellas, éstas son conocidas como redes cerradas, abiertas y mixtas, respectivamente. En cualquiera de estas modalidades la longitud y el material de los conductos que conforman la red son parámetros importantes que dependen a su vez de las condiciones geológicas, topográficas y sociales que ofrece la zona de estudio.

Respecto al costo el de una red cerrada es más elevado que el de una red abierta, debido a que en la primera circula más agua que en la segunda y esto ocasiona mayores diámetros en la tubería, pero también mayores eficiencias en la distribución del agua.

Para realizar el trazo de la red existen varios métodos, entre los que destacan el que respeta los linderos existentes y el de la geometría óptima conocido también como método de Girette. (Vázquez 1997) En la práctica se utiliza una combinación de ambos y se recomienda tomar en cuenta lo siguiente:

- ◆ Se procura que el agua avance de los puntos topográficamente elevados (con más energía) hacia los bajos. Sin embargo, no debe sacrificarse la eficiencia de la red, por respetar demasiado los aspectos topográficos.
- ◆ Los ramales de mayor capacidad se dirigen a la zona de mayor demanda.
- ◆ La liga entre tomas se realiza en forma ordenada. Se inicia de una toma cualquiera, de preferencia de la cabecera y a ella se le une la más próxima, a la que a su vez, se le une la más cercana. Este proceso se repite hasta que todas queden unidas.
- ◆ Una toma local que deriva del ramal principal, se traza perpendicularmente y los subramales se conectan a 45° respecto de la dirección del flujo.
- ◆ El trazado resultante esta sujeto a modificaciones debidas a correcciones por mínima longitud, por factores sociales y topográficos, aunque para esto, sea necesario crear nuevos nudos o bifurcaciones.
- ◆ La longitud de la tubería será la mínima, cuando los tramos de tubería de tres tomas adyacentes que confluyen en un nudo, forman entre sí ángulos de 120°.

El **trazo por linderos** es uno de los métodos más empleados en el diseño de redes ramificadas, que toma en cuenta las condiciones topográficas de la zona, es muy simple y consiste en situar todas las conducciones a lo largo de los bordes de los terrenos y caminos procurando cruzar lo menos posible las parcelas. Este criterio facilita la futura conservación de la red y evita la imposición de servidumbres a propietarios de las parcelas.

El *trazado óptimo* está definido por el *método de Girette* el cual permite trazar la red realizando las conexiones entre la cabecera y tomas con la mínima distancia. Para lograrlo primeramente se intenta que todos los nudos de la red resultante coincidan con las tomas de riego, enseguida es posible aplicar algún método de conexión por proximidad (Kruskal o Sollín) o el de trazado por longitud mínima.

A partir de la ubicación con coordenadas y después de iterar hasta encontrar el trazado óptimo, el método Kruskal (Vázquez 1997), selecciona ordenadamente las tomas y obtiene la longitud mínima entre ellas, desechando aquellas que formen un anillo entre los nudos ya unidos.

Sollín (Vázquez 1997), propone partir de un nodo cualquiera y unir inmediatamente con el punto más próximo, posteriormente se busca el tercer punto más cercano y se une a los dos anteriores, de igual forma se buscarán los nodos subsecuentes hasta armar toda la red, siempre buscando no cerrar en un circuito y obteniendo la distancia más corta. Este método es mucho más rápido que el de Kruskal debido a que evita comparaciones innecesarias.

El método de *longitud mínima* aplica primero la metodología de trazado por proximidad, pero como segundo paso, trata de lograr conexiones entre tomas, en puntos que no son nodos ni bifurcaciones de la red, de esta manera se logra trazar la red con una longitud menor a la obtenida por métodos como los de Sollín o Kruskal. Geométricamente se tiene un óptimo en la longitud cuando la unión de las tomas en la red forme ángulos superiores o iguales a 120° entre los triángulos adyacentes, es por esta razón que el método se conoce también como de 120°.

En el momento en que se tenga el trazado de mínima longitud con cualquiera de los procedimientos anteriores, se procederá a determinar los gastos que circularán por toda la red, para después verificar y de ser necesario modificar el trazado de tal manera que su costo sea mínimo, es decir, se podrán acortar los tramos más costosos y alargar los de menor valor, o bien, evaluar por los costos el *ángulo de desviación* entre dos curvas de nivel que se unen por un tubo de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\theta_i = \cos^{-1} \left(\frac{C_{n+i}}{C_i} \right)$$

donde:

θ_i = Ángulo de desviación en grados.

C_i = Es el costo del tramo inicial en pesos definido por la presión requerida en el tramo de la red.

C_{n+i} = Es el costo siguiente al inicial en pesos definido por la presión requerida en el tramo de la red.

Los métodos descritos ofrecen un trazado de red que será económico, con menor longitud de desarrollo y con interdependencia por los derechos de servidumbre de paso, ya que no es posible respetar los linderos de la zona de riego. Es esta la razón por la que el proyectista debe tratar de buscar la geometría más conveniente de la red, basándose en su experiencia, ya que no existe una metodología que ofrezca el óptimo completo.

Se recomienda utilizar un diseño en el cual la solución se de por los linderos y el trazado de la red forme ramales para disminuir los costos y mejorar la eficiencia.

Una vez definido el trazo, se determina en campo el perfil de cada una de las líneas proyectadas, indicándose en cada toma y al final de cada tramo las cotas del terreno a cada 20 o 50 m, así como la longitud de cada tramo.

2.7 Modalidad del riego.

Se refiere a la forma en que el sistema entrega el agua a los usuarios y es un factor determinante para el suministro oportuno del agua al cultivo, así como, para definir la capacidad de la red de tubos, por lo que se pretende tenga una gran flexibilidad, es decir, que satisfaga con prontitud la demanda de agua de los usuarios, de manera compartida y con equidad en la distribución.

Se conocen dos modalidades del riego que son el riego por turnos y el riego basado en la demanda, pero en ambos, se debe garantizar la flexibilidad del sistema. En nuestro país, la modalidad del riego que predomina se basa en la demanda controlada, en la que el usuario está limitado en cuanto a la disponibilidad del agua en cantidad y tiempo, debido a que primero solicita el agua y cierto tiempo después se le entrega.

El *riego por turnos* consiste en suministrar agua al usuario de acuerdo a un calendario programado. Esto quiere decir que el agua se va rotando de una parcela a otra, su *flexibilidad es nula*, debido a que una variación mínima en el sistema, como lo sería que no se respetará el calendario de riegos, afectaría el índice de oportunidad en los ramales más distantes, disminuyendo consecuentemente tanto el gasto como la carga suministrada a otras parcelas aledañas.

En esta modalidad se calculan los gastos de acuerdo a las necesidades en cada toma, acumulándolos progresivamente desde la cola hasta la cabecera de la red. La falta de flexibilidad se puede evitar en forma

parcial, fijando el caudal circulante en cada tramo mediante un método probabilístico, el cual permita eliminar todas aquellas combinaciones de consumo de muy pequeña probabilidad de ocurrencia.

El *riego a la demanda* ofrece al agricultor la disposición del recurso hidráulico las veinticuatro horas del día, sin más limitación, que el gasto disponible en el hidrante.

En esta modalidad, *el riego es flexible*, debido a que el aprovechamiento del agua en el sistema de distribución es similar al de agua potable en asentamientos urbanos. Además, con una correcta automatización de las obras de cabecera y distribución se eliminará el cuerpo de vigilancia, el cual resguarda los volúmenes entregados.

Es claro que el riego por turnos ofrece ventajas económicas y arrojará un costo de infraestructura menor que el del riego a la demanda, debido a que los gastos requeridos se estiman con base en las leyes probabilísticas de coincidencia en la demanda de los distintos usuarios.

Generalmente se diseña una red de tubería a baja presión considerando satisfacer un riego a la demanda, pero por otra parte, la red de tubería ofrece dotación ágil y correcta en un riego por turnos.

III. MÉTODOS DE DISEÑO DE REDES PARA DISTRIBUCIÓN DE AGUA DE RIEGO

3.1 Aspectos generales.

Para llevar el agua hasta las parcelas existen numerosas opciones que cumplen con las condiciones de operación hidráulica, debido principalmente a la gran diversidad en materiales y diámetros de tubería existentes en el mercado, ya que sin lugar a duda, un tipo de tubería cualquiera podría resolver distintas necesidades, del mismo modo que una necesidad puede ser cubierta por una infinidad de tuberías, pero únicamente se dará una solución eficiente mediante el empleo de un diámetro económico específico para cada caso, por lo que el proceso de selección de los diámetros de los tubos de la red no es simple. Para escoger la opción que tiene el mínimo monto de adquisición e instalación, es necesario conocer el costo de todas las opciones, entonces, el diseño hidráulico de la red de tubos debe combinarse con el aspecto económico para seleccionar la mejor opción, en cada caso particular.

De acuerdo con lo anterior, el diseño hidráulico de la red de tubos, que se sustenta en las ecuaciones fundamentales del movimiento de fluidos a presión, tiene por objeto fijar el *diámetro óptimo-económico* de cada tramo de tubo que la integra, cumpliendo con los condicionantes de gasto y presión mínima necesarios en los puntos de control¹, ya que primero deberá satisfacer las necesidades hídricas del riego y ser conducido por el sistema de tubos hasta el sitio de demanda con la presión adecuada.

El diámetro óptimo en la selección del diámetro en cada tramo de la red, es función del costo de los tubos, los que a su vez, están fuertemente influenciados por su tipo, por sus dimensiones (gasto), por su longitud, por la presión (carga máxima requerida) y la pérdida de carga generada por la distribución del agua².

A continuación, se exponen los parámetros y métodos empleados para realizar los cálculos en el diseño de la red de tubos a baja presión en zonas de riego.

¹ Tomas de riego y nudos intermedios.

² Si la red se proyecta para riego a la demanda el costo de la infraestructura es mayor.

3.2 Gasto modular de diseño.

El gasto que circula por cada tramo de la red de tubos y que estará disponible en cada toma, es el *gasto correspondiente al período de máximo consumo en el plan de riegos*, lo que provee un servicio satisfactorio con la máxima flexibilidad en el sistema, pues existe un sobredimensionamiento de la red.

Para evaluar dicho gasto, se tiene el inconveniente de que los usuarios no tienen los mismos cultivos, ni las mismas áreas cultivables y por si fuera poco no siembran al mismo tiempo, entonces, el gasto requerido por cada uno de ellos es diferente y debe tomar en cuenta el diseño de la parcela (Gracia 2002), sin embargo para efectos prácticos, al momento de determinar los gastos en las tomas se le asigna a cada usuario un *gasto modular* en función de la modalidad del riego seleccionada, en consecuencia, se tienen distintos gastos modulares.

Se denomina gasto modular en la toma de cada parcela, regada por melgas o por surcos según sea el caso, a aquel que maneja el usuario y hace eficiente la aplicación del riego. Si se riega con ambos métodos, se escoge el mayor gasto.

De igual manera si se trata de una modernización en la zona de riego, se le asigna a los usuarios un gasto modular en las tomas, de acuerdo con el gasto disponible que abastece a la red. Normalmente se adopta el gasto modular que está acostumbrado a manejar el usuario, pero es necesario considerar las políticas que se siguen en la región y compararlas con los resultados del análisis de requerimientos de riego, para así decidir el gasto a suministrar.

El gasto modular se calcula de manera similar para las distintas aplicaciones de riego posibles y el valor obtenido se fija entre 40 y 120 litros por segundo, debido a que en la práctica para facilitar la operación en los distritos de riego, el gasto en las tomas granja se entrega de manera constante y como un múltiplo del gasto modular.

La estimación del gasto modular para riego por surcos o melgas, parte del diseño de la parcela y puede realizarse como se describe a continuación en las ecuaciones (3.2.a), (3.2.b), (3.2.c) y (3.2.d):

- i. Se determina el número de surcos, auxiliándose con la siguiente relación: $N_{sur} = B_p/d$ (3.2.a)
- ii. Se obtiene el gasto total para regar todos los surcos simultáneamente $Q_t = N_{sur} q_s$ (3.2.b)
- iii. Se obtiene el gasto total para regar todas las melgas simultáneamente: $Q_t = B_p q_m$ (3.2.c)
- iv. El gasto modular se calcula con la expresión siguiente: $Q_m = Q_t/n$ (3.2.d)

donde:

N_{sur} : Número de surcos.

B_p : Longitud ortogonal al sentido de riego, ancho de la parcela, en metros.

d : Espaciamiento entre surcos, en metros.

Q_t : Gasto total requerido, en m^3/s .

q_s : Gasto por surco, para maximiza la eficiencia en la aplicación, en m^3/s . Su valor se obtiene de tablas.

q_m : Gasto por ancho unitario de melga que maximiza la eficiencia en la aplicación del riego, en m^2/s . Su valor se obtiene multiplicando el gasto óptimo obtenido de tablas por la longitud del riego.

Q_m : Gasto modular, en m^3/s .

$n = 0,1,2,3,..$ Número de puestas de riego.

El número de puestas de riego corresponde al número de surcos o melgas regados simultáneamente con el gasto aportado por una toma parcelaria y debe ser tal que el gasto modular que resulte se aproxime al gasto que soliciten o acostumbren los usuarios. El ancho de una puesta de riego debe ser submúltiplo del ancho de la parcela, y a su vez, el ancho de la melga debe ser submúltiplo del ancho de una puesta de riego.

Con los distintos gastos modulares de todos los usuarios, se fija el ***gasto modular de diseño*** como un promedio pesado de los mismos por la superficie, de acuerdo con la siguiente ecuación:

$$Q_{m d} = \frac{1}{S_t} \sum_{i=1}^n Q_{m i} S_i \quad (3.2.0)$$

donde: $Q_{m d}$ = Gasto modular de diseño de las tomas, en m^3/s .

$Q_{m i}$ = Gasto modular de la toma i , en m^3/s .

S_i = Superficie que domina la toma i , en m^2 .

S_t = Superficie total, en m^2 .

n = Número de tomas.

Enseguida se definen los gastos que circularán en los distintos tramos de la red, mediante el empleo de un método estadístico que permita eliminar todas aquellas combinaciones de consumo de muy pequeña probabilidad de ocurrencia, logrando con esto, proyectar el sistema para un máximo porcentaje de casos a los que la red puede satisfacer sin problema, es decir, con una probabilidad comprendida entre el 90 y 95% de que los caudales circulantes por la red durante el período de punta no superen a los de diseño.

Los métodos más utilizados para evaluar dicha probabilidad son el de la distribución binomial cuando el número de usuarios es menor a 25 o el de la distribución normal ajustada a partir de la binomial, para un número mayor a 25 usuarios.

3.2.1 Gasto de diseño para cada tramo de la red, obtenido con la distribución binomial.

El gasto que circula en cada tramo de la red es variable a lo largo de todo el día, debido a que depende de la probabilidad de coincidencia en el riego de las parcelas a las cuales abastece, entonces dicho gasto se obtiene como el producto de las X_a tomas que probablemente funcionen simultáneamente aguas abajo del mismo y el gasto modular de diseño, es decir:

$$Q_{dtr} = X_a Q_{md} \quad (3.2.1)$$

donde: Q_{dtr} = Es el gasto para el diseño de la red en el tramo considerado, en m^3/s .

Por lo tanto, de la apreciación de que los usuarios de la red siguen una determinada *ley de distribución probabilística* en la aplicación de los riegos, en función del gasto disponible en la cabecera y el gasto modular de diseño, el cálculo de las X_a tomas a las que abastece simultáneamente cada tramo de la red puede determinarse sobre la base de la función de distribución binomial.

Según lo anterior, solo es posible dar servicio adecuado y compartido a cierto número de tomas abiertas del total en la red, lo que establece un parámetro límite en su diseño conocido como *garantía de suministro máxima* ($GS_{m\acute{a}x}$). Por otra parte, cada tramo de tubería en la red tiene un número total de tomas a las que abastece aguas abajo, dentro de las cuales, existe un cierto número de ellas con una probabilidad de operación simultánea que permite evaluar la *garantía de suministro calculada* (GS_{cal}) para

ese tramo y que tiene como limite la garantía de suministro máxima de la red. Matemáticamente esto se expresa como:

$$GS_{m\acute{a}x.} \geq GS_{cal.}$$

Lo que implica que el sistema se proyecte para lograr la máxima garantía de suministro, de acuerdo con el gasto disponible (Q_d) que abastece a la red, físicamente esto representa la probabilidad de que los caudales circulantes por la red no superen a los de diseño.

Entonces, el número X_a de tomas con operación simultánea en cada tramo de la red, es aquel que evalúa la función de distribución binomial con un porcentaje de suministro comprendido entre el máximo encontrado y el mínimo que permita una aplicación de riego por turnos. En nuevas zonas de riego se adopta una garantía de suministro entre el 90 y 95%.

Finalmente, acorde con la función de distribución binomial, las garantías de suministro máxima y calculada de la red se obtienen con la siguiente expresión:

$$\varphi = \sum_{i=0}^{\beta} \binom{\varepsilon}{i} p^i (1-p)^{(\varepsilon-i)} \quad (3.2.2)$$

Parámetros de Garantía de Suministro

Máxima	Calculada
$\varphi = GS_{m\acute{a}x.}$	$\varphi = GS_{cal.}$
$\beta = X_m$	$\beta = X_a$
$\varepsilon = n_t$	$\varepsilon = n_f$

con $X_m = \frac{Q_d}{Q_{md}} \dots\dots\dots(a)$

$\binom{\varepsilon}{i} = \frac{\varepsilon!}{i! (\varepsilon - i)!} \dots\dots\dots(b)$

$p = \frac{S_t L_r}{n_t l_e Q_{md}} \dots\dots\dots(c)$

donde:

- $GS_{m\acute{a}x.}$ = Garantía de suministro máxima en la red, adimensional.
- $GS_{cal.}$ = Garantía de suministro calculada para un tramo dado, adimensional.
- i = Número de toma en cuestión.
- X_m = Número máximo de tomas abiertas simultáneamente en toda la zona de riego.
- X_a = Número máximo de tomas abiertas simultáneamente, aguas abajo del tramo en cuestión.

Q_d = Gasto disponible total al inicio de la red, en m^3/s .

Q_{md} = Gasto modular de diseño de las tomas, en m^3/s .

n_t = Número total de tomas en la red.

n_f = Número de tomas que abastece aguas abajo el tramo.

p = Probabilidad de que una toma esté abierta. Definida por la relación entre el tiempo que debe estar operando la toma para suministrar el agua requerida por las plantas en su superficie de dominio y el tiempo que la red tiene disponible el agua para el riego.

S_t = Superficie total de la zona de riego, en m^2 .

L_r = Lámina bruta de riego, en metros.

I_e = Intervalo efectivo de riego, es decir, es el intervalo crítico de riego de los cultivos, menos los días no laborables, en segundos.

Cuando el número de tomas es muy grande y se tiene problemas para obtener la función factorial, entonces es conveniente aplicar la fórmula de Clement explicada a continuación.

3.2.2 Gasto de diseño para cada tramo de la red, obtenido con la distribución normal.

El cálculo del gasto de diseño circulante en cada tramo de la red, mediante el empleo de la expresión de Clement³, se basa en la hipótesis de suponer que la garantía de suministro (GS) sigue una ley de distribución normal y su expresión es la siguiente:

$$Q_{dtr} = \sum Q_{mi} p_i + \sigma \sqrt{\sum Q_{mi} p_i (Q_{mi} - Q_{mi} p_i)} \quad (3.2.3)$$

$$\text{con } p_i = \frac{T_{ri}}{I_e}$$

donde: Q_{dtr} = Gasto de diseño del tramo de la red considerado, en m^3/s .

Q_{mi} = Gasto modular de cada una de las tomas aguas abajo del mismo tramo, en m^3/s .

³ Es consecuencia de aplicar el teorema del límite central a la función de distribución binomial para ajustarla a una función normal.

- p_i = Probabilidad de que la toma i esté funcionando, adimensional. Se define por el cociente que resulta de dividir el número de horas por día que el productor tendría abierta la toma en el período de máximo consumo hídrico, entre el número de horas por día que la red esta capacitada para transportar la dotación requerida.
- σ = Coeficiente variable que depende de la garantía de suministro, adimensional. Se obtiene de las tablas de distribución normal.
- T_{ri} = Tiempo de operación correspondiente al tiempo que dura la toma en aplicar el agua a la superficie total que domina, en días.
- I_e = Intervalo efectivo de riego, es decir, es el intervalo crítico de riego de los cultivos, menos los días no laborables, en días.

Los valores de diseño más frecuentes del coeficiente U se presentan en la siguiente tabla:

GS en (%)	80	94	90	95	96	97	98	99
σ	0.84	1.28	1.56	1.65	1.75	1.88	2.06	2.33

Si el número de tomas que abastece un determinado tramo corto es pequeño, el valor de Q_{dtr} determinado con la ecuación de Clement, generalmente es mayor que la suma directa de los gastos de las tomas abastecidas ($\sum Q_{mi}$), por lo que en el cálculo del gasto de diseño en dicho tramo se toma el gasto como el correspondiente al menor valor absoluto que resulte entre Q_{dtr} y $\sum Q_{mi}$, quedando además cubierta de esta forma, la posibilidad de coincidencia total de la demanda en las colas de la red.

Nótese que $\sum Q_{mi}$ implica una garantía de suministro del 100%, ya que se supone que por todas las tomas se moviliza el gasto máximo demandado.

Se debe considerar que esta aproximación es confiable para un número de tomas mayor que 25 y para $p=0.5$, o bien, cuando tanto np como $n(1-p)$ son mayores que 15, donde n es el número de tomas a las que abastece el tramo en cuestión.

Este procedimiento tiene el inconveniente de obtener gastos en cada tramo de la red que no son múltiplos del gasto modular.

3.3 Pérdidas hidráulicas en la red.

Estas pérdidas se deben por una parte, a la fricción del agua con las paredes del conducto y, por otra, a la acción de rejillas, codos, piezas especiales, cambios de sección, válvulas, tomas de riego, etc. Las primeras son continuas, mientras que las segundas, localizadas y ambas se expresan como un porcentaje de la carga de velocidad.

Existen muchas fórmulas publicadas y destinadas para el cálculo de las pérdidas de carga por fricción, pero entre las más usadas y en términos del gasto y el diámetro se tienen las siguientes:

$$\text{A. Darcy-Weisbach} \quad h_f = 0.083 f \frac{Q^2}{D^5} L \quad (3.3.1)$$

$$\text{B. Manning} \quad h_f = 10.294 n^2 \frac{Q^2}{D^{16/3}} L \quad (3.3.2)$$

$$\text{C. Hazen-Williams} \quad h_f = \frac{k}{D^{4.87}} \left(\frac{Q}{C} \right)^{1.85} L \quad (3.3.3)$$

donde:

h_f = Pérdida de carga por fricción en la tubería, en m.

Q = Gasto que circula en la tubería, en m^3/s .

D = Diámetro de la tubería, en m.

L = Longitud de la tubería, en m.

f, n y C = Factor de fricción, coeficiente de rugosidad de Manning y coeficiente de Hazen-Williams, respectivamente, adimensionales. Dependen del tipo de material del conducto. Sus valores se obtienen de tablas.

k = Factor de conversión, depende de las unidades en que se introduzca el gasto y el diámetro:

Si el gasto se coloca, en metros cúbicos por segundo y el diámetro en metros: $k = 10.641$

Si el gasto se dispone, en litros por segundo y el diámetro en milímetros: $k = 1.22 \times 10^{10}$

La pérdida de carga local, depende de la resistencia hidráulica de que se trate y se halla para cada una de ellas una expresión particular que permite evaluarla, pero como estas son pequeñas comparadas con las de fricción, en la práctica se representan como un porcentaje de estas últimas.

Por otra parte, para poder efectuar el diseño hidráulico es necesario evaluar la pérdida de carga total para una tubería con salidas múltiples, por lo que la expresión (3.3.3) al considerar el número de compuertas que operan simultáneamente, la pérdida de carga local y un coeficiente de salida, toma la forma:

$$h_f = \frac{k}{D^{4.87}} \left(\frac{Q}{C} \right)^{1.85} F \frac{L_t}{d_c} (d_c + l_{ef}) \quad (3.3.4)$$

donde:

L_t = Longitud de la tubería por puesta de riego, en m.

d_c = Distancia entre compuertas de la tubería, en m.

$l_{ef} = 0.10$ Longitud equivalente para pérdida de carga por compuerta, en m.

N = Número de compuertas que puede operar simultáneamente:

$$N = \frac{L_t}{d_c} \quad (3.3.5)$$

F = Coeficiente de salidas múltiples, adimensional. Según Christiansen:

$$F = 0.351 + \frac{1}{2N} + \frac{\sqrt{0.852}}{6N^2} \quad (3.3.6)$$

3.4 Presión requerida en la red hidráulica.

La presión en los nudos con servicio de la red es baja (1kg/cm^2) y son incógnitas que varían principalmente de acuerdo a las necesidades de cada toma, entonces actúan en ella y a lo largo de todo su desarrollo, diferentes presiones cuyo valor oscila entre un mínimo ($h_{\text{min.}}$) que garantiza el suministro del caudal demandado por los usuarios y la carga de presión mínima de funcionamiento de la toma, y un máximo ($h_{\text{máx.}}$) que evita la falla de los tubos, entonces se debe asegurar que las cargas de presión resultantes en todos los nudos (i) con servicio de la red, sean mayores o iguales a las cargas mínimas requeridas:

$$(h_{\text{calculada}})_i \geq (h_{\text{mínima requerida}})_i \quad (3.4)$$

Esto obliga a determinar las condiciones energéticas mínimas en cada una de las tomas, es decir, a definir una altura de la línea de energía que resulte adecuada para cumplir satisfactoriamente con las

demandas del sistema, considerando la disminución de ésta provocada por las pérdidas hidráulicas debidas a las resistencias en los conductos y accesorios de la red. El cálculo de los requerimientos de presión en los puntos de interés depende de la manera en que se aplica el riego y puede ser con sifones o tubería de compuerta.

En el primer caso, la toma descarga libremente a la regadera y la carga debe mantener un tirante que puede estar alrededor de 20 cm sobre el terreno natural, en el segundo caso, la carga en la toma se determina como sigue:

1. Se define el diámetro de la tubería con compuertas que se va a utilizar. El gasto que circulará por la tubería es igual al gasto modular de diseño (Q_{md}) en caso de regar en una sola dirección, o igual a la mitad, en caso de regar en dos direcciones simultáneamente.
2. Con la ecuación (3.3.5) se determina el número de compuertas que puede operar simultáneamente.
3. Se calcula con la expresión (3.3.4) la pérdida de carga (h_f) de la tubería con compuertas para el número de salidas que pueden operar simultáneamente.
4. En caso de existir una distancia entre la toma y el extremo en el ancho de la parcela, mayor que la longitud requerida para una puesta de riego, se evalúa la pérdida de carga por fricción (h_{f1}) de la tubería ciega localizada entre la toma y la tubería con compuertas, de acuerdo con la expresión (3.3.3).
5. Finalmente, la carga de presión media sobre la toma se obtiene como la sumatoria de las pérdidas totales, del desnivel y la altura necesaria sobre la compuerta para conseguir el gasto deseado; matemáticamente se representa por la siguiente expresión:

$$h_e = \frac{D}{2000} + 0.10 + \bar{h} + \frac{3}{4} h_f + h_{f1} + \left(\frac{sL}{200} \right) \quad (3.4.1)$$

donde:

h_e = Carga media en la toma, en metros.

s = Pendiente del terreno en sentido del riego en por ciento, positiva si sube o negativa si baja. Cuando la pendiente sea negativa y resulte $h_e \leq (D + 0.10)$, entonces debe tomarse como carga en la toma un valor igual a $(D + 0.10)$.

L = Longitud total del conducto desde la toma al extremo del ancho de la parcela, en metros.

h_{f1} = Pérdida de carga de la tubería entre la toma y la tubería con compuertas, en metros.

h_f = Pérdida de carga de la tubería con compuertas, en metros.

D = Diámetro del conducto, en milímetros.

\bar{h} = Carga media necesaria sobre la compuerta para mantener el gasto deseado, su valor se consigue de tablas que reporta el fabricante. Ver Anexo 2.

La carga de presión máxima a que estará sujeta toda la red se manifiesta a caudal nulo, estando la red bajo carga, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$h_{\text{máx.}} = LE_c - [z_{\text{nb}} + h_{\text{nb}}] \quad (3.4.2)$$

donde: $h_{\text{máx.}}$ = Carga de presión máxima en toda la red, en metros.

LE_c = Cota de la línea energética de cabecera de la red, en metros.

z_{nb} = Cota topográfica del nudo con cota piezométrica más baja, en metros.

h_{nb} = Carga de presión mínima de funcionamiento del nudo con cota piezométrica más baja, en metros.

3.5 Métodos de diseño de redes de riego.

Los distintos métodos de diseño evalúan el funcionamiento hidráulico de una red de tuberías a flujo permanente basándose en la solución simultánea, para un instante dado, de las ecuaciones de continuidad en los nudos y las ecuaciones de comportamiento hidráulico de las tuberías, por lo que consideran el equilibrio de los caudales en todos los nudos y la relación entre la pérdida de carga y el caudal de paso para una tubería que va del nudo i al j , la única diferencia entre estos métodos es la forma en que se actualizan los caudales, después de haber encontrado una nueva solución provisional para las alturas en los nudos. Entre estos métodos se encuentran el del “Gradiente”, el de “Newton para nudos y mallas”, el “Híbrido”, el “Estático del Instituto de Ingeniería, UNAM”, entre muchos otros.

El dimensionamiento de las redes de riego tiene su origen en cálculos hidráulicos de tanteo y comprobación, lo que admitía un gran número de soluciones con grandes diferencias de costo entre una y otras. Posteriormente se logró un mejor y más rápido ajuste por métodos aproximados, basados en el establecimiento de algún criterio mediante el cual, el cálculo se ejecuta aisladamente en cada una de las partes desglosadas, logrando así un diseño hidráulico aceptable de la red, por mencionar alguno se cita *e/*

método de la pérdida de carga constante (Vázquez, 1997), el cual considera la elección del diámetro de cada tramo de la red de tal manera que la pérdida de carga de éste sea lo más próxima posible a la media disponible en el conducto al que pertenece, es decir, se obliga a que la línea piezométrica de cada uno de los conductos sea sensiblemente una recta.

Actualmente la tendencia es el diseño óptimo económico, consistente en el diseño de la red y la aplicación de alguna técnica de optimización que permita seleccionar el diámetro más pequeño posible para cada tramo de la misma y así cumplir con los requerimientos de carga de presión y de gasto a costo mínimo, en cada toma.

Dentro de las técnicas de optimización se encuentran las de búsqueda secuencial, multiplicadores de Lagrange, programación lineal (método discontinuo de Labyel), programación dinámica y recientemente la de algoritmos genéticos. Las técnicas de búsqueda secuencial empiezan con un intervalo finito dentro del cual la función objetivo tiene un solo punto donde es máxima o mínima. Con ella en cada iteración se disminuye el intervalo dentro del cual existe dicho punto hasta que el tamaño del intervalo sea menor al de un valor especificado de antemano. Una de las técnicas secuenciales que se recomienda emplear es la de *Fibonacci* (Fuentes y Carrillo, 1996), que se basa en el número $(5^{1/2} - 1) / 2 = 0.618$, que da lugar a la llamada regla de oro.

Inicialmente (Fuentes y Carrillo, 1996) se planteo minimizar los diámetros utilizados por medio de una ecuación de pérdida de energía junto con una función lineal del costo de la tubería y hasta utilizando un método de programación no lineal, sin embargo, no se garantiza que la solución sea la óptima ya que al ajustar los diámetros cambian las condiciones de optimización empleadas y las condiciones hidráulicas varían.

Los *métodos de programación lineal* plantean procedimientos en los que se establece una función objetivo sujeta a varias restricciones basadas en el trazo de la red, en la condición de operación hidráulica y en los diámetros comerciales, por lo que la búsqueda de un óptimo se da al suponer que cada uno de los tramos de la red, cuya longitud (L) y caudal (Q) son valores conocidos y a su vez están cubiertos por una gama de n diámetros distintos, ocupando cada uno una longitud (l) desconocida la cual es la incógnita del problema, que se resuelve considerando los costos de cada uno de los tramos con la tendencia hacia el más económico. Esta técnica, está ampliamente difundida y es fácilmente accesible.

Dentro de estos métodos se encuentran los desarrollados por *Alperovits y Shamir* (Magaña y Ángeles, 1994) e *Ives Labye y Lechapt* (Vázquez, 1997). El primero plantean una función lineal definida como la

suma de los costos de cada tubería y cuyo objetivo es minimizarla, sujeta a la restricción de que la suma algebraica de las pérdidas de carga en un circuito sea igual a cero. Las incógnitas a determinar corresponden a las longitudes de los tramos de cierto diámetro que se consideran en cada tubería de la red. Tiene la desventaja de que en cada tubería deben de existir más de dos tramos con diámetros diferentes, lo cual no es práctico desde el punto de vista constructivo. También requiere de establecer de antemano la dirección y la magnitud de los gastos a conducir en cada tubería y esto no asegura una solución óptima.

El segundo, es el procedimiento más utilizado para determinar los diámetros de la tubería y está dividido en continuo y discontinuo, cuya única diferencia radica en la consideración de cómo toman en cuenta los diámetros: en el *método continuo* el diámetro es una variable continua, que parte de la hipótesis de que el fabricante suministrar el diámetro preciso para cada caso a un precio que fuese función continua de éste y el *método discontinuo*, admite que el diámetro es una variable discreta y dependiente de la velocidad máxima permisible de los conductos y se encuentra estandarizado por los fabricantes.

El método basado en el Algoritmo Genético Simple (AGS) también conocido como Canónico (Jiménez 2004), se fundamenta en analogías con el funcionamiento de la selección y evolución natural, que finalmente son usadas para resolver problemas de búsqueda y optimación que tienen aplicación en múltiples campos. El método emplea términos biológicos para su analogía con el problema de redes y mediante la codificación adecuada y sus operaciones en esquemas definidos (plantillas de similitud) se logra alcanzar, mediante una sucesión de eventos (evolución) la característica deseada (mejor adaptada) que es el diámetro de las tuberías con menor costo posible. Aunque el Algoritmo Genético Simple no necesariamente encuentra la solución óptima al problema, su grado de aproximación es aceptable y resulta un método de solución de rapidez competitiva con los otros algoritmos de optimación conocidos.

3.5.1 Método de diseño óptimo de redes del Instituto de Ingeniería⁴, UNAM.

El método recomienda iniciar el cálculo de la red, es decir, determinar los gastos que circulan en las tuberías y las presiones en sus nudos mediante el empleo del método de red estática (Fuentes y Sánchez, 1991) para posteriormente, dada una distribución inicial de los gastos en las tuberías, optimizar los

⁴ Propuesto por Fuentes Mariles y Carrillo Sosa.

diámetros comerciales seleccionados y obtener el costo mínimo de la red. Considera además, que los gastos de salida de la red corresponden a la máxima demanda horaria (período de máximo consumo en el plan de riegos).

Entonces primeramente, se describe a continuación el *método de red estática*:

- 1 Las variables serán las cargas totales en los nudos h_n .
- 2 El sistema de ecuaciones lineales expresado en forma matricial, tiene una matriz de coeficientes cuadrada (igual número de renglones y columnas, sus elementos son a_{nm}). Cada ecuación del sistema corresponde a un nudo (n).
- 3 El número de ecuaciones será siempre igual al número de nudos totales de la red menos el número de nudos en donde se conoce la carga (tanques).
- 4 El valor del coeficiente a_{nm} en la diagonal principal es igual a la suma de los factores “alfa” con signo negativo, de todos los tubos que se conectan al nudo en cuestión $-\sum \alpha$.
- 5 En cada ecuación existirán tantos coeficientes distintos de cero (a_{nm}) como nudos se conecten al nudo de interés. Los demás coeficientes tendrán un valor de cero. En cada ecuación, se debe observar cuáles son los nudos (m) a los que se conecta el nudo (n) que corresponde a la ecuación y en ese lugar se anotará el valor de (α_j) que corresponda al tubo (j) que une los dos nudos (n con m). Siempre con signo positivo.
- 6 El término independiente será siempre $q_n/2$ con signo positivo si el gasto sale del nudo (n) o con signo negativo si entra al nudo (n). Si el nudo al que corresponde la ecuación se une a otro en el que se conozca la carga (T), entonces en el término independiente se debe agregar el producto de la carga con el factor alfa que corresponde al tubo (j) con el que están unidos los dos tubos. Siempre con signo negativo ($-\alpha_j h_T$).
- 7 Revisar que la matriz de coeficientes formada sea simétrica (los elementos a_{nm} deben ser iguales a los a_{mn} para n distinta de m) y que la suma algebraica de los coeficientes de cada renglón sea cero, excepto cuando se trata de la ecuación de un nudo conectado a un nudo de carga conocida (tanque).

Con los pasos anteriores se calcula la red, es decir, la obtención de los gastos que circulan en las tuberías y las presiones en sus nudos para flujo permanente, considerando que todas sus tuberías tienen el mismo diámetro y que éste es igual al más pequeño entre los posibles comercialmente (D_{min}). Se revisa que las presiones calculadas cumplan con las restricciones de presión. En el caso, poco frecuente, de que si las satisfagan, el diseño óptimo consistiría en esta selección de diámetros y el proceso del método concluiría.

De otro modo, en todas las tuberías de la red se propone el mismo diámetro y que este sea igual al diámetro comercial inmediato superior y se calcula la red de tubos. Se revisa que satisfagan las restricciones de presión y este proceso se continúa hasta que se haya escogido para la red el diámetro económico que implica que se cumplan las restricciones de presión. De este modo la red tendría en todas sus tuberías el diámetro comercial que será denominado D_{max} .

El arreglo de diámetros comerciales disponible estará formado por todos los diámetros comprendidos entre D_{min} y D_{max} inclusive.

El costo de la red se calcula por medio de la expresión siguiente:

$$C = \sum_{j=1}^N C_j L_j \quad (3.5.1)$$

donde: $L_j =$ Es la longitud de la tubería j correspondiente al diámetro D_j .

$C_j =$ Es el costo por metro lineal de la tubería que tiene el diámetro comercial D_j .

$N =$ Es el número de tuberías de la red.

Se obtiene con ayuda de la ecuación anterior el costo C_{min} para el caso en que todas las tuberías tengan el diámetro D_{min} y el costo de la red C_{max} de la red que tiene en todas sus tuberías el diámetro D_{max} .

Se propone un costo C_p para la red de tuberías comprendido entre C_{min} y C_{max} y se escoge para cada tubería de la red un diámetro entre los incluidos en el arreglo de diámetros comerciales disponible de modo que el costo de la red obtenido con la ecuación (3.5.1) sea del orden del costo C_p . De este modo se forman varios conjuntos, cada uno de ellos constituye una combinación factible de diámetros.

Para cada una de las combinaciones factibles se calcula la red. Esto se hace de forma expedita por medio del método estático del Instituto de Ingeniería (Fuentes y Sánchez, 1991). Luego se revisa que cumplan todos sus nudos con las restricciones de presión. Cuando varias combinaciones cumplen con estas restricciones, se escoge la de costo mínimo (cercano a C_p).

El método implica escoger el costo propuesto C_p más pequeño posible para el cual existe al menos una combinación que cumpla con las restricciones. Para encontrar este costo el método recomienda emplear la técnica de búsqueda secuencial de optimación de *Fibonacci*.

3.5.2 Técnica de optimación utilizando Programación Lineal.

Este método supone que cada uno de los tramos de la red de longitud L y gasto Q conocidos, está cubierto por una gama de "n" diámetros D_i distintos, ocupando cada uno una longitud "l" desconocida (segmento de tramo) que es la incógnita del problema.

Para conseguirlo, primeramente se delimita la serie completa de diámetros comerciales D_i factibles a emplear por tramo, seleccionados como todos aquellos que es posible transporten el gasto de diseño requerido por cada tramo, el cual estará comprendido entre la capacidad de conducción hidráulica máxima ($Q_{máx.}$) y mínima ($Q_{mín.}$) de los tubos, evaluadas mediante el empleo de la ecuación general de gasto (3.5.2) y restringiendo para cada una de ellas los límites de velocidad máxima ($V_{máx.}$) y mínima ($V_{mín.}$), respectivamente.

$$Q = A_i V \quad (3.5.2)$$

donde:

Q = Caudal que puede transportar un tramo de tubería con diámetro D_i , en m^3 / s .

A_i = Área de la sección transversal del tramo de tubería de diámetro D_i , en m^2 .

V = Velocidad en el tramo de tubería de diámetro D_i , en m/s .

Enseguida se procede a determina la variable "l", que hace mínimo el costo total de la red según la función objetivo dada por la expresión (3.5.3).

$$CT = \sum_{i=1}^N \left(\sum_{j=1}^k C_{i,j} l_{i,j} \right) \quad (3.5.3)$$

donde:

CT = Costo total de la red, en pesos.

N = Número de tramos de la red.

k = Es el número de diámetros admisibles en cada tramo y puede ser o no constante, según el criterio de selección de diámetros que se haya empleado.

$C_{i,j}$ = Precio unitario por metro lineal del segmento del tramo i con diámetro D_j .

$l_{i,j}$ = Longitud cubierta por el diámetro D_j en el tramo i, es decir, es un segmento del tramo i con D_j , en m.

Las restricciones que debe cumplir la función objetivo son de velocidad, de longitudes de los tramos (ecuación 3.5.4) y de carga de presión mínima en las tomas de riego (ecuación 3.5.5). La primera ya ha sido tomada en cuenta de manera implícita al momento de plantear la función objetivo. La segunda garantiza que la suma de longitudes de los distintos diámetros que constituyen el tramo no sea mayor a la longitud del mismo, por lo que todo tramo de la red debe cumplir:

$$\sum_{j=1}^k l_{i,j} = L_i \quad (3.5.4)$$

donde:

L_i = Longitud total del tramo i, en m.

$l_{i,j} \geq 0$ Para todo i,j.

Y la tercera restricción se asegura que a cada toma llegue su caudal asignado y pueda efectuar el riego con una carga de presión no inferior a la requerida por dicha toma, de este tipo de restricciones existirán tantas como nudos con servicio tenga la red, por lo tanto:

$$LP_1 - \sum_{i=1}^N \left(\sum_{j=1}^k i_{i,j} l_{i,j} \right) \geq LP_x \quad (3.5.5)$$

donde:

LP_1 = Cota piezométrica de cabecera, en m.

N = Número de tramos que conforman el trayecto que va de la toma de riego x al origen de la red.

$i_{i,j}$ = Pérdida de carga unitaria que produce el diámetro D_j en un segmento del tramo i .

LP_x = Cota piezométrica mínima requerida en la toma de riego x , en m.

La interpretación física de la ecuación anterior es la siguiente: *“Si a la cota piezométrica de cabecera de la red se le restan todas las pérdidas de carga producidas en los tramos que constituyen la arteria en análisis, el valor resultante debe ser mayor, o cuando más, igual que la cota piezométrica del tramo terminal de dicha arteria”.*

Con la finalidad de expresar la ecuación anterior de una manera compatible con la función objetivo y la primera restricción, después de manipularla algebraicamente adquiere la forma:

$$\sum_{i=1}^N \left(\sum_{j=1}^k i_{i,j} l_{i,j} \right) \leq LP_1 - LP_x \quad (3.5.6)$$

cuyo significado físico es: *“La suma de pérdidas de carga unitaria de los tramos que integran la arteria en análisis, debe ser menor o cuando más igual a la pérdida de carga disponible en la misma”.*

El término (i) que se encuentra entre paréntesis se calcula con la expresión (3.3.3) y para incluir las pérdidas de carga localizadas, se multiplica por 1.10 quedando de la manera:

$$i = 0.0012 \frac{Q_j^{1.85}}{D_r^{4.87}} \quad (3.5.7)$$

donde:

$j = 1, 2, 3, \dots$, Número total de tramos de la red.

$r = 1, 2, 3, \dots$, Número total de diámetros admisibles en cada tramo.

IV. METODOLOGÍA PARA EL DISEÑO DE REDES DE TUBERÍA A BAJA PRESIÓN

La metodología que se describe, tiene como fundamento los desarrollos formulados en los capítulos anteriores y de acuerdo con estos las etapas que permiten el diseño de un sistema de distribución de agua interparcelaria para riego por gravedad a demanda libre, con base en tuberías que funcionan a baja presión, están bien definidas y pueden distinguirse tres, a saber:

- 1º. Definición del gasto circulante en cada tramo de la red.
- 2º. Cálculo de las presiones demandadas en los nudos con servicio de la red (hidrantes).
- 3º. Determinación de los diámetros en cada tramo de la red .

Lo que se resume en lo siguiente:

- *“El diseño de cada uno de los tramos de tubería que conforman la red se alcanza tratando los diámetros como incógnitas de tal manera que su solución cumple con las restricciones en las relaciones establecidas de gasto y carga demandados”.*

En la primera etapa, el gasto que circula en cada tramo de la red corresponde al de máxima demanda durante la época de riego y se obtiene como el producto del gasto modular de diseño y el número de hidrantes que abastece cada tramo pero que funcionan al mismo tiempo, esta casualidad es evaluada con la función de distribución probabilística binomial o la distribución normal ajustada a partir de la binomial que tienen como parámetro límite el gasto disponible que abastece a la red, garantizando así que nunca los caudales circulantes lo excederán.

En la segunda etapa, el cálculo de las cargas de presión mínimas demandadas en cada toma se alcanza al estimar las pérdidas de carga generadas al suministrar desde el hidrante el líquido a la parcela, esto implica, a la tubería lisa que abastece a partir del hidrante a la tubería con compuertas y las generadas en la propia tubería con compuertas.

¹ Se hace referencia a la dimensión del tamaño de los tubos.

En la tercera etapa, en la formulación para la determinación de los diámetros óptimos y económicos en cada tramo de la red mediante programación lineal, se supone que se conoce la velocidad máxima y mínima para una gamma de posibles diámetros comerciales que pueden conducir el gasto demandado, lo que da un sistema de ecuaciones que son lineales respecto a los diámetros desconocidos. Al hacer intervenir los costos de dichos diámetros se construye una función objetivo con la que se pretende minimizar el costo global de la red que debe cumplir con ciertas restricciones.

Para llevar acabo las etapas anteriores se detallada la siguiente *metodología*.

A. Cálculo de los gastos de diseño circulantes en cada tramo de tubo que conforma la red.

- A.1) Determinar el gasto modular que necesita cada usuario para regar su parcela, tomando en cuenta la experiencia de los usuarios en el manejo del riego, para lo cual se hacen encuestas, mediciones en campo y estudios sobre ingeniería de riego a nivel parcelario con la finalidad de encontrar la forma de cómo maximizar la eficiencia de aplicación del agua en la parcela, o bien, mediante el empleo de las ecuaciones (3.2).
- A.2) La información anterior, permite definir el gasto modular de diseño de toda el área cultivable como promedio pesado de los gastos modulares de cada usuario, de acuerdo con la ecuación (3.2.0).
- A.3) Enseguida se elige para el cálculo de los caudales circulantes en cada tramo de tubo, entre aplicar la expresión de Clement (3.2.3) o la de distribución binomial (3.2.2), dependiendo si el número total de hidrantes es mayor o menor que 25, respectivamente.
- A.4) En el caso de la expresión de Clement, el gasto de diseño para cada tramo de tubería que conforma la red, es obtenido directamente al aplicarla.
- A.5) Respecto al empleo de la función de distribución binomial en la determinación del número X_a de tomas con operación simultánea en cada tramo de la red que permita definir el caudal de diseño del

tramo conforme la expresión (3.2.1), se debe primeramente evaluar el número X_m máximo de tomas abiertas simultáneamente de toda la zona de riego de acuerdo con la ecuación complementaria (3.2.2.a) y para este valor estimar con las expresiones (3.2.2), (3.2.2.b) y (3.2.2.c) el porcentaje límite conocido como garantía de suministro máxima ($GS_{m\acute{a}x.}$) con el cual solo es posible dar servicio adecuado y compartido a ese número X_m de tomas abiertas del total en la red y que no deben de exceder cada tramo de la red. Entonces para determinar el número X_a de cada tramo, se utilizan sus respectivos parámetros y nuevamente con las expresiones (3.2.2), (3.2.2.b) y (3.2.2.c) se inicia un proceso iterativo hasta el número de tomas que abastece cada tramo, con la finalidad de encontrar un porcentaje calculado conocido como garantía de suministro calculada ($GS_{cal.}$) que debe cumplir $GS_{m\acute{a}x.} \geq GS_{cal.}$ y para esa condición se tendrá el número X_a buscado. Esto último puede realizarse conforme lo siguiente: en el proceso iterativo i representa el número de tomas abiertas simultáneamente.

- Se estima $GS_{cal.}$ para $i = 0$
- Se calcula $GS_{cal.}$ para $i = 1$ y se va acumulando
- Se compara $GS_{cal.}$ con $GS_{m\acute{a}x.}$
- Si $GS_{cal.} \geq GS_{m\acute{a}x.}$, entonces X_a toma el valor de i , de lo contrario se continua incrementando su valor hasta que se cumpla la condición.

B. Cálculo de la carga de presión demandada en cada toma de la red.

B.1) Los requerimientos de carga de presión en cada toma deben cumplir la ecuación (3.4):

$$(h_{calculada})_i \geq (h_{m\acute{i}nima\ requerida})_i.$$

B.2) La carga mínima requerida en cada toma es evaluada únicamente considerando las pérdidas de carga hidráulicas originadas por la tubería de compuertas (ecuaciones 3.3.4 a la 3.3.6) y la lisa que la abastece a partir del hidrante (ecuación 3.3.3).

- B.3) Mientras que la carga mínima calculada considera los elementos de la ecuación (3.4.1).
- B.4) Ahora se obtienen para cada toma que conforma la red, su cota piezométrica mínima exigible como la suma de la cota del terreno más la carga correspondiente, obtenida en el paso anterior.
- B.5) Por último en esta etapa, se determina con la ecuación (3.4.2) la carga de presión máxima a que estará sujeta toda la red.

C. Diseño óptimo económico de cada tramo de tubo que integra la red.

- C.1) Se inicia recabando en una tabla la información que detalla la topología y las condiciones de funcionamiento de la red por lo que debe contener de cada tramo su longitud (m), caudal (m^3/s), carga de presión mínima (m) y cota del terreno (m), estos tres últimos conceptos se refieren a nudo final del tramo (que une el extremo aguas abajo del tramo).
- C.2) Se elige el material del conducto, su tipo y clase procurando que la presión nominal sea mayor que la carga de presión máxima, pero lo más próxima a ésta de acuerdo con el resultado del paso (B.5),
- C.3) Para el material y presión nominal seleccionados en (C.2) que constituirán los conductos de la red, se concentra en otra tabla, los datos referentes a los diámetros comerciales de las tuberías que se pueden emplear en el dimensionamiento de la red, incluyendo para cada diámetro su costo por metro lineal (\$/m), límites de velocidad mínima y máxima permisible (m/s), los gastos asociados a esas velocidades auxiliándose con la ecuación (3.5.2), así como el valor del factor de fricción. El precio para cada diámetro debe incluir el transporte, excavación, colocación, relleno de las zanjas y todo lo necesario para su correcta y total ejecución, los límites de velocidad se basan en experiencias de campo y recomendaciones del fabricante.
- C.4) Se determina el número y el conjunto de diámetros admisibles para cada tramo de la red, como todos aquellos que pueden conducir el gasto de diseño del tramo en cuestión y que están

comprendidos entre un diámetro mínimo ($D_{\min.}$) y un diámetro máximo ($D_{\max.}$). Para encontrar estos valores extremos de los diámetros, se entra y busca el gasto de diseño del tramo en cuestión en las columnas de gasto mínimo ($Q_{\min.}$) y gasto máximo ($Q_{\max.}$) de la tabla generada en (C3) lo que arrojará, respectivamente, los valores extremos de los diámetros buscados.

- C.5) Se construye una tabla más en la que se enlista los diámetros que resultan para cada tramo.
- C.6) Se elabora otra tabla, idéntica a la anterior pero en esta ocasión se sustituye el valor de los diámetros por el del costo asociado a cada diámetro.
- C.7) Se plantea a manera de matriz, conforme la ecuación (3.5.3) la función objetivo. Nótese que en este planteamiento se utiliza como coeficientes de las variables l_{ij} los valores de costos por diámetros de cada tramo generados en la tabla (C6). Entonces la finalidad es encontrar los valores l_{ij} de cada D_{ij} en cada tramo que minimizan el costo total de la red.
- C.8) A continuación se establecen las restricciones a las que estará sujeta la función objetivo:

- De longitudes de los tramos según la ecuación (3.5.5).
- Por presión mínima en las tomas de acuerdo con la expresión (3.5.4). La cual también puede ser expresada en términos de la pérdida de carga por fricción unitaria (i) como se

expresa a continuación: $\sum_{i=1}^N \left(\sum_{j=1}^K i_{ij} l_{ij} \right) \leq LP_1 - LP_x$ entonces, la expresión (3.3.3) sin

considerar la longitud se expresa como $i = 0.001 \left(\frac{Q_j^{1.85}}{D_r^{4.87}} \right)$ donde: $j = 1, 2, \dots, N$ y

$r = 1, 2, \dots, p$ siendo N el número total de tramos de la red y p el número total de diámetros admisibles en cada tramo.

- C.9) Finalmente se soluciona el problema de optimización y con ello se encuentran los valores de las variables l_{ij} que indican la longitud que cada uno de los diámetros correspondientes cubre en cada uno de los tramos de la red.

V. CASO DE ESTUDIO

5.1 Planteamiento y alternativas de solución del problema.

Con el propósito de desarrollar una metodología para diseñar redes pequeñas de tubería de riego a baja presión y poder actualizar las zonas de riego existentes, o bien, transferir la tecnología a nuevas zonas de riego, se expone una problemática de un sistema de distribución de agua, en la que se considera para su solución, el desarrollo de dos alternativas óptimas que incluyen cada una los análisis hidráulico y de costo.

Estas alternativas son:

- ▶ Una por *red de canales revestidos a cielo abierto* y otra
- ▶ Mediante una *red de tubería a baja presión*.

Trece agricultores con igual número de lotes, cuentan con una superficie de 67.60 ha en condiciones favorables para extender el desarrollo de la agricultura bajo riego. Solicitan que se diseñe la ampliación del sistema de riego ya que pretenden sembrar de los meses de septiembre a mayo y de acuerdo con el padrón de cultivos de la zona, cultivos de ciclo corto (4 meses) como el maíz o el frijol.

La distribución de las parcelas se muestra en el esquema de la figura 5.1 y las áreas correspondientes en la tabla 5.1.

Tabla 5.1.- Áreas de cultivo por agricultor.

Productor	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	XIII
Área (Ha)	2.8	2.8	2.8	4.9	6.3	8.0	8.0	8.0	8.0	4.0	4.0	4.0	4.0

Se dispone de la siguiente información:

- a) La topografía es ligeramente plana con pendiente en el sentido del riego.
- b) La superficie $S_t = 67.60$ Ha. se abastece de agua por medio de un canal principal que conduce un gasto disponible $Q_d = 180$ litros por segundo con un tirante de 2 m para el riego, el cual es alimentado por una presa.
- c) La línea energética en la cabecera de la red tiene la cota 182.00 m
- d) Toda el área se riega por gravedad.
- e) El ancho de las parcelas es de $B_p = 100$ m. y la longitud máxima del riego es de 200 m.
- f) La lámina de riego aplicable es $L_r = 0.085$ m.
- g) Para que el rendimiento de los cultivos no se vea afectado, el agua no debe suministrarse con un retraso superior a nueve días (intervalo crítico).
- h) Dentro de las preferencias y costumbres de los usuarios se tiene que tomar en cuenta el regar las 24 horas del día con excepción de un día (domingos) por lo que el intervalo efectivo de riego es $I_e = 8$ días.
- i) La modalidad del riego es a la demanda.
- j) Para el caso de la distribución del agua de riego mediante una red abierta de canales, al agua se aplicara mediante regaderas (sifones) uniformemente espaciadas, una regadera por cada surco y el espaciamiento entre surcos es de $d = 0.75$ m.
- k) Para el caso de la distribución del agua de riego por medio de una red de tubos, el riego se aplicará a los surcos por tubería de compuerta, con una separación máxima entre éstas de $d_c = 0.75$ m. Se utilizará tubería de plástico con un coeficiente de rugosidad de Manning $n = 0.009$ y de Hazen-Williams $C = 145$.

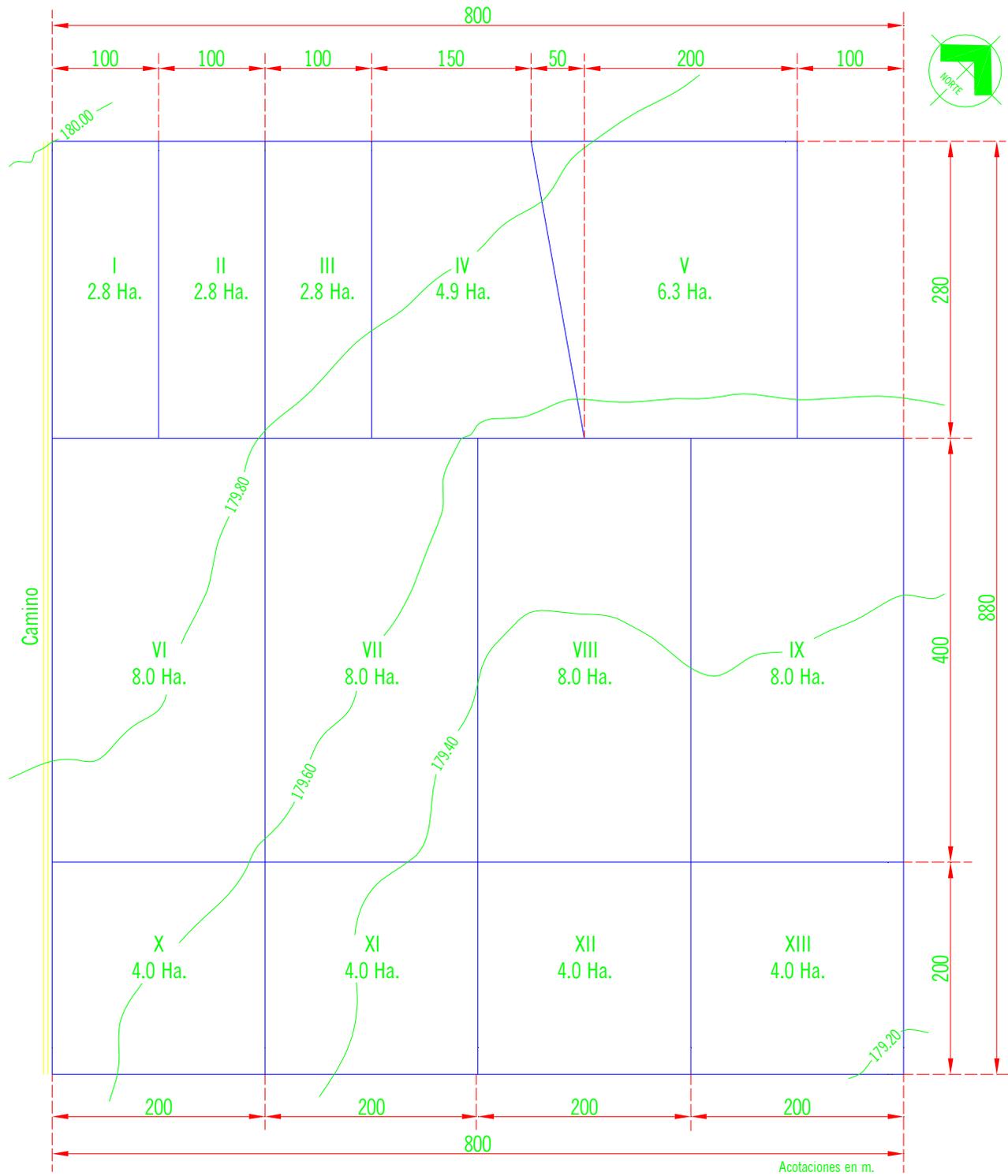


Fig. 5.1.- Zona agrícola susceptible de ser regada por gravedad.

5.2 Diseño del sistema de distribución de agua de riego basado en una red de canales revestidos a cielo abierto.

5.2.1 Trazo de la red de canales y ubicación de las tomas.

De acuerdo con la información de la figura. 5.1 la pendiente del riego es en sentido $W \rightarrow E$, por lo que se ha trazado la solución óptima de la red de canales, ubicando estos en la parte alta de los linderos.

Se hace a continuación la descripción del trazado de los canales y de la ubicación de las tomas:

- Se dispone de una toma principal (TP) en la fuente de suministro la cual alimentará al primer tramo del canal principal, denominado CP(1); éste tramo llega hasta el punto de entrada de la zona en estudio.
- En la entrada de la zona en estudio, se colocará la toma T1 para alimentar al lateral CL1 que irrigará a los usuarios I al V y la represa R1 para alimentar al tramo CP(2) del canal principal.
- El tramo CP(2) del canal principal va a servir el agua a los usuarios VI al XIII y al final del mismo se colocará la toma T6 para alimentar al lateral CL2 que llevará agua a los usuarios VI al IX y la represa R2 para alimentar al tramo CP(3).
- Al final del tramo CP(3) habrá una toma T10 que alimenta al lateral CL3 que irrigará a los usuarios X al XII.
- Sobre los canales laterales CL1, CL2 y CL3 se ubicaron las tomas T2 a la T5, T6 a la T9 y T10 a la T13, respectivamente.

Lo que se puede apreciar en la figura 5.2.

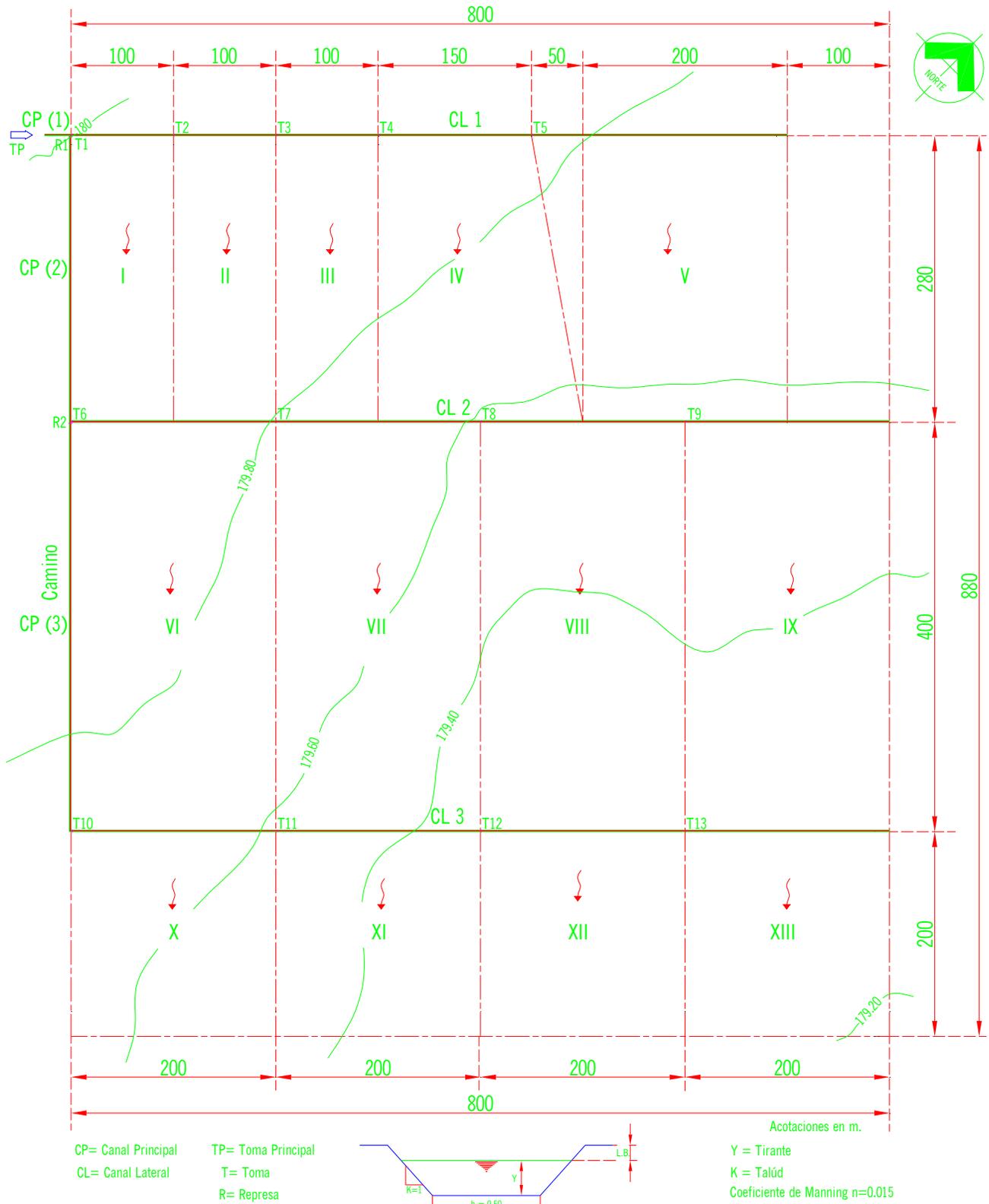


Fig. 5.2.- Distribución de agua parcelaria mediante una red de canales revestidos a cielo abierto.

5.2.2 Gasto de diseño de cada tramo de la red de canales.

El gasto de diseño que circulará por cada uno de los canales que conforman la red de distribución, se realizará conforme a lo mencionado en el capítulo III apartado 3.2 y debido a lo iterativo de los cálculos, éstos se efectuaron de manera tabular.

En la tabla 5.2 se resumen los cálculos para la obtención del módulo de riego (Q_u) de cada agricultor, de acuerdo con el diseño de su parcela, el volumen que demanda (V_u) y un tiempo de riego (T_r) comprendido entre una jornada de trabajo de 16 horas (Gracia, 2002). Las expresiones a emplear son:

$$V_u = S_u * L_r \quad \text{y} \quad Q_u = \frac{V_u}{T_r}$$

donde: S_u = Área cultivable de cada usuario, en m^2 .

L_r = Lámina de riego, en m.

Tabla 5.2.- Módulo de riego.

Productor No.	Superficie (m^2)	Volumen (m^3)	Q_m (m^3/s)	$Q_m * S$ (m^5/s)
I	28000	2380	0.041	1156.94
II	28000	2380	0.0412	1156.94
III	28000	2380	0.041	1156.94
IV	49000	4165	0.072	3543.14
V	63000	5355	0.093	5857.03
VI	80000	6800	0.118	9444.44
VII	80000	6800	0.118	9444.44
VIII	80000	6800	0.118	9444.44
IX	80000	6800	0.118	9444.44
X	40000	3400	0.059	2361.11
XI	40000	3400	0.059	2361.11
XII	40000	3400	0.059	2361.11
XIII	40000	3400	0.059	2361.11
Σ	676000	57460	0.998	60093.229

⇒ de la expresión (3.2.0):

$$Q_{md} = \frac{1}{676000} \sum_{i=1}^{13} 60093.229 = 0.089 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

por lo que se tomará como

Gasto modular de diseño:

$$Q_{md} = 0.090 \text{ m}^3/\text{s}$$

Ahora se definirá el gasto que debe conducir cada tramo de canal por el número de usuarios que pueden servirse simultáneamente, los resultados se muestran en la tabla 5.3 y las expresiones a utilizar

son la (3.2.3) y las siguientes:

$$D = N_u e^{0.0125 (1 - N_u)}$$

$$y \quad P = \frac{1}{D}$$

donde: D = Número de días en que los agricultores solicitarán el agua.

N_u = Número de usuarios a servir.

P = Probabilidad de que un usuario solicite el riego un día determinado, dentro del período D.

Q_{dtr} = Gasto de diseño del tramo de la red considerado, en m^3/s].

$\sigma = 2.06$.

Tabla 5.3.- Gasto de diseño de los canales.

Canal	Usuarios servidos	Días	P	Q_{dtr} (m^3/s)
CP(1)	13	11.19	0.089	0.292
CP(2)	8	7.33	0.136	0.275
CP(3)	4	3.85	0.260	0.253
CL1	5	4.76	0.210	0.260
CL2	4	3.85	0.260	0.253
CL3	4	3.85	0.260	0.253

5.2.3 Presiones requeridas en las tomas.

Como la toma descarga libremente a la regadera, de acuerdo con lo expuesto en el capítulo III apartado 3.6, la carga en el canal debe mantener un tirante que puede estar alrededor de 20 cm. sobre el terreno natural.

5.2.4 Diseño de los canales.

La tabla 5.4 muestra las pendientes a ser empleadas, en el diseño de los canales.

Recordando:
$$s = \frac{\Delta h}{L}$$

- donde: s = Pendiente del tramo de canal, en m/m.
 Δh = Desnivel entre el inicio y final del tramo de canal, en m.
 L = Distancia entre los puntos inicial y final del tramo de canal, en m.

Tabla 5.4.- Pendientes de los canales.

Canal	Elevaciones (m)		Longitud (m)	s (m/m)
	Inicial	Final		
CP(1)		180.00		0.00037
CP(2)	180.00	179.90	280.00	0.00036
CP(3)	179.90	179.75	400.00	0.00038
CL1	180.00	179.75	700.00	0.00036
CL2	179.90	179.58	800.00	0.00040
CL3	179.75	179.28	800.00	0.00059

El diseño de los canales se hará empleando el Método de Newton Raphson, Anexo 3. Tomando en cuenta a la geología de la zona, los canales serán trapeciales con talud $k=1$ y revestidos de concreto cuyo valor del coeficiente de fricción de Manning es $n=0.015$. Los cálculos se realizaron para un ancho de plantilla $b=0.50$ m y en la tabla 5.5 se muestra el resumen de los mismos. Se considera $LB=0.30$ m.

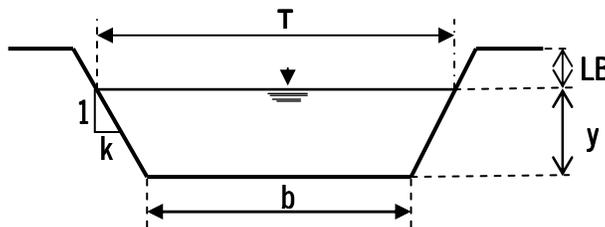


Tabla 5.5.- Dimensionamiento de los elementos geométricos e hidráulicos de los canales.

Canal	Q_{dtr} (m ³ /s)	s (m/m)	y (m)	A (m ²)	P (m)	Rh (m)	T (m)	v (m/s)	H (m)
CP(1)	0.292	0.00027	0.570	0.610	2.112	0.289	1.640	0.478	0.581
CP(2)	0.275	0.00036	0.517	0.525	1.961	0.268	1.533	0.523	0.530
CP(3)	0.253	0.00038	0.490	0.485	1.885	0.257	1.479	0.522	0.503
CL1	0.260	0.00036	0.503	0.504	1.922	0.262	1.506	0.516	0.516
CL2	0.253	0.00040	0.482	0.473	1.863	0.254	1.463	0.535	0.496
CL3	0.253	0.00059	0.437	0.410	1.737	0.236	1.374	0.617	0.457

La última columna expresa la carga en los canales y nótese que cumple con los requerimientos solicitados: $h > 0.20$ m.

5.2.5 Costos.

Finalmente en la tabla 5.6 se establecen los costos de excavación, concreto y malla de esta alternativa.

$$\text{Costo de excavación} = 50.00 \text{ \$/m}^3$$

$$\text{Costo de concreto} = 1600.00 \text{ \$/m}^3$$

$$\text{Costo de malla} = 46.00 \text{ \$/m}^2$$

Los precios arriba señalados se obtuvieron del Tabulador General de Precios Unitarios del Gobierno del Distrito Federal, vigentes a partir de marzo de 2007, e incluyen suministro de materiales, herramientas, mano de obra y todo lo necesario para su correcta y total ejecución.

Las expresiones empleadas con $b = 0.50$ m $e = 0.10$ m $k = 1$ son:

$$\text{Altura} = y + LB + e$$

$$\text{Area exc.} = (b + 2e) * \text{Altura} + k * \text{Altura}^2$$

$$\text{Volumen exc.} = \text{Area} * \text{Altura}$$

$$\text{Volumen conc.} = (b + 2e) * e + 2e\sqrt{\text{Altura}^2 + (k * \text{Altura}^2)}$$

$$\text{Malla} = (b + 2\sqrt{\text{Altura}^2 + (k * \text{Altura}^2)}) * L$$

Tabla 5.6.- Costos de volumen de excavación y concreto

Canal	Longitud	Excavación				Concreto		Malla	
		Altura	Área	Volumen	Costo	Volumen	Costo	Área	Costo
	(m)	(m)	(m ²)	(m ³)	\$	(m ³)	\$	(m ³)	\$
CP(1)		0.97	1.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CP(2)	280	0.92	1.48	414.84	20742.15	92.18	147495.94	865.85	39829.08
CP(3)	400	0.89	1.41	565.62	28280.77	128.64	205829.73	1206.44	55496.05
CL1	700	0.90	1.45	1012.91	50645.43	227.75	364393.00	2137.46	98322.99
CL2	800	0.88	1.39	1115.73	55786.64	255.51	408821.42	2395.13	110176.16
CL3	800	0.84	1.29	1029.62	51481.07	245.44	392711.41	2294.45	105544.53
				Σ	206936		1519251.5		409369

El importe del costo de construcción total es de **\$ 2,135,557.00**

Entre otros costos, al de construcción, habrá que agregar el del valor del agua, el cual debe ser incrementado aproximadamente en un 70% ya que como se dijo anteriormente, 35% del agua se pierde en las conducciones y 35% más en las parcelas (ANUR 2004).

5.3 Diseño del sistema de distribución de agua de riego basado en una red de tubos a baja presión.

5.3.1 Trazo de la red de tubos y ubicación de las tomas.

La solución que se le dio al trazado de la red es respetando los linderos entre parcelas y se procuro que el agua avance de los puntos topográficamente más elevados hacia los más bajos. En la figura 5.3 se puede observar el tamaño de las parcelas, su localización, sentido del riego, nomenclatura y ubicación de las tomas y en la tabla 5.7 se muestran las características del perfil y trazo de la red, obtenidos sobre el plano topográfico y consisten en la identificación de cada tramo, su longitud y su cota inicial y final.

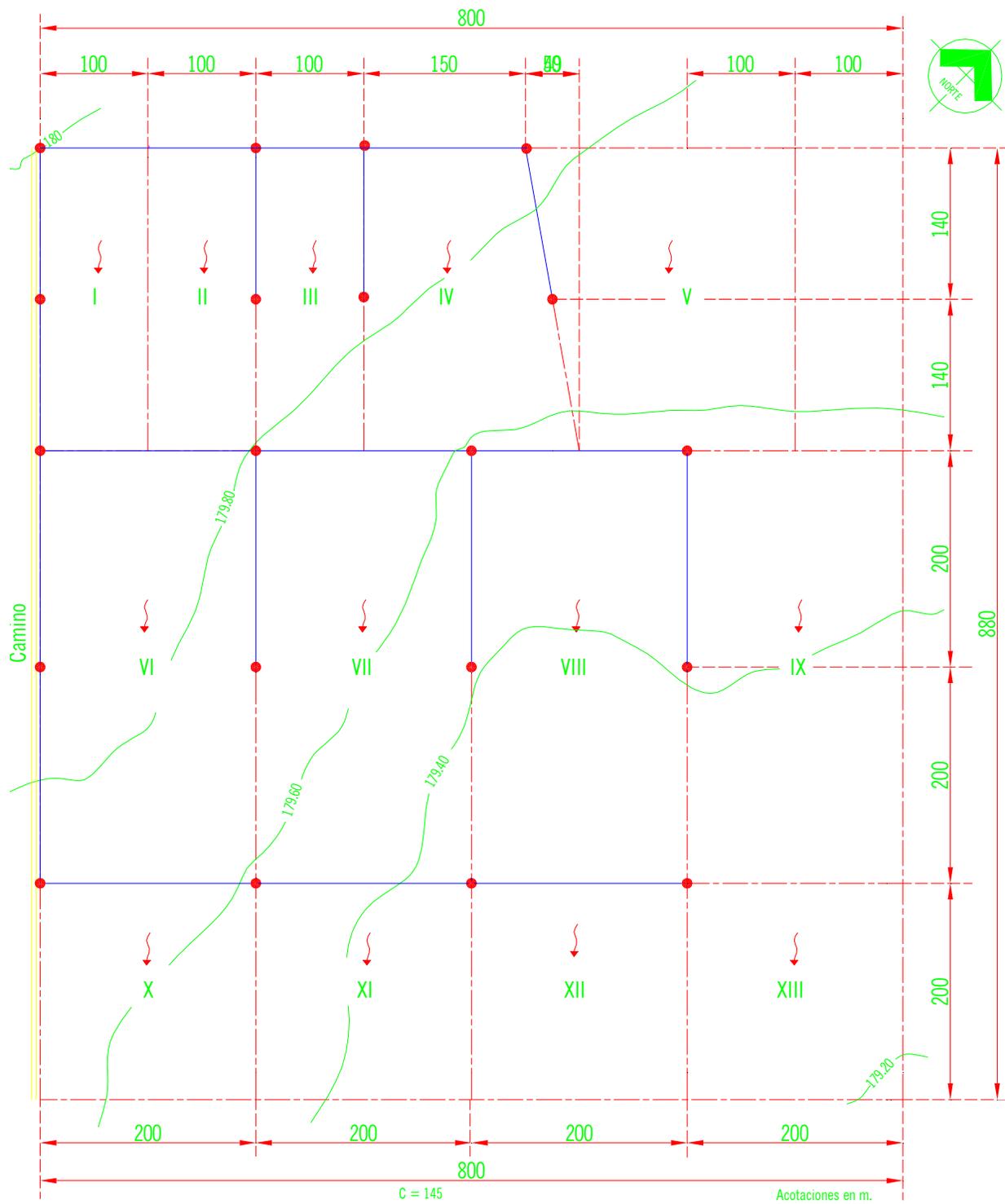


Fig. 5.3.- Distribución de agua parcelaria mediante una red de tuberías funcionando a baja presión.

Tabla 5.7.- Características del perfil y trazo de la red de tubos.

Tramo	Entre toma		Longitud (m)	Elevación	
	Inicial	Final		Inicial	Final
TR1	T1	T2	200	180.00	179.92
TR2	T2	T3	100	179.92	179.89
TR3	T3	T4	150	179.89	179.83
TR4	T1	T5	140	180.00	179.94
TR5	T2	T6	140	179.92	179.86
TR6	T3	T7	140	179.89	179.82
TR7	T4	T8	142	179.83	179.73
TR8	T5	T9	140	179.94	179.89
TR9	T9	T10	200	179.89	179.80
TR10	T10	T11	200	179.80	179.59
TR11	T11	T12	200	179.59	179.57
TR12	T9	T13	200	179.89	179.83
TR13	T10	T14	200	179.80	179.71
TR14	T11	T15	200	179.59	179.43
TR15	T12	T16	200	179.57	179.41
TR16	T13	T17	200	179.83	179.73
TR17	T17	T18	200	179.73	179.57
TR18	T18	T19	200	179.57	179.38
TR19	T19	T20	200	179.38	179.30

5.3.2 Gasto de diseño de cada tramo de tubo.

El gasto de diseño que circulará por cada uno de los tramos que conforman la red de tubos, se realizará conforme a lo mencionado en el capítulo III apartado 3.2 y debido a lo iterativo de los cálculos, éstos se efectuaron de manera tabular.

En la tabla 5.8 se presenta la distribución en parcelas y en la 5.9 se resumen los cálculos para la obtención del gasto modular requerido por cada parcela y el modular de diseño por toma (Q_{md}).

Tabla 5.8.- Diseño de parcelas.

Productor No.	Área (m ²)	Parcelas	Dimensiones		Número de surcos
			Ancho (B _p) (m)	Largo (L) (m)	
I	28000	2	100	140	133
II	28000	2	100	140	133
III	28000	2	100	140	133
IV	49000	3.5	100	140	133
V	63000	4.5	100	140	133
VI	80000	4	100	200	133
VII	80000	4	100	200	133
VIII	80000	4	100	200	133
IX	80000	4	100	200	133
X	40000	2	100	200	133
XI	40000	2	100	200	133
XII	40000	2	100	200	133
XIII	40000	2	100	200	133
Σ	676000				

Para definir el gasto modular requerido por cada lote y el gasto modular de diseño en cada toma se tomaron en cuenta los siguientes datos:

$d = 0.75$ m. Espaciamiento entre surcos.

$q_s = 0.001967$ l/s Gasto por surco, para maximiza la eficiencia en la aplicación.

$N_s = \frac{B_p}{d}$ Número de surcos.

$Q_{tu} = N_s * q_s$ l/s Gasto unitario, por parcela.

$Q_t = \sum_i^n \frac{Q_{tu}}{n}$ (m³/s) Gasto total requerido por la toma.

Tabla 5.9.- Gasto modular requerido en cada lote y en cada toma.

Toma	Lotes	Dimensiones parcela		Superficie (m ²)	Número de surcos N _s	Q _{tu} (l/s)	Q _t (m ³ /s)	Q _m * S (m ⁵ /s)
		Ancho (B _p) (m)	Largo (L) (m)					
T1	I	100	140	14000	133	36.73	0.073	1028.40
	II	100	140	14000	133	36.73		1028.40
T2	III	100	140	14000	133	36.73	0.037	514.20
T3	IV	62.50	140	8750	83	22.96	0.060	522.23
	IV	100	140	14000	133	36.73		835.57
T4	V	37.50	140	5250	50	13.77	0.087	457.96
	V	100	140	14000	133	36.73		1221.22
	V	100	140	14000	133	36.73		1221.22
T5	I	100	140	14000	133	36.73	0.073	1028.40
	II	100	140	14000	133	36.73		1028.40
T6	III	100	140	14000	133	36.73	0.037	514.20
T7	IV	100	140	14000	133	36.73	0.069	964.12
	IV	87.50	140	12250	117	32.14		843.61
T8	V	112.50	140	15750	150	41.32	0.078	1229.25
	V	100	140	14000	133	36.73		1092.67
T9	VI	100	200	20000	133	52.47	0.105	2098.77
	VI	100	200	20000	133	52.47		2098.77
T10	VII	100	200	20000	133	52.47	0.105	2098.77
	VII	100	200	20000	133	52.47		2098.77
T11	VIII	100	200	20000	133	52.47	0.105	2098.77
	VIII	100	200	20000	133	52.47		2098.77
T12	IX	100	200	20000	133	52.47	0.105	2098.77
	IX	100	200	20000	133	52.47		2098.765432
T13	VI	100	200	20000	133	52.47	0.105	2098.77
	VI	100	200	20000	133	52.47		2098.77

Tabla 5.9.- Gasto modular requerido en cada toma y en cada lote (continuación).

Toma	Lotes	Dimensiones parcela		Superficie (m ²)	Número de surcos N _s	Q _{tu} (l/s)	Q _t (m ³ /s)	Q _m * S (m ⁵ /s)
		Ancho (B _p) (m)	Largo (L) (m)					
T14	VII	100	200	20000	133	52.47	0.105	2098.77
	VII	100	200	20000	133	52.47		2098.77
T15	VIII	100	200	20000	133	52.47	0.105	2098.77
	VIII	100	200	20000	133	52.47		2098.77
T16	IX	100	200	20000	133	52.47	0.105	2098.77
	IX	100	200	20000	133	52.47		2098.77
T17	X	100	200	20000	133	52.47	0.105	2098.77
	X	100	200	20000	133	52.47		2098.77
T18	XI	100	200	20000	133	52.47	0.105	2098.77
	XI	100	200	20000	133	52.47		2098.77
T19	XII	100	200	20000	133	52.47	0.105	2098.77
	XII	100	200	20000	133	52.47		2098.77
T20	XIII	100	200	20000	133	52.47	0.105	2098.77
	XIII	100	200	20000	133	52.47		2098.77

Σ = 676000 63900.193

⇒ de la expresión (3.2.0):
$$Q_{md} = \frac{1}{676000} \sum_{i=1}^{13} 63900.193 = 0.095 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

por lo que se tomara como

Gasto modular de diseño:

$Q_{md} = 0.090 \text{ m}^3/\text{s}$

A continuación y tomando como base el gasto modular de diseño arriba calculado, se fijará el gasto que debe conducir cada tramo de tubería en función del número máximo de tomas simultáneamente abiertas en dicho tramo y que no debe de exceder al número de tomas abiertas simultáneamente del total de la red, logrando así una garantía de suministro. Los resultados se muestran en las tablas 5.10, 5.11 y 5.12 y tienen como datos los siguientes:

$Q_d = 0.180$	m^3/s	Gasto disponible.
$Q_{md} = 0.090$	m^3/s	Gasto modular de diseño.
$n_t = 20$		Número total de tomas.
$s_t = 676000$	m^2	Superficie regable.
$L_r = 0.085$	m	Lámina de riego.
$I_e = 8$ días = 691200 s		Intervalo efectivo de riego.

Número máximo de tomas abiertas: $X_m = \frac{0.180}{0.090} = 2$

Probabilidad de que una toma este operando: $p = \frac{676000 (0.085)}{20 (691200) (0.090)} = 0.05$

Tabla 5.10.- Garantía de suministro máxima.

i	$\binom{n_t}{i}$	p^i	$(1-p)^{(n_t-i)}$	GS	GS _{máx.}
0	1	1.000	0.388	0.388	0.3884
1	20	0.046	0.407	0.376	0.7646
2	190	0.002	0.427	0.173	0.9376

Entonces de acuerdo con los resultados anteriores, solo es posible dar servicio adecuado y compartido a dos tomas abiertas del total en la red, lo que garantiza un suministro máximo límite del 93.76 %. Esto implica que en el resto de los tramos no puede haber número mayor de tomas operando simultáneamente, por lo que para determinar el gasto que conducirá cada tramo de la red, primeramente se tiene que definir cuantas X_a o menos tomas de las que abastece el tramo operan al mismo tiempo y esto se logra evaluando la garantía de suministro calculada para dicho tramo, la que debe cumplir con que $GS_{cal.} \geq GS_{máx.}$, debido a que la ecuación con la que se determina GS es una función discreta y nunca se cumplirá la igualdad.

Tabla 5.11.- Gasto de diseño para cada tramo de la red.

Tramo	Tomas aguas abajo	GS _{cal.} (%)	Tomas abiertas simultáneamente	Gasto (l/s)
TR1	6	97.17	1	90.00
TR2	4	97.35	1	90.00
TR3	2	99.79	1	90.00
TR4	13	98.01	2	180.00
TR5	1	95.38	1	90.00
TR6	1	95.38	1	90.00
TR7	1	95.38	1	90.00
TR8	12	98.42	2	180.00
TR9	6	97.17	1	90.00
TR10	4	98.80	1	90.00
TR11	2	99.79	1	90.00
TR12	5	98.06	1	90.00
TR13	1	95.38	1	90.00
TR14	1	95.38	1	90.00
TR15	1	95.38	1	90.00
TR16	4	98.80	1	90.00
TR17	3	99.38	1	90.00
TR18	2	99.79	1	90.00
TR19	1	95.38	1	90.00

El cálculo detallado se presenta en la siguiente tabla 5.12:

Tabla 5.12.- Cálculo para determinar el gasto de diseño para cada tramo de la red.

Toma	i	$\binom{n_f}{i}$	p^i	$(1-p)^{(n_f-i)}$	GS	GS _{cal.}
TR1	0	1	1.000	0.753	0.753	0.7529
	1	6	0.046	0.789	0.219	0.9717
TR2	0	1	1.000	0.828	0.828	0.8277
	1	4	0.046	0.868	0.160	0.9880
TR3	0	1	1.000	0.910	0.910	0.9098
	1	2	0.046	0.954	0.088	0.9979
TR4	0	1	1.000	0.541	0.541	0.5408
	1	13	0.046	0.5671	0.340	0.8812
	2	78	0.002	0.594	0.099	0.9801
TR5	0	1	1.000	0.954	0.954	0.9538
TR6	0	1	1.000	0.954	0.954	0.9538
TR7	0	1	1.000	0.954	0.954	0.9538
TR8	0	1	1.000	0.567	0.567	0.5670
	1	12	0.046	0.594	0.329	0.8964
	2	66	0.002	0.623	0.088	0.9842
TR9	0	1	1.000	0.753	0.753	0.7530
	1	6	0.046	0.789	0.219	0.9717
TR10	0	1	1.000	0.828	0.828	0.8277
	1	4	0.046	0.868	0.160	0.9880
TR11	0	1	1.000	0.910	0.910	0.9098
	1	2	0.046	0.954	0.088	0.9979
TR12	0	1	1.000	0.789	0.789	0.7894
	1	5	0.046	0.828	0.191	0.9806
TR13	0	1	1.000	0.954	0.954	0.9538
TR14	0	1	1.000	0.954	0.954	0.9538

Tabla 5.12.- Cálculo para determinar el gasto de diseño para cada tramo de la red (continuación).

Toma	i	$\binom{n_f}{i}$	p^i	$(1-p)^{(n_f-i)}$	GS	GS _{cal.}
TR15	0	1	1.000	0.954	0.954	0.9538
TR16	0	1	1.000	0.828	0.828	0.8277
	1	4	0.046	0.868	0.160	0.9880
TR17	0	1	1.000	0.868	0.868	0.8677
	1	3	0.046	0.9098	0.126	0.9938
TR18	0	1	1.000	0.910	0.910	0.9098
	1	2	0.046	0.954	0.088	0.9979
TR19	0	1	1.000	0.954	0.954	0.9538

5.3.3 Carga requerida en cada toma.

Los requerimientos de carga de presión varían de acuerdo a las necesidades de cada toma y deben cumplir la ecuación (3.4): $(h_{calculada})_i \geq (h_{mínima\ requerida})_i$. La carga mínima requerida en cada toma es evaluada únicamente considerando las pérdidas de carga hidráulicas originadas por la tubería de compuertas ecuaciones (3.3.4) a la (3.3.6) y la lisa que la abastece a partir del hidrante ecuación (3.3.3). Mientras que la carga mínima calculada considera los elementos de la ecuación (3.4.1). Los cálculos se resumen en la tabla 5.13 y toman como datos los siguientes:

- L = 100 m Longitud de la tubería con compuertas.
- d = 0.254 m Diámetro de la tubería con compuerta.
- d_c = 0.750 m Separación entre compuertas.
- Q_{md} = 0.090 m³/s Gasto modular de diseño.
- C = 145 Coeficiente de fricción de Hazen-Williams.
- l_{ef} = 0.10 m Longitud equivalente para pérdida de carga por compuerta.
- \bar{h} = 0.0176 m Carga media sobre la compuerta para el gasto modular.

$$N = \frac{100}{0.75} = 133 \quad \text{Ecuación (3.3.5). Número de salidas (compuertas que operan simultáneamente).}$$

$$F = 0.351 + \frac{1}{2(133)} + \frac{\sqrt{0.852}}{6(133)^2} = 0.3544 \quad \text{De la ecuación (3.3.6). Coeficiente de salidas múltiples.}$$

$$h_f = \frac{10.641}{(0.254)^{4.87}} \left(\frac{0.090}{145} \right)^{1.85} (0.354)(133)(0.75 + 0.10) = 0.395 \quad \text{m De la ec. (3.3.4). Pérdida de carga.}$$

Tabla 5.13.- Carga mínima requerida y mínima calculada, para cada toma.

Toma	Lote	Longitud tubería			s	Carga requerida	
		toma-final parcela	compuerta	lisa		mínima	calculada
		(m)	(m)	(m)	(%)	(m)	(m)
T1	I	100	100	0	-0.04	0.39	0.52
	II	200	100	100	-0.04	1.38	1.48
T2	III	100	100	0	-0.06	0.39	0.51
T3	IV	100	100	0	-0.08	0.39	0.50
	IV	150	100	50	-0.08	0.89	0.97
T4	V	50	50	0	-0.08	0.39	0.52
	V	150	100	50	-0.08	0.89	0.97
	V	250	100	150	-0.08	1.87	1.91
T5	I	100	100	0	-0.04	0.39	0.52
	II	200	100	100	-0.04	1.38	1.48
T6	III	100	100	0	-0.06	0.39	0.51
T7	IV	100	100	0	-0.08	0.39	0.50
	IV	175	100	75	-0.08	1.13	1.21
T8	V	25	25	0	-0.08	0.39	0.53
	V	125	100	25	-0.08	0.64	0.74
	V	225	100	125	-0.08	1.62	1.68
T9	VI	100	100	0	-0.05	0.39	0.52
	VI	200	100	100	-0.05	1.38	1.47
T10	VII	100	100	0	-0.05	0.39	0.52
	VII	200	100	100	-0.05	1.38	1.47
T11	VIII	100	100	0	-0.06	0.39	0.51
	VIII	200	100	100	-0.06	1.38	1.46

Tabla 5.13.- Carga mínima requerida y mínima calculada, para cada toma (continuación).

Toma	Lote	Longitud tubería			s	Carga requerida	
		toma-final parcela	compuerta	lisa		mínima	calculada
		(m)	(m)	(m)	(%)	(m)	(m)
T12	IX	100	100	0	-0.07	0.39	0.51
	IX	200	100	100	-0.07	1.38	1.45
T13	VI	100	100	0	-0.05	0.39	0.52
	VI	200	100	100	-0.05	1.38	1.47
T14	VII	100	100	0	-0.05	0.39	0.52
	VII	200	100	100	-0.05	1.38	1.47
T15	VIII	100	100	0	-0.06	0.39	0.51
	VIII	200	100	100	-0.06	1.38	1.46
T16	IX	100	100	0	-0.07	0.39	0.51
	IX	200	100	100	-0.07	1.38	1.45
T17	X	100	100	0	-0.05	0.39	0.52
	X	200	100	100	-0.05	1.38	1.47
T18	XI	100	100	0	-0.04	0.39	0.52
	XI	200	100	100	-0.04	1.38	1.48
T19	XII	100	100	0	-0.03	0.39	0.53
	XII	200	100	100	-0.03	1.38	1.49
T20	XIII	100	100	0	-0.04	0.39	0.52
	XIII	200	100	100	-0.04	1.38	1.48

Se determinará enseguida la cota piezométrica mínima exigible en cada toma como la suma de los valores de carga de presión mínima y la cota de terreno, estos se pueden observar en la tabla 5.14.

Entonces la presión máxima a la que estará sometida la tubería tiene un valor de acuerdo con la expresión (3.4.2) y los valores de la Toma 6: $h_{\text{máx.}} = 182 - [179.86 + 0.39] = 1.75 \text{ m.}$

$$\therefore \boxed{h_{\text{máx.}} = 1.75 \text{ m}}$$

Tabla 5.14.- Cota piezométrica requerida en cada toma.

Toma	Lote	Carga	Cotas (m)	
		mínima (m)	Terreno	Piezométrica
T1	II	1.38	180.00	181.38
T2	III	0.39	179.92	180.31
T3	IV	0.89	179.89	180.78
T4	V	1.87	179.83	181.70
T5	II	1.38	179.94	181.32
T6	III	0.39	179.86	180.25
T7	IV	1.13	179.82	180.95
T8	V	1.62	179.73	181.35
T9	VI	1.38	179.89	181.27
T10	VII	1.38	179.80	181.18
T11	VIII	1.38	179.59	180.97
T12	IX	1.38	179.57	180.95
T13	VI	1.38	179.83	181.21
T14	VII	1.38	179.71	181.09
T15	VIII	1.38	179.43	180.81
T16	IX	1.38	179.41	180.79
T17	X	1.38	179.73	181.11
T18	XI	1.38	179.57	180.95
T19	XII	1.38	179.38	180.76
T20	XIII	1.38	179.30	180.68

5.3.4 Diámetros admisibles para cada tramo de la red.

Para precisar los diámetros óptimos y el costo mínimo de cada tramo de la red se aplicará la Técnica de Programación Lineal descrita en el apartado 3.5.2. En la tabla 5.15 se resume de acuerdo con la figura 5.4 los elementos que definen a la red y que son parte de la información necesaria para iniciar el proceso de optimación.

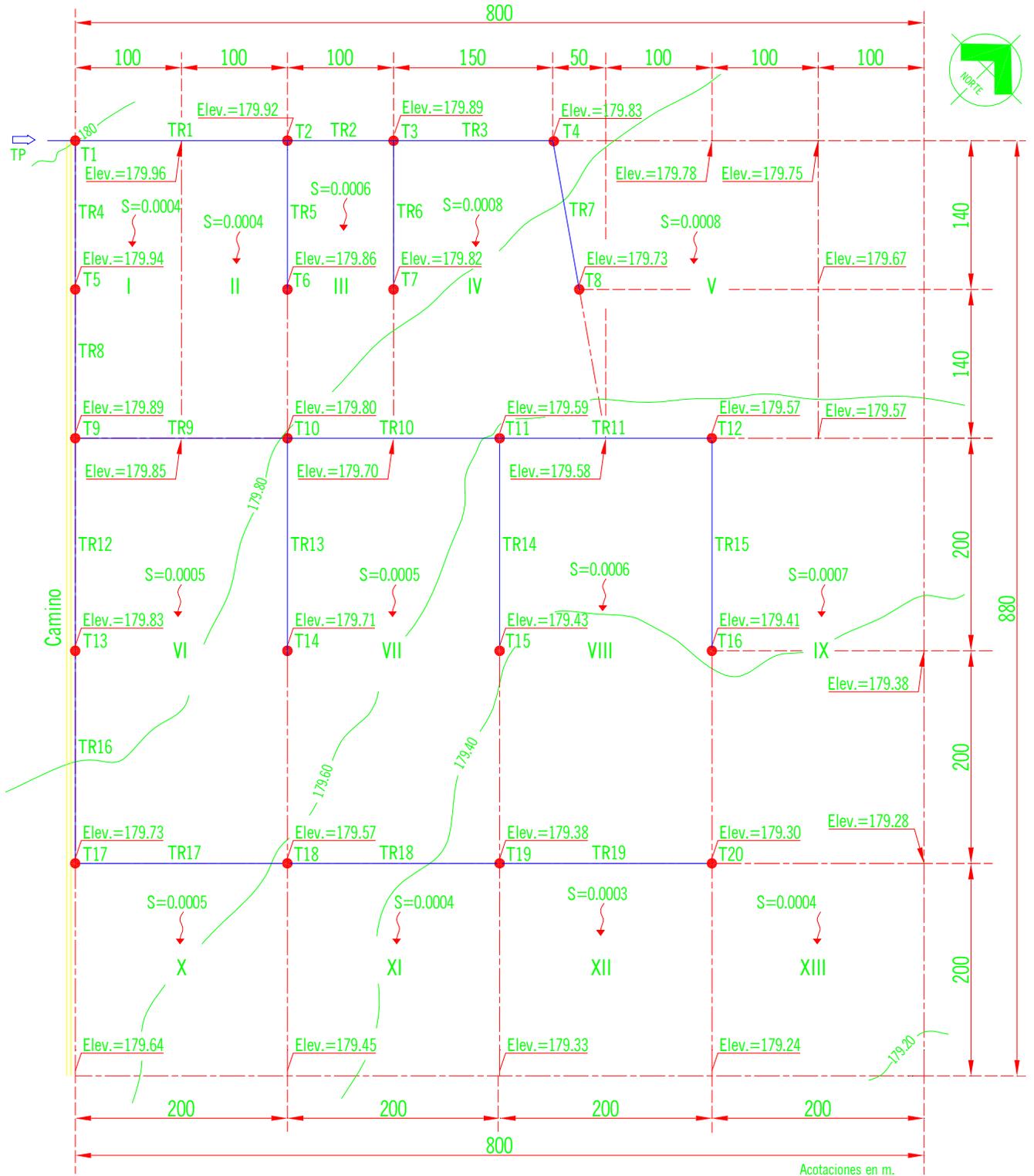


Fig. 5.4.- Configuración y definición de elementos de la red de tuberías funcionando a baja presión.

Tabla 5.15.- Definición de los elementos de la red.

Tramo	Entre toma		Longitud (m)	Gasto (lps)	Carga de presión mínima (m)	Cota (m)	
	Inicial	Final				Terreno	Piezométrica
TR1	T1	T2	200	90.00	0.39	179.92	180.31
TR2	T2	T3	100	90.00	0.89	179.89	180.78
TR3	T3	T4	150	90.00	1.87	179.83	181.70
TR4	T1	T5	140	180.00	1.38	179.94	181.32
TR5	T2	T6	140	90.00	0.39	179.86	180.25
TR6	T3	T7	140	90.00	1.13	179.82	180.95
TR7	T4	T8	142	90.00	1.62	179.73	181.35
TR8	T5	T9	140	180.00	1.38	179.89	181.27
TR9	T9	T10	200	90.00	1.38	179.80	181.18
TR10	T10	T11	200	90.00	1.38	179.59	180.97
TR11	T11	T12	200	90.00	1.38	179.57	180.95
TR12	T9	T13	200	90.00	1.38	179.83	181.21
TR13	T10	T14	200	90.00	1.38	179.71	181.09
TR14	T11	T15	200	90.00	1.38	179.43	180.81
TR15	T12	T16	200	90.00	1.38	179.41	180.79
TR16	T13	T17	200	90.00	1.38	179.73	181.11
TR17	T17	T18	200	90.00	1.38	179.57	180.95
TR18	T18	T19	200	90.00	1.38	179.38	180.76
TR19	T19	T20	200	90.00	1.38	179.30	180.68

La otra parte es referente a la selección del tipo de tubería, lo que hace necesario la información que proporciona el fabricante, esto puede llevarse de la siguiente manera:

- a) Definir el material a emplear: En nuestro caso se utilizará tubería de PVC con un coeficiente de rugosidad $C=145$ de la expresión de Hazen-Williams y para incluir las pérdidas de carga localizadas en el dimensionamiento, la pérdida de carga por fricción se aumenta en un 10%.

- b) Se selecciona la clase de tubería: Conforme el valor obtenido de presión máxima (0.18) kg/cm² a que estará sujeta la red, se elige de los datos que reporta el fabricante (Anexo 1) a la tubería de presión nominal de 5.0 kg/cm². Lo que cumple con $h_n > h_{máx.}$.
- c) Se indican los diámetros posibles a utilizar en el dimensionamiento de la red, su costo por metro lineal (incluye transporte y colocación) y límites de velocidad, solo se agrega un par de columnas en las que aparece el gasto mínimo y el máximo que pueden ser conducidos por los diferentes diámetros comerciales de acuerdo con la ecuación general de gasto (3.5.2) y sus velocidades mínima y máxima, respectivamente. Esto se aprecia en la tabla 5.16.

Tabla 5.16.- Gastos de conducción para los diámetros comerciales disponibles.

Diámetro (mm)	Precio (\$/m)	V _{min.} (m/s)	Q _{min.} (m ³ /s)	V _{máx.} (m/s)	Q _{máx.} (m ³ /s)
100	43.73	0.20	1.57	2.00	15.71
160	92.59	0.25	5.03	2.00	40.21
200	143.37	0.25	7.85	2.00	62.83
250	221.33	0.30	14.73	2.00	98.17
315	344.72	0.30	23.38	2.10	163.66
355	446.93	0.30	29.69	2.10	207.86
400	561.02	0.30	37.70	2.30	289.03
450	705.50	0.30	47.71	2.50	397.61
500	867.43	0.30	58.90	2.85	559.60
630	1357.60	0.30	93.52	2.85	888.41
800	1925.15	0.40	201.06	2.85	1432.57

El rango de diámetros admisibles que pueden formar cada uno de los tramos de la red están contemplados entre un diámetro mínimo y un diámetro máximo que se establece al momento de buscar en las columnas de gasto máximo y gasto mínimo de la tabla 5.16, respectivamente, el dato de gasto de diseño que transportará el tramo. Es común que el gasto de diseño se halle entre dos valores correspondientes a dos diámetros, para el caso, de gasto máximo-diámetro mínimo se selecciona el diámetro mayor para que no se supere el límite de velocidad máxima. En el caso de gasto mínimo-diámetro máximo se selecciona el menor para no rebasar el límite de velocidad mínima. Siguiendo este procedimiento en la tabla 5.17 se indican los diámetros mínimo y máximo de cada tramo de la red y sus valores del número de diámetros admisibles por tramo se muestran en la tabla 5.18, obtenidos al

considerar $D_{\min.}$ y $D_{\max.}$ y contando cuantos datos existen entre estos dos valores extremos, incluyéndose a sí mismos.

Tabla 5.17- Definición de la red.

Tramo	$D_{\min.}$ (mm)	$D_{\max.}$ (mm)	No de diámetros admisibles
TR1	250	500	6
TR2	250	500	6
TR3	250	500	6
TR4	355	630	5
TR5	250	500	6
TR6	250	500	6
TR7	250	500	6
TR8	355	630	5
TR9	250	500	6
TR10	250	500	6
TR11	250	500	6
TR12	250	500	6
TR13	250	500	6
TR14	250	500	6
TR15	250	500	6
TR16	250	500	6
TR17	250	500	6
TR18	250	500	6
TR19	250	500	6

En la construcción de la tabla 5.18 se recomienda considerar un número constante de diámetros admisibles en todos los tramos, pero como por lo regular no sucederá así, entonces hay que determinar cuál es el número más grande de diámetros admisibles por tramo en toda la red, en este caso resulto ser de seis, y luego para todos los tramos cuyo número de diámetros admisibles es inferior al más grande,

como sucede con los tramos TR4 y TR8, se les completa considerando diámetros de magnitud igual a cero con un costo asociado muy elevado (tabla 5.19), para que tales diámetros nunca formen parte de la solución óptima.

Tabla 5.18- Diámetros que resultan por tramo.

Tramo	D ₁ (mm)	D ₂ (mm)	D ₃ (mm)	D ₄ (mm)	D ₅ (mm)	D ₆ (mm)
TR1	250	315	355	400	450	500
TR2	250	315	355	400	450	500
TR3	250	315	355	400	450	500
TR4	355	400	450	500	630	0
TR5	250	315	355	400	450	500
TR6	250	315	355	400	450	500
TR7	250	315	355	400	450	500
TR8	355	400	450	500	630	0
TR9	250	315	355	400	450	500
TR10	250	315	355	400	450	500
TR11	250	315	355	400	450	500
TR12	250	315	355	400	450	500
TR13	250	315	355	400	450	500
TR14	250	315	355	400	450	500
TR15	250	315	355	400	450	500
TR16	250	315	355	400	450	500
TR17	250	315	355	400	450	500
TR18	250	315	355	400	450	500
TR19	250	315	355	400	450	500

Ahora se compone la misma tabla 5.18 pero en vez de incluir el diámetro se coloca el costo asociado al mismo y su resultado se observa en la tabla 5.19. Por ejemplo, el tramo TR4 necesita solo 5 diámetros por lo que se le asocio al diámetro D₆ un costo elevado que no corresponde al dado por el fabricante, esto con

la intención de que dicho diámetro no formen parte de la solución, como ya se había expresado anteriormente. Es el mismo caso para el tramo TR8.

Tabla 5.19- Costos de los diámetros que resultan por tramo.

Tramo	D ₁ (mm)	D ₂ (mm)	D ₃ (mm)	D ₄ (mm)	D ₅ (mm)	D ₆ (mm)
TR1	221.33	344.72	446.93	561.02	705.50	867.43
TR2	221.33	344.72	446.93	561.02	705.50	867.43
TR3	221.33	344.72	446.93	561.02	705.50	867.43
TR4	446.93	561.02	705.50	867.43	1357.60	5000.00
TR5	221.33	344.72	446.93	561.02	705.50	867.43
TR6	221.33	344.72	446.93	561.02	705.5	867.43
TR7	221.33	344.72	446.93	561.02	705.50	867.43
TR8	446.93	561.02	705.50	867.43	1357.60	5000.00
TR9	221.33	344.72	446.93	561.02	705.50	867.43
TR10	221.33	344.72	446.93	561.02	705.5	867.43
TR11	221.33	344.72	446.93	561.02	705.50	867.43
TR12	221.33	344.72	446.93	561.02	705.50	867.43
TR13	221.33	344.72	446.93	561.02	705.50	867.43
TR14	221.33	344.72	446.93	561.02	705.50	867.43
TR15	221.33	344.72	446.93	561.02	705.50	867.43
TR16	221.33	344.72	446.93	561.02	705.50	867.43
TR17	221.33	344.72	446.93	561.02	705.50	867.43
TR18	221.33	344.72	446.93	561.02	705.50	867.43
TR19	221.33	344.72	446.93	561.02	705.50	867.43

5.3.5 Función objetivo para el costo global de la tubería.

Se formará la función objetivo (ver tabla 5.20) según lo indica la ecuación (3.5.3) y resulta ser la siguiente:

Tabla 5.20- Función que expresa el costos global de la red.

$$\begin{aligned}
 CG = & 221.33 l_{11} + 344.72 l_{12} + 446.93 l_{13} + 561.02 l_{14} + 705.50 l_{15} + 867.43 l_{16} \\
 & + 221.33 l_{21} + 344.72 l_{22} + 446.93 l_{23} + 561.02 l_{24} + 705.50 l_{25} + 867.43 l_{26} \\
 & + 221.33 l_{31} + 344.72 l_{32} + 446.93 l_{33} + 561.02 l_{34} + 705.50 l_{35} + 867.43 l_{36} \\
 & + 446.93 l_{41} + 561.02 l_{42} + 705.50 l_{43} + 867.43 l_{44} + 1357.60 l_{45} + 5000.00 l_{46} \\
 & + 221.33 l_{51} + 344.72 l_{52} + 446.93 l_{53} + 561.02 l_{54} + 705.50 l_{55} + 867.43 l_{56} \\
 & + 221.33 l_{61} + 344.72 l_{62} + 446.93 l_{63} + 561.02 l_{64} + 705.50 l_{65} + 867.43 l_{66} \\
 & + 221.33 l_{71} + 344.72 l_{72} + 446.93 l_{73} + 561.02 l_{74} + 705.50 l_{75} + 867.43 l_{76} \\
 & + 446.93 l_{81} + 561.02 l_{82} + 705.50 l_{83} + 867.43 l_{84} + 1357.60 l_{85} + 5000.00 l_{86} \\
 & + 221.33 l_{91} + 344.72 l_{92} + 446.93 l_{93} + 561.02 l_{94} + 705.50 l_{95} + 867.43 l_{96} \\
 & + 221.33 l_{101} + 344.72 l_{102} + 446.93 l_{103} + 561.02 l_{104} + 705.50 l_{105} + 867.43 l_{106} \\
 & + 221.33 l_{111} + 344.72 l_{112} + 446.93 l_{113} + 561.02 l_{114} + 705.50 l_{115} + 867.43 l_{116} \\
 & + 221.33 l_{121} + 344.72 l_{122} + 446.93 l_{123} + 561.02 l_{124} + 705.50 l_{125} + 867.43 l_{126} \\
 & + 221.33 l_{131} + 344.72 l_{132} + 446.93 l_{133} + 561.02 l_{134} + 705.50 l_{135} + 867.43 l_{136} \\
 & + 221.33 l_{141} + 344.72 l_{142} + 446.93 l_{143} + 561.02 l_{144} + 705.50 l_{145} + 867.43 l_{146} \\
 & + 221.33 l_{151} + 344.72 l_{152} + 446.93 l_{153} + 561.02 l_{154} + 705.50 l_{155} + 867.43 l_{156} \\
 & + 221.33 l_{161} + 344.72 l_{162} + 446.93 l_{163} + 561.02 l_{164} + 705.50 l_{165} + 867.43 l_{166} \\
 & + 221.33 l_{171} + 344.72 l_{172} + 446.93 l_{173} + 561.02 l_{174} + 705.50 l_{175} + 867.43 l_{176} \\
 & + 221.33 l_{181} + 344.72 l_{182} + 446.93 l_{183} + 561.02 l_{184} + 705.50 l_{185} + 867.43 l_{186} \\
 & + 221.33 l_{191} + 344.72 l_{192} + 446.93 l_{193} + 561.02 l_{194} + 705.50 l_{195} + 867.43 l_{196}
 \end{aligned}$$

Sujeta a las siguientes:

5.3.6 Restricciones de la función objetivo.

- 1º. Restricción en términos de la expresión (3.5.4), referente a la longitud de cada tramo. Ver tabla 5.21.
- 2º. Restricción proporcionada por la expresión (3.5.6), referente a la presión mínima de las tomas (nudos con servicio) auxiliándose con la ecuación (3.5.7). Ver tabas 5.22 y 5.23.

Tabla 5.21.- Restricciones de longitudes.

l_{11}	+	l_{12}	+	l_{13}	+	l_{14}	+	l_{15}	+	l_{16}	=	200
l_{21}	+	l_{22}	+	l_{23}	+	l_{24}	+	l_{25}	+	l_{26}	=	100
l_{31}	+	l_{32}	+	l_{33}	+	l_{34}	+	l_{35}	+	l_{36}	=	150
l_{41}	+	l_{42}	+	l_{43}	+	l_{44}	+	l_{45}	+	l_{46}	=	140
l_{51}	+	l_{52}	+	l_{53}	+	l_{54}	+	l_{55}	+	l_{56}	=	140
l_{61}	+	l_{62}	+	l_{63}	+	l_{64}	+	l_{65}	+	l_{66}	=	140
l_{71}	+	l_{72}	+	l_{73}	+	l_{74}	+	l_{75}	+	l_{76}	=	142
l_{81}	+	l_{82}	+	l_{83}	+	l_{84}	+	l_{85}	+	l_{86}	=	140
l_{91}	+	l_{92}	+	l_{93}	+	l_{94}	+	l_{95}	+	l_{96}	=	200
l_{101}	+	l_{102}	+	l_{103}	+	l_{104}	+	l_{105}	+	l_{106}	=	200
l_{111}	+	l_{112}	+	l_{113}	+	l_{114}	+	l_{115}	+	l_{116}	=	200
l_{121}	+	l_{122}	+	l_{123}	+	l_{124}	+	l_{125}	+	l_{126}	=	200
l_{131}	+	l_{132}	+	l_{133}	+	l_{134}	+	l_{135}	+	l_{136}	=	200
l_{141}	+	l_{142}	+	l_{143}	+	l_{144}	+	l_{145}	+	l_{146}	=	200
l_{151}	+	l_{152}	+	l_{153}	+	l_{154}	+	l_{155}	+	l_{156}	=	200
l_{161}	+	l_{162}	+	l_{163}	+	l_{164}	+	l_{165}	+	l_{166}	=	200
l_{171}	+	l_{172}	+	l_{173}	+	l_{174}	+	l_{175}	+	l_{176}	=	200
l_{181}	+	l_{182}	+	l_{183}	+	l_{184}	+	l_{185}	+	l_{186}	=	200
l_{191}	+	l_{192}	+	l_{193}	+	l_{194}	+	l_{195}	+	l_{196}	=	200

Tabla 5.22.- Pérdidas de carga unitaria total en cada uno de los tramos de la red.

Tramo	i_1	i_2	i_3	i_4	i_5	i_6
TR1	0.01193	0.00387	0.00216	0.00121	0.00068	0.00041
TR2	0.01193	0.00387	0.00216	0.00121	0.00068	0.00041
TR3	0.01193	0.00387	0.00216	0.00121	0.00068	0.00041
TR4	0.00780	0.00436	0.00246	0.00147	0.00048	0.00000
TR5	0.01193	0.00387	0.00216	0.00121	0.00068	0.00041
TR6	0.01193	0.00387	0.00216	0.00121	0.00068	0.00041
TR7	0.01193	0.00387	0.00216	0.00121	0.00068	0.00041
TR8	0.00780	0.00436	0.00246	0.00147	0.00048	0.00000
TR9	0.01193	0.00387	0.00216	0.00121	0.00068	0.00041
TR10	0.01193	0.00387	0.00216	0.00121	0.00068	0.00041
TR11	0.01193	0.00387	0.00216	0.00121	0.00068	0.00041
TR12	0.01193	0.00387	0.00216	0.00121	0.00068	0.00041
TR13	0.01193	0.00387	0.00216	0.00121	0.00068	0.00041
TR14	0.01193	0.00387	0.00216	0.00121	0.00068	0.00041
TR15	0.01193	0.00387	0.00216	0.00121	0.00068	0.00041
TR16	0.01193	0.00387	0.00216	0.00121	0.00068	0.00041
TR17	0.01193	0.00387	0.00216	0.00121	0.00068	0.00041
TR18	0.01193	0.00387	0.00216	0.00121	0.00068	0.00041
TR19	0.01193	0.00387	0.00216	0.00121	0.00068	0.00041

Tabla 5.23.- Restricciones de presión mínima en cada toma.

Cota piezométrica de cabecera = 182.00																				
Arteria 1																				
0.01193	l_{11}	+	0.00387	l_{12}	+	0.00216	l_{13}	+	0.00121	l_{14}	+	0.00068	l_{15}	+	0.00041	l_{16}	=	1.69	TR1	
Arteria 1-2																				
0.01193	l_{11}	+	0.00387	l_{12}	+	0.00216	l_{13}	+	0.00121	l_{14}	+	0.00068	l_{15}	+	0.00041	l_{16}	+			
0.01193	l_{21}	+	0.00387	l_{22}	+	0.00216	l_{23}	+	0.00121	l_{24}	+	0.00068	l_{25}	+	0.00041	l_{26}	=	1.22	TR2	
Arteria 1-2-3																				
0.01193	l_{11}	+	0.00387	l_{12}	+	0.00216	l_{13}	+	0.00121	l_{14}	+	0.00068	l_{15}	+	0.00041	l_{16}	+			
0.01193	l_{21}	+	0.00387	l_{22}	+	0.00216	l_{23}	+	0.00121	l_{24}	+	0.00068	l_{25}	+	0.00041	l_{26}	+			
0.01193	l_{31}	+	0.00387	l_{32}	+	0.00216	l_{33}	+	0.00121	l_{34}	+	0.00068	l_{35}	+	0.00041	l_{36}	=	0.30	TR3	
Arteria 1-2-3-7																				
0.01193	l_{11}	+	0.00387	l_{12}	+	0.00216	l_{13}	+	0.00121	l_{14}	+	0.00068	l_{15}	+	0.00041	l_{16}	+			
0.01193	l_{21}	+	0.00387	l_{22}	+	0.00216	l_{23}	+	0.00121	l_{24}	+	0.00068	l_{25}	+	0.00041	l_{26}	+			
0.01193	l_{31}	+	0.00387	l_{32}	+	0.00216	l_{33}	+	0.00121	l_{34}	+	0.00068	l_{35}	+	0.00041	l_{36}	+			
0.01193	l_{71}	+	0.00387	l_{72}	+	0.00216	l_{73}	+	0.00121	l_{74}	+	0.00068	l_{75}	+	0.00041	l_{76}	=	0.65	TR7	
Arteria 1-2-6																				
0.01193	l_{11}	+	0.00387	l_{12}	+	0.00216	l_{13}	+	0.00121	l_{14}	+	0.00068	l_{15}	+	0.00041	l_{16}	+			
0.01193	l_{21}	+	0.00387	l_{22}	+	0.00216	l_{23}	+	0.00121	l_{24}	+	0.00068	l_{25}	+	0.00041	l_{26}	+			
0.01193	l_{61}	+	0.00387	l_{62}	+	0.00216	l_{63}	+	0.00121	l_{64}	+	0.00068	l_{65}	+	0.00041	l_{66}	=	1.05	TR6	
Arteria 1-5																				
0.01193	l_{11}	+	0.00387	l_{12}	+	0.00216	l_{13}	+	0.00121	l_{14}	+	0.00068	l_{15}	+	0.00041	l_{16}	+			
0.01193	l_{61}	+	0.00387	l_{62}	+	0.00216	l_{63}	+	0.00121	l_{64}	+	0.00068	l_{65}	+	0.00041	l_{66}	=	1.75	TR5	
Arteria 4																				
0.00780	l_{41}	+	0.00436	l_{42}	+	0.00246	l_{43}	+	0.00147	l_{44}	+	0.00048	l_{45}	+	0.00000	l_{46}	=	0.68	TR4	
Arteria 4-8																				
0.00780	l_{41}	+	0.00436	l_{42}	+	0.00246	l_{43}	+	0.00147	l_{44}	+	0.00048	l_{45}	+	0.00000	l_{46}	+			
0.00780	l_{81}	+	0.00436	l_{82}	+	0.00246	l_{83}	+	0.00147	l_{84}	+	0.00048	l_{85}	+	0.00000	l_{86}	=	0.73	TR8	
Arteria 4-8-9																				
0.00780	l_{41}	+	0.00436	l_{42}	+	0.00246	l_{43}	+	0.00147	l_{44}	+	0.00048	l_{45}	+	0.00000	l_{46}	+			
0.00780	l_{81}	+	0.00436	l_{82}	+	0.00246	l_{83}	+	0.00147	l_{84}	+	0.00048	l_{85}	+	0.00000	l_{86}	+			
0.01193	l_{91}	+	0.00387	l_{92}	+	0.00216	l_{93}	+	0.00121	l_{94}	+	0.00068	l_{95}	+	0.00041	l_{96}	=	0.82	TR9	
Arteria 4-8-9-10																				
0.00780	l_{41}	+	0.00436	l_{42}	+	0.00246	l_{43}	+	0.00147	l_{44}	+	0.00048	l_{45}	+	0.00000	l_{46}	+			
0.00780	l_{81}	+	0.00436	l_{82}	+	0.00246	l_{83}	+	0.00147	l_{84}	+	0.00048	l_{85}	+	0.00000	l_{86}	+			
0.01193	l_{91}	+	0.00387	l_{92}	+	0.00216	l_{93}	+	0.00121	l_{94}	+	0.00068	l_{95}	+	0.00041	l_{96}	+			
0.01193	l_{101}	+	0.00387	l_{102}	+	0.00216	l_{103}	+	0.00121	l_{104}	+	0.00068	l_{105}	+	0.00041	l_{106}	=	1.03	TR10	

Tabla 5.23.- Restricciones de presión mínima en cada toma (continuación).

Arteria 4-8-9-10-11

0.00780	$l_{41} +$	0.00436	$l_{42} +$	0.00246	$l_{43} +$	0.00147	$l_{44} +$	0.00048	$l_{45} +$	0.00000	$l_{46} +$		
0.00780	$l_{81} +$	0.00436	$l_{82} +$	0.00246	$l_{83} +$	0.00147	$l_{84} +$	0.00048	$l_{85} +$	0.00000	$l_{86} +$		
0.01193	$l_{91} +$	0.00387	$l_{92} +$	0.00216	$l_{93} +$	0.00121	$l_{94} +$	0.00068	$l_{95} +$	0.00041	$l_{96} +$		
0.01193	$l_{101} +$	0.00387	$l_{102} +$	0.00216	$l_{103} +$	0.00121	$l_{104} +$	0.00068	$l_{105} +$	0.00041	$l_{106} +$		
0.01193	$l_{111} +$	0.00387	$l_{112} +$	0.00216	$l_{113} +$	0.00121	$l_{114} +$	0.00068	$l_{115} +$	0.00041	$l_{116} =$	1.05	TR11

Arteria 4-8-9-10-11-15

0.00780	$l_{41} +$	0.00436	$l_{42} +$	0.00246	$l_{43} +$	0.00147	$l_{44} +$	0.00048	$l_{45} +$	0.00000	$l_{46} +$		
0.00780	$l_{81} +$	0.00436	$l_{82} +$	0.00246	$l_{83} +$	0.00147	$l_{84} +$	0.00048	$l_{85} +$	0.00000	$l_{86} +$		
0.01193	$l_{91} +$	0.00387	$l_{92} +$	0.00216	$l_{93} +$	0.00121	$l_{94} +$	0.00068	$l_{95} +$	0.00041	$l_{96} +$		
0.01193	$l_{101} +$	0.00387	$l_{102} +$	0.00216	$l_{103} +$	0.00121	$l_{104} +$	0.00068	$l_{105} +$	0.00041	$l_{106} +$		
0.01193	$l_{111} +$	0.00387	$l_{112} +$	0.00216	$l_{113} +$	0.00121	$l_{114} +$	0.00068	$l_{115} +$	0.00041	$l_{116} +$		
0.01193	$l_{151} +$	0.00387	$l_{152} +$	0.00216	$l_{153} +$	0.00121	$l_{154} +$	0.00068	$l_{155} +$	0.00041	$l_{156} =$	1.21	TR15

Arteria 4-8-9-10-14

0.00780	$l_{41} +$	0.00436	$l_{42} +$	0.00246	$l_{43} +$	0.00147	$l_{44} +$	0.00048	$l_{45} +$	0.00000	$l_{46} +$		
0.00780	$l_{81} +$	0.00436	$l_{82} +$	0.00246	$l_{83} +$	0.00147	$l_{84} +$	0.00048	$l_{85} +$	0.00000	$l_{86} +$		
0.01193	$l_{91} +$	0.00387	$l_{92} +$	0.00216	$l_{93} +$	0.00121	$l_{94} +$	0.00068	$l_{95} +$	0.00041	$l_{96} +$		
0.01193	$l_{101} +$	0.00387	$l_{102} +$	0.00216	$l_{103} +$	0.00121	$l_{104} +$	0.00068	$l_{105} +$	0.00041	$l_{106} +$		
0.01193	$l_{141} +$	0.00387	$l_{142} +$	0.00216	$l_{143} +$	0.00121	$l_{144} +$	0.00068	$l_{145} +$	0.00041	$l_{146} =$	1.19	TR14

Arteria 4-8-9-13

0.00780	$l_{41} +$	0.00436	$l_{42} +$	0.00246	$l_{43} +$	0.00147	$l_{44} +$	0.00048	$l_{45} +$	0.00000	$l_{46} +$		
0.00780	$l_{81} +$	0.00436	$l_{82} +$	0.00246	$l_{83} +$	0.00147	$l_{84} +$	0.00048	$l_{85} +$	0.00000	$l_{86} +$		
0.01193	$l_{91} +$	0.00387	$l_{92} +$	0.00216	$l_{93} +$	0.00121	$l_{94} +$	0.00068	$l_{95} +$	0.00041	$l_{96} +$		
0.01193	$l_{131} +$	0.00387	$l_{132} +$	0.00216	$l_{133} +$	0.00121	$l_{134} +$	0.00068	$l_{135} +$	0.00041	$l_{136} =$	0.91	TR13

Arteria 4-8-12

0.00780	$l_{41} +$	0.00436	$l_{42} +$	0.00246	$l_{43} +$	0.00147	$l_{44} +$	0.00048	$l_{45} +$	0.00000	$l_{46} +$		
0.00780	$l_{81} +$	0.00436	$l_{82} +$	0.00246	$l_{83} +$	0.00147	$l_{84} +$	0.00048	$l_{85} +$	0.00000	$l_{86} +$		
0.01193	$l_{121} +$	0.00387	$l_{122} +$	0.00216	$l_{123} +$	0.00121	$l_{124} +$	0.00068	$l_{125} +$	0.00041	$l_{126} =$	0.79	TR12

Arteria 4-8-12-16

0.00780	$l_{41} +$	0.00436	$l_{42} +$	0.00246	$l_{43} +$	0.00147	$l_{44} +$	0.00048	$l_{45} +$	0.00000	$l_{46} +$		
0.00780	$l_{81} +$	0.00436	$l_{82} +$	0.00246	$l_{83} +$	0.00147	$l_{84} +$	0.00048	$l_{85} +$	0.00000	$l_{86} +$		
0.01193	$l_{121} +$	0.00387	$l_{122} +$	0.00216	$l_{123} +$	0.00121	$l_{124} +$	0.00068	$l_{125} +$	0.00041	$l_{126} +$		
0.01193	$l_{161} +$	0.00387	$l_{162} +$	0.00216	$l_{163} +$	0.00121	$l_{164} +$	0.00068	$l_{165} +$	0.00041	$l_{166} =$	0.89	TR16

Tabla 5.23.- Restricciones de presión mínima en cada toma (continuación 1).

Arteria 4-8-12-16-17

0.00780	$l_{41} +$	0.00436	$l_{42} +$	0.00246	$l_{43} +$	0.00147	$l_{44} +$	0.00048	$l_{45} +$	0.00000	$l_{46} +$	
0.00780	$l_{81} +$	0.00436	$l_{82} +$	0.00246	$l_{83} +$	0.00147	$l_{84} +$	0.00048	$l_{85} +$	0.00000	$l_{86} +$	
0.01193	$l_{121} +$	0.00387	$l_{122} +$	0.00216	$l_{123} +$	0.00121	$l_{124} +$	0.00068	$l_{125} +$	0.00041	$l_{126} +$	
0.01193	$l_{161} +$	0.00387	$l_{162} +$	0.00216	$l_{163} +$	0.00121	$l_{164} +$	0.00068	$l_{165} +$	0.00041	$l_{166} +$	
0.01193	$l_{171} +$	0.00387	$l_{172} +$	0.00216	$l_{173} +$	0.00121	$l_{174} +$	0.00068	$l_{175} +$	0.00041	$l_{176} =$	1.05 TR17

Arteria 4-8-12-16-17-18

0.00780	$l_{41} +$	0.00436	$l_{42} +$	0.00246	$l_{43} +$	0.00147	$l_{44} +$	0.00048	$l_{45} +$	0.00000	$l_{46} +$	
0.00780	$l_{81} +$	0.00436	$l_{82} +$	0.00246	$l_{83} +$	0.00147	$l_{84} +$	0.00048	$l_{85} +$	0.00000	$l_{86} +$	
0.01193	$l_{121} +$	0.00387	$l_{122} +$	0.00216	$l_{123} +$	0.00121	$l_{124} +$	0.00068	$l_{125} +$	0.00041	$l_{126} +$	
0.01193	$l_{161} +$	0.00387	$l_{162} +$	0.00216	$l_{163} +$	0.00121	$l_{164} +$	0.00068	$l_{165} +$	0.00041	$l_{166} +$	
0.01193	$l_{171} +$	0.00387	$l_{172} +$	0.00216	$l_{173} +$	0.00121	$l_{174} +$	0.00068	$l_{175} +$	0.00041	$l_{176} +$	
0.01193	$l_{181} +$	0.00387	$l_{182} +$	0.00216	$l_{183} +$	0.00121	$l_{184} +$	0.00068	$l_{185} +$	0.00041	$l_{186} =$	1.24 TR18

Arteria 4-8-12-16-17-18

0.00780	$l_{41} +$	0.00436	$l_{42} +$	0.00246	$l_{43} +$	0.00147	$l_{44} +$	0.00048	$l_{45} +$	0.00000	$l_{46} +$	
0.00780	$l_{81} +$	0.00436	$l_{82} +$	0.00246	$l_{83} +$	0.00147	$l_{84} +$	0.00048	$l_{85} +$	0.00000	$l_{86} +$	
0.01193	$l_{121} +$	0.00387	$l_{122} +$	0.00216	$l_{123} +$	0.00121	$l_{124} +$	0.00068	$l_{125} +$	0.00041	$l_{126} +$	
0.01193	$l_{161} +$	0.00387	$l_{162} +$	0.00216	$l_{163} +$	0.00121	$l_{164} +$	0.00068	$l_{165} +$	0.00041	$l_{166} +$	
0.01193	$l_{171} +$	0.00387	$l_{172} +$	0.00216	$l_{173} +$	0.00121	$l_{174} +$	0.00068	$l_{175} +$	0.00041	$l_{176} +$	
0.01193	$l_{181} +$	0.00387	$l_{182} +$	0.00216	$l_{183} +$	0.00121	$l_{184} +$	0.00068	$l_{185} +$	0.00041	$l_{186} +$	
0.01193	$l_{191} +$	0.00387	$l_{192} +$	0.00216	$l_{193} +$	0.00121	$l_{194} +$	0.00068	$l_{195} +$	0.00041	$l_{196} =$	1.32 TR19

5.3.7 Optimización del problema y costos.

Empleando el módulo “Linear and Integer Programming” del software “Quantitative System for Business” se da solución al sistema de optimación con lo que se obtiene, para cada tramo, la longitud ($l_{i,j}$) que debe emplearse de cada uno de los diámetro involucrados en el análisis. Los resultados se muestran en la tabla 5.24.

Tabla 5.24.- Diámetros a emplear en cada tramo de la red.

Tramo	Longitud en (m)					
	l_1	l_2	$l_{3 }$	$l_{4 }$	l_5	l_6
TR1	0.00	0.00	0.00	0.00	177.78	22.22
TR2	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	0.00
TR3	0.00	0.00	0.00	0.00	150.0000	0.00
TR4	0.00	0.00	0.00	0.00	140.00	0.00
TR5	133.77	6.23	0.00	0.00	0.00	0.00
TR6	38.49	101.51	0.00	0.00	0.00	0.00
TR7	0.00	25.31	116.69	0.00	0.00	0.00
TR8	0.00	0.00	0.00	0.00	140.00	0.00
TR9	0.00	0.00	0.00	200.00	0.00	0.00
TR10	0.00	0.00	0.00	200.00	0.00	0.00
TR11	0.00	0.00	0.00	200.00	0.00	0.00
TR12	0.00	0.00	0.00	200.00	0.00	0.00
TR13	0.00	59.42	140.58	0.00	0.00	0.00
TR14	0.00	81.64	118.36	0.00	0.00	0.00
TR15	0.00	0.00	113.26	86.74	0.00	0.00
TR16	0.00	0.00	0.00	200.00	0.00	0.00
TR17	0.00	0.00	0.00	153.96	46.04	0.00
TR18	0.00	0.00	0.00	200.00	0.00	0.00
TR19	0.00	0.00	0.00	200.00	0.00	0.00

Dada esta solución, los costos respectivos son:

Tabla 5.25.- Costos.

Tramo	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Costo \$
TR1	177.78	450.00	125422.30
	22.22	500.00	19276.18
TR2	100.00	450.00	70550.00
TR3	150.00	450.00	105825.00
TR4	140.00	630.00	190064.00
TR5	133.77	250.00	29607.69
	6.23	315.00	2147.02
TR6	38.49	250.00	8518.18
	101.51	315.00	34993.79
TR7	25.31	315.00	8724.84
	116.69	355.00	52152.29
TR8	140.00	630.00	190064.00
TR9	200.00	400.00	112204.00
TR10	200.00	400.00	112204.00
TR11	200.00	400.00	112204.00
TR12	200.00	400.00	112204.00
TR13	59.42	315.00	20481.62
	140.58	355.00	62831.55
TR14	81.64	315.00	28142.07
	118.36	355.00	52899.77
TR15	113.26	355.00	50620.72
	86.74	400.00	48661.08
TR16	200.00	400.00	112204.00
TR17	153.96	400.00	86375.95
	46.04	450.00	32479.57
TR18	200.00	400.00	112204.00
TR19	200.00	400.00	112204.00
Σ	3352.00		2005265.62

El importe del costo de construcción total es de **\$ 2,005,266.00**

Entre otros costos, al de construcción, habrá que agregar el del valor del agua.

VI. CONCLUSIONES

6.1 Respecto a la metodología para el diseño de redes de distribución de agua a baja presión.

1. Antes de aplicar la metodología descrita se debe analizar si la zona a regar cuenta con una pendiente favorable para la distribución del agua a las parcelas por tuberías funcionando a baja presión, debido a que la idea básica, es que el suministro de energía necesario para distribuir los gastos requeridos, sea por gravedad. Por esta razón no se incluye el aspecto de bombeo, aunque éste no debe ser descartado como alternativa de solución si el caso real lo amerita.
2. La metodología referida se aplicó a una superficie pequeña pero es igualmente válida para cualquier tamaño de superficie de riego.
3. La aplicación de la metodología expuesta en zonas de riego sujetas a innovación no se contrapone a una posible modernización futura de la red mayor que garantice una entrega del agua con mayor gasto y frecuencia.
4. La metodología aludida es aplicable en una o cualquiera de sus etapas.
5. Es necesario el uso de equipo de cómputo y software al momento de efectuar los análisis a los que induce esta metodología.

6.2 En cuanto a los gastos de diseño que conduce cada tramo que compone la red.

6. Es importante realizar el diseño de la parcela ya que de éste dependen, en parte, las pérdidas de carga en la distribución del agua, así como la del agua misma.
7. El procedimiento de cálculo para determinar los caudales de diseño en cada tramo de la red puede aplicarse prácticamente para cualquier gasto y también es válido si se proyecta una red de canales. Las diferencias básicas entre estas dos opciones son el trazado de la red, las dimensiones de la misma y la pérdida de carga por conducción por tramo.

8. El empleo del gasto correspondiente al período de máximo consumo en el plan de riegos, provee un servicio satisfactorio, pues provoca un sobredimensionamiento de la red.
9. Puede no considerarse un gasto modular y en consecuencia disminuir la flexibilidad en el manejo del agua y por lo tanto su eficiencia en la conducción. Entendiendo por flexibilidad la capacidad que el sistema tiene para poder entregar el agua a los usuarios en tiempos relativamente cortos.
10. Cuando el número de tomas que abastece un tramo es bajo, entonces su probabilidad de que no opere ni siquiera una toma es alta, en estos casos, el tramo se diseña con un gasto igual al modular.

6.3 Referente a la carga de presión demandada en cada toma de la red.

11. La carga en la cabecera debe permanecer fija.
12. Dentro de las alternativas de solución no debe descartarse la posibilidad de utilizar bombeo.
13. Presiones muy altas en la red requerirán de tuberías y accesorios más resistentes y por lo tanto más costosos.
14. No está definido el límite de baja presión.
15. Normalmente la forma de la red es ramificada (abierta). La red abierta es más económica y define la ruta mínima de suministro.

6.4 Relativo a los métodos de diseño de redes a baja presión.

16. La expresión para determinar los costos es lineal y los distintos métodos de diseño óptimo económico difieren únicamente en la técnica que utilizan para alcanzar esa optimización.
17. El diámetro óptimo es aquel que cumple con las características hidráulicas y es el más barato.
18. El método propuesto para el diseño óptimo de redes de tuberías, permite encontrar la combinación de tubos con el costo más bajo entre un conjunto de combinaciones posibles, de acuerdo con los diámetros comerciales, con la ventaja de que la distribución del agua en las tuberías no es una condición que debe determinarse previamente para el cálculo y los diámetros que se tomarán en cuenta se encuentran dentro de una gama de diámetros comerciales. Su aplicación es sencilla y el

análisis hidráulico de las distintas combinaciones seleccionadas durante el desarrollo del método es ágil, pero para su solución se requiere de software.

6.5 Del sistema.

19. La red de canales requiere de mayor tiempo de riego más el tiempo necesario para hacer los cambios, debido a que se necesita mayor organización entre los usuarios para contrarrestar la poca flexibilidad de la misma, la cual se manifiesta en la lentitud de respuesta de la red al pasar el agua de un suministro a otro, sobre todo cuando sus lotes no están cercanos.
20. El agua no se desperdicia, no se la roban, no se contamina y no se tienen pérdidas.
21. Se incrementa la eficiencia de entre 95 a 98 por ciento.
22. Se elimina el costo por mantenimiento de canales.
23. Permite una larga vida útil de las conducciones.
24. Se recupera terreno.
25. Permitir la disposición de excedentes para ser aprovechados en otras fincas, en los casos en que la operación del sistema promueva un uso más eficiente del agua a través de un aprovechamiento múltiple en serie.
26. La red de tubería a baja presión tiene respuesta casi inmediata, independientemente de la ubicación de las tomas.
27. La ubicación de las tomas puede ser en cualquier parte de la parcela. Lo anterior se puede lograr gracias a que el agua esta sometida a una presión que le permitirá llegar a la toma.
28. El trazo de la red es muy importante pues de ahí dependerá la eficiencia en la llegada del agua a la parcela en forma oportuna y con el volumen adecuado. En la mayoría de los casos se respetan los linderos lo que no da lugar al trazado óptimo.

6.6 Del análisis.

29. El proceso de análisis para dar solución mediante una red de tuberías es bastante más laborioso que en el caso de una red de canales.

30. De acuerdo con los costos obtenidos y con la tendencia actual de los precios de las tuberías, se observa que estas últimas son competitivas.
31. Es importante señalar que la técnica de optimización usada en este trabajo, es de las más documentadas en la literatura y por lo tanto de fácil acceso para cualquier técnico, incluso el software es de uso libre en la Internet.

ANEXO 1

Tabla de diámetros comerciales de tubería de PVC y sus costos.



TUBERIAS Y CONEXIONES DE PVC

PAG 27

LISTA DE PRECIOS

"TUBERIA HIDRAULICA CON CAMPANA SISTEMA METRICO (Norma NMX-E-143/1-VIGENTE-SCFI)"

ARTICULO	DIAM NOM (pulg)	UNIDAD	CODIGO	PRECIO \$/ M CLASE 5	CODIGO	PRECIO \$/ M CLASE 7	CODIGO	PRECIO \$/ M CLASE 10	CODIGO	PRECIO \$/ M CLASE 14	CODIGO	PRECIO \$/ M CLASE 4
	50	M			HM-29	\$ 14.70	HM-23	\$ 14.70				
	63	M			HM-17	\$ 23.90	HM-17	\$ 23.90	HM-25	\$ 32.20		
	80	M	HM-18	\$ 21.10	HM-01	\$ 27.90	HM-24	\$ 38.70				
	100	M	HM-02	\$ 31.60	HM-03	\$ 41.90	HM-04	\$ 58.80	HM-26	\$ 81.70		
	160	M	HM-05	\$ 78.70	HM-06	\$ 108.90	HM-07	\$ 152.10	HM-30	\$ 207.50	HM-22	\$ 64.70
	200	M	HM-08	\$ 123.00	HM-09	\$ 170.80	HM-10	\$ 238.30	HM-27	\$ 324.30	HM-19	\$ 98.50
	250	M	HM-11	\$ 193.20	HM-12	\$ 266.20	HM-13	\$ 371.90	HM-21	\$ 507.60	HM-20	\$ 158.20
	315	M	HM-14	\$ 304.70	HM-15	\$ 423.20	HM-16	\$ 593.80	HM-28	\$ 805.00	HM-52	\$ 255.40
	355	M	HM-31	\$ 396.80	HM-32	\$ 553.00	HM-33	\$ 767.40	HM-38	\$ 1,049.60	HM-51	\$ 327.10
	400	M	HM-34	\$ 505.00	HM-35	\$ 702.80	HM-36	\$ 980.10	HM-37	\$ 1,326.90		
	450	M	HM-39	\$ 641.30	HM-40	\$ 886.70	HM-41	\$ 1,239.40	HM-56	\$ 1,681.40		
	500 (**)	M	HM-42	\$ 795.30	HM-43	\$ 1,093.50	HM-44	\$ 1,531.40				
	630 (**)	M	HM-53	\$ 1,264.10	HM-54	\$ 1,742.60	HM-55	\$ 2,431.30				
	800 (***)	M	HM-60	COTIZAR	HM-61	COTIZAR						

* CLASE 4 NO ESTA INCLUIDA EN LA NORMA

PRESIONES DE TRABAJO		
CLASE	KG/ CM2	Lb / Pulg2
4	4	56
5	5	70
7	7	100
10	10	140
14	14	196

VIGENTE A PARTIR DEL 2-JULIO-2007

ANEXO 2

Carga media sobre la compuerta para mantener un gasto.

Valores* procesados para una compuerta completamente abierta, con la ecuación:

$$\bar{h} = 0.04 q^{2.079417}$$

donde:

\bar{h} = Carga media sobre la compuerta para mantener el gasto q , en metros columna de agua.

q = Es el gasto por compuerta, en litros por segundo.

Caudal en litros por segundo por compuerta en la tubería, en función de la carga sobre ella.						
\bar{h} (m)	Apertura de la compuerta					
	1/16	1/8	1/4	1/2	3/4	Abierta
0.07	0.04	0.14	0.31	0.65	1.06	1.33
0.15	0.05	0.20	0.43	0.92	1.47	1.87
0.30	0.07	0.28	0.60	1.30	2.06	2.62
0.45	0.09	0.33	0.73	1.59	2.50	3.20
0.60	0.10	0.38	0.83	1.83	2.87	3.68
0.75	0.11	0.43	0.93	2.04	3.19	4.11
0.90	0.12	0.47	1.01	2.24	3.48	4.50
1.20	0.13	0.54	1.16	2.58	4.00	5.17

* De la empresa Tubos Flexibles S. A. de C. V.

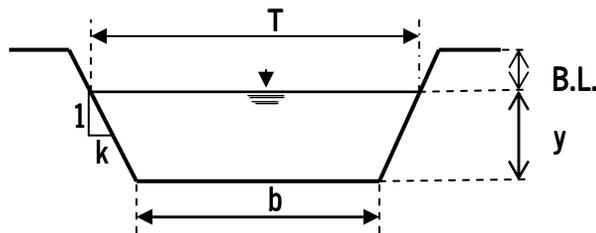
ANEXO 3

Método de Newton Raphson para el Diseño de Canales Trapeciales.

$$y_{i+1} = y_i - \frac{f(y_i)}{f'(y_i)}$$

$$f(y_i) = A_i Rh_i^{2/3} - \frac{Q n}{S^{1/2}}$$

$$f'(y_i) = \frac{Rh_i^{2/3}}{3} [5 T_i - 4 Rh_i \sqrt{1+k^2}]$$



$$A_i = b y_i + k y_i^2$$

Área de la sección transversal, en m².

$$P_i = b + 2 y_i \sqrt{1+k^2}$$

Perímetro mojado, en m.

$$T_i = b + 2 k y_i$$

Ancho de la superficie libre, en m.

$$Rh_i = \frac{A_i}{P_i}$$

Radio hidráulico, en m.

y_i	A_i	P_i	Rh_i	T_i	$f(y_i)$	$f'(y_i)$	$\frac{f(y_i)}{f'(y_i)}$	y_{i+1}
(m)	(m ²)	(m)	(m)	(m)				(m)

BIBLIOGRAFÍA

1. Asociación Nacional de Usuarios de Riego, Informe anual 2004.
2. Fuentes Mariles, O. A. y Carrillo Sosa, J. J., “Un método para el diseño óptimo de redes de distribución de agua potable “, Artículo, 1996.
3. Gracia Sánchez, J., “Introducción al diseño de zonas de riego y drenaje”, Instituto de Ingeniería, UNAM, Serie Blanca CI-26, Noviembre 2002.
4. Jiménez Magaña, Martín Rubén, “Diseño óptimo de redes de distribución de agua potable utilizando un algoritmo genético”, DEPFI UNAM, Tesis de Maestría 2004.
5. Magaña Sosa, Gustavo, “La flexibilidad del riego en un sistema de distribución interparcelario, con tuberías de baja presión”, DEPFI UNAM, Tesis de Maestría 1994.
6. Magaña Sosa, Gustavo y Angeles Montiel, Vicente, “Diseño de redes pequeñas con tuberías de baja presión”, CNA 1994.
7. Manual de diseño de agua potable, alcantarillado y saneamiento, “Redes de distribución”, CNA 2000.
8. Manuales para educación agropecuaria, “Riego y drenaje”, Área suelos y agua, Editorial Trillas.
9. Rojas Franz, “Hacia una eficiencia en el uso del agua potable”, DEPFI UNAM, Tesis de Maestría 1994.
10. Sánchez Bribiesca, J. L. y Gracia Sánchez, J., “Introducción al diseño hidráulico de obras de riego por gravedad”, Instituto de Ingeniería, UNAM, Serie D-35 Julio 1993.
11. Vázquez Magaña, J. J., “La flexibilidad en el riego, Proyecto “Costa de Chila Nayarit”, DEPFI UNAM, Tesis de Maestría Enero 1997.