

21  
25



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA  
DE MEXICO**

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGON**

**"DISEÑO DE UNA RED DE TUBERIA  
INTERPARCELARIA PARA UNA ZONA  
DE RIEGO".**

**T E S I S**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:**

**VICTOR NAVA SALINAS**

**ASESOR DE TESIS: ING. GERARDO TOXKY LOPEZ.**



**SAN JUAN DE ARAGON, EDO. DE MEX.**

**1999.**

**TESIS CON  
FALLA DE ORIGEN**

210764



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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

PAGINACION

DISCONTINUA.



**COMISION NACIONAL  
DEL AGUA**

**EL PRESENTE TRABAJO SE IMPRIMIÓ CON EL APOYO DE  
LA COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA**



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

ARAGÓN

DIRECCION

UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

VÍCTOR NAVA SALINAS  
PRESENTE.

En contestación a la solicitud de fecha 10 de junio del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. GERARDO TOXKY LÓPEZ pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado, "DISEÑO DE UNA RED DE TUBERÍA INTERPARECELARIA PARA UNA ZONA DE RIEGO", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México, 10 de junio de 1998  
EL DIRECTOR

Lic. CARLOS EDUARDO LEVY VAZQUEZ



- c c p Jefe de la Unidad Académica.
- c c p Jefatura del Area de Ingeniería Civil.
- c c p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/MCA/IIa.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO  
CAMPUS ARAGÓN

SECRETARÍA ACADÉMICA

Ing. GILBERTO GARCÍA SANTAMARÍA GONZÁLEZ  
Jefe de la Carrera de Ingeniería Civil,  
Presente.

En atención a la solicitud de fecha 1 de diciembre del año en curso, por la que se comunica que el alumno VÍCTOR NAVA SALINAS, de la carrera de Ingeniero Civil, ha concluido su trabajo de investigación intitulado "DISEÑO DE UNA RED DE TUBERÍA INTERPARECELARIA PARA UNA ZONA DE RIEGO", y como el mismo ha sido revisado y aprobado por usted, se autoriza su impresión; así como la iniciación de los trámites correspondientes para la celebración del Examen Profesional.

Sin otro particular, reitero a usted las seguridades de mi atenta consideración.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México, 3 de diciembre de 1998  
EL SECRETARIO

  
Lic. ALBERTO IBARRA ROSAS

✓ c c p Asesor de Tesis.  
c c p Interesado.

AIR/IIa.



# DISEÑO DE UN RED DE TUBERÍA INTERPARCELARIA PARA UNA ZONA DE RIEGO.

## ÍNDICE.

<b>AGRADECIMIENTOS.</b>	I
<b>INTRODUCCIÓN.</b>	II
<b>CAPITULO I GENERALIDADES SOBRE LA TECNIFICACION DEL RIEGO.</b>	1
<b>I.1 MÉTODOS DE RIEGO.</b>	1
I.1.1 Superficiales.	1
I.1.2 Por goteo.	6
I.1.3 Por aspersión.	8
<b>I.2 FUENTES DE APROVECHAMIENTO.</b>	10
I.2.1 Obras para captación de aguas superficiales.	10
I.2.1.1 Sistemas de derivación para captación superficial.	11
I.2.2 Obras para captación de aguas subterráneas	14
I.2.2.1 Sistemas de derivación para captación subterránea.	16
<b>I.3 MÉTODOS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA RIEGO.</b>	19
I.3.1 Por flujo continuo.	20
I.3.2 Por demanda libre.	20
I.3.3 Por demanda controlada.	20
I.3.4 Por turno o tandeo.	20
<b>I.4 SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA RIEGO.</b>	21
I.4.1 Con tubería.	21
I.4.1.1 Abierto o de baja presión.	21
I.4.1.2 Cerrado o de alta presión.	23
I.4.2 Con canales.	24
<b>I.5 DRENAJE DE AGUA EN TIERRAS AGRÍCOLAS.</b>	25
I.5.1 ¿Cuándo se necesita drenaje? y ¿Cómo aplicarlo?.	26
I.5.2 Sistema de drenaje superficial.	28
I.5.3 Sistema de drenaje subterráneo.	31
I.5.4 Drenaje por bombeo de pozos.	33
<b>CAPITULO II DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO "EL TAMBOR", NAYARIT.</b>	35
<b>II.1 ASPECTOS FÍSICOS.</b>	35
II.1.1 Localización política y geográfica.	35
II.1.2 Vías de comunicación.	35
II.1.3 Hidrografía.	36
II.1.4 Fisiografía.	36
II.1.5 Suelos.	36
II.1.5.1 Clasificación taxonómica de los suelos.	37
II.1.6 Vegetación.	37
II.1.7 Clima.	38
II.1.8 Fauna.	38
<b>II.2 ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS.</b>	39
II.2.1 Población	39
II.2.2 Vivienda.	39
II.2.3 Alimentación.	39
II.2.4 Educación.	40

II.2.5 Servicio medico.	40
II.2.6 Ingreso agrícola	40
II.2.7 Organización de los productores.	40
<b>II.3 ASPECTOS TÉCNICOS PRODUCTIVOS.</b>	<b>41</b>
II.3.1 Uso actual del suelo.	41
II.3.2 Tenencia de la tierra.	43
II.3.3 Desarrollo agrícola.	43
II.3.4 Desarrollo pecuario.	50
II.3.5 Resultados del sistema de riego con canales.	50
II.3.5.1 Costos de inversión.	57
II.3.5.2 Costo anual de operación y conservación.	58
II.3.6 Proceso de calculo de la planta de bombeo.	62
II.3.7 Presupuesto para la perforación de pozos.	71
II.3.8 Presupuesto para equipamiento de pozos.	75
II.3.9 Presupuesto de las líneas de conducción	77
<b>CAPITULO III DISEÑO DE LA RED CON TUBERÍA DE BAJA PRESIÓN PARA LA ZONA DE RIEGO EN ESTUDIO.</b>	<b>78</b>
III.1 PROYECTO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.	78
III.2 Gasto modular.	78
III.3 Trazo de la red.	83
III.4 Medición del perfil y longitud de la red.	84
III.5 Presión requerida en la toma.	84
III.6 Dimensionamiento de la red mediante un criterio optimo.	85
III.6.1 Topología de una red abierta.	85
III.6.2 Dimensionamiento optimo.	88
III.6.3 Diseño hidráulico.	88
III.7 Resultados del sistema propuesto.	89
<b>CAPITULO IV COMPARACIÓN DE RESULTADOS.</b>	<b>103</b>
<b>CONCLUSIONES.</b>	<b>104</b>
<b>GLOSARIO.</b>	<b>107</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA.</b>	<b>109</b>
<b>ANEXOS.</b>	<b>110</b>

## AGRADECIMIENTOS

A Dios por haberme dado la oportunidad de vivir y cumplir una de las muchas metas que tengo en la vida.

A mi familia en especial a mis Padres el Sr Eliseo Nava Reyes y Pascuala Salinas Monroy por apoyarme en todos los aspectos dándome fuerza para no desertar en mi trabajo de titulación. Papá, Mamá, Eliseo, Laura, Arturo y Gabriela. éste trabajo es de ustedes.

A mis familiares más cercanos que me han comprendido y apoyado: Angelina Olvera, Norma Barrera, Rocío, Angélica y Paulina Nava O.; Yuritzint Nava B., Antonio Nava R.; José, Aurelio y Teresa Salinas; y Carolina Ríos Delgadillo.

A mi Asesor de tesis Ing. Gerardo Toxky López por dedicar parte de su tiempo en la elaboración de este trabajo.

A los maestros que imparten clases en la carrera de Ingeniería Civil en la ENEP Aragón, UNAM que en su momento colaboraron en mi educación superior.

A la Comisión Nacional del Agua por haberme brindado la oportunidad de desarrollar mi trabajo de tesis en sus instalaciones, especialmente a los Ingenieros: Daniel López De Lara Castañón, Felipe Paredes González, Rubén Armendáriz Rubio; Cándido Santiago Ruiz; de la misma manera a los Licenciados Jorge López, Resalía Ruiz Torres y José Rústico López Delgado.

A mis amigos y compañeros de carrera por alentarme durante la elaboración de este trabajo: Gerardo y Nelson Ledesma, Jorge M. Ruiz, Sergio Villegas, Ricardo Pedraza, Elide Rodríguez, José Vázquez, Juan Gómez, Luis Castillo, Araceli Vilchis, Luis González, Marco A. Cedillo, Guillermo, Ramón, Norma, Melina, Leonor.

## INTRODUCCIÓN.

La elaboración de ésta tesis es un requisito para poder presentar el examen profesional y obtener el título para Ingeniero Civil. En el documento se aplican conjuntamente los conocimientos obtenidos a lo largo de la carrera, y con base en ellos se propone dentro de una zona agrícola un sistema de riego diferente al actual, es decir, la zona estudiada es abastecida hidráulicamente por una red de canales y lo que se propone es una red de tubería interparcelaria que trabaja a baja presión.

Esta tesis se realiza pensando que será un documento de gran ayuda a los compañeros de generaciones posteriores que quieran consultar sobre proyectos de zonas de riego, ya que actualmente en la Escuela Nacional de Estudios Profesionales Aragón, no se encuentran trabajos sobre este tema. A continuación se presenta una descripción muy breve del contenido de esta tesis.

En el capítulo I se indican las generalidades sobre el riego, este es un capítulo del tipo técnico donde se mencionan los métodos más comunes de riego, las obras de captación de agua superficial y subterránea, métodos y sistemas de distribución de agua para riego y drenaje de agua en tierras agrícolas.

En el capítulo II se presenta a grandes rasgos una descripción general de la zona en estudio dicha descripción proviene del Estudio de Factibilidad del proyecto de riego "El Tambor, Nay" el cual fue elaborado por la empresa ANAHUAC a petición de la Comisión Nacional del Agua (CNA); se muestran los aspectos físicos, socioeconómicos y técnicos productivos. Cabe mencionar que el estudio de Factibilidad esta comprendido por los estudios Topográfico, Geofísico, Geohidrológico, de Uso actual y Tenencia de la tierra, Agrológico detallado, Agroclimatológico, de Programación agrícola, Socioeconómico, de Impacto ambiental, el anteproyecto de obras, y la evaluación económica y financiera.

En el capítulo III se presenta el trazo de la red, ubicación de las tomas, las capacidades y cargas requeridas de cada toma y el dimensionamiento de la red mediante un criterio óptimo; también se muestran los resultados obtenidos del sistema propuesto.

En el capítulo IV se hace la comparación de los resultados hidráulicos y económicos obtenidos de los dos diferentes tipos de tubería analizados, esta comparación se hace para proponer la tubería mas adecuada para la red de riego, de acuerdo a su funcionalidad y costo; se espera que con el sistema de tubería se logre un mayor ahorro en el uso del agua, disminuyendo las pérdidas de agua por infiltración y evaporación durante su distribución en la zona de riego.

El tema de esta tesis se considera de gran importancia a nivel nacional, debido a la situación actual del agua en México, sabemos que el agua día con día es cada vez más cara y escasa; es ahora cuando debemos planear el buen uso de la misma, no cuando esta sea mucho más escasa que ahora. Es por eso, que nosotros los ingenieros y las nuevas generaciones de nivel técnico y profesional estamos comprometidos con nuestro país y estoy seguro de que daremos soluciones satisfactorias al uso irracional del agua, creando una cultura en el uso de la misma.

## **CAPITULO I GENERALIDADES SOBRE LA TECNIFICACIÓN DEL RIEGO.**

### **I.1 MÉTODOS DE RIEGO.**

Durante muchos años se ha definido al riego como la aplicación uniforme del agua, en la cantidad y periodicidad adecuada, a fin de que el cultivo al que se aplica produzca un mayor rendimiento económico sin provocar desperdicios en el uso de la misma.

En la aplicación del agua al suelo los métodos de riego más usuales son:

1. Superficiales.
2. Por goteo.
3. Por aspersion.

#### **I.1.1 SUPERFICIALES.**

En todos los métodos de riego superficial, el agua es derivada hacia el campo desde el punto mas alto del lote, y escurre hacia las elevaciones mas bajas con un volumen que va disminuyendo conforme se mueve pendiente abajo debido a la infiltración en el suelo. Entonces, para obtener uniformidad en la distribución del agua, debe seleccionarse el tamaño y pendiente adecuada del área por irrigar, regulando el gasto de acuerdo al tipo de suelo y a la profundidad de raíces del cultivo que va a ser regado.

El riego superficial no es recomendable en suelos con alta velocidad de infiltración, debido a que, el área por regar resulta muy pequeña si se quiere tener uniformidad en la aplicación del agua, es decir, el gasto que se requiere es muy grande.

La correcta e incorrecta aplicación del agua al suelo es estimada por la "Eficiencia Parcelaria" definida como la relación del volumen de agua de riego utilizada por la planta a nivel parcelario, entre el volumen de agua entregado a la entrada de la parcela. Es común expresar esta relación como un porcentaje. (De acuerdo con la experiencia de la SRH en la República Mexicana, esta eficiencia varia generalmente del 40% al 60%., Fuente bibliográfica N° 2).

Los métodos de riego superficiales se clasifican en tres grupos:

- a) Los que inundan totalmente la superficie del suelo, encontrándose el agua prácticamente en reposo.
- b) Los que inundan totalmente la superficie del suelo, encontrándose el agua en movimiento.
- c) Los que inundan parcialmente la superficie del suelo, encontrándose el agua en movimiento.

La elección que se haga, para utilizar uno u otro método de los grupos mencionados, dependerá fundamentalmente de los siguientes factores: propiedades del suelo, topografía del lote o parcela; posibilidades de nivelación, condiciones de drenaje y salinidad, disponibilidad de agua, dimensiones del lote o parcela, necesidades de los cultivos, practicas agrícolas de los usuario, etc.

A continuación se describen a grandes rasgos los métodos de riego superficiales pertenecientes a los tres diferentes grupos antes indicados:

a.) LOS QUE INUNDAN TOTALMENTE LA SUPERFICIE DEL SUELO ENCONTRÁNDOSE EL AGUA PRÁCTICAMENTE EN REPOSO.

Riego por entarquinamiento.

Es el más sencillo de todos y, por lo mismo, el más utilizado. Para aplicar este riego, se divide el terreno en pequeñas superficies, de manera que cada una de ellas sea aproximadamente plana y se construyen bordos alrededor de estas áreas para contar con estanques en donde el agua pueda ser controlada. Los estanques son llenados con la cantidad de agua deseada, permaneciendo esta en la superficie hasta que se infiltra totalmente, o bien, el exceso es drenado. El tamaño de los estanques esta en función de la pendiente del terreno y del tipo de suelo, variando desde un metro cuadrado hasta 7.5 Ha. A continuación en la figura 1.1 se muestra el riego por entarquinamiento.

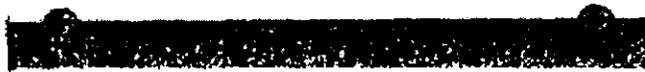


figura 1.1

Cuando la superficie del suelo en los estanques no es completamente plana y una nivelación cuidadosa no se justifica, puede permitirse una diferencia de 6 a 9 cm. entre las elevaciones máxima y mínima del estanque. Si la pendiente natural del terreno es muy pronunciada, será necesario construir terrazas niveladas en las que puedan formarse estanques, utilizando muros de sostenimiento o banquetas de tierra para estabilizar las caídas entre las terrazas adyacentes.

La característica del suelo que más interesa para determinar el tamaño del estanque, es la capacidad de infiltración. En suelos con alta capacidad de infiltración se requiere limitar el área de los estanques y en suelos con capacidad de infiltración baja se puede aumentar su área de acuerdo con el gasto disponible.

La forma que se puede dar a los estanques es la rectangular en suelos con pendiente uniforme; si la topografía es ondulada, los estanques tendrán formas irregulares, ya que deben seguir las curvas de nivel.

Los bordos usados para el riego por entarquinamiento, pueden ser construidos cada vez que se riega, o bien, pueden construirse en forma permanente. En el primer caso tienen de 60 a 120 cm. de base y una altura de 15 a 30 cm. Cuando los bordos son permanentes, tienen de 150 a 180 cm. de base y una altura de 40 a 50 cm. Los bordos temporales se forman con prestamos de suelo en las áreas laterales a los mismos. los bordos de tipo semipermanente, se construyen mezclando yeso con el suelo para hacerlo mas estable; en otros casos se cubren con plástico para reducir la infiltración y controlar las yerbas.

El llenado de los estanques se hace generalmente por medio de regaderas trazadas entre dos hileras de estanques, introduciendo el agua a cada uno por medio de compuertas espaciadas a lo largo de la regadera. Otro método usado para el llenado consiste en permitir que el agua fluya de un estanque hacia el siguiente, teniendo cuidado de que los bordos no se rompan. En el primer caso, es deseable el uso de estanques rectangulares con su lado largo en dirección perpendicular a la regadera, con el fin de poder espaciar las regaderas tanto como sea posible.

El método de riego por entarquinamiento es aplicable a cultivos como el arroz, el algodón, granos, maíz, alfalfa, pastos y frutales. Los cultivos sensibles a excesos de humedad no deben regarse por este método.

**b.) LOS QUE INUNDAN TOTALMENTE LA SUPERFICIE DEL SUELO, ENCONTRÁNDOSE EL AGUA EN MOVIMIENTO.**

**Riego por inundación libre.**

En el método por inundación libre el agua se descarga al terreno usando estructuras igualmente espaciadas en una regadera con poca pendiente, construida en el extremo alto del terreno. El agua fluye libremente sobre la superficie del suelo en el sentido de la pendiente, sin contar con bordos que guíen su movimiento. En la parte baja del terreno se construyen bordos para redistribuir el agua que tiende a concentrarse. En la figura 1.2 se muestra el riego por inundación libre.

Este método es usado para riego de cultivos, en terrenos de pendiente fuerte en donde la uniformidad en la distribución del agua no es muy importante; también se utiliza en suelos de textura pesada y en regiones donde no existe el problema de escasez de agua.

La nivelación del terreno requerida para aplicar este método de riego es mínima, consistiendo solamente en remoción de promontorios y relleno de depresiones, a fin de facilitar el drenaje del agua en exceso y proporcionar una superficie adecuada para la operación de la maquinaria agrícola.

Los canales alimentadores son trazados en el sentido de la máxima pendiente y alimentan a las regaderas, las cuales generalmente tiene pendientes de 0.005. (de acuerdo a la experiencia de la SRH, referencia bibliográfica N° 2)

Es usual que los canales alimentadores sean revestidos de concreto para evitar la erosión; las regaderas casi siempre se construyen sin revestir, excepto cuando se tienen problemas de crecimiento de yerbas o cuando la erosión es excesiva.

La toma del agua en las regaderas generalmente se hace rompiendo los bordos de las mismas y colocando rocas a los lados y en el fondo para protegerlas de la erosión. Si la regadera esta revestida, es usual construir pequeñas estructuras de agujas.

El buen funcionamiento del método de riego por inundación libre requiere de buena experiencia en la selección del tamaño de las tomas y en su localización.

**Riego por amelgas.**

El método de riego por amelgas hace uso de bordos paralelos que guían a la lamina que se mueve en el sentido de la pendiente. La superficie de terreno entre dos bordos adyacentes se denomina amelga, la cual puede variar en ancho entre 3 a 30 mts. y en largo entre 100 a 800 mts. (según la experiencia de la SRH, referencia bibliográfica N° 2). En la figura 1.2 se muestra el riego por amelgas.



figura 1.2

Este método de riego es el más apropiado en terrenos con superficies mayores de 4 Ha y se requieren gastos relativamente grandes. La pendiente del terreno deberá ser uniforme y moderada.

Los suelos profundos de texturas medias y permeables, son ideales para regarse con este método cuando se cultivan plantas de raíces profundas, como la alfalfa, frutales y viñedos. La infiltración es muy importante, ya que el agua se esta moviendo constantemente en la superficie de las amelgas; la velocidad deberá ser regulada con el gasto, de tal manera, que el agua cubra a la superficie del suelo

durante el intervalo deseado para aplicar la lamina requerida. Los suelos arenosos con altas infiltraciones y donde se aplican laminas pequeñas, requieren grandes gastos para obtener aplicaciones uniformes. Los suelos arcillosos con baja filtración requieren de gastos pequeños para aplicar laminas grandes.

Se recomienda que los primeros 10 o 15 mts. de la amelga sean planos a fin de lograr una distribución uniforme del agua antes que empiece a escurrir. Asimismo, en algunas zonas se sigue la practica de que los últimos 30 a 50 mts. no tengan pendiente, para que el exceso de agua se entarquine en esa zona, debiendo aclararse, que esta práctica solo es recomendable en suelos permeables con buenas condiciones de drenaje.

Las pendientes mínimas en el sentido del flujo, son del orden de 0.3 % para cultivos con raíces poco profundas y de 2 % cuando se riega alfalfa, frutales o viñedos.

En un sistema ideal de riego por amelgas, no debe existir pendiente transversal a la dirección del riego; sin embargo, se puede admitir una diferencia de elevación entre bordos adyacentes de hasta la cuarta parte del tirante con que el agua fluye en la amelga.

El ancho de las amelgas en terrenos relativamente planos varia entre 15 y 20 mts. Con pendiente entre 0.3 y 0.4 % el ancho no debe exceder de 12 mts. y en pendientes mayores de 0.5 % el ancho debe limitarse a 6 u 8 mts. (de acuerdo a las normas establecidas por la SRH, referencia bibliográfica N° 2)

En cuanto a la longitud de la amelga, puede ser hasta 800 mts. en suelos con muy baja infiltración; en suelos con infiltración alta es necesario limitar la longitud a 100 mts.

En un terreno parejo con suelo homogéneo se logra un riego uniforme usando un gasto constante en la amelga, y cuando el agua ha llegado a un punto situado aproximadamente a las tres cuartas partes de la longitud de la amelga puede cortarse el suministro, ya que el remanente continua moviéndose hacia el extremo inferior completando el riego.

En el diseño de un sistema de riego por amelgas se deberá lograr un balance entre el tipo de suelo, la pendiente, el ancho y el largo de la amelga, y el gasto, el cual deberá ser utilizado para aplicar la lamina deseada con suficiente uniformidad con todo el campo, sin desperdiciar agua por infiltración profunda o escurrimiento superficial.

Los bordos utilizados en el riego por amelgas tienen una altura entre 12 y 18 cm. después de sentados. El ancho de la base en suelos arcillosos puede ser de 60 cm. y en suelos arenosos pueden necesitarse hasta 2.40 mts.

El abastecimiento del agua puede hacerse por medio de regaderas o tuberías colocadas en la cabecera de la amelga, instalándose un dren en el extremo inferior para extraer el exceso.

Cuando se utilizan regaderas, se deben instalar estructuras para regular el tirante en las mismas; las estructuras pueden ser permanentes o portátiles.

Las estructuras de entrada a las amelgas pueden ser de concreto o de madera equipadas con agujas, tubos colocados en el bordo con compuertas, o bien, sifones colocados sobre el bordo de la regadera. Debe evitarse introducir el agua cortando los bordos.

**c.) LOS QUE INUNDAN PARCIALMENTE LA SUPERFICIE DEL SUELO ENCONTRÁNDOSE EL AGUA EN MOVIMIENTO.**

**Riego por surcos.**

El riego por surcos se realiza al escurrir el agua en pequeños canales denominados surcos, en los cuales se infiltra al mismo tiempo que se mueve en el sentido de la pendiente, la cual debe ser uniforme para que el método sea aplicable.

En el riego por surcos no se moja la superficie total del suelo, por lo tanto, para obtener un riego eficiente, es importante que el movimiento lateral del agua lo humedezca en forma adecuada.

Los surcos se adaptan muy bien para el riego de cultivos sensibles a los excesos de humedad, o para aquellos que no pueden ser cubiertos por el agua; los cultivos en hilera, tales como las leguminosas, algodón, betabel, maíz, papa y cultivos para semilla, etc., sembrados en camas elevadas, son regadas por surcos colocados entre las hileras de las plantas. En la fig. 1.3 se muestra el riego por surcos.

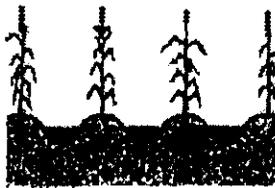


figura 1.3

La sección transversal mas utilizada en surcos tiene forma de "V" con una profundidad de 15 a 20 cm. y un ancho en la parte superior de 25 a 30 cm.

En riego de germinación es recomendable el uso de surcos poco profundos de 10 a 15 cm.. Para el riego de cultivos perennes o cultivos ya desarrollados se pueden usar surcos profundos de 20 a 25 cm..

Las camas de los cultivos regados por surcos son generalmente planas y ligeramente redondeadas. En aguas para riego que contienen sales, estas tienden a concentrarse en la superficie y en el centro de las camas, obstaculizando la germinación de la semilla. Ya que las sales tienden a moverse hacia el punto mas elevado, es conveniente construir la cama con un lomo en el centro y sembrar en los extremos.

El espaciamiento de los surcos depende del tipo de cultivo, del tipo de maquinaria usado y de los patrones de mojado que se obtengan con el movimiento lateral del agua. Muchos cultivos se plantan en hileras espaciadas entre 75 y 105 cm; otros, como las leguminosas se plantan en hileras dobles en cada cama y las plantas separadas 40 cm. con separación entre camas de 60 cm.(referencia bibliográfica N° 7).

Cuando se usa una misma maquinaria agrícola, puede utilizarse una separación estándar entre surcos para el riego de un gran numero de cultivos.

El patrón de humedecimiento es más ancho en los suelos arcillosos que en los arenosos. Así la separación de surcos en los primeros es de 120 cm. y en los segundos de 50 cm. (de acuerdo a la experiencia de la SRH, referencia bibliográfica N° 2).

La pendiente de los surcos debe ser uniforme para lograr un gradiente hidráulico y aplicar uniformemente el agua. Para evitar la erosión excesiva, la pendiente de los surcos en la dirección del

flujo del agua no debe ser mayor del 2 %, sin embargo, en áreas de intensa precipitación, una pendiente mayor al 0.3 % puede causar erosión. Siempre que sea posible, los surcos deben ser rectos y paralelos a uno de los extremos del terreno. (de acuerdo a la experiencia de la SRH, referencia bibliográfica N° 2).

La longitud de los surcos está limitada por el tamaño y la forma del terreno, tipo de suelos y la pendiente del terreno. En suelos arenosos, la longitud del surco será menor que en suelos arcillosos con baja infiltración

En pendientes suaves (menores de 0.5 %, la longitud puede ser aumentada conforme aumenta la pendiente; sin embargo, en pendientes mayores a 0.5 % la longitud de los surcos debe ser disminuida al aumentar la pendiente.

Para obtener una distribución uniforme del gasto, es necesario empezar el riego con un gasto grande. Los factores que limitan el gasto máximo que puede ser usado al empezar un riego, con el exceso de escurrimiento superficial, la capacidad de los surcos y la erosión del suelo.

#### **VENTAJAS DEL RIEGO SUPERFICIAL.**

- Seleccionando la pendiente adecuada para el área por irrigar el agua se distribuye en la parcela por gravedad sin ayuda del hombre.
- El riego por medio de surcos es muy recomendable para cultivos sensibles a excesos de humedad.
- La red de canales sin revestimiento resulta económica debido a su baja inversión

#### **DESVENTAJAS DEL RIEGO SUPERFICIAL.**

- En suelos con alta velocidad de infiltración es muy difícil regar superficialmente (surcos, amelgas, entarquinamiento, etc..).
- En los canales sin revestir se puede crear el crecimiento de vegetación que impida o afecte el régimen del caudal, también puede generar azolvamiento.
- En el riego por entarquinamiento los bordos interfieren con el movimiento de la maquinaria agrícola, además el drenaje se dificulta por lo plano de la superficie
- En el riego por amelgas la pendiente en dirección del flujo debe ser uniforme o disminuir un poco, pero nunca aumentar pues el flujo no sería uniforme, y causaría erosión en el suelo.

#### **I.1.2 POR GOTEO.**

El riego por goteo es una técnica que consiste en poner el agua y los abonos directamente a disposición de la zona reticular de los cultivos con la ayuda de válvulas especiales concebidas y calculadas para gastos muy pequeños.

Este sistema de válvulas permite la aplicación local del agua que se conduce por el lote a través de una red de tuberías y se aplica al sistema reticular de la planta y del árbol; mediante este sistema, se suministra el agua a la planta y al árbol individualmente. De esta manera, el agua cae en los lugares donde es necesaria. En la figura 1.4 se muestra el riego por goteo.



figura 1.4

El agua requiere una carga hidráulica que se suministra con equipo de bombeo o con un tanque elevado. Este es un método recomendado para lugares en donde se tiene una gran escasez de agua, ya que esta solo se aplicará en las zonas de las raíces; donde existen suelos difíciles de irrigar, debido a su naturaleza y en donde no abunde la mano de obra o tenga un costo muy elevado. Otra ventaja consiste en que la periodicidad de los riegos puede llegar a ser diaria, ya que basta poner en funcionamiento el equipo de bombeo o abrir una válvula para que el agua circule por las tuberías y se efectúe el riego.

**VENTAJAS DEL RIEGO POR GOTEO. (con relación a la aspersión).**

- Economía de agua de 30 a 50 %
- Posibilidad de utilizar fuentes de agua de gasto escaso y carga escasa.
- Disminución del costo del equipo de bombeo.
- Eliminación del chorreo y de los riesgos de erosión al nivel parcelario.
- Eliminación del agua sobre las hojas disminuyendo enfermedades por la ausencia de lixiviación de productos fungicidas e insecticidas.
- Disminución de plantas adventicias en clima seco, reduciendo las operaciones de mantenimiento y de tratamiento herbicida.
- Posibilidad de utilizar aguas saladas conteniendo hasta 1200 ppm de cloruro y 2000 ppm de residuo seco. Este tipo de irrigación elimina las quemaduras de las hojas por el agua salada.
- Los espacios entre los surcos son secos, lo que facilita la cosecha.
- Mayor eficiencia en la fertilización.

Otras ventajas de este sistema son:

Uso de pequeños gastos, empleo de agua con alta concentración salina, así como también aplicaciones de laminas mínimas, aumento de rendimientos, mejor calidad de frutos, eliminación de la erosión en el suelo y el ahorro de trabajos de acondicionamiento y preparación de tierras, labores agrícolas y de fertilizantes

**DESVENTAJAS DEL RIEGO POR GOTEO.**

- Inversión inicial relativamente elevada.
- Corta durabilidad de las líneas regantes.

- Adaptación difícil a los terrenos en declive a causa de la baja presión.
- Necesidad de una filtración de agua (arenas, partículas orgánicas).

### 1.1.3 POR ASPERSIÓN.

El sistema de riego por aspersión consiste en aplicar el agua a los cultivos en forma de lluvia por medio de un aspersor. El agua se provee mediante una red de tuberías principales, secundarias y líneas regantes; estas últimas están provistas de los aspersores a espaciamientos regulares; las líneas regantes se tienden en el campo en "posiciones de riego" hasta completar el riego. Cada posición de riego debe traslaparse (solaparse) con la contigua para aumentar la uniformidad de aplicación. En la figura 1.5 se muestra el riego por aspersión.



figura 1.5

El riego por aspersión se usa en casi todos los tipos de suelos. Este procedimiento puede ser la única manera de regar en forma satisfactoria suelos que tengan una velocidad de infiltración alta, fuertes pendientes, y profundidad o topografía irregular. El agua debe aplicarse de tal forma que no produzca daños físicos al cultivo.

En cualquier sistema de aspersión, con aspersores giratorios, deben inspeccionarse siete factores para determinar hasta qué punto son adecuados el diseño y la operación y, los ajustes que se requieren en la disposición establecida.

1.- Grado de aplicación.- El agua no debe ser aplicada con mayor velocidad que aquella con la que el suelo puede absorberla, pero a la vez, esta aplicación deberá ser lo bastante rápida para prevenir pérdidas excesivas por evaporación.

2.- Lamina aplicada.- La cantidad de agua aplicada durante un riego no debe ser más grande que la lamina más ligera necesaria para llenar la zona reticular a su capacidad de campo.

3.- Solamente cuando se requiera efectuar lavados para lixiviar sales nocivas en los cultivos, será necesario aplicar laminas más grandes que la capacidad de retención del suelo.

4.- Capacidad del sistema.- El equipo deberá ser capaz de surtir humedad al suelo en una cantidad por lo menos igual al consumo máximo del cultivo.

5.- Uniformidad de la aplicación. El agua debe aplicarse tan uniformemente como sea posible, y la experiencia del agricultor; el punto de aplicación más lejano debe recibir por lo menos, el 80 % de la aplicación promedio en el campo. La uniformidad de aplicación se ve afectada por diferencias en las descargas de los aspersores individuales a lo largo del lateral y sobre laterales diferentes. También se ve afectada por la uniformidad de la distribución de la aspersión dentro del área efectiva de cada aspersor individual.

6.- Pérdidas de agua.- La pérdida más grande de un diseño correcto y una óptima operación del sistema de aspersión, se debe a las fluctuaciones en la dirección e intensidad del viento, entre la boquilla del aspersor y la superficie del suelo. También influyen en dichas pérdidas el tamaño de las gotas y el grado de aplicación. Se considera que para tener un uso eficiente del agua, tales pérdidas no deben ser mayores de 10 o 15 % del gasto que fluye a través de las tuberías del sistema de riego por aspersión.

7.- Tamaño económico de la tubería.- Los diversos tamaños de la tubería usada, deben de ser de tal magnitud que exista balance económico entre los costos de ellas y el costo de la energía usada para impulsar el agua.

#### VENTAJAS DEL RIEGO POR ASPERSIÓN.

- Economía del agua debida a la buena distribución en la superficie y a la reducción de las pérdidas por medio del chorreo e infiltración profunda. La ganancia sobre las pérdidas es de por lo menos del 20 % con respecto a los consumos registrados con los métodos por gravedad y sobrepasa el 60 % en los suelos difíciles (suelos ligeros, poco profundos y accidentados).
- Independencia con respecto a la topografía del suelo: los trabajos de nivelación son frecuentemente inútiles.
- Posibilidad de suministrar dosis escasas y repetidas (riego de siembra).
- Posibilidad de utilizar pequeños gastos unitarios, mientras que los otros métodos de riego exigen gastos unitarios superiores a 30 l/s.
- No necesita una red de drenaje.
- Reducción en las pérdidas de elementos fertilizantes.
- Posibilidad de adoptar métodos de cultivo análogos a los que se utilizan en los cultivos en seco, puesto que el riego por aspersión no necesita ningún acondicionamiento del suelo.
- Aplicación a una amplia gama de permeabilidad de suelos (arcillas, gravas o arenas).
- Simplicidad en la práctica de riego, la cual se aprende rápidamente.
- El trazo de la red ya no es tributario del parcelario, ni del relieve, y tiene por lo tanto una longitud inferior a la de una red de canales.

#### DESVENTAJAS DEL RIEGO POR ASPERSIÓN.

- Costo de la inversión inicial bastante elevado, frecuentemente superior al de irrigación tradicional (algunas veces de 2 a 3 veces mas).
- En caso de bombeo, los gastos de energía son a veces elevados (potencia de 1 a 2 kw/ha, energía 800 a 1500 kw/ha/año).
- Transporte del equipo de riego (trabajo pesado), a menudo se necesitan varios juegos de aspersores.
- Pérdidas importantes por evaporación cuando el aire esta muy seco y la radiación solar es muy intensa.

#### I.2 FUENTES DE APROVECHAMIENTO.

El objetivo esencial de las obras hidráulicas de aprovechamiento del agua para fines de riego es el de regular la humedad del suelo, porque existen zonas en las cuales si no se riega no se siembra, mientras que en otras es suficiente con la precipitación de la zona, viniendo así la siembra de temporal que tiene problemas ya que el agua de lluvia no se controla.

Las obras de captación de aguas para fines de riego pueden ser de dos tipos:

1. Obras para captación de aguas superficiales.
2. Obras para captación de aguas subterráneas.

### **I.2.1 OBRAS PARA CAPTACIÓN DE AGUAS SUPERFICIALES.**

Para el aprovechamiento de un cauce o un vaso natural es necesario efectuar estudios hidrológicos, hidrográficos, climatológicos; después de haber efectuado estos estudios se procederá a proyectar la obra de captación propiamente dicha.

Esta obra puede ser un dique con su respectiva bocatoma cuando se trate de un vaso natural. En el caso de un cauce natural se utilizará una represa con su puente y su obra de toma respectiva.

Las estaciones de bombeo en ríos, consideradas como obras de aprovechamiento para riego, son muy limitadas ya que solo pueden beneficiar pocas hectáreas con un costo por Ha. muy elevado y utilizando solamente cauces de ríos donde el caudal es permanente todo el año. Todo esto da como resultado el poco uso de estas estaciones en los diferentes ríos del país.

Solo en casos especiales se emplean, como por ejemplo, cuando se quiere regar una zona más alta que el cauce del río, por lo que es necesario subir el agua hasta un punto en donde se pueda regar por gravedad.

El agua almacenada tiene por objeto regularizar la corriente para disponer del gasto necesario en las épocas de riego, gasto que varía de acuerdo con la demanda, el agua es almacenada en un vaso natural formado por un valle en el que existe un estrechamiento o boquilla que se cierra mediante una cortina que intercepta en un vaso o depósito el paso del agua.

El sistema de almacenamiento está constituido por tres elementos fundamentales que sirven para contener el agua en el vaso, para manejar la extracción del agua y para disponer de las aguas de las avenidas que llegan al vaso. Esos tres elementos son:

- 1) La cortina.
- 2) La obra de toma, y
- 3) El vertedor de demasías.

#### **1) Cortina.**

La cortina tiene por objeto fundamental cerrar un vaso natural de tal modo que sea posible el almacenamiento del agua dentro del mismo. Pero se necesita que sea lo suficientemente resistente para soportar el empuje del agua, además, suficientemente impermeable para impedir el paso a través de ella o por debajo de la misma.

Las cortinas pueden ser de tierra, de enrocamiento, de mampostería, de concreto ciclópeo, de concreto simple o de concreto armado.

#### **2) Obra de toma.**

Se llama obra de toma al conjunto de estructuras construidas en una presa con el objeto de extraer el agua en forma controlada y poder utilizarla con el fin para el cual ha sido proyectado su almacenamiento (generación eléctrica, abastecimiento para zona habitacional o de riego, etc.).

Los principales tipos de obra de toma son: con lumbrera, y con torre. Los dos tipos constan de :

Rejilla, un conducto, una compuerta de emergencia, una compuerta de servicio, una caseta de operación, una caída y un tanque amortiguador.

### 3) Vertedor de demasías.

El vertedor de demasías es la estructura que da salida a las aguas excedentes del almacenamiento, protegiendo la cortina, obra de toma y demás estructuras, al impedir que el agua que ya no puede ser almacenada se desborde sobre la cortina y la destruya.

En cuánto a su operación, los vertedores de demasías pueden clasificarse en:

- a) De cresta libre.
- b) Con compuertas.

Los primeros pueden ser de planta recta o curva, con o sin cimacio, descarga directa al río o hacerlo a través de un canal de descarga. En los segundos pueden utilizarse compuertas radiales o compuertas deslizantes.

Otra clasificación de los vertedores de demasías puede hacerse, con relación a la posición del canal de descarga, y pueden ser:

- a) Vertedor de canal lateral, si el canal de descarga es paralelo a la cresta vertedora.
- b) Vertedor de cresta recta, con o sin perfil Creager.
- c) Vertedor de abanico, si la cresta es curva (casi siempre formado por una serie de arcos de círculo) con perfil Creager.

#### **I.2.1.1 SISTEMAS DE DERIVACIÓN PARA CAPTACIÓN SUPERFICIAL.**

El agua extraída de las fuentes de aprovechamiento pasa en algunos casos al canal de conducción directamente; pero en otros se conduce por un tramo de más longitud hasta un punto donde conviene vaciar el canal de conducción, para lo cual es necesario construir obras que hagan pasar el agua del río al canal sin alterar el régimen de la fuente de aprovechamiento. Generalmente esto es lo que constituye el sistema de derivación.

En algunas ocasiones se combina la captación de los escurrimientos superficiales con la de las aguas subálveas y por ello algunas obras, como la galería filtrante, pueden quedar incluidas en las obras de derivación. De acuerdo con lo anterior y considerando las características, tanto de la fuente de aprovechamiento como de la obra, se tienen los siguientes tipos básicos de obras de derivación:

- a) Tomas directas.
- b) Barrajes simples.
- c) Presas de derivación.
- d) Cajas en manantiales.
- e) Galerías filtrantes.
- f) Diques subterráneos.
- g) Plantas de bombeo.

a) La toma directa se adopta cuando la fuente de aprovisionamiento puede proporcionar un caudal mucho mayor que el gasto deseado. Consta de un canal abierto que comunica a la fuente directamente con el conducto que llevara el agua a su destino, y de una estructura en la que se instalan rejillas y compuertas para el control del paso del agua. (Ver figura 1.6.1).

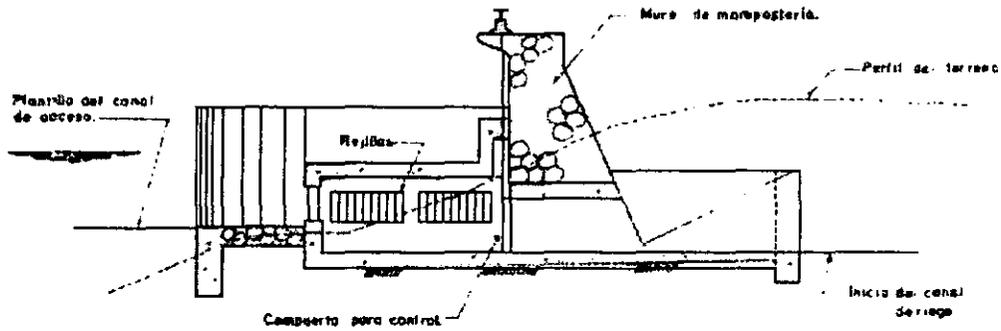


fig. 1.6.1 Toma directa

b) Los barrajes obstaculizan el paso de la corriente, obligándola a formar un tirante mayor al normal, para desviar parte del agua y encauzarla a un canal localizado en las márgenes del río. Los barrajes se construyen transversalmente a la corriente y se forman con tablaestacados, ramas de arboles y diques de arcilla o con material de acarreo del mismo río. (Ver figura 1.6.2).

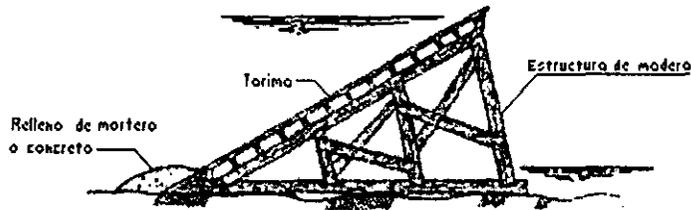


fig. 1.6.2 Barraje simple

c) Las presas de derivación son estructuras que se originaron al mejorar el funcionamiento de los barrajes y la efectividad de las tomas directas. (Ver figura 1.6.3).

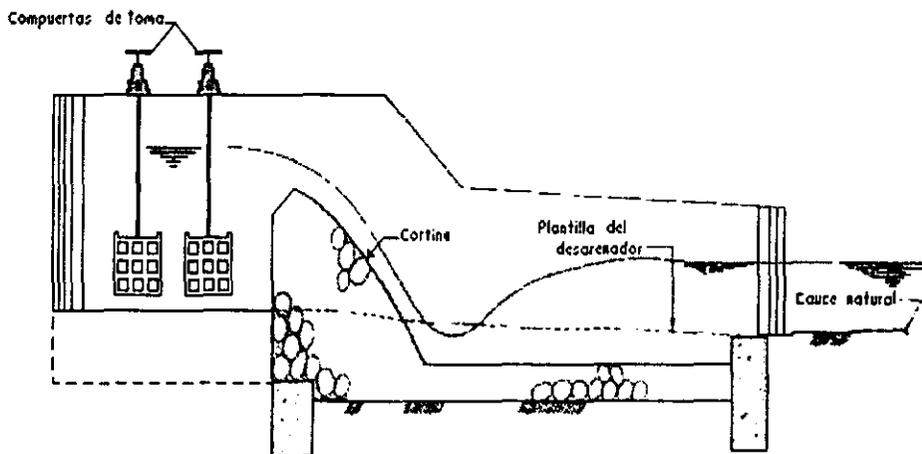


fig. 1.6.3 Presa derivadora

d) Las cajas en los manantiales son diques y cajas de concreto o mampostería colocados en forma tal, que se logre reunir en un sitio conveniente elegido, la aportación de cada venero para facilitar y controlar la derivación. (Ver figura 1.6.4).

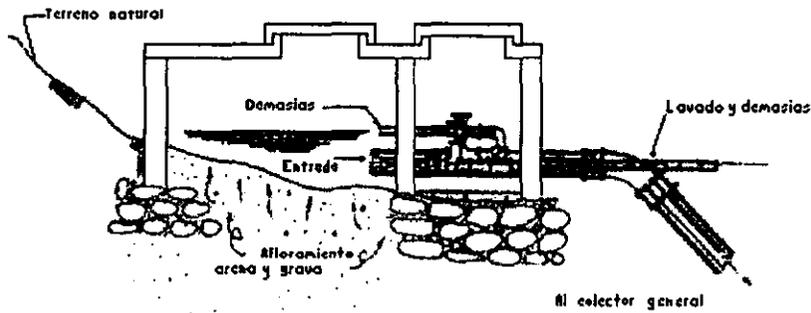


fig. 1.6.4 Caja en manantial

e) La galería filtrante se emplea para captar el agua subálvea de los ríos, consiste fundamentalmente en un o varios conductos perforados y sin juntar, dispuestos en forma conveniente a un nivel inferior del fondo natural del cauce, a fin de recolectar y conducir las filtraciones a un depósito también subterráneo del cual se extrae el gasto recolectado. (Ver figura 1.6.5).

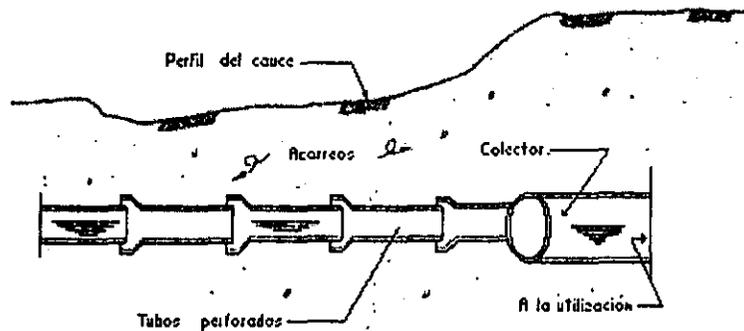


fig. 1.6.5 Galería filtrante

f) Los diques subterráneos son pantallas que se interponen bajo el fondo del cauce de los ríos, para cortar las filtraciones del agua entre los acarreos y propiciar el afloramiento de las corrientes subálveas una vez que estas hayan sido convenientemente definidas. (Ver figura 1.6.6).

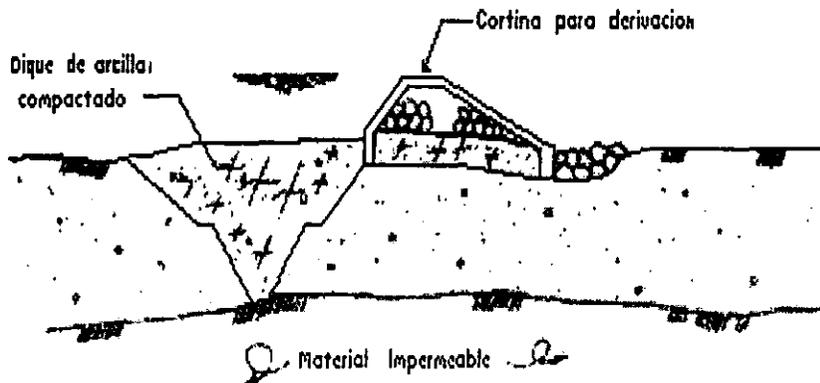


fig. 1.6.6 Dique subterráneo

g) Las plantas de bombeo se utilizan cuando se ha definido la necesidad de bombear el agua para llevarla hasta un sitio convenientemente elegido, las estructuras ya mencionadas se complementan con una planta de bombeo, formando así un sistema de derivación con bombeo. (Ver figura 1.6.7).

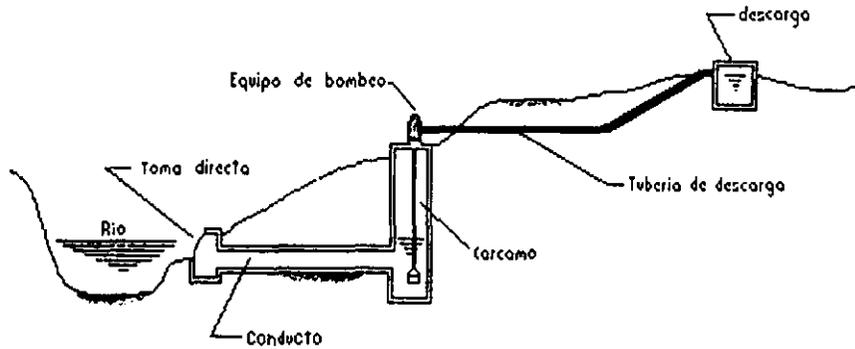


fig. 1.6.7 Planta de bombeo.

El sistema de derivación se simplifica y conoce con dos partes fundamentales:

- 1) La presa de derivación, y
- 2) La bocatoma.

#### 1) La presa de derivación

La presa de derivación tiene por objeto elevar el nivel de la superficie del agua a una altura conveniente que haga posible la derivación de un cierto gasto, debiendo además estar diseñada para permitir que el agua vierta sobre ella.

Generalmente se utiliza en corrientes de agua de anchura considerable con relación al caudal de escurrimiento; este se subdivide en pequeños cauces en épocas de estiaje haciendo imposible recoger el total o la mayor parte del agua que escurre, si no se hace la construcción de la presa de derivación.

Además de la finalidades indicadas, el objeto de la construcción de la presa de derivación puede ser el de disminuir las variaciones del nivel del agua al vaciar el gasto de escurrimiento, o el de disminuir su velocidad y por lo tanto la erosión del fondo.

#### 2) La bocatoma

La bocatoma sirve para regularizar el paso del agua del río del canal. En ocasiones, cuando el nivel mínimo del río es suficiente para efectuar la derivación, no es necesario construir la presa de derivación. Estos casos son poco frecuentes.

Las estructuras adicionales que pueden necesitarse son: desarenador, esclusas para navegación, escala para peces y pasos para troncos.

### 1.2.2. OBRAS PARA CAPTACIÓN DE AGUAS SUBTERRÁNEAS.

El agua del subsuelo es una fuente vital de abastecimiento, especialmente en las zonas en donde los veranos secos o las sequías prolongadas originan que el escurrimiento superficial cese o se agote.

Para el buen aprovechamiento de las aguas subterráneas con fines agrícolas, es necesario tener en cuenta los siguientes factores: disponibilidad de recursos hidráulicos, características geológicas, sistemas para la construcción o perforación de pozos, equipo para bombeo, características de las cosechas y estudios económicos de la zona que se proyecta.

Para saber como se forman los mantos acuíferos en el interior de la tierra es necesario hacer una

descripción breve del ciclo hidrológico.

La interminable circulación de la humedad y agua en nuestro planeta se llama ciclo hidrológico, y consiste en un gigantesco sistema que funciona en la tierra por naturaleza, sobre ella, en los mares y océanos, y en la atmósfera.

El agua de la superficie de los océanos se evapora hacia la atmósfera para condensarse más tarde y caer sobre la superficie del planeta en forma de precipitación. Cuando cae en el suelo escurre sobre el o penetra en su interior aumentando el contenido de humedad o bien filtrándose a través de él. Al penetrar en el suelo seco, el agua empapa capas sucesivamente más profundas, las que la absorben en toda su capacidad después de lo cual principia a infiltrarse en el interior de la tierra para entrar a los manantiales y ríos o bien pasando a aumentar el caudal de las aguas subterráneas en los valles.

El agua que se infiltra en el suelo se denomina agua del subsuelo y puede evaporarse de aquel, puede ser absorbida por las raíces de las plantas y luego transpirada, o bien puede percolarse en dirección descendente hasta los depósitos de aguas subterráneas. Las condiciones geológicas definen y marcan el recorrido que sigue el agua, que proviene de la precipitación para llegar a la zona de saturación. Los cauces de las corrientes superficiales que cortan el terreno a través de depósitos aluviales permeables, proporcionan el camino y acceso para que el agua llegue a un acuífero del subsuelo, cuando esa corriente este precisamente arriba del nivel del acuífero. En la figura 1.7 se muestra el ciclo hidrológico.

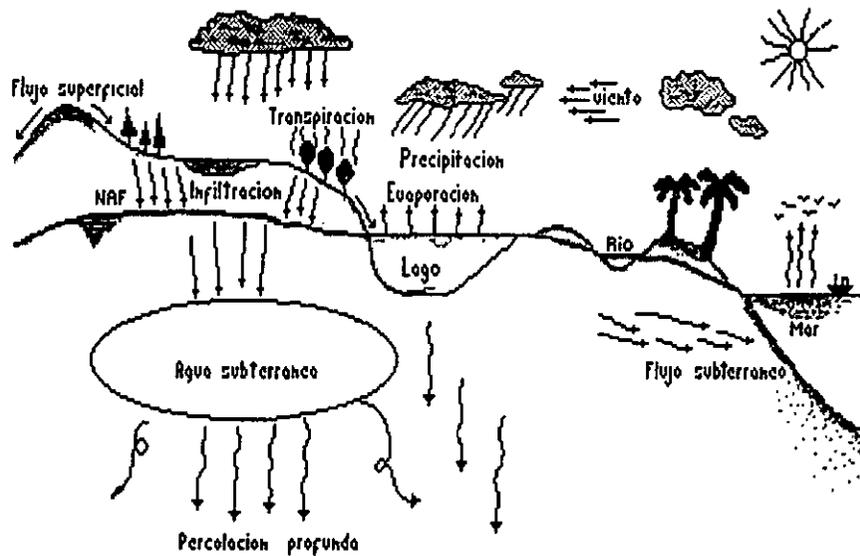


fig. 1.7 Ciclo hidrológico

### **I.2.2.1 SISTEMAS DE DERIVACIÓN PARA CAPTACIÓN SUBTERRÁNEA.**

Cuando el nivel de agua de los ríos y lagos no permite la extracción por gravedad, como es el caso de las fuentes subterráneas, es necesario levantar el agua por medio de bombas de riego.

El bombeo es la característica esencial de la mayor parte de las obras para aguas subterráneas. Un funcionamiento satisfactorio requiere que la altura de la succión, incluyendo las pérdidas a la entrada y en las tuberías, se mantenga a menos de 7.6 mts. Cuando el nivel freático se encuentra a mayores profundidades que ésta, el tubo o ducto colector que conduce a la bomba, y la unidad misma de bombeo deberán colocarse bajo el nivel del suelo, o los pozos deberán dotarse individualmente con bombas de pozo profundo. Las galerías filtrantes conducen sus aguas por gravedad a los pozos de bombeo; desde estos se eleva el agua a las obras de riego.

El agua al ser extraída del suelo, desprende los gases que pueda contener. Al hacerlo, debe pasarse a través de un tanque separador de aire, del cual se evacuan por bombeo los gases liberados. Al mismo tiempo o subsecuentemente, la arena u otros granos del suelo, introducidos al agua y procedentes del acuífero, tendrán que ser removidos. Realiza esto, por choque o por sedimentación un separador de arena. En esta forma se protegen las bombas y las tuberías contra la abrasión.

La perforación de pozos es un arte especializado, que se ha desarrollado a lo largo de una o mas líneas regionales, el ingeniero dedica su atención, no tanto a la operación de perforación, como a la propiedad, conveniencia y economía de los aprovechamientos propuestos a la localización de las obras. El área ingenieril dedica mayor atención a los siguientes puntos::

- a) Seleccionar el tamaño, número y distribución de los pozos.
- b) Especificar el equipo de bombeo y accesorios.
- c) Supervisar la prueba y desarrollo de los pozos terminados.
- d) Ver que los pozos y tuberías sean adecuadamente desinfectados antes de ser puestos en servicio.
- e) Asegurar la prevención de contaminación del suministro en el funcionamiento desde las fuentes de polución tanto superficiales como subterráneas.

El tamaño, número y distribución de los pozos están determinados por la cantidad y profundidad del agua que va a extraerse, la hidrología e hidráulica de los acuíferos disponibles, y los métodos de bombeo propuestos.

Pozos amplios.- De 1.82 mts. o mas de diámetro, se construyen generalmente solo donde el agua subterránea tiene poca profundidad y el almacenamiento dentro del pozo compensa las variaciones en el gasto de bombeo. Donde la permeabilidad del suelo es demasiado baja para mantener un solo pozo abastecido con suficiente agua, este pozo puede ser reemplazado por varios.

Pueden bombearse grupos de pozos poco profundos, si se conectan a las líneas de succión conducentes a una estación común de bombeo. Para que un sistema de una clase trabaje, deben permanecer sumergidos los coladores de los pozos, o fondos de las columnas, y las líneas de succión deben de carecer de fugas de aire. La principal desventaja de este diseño es que los pozos deben encontrarse normalmente situados tan cerca uno del otro (15 a 61 mts.), que los conos de depresión o círculos de influencia se sobreponen demasiado, para tener una buena eficiencia. Solamente el agua que se filtra a la superficie del campo o la que fluye lateralmente hacia el, es colectada. El bombeo de todo un campo de pozos cercanamente situados puede ser menos productivo que el bombeo de un grupo selecto de pozos adecuadamente espaciados.

Los diámetros de los pozos deberán dimensionarse de acuerdo con el abatimiento y el rendimiento. Sin embargo, los métodos de perforación y los requerimientos de espacio para la maquinaria de bombeo gobiernan, en realidad, más frecuentemente el tamaño del pozo que las consideraciones hidráulicas. Los coladores o rejillas, así como las tuberías de elevación, deberán ser lo suficientemente grandes para mantener las pérdidas a la entrada y otras resistencias al flujo dentro de

límites razonables a los gastos máximos de bombeo. Las velocidades en las tuberías de elevación se mantienen comúnmente a no más de 0.61 a 0.91 m/seg.

En la mayoría de los casos, solo se necesita levantar el agua relativamente poco. Sin embargo, se requiere de un caudal grande y constante. Por lo tanto, para este trabajo se emplean bombas centrífugas, bombas impelentes, bombas de turbina, etc..

La descarga máxima de las bombas centrífugas es de aproximadamente 400 m<sup>3</sup> de agua por minuto. La descarga máxima de bombas de impelentes con flujo axial, es de aproximadamente hasta 1500 m<sup>3</sup> de agua por minuto.

La altura de succión o cabeza de succión de estas bombas varía entre 3 y 7 mts. La presión de las bombas centrífugas es mayor que la de las bombas impelentes. La presión máxima de las bombas centrífugas es aproximadamente de 6 a 7 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que la bomba de impelentes es de 1 kg/cm<sup>2</sup>. (de acuerdo a la experiencia de la SARH, referencia bibliográfica N° 5)

## CONSTRUCCIÓN DE POZOS.

Los métodos de construcción dependen primordialmente de la naturaleza del suelo o roca que va a penetrarse. Los costos de construcción varían con el tamaño, profundidad y diseño, así como con el equipo y experiencia de los perforadores locales. Los diseños mejoran y los costos disminuyen conforme se tiene en disponibilidad información geológica e hidrológica regional.

Los pozos se perforan a grandes rasgos en alguna de las cuatro formas siguientes:

1.- POZOS CAVADOS.- Los pozos cavados pequeños se abren a mano generalmente. En terrenos o suelos superficiales, se les adema con madera, o se les reviste con ladrillo, piedra en bruto, concreto, o bien, se les recubre con tubo vitrificado de barro u tubo de concreto de gran diámetro. La excavación se continúa hasta que el agua fluye al interior con mayor rapidez de la que puede extraerse. Los pozos cavados deberán ser terminados estructuralmente cuando el nivel freático se encuentra a su nivel mínimo o cerca de él. De otra manera, tendrá que profundizarse posteriormente.

Los pozos cavados grandes y profundos, frecuentemente se construyen hundiendo sus revestimientos conforme procede la excavación.

2.- POZOS CAVADOS Y ABIERTOS A CHORRO.- Estos pozos pueden cavarse en formaciones de arena de poca profundidad. La punta guía se encuentra conectada a un colador o a una sección de tubo perforada. Para reducir la fricción, la punta es algo mayor que el entubado. En suelo duro, una zapata cilíndrica, equipada con chorros de agua, afloja el suelo y lo arrastra hacia la superficie. Para abastecer una cantidad suficiente de agua, pueden conectarse baterías de pozos cavados a un tubo de succión múltiple.

3.- POZOS BARRENADOS.- Pueden barrenarse pozos manualmente o por medio de barrenas mecánicas en suelos cohesivos (no derrumbables). Sobre el nivel freático, el suelo se mantiene normalmente en la barrena, la cual debe levantarse de tiempo en tiempo, para limpiarse. Bajo el nivel freático, la arena puede ser arrastrada de la barrena; entonces deberá ser removida del pozo mediante un achicador o bomba de arena. Se han empleado con éxito barrenas hasta de 914 mm (35") de diámetro y los pozos se han ampliado hasta 1219.2 mm (48") por fisuras o hendiduras. Se inserta una cubierta de concreto, tubo de barro o de metal en el hueco del pozo y se cementa en su lugar, antes de colocar la rejilla.

4.- POZOS PERFORADOS.- Los pozos perforados se taladran, y sea por percusión o por perforación rotativa. generalmente se prefieren los siguientes:

- Perforación por percusión.- Es común la perforación con herramienta, un grupo de herramientas incluyen una barrena chata o con punta de cincel, un vástago para barrena, percutores y una

conexión por cable, todos ellos conectados mediante uniones roscadas cónicas. Un brazo excéntrico, polea recíproca o viga de balancín hace subir o bajar las herramientas dentro del pozo húmedo. El cable de perforación debe sufrir una ligera alargación cuando la barrena golpea el fondo. El resorte de retorno en el cable evita que la barrena se trabe o que las herramientas se aplasten. Como su nombre lo indica, los percutores (dos uniones pesadas y flojas con aspecto de cadenas) ayudan a sacudir y a aflojar la barrena en su desplazamiento hacia arriba. El perforador gira la barrena y juzga el funcionamiento de las herramientas para el tacto del cable de perforación.

Se utilizan barrenas chatas en material suave, y extremos en forma de cincel, para roca dura. La punta para barrenar es algo más larga que el árbol empleado para dar el espaciamiento de trabajo. El material suelto es removido mediante una cubeta sujeta a una línea desarenadora. Cuando no existe suficiente flujo natural hacia el pozo para la perforación y baldeo, se agrega agua. En caso de derrumbe del pozo, deberá insertarse un revestimiento y continuarse la perforación con una barrena menor.

- **Perforación rotatoria.**- En perforación rotatoria se sujeta una punta de corte a una barrena de perforación hueca, que se hace girar rápidamente mediante una mesa rotatoria operada a motor. Se bombea hacia abajo, ya sea agua o una suspensión de arcilla coloidal a través del tubo de perforación, que fluye por las aberturas de la barrena y transporta el material desprendido a la superficie. Las suspensiones de arcillas están diseñadas para reducir la pérdida de fluido de perforación hacia las formaciones permeables, lubricar el tubo rotatorio de perforación, unir la pared para evitar derrumbamientos y suspender los materiales cortados. Al perforar para extraer agua, la espesa arcilla barrenada puede ser forzada hacia el interior del acuífero y reducir el flujo al pozo. Los nuevos métodos de rimado y lavado han reducido grandemente las dificultades de esta clase. Donde el abastecimiento de agua es grande, la circulación inversa evita las dificultades de cavar sin sellar el acuífero. Para este fin, se vierte agua limpia dentro del anillo extremo al tubo de perforación, mientras que una bomba crea succión dentro del tubo. Las velocidades altas de ascensión eliminan el material grueso del hoyo del pozo.
- **Perforación por percusión con circulación inversa.**- En esta forma de perforar, una barrena de percusión que se desliza sobre el exterior del tubo de perforación, rompe los guijarros encontrados. Los tubos de perforación pueden tener hasta 204 mm de diámetro. A través de ellos se remueven fragmentos grandes de roca. Pueden excavar con rapidez hoyos hasta de 1.82 mts. de diámetro y 213 mts. de profundidad en rellenos de valles y otros materiales heterogéneos no consolidados. La adición de arena al agua circulante reducirá el agua requerida para compensar las pérdidas hacia las formaciones que se están perforando.

El tubo externo o cubierto del pozo deberá sellarse en su lugar mediante llenado del espacio anular entre la cubierta y el hoyo del pozo con lechada de cemento o cualquier otro material impermeable hasta el acuífero o el nivel freático. Esto corta el flujo descendente de aguas cercanas, evita la erosión del hoyo, protege a la cubierta contra corrosión exterior y demora la falla del pozo cuando la cubierta se oxida.

El cementado no solo asegura la extracción de agua confiable de los pozos; también previene la contaminación de valiosos recursos hidrológicos por los pozos profundos destinados a evacuar salmueras y otros desechos industriales. Adicionalmente, el cemento simplifica el relleno y sellado de los pozos al final de su vida útil.

## EQUIPO DE BOMBEO.

En el mercado se encuentran muchos tipos de bombas para satisfacer la amplia variedad de requerimientos de capacidad, profundidades del agua y fuentes de potencia.

Los sistemas de alta capacidad se equipan normalmente con bombas centrífugas o de turbina, accionados mediante motores eléctricos. Se monta un número suficiente de tazonos de bomba, uno sobre otro, que proporcione la presión necesaria para vencer las cargas estáticas o dinámicas a los niveles más bajos de agua.

Para cantidades y elevaciones moderadas, se introducen en el pozo bombas motores sumergibles, ensamblados en un sola unidad. El agua que se bombea, enfría los motores compactos normalmente usados. Los pozos de alta capacidad deberán dotarse de dispositivos medidores adecuados. Los registros continuos de niveles de agua y gastos de consumo proporcionan medios para comprobar la condición del equipo y el comportamiento de la fuente de suministro. Esta es una información esencial en el estudio y administración del recurso de aguas subterráneas.

## DESARROLLO Y PRUEBA DE POZOS.

El lavado, la operación intermitente y la dotación del equipo de los pozos previos a la iniciación de su operación reciben el nombre de desarrollo del pozo. Para limpiar de arcilla el acuífero en las cercanías del pozo, puede agregarse Calgon ( $\text{NaPO}_3$ )<sub>6</sub>, o ácido muriático (HCL) al pozo durante la operación intermitente. Puede suministrarse la alta capacidad para bombeo y retrolavado mediante equipo temporal. Cuando ya no entra arena al pozo, se determina la capacidad específica, o rendimiento por pie (0.3048 mts.) de abatimiento de la instalación por bombeo a diferentes gastos durante un lapso suficientemente largo, para obtener niveles de agua relativamente estables. La información obtenida se pone en servicio para seleccionar el equipo permanente y determinar la características hidráulicas del equipo y del pozo. Sin embargo, para encontrar los rendimientos seguros a largo plazo, deberá explorarse completamente la hidrología del acuífero.

### 1.3 MÉTODOS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA RIEGO.

En el proceso seguido cuando se proyecta un sistema de riego, por lo que a la red de distribución del agua se refiere, uno de los pasos a seguir es la selección del método de distribución más conveniente al caso bajo consideración, ya que este aspecto influye, en unión de otros, en valores para asignar, a las capacidades máximas de diseño para los canales de distribución y conducción en la red del sistema. El hecho de elegir el método para entregar el agua de riego, obedece a la necesidad de alcanzar los mejores resultados económicos y de funcionamiento en los aspectos agrícolas.

Generalmente, en los sistemas de riego de distintos países del mundo, se aplican los siguientes métodos de distribución de agua:

1. Por flujo continuo.
2. Por demanda libre.
3. Por demanda controlada.
4. Por tandeos o rotación.

En la aplicación de cualquiera de estos métodos, la meta es proporcionar al suelo el volumen complementario del agua de lluvia que satisfaga las necesidades del complejo suelo-planta.

Para el control adecuado de estos aspectos, se necesita tener una organización de campo y administrativa que tenga a su cargo la operación eficiente de la zona de riego.

### **I.3.1 POR FLUJO CONTINUO.**

En la distribución por flujo continuo, se entrega al agricultor un caudal constante de agua en las 24 horas del día durante toda la temporada de riego o intermitentemente, pero por caudal constante, en determinados periodos de la temporada, según resulten las necesidades de agua en los cultivos. La operación de los canales a flujo continuo usualmente es mas sencilla que por los métodos de tandeos o demanda libre debido a las pocas fluctuaciones del caudal manejado. La aplicación de este método de distribución es factible a grandes extensiones con amplia diversificación de cultivos, con lo cual se tiende a dar un mejor promedio de superficie servida por canal.

### **I.3.2 POR DEMANDA LIBRE**

El método de distribución del agua por demanda libre contribuye en forma decisiva, sin lugar a duda, al logro de los mejores rendimientos de la planta, con laminas de agua y demanda máxima menores a los canales de la red distribuidora, que el método por tandeos. El suministro del agua por demanda libre, deberá hacerse en el momento y en las cantidades solicitadas por el agricultor, dentro de los plazos generales fijados por los programas de riego, según la distribución mensual del volumen total que se le hubiere asignado en el ciclo agrícola. Para la aplicación económica y eficiente de este método, conviene por un lado, que el agricultor a cuyo juicio queda elegir cuando efectuar el riego, posea los conocimientos y experiencia necesarios, y por otro, que lo asesore un técnico especializado en agricultura. Prácticamente esta forma de distribución no existe en ningún distrito del país, ya que la infraestructura y las formas de operación no lo permiten.

### **I.3.3 POR DEMANDA CONTROLADA.**

Esta distribución consiste en programar la extracción del agua de la fuente de abastecimiento de acuerdo a la demanda de los usuarios en periodos de 3 a 7 días, Este método es el que se practica en los distritos de riego en México: Con este procedimiento, el caudal conducido por la red de distribución se ajusta en cada periodo de acuerdo a la demanda. Algunos autores mencionan que para mejorar la eficiencia de operación conviene que el periodo de programación sea de varios días; sin embargo, a mas largo el periodo de programación, menos oportuna es la entrega del agua a los cultivos.

### **I.3.4 POR TURNO O TANDEO.**

En este método, al que también se le denomina "por turnos" o "estación", los canales llevan agua intermitentemente según un régimen prefijado. Es el adecuado para proporcionar por la red un caudal relativamente grande durante un periodo más o menos corto, aplicando el agua a los cultivos en aquellos casos que se dispone de ella en temporadas fijas y determinadas de antemano. En consecuencia, la red de distribución conduce agua o está vacía en periodos alternados. Con esta forma de distribución, el usuario debe regar siguiendo el turno establecido y no precisamente cuando el cultivo lo requiere. Este procedimiento conduce a tener bajas eficiencias de uso del agua.

Cuando un grupo de usuarios ha terminado el riego de sus parcelas, se le suspende el suministro de agua, y el caudal o volumen en el canal se pone a disposición de otro grupo, hasta completar el tandeo o rotación de todos los usuarios comprendidos en la superficie tributaria del canal. La práctica de esta forma de distribución, exige la disciplina estricta por parte de los agricultores y una observancia cuidadosa del personal de operación para que se cumplan los calendarios de riego. El caudal en los canales es bastante grande y consecuentemente la sección de los mismos es mayor que la que se tendrá usando en otro método de distribución; lo anterior es debido a que el monocultivo requiere riego simultáneo en un momento dado.

El método por tandeos o rotación suele emplearse en superficies extensas de suave relieve, con suelos uniformes donde se practica el monocultivo.

## **I.4 SISTEMAS DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA PARA RIEGO.**

México ha sido y sigue siendo un país que ha fincado su economía en su producción agrícola. A través de los años gran parte de los mexicanos han acudido directamente a la agricultura para obtener de ella los elementos necesarios en su vida diaria.

Hace aproximadamente tres décadas, se inicio en el país el proceso de industrialización que avanza aceleradamente día con día, sin embargo, siempre será necesario que el país desarrolle totalmente su agricultura, ya que de no ser así, podría convertirse en una nación industrializada con necesidad de importaciones agrícolas.

Otra causa muy importante por lo cual el país debe aprovechar y desarrollar al máximo sus recursos, es el incremento demográfico, ya que nuestra población crece a razón del 34 % en periodos de diez años aproximadamente.

En los primeros días de la irrigación, el agua era abundante y su conservación recibía poca o ninguna consideración. A medida que la población aumento, se necesitaron mayores y mejores sistemas de irrigación para producir suficientes alimentos, reconociéndose entonces la importancia de conservar el agua.

Disponer de agua para poder regar mayores superficies, se esta convirtiendo cada día, en forma mas acentuada, en un reto para la técnica que ha puesto bastante énfasis en el logro de mejores métodos de conservación y aprovechamientos mas eficientes de las fuentes disponibles.

### **I.4.1 CON TUBERÍA.**

En los sistemas de distribución por tubería, se usan conductos enterrados para conducir el agua de riego hasta el punto de entrega en la parcela del agricultor. Normalmente las tuberías se colocan adyacentes a los caminos y se pueden instalar siguiendo el perfil del terreno cuesta arriba y cuesta abajo. Si se conserva la tubería debajo del gradiente hidráulico, no es necesario seguir un curva de nivel como en los canales.

La carga de presión debe ser lo suficiente para entregar el gasto que se necesita en las parcelas, debiéndose tomar en cuenta las pérdidas por fricción hasta el punto de entrega.

En cada lugar de entrega, usualmente se proporciona un medidor para controlar el gasto y para totalizar la cantidad de agua suministrada.

Se han formulado criterios de diseño para sistemas individuales abiertos o de baja presión, y para sistemas individuales cerrados o de alta presión. cualquier sistema de ambos se puede usar tanto en áreas servidas por gravedad como por bombeo.

#### **I.4.1.1 ABIERTO O DE BAJA PRESIÓN.**

El sistema abierto, utiliza tubería de baja presión que unida a cajas distribuidoras y pozos de registro, estructuras estas localizadas a intervalos regulares a lo largo de la tubería, proporciona riego directo a cada lote por medio de tomas granja adosadas a las cajas distribuidoras.

Las cajas distribuidoras tienen generalmente muros vertedores de cresta libre o compuertas de control. los muros de cresta libre sirven para el mismo propósito que las represas en canales abiertos, y la elevación de la cresta se debe colocar de manera que el nivel estático del agua proporcione suficiente carga para todas las entregas a los lotes que queden entre una caja distribuidora y la siguiente aguas arriba, con la tubería operando con gasto cero mas allá de la ultima caja distribuidora. La parte superior de estas estructuras se debe llevar hasta una altura tal que proporcione el bordo libre mínimo requerido por encima de la superficie libre del agua, cuando este pasando el gasto máximo de diseño sobre el muro divisorio vertedor. El vertedor puede funcionar sumergido o con

caída libre, sin embargo, esta última condición puede motivar una incorporación excesiva de aire requiriéndose entonces ventilas a lo largo de la tubería para desalojarlo.

Toda la tubería se diseña para resistir la carga medida desde la línea del gradiente hidráulico para máxima demanda, hasta el centro de la tubería; su diámetro proporciona para que entregue el volumen de agua completo a los lotes. Para limitar la presión en los sitios de entrega, con el objeto de permitir el uso de la tubería de baja presión y para que las estructuras sean más accesibles y menos costosas, la altura de los vertedores se limita generalmente a 6.10 mts. como máximo. Este tipo de sistema se debe usar solo cuando realmente se logre un proyecto adecuado disponiendo de bajas presiones.

Las razones básicas que justifican la construcción de un proyecto de esta naturaleza son:

1) Ahorro de agua.- La razón principal para usar un sistema de distribución por tubería es el ahorro del agua. En un canal de tierra las pérdidas ocurren por la filtración, evaporación, rotura de bordo y en ocasiones por hurtos. Si el canal es revestido de concreto, las pérdidas por filtración disminuirán considerablemente, siendo semejantes a las de la tubería; sin embargo, en canales revestidos el agua puede perderse en forma continua por evaporación. No existen datos concluyentes disponibles de pérdidas de agua en los sistemas de tubería, pero el total de esas pérdidas es indudablemente pequeño, probablemente no mayor del 2 al 3 % del gasto total sin tomar en consideración el tamaño del tubo.

2) Aumento de la superficie cultivable.- Una vez que el sistema de tubería es instalado, la superficie disponible para el cultivo se incrementa. Se requerirá menor derecho de vía que para un canal abierto, ganándose por este concepto alrededor de un 4 % de incremento en la superficie total. La disminución del coeficiente de riego, también se traduce en aumento de la superficie cultivable. Se llama coeficiente de riego a la cantidad de agua que sale de la presa de almacenamiento o de derivación para regar un metro cuadrado; se integra por el agua que se da a las parcelas, más la que se pierde en el trayecto por infiltración y evaporación, más los desperdicios por operación de represas, o más y otras estructuras. En promedio se cuantifica en 55 % el volumen que llega a las parcelas, en 33 % el de las pérdidas por conducción y en 12 % el de desperdicios. Por estas razones, para disminuir el coeficiente de riego, es necesario hacer que las pérdidas y desperdicios se abatan a un mínimo con un costo razonable.

3) Seguridad.- Este factor, está teniendo últimamente la importancia debida. Una gran cantidad de terreno alrededor de rancharías, poblados, ciudades, es comúnmente tomada para usos urbanos cuando aumenta la población, y mucha de esta área ha sido previamente irrigada. Los canales abiertos constituyen un peligro constante para los habitantes, especialmente niños.

4) Economía en relación a otro tipo de tubería.- El uso de tubería colada en el lugar en preferencia a otros tipos de tubería, es un hecho de economía financiera. Los precios de concurso han demostrado que la tubería colada en el lugar es más económica que cualquier tipo de tubería comparable; el gasto de mantenimiento más significativo de un sistema de distribución por medio de tubería sin juntas colada en sitio, es el costo de reparación de grietas.

La experiencia ha demostrado claramente que, aun cuando las grietas constituyen un problema significativo en los gastos de mantenimiento, los costos de reparación son aun muy razonables. Muchas autoridades consideran que las grietas pueden reducirse materialmente, haciendo mejores diseños, elaborando mejores concretos, mejorando las técnicas de construcción y haciendo y haciendo una operación más cuidadosa del sistema; se piensa que la tubería de concreto sin juntas colada en el lugar, puede ser un sistema de distribución carente de este grave problema o razonablemente reducido.

#### **I.4.1.2 CERRADO O DE ALTA PRESIÓN.**

El sistema cerrado o de alta presión, usa tubería para resistir carga media o alta, dependiendo esto de la topografía y de la carga que se requiere en el punto de entrega.

Este sistema puede ser de dos tipos. En un tipo, el agricultor recibe el agua con solo unos cuantos decímetros de carga, de modo que para distribuir el agua en la parcela, puede conducirla por medio de regaderas o pequeñas zanjas abiertas o por un sistemas de tuberías de presión. El otro tipo asegura suficiente carga, 24 mts. o mas para que al agricultor pueda distribuir el agua en la tierra por medio de aspersores.

Normalmente los sistemas de alta presión operan con una carga que corresponde a la elevación de la superficie del agua en la entrada a la red de distribución, o con carga creada con bombeo. Toda la tubería se diseña para resistir las presiones debidas al nivel estático en la entrada, mas una presión adicional por el golpe de ariete, que resulta de los cierres de las válvulas.

Cuando la topografía se inclina abruptamente, puede resultar económica la colocación de válvulas reductoras de presión, o de tanques abiertos, que controlan la superficie del agua en las líneas principales de tubería, para abatir lo gradientes hidráulicas. Si se usan reguladores de presión, el sistema aguas abajo debe tener algún tipo de protección, como válvulas de alivio, para proteger el sistema inferior en caso de mal funcionamiento de las válvulas reguladores o reductoras. Se debe proporcionar una obra de derrame en tanque abierto, que descargue por un conducto de paso hacia un cauce natural, o hacia una línea de descarga, para prever un funcionamiento incorrecto en los controles del tanque. Si no se proporcionan las protecciones descritas, pueden resultar roturas de tubos.

Los diámetros de la tubería se proporcionan para entregar la totalidad de las demanda calculadas para cada toma de lote durante los periodos de máxima demanda.

Requisitos de operación.- El control de la operación en un sistema cerrado o de alta presión, se ejerce en el punto de entrega individual de la granja, en donde el gasto se ajusta por medio de una válvula estranguladora. como la pérdida de carga a través de esta válvula puede ser muy apreciable, cuando la entrega se efectúa en los periodos de mínima demanda del sistema, se puede presentar cavilación aguas abajo de la válvula, a menos que se proporcione algún sistema de protección. En los puntos de entrega a la granja, las válvulas se deben operar lentamente, para evitar golpes de ariete excesivos en el sistema de tuberías.

En general, el sistema cerrado es mas fácil de operar y requiere menos operadores que el sistema abierto o de baja presión. En un sistema de distribución por tuberías, bajo presiones adecuadas para riego por aspersión, es conveniente instalar válvulas reductoras de presión en las entregas a sublaterales cuando la presión en la línea en el punto de entrega excede 7 kg./cm<sup>2</sup> bajo la carga máxima de operación.

##### **Tipo de tubería.**

El tipo de tubo a emplearse en un sistema de distribución por tubería, depende de la carga, de la cubierta de tierra y de condiciones locales.

Tubo de concreto sin refuerzo.- El tubo de concreto sin refuerzo, con uniones de empaque de hule, se puede usar en diámetros hasta de 762 mm para cargas hasta de 6.10 mts.

Tubo de concreto reforzado.- Excepto en donde el resultado adecuado el tubo de concreto sin refuerzo de baja presión (previamente mencionado), se debe emplear tubo de concreto reforzado con empaques de hule para resistir presiones de hasta 38 mts. Existen diseños normales para tubos desde 0.305 hasta 2.751 mts. de diámetro, para cargas de presión desde 8 hasta 38 mts.; en caso de requerirse diámetros mayores, se preparan diseños especiales.

**Tubo de Asbesto-Cemento.-** El tubo de asbesto-cemento, se usa especialmente en tamaños de 914 mm y menores; puede ser competitivo del tubo ordinario de concreto reforzado, del pretensionado, del preesforzado y del tubo de acero.

**Otros tubos de concreto y de acero.-** Cuando las cargas exceden la máxima permisible para tubo de presión de concreto, se usan normalmente tubo de concreto preesforzado, tubos pretensionados, tubos de acero, o tubos de cilindro de concreto especialmente diseñado para altas presiones.

#### **1.4.2 CON CANALES.**

México es un país en desarrollo, hoy mas que nunca se lucha por resolver en forma integral sus tradicionales y graves problemas, como medio para alcanzar su progreso y bienestar.

Los problemas son variados y diversos, muchos de ellos requieren, por su complejidad profundos estudios y recursos económicos suficientes para quedar resueltos en plazos que pueden ser largos; otros, por su magnitud, pueden quedar solucionados mediante cortas inversiones y en poco tiempo; pero en unos y en otros, se requiere del concurso de hombres de ciencia, de técnicos y economistas, bajo la dirección de sus gobernantes, y en general de la conjugación de esfuerzos para la solución de las necesidades y problemas que afronta el pueblo mexicano en todos sus niveles.

La improvisación, la falta de planeación y de proyección para el futuro, la realización sin previo estudio y cálculos en el orden científico o técnico, son ya inadmisibles, sobretodo en un país como el nuestro, en donde hay escasez de material humano preparado y con una economía limitada.

En la planeación de un sistema de riego a base de canales, se debe seguir un ordenamiento lógico de las obras de tal manera, que los elementos que se diseñan para que mas tarde se construyan y operen, formen un conjunto que funcione de la mejor manera posible.

Se procurara recopilar los siguientes datos básicos: (de acuerdo a la experiencia de SRH, referencia bibliográfica N° 2)

1. Planos de localización del futuro sistema de riego, en donde se indique las vías transitables de comunicación y distancias a los principales centros de producción y abastecimiento tanto estatales como del país.
2. Planos topográficos a escalas adecuadas y pueden quedar comprendidos entre 1:100 000 y 1:1 000.
3. Planos fotogramétricos.
4. Planos agrológicos a escala adecuada con información del origen y clasificación de los suelos, calidad agrícola, salinidad, pH, áreas no regables y niveles freáticos.
5. Uso de la tierra, zonas agrícolas en producción, silvícolas, lacustres y urbanas.
6. Régimen de la propiedad, tamaño del lote y la parcela problemas que se tienen y tendrán con la tenencia. Características sociales de la región.
7. Datos climatológicos, plan de cultivos para apoyar la subdivisión de la superficie regable y la primera tentativa de la localización de la red de distribución.
8. Recursos hidráulicas disponibles.
9. Características físicas y mecánicas de los suelos.

10. Materiales y bancos de prestamos que predominen y que estén disponibles en la

11. Análisis económicos que nos indiquen el tipo de construcción conveniente.

Se deberá investigar el uso de la tierra, para evitar pérdidas de agua que se originen por procedimientos inadecuados de cultivos, como son: tener surcos de mas de 200 mts.(SRH), 400 mts. (IMTA) (referencias bibliográficas N°2 y N°1 respectivamente) de longitud, falta de nivelación del terreno, separación excesiva de los bordos de las ameigas obligando a que se tengan desperdicios mayores.

También deberán investigarse las zonas agrícolas en producción, para garantizar e incrementarlas, asegurándoles una red conveniente de canales y de caminos que serán necesario para llevar los productos a otros centros de distribución a de transformación.

Para determinar la cantidad necesaria y suficiente del agua de riego por aplicar a los diversos cultivos que se vayan a realizar en las zonas de riego en proyecto, es necesario conocer las características del clima para poder relacionarlas con las etapas de mayor demanda y los momentos críticos en el que la aplicación del riego tiene influencia sobre la producción.

Así, de lo anterior se puede decir, que la cantidad, frecuencia y naturaleza del transporte del agua sobre la superficie terrestre, servirá para el diseño de las obras de riego, de tal manera, que zonas áridas donde el agua es escasa requerirán para su aplicación en el riego de largos canales y zonas muy húmedas donde la precipitación pluvial es muy alta, requerirán de un buen drenaje que eliminen los excesos que impiden el desarrollo vegetativo.

Es preocupación del proyectista en planeación, determinar el método conveniente que indique las necesidades de los cultivos que como se sabe, varían según el clima de la zona. Actualmente se emplea el uso consuntivo del agua el cual entendemos, como: "la cantidad de agua absorbida por un cultivo durante su ciclo vegetativo para ser transpirada o empleada por las plantas en la construcción de tejidos vegetales, mas el agua evaporada del suelo donde se localiza el mismo". Como se podrá observar por la definición anterior, las necesidades de riego para el desarrollo vegetativo de las plantas depende de los siguientes factores:

1. Suelo (estructura, textura, fertilidad, salinidad, capacidad de retención de agua, profundidad, nivel freático y otros).
2. Cultivo (especie, variedad, ciclo vegetativo, fase de desarrollo, fisiología intrínseca, etc.).
3. Agua (disponibilidad, practicas de riego, eficiencia de la aplicación del riego, etc.).
4. Clima (temperatura, foto periodo, calor aprovechable, precipitación, estado hidrométrico del aire, vientos nubosidad, advención, etc.).

Estos factores tienen influencia unos sobre los otros y nunca actúan independientemente.

Por lo que corresponde a factores climáticos que afectan el uso consuntivo del agua, son: la precipitación, la temperatura, la radiación solar, la humedad, el movimiento del viento, duración de la etapa de crecimiento, la altitud y luz solar.

## **1.5 DRENAJE DE AGUA EN TIERRAS AGRÍCOLAS.**

La palabra drenaje se define como: el transporte del exceso de agua de los terrenos agrícolas por medio de conductos u otros dispositivos como canales y zanjás. En los sistemas de riego, generalmente debe preverse una eficiente red de drenaje para desalojar rápidamente el agua sobrante que pueda provenir durante la época de lluvias, los excedentes de riego o bien los desfuegos de canales.

El exceso de agua puede disminuirse por medio del drenaje, aunque no es posible eliminarla totalmente. Los beneficios para la agricultura pueden apreciarse cuando a consecuencia del drenaje, un terreno se convierte potencialmente productivo.

Un drenaje adecuado mejora la estructura del suelo, aumenta y hace permanente su productividad. Es lo mas importante en el saneamiento de los suelos alcalinos y salinos saturados de agua. Dentro de los beneficios que reporta, podemos considerar:

- a) Facilita el arado y la siembra.
- b) Aumenta la duración del periodo de cultivo.
- c) Proporciona mas humedad aprovechable y elementos nutritivos para las plantas al aumentar la profundidad de la zona reticular.
- d) Facilita la ventilación del suelo.
- e) Disminuye su erosión y agrietamiento.
- f) Lava las sales en exceso.
- g) Asegura una temperatura mas alta para el suelo.

Muchas veces se requiere un análisis de costos y beneficios para determinar si se debe drenar una cierta área, si el sistema de riego se debe revestir en lugar de construir un sistema que elimine la infiltración de los canales, o si el sistema de drenaje se debe construir con bombeo, con drenes abierto o cubiertos, o con una combinación de ambos. Se deben hacer alternativas para encontrar la solución del problema de costo mas razonable.

### **1.5.1 ¿CUANDO SE NECESITA DRENAJE? Y ¿CÓMO APLICARLO?**

#### **INVESTIGACIONES DE CAMPO.**

Los elementos fundamentales para una investigación de campo, desde el punto de vista del drenaje son:

- a) La topografía del lugar.
- b) El tipo de suelo.
- c) El nivel de la capa freática.

Cada caso requiere un estudio e interpretación adecuados. Los datos que ya existen deben de ser recogidos y depurados antes de continuar realizando experiencias de campo.

a.- La topografía ha de ser estudiada en primer lugar por inspección ocular. La fotografía aérea observada por medio de un esteroscopio suele proporcionar una información muy completa. A menos que el problema pueda resolverse con los medios anteriores, es preciso llevar a cabo un levantamiento topográfico cuya precisión depende del tipo de problema planteado y debe ser enfocado en tal forma que de un mayor detalle en las áreas críticas.

b.- El objetivo principal del análisis de suelos consiste en el conocimiento de un perfil geológico y de las variaciones que existen entre las diferentes capas de suelo; las investigaciones de los suelos deben empezar cuando se ha terminado de revisar los datos existentes en relación con el estudio del drenaje. la permeabilidad es la propiedad del suelo que mas interesa. Para la obtención de muestras y el estudio somero se emplean barrenas, las sondas, los piezómetros y otros aparatos. El tipo de drenaje que se necesita para drenar un área determinada se proyecta en una primera aproximación, a partir del estudio del suelo.

c.- La observación de la profundidad de la capa freática y sus variaciones proporciona datos de gran valor para proyectar un sistema de drenaje. En muchos casos el costo del sistema se reduce considerablemente, impidiendo que el agua llegue a la zona crítica. las líneas de drenaje para que sean muy eficaces es preciso que estén construidas perpendicularmente a la corriente que ha de ser

drenada y no paralelamente a ella. Un flujo de agua ascendente no puede ser drenado eficazmente por medio de drenes abiertos o cerrados, a menos que estos se coloquen en el interior de un acuífero muy permeable. Generalmente, los pozos de drenaje que sirven para hacer disminuir la presión que impulsa el agua en sentido ascensional, constituyen los métodos más eficaces de drenaje. Por lo tanto, el conocimiento de la dirección de movimientos del agua subterránea ayuda al establecimiento del drenaje.

## **LOCALIZACIÓN DE LOS DRENES.**

No se ha podido establecer una regla fija o conjunto de reglas que sirvan rápidamente al Ingeniero de drenaje para localizar cada uno de los drenes. Cada localización presenta problemas individuales que se resuelven analizando las condiciones que intervienen; siempre que sea posible, los drenes de salida y los drenes colectores deben localizarse a lo largo de los cauces naturales de drenaje, en tanto que los drenes de alivio y los interceptores se deben localizar donde produzcan los mejores resultados. La localización y espaciamiento de los drenes requieren un estudio cuidadoso y una gran dosis de sentido común por parte del ingeniero de drenaje. Después que se han decidido las localizaciones tentativas, se debe dibujar en un área del plano. Una vez hecho esto, sus ejes se deben trazar en el terreno.

Frecuentemente las localizaciones reales en el terreno ponen en evidencia los cambios que se necesitan hacer en la localización o alineamiento; en estos casos las localizaciones en el terreno se deben cambiar según se requiera o por supuesto se deben cambiar las localizaciones en los planos correspondientes.

El eje dibujado en el plano debe estar a escala y se deben marcar las estaciones para referencias futuras y después de trazar el eje del dren en el campo, se deben hacer sondeos a lo largo del dren a cierta equidistancia hasta la profundidad propuesta en el dren, para confirmar que queda alojado apropiadamente. En material permeable se deben hacer perforaciones en líneas transversales al eje del dren, para el mismo propósito según se requiera. El origen del cadenamiento se debe fijar en el extremo de la descarga y el cadenamiento debe aumentar hacia aguas arriba; en algunos casos puede ser necesario usar el tránsito para alinear los ejes, pero por lo general cuando la localización es la de un dren abierto, la línea se puede estacar alineándose a ojo por medio de balizas; este método usualmente da la precisión de alineamiento necesaria. Al localizar las zanjas de drenaje, se debe dar amplitud suficiente al derecho de vía para facilitar la construcción correcta del dren.

Para la localización de una red de drenaje superficial se deben tomar ciertos criterios, entre otros los siguientes: (recomendaciones de la SRH, referencia bibliográfica N° 2)

- a.- Aprovechar los cauces naturales para alojar los canales abiertos de drenaje superficial, especialmente en el caso del canal principal del drenaje.
- b.- Localizar los drenes siguiendo los talwegs lo más recto posible y cuando existen curvas horizontales inevitables, diseñarlas con radios de curvatura amplios, especialmente en canales de drenaje que vayan a llevar gastos muy grandes.
- c.- Cuando existen terrenos de propiedad particular dentro de la zona de riego, los canales de drenaje deben respetar al máximo posible los linderos de dichas propiedades.

Dentro de este criterio debemos considerar tres problemas generales, que se presentan en la práctica

Primero.- Cuando la red de drenaje se va a localizar en un terreno que tiene dueño pero que se va a indemnizar, es decir que la construcción del drenaje se hará después de la compra de dichos terrenos, la localización se hará sin respetar los linderos del terreno y únicamente se tomara en cuenta las necesidades técnicas del problema y la economía en su construcción.

Segundo.- Cuando en un Distrito de Riego, no se ha tenido red de drenaje y se quiere introducir esta con el fin de recuperar tierras que han perdido su capacidad de producción, únicamente

se localizaran los drenes donde mas convenga y restringiendo mas los linderos de propiedad.

Tercero.- En el caso de rehabilitar un Distrito de Riego, del cual ya hay construido una parte de dicha red y se quiere seguir construyendo, en este caso es necesario respetar todos los linderos de propiedad.

#### **TIPOS DE DRENAJE.**

Los sistemas de riego pueden tener dos tipos generales de drenaje. natural y artificial. Cuando el sistema de riego tiene una extensión pequeña normalmente basta el drenaje natural. Cuando es grande se utiliza una red artificial o una combinación de ambas.

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

En el drenaje parcelario se pueden distinguir:

- Drenes abiertos dentro de la parcela
- Drenes entubados dentro de la parcela

#### **I.5.2 SISTEMA DE DRENAJE SUPERFICIAL.**

##### **DRENES COLECTORES ABIERTOS.**

Los drenes colectores en un sistema de drenaje abierto, son los drenes que reciben el agua de drenaje de una cuenca de menor a mayor extensión. Los drenes colectores tiene una descarga propia y pueden recibir la aportación de muchos drenes secundarios o terciarios o no conducir mas que la aportación propia de su cuenca.

El número de drenes colectores con que cuenta una red de drenaje de un gran sistema de riego, depende principalmente de su topografía y de la forma del sistema.

##### **DRENES ABIERTOS DE SEGUNDO GRUPO.**

Se clasifican drenes de segundo grupo a los drenes de la red de apoyo que están localizados en la partes bajas y planas de los distritos de riego, que por este motivo tiene mayor ataque de las hierbas acuáticas y semiacuáticas, mayor acumulación de azolves y mayores dificultades y problemas para el uso de la maquinaria y para una buena, permanente y constante vigilancia con el personal técnico de conservación. Son drenes o tramos de drenes en que el agua corre mas bien por pendiente hidráulica.

##### **DRENES ABIERTOS DE TERCER GRUPO.**

El tercer grupo de drenes de la red del distrito, la constituyen aquellos drenes que se localizan en donde ya el terreno tiene algo de pendiente y el agua no se encharca, sino que tiene una velocidad moderada y por lo tanto menores motivos de acumulación de azolves y de ataque a las hierbas acuáticas y semiacuáticas.

##### **DRENES ABIERTOS DE CUARTO GRUPO.**

Estos drenes o tramos de drenes, son aquellos que se localizan en las partes altas y de mayor pendiente agrícola de los terrenos del distrito de riego que trabajan como desagües; principalmente mantienen su plantilla o base seca cuando no llueve y no necesitan mas que una conservación esporádica.

## SISTEMAS DE DRENAJE PARCELARIO.

En México la parcela es la porción de tierra de una a cien hectáreas que cultiva un agricultor; entonces el sistema parcelario es la serie de drenes que el agricultor debe hacer dentro de su parcela, con asesoría técnica.

Los sistemas de drenaje parcelario, descargan en el sistema de drenaje de apoyo en drenes de un espaciamiento variado de acuerdo a la topografía, permeabilidad, conductividad del terreno.

## DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DE LOS DRENES ABIERTOS.

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

- a) La precipitación pluvial.
- b) El tamaño del área contribuyente.
- c) La topografía del lugar.
- d) Las características del suelo.
- e) El tipo de vegetación.
- f) El grado de protección garantizada.
- g) La frecuencia y la altura de las mareas y las aguas de inundación provenientes de ríos, arroyos, lagos y otras salidas de agua.
- h) En las zonas de riego la necesidad de lavado de suelos.

Para el diseño de un canal abierto de drenaje se debe tener en cuenta:

- 1) Una velocidad de escurrimiento con un valor tal que no se produzcan ni serios deslaves ni azolves.
- 2) Suficiente capacidad para conducir el escurrimiento de diseño.
- 3) Profundidad adecuada para drenar la tierra.
- 4) Taludes estables que no sufran socavaciones o deslizamientos hacia el interior del canal.

1) Velocidad de escurrimiento.- Se deben construir los canales abiertos con la velocidad permisible cuidando que no haya serios deslaves ni azolves.

En la practica la velocidad de escurrimiento constante y uniforme se puede calcular con la formula de Manning:

$$V = 1/n r^{2/3} s^{1/2}$$

donde:

V = velocidad media en m/s  
n = coeficiente de rugosidad  
r = radio hidráulico en mts.  
s = pendiente hidráulica

2) Suficiente capacidad.- Es indispensable que los drenes tengan la capacidad necesaria para transportar el caudal que se va a drenar para que no ocurran grandes inundaciones y no haya necesidad de colocar grandes bordos de protección.

3) Profundidad adecuada.- A lo largo de cada dren colector se deben hacer sondeos para localizar el nivel freático a fin de determinar la profundidad adecuada de cada dren para captar la mayor cantidad de agua subterránea.

4) Taludes estables.- Es muy conveniente conocer el tipo de material con que se forman los taludes y los bordos de protección; dado que generalmente los drenes en el país pocas veces se revisten, pero incluso drenes colectores muchas veces es necesario proteger sus taludes ya sea apisonando el material o protegiendo con mampostería. Hay veces que es necesario revestir con concreto dado que en alguna ocasión se puede requerir toda la capacidad del dren y en otros casos al presentarse se acumula material y provocan grandes inundaciones en los terrenos mas bajos.

#### TIPOS DE SECCIONES DE DRENES ABIERTOS.

a) Sección transversal de máxima eficiencia.- En general los drenes abiertos deben diseñarse, de ser posible, para la máxima eficiencia hidráulica, pero este criterio frecuentemente tiene que modificarse de acuerdo con las condiciones y necesidades practicas propias de cada caso.

b) Sección transversal estable.- Para el diseño de la sección hidráulica estable de máxima eficiencia en un dren abierto se pueden utilizar dos criterios generales: el método de la velocidad permisible y el de la fuerza tractiva.

c) Sección transversal mas conveniente.- En un canal de drenaje abierto la sección transversal ideal teóricamente, es la de máxima eficiencia hidráulica, siempre y cuando la sección del canal no sea erosionable pues de serlo, la sección mas conveniente será aquella que resista la erosión ; sin embargo la secciones ideales no siempre se pueden adaptar a la practica debido a que existen otros aspectos constructivos y económicos que pueden tener mayor importancia en el diseño del canal de drenaje.

Además de las características físicas de la sección hidráulica de un dren, existen otras consideraciones practicas que modifican, la sección transversal tales como terraplenes, cortes y banquetas, taludes laterales, etc. que confinan un poco mas el canal.

d) Perfil hidráulico longitudinal.- En las redes de drenaje, el perfil hidráulico de un canal depende del régimen de escurrimiento y de las estructuras que se encuentran a lo largo del mismo.

El tipo de escurrimiento que predomina en la época de estiaje es el régimen permanente e uniforme con caudales que proceden generalmente de los excedentes de riego. En la época de lluvias el régimen cambia a intermitente y variable por efecto de las avenidas.

El perfil hidráulico en un dren abierto se debe analizar para las épocas de lluvia y de estiaje, con objeto de lograr cuando conduzca caudales muy grandes, no ahogue otros drenes secundarios que descarguen en el dren y que al conducir los caudales pequeños no ocurran remansos perjudiciales.

e) Niveles máximos.- Al efectuar el diseño de los canales de drenaje se debe prever que cuando un dren conduzca los caudales máximos, los niveles del agua del mismo no ahoguen las descargas de otros drenes secundarios y evitar que derramen para no inundar las tierras de cultivo cercanas del dren. Este es un problema de ingeniería económica en que interviene la inversión y la cuantía de los daños, por eso al calcular el perfil hidráulico de dichos drenes se debe precisar a los largo de su recorrido todos los niveles de descarga y zonas bajas cercanas, con objeto de que los niveles máximos que pueden alcanzar el agua en el dren quedan a elevaciones inferiores.

#### 1.5.3 SISTEMA DE DRENAJE SUBTERRÁNEO.

Se le llama así al drenaje que se coloca bajo la superficie del suelo y que debido al hecho de ir enterrado, no interfiere con las labores del agricultor; la tierra puede ser trabajada y cultivada directamente sobre el dren y no se necesita dejar derechos de vía que significan reducción de superficie cultivable.

En general una red subterránea tiene un costo inicial mayor que el de una red con canales abiertos; sin embargo en algunos casos el costo total de los dos sistemas puede ser el mismo debido a la

reducción de superficie cultivable necesaria para alojar los canales abiertos y a la mayor erogación anual para limpiarlos y conservarlos.

Los sistemas mas usuales de acuerdo con su disposición general, se conoce con los siguientes nombres:

a) Drenaje natural.- Este sistema se usa en los terrenos que no necesitan un drenaje total y donde es bastante flexible y mas económico, pues por lo general los drenes se alojan en las zonas mas bajas del terreno.

b) Drenaje en forma de esqueleto de pescado.- El sistema dispuesto en esta forma se utiliza en terrenos con topografía medianamente ondulada, con pendiente hacia las depresiones naturales donde se localiza el dren colector central; este sistema es muy apropiado donde los drenes laterales o secundarios tengan que ser largos y el terreno requerirá un drenaje total.

c) Drenaje paralelo.- Es similar al anterior, excepto que los laterales concurren al dren colector principal en forma perpendicular por un solo lado; es mas común que el tipo (b) y mas económico también por tener menor numero de entronques. Cuando la cuenca por drenar es muy ancha, una variante de este sistema de drenaje, consiste en colocar dos colectores paralelos a los que concurren los drenes secundarios por las dos márgenes del terreno y únicamente por un lado de cada dren colector principal.

d) Drenaje por interceptación.- Este sistema de drenaje generalmente se emplea para interceptar o colectar el agua de la cuenca alta tributaria de la zona de riego, para evitar que se infiltre hacia la zona de riego y la perjudique.

#### CONSIDERACIONES GENERALES SOBRE EL DISEÑO.

El diseño de la red de drenaje incluye el trazo y la disposición de las líneas de drenes, definiendo la salida y profundidad convenientes, el espaciamiento de los laterales y la determinación del tamaño y la longitud de los drenes, la selección de los materiales con que se fabricaran y el diseño de sus estructuras auxiliares.

Una red de drenes subterráneos bien diseñada, permite obtener grandes ventajas y beneficios tales como:

a) Una buena aireación del suelo para un máximo desarrollo tanto de las raíces de las plantas como de los microorganismos deseables.

b) Desalojar las substancias tóxicas que pueda contener el suelo, tales como ciertas sales que dañan e inhiben el crecimiento de las plantas.

c) Mejorar las condiciones adecuadas de humedad del suelo y permitir el uso de maquinaria para el manejo de la tierra, siembra de los cultivos y recolección de las cosechas.

d) Mejorar las características del suelo, que permita obtener una mayor capacidad de infiltración de agua pluvial y como resultado, menor volumen de agua de escurrimiento originado por las lluvias y menores necesidades del agua requerida para el riego.

#### PROFUNDIDAD DE ESPACIAMIENTO.

Existe una relación estrecha entre la profundidad y el espaciamiento de los drenes subterráneos ya que en los suelos con permeabilidad uniforme se tiene que a mayores profundidades de los drenes, corresponde una mayor separación de los mismos requiriéndose un menor numero. Hay una regla aplicable a las regiones húmedas y que ha sido comprobada con estudios teóricos, es que en los suelos moderadamente permeables, por cada 30 cm. de profundidad los drenes pueden tener una separación hasta de 8 mts.; la mayor ventaja que se obtiene de profundizar los drenes subterráneos es que se logra la máxima separación posible entre los mismos, con un ahorro hasta de 30% de su costo de construcción; sin embargo este ahorro decrece para drenes muy profundos.

La profundidad de los drenes subterráneos depende de la elevación a que se desee mantener el nivel freático, de la permeabilidad del suelo, la profundidad del nivel de descarga a la salida de la red y el espaciamiento requerido entre drenes. Estas condiciones se refieren a drenes secundarios, pues los principales tienen limitada su profundidad por otros factores, tales como la elevación de la descarga y las características topográficas del terreno.

Sin tener en cuenta los casos especiales, existe una profundidad mínima de 60 cm. que es necesaria para proteger el dren subterráneo. En suelos de permeabilidad uniforme la profundidad para los drenes laterales varía en general de 0.75 a 2.50 mts. (de acuerdo a la experiencia de SRH, referencia bibliográfica N° 2)

La profundidad y espaciamiento de los drenes subterráneos son diferentes en los terrenos húmedos por lluvia o riego que en los terrenos de las regiones áridas o semiáridas. Los suelos en las regiones áridas pueden tener un nivel freático profundidad entre 15 y 40 mts. y en las regiones húmedas, el nivel freático generalmente es poco profundo entre 1 y 4 mts. de profundidad y en algunas ocasiones el agua aflora a la superficie.

En las regiones húmedas, es general la práctica de colocar los drenes subterráneos entre 1.20 y 1.50 mts. de profundidad o menor si el suelo es de textura pesada, procurando no disminuir la profundidad mínima de 0.60 mts. particularmente si las labores agrícolas se realizan con equipos mecánicos. En las regiones áridas la profundidad de los drenes subterráneos es mayor que en las regiones húmedas pudiendo variar de 0.60 a 3.30 mts. según el tipo de cultivo. (de acuerdo a la experiencia de SRH, referencia bibliográfica N° 2)

Para los suelos con altas concentraciones de sales la profundidad de los drenes entubados puede ser de 2.00 a 3.00 mts., la separación de los drenes subterráneos en general puede variar desde 200 hasta 50 mts. según la textura, estructura y otras características del suelo; una buena práctica consiste en definir por etapas la separación del drenaje, así, utilizar el primer año un espaciamiento de 200 mts., el segundo y el tercer año reducir la separación según los efectos que se observen en el suelo. (de acuerdo a la experiencia de SRH, referencia bibliográfica N° 2)

La capacidad de los drenes subterráneos depende de los diversos factores que afectan la variación del caudal y del escurrimiento a lo largo del dren. Algunos de estos factores son:

- a) La permeabilidad del suelo.- Es necesario definir la capacidad en la permeabilidad tanto horizontal como vertical en las diferentes capas del suelo.
- b) Propiedades del dren.- La distancia vertical entre la superficie del terreno y la plantilla del dren, así como la ubicación de este respecto a las diversas capas del suelo.
- c) Perforaciones para entradas de agua del dren.- El tamaño y la distribución de las perforaciones a lo largo del dren.
- d) Distribución del gradiente hidráulico en la red de flujo.- La configuración de la red de flujo y la localización de la superficie libre del agua, así como la presencia y magnitud de las presiones del agua artésiana o presiones negativas en el dren.
- e) Espaciamiento de los drenes.- Tiene influencia la profundidad de los drenes, la separación y otros factores relativos a la cantidad de agua que fluye hacia los conductos.

## TIPOS DE DRENES SUBTERRÁNEOS.

Los tipos de drenes subterráneos usuales en las redes de drenaje son: a) drenes de tubo, b) drenes topo o construidos con espelón de arado.

- a) Drenes de tubo.- Estos tipos de drenes se usan como laterales para recibir el agua que precede directamente de las parcelas o lotes, son en general tubos de 1.00 mts. de largo y de 0.10 a 0.15 mts. de diámetro y que comúnmente tienen un espesor de 1/12 de su diámetro. El agua entra por las perforaciones.
- b) Drenes topo o con espolón de arado.- se llaman así los drenes subterráneos cilíndricos contruidos por medio de un arado que agujera el suelo, son similares a los drenes de tubo pero sin que el agujero tenga algún revestimiento, la propia estabilidad del suelo los conserva. El diámetro de los drenes topo es de 15 cm. la profundidad sería de 45 a 60 cm. y el espaciamiento es de 10 mts., en general el periodo de vida útil de estos drenes depende de los siguientes factores: estructura del suelo, contenido de humedad del suelo, cantidad e intensidad de las lluvias, variación de la temperatura ambiente, profundidad del dren, diámetro del dren, métodos constructivos, etc.

#### **I.5.4 DRENAJE POR BOMBEO DE POZOS.**

El drenaje artificial normalmente constituye un intento de acelerar la infiltración con el aumento del gradiente de energía. En donde los sistemas de drenaje emplean salidas naturales, al nivel inferior de la energía potencial esta restringido por la elevación de salida natural. Frecuentemente se pueden requerir cauces o canales largos con el fin de llegar a estas salidas. Tales canales traen consigo problemas de costo, de uso del terreno y de derechos de vía.

En algunos casos la diferencia de elevación disponible es tan pequeña que no son factibles los sistemas de drenaje que no emplean bombeo.

En muchos casos los pozos de bombeo ofrecen la posibilidad de superar las restricciones de localización y de potencial impuestas por las salidas naturales. Mientras su versatilidad se una ventaja. Los pozos de drenaje están sujetos a algunas desventajas. Un pozo de bombeo es una estructura de ingeniería mas compleja que una línea de tubería o que un dren abierto, y de acuerdo con ello, es mas difícil y costoso construir, mantener y operar. Mas aun se pueden instalar pozos efectivos solo en condiciones geológicas un tanto restringidas, por lo que muchas veces pueden ser demasiado costosos o enteramente impracticables. Sin embargo, los pozos de bombeo se han usado extensamente para el drenaje y sus futuras posibilidades parecen ser grandes.

En uno de los tipos de pozo se saca el agua directamente de la zona reticular del suelo. Tales pozos se han llamado pozos de nivel freático o pozos de gravedad y mas apropiadamente pozos de nivel freático de acuíferos sin confinar.

En muchos casos los problemas de drenaje son agravados por agua que se escapa hacia arriba desde estratos confinados mas abajo y bajo presión artesianas. Aun un estrato confinante relativamente hermético puede dejar pasar varios metros cúbicos de agua por año a los horizontes del suelo superior. Bajando la presión artesianas por medio de bombeo, directamente desde el estrato artesianos, se puede ayudar a resolver problemas de drenaje en donde existe esta condición.

#### **TEORÍA DE LOS POZOS PARA SISTEMAS DE DRENAJE.**

La ecuación básica del flujo de agua a través de un medio poroso saturado fue expuesta por el Ing. Henry Darcy (1856) y en la forma mas simple se puede plantear.

$$Q = K A I$$

donde:

- Q = volumen de descarga por unidad de tiempo
- K = constante que depende del medio
- A = área transversal
- I = gradiente hidráulico

Dupuit (1863), llego a una ecuación equivalente a la de Darcy. Dupuit supuso que el gradiente

hidráulico es el mismo en todos los puntos en una sección transversal y que este gradiente es igual a la pendiente de la superficie freática o piezométrica.

Después de muchos años de estudio la teoría de los pozos actualmente proporciona al diseñador de sistemas de drenaje, un medio analítico excelente y útil para la solución práctica de un problema. Sin embargo, se deben reconocer las limitaciones atribuidas a esta teoría. En muchos casos, las hipótesis matemáticas ideales que se han hecho, se deben considerar como casos límites de la realidad. De acuerdo con ello, los resultados analíticos con frecuencia predicen límites de la realidad. De acuerdo con esto, las condiciones generalmente postuladas en la teoría de los pozos que muy rara vez son ciertas por completo, son las siguientes:

- 1) El régimen natural del agua subterránea es una condición de esta o régimen estacionario.
- 2) La permeabilidad es uniforme e isotrópica.
- 3) La porosidad y el espesor de la formación son uniformes.
- 4) El pozo penetra plenamente y la carga hidráulica es la misma en todos los puntos en la frontera del pozo.
- 5) La superficie de agua subterránea o piezométrica inicial está a nivel.
- 6) Solo existe flujo laminar en la región del pozo.
- 7) La región de la cual se extrae el agua del pozo es infinita en su extensión.

#### VENTAJAS DEL DRENAJE POR BOMBEO.

Dentro de las ventajas que se obtiene por medio del drenaje por bombeo se consideran las siguientes:

- 1) El agua que se bombea si es de buena calidad se puede utilizar de nuevo para el riego de dicha zona.
- 2) La mayor profundidad a la cual se puede bajar el nivel freático.
- 3) El hecho de que el estrato más profundo alcanzado por los pozos puede ser mucho más permeable que el estrato cercano a la superficie en el cual se instalaron drenes por gravedad.
- 4) La no ocupación de terrenos productivos de labor que de otra manera serían ocupados por drenes abiertos, y la simplificación de la labranza.
- 5) El costo de mantenimiento que puede ser mucho menor en comparación con los drenes abiertos o tuberías.

## **CAPITULO II DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO “EL TAMBOR”, NAYARIT.**

### **II.1 ASPECTOS FÍSICOS.**

El proyecto de los sistemas de riego “El Tambor” que se localiza al sur-oeste del estado de Nayarit dentro del municipio de Ixtlán del Río. Tiene como propósito fundamental implementar programas y acciones de trabajo tendientes a ejecutar la infraestructura hidráulica de apoyo necesaria para la actividad agropecuaria.

Dentro de las obras principales a desarrollar, esta la perforación y equipamiento de una batería de cinco (5) pozos profundos, así como la habilitación de dos (2) pozos ya existentes, con sus respectivas redes de distribución con el fin de incorporar bajo la modalidad de riego alrededor de 400.00 has en beneficio de 80 productores.

#### **II.1.1 LOCALIZACIÓN POLÍTICA Y GEOGRÁFICA.**

El área de estudio se encuentra ubicada en el sur-oeste del estado de Nayarit, regionalmente se encuentra entre las coordenadas geográficas 104° 14' a 104° 31' de longitud oeste y 20° 56' a 21° 07' de latitud norte, con una superficie aproximada de 600 km<sup>2</sup>. Localmente esta comprendida entre las coordenadas 104° 18' 45" a 104° 24' 43" de longitud oeste y 20° 59' 40" a 21° 02' 12" de latitud norte, se encuentra a una altura de 1,096 m.s.n.m. (ver figura 2.1).

Se localiza a 84 km. al sur-oeste de Tepic, esta limitada al norte por el poblado de Ixtlán del Río, al sur por el piamonte de la Sierra el Guamuchil; al este por el arroyo el Pilareño y al oeste por el poblado de Mexpan.

Administrativamente la zona de estudio pertenece al municipio de Ixtlán del Río, cuya cabecera municipal tiene el mismo nombre y junto con Mexpan, La Haciendita y El Terrero son los principales centros de población.

#### **II.1.2 VÍAS DE COMUNICACIÓN.**

La comunicación terrestre es la mas importante en el área de influencia, la cabecera municipal es atravesada por la carretera federal N° 15 (Mexico-Nogales) y paralela a esta, va la vía del ferrocarril del Pacifico en su tramo Guadalajara-Tepic-Nogales., contándose con caminos vecinales que comunican entre si a todos los poblados de la zona, lo que permite el traslado de la población así como de la producción y sus derivados. (ver figura 2.2).

Otra de las carreteras importantes y de reciente construcción, es la autopista Ixtlan-Guadalajara, que tronca con la carretera federal N° 15 a 15 minutos de Ixtlán. Al interior del municipio existen una serie de brechas y caminos de terracerías que entrelazan a las parcelas y les permiten sacar su producción.

El aeropuerto mas cercano es el de la ciudad de Tepic a 80.0 km. Clasificado solo para servicio nacional, para el servicio nacional e internacional, se localizan en la ciudad de Guadalajara y/o Puerto Vallarta, Jalisco.

A nivel del área de estudio solo se localiza una pista para avionetas que prestan servicio de pasaje y carga a la zona serrana de Nayarit y Jalisco.

La localidad de Ixtlán y por ende la de la zona de estudio, cuenta con los servicios de teléfono, telégrafos, correo y de radio, a donde acuden los habitantes de los poblados aledaños cuando requieren del uso de estos servicios.

#### **II.1.3 HIDROGRAFÍA.**

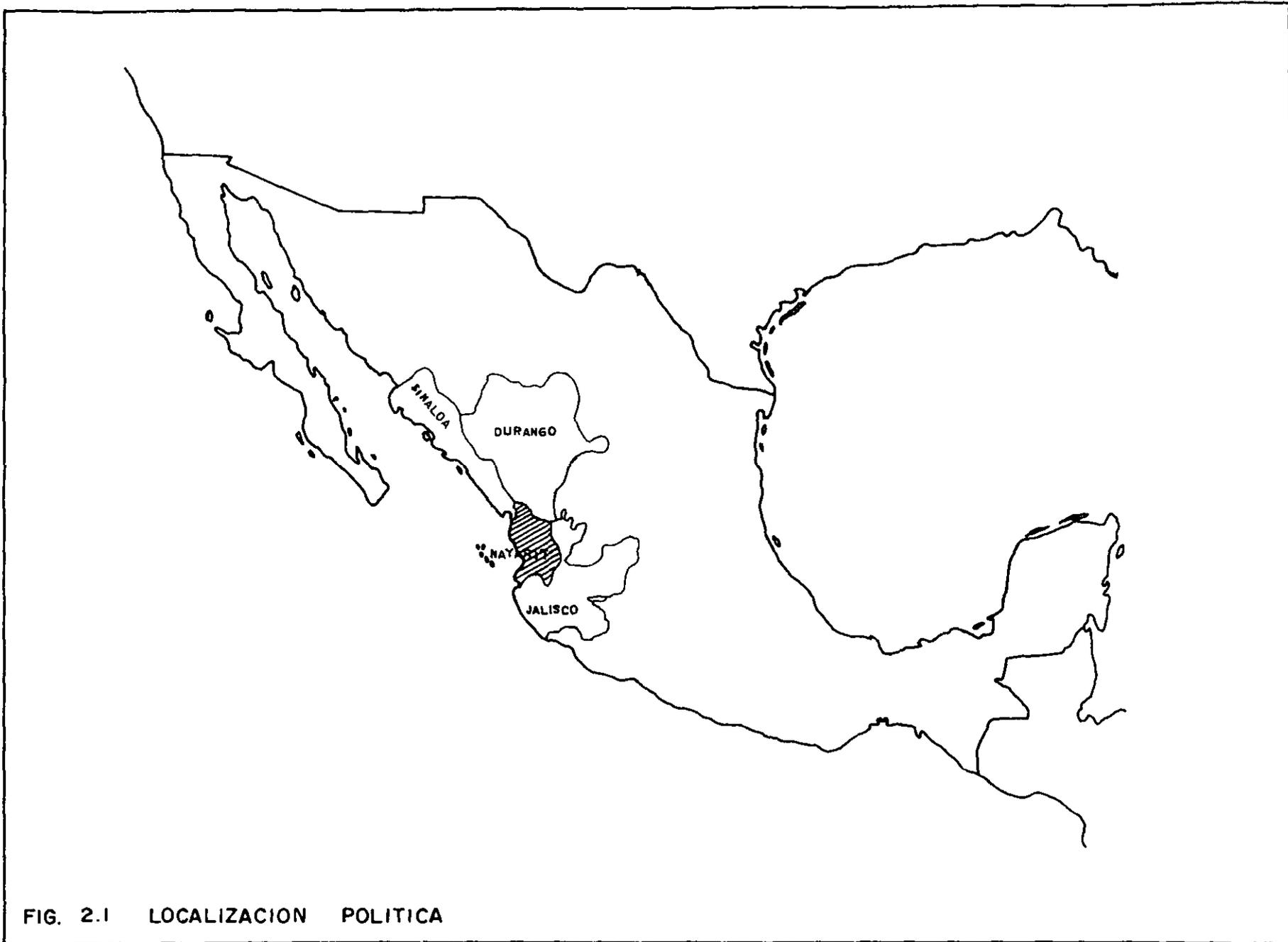


FIG. 2.1 LOCALIZACION POLITICA

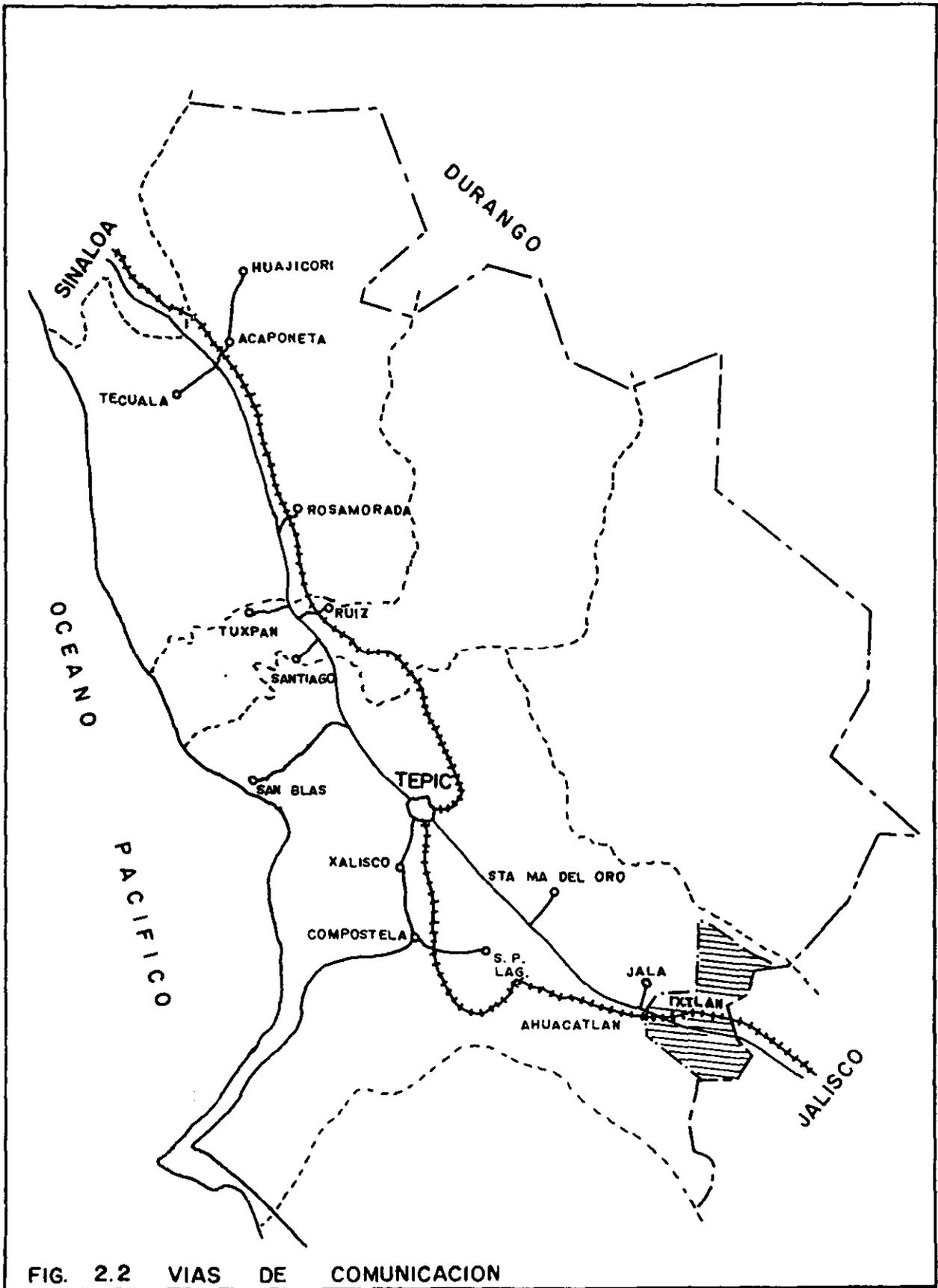


FIG. 2.2 VIAS DE COMUNICACION

Hidrologicamente se encuentra en la región N° 14 Río Ameca, y esta representada por el escurrimiento principal en la zona de estudio, el "El Tambor", cuyo origen se localiza a 1800 msnm, el las estribaciones de la sierra el Guamuchil, iniciándose con el nombre de arroyo "La Haciendita", y tras un recorrido de unos 20 km. hasta su desembocadura en el río Ahuacatlan recibe las aguas de los arroyos Canoas, Santa Ana o Tepezapote y Los Sauces.

Su cuenca total abarca 42.41 km<sup>2</sup> y por ser un escurrimiento de tipo intermitente no tiene estimado su flujo base ni se cuenta con registro de su calidad, por otra parte su aprovechamiento es nulo ya que en los meses en que presenta escurrimiento es un ciclo lluvioso y en los cultivos de repetición normalmente se utiliza el agua del acuífero, mediante bombeo de norias o pozos profundos, que por otra parte no presenta ninguna limitante para su uso agrícola o pecuario.

#### II.1.4 FISIOGRAFÍA.

El área forma parte de la provincia fisiográfica del eje Neovolcánico y a su vez de la subprovincia de las sierras Neovolcánicas Nayaritas, situadas entre las grandes mesetas de la Sierra Madre Occidental y el macizo granítico del oeste de la Sierra Madre del Sur. Se caracteriza por el derrame de lavas basálticas, que son los productos volcánicos dominantes en casi toda la subprovincia.

Fuera del área de estudio existe un marco litológico conformado en su mayoría por rocas ígneas extrusivas básicas (basaltos) que pertenecen al terciario y en menor escala por rocas ígneas extrusivas ácidas (riolitas).

Los materiales mas jóvenes están representados por depósitos aluviales y residuales que se encuentran en los valles y mesetas altas del municipio de Ixtlán del Río.

#### II.1.5 SUELOS.

Los suelos del área se originaron en los materiales producto del intemperismo de las rocas basálticas y riolitas que constituyen las sierras Neovolcánicas Nayaritas del eje Neovolcánico, los cuales han sido acarreados y depositados por las corrientes fluviales.

En general en las partes planas o valles se encuentran suelos francos oscuros en los horizontes superficiales que descansan sobre texturas gruesas, o bien suelos francos en todo el perfil, esto dependiendo de los cerca o alejado que este de las corrientes fluviales. El relieve predominante es plano y el drenaje interno es lento en la superficie y varia de eficiente a rápido en los estratos subyacentes.

En menor proporción existen suelos poco profundos que se localizan en las mesetas, son de texturas arcillosas, color rojizo, drenaje interno de lento a muy lento y presentan de moderada hasta abundante pedregosidad superficial.

En la zona y conforme al estudio agrológico detallado se encontraron 3 series de suelos, las que a continuación se relacionan:

SERIE	SUPERFICIE (HAS)	PORCENTAJE (%)
VELADERO	87.00	17.68
TAMBOR	332.00	67.48
CAPILLAS	73.00	17.84
TOTAL	492.00	100.00

NOTA.- Ver planos en anexos (series de suelos)

Y cuyas características principales son las siguientes:

**VELADERO.-** Color rojo, textura arcillosas que descansan sobre tepetate, fuertemente intemperizado, presentan pedregosidad superficial de moderada hasta abundante, con permeabilidad de lenta a muy lenta, el origen de estos suelos son rocas basálticas y riolíticas, su modo de formación es in situ y su grado de desarrollo es de joven a inmaduro.

Su clasificación agrícola para fines de riego es 3T1-2-S1-2-6 que se interpreta como 2º y 3ª clase, por los factores limitantes de pendiente (T1), relieve (T2), textura (S1), profundidad de suelos (S2) y pedregosidad superficial (S6).

**TAMBOR.-** Son suelos de textura francas compactados de color gris rosáceo en la parte superficial misma que descansa sobre estratos arenosos, son profundos con permeabilidad lenta en la superficie y rápida a mayor profundidad, estos suelos se han originado del intemperismo de las rocas basálticas, que han sido acarreadas de las partes más elevadas a las más bajas por las corrientes fluviales, su modo de formación se considera aluvial con grado de desarrollo reciente.

Su clasificación agrícola con fines de riego es: 3D4-1-S5 que se interpreta como de 3ª, por los factores limitantes de pedregosidad en el perfil (S5), drenaje superficial (D1) y permeabilidad (D4).

**CAPILLAS.-** Son suelos profundos de textura francosa en todo el perfil a excepción de un horizonte franco-arcillosa-arenosa o bien franco arenoso, son de coloración gris rosáceo en seco y presentan compactación en el horizonte superficial y se originaron de material acarreado por el agua de lluvias que baja por los cerros y se deposita en los valles, su modo de formación es aluvial con grado de desarrollo joven.

Su clasificación agrícola para riego es: 3D4-S5-T2, que se interpreta como de 3ª por los factores limitantes de: pedregosidad interna (S5), relieve (T2), y permeabilidad (D4).

#### **II.1.5.1 CLASIFICACIÓN TAXONÓMICA DE LOS SUELOS.**

Este sistema de clasificación permite expresar con claridad el hecho de que los suelos están en un permanente cambio de sus propiedades y comprende 6 categorías que están manifestadas en diferentes niveles (del alto al más bajo) que son:

- 1) Orden.- Manifiesta el proceso de formación del suelo.
- 2) Sub-orden.- Manifiesta la presencia o ausencia de propiedades asociadas con la humedad.
- 3) Gran grupo.- Manifiesta la presencia de la temperatura y régimen de humedad, así como de materiales semiconsolidados.
- 4) Sub-grupo.- Indica las integraciones de otros grandes grupos.
- 5) Familia.- Indica las propiedades.
- 6) Serie.- Indica los tipos de suelos, disposición de horizontes, color, textura y estructura.

Los suelos del área del proyecto están representados por 2 ordenes, 2 sub-ordenes, 2 grandes grupos, 2 sub-grupos, 3 familias y 3 series, siendo los ordenes Entisoles y Alfisoles (ver tabla 4 en anexo)

#### **II.1.6 VEGETACIÓN.**

El tipo de vegetación que se localiza en la zona corresponde al de Selva Baja Caducifolia y Bosque Caducifolio, aunque tanto la una como la otra se encuentra muy depredada por la permanente acción del hombre.

En la Selva Baja Caducifolia predominan las especies como Tepehuaje, Palo Bobo, Guasima, Copal, Tepame, Palo Dulce, Pochote, Higuera y en los estratos más bajos los siguientes tipos de pastos: Navajita, Tobaso y Zacate Tres Abierto y Retorcido.

En las partes mas altas predominan los arboles tales como el Temezquite, Guaje, Copal, Guajote y diversas variedades de zacates propios para el consumo del ganado tanto vacuno como, como equino y caprino.

En cuanto a la vegetación representativa del Bosque Caducifolio se identifican principalmente arboles de Encino, Guasima, Temesquite y bajo extracto de zacates.

Por otra parte en el área que ocuparan las obras de vegetación natural se encuentra muy perturbada, por estar esta completamente abierta a la agricultura, sin embargo en los linderos de las parcelas o cerca del cauce del arroyo, crece vegetación secundaria representada por Guamuchil, Mezquite, Guasima y Tepame principalmente.

### **II.1.7 CLIMA.**

El clima en la zona según el segundo sistema de clasificación del Dr. Thornthwaite es: PG,SB,TB,VA el que se interpreta como semiseco, con demorada demasía de agua estival, semicalido, con baja concentración de calor en el verano. la temperatura media anual es de 23.1° C y tiene una variación de 7.8° C y se presenta en el mes de junio y la media mas baja es 18.9° C y se presenta en el mes de enero.

La precipitación media anual es de 835.3 mm. con lluvias durante los meses de Junio a Octubre periodo en el que ocurre el 91.6 % del total anual, mientras que en los meses de noviembre a enero se precipitan 44.3 mm., lo que representa el 5.30 % del total anual y en el periodo denominado de secas que es del mes de febrero a mayo se precipitan 26.0 mm. o sea el 3.10 % del total anual.

La evapotranspiración media anual es de 1160.3 mm. Por lo que la lamina de lluvia anual resulta ser menor en un 26.0 %.

Por otra parte la incidencia de granizadas es remota, ya que estas se han presentado en los meses de junio, julio y agosto con una frecuencia de 1,3 y 4 veces respectivamente durante 30 años de observación, en cuanto a las heladas estas ocurren en los meses de noviembre a marzo teniéndose una probabilidad de un 20 % aunque esta misma es muy remota.

Los vientos en el área del proyecto son de 18.0 a 28.0 km./hr., durante el día se incrementan hasta los 39 km./hr en los meses de enero a marzo, que coincide con el ciclo agrícola otoño-invierno.

Para la obtención de esta información se analizaron los registros de la estación climatológica Ahuacatlán localizada en el poblado del mismo nombre y la cual cuenta con un periodo de observación de 1925 . 1984 y la de Ixtlán del Río con un periodo de 1952 - 1990.

### **II.1.8 FAUNA.**

Dentro de los mamíferos existentes se encuentran: Tlacuache, Armadillo, Conejo, Ardilla Rojiza, Coyote, Zorra Gris, Tejón, Comadreja, Zorrillo Listado y Onza. Se puede decir que es una fauna adaptada relativamente a la presencia del hombre y que llega a penetrar en los terrenos de cultivo y aun en los corrales para alimentarse, llegando en algunos casos a convertirse en plaga lo que ocasiona la persecución intensiva de estas especies.

Dentro de los reptiles solo se encontraron las siguientes especies: Iguana Negra, Lagartija y Serpiente de Cascabel.

Y puesto que no existen en la zona cuerpos de agua permanentes no se tienen registros de especies acuáticas, en cambio se tienen detectada una regular cantidad de aves siendo las siguientes: Perdiz Canela, Chachalaca, Godorniz común, Paloma de collar y de alas blancas, Huitota, Golondrina, Zopilote, Zenzontle y Aguililla Ratonera.

## **II.2 ASPECTOS SOCIOECONÓMICOS.**

### **II.2.1 POBLACIÓN.**

Es importante señalar que en el área donde se ejecutarán las obras esta contenida en el ejido de Ixtlán cuyos componentes radican normalmente en la cabecera municipal que tiene el mismo nombre por lo que el análisis de los aspectos socioeconómicos se referirán indistintamente al ejido o a la población.

La población del municipio según los censos de 1970, 1980 y 1990 es de 15,730, 20,875 y 24,374 respectivamente, siendo en promedio el 2.95 % de la población estatal para los tres censos, ubicada en un rango promedio de 29.1 a 50.0 habitantes por km<sup>2</sup>.

Para el área de estudio, del total de la población 190 son hombres y 194 mujeres lo que da una relación de 1.02 mujeres por cada 0.98 hombres. En términos generales la población se clasifica como joven representando un 60.94 % de la población total

Por otra parte el incremento poblacional esperado para la localidad de Ixtlán del Río para los años 2000 y 2005 se espera una población de 22,642 y 24,308 habitantes por lo que en la zona de estudio se espera que sean 442 y 475 respectivamente.

### **II.2.2 VIVIENDA.**

La localidad de Ixtlán del Río para 1980 contaba con 3,101 viviendas, con un promedio de 5.4 personas por familia, para 1990 el número de viviendas paso a 3,470 casas-habitación.

Los beneficiados con las obras ocupan 80 viviendas, el 98.75 % son propias y el 1.25 % se habitan en calidad de rentadas, estando construidas en un 13.33 % de uno a dos cuartos, el 66.63 % de tres a cuatro cuartos y el 20 % de mas de cuatro cuartos incluyendo la cocina en todos los casos, predominando los siguientes materiales de construcción en:

- a) Muros: Adobe 46.25 %, ladrillo 26.25 %, ladrillo y adobe 21.25 % y block 6.25 %.
- b) Techos: Bóveda 53.75 %, teja 26.25 %, lamina 13.75 % y ladrillos 6.25 %
- c) Pisos: Mosaico 40.0 %, cemento 40.0 %, tierra 13.75 % y 6.25 % de ladrillo.

Por otra parte el 86.67 % cuenta con energía eléctrica, el 93.33 % con agua entubada un 53.33 % con drenaje y el 46.67 % cuenta con fosa séptica.

### **II.2.3 ALIMENTACIÓN.**

El resultado de las encuestas indica que la dieta alimenticia se puede considerar como regular y se compone básicamente de maíz, frijol, leche y en menor proporción de consumo de carnes y huevos, consumiéndose frutas y verduras de manera temporal y el queso de manera esporádica.

Los principales factores que impactan la dieta son los económicos, no obstante que los productos básicos son producidos por ellos mismos.

Generalmente los alimentos se preparan de manera antihigiénica ya que la mayoría de las familias cuentan con animales domésticos que se alimentan en las mismas áreas que los humanos, el combustible usado es el gas y en segunda instancia una combinación de gas-leña.

### **II.2.4 EDUCACIÓN.**

De acuerdo al censo de población y vivienda de 1980, el analfabetismo en la localidad de Ixtlán del Río alcanzó 13.03 % de la población con más de 15 años, porcentaje mayor al estatal de 8.95 %.

El problema del analfabetismo no ha sido superado en su totalidad ocasionado por la situación

económica que impera en el medio y que obliga a los infantes miembros de la familia a participar en las actividades agropecuarias.

La población estudiantil esta distribuida porcentualmente de la siguiente manera: Preescolar 8.5 %, Primaria 54.21 %, Secundaria 19.2 %, Preparatoria el 4.95 %, CEBETIS el 6.56 % y en el Centro de Educación para el Trabajo se ubica el 6.58 %.

### **II.2.5 SERVICIO MEDICO.**

La atención de salud pública, esta a cargo se la Secretaría de Salubridad y Asistencia (SSA), el Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS), el Instituto de Seguridad y Servicios Sociales a los Trabajadores del Estado (ISSSTE). La SSA cuenta con un centro de salud al igual que el IMSS, el ISSSTE presta sus servicios vía consultorio, además de contarse con los servicios de la Cruz Roja y los servicios de salud particular, mediante dos clínicas de maternidad y consultorios particulares, pese a lo anterior, el desarrollo de la medicina no ha sido acorde a las necesidades de la población, por lo que los habitantes tienen que trasladarse a la ciudad de Guadalajara o Tepic cuando se requiera de una atención mas especializada.

En cuanto a las familias implicadas en el estudio, el 20.0 % acude al IMSS, un 6.7 % al ISSSTE e IMSS, 6.7 % a la SSA, 26.6 % acude a los médicos particulares, 40.0 % a médicos particulares e IMSS, lo antes señalado indica el nivel de atención medica con que cuenta el productor.

### **II.2.6 INGRESO AGRÍCOLA.**

El ingreso se analizo en dos niveles, en el primer planteamiento se partió del patrón de cultivos y permite conocer la utilidad que puede tener un productor, según la superficie y el cultivo que siembre. En el segundo, se determino con base en las encuestas aplicadas al ingreso generado por la actividad agropecuaria al que se adiciona la utilidad. Esta información permitió calcular el ingreso de los productores.

Los principales factores que inciden por esta inequidad según lo observado, son el tipo de practicas agrícolas de tipo extensivo, de temporal básicamente para cultivo de maíz y el poco apoyo financiero que actualmente tiene el productor por parte de la banca crediticia. Se concluye que, en general, los ingresos son bajos.

### **II.2.7 ORGANIZACIÓN DE LOS PRODUCTORES.**

El tipo de organización que prevalece al interior de la zona es ejidal, afiliados a su totalidad a la Confederación Nacional Campesina (C.N.C.).

La organización política, se basa en lineamientos que señala el régimen ejidal y pequeña propiedad para el usufructo parcelario. Entre otras acciones esta el de otorgar el reconocimiento a los derechos y obligaciones que tienen los productores, para lo cual se realizan asambleas para elegir a sus representantes, ejecutar asambleas de usufructo parcelario, determinar el numero de productores, de nuevos adjudicatarios, así como efectuar asambleas de balance y programación, elaborar los programas productivos, solicitar créditos agrícolas, por ultimo los productores manifiestan su participación en las asambleas ordinarias mensuales para conocer y analizar problemas que los beneficien o afecten así como para tomar las medidas que el asunto requiera.

## **II.3 ASPECTOS TÉCNICOS PRODUCTIVOS.**

### **II.3.1 USO ACTUAL DEL SUELO.**

Los suelos del área del proyecto alcanzan unas 500 ha., que se dedican a la agricultura casi en su totalidad, se cultivan bajo la modalidades de temporal y riego. La agricultura esta dominada por cultivos cíclicos ya que estos producen utilidad a corto plazo, lo que es muy necesario para los

productores que en su mayoría son de bajos recursos económicos.

El cultivo más importante es el maíz, ocupa el 92.63 % de la superficie sembrada, ya que además de ser resistente a los excesos de humedad, es básico en la alimentación; de entre los demás cultivos destacan papa, garbanzo y frijol, el resto son hortalizas, forrajes y perennes en pequeñas áreas.

#### CULTIVOS ANUALES.

Durante el ciclo Primavera-Verano, se siembran 463.07 ha. equivalentes al 94.21 % del total sembrado. De esta área, un 97.58 % (451.86 ha.) está supeditado al periodo lluvioso, pues solo el 2.42 % de la superficie sembrada (11.22 ha.) se riega.

En el ciclo Otoño-Invierno que es apoyado con riegos de carácter precario, se siembran 12.23 ha. con hortalizas que equivalen al 2.51 %, de el total. Existe una repetición de superficie de 246.20 ha. en repetición, que equivalen al 50.47 % de los terrenos con uso agrícola,.

#### CULTIVOS PERENNES.

Solo existen establecidas 12.50 ha. de aguacate que representa el 2.54 % de la superficie agrícola, se encuentra casi en su plena producción, ya que las plantaciones mas jóvenes cuentan con 8 años de edad. La variedad existente es el aguacate HASS, esta se encuentra bien adaptada a las condiciones ambientales.

El uso actual del suelo por ciclo y cultivo se muestra en el cuadro 2.1 y los rendimientos actuales en el cuadro 2.2

PROYECTO EL TAMBOR, NAY.  
USO ACTUAL DEL SUELO  
CUADRO 2.1

CONCEPTO	SUPERFICIE EJIDAL	SUPERFICIE POR PROPIEDAD	TOTAL	%
CICLO P-V TEMPORAL RIEGO	332.07 2.00	119.78 9.22	451.85 11.22	91.93 2.28
SUBTOTAL	334.07	129.00	463.07	94.21
CICLO O-I RIEGO	4.62	7.61	12.23	2.49
SUBTOTAL	4.62	7.61	12.23	2.49
PERENNES RIEGO	10.50	2.00	12.50	2.54
SUBTOTAL	10.50	2.00	12.50	2.54
OTROS OCIOSO	3.75		3.75	0.76
SUBTOTAL	3.75		3.75	0.76
GRAN TOTAL	352.94	138.61	491.55	100.00

PROYECTO EL TAMBOR, NAY.  
RENDIMIENTOS ACTUALES  
CUADRO 2.2

CULTIVOS	RENDIMIENTO TON./HA.
CICLO P-V MAÍZ	3.10
JICAMA (R)	15.11
SORGO F (R)	45.93
CICLO O-I CALABAZA (R)	9.78
GARBANZO (R)	2.39
PAPA (R)	17.94
FRIJOL (R)	0.90
SORGO F (R)	49.43
CALABACITA (R)	5.86
TOMATE (R)	4.91
CHÍCHARO (R)	2.50
PEPINO (R)	6.76

O-I : Otoño-Invierno  
P-V: Primavera-Verano  
(R) : riego

#### USO FORESTAL.

El área de proyecto esta abierta a la agricultura, por lo que no existen sitios poblados de árboles para una explotación forestal

Debido al gran potencial agrícola con que cuentan los suelos, el uso actual es el mas apropiado, por lo que no es factible cambiar el uso, sino seguir practicando la agricultura pero de una manera intensiva con el fin de contar con una producción redituable en cuanto calidad y cantidad y por consiguiente una utilidad económica mayor.

### II.3.2 TENENCIA DE LA TIERRA.

La tenencia de la tierra esta dividida en ejidal y pequeña propiedad, la primera cubre 352.94 ha. que equivale al 71.80% del total y la segunda cuenta con 138.61 ha. que corresponden al 28.20%.

El rango por tamaño de predio, indica que existen 80 productores de los cuales el 61.25 % cuenta con el 36.34 % de la superficie con propiedades no mayores de 6.00 ha., el 27.50 % cubren el 34.75 % de la superficie, con predios que van de 6.01 a 10.00 ha., y el 28.91 % de la superficie restante, pertenece al 11.25 % de los productores con rangos que van de 20.01 a 30.00 ha. (ver cuadro 2.3).

PROYECTO EL TAMBOR, NAY.  
ESTRATIFICACIÓN SEGÚN LA EXTENSIÓN DE LA PARCELA  
CUADRO 2.3

RANGO DE LA SUPERFICIE (HA)	PRODUCTORES		SUPERFICIE	
	Nº	%	(HA)	%
0.50 A 2.00	6	7.50	7.7	1.57
2.01 A 6.00	43	53.75	170.9	34.77
6.01 A 10.00	22	27.50	170.8	34.75
10.01 A 20.00	7	8.75	95.1	19.35
20.01 A 30.00	2	2.50	47	9.56
TOTAL	80	100.00	491.5	100.00

En el caso del ejido de Ixtlán y las pequeñas propiedades que existen, las parcelas cuentan con limites bien definidos por lo que no se presentan conflictos de linderos.

Los productores cuentan con certificados que les da la propiedad de los predios que explotan, el acaparamiento no existe y el rentismo es casi nulo, aunque estadísticamente el índice de concentración es de 0.33, lo que demuestra la desigualdad de superficie por propietario.

El ejido de Ixtlán, se integro mediante la acción de dotación total de tierras solicitada el 30 de Diciembre de 1932 y cuya resolución presidencial del 18 de Marzo de 1935 fue publicada en el Diario Oficial el 24 de Abril de 1935 y ejecutado su deslinde el 26 de Junio de 1935, para una superficie de 3,996 ha., de las cuales 344 se clasificaron de riego, 552 de temporal, 2,873.8 para fines pecuarios y 226.2 ha. como cerril. Esto fue dotado a 154 capacitados con certificados, en los que se incluyo la parcela escolar.

La investigación general del usufructo parcelario del 28 de Marzo de 1987, indico que existen 102 ejidatarios con certificados de derechos agrarios que usufructúan sus dotaciones en forma continua, publica y pacifica.

También se presentaron 17 solicitudes de nuevas adjudicaciones por ejidatarios finados, ausentes o que incurrieron en alguna de las causas de privación de derechos establecidas en el artículo 85 de la Ley de la Reforma Agraria.

### II.3.3 DESARROLLO AGRÍCOLA.

Como se noto la mayor parte de la población en la zona del proyecto vive de la agricultura; los productores son de bajos recursos económicos por lo que siembran cultivos cuyos costos de producción están a su alcance como los granos básicos.

La superficie total dedicada a la agricultura cubre 487.80 ha.; esta dominada por cultivos anuales, ya que estos cubren el 97.44 % del total sembrado y los perennes el 2.54 % restante.

Durante el ciclo Primavera-Verano se explota una superficie de 463.07 ha, bajo la modalidad de temporal se cubren 451.85 ha., maíz es el único cultivo sembrado, los cultivos de riego cubren 11.22 ha., se siembra jicama y sorgo forrajeo.

El ciclo Otoño-Invierno cubre 12.23 ha. sembradas de calabaza y garbanzo, además en este mismo ciclo se siembra una superficie de 246.20 ha. como doble cultivo produciendo papa, garbanzo, frijol y sorgo forrajero.

El aguacate es el único cultivo perenne plantado, y cubre 12.50 ha..

Los rendimientos están muy apegados a las condiciones ambientales además de la incidencia de plagas y enfermedades que impiden una producción media constante.

Los rendimientos actuales de la mayoría de los cultivos pueden elevarse considerablemente con la introducción de infraestructura y una asistencia técnica eficiente, como se propone en este caso, una red de tubería interparcelaria a baja presión.

Lo anterior se puede observar al detalle en el patrón de cultivos que se consigna en el cuadro 2.4

Desde el punto de vista económico, los cultivos mas redituables son la papa y el sorgo forrajeo, mientras que el maíz y frijol son los que aportan menos utilidad

PROYECTO EL TAMBOR, NAY.  
PATRÓN ACTUAL DE CULTIVO  
CUADRO 2.4

CULTIVOS	SUP HA	RENDI- MIENTO TON/HA	VOL. PRODUC TON.	PRECIO MEDIO RURAL \$	VALOR DE LA PRODUC \$	COSTO UNITARIO \$/HA	COSTO TOTAL \$	UTILIDAD TOTAL \$	UTILIDAD UNITARIA \$/HA
P-V									
MAÍZ (T)	452	3.10	1401.20	2054.37	2878581.50	4308.33	1947361.25	931220.25	2060.22
JICAMA (R)	2	15.11	30.22	1615.07	48807.41	5622.99	11245.96	37561.45	18780.71
SORGO F. (R)	9	45.93	413.37	1033.64	427277.72	8262.70	74364.34	352913.34	39212.60
SUBTOTAL	483		1844.79		3354.666.50		2032971.50	1321695.00	
O-I									
CALABAZA R	8	9.78	78.24	1776.58	138999.36	7532.36	60258.89	78740.47	9842.56
GARBANZO R	5	2.39	11.95	2745.62	32810.14	3861.73	19308.64	13501.53	2700.30
SUBTOTAL	13		90.19		171809.50		79567.54	92241.99	
PERENNES									
AGUACATE*	6	9.60	57.60	2422.60	139542.03	7892.62	47355.78	92186.24	15364.38
AGUACATE**	6	12.00	72.00	2422.60	174427.53	8677.64	52065.81	122361.72	20393.62
SUBTOTAL	12		129.60		313969.56		99421.59	214547.95	
TOTAL	488		2064.58		3840445.75		2211960.50	1628484.88	
REPETICIÓN									
O-I R									
PAPA	94	17.94	1686.36	4845.21	8170767.00	14818.72	1392959.38	6777807.50	72104.34
GARBANZO	86	2.39	205.54	2745.62	564334.44	3861.73	332108.38	232226.06	2700.30
FRIJOL	33	0.90	29.70	7106.31	211057.31	4422.74	145950.39	65106.92	1972.94
SORGO F.	11	49.43	543.73	1065.95	579586.88	9424.51	103669.62	475917.25	43265.20
CALABACITA	10	5.86	58.60	1938.08	113571.70	6723.21	67232.13	46339.58	4633.96
TOMATE	8	4.91	29.46	5168.22	152255.66	12350.83	74104.86	78151.00	13031.64
CHÍCHARO	2	2.50	5.00	9690.42	48452.09	5131.72	10263.45	38188.64	19094.32
CALABAZA	2	9.78	19.56	1776.58	34749.84	7532.36	15064.72	19685.12	9842.56
PEPINO	2	6.76	13.52	1938.08	26202.89	7376.51	14753.02	11449.88	13.52
TOTAL	246		2591.47		8900978.00		2156106.00	7744872.50	
GRAN TOTAL			4658.05		13741424.00		4368067.00	9373357.00	

PRECIOS ACTUALIZADOS A ENERO DE 1998

\* Aguacate HASS introducido en 1984 por CONAFRUT

\*\* Aguacate criollo ya existente antes de 1984

Existe maquinaria agrícola capaz de llevar a cabo eficiente y oportunamente las labores agrícolas necesarias, se encuentra en buenas condiciones, su trabajo se concentra en la zona de proyecto y áreas aledañas a estas; en la época de mayor necesidad a cada tractor le corresponde un promedio de 34.86 ha. por lo que se considera suficiente la maquinaria actual. Ver cuadro 2.5

La producción agrícola depende de los insumos aplicados , tanto en cantidad como en el tiempo.

Actualmente se usan semillas mejoradas en la mayor parte de los cultivos, aunque en algunos casos las semillas no son tratadas ya que provienen de la cosecha anterior.

El combate de plagas y enfermedades así como la aplicación de fertilizantes se lleva a cabo manualmente, con dosis recomendadas por casas comerciales, como no todos los productores cuentan con capital disponible para aplicar las dosis óptimas, algunos aplican menos de lo apropiado.

PROYECTO EL TAMBOR, NAY.  
INVENTARIO DE MAQUINARIA E IMPLEMENTOS AGRÍCOLAS  
CUADRO 2.5

MAQUINARIA E IMPLEMENTOS	EJIDAL	PEQUEÑA PROPIEDAD	TOTAL
TRACTORES:			
GRANDES	1.00		1.00
MEDIANOS	6.00	5.00	11.00
CHICOS	2.00		2.00
TOTAL	9.00	5.00	14.00
ARADOS	7.00	5.00	12.00
RASTRAS	7.00	5.00	12.00
SEMBRADORAS	7.00	5.00	12.00

FUENTE: COMISARIADO EJIDAL Y PEQUEÑA PROPIEDAD  
IXTLÁN DEL RÍO, NAYARIT.

El riego se aplica por gravedad; con carácter precario, no existe una calendarización de riego ni un control en las laminas por aplicar. En la zona del proyecto no existe un campo experimental encargado de investigar y practicar con cultivos adaptables a las condiciones agroclimáticas de la región, el extensionismo agrícola no se proporciona de manera eficiente ya que los cultivos son visitados con irregularidad, así los productores carecen de orientación técnica oportuna que les ayude a resolver los problemas agrícolas.

#### CULTIVOS FACTIBLES.

La relación de los cultivos adaptados a las condiciones agroclimáticas del área en proyecto y que figuran en el plan de cultivos (ver cuadro 2.6) fue formulada atendiendo tanto las recomendaciones del estudio agrológico detallado, como la del estudio agroclimático.

Con base en ambos se estableció en las alternativas que, para cada cultivo se formulan en esta relación, por cuanto a los meses en que puedan llevarse a cabo la siembra y la cosecha. Por otra parte en cuanto el área correspondiente a cada cultivo, se aumento en el primer ciclo (O-I) y bajo la modalidad de riego a los correspondientes a la papa y el sorgo forrajeo por ser los mas redituables. El maíz por ser resistente a los excesos de humedad se estableció como cultivo rotativo (P-V).

## VOLUMEN DE DEMANDA.

Para establecer los volúmenes netos de las demandas por mes (ver cuadro 2.7) se aplicó el criterio del estudio señalado referente a las laminas por aplicar en forma decenal de cada cultivo analizado, así como el número de riegos y lamina total calculada por la serie de suelos denominada "Tambor" por ser la más representativa del área.

Con la referencia a los volúmenes brutos estos se calcularon de acuerdo a los criterios de la CNA que establece implícitamente un porcentaje de pérdidas para canales revestidos del 40 % por deficiencias de operación, evaporación y malos hábitos del usuario, por lo anterior la eficiencia en la conducción para el sistema en estudio se estimó en el 60 %.

## DEMANDA DE RIEGO.

La calendarización de riegos se realizó con relación al estudio agroclimatológico del cual se establece como primer ciclo a partir del primero de Noviembre en el período Otoño-Invierno, con humedad inicial del suelo alrededor del 55 % de agua aprovechable y una política del 60 % de humedad almacenada. También muestra que cualquier cultivo que se pretenda sembrar o plantar independientemente del tipo de suelo (serie) requiere de riego durante ese ciclo vegetativo.

Para los cultivos calendarizados para el ciclo P-V (rotativos) los índices de temporal indican que no es necesario la programación de riegos debido a la lluvia que se presenta y a la capacidad de retención de humedad en los suelos.

PROYECTO EL TAMBOR, NAY.

PLAN DE CULTIVOS

CUADRO 2.6

CULTIVOS	HA	CICLO VEGETATIVO											DÍAS		
		NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP		OCT	
PAPA	140	████████████████████													120
GARBANZO	100	████████████████████													130
FRIJOL	40	████████████████													90
HORTALIZAS	20	████████████████													**120
SORGO F.	100	████████████████													130
MAÍZ *	320								████████████████					110	

FUENTE PERIODO VEGETATIVO : ESTUDIO AGROCLIMATOLOGICO

FECHA DE SIEMBRA : CICLO O-I (1° DE NOVIEMBRE) Y P-V (1° JUNIO)

\* CULTIVO EN ROTACIÓN

\*\* PROMEDIO

PROYECTO EL TAMBOR, NAY.  
 PLAN DE RIEGOS Y DEMANDAS  
 CUADRO 2.7

CULTIVOS	LAMINA TOTAL (cm.)	HA	M E S E S											
			NOV 123	DIC 123	ENE 123	FEB 123	MAR 123	ABR 123	MAY 123	JUN 123	JUL 123	AGO 123	SEP 123	OCT 123
PAPA	27	140	98	70	112	98								
			223	32	233	34								
GARBANZO	20	100	40	40	40	80								
			22	22	22	44								
FRIJOL	21	40	24	40	20									
			24	55	5									
HORTALIZAS	*29	20	8	16	18	16								
			22	233	324	44								
SORGO F.	27	100	40	140	90									
			4	68	9									
MAÍZ *		320												
VOL NETO			210	306	280	194								
VOL BRUTO EFIC = 60 %			350	510	466.6	323.3								

FUENTE Nº DE RIEGO Y LAMINAS: ESTUDIO AGROCLIMATOLÓGICO

VOLUMEN EN MILL. DE M<sup>3</sup>

## COEFICIENTE DE RIEGO.

Para la definición del coeficiente unitario de riego, se listaron los cultivos correspondientes al mes de máxima demanda ordenándose en orden decreciente de acuerdo a su necesidad hídrica, y en función de los volúmenes acumulados, segundos por mes, áreas acumuladas y porcentaje de eficiencia se determino el coeficiente unitario. (ver cuadro 2.8).

PROYECTO EL TAMBOR, NAY.  
COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO  
CUADRO 2.8

CULTIVOS	LAMINA MENSUAL (cm)	ÁREA EN (has)	ÁREA ACUMULADA EN (has)	VOLUMEN MENSUAL EN (mill de m <sup>3</sup> )	VOLUMEN ACUMULADO EN (mill de m <sup>3</sup> )	CUR EFIC=60 %
SORGO	14.00	100.00	100.00	140.00	140.00	0.90
FRIJOL	10.00	40.00	140.00	40.00	180.00	0.83
HORTALIZAS	8.00	20.00	160.00	16.00	196.00	0.79
PAPA	5.00	140.00	300.00	70.00	266.00	0.57
GARBANZO	4.00	100.00	400.00	40.00	306.00	0.49

Nota : VOLUMEN MENSUAL 306.00 mill de m<sup>3</sup>  
VOLUMEN ANUAL NETO 990.00 mill de m<sup>3</sup>  
VOLUMEN ANUAL BRUTO 1650.00 mill de m<sup>3</sup>  
LAMINA NETA TOTAL 30.90 cm.  
LAMINA BRUTA TOTAL 51.50 cm.  
CUR 0.90 LPS/ha.

### II.3.4 DESARROLLO PECUARIO.

La superficie de agostadero, que corresponde a los productores de la zona en estudio es de 85 ha., si bien esta no se encuentra dentro de la superficie de cultivo, es parte de su patrimonio.

El 53.33 % de los productores cuenta con ganado vacuno entre 13 y 35 cabezas de ganado, el 13.33 % de 3 a 5 cabezas y el resto no cuenta con ganado. En total tienen 198 animales, según la superficie en promedio tienen 2.87 animales por hectárea.

Según la información recabada, en total se cuentan con 753 animales, 487 son aves; 198 son cabezas de bovinos de raza criolla o cruzada con cebú, para engorda y reproducción; 48 son animales destinados al trabajo agrícola, de los que el 54.17 % son acémilas (mulas) y el resto caballos; los porcinos son 18 y su destino es el autoconsumo familiar.

La alimentación de los animales, en su mayoría consiste en el libre pastoreo en zonas de agostadero, o de los residuos de la cosecha (rastrojo) y solo en algunos casos se combina con maíz o alimentos balanceados comerciales. La asistencia técnica utilizada es mínima, consiste en la aplicación de vacunas o acudir a las farmacias veterinarias para compra de medicamentos en caso de problemas fuertes.

### II.3.5 RESULTADOS DEL SISTEMA DE RIEGO CON CANALES.

Para el diseño del equipo de bombeo se consideraron motores eléctricos verticales con flecha hueca bajo las especificaciones del manual de plantas de bombeo editado por la S.A.R.H. en el año de 1980.

Para obtener la potencia apropiada de los motores de los pozos en estudio así como las características generales del equipo de bombeo se diseñaron dos pozos en condiciones de trabajo máxima e intermedia.

Dentro del proceso de calculo se considero el nivel de agua en la sección de descarga y longitud de tubería, para determinar la carga dinámica total se contabilizaron las cargas: estática total, de fricción

en la descarga y pérdida de carga en la tubería, se realizó además el análisis de presión normal en la tubería, sobrepresión por golpe de ariete y capacidad de los equipos eléctricos. Con ello se obtuvieron las características de los pozos (ver cuadro 2.9).

Para el diseño de las dimensiones hidráulicas y geométricas de los canales principales, secundarios y ramales se consideraron las especificaciones editadas en 1974.

Ya que la relación entre gasto y pendiente son factores primordiales en el establecimiento de las características geométricas e hidráulicas de cada canal o tramo; por un lado se tomó el área tributaria en cada canal, ya que de ello depende su capacidad, como resultado en general un gasto de diseño muy reducido se decidió diseñarlos en forma triangular, por otro lado, a causa de lo accidentado del terreno las pendientes por donde se trazaron dichos canales en su mayoría son un poco más altas, para su correcta operación se consideró la construcción de estructuras disipadoras de energía (caídas) en régimen rápido a 60 mts. como mínimo antes de la estructura domiciliaria, y para el efecto de una mejor estabilidad del régimen de operación se proponen represas en todas las tomas para obtener una carga mínima necesaria de 0.20 mts..

En el cuadro 2.10, se pueden observar las características de la red de canales y en el cuadro 2.11 se muestran las estructuras complementarias de la red.

En la parte final de este documento (ANEXOS) se presenta la planeación general de la zona de riego por medio de canales, también se presentan los planos de las estructuras complementarias.

PROYECTO EL TAMBOR, NAY  
 CARACTERÍSTICAS DE LOS POZOS  
 CUADRO 2.9

CONSTRUCCIÓN				OPERACIÓN			EQUIPAMIENTO		
Nº DE POZO	PROFUNDIDAD TOTAL (mts)	DIÁMETRO DE PERFORACIÓN (pulgadas)	DIÁMETRO DE ADEME (pulgadas)	PROFUNDIDAD NIVEL ESTÁTICO (mts)	PROFUNDIDAD NIVEL DINÁMICO (mts)	CAUDAL DE OPERACIÓN (LPS)	VELOCIDAD DE ROTACIÓN (RPM)	DIÁMETRO DE SUCCIÓN (pulg)	DIÁMETRO DE DESCARGA (pulg)
1	151.00	18.00	12.00	10.40	52.00	40.00	1760	8.00	8.00
2	151.00	18.00	12.00	10.40	50.00	40.00	1760	8.00	8.00
3	151.00	18.00	12.00	10.40	50.00	40.00	1760	8.00	8.00
4	151.00	18.00	12.00	10.40	70.00	38.00	1760	8.00	8.00
5	201.00	18.00	12.00	10.50	75.00	40.00	1760	8.00	8.00
6	201.00	18.00	12.00	10.50	75.00	40.00	1760	8.00	8.00
7	201.00	18.00	12.00	10.50	75.00	40.00	1760	8.00	8.00

PROYECTO "EL TAMBOR", NAY  
CARACTERÍSTICAS DE LOS CANALES  
CUADRO 2.9

KILOMETRAJE		LONG.	GASTO NECESARIO	PENDIENTE	COEF DE RUGOSIDAD	TALUD	BORDO LIBRE	TIRANTE	S. L. A.	AREA HIDRAU.	PERIMETRO MOJADO	RADIO HIDRA U. R	VELOCIDAD	GASTO ADOPTADO O Qa
TRAMO		L (mts)	Qn (m <sup>3</sup> /seg)	s	n	t (mts)	B.L. (mts)	d (mts)	T (mts)	A (m <sup>2</sup> )	P (mts)	(mts)	V (m/seg)	(m <sup>3</sup> /seg)
POZO Nº 1		CANAL PRINCIPAL IZQUIERDO												
0+000	0+050	50.00	0.0324	0.0065	0.016	1.00	0.075	0.23	0.47	0.0541	0.658	0.0822	0.9529	0.0515
0+050	0+160	110.00	0.0295	0.0065	0.016	1.00	0.075	0.23	0.45	0.0508	0.638	0.0797	0.9331	0.0474
0+160	0+350	190.00	0.0255	0.0015	0.016	1.00	0.075	0.27	0.55	0.0753	0.776	0.0970	0.5111	0.0385
0+350	0+550	200.00	0.0225	0.0015	0.016	1.00	0.075	0.26	0.53	0.0693	0.774	0.0930	0.4970	0.0344
0+550	0+700	150.00	0.0191	0.0050	0.016	1.00	0.075	0.20	0.41	0.0415	0.576	0.0720	0.7648	0.0317
0+700	0+870	170.00	0.0118	0.0025	0.016	1.00	0.075	0.19	0.39	0.0379	0.550	0.0688	0.5247	0.0199
0+870	1+040	170.00	0.0093	0.0040	0.016	1.00	0.075	0.17	0.33	0.0276	0.470	0.0587	0.5972	0.0165
POZO Nº 1		CANAL LATERAL DERECHO 0+350												
0+000	0+180	180.00	0.0034	0.0050	0.016	1.00	0.075	0.11	0.23	0.0130	0.323	0.0404	0.5202	0.0068
POZO Nº 1		CANAL PRINCIPAL FRONTAL												
0+000	0+060	60.00	0.0050	0.0160	0.016	1.00	0.075	0.11	0.21	0.0114	0.303	0.0378	0.8906	0.0102
0+060	0+180	120.00	0.0050	0.0020	0.016	1.00	0.075	0.15	0.30	0.0230	0.429	0.0536	0.3972	0.0091
POZO Nº 2		CANAL PRINCIPAL IZQUIERDO												
0+000	0+240	240.00	0.0240	0.0030	0.016	1.00	0.075	0.24	0.48	0.0573	0.677	0.0847	0.6600	0.0378
0+240	0+440	200.00	0.0142	0.0085	0.016	1.00	0.075	0.17	0.34	0.0285	0.477	0.0596	0.8796	0.0250
0+440	0+860	420.00	0.0073	0.0015	0.016	1.00	0.075	0.18	0.36	0.0326	0.510	0.0638	0.3865	0.0126
POZO Nº 2		CANAL LATERAL IZQUIERDO 0+240												
0+000	0+150	150.00	0.0069	0.0015	0.016	1.00	0.075	0.18	0.35	0.0314	0.501	0.0626	0.3817	0.0120
0+150	0+310	160.00	0.0039	0.0050	0.016	1.00	0.075	0.12	0.24	0.0143	0.338	0.0423	0.5363	0.0077
POZO Nº 2		CANAL LATERAL IZQUIERDO 0+440												
0+000	0+150	150.00	0.0044	0.0015	0.016	1.00	0.075	0.015	0.03	0.0232	0.431	0.0539	0.3452	0.0080
POZO Nº 2		CANAL PRINCIPAL FRONTAL												
0+000	0+240	240.00	0.0110	0.003	0.016	1.00	0.075	0.18	0.37	0.034	0.521	0.0652	0.5544	0.0188
0+240	0+420	180.00	0.0051	0.004	0.016	1.00	0.075	0.14	0.27	0.0184	0.384	0.0480	0.5222	0.0096
POZO Nº 3		CANAL PRINCIPAL IZQUIERDO												
0+000	0+300	300.00	0.0186	0.0085	0.016	1.00	0.075	0.18	0.37	0.0341	0.522	0.0653	0.9342	0.0319
0+300	0+350	50.00	0.0164	0.0750	0.016	1.00	0.075	0.12	0.25	0.0151	0.348	0.0435	21157	0.0320
0+350	0+950	600.00	0.0164	0.0020	0.016	1.00	0.075	0.23	0.45	0.0509	0.638	0.0797	0.5179	0.0263
0+950	1+220	270.00	0.0098	0.0025	0.016	1.00	0.075	0.18	0.37	0.0334	0.517	0.0647	0.5034	0.0168

1+220	1+340	120.00	0.0039	0.0025	0.016	1.00	0.075	0.13	0.27	0.0180	0.380	0.0475	0.4098	0.0074
POZO Nº 3		CANAL PRINCIPAL FRONTAL												
0+000	0+080	80.00	0.0188	0.0480	0.016	1.00	0.075	0.14	0.28	0.0192	0.392	0.0490	18,342	0.0353
0+080	0+170	90.00	0.0188	0.0015	0.016	1.00	0.075	0.25	0.50	0.614	0.701	0.0876	0.4775	0.0293
0+170	0+500	330.00	0.0086	0.0015	0.016	1.00	0.075	0.19	0.38	0.0364	0.539	0.0674	0.4009	0.0146
0+500	0+810	310.00	0.0044	0.0040	0.016	1.00	0.075	0.13	0.26	0.0167	0.366	0.0457	0.5052	0.0084
POZO Nº 3		CANAL LATERAL IZQUIERDO 0+170												
0+000	0+150	150.00	0.0068	0.0085	0.016	1.00	0.075	0.13	0.26	0.0174	0.373	0.0466	0.7462	0.0130
0+150	0+280	130.00	0.0040	0.0050	0.016	1.00	0.075	0.12	0.24	0.0145	0.341	0.0426	0.5394	0.0078
POZO Nº 4		CANAL PRINCIPAL IZQUIERDO												
0+000	0+180	180.00	0.0309	0.0040	0.016	1.00	0.075	0.25	0.50	0.0617	0.702	0.0878	0.7808	0.0481
0+180	0+350	170.00	0.0284	0.0085	0.016	1.00	0.075	0.21	0.43	0.0453	0.602	0.0752	1.0268	0.0465
0+350	0+520	170.00	0.0168	0.0050	0.016	1.00	0.075	0.20	0.39	0.0380	0.552	0.0690	0.7432	0.0283
0+520	0+670	150.00	0.0137	0.0015	0.016	1.00	0.075	0.22	0.45	0.0497	0.630	0.0788	0.4449	0.0221
0+670	0+880	210.00	0.0021	0.0085	0.016	1.00	0.075	0.09	0.18	0.0079	0.251	0.0314	0.5740	0.0045
POZO Nº 4		CANAL LATERAL DERECHO 0+180												
0+000	0+170	170.00	0.0075	0.0065	0.016	1.00	0.075	0.14	0.28	0.0203	0.403	0.0504	0.6872	0.0139
0+170	0+370	200.00	0.0042	0.0085	0.016	1.00	0.075	0.11	0.22	0.0126	0.317	0.0397	0.6701	0.0084
POZO Nº 4		CANAL LATERAL IZQUIERDO 0+670												
0+000	0+180	180.00	0.0086	0.0040	0.016	1.00	0.075	0.16	0.32	0.0262	0.458	0.0572	0.5868	0.0154
0+180	0+380	200.00	0.0050	0.0050	0.016	1.00	0.075	0.13	0.26	0.0169	0.368	0.0459	0.5669	0.0096
0+380	0+550	170.00	0.0031	0.0050	0.016	1.00	0.075	0.11	0.22	0.0123	0.313	0.0391	0.5095	0.0062
POZO Nº 4		CANAL PRINCIPAL FRONTAL												
0+000	0+130	130.00	0.0155	0.0050	0.016	1.00	0.075	0.19	0.38	0.0360	0.537	0.0671	0.7299	0.0263
0+130	0+190	60.00	0.0118	0.0050	0.016	1.00	0.075	0.17	0.35	0.0300	0.490	0.0613	0.6868	0.0206
0+190	0+370	180.00	0.0084	0.0085	0.016	1.00	0.075	0.14	0.28	0.0200	0.400	0.0500	0.7823	0.0157
0+370	0+580	210.00	0.0042	0.0085	0.016	1.00	0.075	0.11	0.22	0.0126	0.317	0.0397	0.6701	0.0084
POZO Nº 5		CANAL PRINCIPAL IZQUIERDO												
0+000	0+300	300.00	0.1580	0.0015	0.016	1.00	0.075	0.23	0.47	0.0546	0.661	0.0826	0.4593	0.0251
0+300	0+390	90.00	0.0086	0.0050	0.016	1.00	0.075	0.16	0.31	0.0243	0.441	0.0551	0.6399	0.0155
0+390	0+480	90.00	0.0041	0.0085	0.016	1.00	0.075	0.11	0.22	0.0124	0.315	0.0393	0.6665	0.0082
POZO Nº 5		CANAL PRINCIPAL FRONTAL												
0+000	0+370	370.00	0.0219	0.0065	0.016	1.00	0.075	0.20	0.41	0.0416	0.577	0.0721	0.8731	0.0363
0+370	0+570	200.00	0.0163	0.0050	0.016	1.00	0.075	0.19	0.39	0.0373	0.546	0.0683	0.7382	0.0275
0+570	0+800	230.00	0.0120	0.0050	0.016	1.00	0.075	0.17	0.35	0.0304	0.493	0.0616	0.6894	0.0209
0+800	0+920	120.00	0.0061	0.0030	0.016	1.00	0.075	0.15	0.30	0.0229	0.428	0.0535	0.4860	0.0111
POZO Nº 6		CANAL PRINCIPAL IZQUIERDO												
0+000	0+290	290.00	0.0160	0.0015	0.016	1.00	0.075	0.23	0.47	0.0551	0.664	0.0830	0.4606	0.0254

0+290	0+340	50.00	0.0123	0.0015	0.016	1.00	0.075	0.21	0.43	0.0462	0.608	0.0760	0.4343	0.0201
0+340	0+430	90.00	0.0123	0.0550	0.016	1.00	0.075	0.12	0.24	0.0138	0.333	0.0416	1.7589	0.0243
0+430	0+500	70.00	0.0123	0.0015	0.016	1.00	0.075	0.21	0.43	0.0462	0.608	0.0760	0.4343	0.0201
0+500	0+650	150.00	0.0087	0.0015	0.016	1.00	0.075	0.19	0.38	0.0366	0.541	0.0677	0.4020	0.0147
0+650	0+870	220.00	0.0065	0.0085	0.016	1.00	0.075	0.13	0.26	0.0169	0.367	0.0459	0.7387	0.0125
0+870	1+040	170.00	0.0016	0.0085	0.016	1.00	0.075	0.08	0.16	0.0066	0.230	0.0287	0.5401	0.0036
POZO Nº 6 CANAL PRINCIPAL DERECHO														
0+000	0+030	30.00	0.0169	0.0085	0.016	1.00	0.075	0.18	0.36	0.0320	0.506	0.0633	0.9149	0.0293
0+030	0+300	270.00	0.0133	0.0040	0.016	1.00	0.075	0.19	0.37	0.0350	0.529	0.0662	0.6467	0.0227
0+300	0+520	220.00	0.0078	0.0150	0.016	1.00	0.075	0.13	0.25	0.0157	0.354	0.0443	0.9579	0.0150
0+520	0+620	100.00	0.0078	0.0020	0.016	1.00	0.075	0.18	0.35	0.0308	0.496	0.0620	0.4380	0.0135
0+620	0+850	230.00	0.0031	0.0050	0.016	1.00	0.075	0.11	0.22	0.0122	0.312	0.0390	0.5084	0.0062
POZO Nº 6 CANAL PRINCIPAL FRONTAL														
0+000	0+050	50.00	0.0110	0.0750	0.016	1.00	0.075	0.11	0.21	0.0115	0.304	0.0380	1.9336	0.0223
0+050	0+210	160.00	0.0110	0.0085	0.016	1.00	0.075	0.15	0.31	0.0239	0.437	0.0547	0.8301	0.0199
0+210	0+420	210.00	0.0080	0.0085	0.016	1.00	0.075	0.14	0.28	0.0194	0.394	0.0492	0.7736	0.0150
0+420	0+600	180.00	0.0030	0.0065	0.016	1.00	0.075	0.11	0.21	0.0110	0.297	0.0371	0.5609	0.0062
POZO Nº 6 CANAL PRINCIPAL FRONTAL														
0+000	0+200	200.00	0.0023	0.0015	0.016	1.00	0.075	0.12	0.24	0.0148	0.344	0.0430	0.2972	0.0044
POZO Nº 7 CANAL PRINCIPAL IZQUIERDO														
0+000	0+100	100.00	0.0201	0.0015	0.016	1.00	0.075	0.25	0.51	0.0642	0.717	0.0896	0.4847	0.0311
0+100	0+170	70.00	0.0201	0.0050	0.016	1.00	0.075	0.21	0.41	0.0429	0.586	0.0732	0.7735	0.0332
0+170	0+240	70.00	0.0172	0.0180	0.016	1.00	0.075	0.16	0.32	0.0252	0.449	0.0561	1.2286	0.0309
0+240	0+310	70.00	0.0172	0.0020	0.016	1.00	0.075	0.23	0.46	0.0525	0.648	0.0810	0.5234	0.0275
0+310	0+450	140.00	0.0126	0.0085	0.016	1.00	0.075	0.16	0.32	0.0263	0.458	0.0573	0.8564	0.0225
0+450	0+600	150.00	0.0130	0.0065	0.016	1.00	0.075	0.16	0.32	0.0251	0.448	0.0560	0.7377	0.0185
0+600	0+690	90.00	0.0041	0.0050	0.016	1.00	0.075	0.12	0.24	0.0148	0.344	0.0430	0.5424	0.0080
POZO Nº 7 CANAL LATERAL IZQUIERDO 0+170														
0+000	0+120	120.00	0.0046	0.0085	0.016	1.00	0.075	0.12	0.23	0.0134	0.327	0.0409	0.6838	0.0091
POZO Nº 7 CANAL PRINCIPAL FRONTAL														
0+000	0+050	50.00	0.0212	0.0020	0.016	1.00	0.075	0.25	0.49	0.0604	0.695	0.0869	0.5484	0.0331
0+050	0+180	130.00	0.0212	0.0170	0.016	1.00	0.075	0.17	0.34	0.0295	0.486	0.0607	12590	0.0371
0+180	0+240	60.00	0.0212	0.0085	0.016	1.00	0.075	0.19	0.39	0.0372	0.546	0.0682	0.9619	0.0358
0+240	0+390	150.00	0.0181	0.0085	0.016	1.00	0.075	0.18	0.37	0.0335	0.518	0.0647	0.9286	0.0311
0+390	0+450	60.00	0.0181	0.0015	0.016	1.00	0.075	0.24	0.49	0.0599	0.692	0.0865	0.4734	0.0283
0+450	0+580	130.00	0.0145	0.0015	0.016	1.00	0.075	0.23	0.45	0.0516	0.642	0.0803	0.4506	0.0232
0+580	0+720	140.00	0.0104	0.0015	0.016	1.00	0.075	0.20	0.41	0.0413	0.575	0.0718	0.4183	0.0173
0+720	0+920	200.00	0.0059	0.0015	0.016	1.00	0.075	0.17	0.34	0.0282	0.475	0.0594	0.3686	0.0104

PROYECTO EL TAMBOR, NAY  
OBRAS COMPLEMENTARIAS  
CUADRO 2.11

RELACION DE ESTRUCTURAS										
FUENTE		RED DE DISTRIBUCIÓN CANAL	TOMA	TOMA	TOMA	REPRESA	REPRESA	CAÍDA	PUENTE	ALCANT.
POZO N°	TOMA DE DESCARGA		LATERAL	GRANJA	ALCANT.				CAÍDA	
1	1	PRAL. IZQ.	1	8		7			2	
		LAT. DER. 0+350		1						
		PRAL. FRONTAL		2				1		
2	1	PRAL. IZQ.	2	3	1	1	1		2	1
		LAT. IZQ. 0+240		2		1				
		LAT. IZQ. 0+440		1						
		PRAL. FRONTAL		3		1				
3	1	PRAL. IZQ.		6	1	3		1	1	1
		PRAL. FRONTAL	1	3		2		1		1
		LAT. IZQ. 0+170		2						
4	1	PRAL. IZQ.	2	5		4			2	
		LAT. DRE. 0+180		2		1		1	1	
		LAT. IZQ. 0+670		3		2			1	
		PRAL. FRONTAL		4	1	3			1	
5	1	PRAL. IZQ.		4		1	1			1
		PRAL. FRONTAL		6			3		1	
6	1	PRAL. IZQ.		4	2	3	1	1	1	2
		PRAL. FRONTAL	1	4		2		1	1	
		LAT. IZQ. 0+420		1						
		PRAL. DER.		6		2	1	1	2	1
7	1	PRAL. IZQ.	1	4		3		3	1	
		LAT. IZQ. 0+170		1						
		PRAL. FRONTAL		6		4		2		
SUMA	7		8	81	5	40	7	12	16	7
RED DE CAMINOS DE PENETRACIÓN		ESTRUCTURA	ZONA N° 2		ZONA N° 4		ZONA N° 6		ZONA N° 7	
		ALCANTARILLA	1		1		3		1	

### II.3.5.1 COSTOS DE INVERSIÓN.

Con la finalidad de determinar el presupuesto total para la perforación y equipamiento de los pozos en proyecto, debido a su ubicación, los costos del movimiento de los equipos de perforación, acarreo de agua y sobretodo por las condiciones geológicas del subsuelo. Se presupuestaron dos pozos con profundidades variables de 151 mts y 201 mts. que reúnen las condiciones intermedias señaladas, por lo tanto, en el Anexo 4 se consigna el presupuesto y en el cuadro 2.12 se presenta el resumen de los costos de los costos para los trabajos señalados.

PROYECTO EL TAMBOR, NAY.  
RESUMEN DE COSTOS DE PERFORACIÓN Y EQUIPAMIENTO.  
CUADRO 2.12

Nº DE POZO	PROF. (mts)	PERFORACIÓN \$	EQUIPAMIENTO \$
1	151.00	0	19,542.34
2	151.00	464,583.68	391,120.38
3	151.00	464,583.68	391,120.38
4	151.00	0	19,542.34
5	201.00	601,600.94	391,120.38
6	201.00	601,600.94	391,120.38
7	201.00	601,600.94	391,120.38
TOTAL		2,733,970.00	1,944,686.50

TOTAL DE PERFORACIONES Y EQUIPAMIENTO = 1,463,917.16 (INCLUYE IVA)

Para los pozos existentes se considera que la rehabilitación de sus partes electromecánicas costaría alrededor del 5 % del costo por equipamiento.

El presupuesto total de las líneas de conducción se señala en el Anexo 4 y el resumen de costo en cada pozo se reflejan en el cuadro 2.13

PROYECTO EL TAMBOR, NAY.  
RESUMEN DE COSTOS DE LÍNEAS DE CONDUCCIÓN  
CUADRO 2.13

Nº DE POZO	LONGITUD (mts)	IMPORTE \$
1	45	13,462.25
2	150	44,874.10
3	870	260,269.86
4	185	55,344.72
5	140	41,882.51
6	400	119,664.30
7	470	140,605.52
TOTAL	2260	676,103.25

INCLUYE IVA 10 %

Para el análisis del presupuesto de la red de distribución, (Anexo 4) así como las diferentes estructuras de operación, control y cruce se baso en el catalogo de especificaciones y conceptos

principales de trabajo de la S.A.R.H. editado en 1986. El resumen de los costos se expone en el cuadro 2.14

PROYECTO EL TAMBOR, MAY.  
RESUMEN DE COSTOS DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.  
CUADRO 2.14

TIPO DE OBRA	CONCEPTO	IMPORTE
CANALES	TERRACERIAS	857,222.00
	REVESTIMIENTO	1,081,285.38
	TERRACERIAS	17,428.64
ESTRUCTURAS	ZAMPEADOS	6,886.64
	MAMPOSTERÍA	59,591.71
	CONCRETOS	117,690.38
	FIERRO DE REFUERZO	75,522.27
	TUBERÍA DE CONCRETO	98,321.44
	DIVERSOS	12,445.18
TOTAL		2,326,393.00

INCLUYE IVA 10 %

En el cuadro 2.15 se presenta el costo total de los sistemas y el costo por hectárea así como el calendario de inversiones.

PROYECTO EL TAMBOR, MAY.  
COSTO TOTAL DE LOS SISTEMAS Y CALENDARIO DE INVERSIONES  
CUADRO 2.15

CONCEPTO	COSTO TOTAL
PERFORACIÓN Y EQUIPAMIENTO	4,728,656.50
LINEAS DE CONDUCCIÓN	676,103.25
RED DE DISTRIBUCIÓN	2,326,393.00
GRAN TOTAL	7,731,153.00
COSTO POR HECTÁREA	22,967.68

### II.3.5.2 COSTO ANUAL DE OPERACIÓN Y CONSERVACIÓN.

Para la obtención de los costos anuales por operación de los equipos de bombeo se emplea el plan de riegos y demandas (ver cuadro 2.16) al 85 % de los valores del área por cultivo así como los volúmenes por mes, debido a que el área máxima regable será en esa proporción del área inicial del proyecto (ver cuadro 2.17)

PROYECTO EL TAMBOR, NAY.  
 PLAN DE RIEGOS Y DEMANDAS  
 CUADRO 2.16

CULTIVOS	LAMINA TOTAL (cm.)	HA	M E S E S														
			NOV 123	DIC 123	ENE 123	FEB 123	MAR 123	ABR 123	MAY 123	JUN 123	JUL 123	AGO 123	SEP 123	OCT 123			
PAPA	27	140	98	70	112	98											
			223	32	233	34											
GARBANZO	20	100	40	40	40	80											
			22	22	22	44											
FRIJOL	21	40	24	40	20												
			24	55	5												
HORTALIZAS	*29	20	8	16	18	16											
			22	233	324	44											
SORGO F.	27	100	40	140	90												
			4	68	9												
MAÍZ *		320															
VOL NETO			210	306	280	194								0	0	0	0
VOL BRUTO EFIC = 60 %			350	510	466.6	323.3											

FUENTE N° DE RIEGO Y LAMINAS: ESTUDIO AGROCLIMATOLÓGICO  
 VOLUMEN EN MILL. DE M³

PROYECTO EL TAMBOR, NAY  
COSTO ANUAL DE OPERACIÓN DE LOS EQUIPOS DE BOMBEO  
CUADRO 2.17

MES	HORAS MAQUINA	SUP. REGADA (%)	SUP. REGADA HA	POTENCIA TOTAL MOTORES		DEMANDA MAX CONTRATADA KW	CONSUMO KWH 2°6	CONSUMO FIJO 7°2800	CARGOS POR CONSUMO **				COSTO 9+10+11+12+13	IMPUESTO ELECTRIFICACION 10%	COSTO TOTAL 14+15	COSTO TOTAL POR HA 16-4	DATOS DEL PROYECTO
				HP	KW				10	11	12	13					
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
ENE	393	100	337	570	425.2	600	167,104	1,680,000	25,245.00	0	0	0	30,671.63	3,067.18	33,738.81	100.10	SUP. BENEFICIADA 337 HA N° DE BOMBAS 7 Q = 0.280 M³/SEG q = 0.040 M³/SEG
FEB	272	65	220	570	452.2	600	115,654	1,680,000	17,472.28	0	0	0	22,898.91	2,289.88	25,188.79	114.51	DEMANDA BASE 570 HP MOTORES 6 DE 75 HP c/L Y 1 DE 120 HP
MAR																	TARIFA N° 9
ABR																	COSTO MEDIO MENSUAL POR HA = SUMA COLM. 16 - SUMA COLM 4 =
MAY																	122,094.82 - 1231 = 120864/HA
JUN																	VOLUMEN DE AGUA BOMBEADA/ (hrs. maq)(3600)(Q)=
JUL																	(1390)(3600)(0.280)=1401120 M3
AGO																	COSTO DEL M3 DE AGUA BOMBEADA = COSTO DE ENERGÍA ELÉCTRICA (122094.82) ENTRE I
SEP																	VOLUMEN DEL AGUA BOMBEAC (1401120)=65\$/m3
OCT																	
NOV	295	100	337	570	425.2	600	125,434	1,680,000	18,949.77	0	0	0	24,376.41	2,437.66	26,814.04	79.56	
DIC	430	100	337	570	425.2	600	182,836	1,680,000	27,621.70	0	0	0	33,048.33	3,304.82	36,353.15	107.89	
SUMA	1,390		1,231					6,720,000	89,288.75						122,094.82	402.06	NOTA - COSTO/HR = 8750

\*\* (10) 151.07 LOS PRIMEROS 5,000 KWH  
(11) 180.60 LOS SIGUIENTES 10,000 KWH  
(12) 199.33 LOS SIGUIENTES 20,000 KWH  
(13) 221.33 LOS RESTANTES

Dentro del cálculo de los costos anuales de conservación se empleó la metodología del manual de plantas de bombeo en el que se establece implícitamente un porcentaje anual por conservación de los conceptos principales de los equipos y estos se reflejan en el cuadro 2.18

PROYECTO EL TAMBOR, NAY.  
COSTO ANUAL Y DE CONSERVACIÓN DE LOS EQUIPOS DE BOMBEO.  
CUADRO 2.18

Nº	CONCEPTO	PORC. ANUAL %	COSTO INICIAL (\$)	COSTO (\$)
1	LÍNEA ELÉCTRICA (ALIMENTACIÓN)	1	120,302.67	1,203.03
2	SUB-ESTACIÓN ELÉCTRICA (LÍNEA DE ALTA Y BAJA TENSIÓN)	1	800,410.06	8,004.09
3	MOTORES ELÉCTRICOS	1	478,586.91	4,785.87
4	BOMBAS	2	698,300.94	13,966.03
5	ACCESORIOS	1	435,181.50	4,351.81
6	LÍNEA DE CONDUCCIÓN	1	676,103.25	6,761.04
TOTAL ANUAL				39,071.86
COSTO ANUAL/HA				116.06

NOTA : INCLUYE LOS EQUIPOS EXISTENTES CONSIDERÁNDOLOS A PRECIOS ACTUALES E IVA 10 %  
FUENTE : MANUAL DE PLANTAS DE BOMBEO

Para establecer los costos anuales por conservación del sistema se consultó a la Subjefatura de Operación y Conservación del Distrito de Desarrollo Rural 002 con sede en Compostela el cual cuenta con sistemas en iguales condiciones de la del proyecto en cuestión, como la unidad de riego del Borbollón (8 pozos con su respectiva red de canales) y del que se obtuvo una tabla de frecuencias para la conservación de los principales conceptos y el porcentaje de deterioro normal sufrido en ese lapso de tiempo. (ver cuadro 2.19).

PROYECTO EL TAMBOR, NAY.  
COSTO ANUAL DE LA CONSERVACIÓN DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.  
CUADRO 2.19

TIPO DE OBRA	CONCEPTO	FRECUENCIA EN AÑOS	% DE DETERIORO	% ANUAL	COSTO INICIAL (\$)	COSTO ANUAL (\$)
CANALES	BORDOS	5	15	3.00	556,504.81	16,695.14
	REVESTIMIENTO	10	5	0.50	1,081,285.38	5,406.41
	CONTRACUNETAS	2	50	25.00	9,027.24	2,256.80
ESTRUCTURAS	ZAMPEADOS	3	30	10.00	6,886.01	688.60
	MAMPOSTERÍAS	5	20	4.00	59,591.71	2,383.68
	CONCRETOS	10	15	1.50	117,690.38	1,765.37
COSTO ANUAL						29,196.00
COSTO ANUAL/HA						86.73

NOTA.- INCLUYE I.V.A. 10%  
FUENTE DE FRECUENCIA Y PORCENTAJES: DISTRITO DE DESARROLLO RURAL 002 COMPOSTELA

### II.3.6 PROCESO DE CALCULO DE LA PLANTA DE BOMBEO.

(PROFUNDIDAD DE PERFORACIÓN 150 MTS.)

CORRESPONDE A LOS POZO 1, 2, 3 Y 4 (VER PLANEACIÓN DE LOS SISTEMAS)

#### DATOS DE PROYECTO Y CONSTANTES

Numero de bombas	1.00
Gasto por bomba (Q) m <sup>3</sup> /seg	0.04
Elevación terreno natural (msnm)	1035.00
Nivel de aguas de la succión (msnm)	985.00
Nivel de aguas en la descarga (msnm)	1045.00
Carga estática total (Hest) mts.	60.00
Eficiencia del equipo (N) %	0.80
Constante de transformación de unidades (pot)	76.00
Modulo de elasticidad del tubo de A-C (Et) kg/cm <sup>2</sup>	210000.00
Modulo de elasticidad del agua (Ea) kg/cm <sup>2</sup>	20670.00
Coefficiente de fricción del terreno natural	0.35
Equivalencia litros por galones (Ga, USA)	0.26
Longitud de la columna	151.00
Coefficiente de rugosidad de Manning (n) adim.	0.014
Longitud de tubería 8" q / A-C 1er tramo (mts.)	870.00
coeficiente de rugosidad (n) para A-C adim.	0.010
Constante (c) adim.	0.25
Aceleración de la gravedad (g) m/seg <sup>2</sup>	9.81
Espesor de la tubería A-C (e) 8" (cms.)	1.90
Constante de transformación de HP a KW	0.746
Eficiencia del transformador (n)	0.90
Factor de potencia del transformador	0.90

#### 1.- CALCULO DE LA POTENCIA APROXIMADA.

Potencia aproximada

$$P = (Q*H) / (76*N) = 39.47 \text{ HP}$$

#### 2.- ELECCIÓN DE LA FLECHA MAS CONVENIENTE.

Observando la tabla N° 2.1 respectiva, con la cual se puede conocer la flecha mas conveniente, de acuerdo con la potencia y la velocidad de rotación o viceversa así mismo de las pérdidas mecánicas por fricción de la misma, se ve que con una flecha de diámetro 1<sup>15/16"</sup> se cubre una gama de velocidades y potencias mayores de 39.47 HP., por lo que puede considerarse ese diámetro en el calculo de la fricción debida al flujo hidráulico que se tendrá en la columna de succión, para el presente caso se supone que el motor trabaje a una velocidad de rotación de 1760 rpm

#### 3.- TRANSFORMACIÓN DE LITROS POR GALONES.

Para conocer la perdida por fricción en (%) de longitud de columna, se es necesario conocer el gasto en galones por minuto por lo que:

DIÁMETRO DE FLECHA (pulg)	P/PIE (lbs)	PERDIDAS MECÁNICAS POR FRICCIÓN EMP (max)	VALOR MÁXIMO DE HP EN RPM							
			3500	1760	1175	875	700	585	500	
3/4	1.54	2240	38.60 0.61	19.40 0.31	13.00 0.20	9.70 0.15				
1	2.77	3800	91.60 1.07	64.10 0.54	30.80 0.36	22.90 0.28	18.30 0.22			
1 3/16	3.92	5600	161.00 1.40	81.30 0.70	54.20 0.47	40.30 0.35	32.30 0.28	27.00 0.23		
1 1/2	6.21	8800	322.00 2.32	162.00 1.17	108.00 0.78	80.50 0.58	64.40 0.46	53.90 0.39	46.10 0.33	
1 11/16	7.9	11500	485.00 2.83	244.00 1.42	163.00 0.95	121.00 0.71	97.00 0.57	81.00 0.47	69.30 0.41	
1 15/16	10.5	15500		331.00 1.83	254.00 1.22	189.00 0.91	151.00 0.73	127.00 0.61	108.00 0.52	
2 3/16	13.5	20000		562.00 2.30	375.00 1.54	279.00 1.14	223.00 0.92	186.00 0.76	160.00 0.65	
2 7/16	16.9	25000		792.00 2.89	529.00 1.93	394.00 1.44	315.00 1.15	263.00 0.96	225.00 0.82	
2 11/16	20.5	30000		1035.00 3.24	691.00 2.23	514.00 1.66	412.00 1.33	346.00 1.11	294.00 0.95	
2 15/16	24.5	36500			916.00 2.66	683.00 1.98	546.00 1.58	456.00 1.32	390.00 1.13	
3 3/16	28.8	43000			1190.00 3.22	934.00 2.40	707.00 1.92	591.00 1.60	505.00 1.37	
3 7/16	33.5	46000			1300.00 3.73	967.00 2.78	774.00 2.22	646.00 1.86	553.00 1.59	
3 3/4	40	53500			1635.00 4.28	1218.00 3.19	973.00 2.55	814.00 2.13	695.00 1.82	
4	46	62000			2025.00 4.87	1508.00 3.62	1206.00 2.90	1009.00 2.42	862.00 2.07	
4 1/2	62	70000				2300.00 4.50	1840.00 3.60	1540.00 3.00	1315.00 2.58	

Tabla 2.1 Flechas de acuerdo a la potencia y a la velocidad de rotación

Gasto \* equivalencia = 40 \* 15.60 = 624.00

redondeando tenemos 700.00 gpm

diámetro de columna en el pozo =  $\sqrt{Q} = 6.32$  "

se supone el comercial inmediato = 8.00 " de q

#### 4.- CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA.

##### 4.1 PERDIDA DE FRICCIÓN EN LA SUCCIÓN (hfs).

Considerando una columna de 8" y una flecha de 1<sup>15/16</sup>" tenemos que 2.6 % de pérdida en pies por cada 100 si la longitud de la columna es de 151 mts la pérdida de fricción en la succión se da por (hfd) = Lc \* % de pérdida.

$$(hfs) = 3.92 \text{ mts.}$$

#### 4.2 PERDIDA DE FRICCIÓN EN LA DESCARGA (hfd).

Longitud equivalente de tramo recto en metros para la pérdida de fricción en tubería de acero de piezas especiales en la bomba N° 1.

Cabezal de descarga	13.00 mts
Válvula de retención (abierta)	16.00 mts
Válvula de compuerta (abierta)	1.40 mts
Codo largo dos piezas 4.4 x 2	8.80 mts
Tubería (4 pzas) 0.5 x 4	2.00 mts
Tubería (carrete)	2.00 mts
Longitud total	43.20 mts

Calculo de la pérdida por fricción en la tubería de acero (piezas especiales) usando la formula de Manning.  $hfd = (((V*n) / (r^{2/3}))^2) * L$  donde:

V = velocidad en m/seg (V = Q/A)	1.273
n = coeficiente de rugosidad	0.0140
L = longitud de tubería (mts.)	43.20
A = área de la tubería $A = (p*D^2)/4$ (m <sup>2</sup> )	0.0324
Q = caudal en m <sup>3</sup>	0.05
r = radio hidráulico $r = D/4$ (mts)	0.051

$$(hfd) = 0.73 \text{ mts.}$$

#### 4.3 PERDIDA DE CARGA EN LA TUBERÍA A-C 8" q

Calculo de la pérdida por fricción en la tubería de Asbesto-Cemento de 8" q  
 $hft = (((V*n) / (r^{2/3}))^2) * L$ , dado que el tipo de tubería varia de acero a A-C, por lo que varia el diámetro interior de la misma, por lo que:

D = Diámetro de la tubería de A-C 8" (cms)	20.32
Q = Gasto m <sup>3</sup> /seg	0.04
A = Área de la tubería $A = (p*D^2)/4$	0.0314
r = radio hidráulico D/4	0.05
L = longitud de tubería (mts.)	870
n = coeficiente de rugosidad	0.01
V = velocidad en m/seg (V = Q/A)	1.273

$$(hft) = 7.45 \text{ mts.}$$

#### 4.4 CARGA DE VELOCIDAD EN LA TUBERÍA DE A-C 8" q (hfv).

Calculo de la carga de velocidad para tubería de 8 " de q

$$hfv = v^2 / 2g = 0.082$$

#### 4.5 CARGA MANOMETRICA TOTAL (hmt)

Carga estática total (hest)	60.00 mts.
Carga de fricción en la succión (hfs)	3.92 mts.
Carga de fricción en la descarga (hfd)	0.73 mts.
Perdida de carga en la tubería A-C 8" q (hft)	7.45 mts.
Carga de velocidad en la tubería A-C 8" q (hfv)	0.08 mts.
Suma de cargas parciales (hmt)	72.18 mts.

## 5.- CALCULO DE LA POTENCIA. (P)

$$P = (Q*H) / (76*N)$$
$$P = 47.49 \text{ HP}$$

Consultando de nuevo la tabla N° 1 para un gasto de 40 LPS, y una flecha de  $1^{15/16}$  además de considerar que el motor trabaje a 1760 rpm, se tiene una perdida de 1.83 HP, por cada 100 pies de columna por lo que:

Longitud de flecha = Longitud. de columna = 151.00 mts = 495.20 pies  
perdida de potencia en HP (hpm) = 9.05 HP  
Potencia total Pt = 47.49 + 9.05 = 56.54 HP

De acuerdo al resultado de la potencia total se establece la necesidad de considerar un motor de 75 HP., que trabaje a 1760 rpm y al mismo tiempo dejar establecidas también las características de los siguientes conceptos.

Diámetro de la columna	8 pulg.
Diámetro de la camisa	$2^{1/2}$ pulg
Diámetro de la flecha	$1^{15/16}$ pulg.

## 6.- CALCULO DE LA PRESIÓN DE LA TUBERÍA.

### 6.1 PRESIÓN NORMAL EN LA TUBERÍA

La presión normal en la tubería es aquella representada por la carga dinámica contabilizada a partir de del sitio donde se ubica la bomba, con una cota en el terreno natural de 1035 msnm, por lo que para este caso la presión normal esta representada por 10.00 mts.

### 6.2 SOBREPRESIÓN POR GOLPE DE ARIETE. (Pi)

Este fenómeno se presenta al abrir o cerrar una válvula, y una cosa semejante pasa con el paro de o arranque de las bombas, ya sea en condiciones de operación normales o por la interrupción de la energía eléctrica, cuando esta se utiliza en los motores que impulsan las bombas.

Adoptando la formula de Joukowski se obtiene el valor máximo que puede adquirir esta sobrepresión ya que fue deducida considerando las condiciones mas criticas para el cierre de una válvula, esto es, aceptando que la máxima sobrepresión se verifica al instante de la primera fase del fenómeno y que el tiempo de cierre es:  $T = 2L/a$

La expresión matemática de esta formula es la siguiente:

$$P_i = (V*a) / g$$

donde:

V = velocidad en el sistema de bombeo (m/seg)  
a = velocidad de propagación de la onda de presión (m/seg)  
g = aceleración de la gravedad  $m/seg^2$

$$a = 1420 / \sqrt{1 + ((Ea*D) / (Et*e))}$$

donde:

Ea = Modulo de elasticidad del agua	20670.00 kg/cm <sup>2</sup>
Et = Modulo de elasticidad de la tubería	210000.00 kg/cm <sup>2</sup>
D = Diámetro interior 8" de q	20.32 cm
e = Espesor de tubería A-C 8" de q A-10	1.90 cm
L1 = Longitud	870.00
V1 0 Velocidad en el primer tramo	1.273 m/seg

a1 para tramo tubería 8" de q = 995.15 m/seg

$$P_i = (V \cdot a) / g = 129.14 \text{ mts.}$$

### 6.3 PRESIÓN TOTAL.

De acuerdo con los cálculos se tiene que las presiones en el sistema son:

Presión normal	$P_n = 10.00 \text{ mts}$	$= 1.00 \text{ Kg/cm}^2$
Sobrepresión po G.A.	$P_i = 129.14 \text{ mts}$	$= 12.91 \text{ Kg/cm}^2$

Observando los valores anteriores y pensando en emplear tubería de Asbesto-Cemento de 8" de q con válvulas de alivio las cuales de acuerdo a la experiencia se acostumbra considerarles una eficiencia del 80 % por lo tanto, la presión que servirá para la elección de la tubería esta dada por la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} P_t &= P_n + 20\% P_i \\ P_t &= 1.00 + (12.91 \cdot 0.2) \\ P_t &= 3.42 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Que seria la presión soportada por la línea observando este valor se deberá emplear tubería de Asbesto-Cemento de 8 " de clase A-5.

### 7.- CALCULO DE LA CAPACIDAD DEL TRANSFORMADOR.

La capacidad del transformador esta dada por la siguiente expresión :

$$KVA = (HP \cdot 0.746) / (FP \cdot n)$$

donde :

HP = Caballos de fuerza	75 HP
FP = Factor de potencia del transformador	0.90 adim.
n = eficiencia del transformador	0.90 adim.
KVA = Capacidad del transformador	75 KVA

Por lo que se tendrá un transformador de 75 KVA con voltaje nominal de 1320/440 volts, interruptor termomagnético para 200 Amperes y conductor calibre 3/0 Awg.

(PROFUNDIDAD DE PERFORACIÓN 201 MTS.)  
 CORRESPONDE A LOS POZOS 5, 6 Y 7 (VER PLANEACIÓN DE LOS SISTEMAS)

DATOS DE PROYECTO Y CONSTANTES

Numero de bombas	1.00
Gasto por bomba (Q) m <sup>3</sup> /seg	0.04
Elevación terreno natural (msnm)	1043.00
Nivel de aguas de la succión (msnm)	968.00
Nivel de aguas en la descarga (msnm)	1050.00
Carga estática total (Hest) mts.	82.00
Eficiencia del equipo (N) %	0.80
Constante de transformación de unidades (pot)	76.00
Modulo de elasticidad del tubo de A-C (Et) kg/cm <sup>2</sup>	210000.00
Modulo de elasticidad del agua (Ea) kg/cm <sup>2</sup>	20670.00
Coefficiente de fricción del terreno natural	0.35
Equivalencia litros por galones (Ga, USA)	0.26
Longitud de la columna	201.00
Coefficiente de rugosidad de Manning (n) adim.	0.014
Longitud de tubería 8" q / A-C 1er tramo (mts.)	400.00
coeficiente de rugosidad (n) para A-C adim.	0.010
Constante (c) adim.	0.25
Aceleración de la gravedad (g) m/seg <sup>2</sup>	9.81
Espesor de la tubería A-C (e) 8" (cms.)	1.90
Constante de transformación de HP a KW	0.746
Eficiencia del transformador (n)	0.90
Factor de potencia del transformador	0.90

1.- CALCULO DE LA POTENCIA APROXIMADA.

Potencia aproximada

$$P = (Q \cdot H) / (76 \cdot N) = 53.95 \text{ HP}$$

2.- ELECCIÓN DE LA FLECHA MAS CONVENIENTE.

Observando la tabla N° 2.1 respectiva, con la cual se puede conocer la flecha mas conveniente, de acuerdo con la potencia y la velocidad de rotación o viceversa así mismo de las perdidas mecánicas por fricción de la misma, se ve que con una flecha de diámetro 1<sup>15/16"</sup> se cubre una gama de velocidades y potencias mayores de 53.95 HP., por lo que puede considerarse ese diámetro en el calculo de la fricción debida al flujo hidráulico que se tendrá en la columna de succión, para el presente caso se supone que el motor trabaje a una velocidad de rotación de 1760 rpm

3.- TRANSFORMACIÓN DE LITROS POR GALONES.

Para conocer la perdida por fricción en (%) de longitud de columna, se es necesario conocer el gasto en galones por minuto por lo que:

Gasto \* equivalencia = 40 \* 15.60 = 624.00  
 redondeando tenemos 700.00 gpm  
 diámetro de columna en el pozo =  $\sqrt{Q} = 6.32$  ",  
 se supone el comercial inmediato = 8.00 " de q

#### 4.- CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA.

##### 4.1 PERDIDA DE FRICCIÓN EN LA SUCCIÓN (hfs).

Considerando una columna de 8" y una flecha de  $1^{15/16}$ " tenemos que 2.6 % de pérdida en pies por cada 100 si la longitud de la columna es de 201.00 mts la pérdida de fricción en la succión se da por  $(hfd) = Lc * \% \text{ de pérdida}$ .

$$(hfs) = 5.22 \text{ mts.}$$

##### 4.2 PERDIDA DE FRICCIÓN EN LA DESCARGA (hfd).

Longitud equivalente de tramo recto en metros para la pérdida de fricción en tubería de acero de piezas especiales en la bomba N° 1.

Cabezal de descarga	13.00 mts
Válvula de retención (abierta)	16.00 mts
Válvula de compuerta (abierta)	1.40 mts
Codo largo dos piezas 4.4 x 2	8.80 mts
Tubería (4 pzas) 0.5 x 4	2.00 mts
Tubería (carrete)	2.00 mts
Longitud total	43.20 mts

Calculo de la pérdida por fricción en la tubería de acero (piezas especiales) usando la formula de Manning.  $hfd = (((V*n) / (r^{2/3}))^2) * L$  donde:

V = velocidad en m/seg ( $V = Q/A$ )	1.273
n = coeficiente de rugosidad	0.0140
L = longitud de tubería (mts.)	43.20
A = área de la tubería $A = (p*D^2)/4$ (m <sup>2</sup> )	0.0324
Q = caudal en m <sup>3</sup>	0.05
r = radio hidráulico $r = D/4$ (mts)	0.051

$$(hfd) = 0.73 \text{ mts.}$$

##### 4.3 PERDIDA DE CARGA EN LA TUBERÍA A-C 8" q

Calculo de la pérdida por fricción en la tubería de Asbesto-Cemento de 8" q  
 $hft = (((V*n) / (r^{2/3}))^2) * L$ , dado que el tipo de tubería varia de acero a A-C, por lo que varia el diámetro interior de la misma, por lo que:

D = Diámetro de la tubería de A-C 8" (cms)	20.32
Q = Gasto m <sup>3</sup> /seg	0.04
A = Área de la tubería $A = (p*D^2)/4$	0.0314
r = radio hidráulico D/4	0.05
L = longitud de tubería (mts.)	400
n = coeficiente de rugosidad	0.01
V = velocidad en m/seg ( $V = Q/A$ )	1.273

$$(hft) = 3.44 \text{ mts.}$$

##### 4.4 CARGA DE VELOCIDAD EN LA TUBERÍA DE A-C 8" q (hfv).

Calculo de la carga de velocidad para tubería de 8" de q  
 $hfv = v^2 / 2g = 0.082$

#### 4.5 CARGA MANOMETRICA TOTAL (hmt)

Carga estática total (hest)	82.00 mts.
Carga de fricción en la succión (hfs)	5.22 mts.
Carga de fricción en la descarga (hfd)	0.73 mts.
Perdida de carga en la tubería A-C 8" q (hft)	3.44 mts.
Carga de velocidad en la tubería A-C 8" q (hfv)	0.08 mts.
Suma de cargas parciales (hmt)	91.47 mts.

#### 5.- CALCULO DE LA POTENCIA. (P)

$$P = (Q*H) / (76*N)$$
$$P = 60.18 \text{ HP}$$

Consultando de nuevo la tabla N° 1 para un gasto de 40 LPS, y una flecha de  $1^{15/16}$  además de considerar que el motor trabaje a 1760 rpm, se tiene una perdida de 1.83 HP, por cada 100 pies de columna por lo que:

Longitud de flecha = Longitud. de columna = 201.00 mts = 659.00 pies  
perdida de potencia en HP (hpm) = 12.06 HP  
Potencia total Pt = 60.18 + 12.06 = 72.24 HP

De acuerdo al resultado de la potencia total se establece la necesidad de considerar un motor de 75 HP., que trabaje a 1760 rpm y al mismo tiempo dejar establecidas también las características de los siguientes conceptos.

Diámetro de la columna	8 pulg.
Diámetro de la camisa	$2^{1/2}$ pulg
Diámetro de la flecha	$1^{15/16}$ pulg.

#### 6.- CALCULO DE LA PRESIÓN DE LA TUBERÍA.

##### 6.1 PRESIÓN NORMAL EN LA TUBERÍA

La presión normal en la tubería es aquella representada por la carga dinámica contabilizada a partir de del sitio donde se ubica la bomba, con una cota en el terreno natural de 1035 msnm, por lo que para este caso la presión normal esta representada por 7.00 mts.

##### 6.2 SOBREPRESIÓN POR GOLPE DE ARIETE. (Pi)

Este fenómeno se presenta al abrir o cerrar una válvula, y una cosa semejante pasa con el paro de o arranque de las bombas, ya sea en condiciones de operación normales o por la interrupción de la energía eléctrica, cuando esta se utiliza en los motores que impulsan las bombas.

Adoptando la formula de Joukowski se obtiene el valor máximo que puede adquirir esta sobrepresión ya que fue deducida considerando las condiciones mas criticas para el cierre de una válvula, esto es, aceptando que la máxima sobrepresión se verifica al instante de la primera fase del fenómeno y que el tiempo de cierre es:  $T = 2L/a$

La expresión matemática de esta formula es la siguiente:

$$P_i = (V*a) / g$$

donde:

V = velocidad en el sistema de bombeo (m/seg)  
a = velocidad de propagación de la onda de presión (m/seg)  
g = aceleración de la gravedad  $m/seg^2$

$$a = 1420 / \sqrt{1 + ((Ea \cdot D) / (Et \cdot e))}$$

donde:

Ea = Modulo de elasticidad del agua	20670.00 kg/cm <sup>2</sup>
Et = Modulo de elasticidad de la tubería	210000.00 kg/cm <sup>2</sup>
D = Diámetro interior 8" de q	20.32 cm
e = Espesor de tubería A-C 8" de q A-10	1.90 cm
L1 = Longitud	400.00
V1 0 Velocidad en el primer tramo	1.273 m/seg

a1 para tramo tubería 8" de q = 995.15 m/seg

$$Pi = (V \cdot a) / g = 129.14 \text{ mts.}$$

### 6.3 PRESIÓN TOTAL.

De acuerdo con los cálculos se tiene que las presiones en el sistema son:

Presión normal	Pn = 7.00 mts	= 0.70 Kg/cm <sup>2</sup>
Sobrepresión por G.A.	Pi = 129.14 mts	= 12.91 Kg/cm <sup>2</sup>

Observando los valores anteriores y pensando en emplear tubería de Asbesto-Cemento de 8" de q con válvulas de alivio las cuales de acuerdo a la experiencia se acostumbra considerarles una eficiencia del 80 % por lo tanto, la presión que servirá para la elección de la tubería esta dada por la siguiente expresión:

$$Pt = Pn + 20\% Pi$$

$$Pt = 0.70 + (12.91 \cdot 0.2)$$

$$Pt = 3.28 \text{ kg/cm}^2$$

Que sería la presión soportada por la línea observando este valor se deberá emplear tubería de Asbesto-Cemento de 8 " de clase A-5.

### 7.- CALCULO DE LA CAPACIDAD DEL TRANSFORMADOR.

La capacidad del transformador esta dada por la siguiente expresión :

$$KVA = (HP \cdot 0.746) / (FP \cdot n)$$

donde :

HP = Caballos de fuerza	75 HP
FP = Factor de potencia del transformador	0.90 adim.
n = eficiencia del transformador	0.90 adim.
KVA = Capacidad del transformador	75 KVA

Por lo que se tendrá un transformador de 75 KVA con voltaje nominal de 1320/440 volts, interruptor termomagnético para 200 Ampers y conductor calibre 3/0 Awg.

### II.3.7 PRESUPUESTO PARA LA PERFORACIÓN DE POZOS

CON PROFUNDIDAD DE 151.00 METROS

El presente calculo corresponde a los pozos 1, 2, 3 y 4.

CONCEPTO	UNIDAD	PU	CANTIDAD	IMPORTE
Movimiento del equipo de perforación hasta una distancia de 15 km. Equipo con capacidad hasta 450 mts de profundidad.	Lote	2,534.78	1	2,534.78
Instalación y desmantelamiento del equipo de perforación. Equipo con capacidad para una profundidad de hasta 450 mts.	Lote	3,989.56	1	3,589.56
Transporte del equipo de perforación en Kms subsecuentes a los primeros 15 Km c/capacidad hasta 450 mts de profundidad.				
En camino pavimentado	Km	11.79	65	766.35
En terraceria	Km	27.75	3	83.25
En brecha	Km	47.13		
Equipo de perforación tipo rotatorio	Hora	557.43	12	6,689.16
Equipo de perforación inactivo durante el fraguado de cementaciones.				
Excavación de relleno de fosas para lodos	PG	2,472.39	1	2,472.39
Lodos de perforación	m <sup>3</sup>	129.11	73	9,425.03
Acarreo de agua en camiones tanque.				
Acarreo de agua en camiones tanque primer km	m <sup>3</sup>	17.33	300	5,199.00
Acarreo de agua en camiones tanque km subsecuente	m <sup>3</sup> km	1.35	600	810.00
Perforación de pozos en 12" en material tipo				
Perforación de pozos en 12" en material tipo I de 0 a 100 mts	mts	281.30	20	5,626.00
Perforación de pozos en 12" en material tipo II de 0 a 100 mts	mts	496.07	40	19,842.80
Perforación de pozos en 12" en material tipo II de 100 a 200 mts	mts	556.26	20	11,125.20
Perforación de pozos en 12" en material tipo III de 0 a 100 mts	mts	1,007.00	40	40,280.00
Perforación de pozos en 12" en material tipo III de 100 a 200 mts	mts	1,092.59	30	32,777.70
Ampliación de perforación de pozo de 12" a 18" en material				
Tipo I de 12" a 18" de 0 a 100 mts	mts	283.58	20	5,671.60
Tipo II de 12" a 18" de 0 a 100 mts	mts	425.06	40	17,002.40
Tipo II de 12" a 18" de 100 a 200 mts	mts	447.75	20	8,955.00
Tipo III de 12" a 18" de 0 a 100 mts	mts	794.75	40	31,790.00
Tipo III de 12" a 18" de 110 a 200 mts	mts	823.88	30	24,716.40
Registro eléctrico con gráficas de resistividad y potencial natural. Para profundidades hasta de 450 mts	pza	6,535.82	1	6,535.84

Colocación de tubería de acero para ademe soldando las puntas con doble arco eléctrico de 12" diámetro * 1/4" de espesor.	mts	46.73	151	7,056.23
Colocación de filtro de grava para pozo	m <sup>3</sup>	933.93	18	16,810.74
Acarreo de grava para filtro en los kms subsecuentes al primero	m <sup>3</sup> km 18*200	2.28	3600	8,208.00
Tratamiento de pozo con dispersor de arcillas	Lt	24.57	100	2,457.00
Desarrollo y aforo o prueba de bombeo efectivo con bomba vertical + turbina para motor de combustión interna por un lapso de 24 hrs 203 mm (8") comprendida entre 103.7 y 152.5 mts /34 a 50 tramos) de longitud y motor de 180 HP nominales min.	PG	15,169.08	1	15,169.08
Hora efectiva de bombeo empleando bomba vertical + turbina accionada para motor de combustión interna en tiempos adicionales a las primeras 24 hrs 203 mm (8") comprendida entre 103.7 a 152.5 mts (34 a 50 tramos) de longitud	hrs	393.41	48	18,883.68
Carga adicional al concepto aforo 8" 150 mts	PG	2,998.99	1	2,998.99
Acarreo, carga primer km y descarga de cemento, acero, tabique, tubería, etc., en camino.				
Plano revestido y lomerio suave pavimentado.	Ton	58.58	8	468.64
Acarreo Km subsecuentes al primero de cemento, acero, tabique, tubería, etc., en camión en camino.				
Plano revestido y lomerio suave pavimentado.	Ton/Km	0.95	1260	<u>1,197.00</u>
			SUBTOTAL	309,624.22
Tubería de acero lisa	mts	384.32	18	6,917.76
Tubería de acero ranurada	mts	437.33	133	<u>58,164.89</u>
				65,082.65
			IVA	<u>6,508.26</u>
				71,590.92
			SUBTOTAL	309,624.22
			TUBERÍA DE ADEME	<u>71,590.92</u>
			GRAN TOTAL	381,215.14

CON PROFUNDIDAD DE 201.00 METROS

El presente calculo corresponde a los pozos 5, 6 y 7.

CONCEPTO	UNIDAD	PU	CANTIDAD	IMPORTE
Movimiento del equipo de perforación hasta una distancia de 15 km.				
Equipo con capacidad hasta 450 mts de profundidad.	Lote	2,534.78	1	2,534.78
Instalación y desmantelamiento del equipo de perforación.				
Equipo con capacidad para una profundidad de hasta 450 mts.	Lote	3,989.56	1	3,589.56
Transporte del equipo de perforación en Kms subsecuentes a los primeros 15 Km c/capacidad hasta 450 mts de profundidad.				
En camino pavimentado	Km	11.79	65	766.35
En terraceria	Km	27.75	7	166.32
En brecha	Km	47.13		
Equipo de perforación tipo rotatorio	Hora	557.43	12	6,689.16
Equipo de perforación inactivo durante el fraguado de cementaciones.				
Excavación de relleno de fosas para lodos	PG	2,472.39	1	2,472.39
Lodos de perforación	m <sup>3</sup>	129.11	81	10,458.65
Acarreo de agua en camiones tanque.				
Acarreo de agua en camiones tanque primer km	m <sup>3</sup>	17.33	300	5,199.00
Acarreo de agua en camiones tanque km subsecuente	m <sup>3</sup> km	1.35	1500	2,027.63
Perforación de pozos en 12" en material tipo				
Perforación de pozos en 12" en material tipo I de 0 a 100 mts	mts	281.30	30	8,439.57
Perforación de pozos en 12" en material tipo II de 0 a 100 mts	mts	496.07	30	14,879.91
Perforación de pozos en 12" en material tipo II de 100 a 200 mts	mts	556.26	40	22,250.42
Perforación de pozos en 12" en material tipo III de 0 a 100 mts	mts	1,007.00	40	40,280.00
Perforación de pozos en 12" en material tipo III de 100 a 200 mts	mts	1,092.59	60	65,556.00
Ampliación de perforación de pozo de 12" a 18" en material				
Tipo I de 12" a 18" de 0 a 100 mts	mts	283.58	30	8,507.47
Tipo II de 12" a 18" de 0 a 100 mts	mts	425.06	30	12,752.46
Tipo II de 12" a 18" de 100 a 200 mts	mts	447.75	40	17,910.18
Tipo III de 12" a 18" de 0 a 100 mts	mts	794.75	40	31,790.00
Tipo III de 12" a 18" de 110 a 200 mts	mts	823.88	60	49,433.21
Registro eléctrico con gráficas de resistividad y potencial natural.				
Para profundidades hasta de 450 mts	pza	6,535.82	1	6,535.84
Colocación de tubería de acero para ademe soldando las puntas con doble				

arco eléctrico de 12" diámetro * 1/4" de espesor.	mts	46.73	201	9,394.53
Colocación de filtro de grava para pozo	m <sup>3</sup>	933.93	24	22,414.46
Acarreo de grava para filtro en los kms subsecuentes al primero	m <sup>3</sup> km 18*200	2.28	4800	11,017.60
Tratamiento de pozo con dispersor de arcillas	Lt	24.57	134	3,295.24
Desarrollo y aforo o prueba de bombeo efectivo con bomba vertical + turbina para motor de combustión interna por un lapso de 24 hrs 203 mm (8") comprendida entre 103.7 y 152.5 mts /34 a 50 tramos) de longitud y motor de 180 HP nominales min.	PG	15,169.08	1	15,169.08
Hora efectiva de bombeo empleando bomba vertical + turbina accionada para motor de combustión interna en tiempos adicionales a las primeras 24 hrs 203 mm (8") comprendida entre 103.7 a 152.5 mts (34 a 50 tramos) de longitud	hrs	393.41	48	18,883.68
Carga adicional al concepto aforo 8" 150 mts	PG	2,998.99	1	2,998.99
Acarreo, carga primer km y descarga de cemento, acero, tabique, tubería, etc., en camino.				
Plano revestido y lomerio suave pavimentado.	Ton	58.58	11	909.50
Acarreo Km subsecuentes al primero de cemento, acero, tabique, tubería, etc., en camión en camino.				
Plano revestido y lomerio suave pavimentado.	Ton/Km 8*160	0.95	1760	<u>1,679.36</u>
			SUBTOTAL	398,409.00
Tubería de acero lisa	mts	384.32	25	9,608.07
Tubería de acero ranurada	mts	437.33	176	<u>76,970.54</u>
				86,578.61
			IVA	<u>8,657.86</u>
				95,236.47
			SUBTOTAL	398,409.00
			TUBERÍA DE ADEME	<u>95,236.47</u>
			GRAN TOTAL	<u>493,645.47</u>

### II.3.8 PRESUPUESTO DE EQUIPAMIENTO DE POZOS.

CONCEPTO	UNIDAD	P.U.	CANTIDAD	IMPORTE
<b>1.- LÍNEA DE ALTA TENSIÓN.</b> suministro e instalación para operar una subestacion de 75 KVA con aislamiento para 13,200 volts, conductor ACSR 15 mts.	LOTE	1	17,985.93	17,985.93
<b>2.- SUBESTACION ELÉCTRICA.</b> suministro e instalación de equipo rural en dos transformadores de 75 KVA, 13,200 a 440 volts, cortacircuitos, fusibles, apartarayos aislamientos, así como herrajes, norma C.F.E.	LOTE	1	44,616.07	44,616.07
<b>3.- EQUIPO DE BAJA TENSIÓN.</b> suministro e instalación del equipo consistente en una arrancador automático a voltaje reducido, con estación de botones de arranque y paro, luz indicadora de sobrecarga, con capacidad de 75 HP, línea eléctrica del transformador al equipo de medición DUIT, dos base para equipo de medición C.F.E. y terminales a 200 A. mas interruptor termomagnético	LOTE	1	22,693.99	22,693.99
<b>4.- EQUIPO DE BOMBEO.</b> suministro de ins. del tipo de turbina vertical, con motor flecha hueca, capaz de proporcionar un gasto de 40 I.P.S. compuesta de un motor eléctrico vertical de 75 HP. cabezal de descarga del 16 ½ * 8, columna lubricada por aceite de 8 * 21/2 * 115/16 cuerpo de tazones MC10 con 82.8 % de eficiencia, 1,760 RPM de 8 pasos, tubo de succión colador cónico y deposito con lubricador	LOTE	1	125,415.45	125,415.45
<b>5.- MÚLTIPLE DE DESCARGA.</b> suministro e instalación de múltiple de descarga para unir equipo de bombeo con la línea de conducción 8", incluye los siguientes materiales dos niples de fierro de 8" de diámetro por 50 cm de longitud, con brida soldable a los extremos, junta GIBAULT de 8 ", una válvula de compuerta de 8", un gancho de 7 mts de longitud con tubo cédula 40, válvula CHECK TEE y manometro unido a la línea	LOTE	1	46,375.25	46,375.25
<b>6.- CASETA DE CONTROL.</b> construcción de caseta de control				

donde se alojaran los controles eléctricos y los equipos de medición de C.F.E.

7.- LÍNEA ELÉCTRICA.

suministro e instalación con poste de concreto de 13 mts, cruceta galvanizada de 101 mm por 2.4, tornillos galvanizados con 16 \* 405 mm, clema remate galvanizada HT100, aislador de suspensión de 152 mm, retenidad de AT, sistema de tierra con cuatro varillas, COOPER WELD de 16 mm y 3.05 mts

LOTE	1	20,712.76	20,712.76
------	---	-----------	-----------

LOTE	.7	19,942.37	<u>13,959.66</u>
------	----	-----------	------------------

TOTAL	291,759.09
10 % IVA	<u>29,175.90</u>
GRAN TOTAL	320,934.99

### II.3.9 PRESUPUESTO DE LAS LÍNEAS DE CONDUCCIÓN.

Nº	CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	P.U.	IMPORTE
1	LIMPIA Y TRAZO	m <sup>2</sup>	6,780.00	3.31	22,441.80
2	EXCAVACIÓN CON EQUIPO EN MATERIAL "A"	m <sup>3</sup>	1,685.00	19.22	32,385.70
3	EXCAVACIÓN CON EQUIPO EN MATERIAL "B"	m <sup>3</sup>	360.00	25.55	9,198.00
4	PLANTILLA APISONADA	m <sup>3</sup>	170.00	28.17	4,788.90
5	INSTALACIÓN JUNTEO Y PRUEBA DE TUBERÍA A-C 8" DE q CLASE A-5	m.l.	2,260.00	11.37	25,696.20
6	INSTALACIÓN DE ACCESORIOS	lote	1.00	16,155.39	16,155.39
7	RELLENO COMPACTO	m <sup>3</sup>	932.00	23.70	22,088.40
8	RELLENO SIMPLE	m <sup>3</sup>	1,017.00	8.00	8,136.00
9	SUMINISTRO DE TUBERÍA DE A-C 8" DE q DE CLASE A-5	m.l.	2,260.00	103.02	232,825.20
10	SUMINISTRO DE ACCESORIOS	lote	1.00	77,434.43	77,434.43
11	FLETES Y MANIOBRAS	lote	1.00	53,010.02	53,010.02
TOTAL					504,344.16
10 % IVA					50,434.41
GRAN TOTAL					554,778.57

## CAPITULO III DISEÑO DE LA RED CON TUBERÍA DE BAJA PRESIÓN PARA LA ZONA DE RIEGO EN ESTUDIO.

### III.1 PROYECTO DE LA RED DE DISTRIBUCIÓN.

El proyecto de la red consiste en definir el trazo más adecuado, tanto en planta como en perfil, así como definir el diámetro óptimo económico de cada tramo de la red.

Para la zona de riego en estudio se eligió que la red de tubería de baja presión se proyectara con tubería de compuertas para una mejor distribución y aplicación del agua, las tomas no necesariamente deben ubicarse en la parte más alta de la parcela, lo que permite disminuir la longitud la red de distribución.

Para dar la ubicación de las tomas se emplea el plano topográfico de la zona en estudio, en el cual se deben indicar las parcelas de los usuarios.

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 longitud máxima permisible, se coloca otra línea regante a la mitad de la misma.

Para la localización de las tomas se debe considerar que el riego se traza en sentido de la máxima pendiente en cada parcela, (solo cuando no exista erosión en la parcela) de tal forma que en el sentido transversal del riego la pendiente sea mínima.

Para el mejor funcionamiento de la tubería de compuertas se debe hacer la colocación de las mismas en el sentido de la mínima pendiente.

### III.2 GASTO MODULAR.

El gasto modular es el gasto que maneja el usuario en cada toma parcelaria y es el que se adopta para el diseño de la red.

Los usuarios están acostumbrados a manejar el gasto modular, pero en caso contrario este debe ser estimado para que haga eficiente la aplicación del riego en cada parcela, dicho gasto varía de 20 a 120 lps.

En la figura 3.1 se muestran la sección transversal de un surco junto con las variables más comunes usadas en materia de riego, como son ( $h$ ) tirante del agua, ( $I$ ) infiltración del agua en el terreno al momento de aplicar el riego y ( $E$ ) espaciamiento entre surcos. (referencia bibliográfica N° 1, capítulo 1.5)

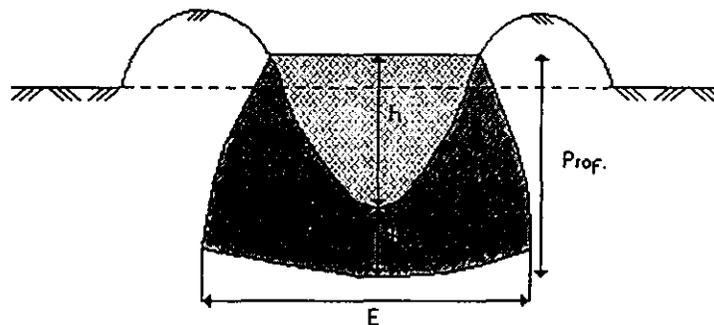


figura 3.1 sección transversal del surco

En el proyecto se obtiene primeramente el gasto unitario con la expresión siguiente:

$$Q_u = q_s / p_m$$

posteriormente de ésta misma se obtiene:

$$q_s = Q_u p_m$$

donde:

$q_s$  = gasto por surco  
 $Q_u$  = gasto unitario  
 $p_m$  = perímetro mojado

En la tabla 3.1 se presentan valores del perímetro mojado para diferentes espaciamientos, profundidades y tirantes en el surco.

PROFUNDIDAD (mts) P	TIRANTE (mts) h	ESPACIAMIENTO (E) (mts)				
		0.60	0.75	0.90	1.05	1.20
0.15	0.05	0.26	0.31	0.37	0.43	0.48
	0.10	0.42	0.50	0.59	0.67	0.76
	0.15	0.68	0.82	0.96	1.10	1.25
0.20	0.05	0.23	0.27	0.32	0.37	0.42
	0.10	0.37	0.43	0.50	0.57	0.64
	0.15	0.51	0.59	0.68	0.77	0.86
	0.20	0.74	0.87	1.00	1.14	1.28
0.25	0.05	0.21	0.25	0.29	0.33	0.37
	0.10	0.34	0.39	0.45	0.51	0.57
	0.15	0.47	0.53	0.60	0.68	0.75
	0.20	0.60	0.68	0.76	0.85	0.95
	0.25	0.81	0.93	1.05	1.18	1.32
0.30	0.05	0.20	0.23	0.27	0.30	0.34
	0.10	0.32	0.37	0.42	0.47	0.52
	0.15	0.44	0.50	0.56	0.62	0.68
	0.20	0.56	0.62	0.69	0.77	0.85
	0.25	0.68	0.76	0.84	0.93	1.03
	0.30	0.88	0.99	1.11	1.24	1.37

TABLA 3.1 Valores del perímetro mojado ( $p_m$ ) en mts., para diferentes espaciamientos (E), profundidades (P) y tirantes (h), en el surco (referencia bibliográfica N° 1, capítulo 1.5.2.2).

**Nota.-** El espaciamiento se puede suponer igual al perímetro mojado  $p_m = E$  (de acuerdo a la experiencia del IMTA, referencia bibliográfica N° 1, capítulo 1.5.3.2)

Las parcelas de la zona agrícola en estudio estarán conformadas por surcos debido a que las pendientes de las parcelas permiten una buena distribución del agua por gravedad, esto quiere decir que no se presentaran durante el riego erosiones en los surcos; también por el patron de cultivos que se encuentra en dicha zona, pues estos son sensibles a los excesos de humedad.

Para determinar el número de surcos se utiliza la siguiente relación:

$$N_{sur} = B_p / E$$

donde:

$N_{sur}$  = Número de surcos.  
 $B_p$  = Ancho de la parcela.  
 $E$  = Espaciamiento entre surcos.

cuando las condiciones geométricas en las parcelas son irregulares, se puede calcular el numero de surcos de la siguiente manera:

$$N_s = Q_a / q_s$$

donde:

$Q_a$  = gasto de riego que acostumbra el agricultor (20 a 120 lps)

Después se calcula la lamina de riego neta que se obtiene con la expresión siguiente:

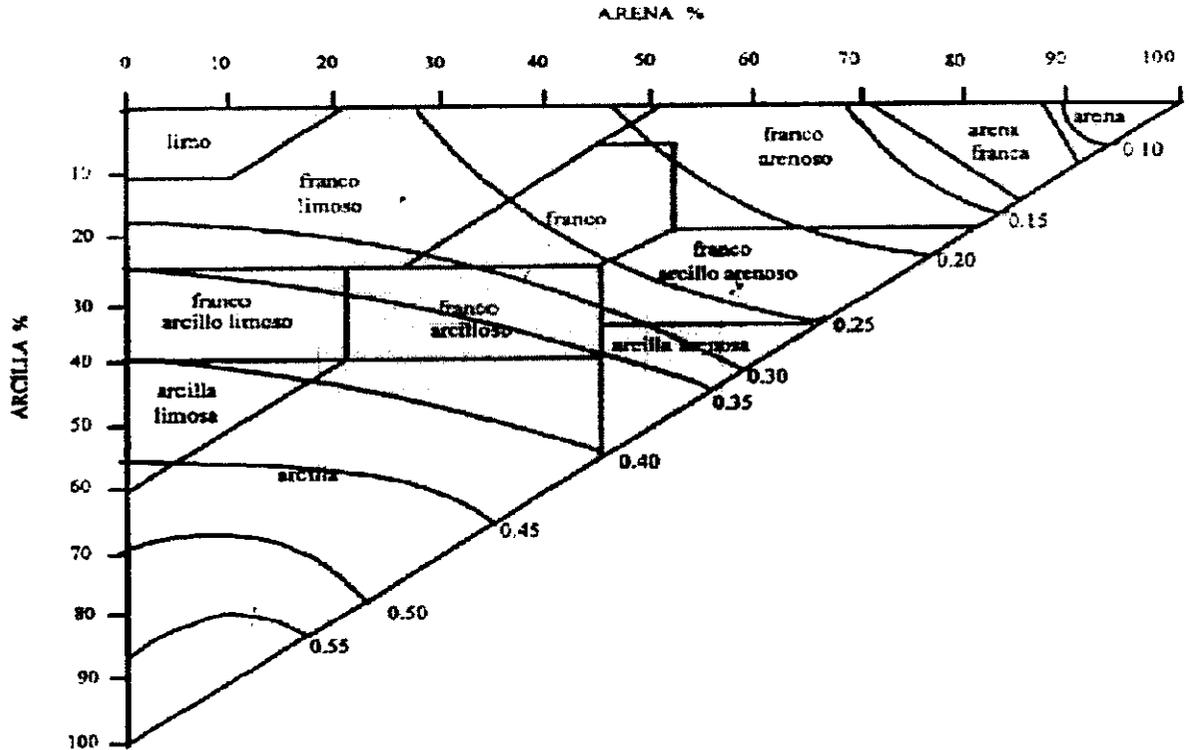
$$L_n = (\theta_{cc} - \theta_o) Pr$$

donde:

$\theta_{cc}$  = contenido de humedad a capacidad de campo (gráfica 3.1)

$\theta_o$  = contenido de humedad inicial (tabla 3.2)

Pr = profundidad de raíces del cultivo (tabla 3.3)



GRÁFICA 3.1 Propiedades volumétricas del suelo: Capacidad de campo ( $\theta_{cc}$ ,  $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ ) Adaptado de Rawls y Brakensiek, 1983. (referencia bibliográfica N° 1, capítulo 1.1.1.4)

TEXTURA DEL SUELO	PARÁMETROS			
	$\theta_o$ ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )	$\theta_s$ ( $\text{cm}^3/\text{cm}^3$ )	hf (cm)	Ks (cm/h)
ARENA	0.07	0.41	2	15
ARENA FRANCA	0.09	0.42	4	10
FRANCO ARENOSO	0.16	0.46	12	2.9
FRANCO	0.20	0.46	25	1.5
FRANCO LIMOSO	0.17	0.55	30	1.0
LIMO	0.14	0.50	35	0.8
FRANCO ARCILLO ARENOSO	0.18	0.42	12	2.0
FRANCO ARCILLOSO	0.25	0.48	38	0.4
FRANCO ARCILLO LIMOSO	0.26	0.49	60	0.15
ARCILLA ARENOSA	0.25	0.42	25	0.5
ARCILLA LIMOSA	0.32	0.48	100	0.05
ARCILLA	0.36	0.49	100	0.05

TABLA 3.2 Parámetros medios de la ecuación de infiltración de Green y Ampt (1911) utilizados para hacer el diseño del riego por gravedad, en función del tipo de suelo (Referencia bibliográfica N° 1, capítulo 1.1.2.2).

donde:

$\theta_s$  = contenido de agua a saturación

hf = succión en el frente de humedecimiento

Ks = velocidad de infiltración

CULTIVOS	PROFUNDIDAD DE RAÍCES (Pr) (mts)
ALFALFA	1.0-2.0
PLÁTANO	0.5-0.9
CEBADA	1.0-1.5
FRIJOL	0.5-0.7
REMOLACHA	0.6-1.0
ZANAHORIA	0.5-1.0
APIO	0.3-0.5
CÍTRICOS	1.2-1.5
ALGODÓN	0.7-1.7
PEPINO	0.7-1.2
VID	1.0-2.0
PASTOS	0.5-1.5
CACAHUATE	0.5-1.0
LECHUGA	0.3-0.5
AGUACATE	1.5-2.0
MAÍZ	1.0-1.7
MELÓN	1.0-1.5
OLIVO	1.2-1.7
CEBOLLA	0.3-0.5
LENTEJA	0.6-1.0
CHILE	0.5-1.0
PIÑA	0.3-0.6
PAPA	0.4-0.6
CARTAMO	1.0-2.0
SORGO	1.0-2.0
SOYA	0.6-1.3
ESPINACA	0.3-0.5
FRESAS	0.2-0.3
CAÑA DE AZÚCAR	1.2-2.0
GIRASOL	0.8-1.5
CAMOTE	1.0-1.15
TABACO	0.5-1.0
TOMATE	0.7-1.5
TRIGO	1.0-1.5

Tabla 3.3 Profundidad de raíces para diferentes cultivos (referencia bibliográfica N° 1, capítulo 1.2.1.10)

A continuación se calcula la lamina de riego bruta, para garantizar una eficiencia del requerimiento de riego de 1 y una eficiencia de aplicación de 0.9:

$$L_b = L_n / 0.9$$

También se calcula el volumen de riego unitario con la expresión siguiente:

$$V_{ru} = L_b (D)$$

donde:

D = longitud de riego (largo de la parcela)

El gasto unitario ( $Q_u$ ) se puede obtener multiplicando el gasto de riego óptimo ( $Q_o$ ) con la longitud de riego (D), es decir:

$$Q_u = Q_o (D)$$

El gasto de riego óptimo ( $Q_o$ ) se obtiene directamente de la tabla 3.4, entrando con los valores de la lamina de riego neta ( $L_n$ ) y la textura del suelo.

Tabla 3.4 valores para el diseño del riego por gravedad para  $0.05\% < S_o < 0.5\%$

TEXTURAS DEL SUELO	LAMINA DE RIEGO NETA (Ln) EN cms.															
	6				8				10				12			
	Qo (lps/m <sup>2</sup> )	Ta (min)	Tr (min)	CUC	Qo (lps/m <sup>2</sup> )	Ta (min)	Tr (min)	CUC	Qo (lps/m <sup>2</sup> )	Ta (min)	Tr (min)	CUC	Qo (lps/m <sup>2</sup> )	Ta (min)	Tr (min)	CUC
Franco arenoso	0.027	37.1	41.2	0.85	0.02	59.6	74.1	0.95	0.018	73.1	102.9	0.98	0.017	82.6	130.7	0.98
Franco	0.015	67.3	74.1	0.98	0.013	86.5	114	0.98	0.011	120.8	168.4	0.97	0.011	120.8	202	0.98
Franco limoso	0.015	66	74	0.91	0.012	95.2	123.5	0.96	0.01	133.5	185.2	0.98	0.009	165.5	246.9	0.98
Limo	0.012	82.9	92.6	0.96	0.01	113	148.2	0.97	0.009	137.3	205.8	0.96	0.008	173.2	277.8	0.96
Franco arcillo arenosa	0.0135	70.8	82.3	0.96	0.012	89.6	123.5	0.97	0.011	109.1	168.4	0.96	0.01	138.5	222.2	0.97
Franco arcillosa	0.005	153.1	222.2	0.91	0.004	235.6	370.4	0.95	0.004	235.6	463	0.92	0.003	451.2	740.7	0.97
Franco arcillo limosa	0.0023	342.3	483.1	0.98	0.002	452.6	740.7	0.95	0.0016	730.5	1557.4	0.97	0.0015	833.2	1471.7	0.97
Arcillo arenosa	0.004	181.1	227.8	0.93	0.0034	270.1	442.2	0.97	0.003	358.5	617.3	0.98	0.003	358.5	740.7	0.98
Arcillo limosa	0.0009	768.7	1234.6	0.94	0.0007	1297.7	2116.4	0.99	0.0006	1756.8	3035.8	0.97	0.0006	1758.8	3643	0.94
Arcilla	0.0008	811.9	1388.9	0.92	0.0006	1501.4	2469.1	0.99	0.0006	1501.4	3086.4	0.93	0.001	522.23	2222.2	0.95

Qo = Gasto de riego optimo

Ta = Tiempo de aplicación del riego

Tr = Tiempo requerido para el riego

CUC = Coeficiente de uniformidad de Christiansen

El tiempo en que se debe aplicar el riego se obtiene así:

$$Tr = Vru / Qu$$

Una vez obtenido el gasto de riego unitario ( $Qu$ ) se calcula el gasto máximo no erosivo ( $Qmax$ ) con la siguiente expresión:

$$Qmax = 0.75 / So$$

donde:

$So$  = pendiente longitudinal en sentido del riego

Después de este cálculo, se hace la comparación del gasto máximo no erosivo ( $Qmax$ ) con el gasto de riego unitario ( $Qu$ ), considerando las siguientes condiciones:

si	$Qmax > Qu$	SE ACEPTA LA LONGITUD DE RIEGO
si	$Qmax < Qu$	LA LONGITUD DE RIEGO SE DEBE DISMINUIR A 2,3,4 PARTES IGUALES, ESTAS PARTES SERIAN LAS TIRADAS O PUESTAS DE RIEGO POR APLICAR.

Posteriormente se determina el gasto total requerido para regar todos los surcos simultáneamente

$$Qt = Nsur qs$$

donde:

$Qt$  = Gasto total requerido.  
 $qs$  = Gasto por surco.

Y el gasto modular se calcula como sigue:

$$Qm = Qt / n$$

donde:

$Qm$  = Gasto modular.  
 $n$  = Numero de puestas de riego.

Una puesta de riego corresponde al número de surcos o amelgas regadas simultáneamente con el gasto aportado por una toma parcelaria. El número de puestas elegido debe ser tal que el gasto modular que resulte se aproxime al gasto que soliciten o acostumbren los usuarios.

### III.3 TRAZO DE LA RED.

Una vez definidas las tomas se propone el trazo de la red colectiva de riego de tal forma que todas las tomas queden conectadas a la fuente de alimentación. En el trazo de la red es conveniente seguir las siguientes recomendaciones:

- El trazo se realiza de tal forma que los ramales se alejen lo más rápidamente posible del punto de cabecera.
- Debe procurarse, que el trazo de la red sea tal que el agua avance de los puntos topográficamente más elevados hacia los más bajos.
- Los ramales de mayor capacidad deben dirigirse hacia la zona de riego con mayor demanda de agua.
- Las conexiones entre las tomas deben realizarse en forma ordenada. Puede partirse de una toma cualquiera, de preferencia de la cabecera, y a ella se le une la toma más próxima, a la

- que, a su vez, se le une una más cercana. El proceso se repite hasta que todas queden unidas.
- En el trazo que resulta puede corregirse para minimizar su longitud total, creando para ello nuevos nudos o bifurcaciones si es necesario.
  - Una toma local que deba derivar de ramal principal de la red, se traza perpendicularmente.

Estas recomendaciones son una combinación del método "trazo por lindes y método de Girette", estas son utilizadas por su simplicidad, cabe mencionar que en el trazo que resulte, se deben considerar factores sociales, topológicos, orográficos, etc..., que en un momento dado pueden modificar el trazo original. En casos justificados se realiza un trazo por linderos.

### III.4 MEDICIÓN DEL PERFIL Y LONGITUD DE LA RED.

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

### III.5 PRESIÓN REQUERIDA EN LA TOMA.

La carga en cada toma se calcula de la siguiente manera:

- Se determina el número de salidas mediante la relación:

$$N = L_t / d_c$$

donde:

N = es el número de salidas (compuertas que operan simultáneamente).

L<sub>t</sub> = longitud de la tubería por puesta de riego.

d<sub>c</sub> = distancia entre compuertas de la tubería.

- Se define el diámetro de la tubería con compuertas que se va a utilizar. El gasto que circulara por la tubería es igual al gasto modular (Q<sub>m</sub>) en caso de regar en una sola dirección, o igual a la mitad, en caso de regar en dos direcciones simultáneamente.
- Se calculan las pérdidas de carga para una tubería con salidas múltiples empleando Hazen Williams:

$$h_f = \frac{1.22 * 10^{10} (Q_c / C_{HW})^{1.852} F L_t (d_c + L_{ef})}{d_c D^{4.87}}$$

donde:

h<sub>f</sub> = es la pérdida de carga por fricción en la tubería de compuertas (mts.)

D = diámetro de la tubería con compuertas (mm.)

Q<sub>c</sub> = Gasto que entra a la tubería (LPS)

L<sub>ef</sub> = longitud equivalente para pérdidas de carga por compuerta (mts.) (aprox. 0.1 mts.)

F = coeficiente de salidas múltiples de Christiansen (adimensional)

C<sub>HW</sub> = coeficiente que depende del material de la tubería (para PVC, C<sub>HW</sub> = 145)

Para fines prácticos el coeficiente de salidas múltiple es:

$$F = 0.35063 + 1 / 2N + \sqrt{0.852 / 6N^2}$$

- Se calcula la pérdida por fricción en la tubería ciega localizada entre la toma y la tubería de compuertas, en caso de ser necesario. Esto ocurre, por ejemplo, cuando la distancia entre la toma y el extremo en el ancho de la parcela es mayor que la longitud requerida para una puesta de riego. Dicha pérdida esta dada, según Hazen-Williams.

$$hf_2 = \frac{1.22 * 10^{10} (Qc/C_{HW})^{1.852} L_2}{dc D^{4.87}}$$

donde:

hf<sub>2</sub> = es la pérdida de carga por fricción en la tubería ciega (mts.)  
 D<sub>2</sub> = diámetro de la tubería ciega (mm.)  
 Qc = Gasto que entra a la tubería (LPS)  
 L<sub>2</sub> = longitud de la tubería ciega (mts.)  
 C<sub>HW</sub> = coeficiente que depende del material de la tubería (para PVC, C<sub>HW</sub>=145)

- Por ultimo se calcula la presión en la entrada (he) de la siguiente manera:

$$he = D / 2000 + 0.1 + h + \frac{3}{4} hf + hf_2 + (SL/2000)$$

donde:

he = es la carga media sobre la compuerta (mts.)  
 S = la pendiente del terreno en el sentido del riego (%) (+, si sube y -, si baja)  
 L = la longitud desde la toma al extremo del ancho de la parcela (Lt+L<sub>2</sub>) (mts.)

La carga media sobre la compuerta para obtener el gasto deseado, se obtiene a partir de las tablas que reporta el fabricante. En la tabla 3.5 se presenta una reportada por "Tubos Flexibles S.A de C.V."

CARGA (m.c.a.)	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

Tabla 3.5 Caudal en LPS para compuerta, en función de la carga sobre la compuerta.  
 m.c.a. (metros de columna de agua).

Cuando la pendiente sea negativa y resulte he menor o igual a (D+0.1), entonces debe tomarse como carga en la toma un valor igual a (D+0.1).

### III.6 DIMENSIONAMIENTO DE LA RED MEDIANTE UN CRITERIO OPTIMO

#### III.6.1 TOPOLOGÍA DE UNA RED ABIERTA

Con la idea de unificar criterios se definen los siguientes conceptos:

Tipos de energía: Los tipos de energía que se presentan en el movimiento de los líquidos son : energía cinética, de presión y potencial o de posición; que al ser consideradas en una corriente líquida por unidad de peso se les denomina cargas, dando lugar a la carga de velocidad, carga de

presión y carga de posición respectivamente; las expresiones que las representan son las siguientes:

$$h_v = v^2 / 2g$$

$$h_p = p/g$$

$$h_z = Z$$

donde :

$h_v$  = carga de velocidad (mts)

$h_p$  = carga de presión (mts)

$h_z$  = carga de posición (mts)

$v$  = velocidad media del agua en la tubería (m/s)

$g$  = aceleración de la gravedad ( $9.81 \text{ m/s}^2$ )

$p$  = presión sobre la línea centro de la tubería ( $\text{kg/m}^2$ )

$g$  = peso específico del agua, ( $1000 \text{ kg/m}^3$ )

$Z$  = desnivel entre la línea centro de la tubería y un plano de referencia (mts)

**Líneas de energía:** Se pueden definir tres tipos diferentes de líneas de energía; depende de ello que se relacionen una, dos o tres de las cargas consideradas anteriormente. Estas son:

$$LG = Z$$

$$LP = Z + p/g$$

$$LE = Z + p/g + v^2 / 2g$$

donde:

**LG** = línea geométrica que corresponde al eje longitudinal de la tubería y que representa en cada punto la carga de posición vinculada con el plano de referencia.

**LP** = línea piezométrica que se determina uniendo los puntos que alcanzaría el fluido circulante en distintos piezómetros conectados a lo largo de la tubería. Análíticamente es la suma de las cargas de posición y de presión.

**LE** = línea de energía total que resulta de sumar en cada punto de la tubería las alturas piezométricas y la carga de velocidad. Expresa en cada punto la energía total del fluido.

**Tubería:** Es cualquier conducto cerrado de desarrollo importante ( longitud alrededor de 500 veces su diámetro) que transporta fluidos.

**Tramo:** Segmento de tubería (en que se mantiene constante el caudal) de longitud L variable que une dos nudos de bifurcación con servicio.

**Ramal:** Conjunto de tramos enlazados sin ninguna derivación de tramos aguas abajo de cualquiera de ellos.

**Arteria:** Trayecto principal en una agrupación de ramales

**Terminal:** Final del tramo de cola de un ramal o de una arteria.

Red abierta: Una red es abierta o ramificada cuando esta constituida por dos o más arterias que se dividen en cierto nudo y no vuelven a unirse aguas abajo.

En la figura 3.2 se muestra una red abierta, una agrupación de ramales la constituyen los tramos 3, 5, 7 y 8. En esta, el trayecto principal o arteria seria, por ejemplo, la constituida por los tramos 2, 4, 6 y 8. Definida la arteria, los demás tramos, en este caso 3, 5 y 7, son los ramales dentro de esta agrupación.

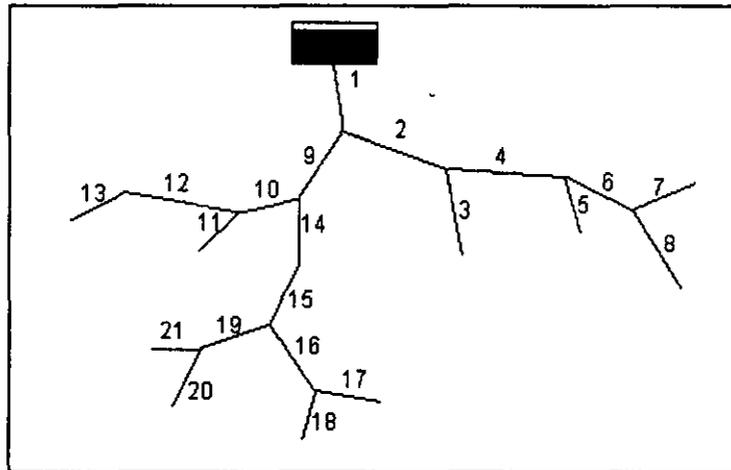


Figura 3.2 Red abierta.

Como una orientación en la tabla 3.6 se presentan las velocidades máximas y mínimas permisibles en función del diámetro de la tubería.

DIÁMETRO (mm)	V min. (m/s)	V max. (m/s)
1000	0.50	3.10
900	0.50	3.10
800	0.50	3.10
700	0.50	3.10
600	0.50	3.10
500	0.50	2.85
450	0.50	2.85
400	0.50	2.50
350	0.50	2.30
300	0.40	2.25
250	0.40	2.15
200	0.35	2.05
150	0.25	1.95
125	0.25	1.85
100	0.20	1.80

Tabla 3.6 velocidades máximas y mínimas permisibles en tuberías Fuente : (Labye Y. 1988).

Si para cada diámetro, se fijan los límites de velocidad máxima y mínima a través de la ecuación de continuidad, se pueden obtener los valores correspondientes al gasto máximo y mínimo que es posible transportar en un tramo de tubería con un diámetro determinado, de la siguiente manera:

$$Q_{\text{máx}} = A_i V_{\text{máx}}$$

$$Q_{\text{mín}} = A_i V_{\text{mín}}$$

donde :

$Q_{m\acute{a}x}$  = caudal máximo que puede transportar un tramo de tubería ( $m^3/seg$ )

$Q_{mn}$  = caudal mínimo que puede transportar un tramo de tubería ( $m^3/seg$ )

$A_i$  = área de la sección transversal del tramo de tubería en  $m^2$

$A_i = (3.1416 \cdot D_i^2) / 4$

$V_{m\acute{a}x}$  = velocidad máxima  $m/s$

$V_{mn}$  = velocidad mínima  $m/s$

La presión nominal es la presión interna, para la cual se ha diseñado la tubería con un coeficiente de seguridad que puede mantenerse sin fallo durante su vida útil. La presión de trabajo es la presión interna a la que puede estar sometida una tubería en servicio.

La presión de trabajo se corresponde con la presión nominal a menos que la temperatura de funcionamiento sea diferente de la de diseño de tubería, en cuyo caso la presión de trabajo se obtiene al multiplicar la presión nominal por un coeficiente corrector.

Para el caso que se esta considerando, la carga de presión máxima a que estará sujeta la red se obtiene con la siguiente expresión:

$$\left(\frac{P_i}{\gamma}\right)_{m\acute{a}x} = Z_1 - \left[Z + \left(\frac{P_i}{\gamma}\right)\right]$$

donde :

$\left(\frac{P_i}{\gamma}\right)_{m\acute{a}x}$  = carga de presión máxima en toda la red (mts)

$\left(\frac{P_i}{\gamma}\right)$  = carga de presión mínima de funcionamiento del nudo  
con cota piezométrica más baja (mts)

$Z_1$  = cota geométrica de la cabecera de la red (mts)

$Z$  = cota geométrica del nudo con cota piezométrica mas baja (mts)

La carga de presión máxima se presentará en el caudal nulo, estando la red bajo carga. En función del valor que resulta para la carga de presión máxima, la cual se puede transformar en un valor equivalente de presión de trabajo, se elige una clase de tubería cuya presión nominal sea mayor que la carga de presión máxima, pero lo mas próximo a esta.

### III.6.2 DIMENSIONAMIENTO ÓPTIMO.

El dimensionamiento óptimo consiste básicamente en seleccionar el diámetro más pequeño posible para cada tramo de la red; esto 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 de presión y de gasto

### III.6.3 DISEÑO HIDRÁULICO.

En general, el diseño hidráulico de la red tiene por objeto conseguir que la línea de energía está siempre por encima de los puntos de control (tomas de riego y nudos intermedios en donde se exige una carga de presión mínima disponible), pero lo más cercano posible a ellos, ya que en caso contrario se estará desperdiciando carga; en consecuencia, para poder efectuar el diseño hidráulico es necesario evaluar las pérdidas de carga a partir de las cargas de presión y caudales que se precisan en las tomas de riego.

Las pérdidas que se producen en la red se deben, por una parte, a la fricción del agua con las paredes de las tuberías 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, localizadas. Tanto unas como otras se expresan como un porcentaje de la carga de velocidad.

Existen muchas fórmulas publicadas y usadas para el cálculo de las pérdidas de carga por fricción. Para fines técnicos comúnmente se utilizan las siguientes:

Formula de Darcy-Weisbach.

$$hf = f L/D v^2 / 2g$$

Formula de Hazen-Williams.

$$hf = (v/(0.355 C_{HW} D^{0.63}))^{1.852} L$$

Formula de Manning.

$$hf = 6.3496 (n^2 L / D^{4/3}) v^2$$

donde:

hf = pérdidas de carga por fricción (mts.)

f = Coeficiente de fricción que depende del tipo de material y de la velocidad del agua en la tubería así como de la viscosidad del agua (adimensional)

C<sub>HW</sub> = coeficiente de Hazen-Williams que depende del material de la tubería (adimensional)

L = longitud de la tubería (mts.)

D = diámetro de la tubería (mts.)

v = velocidad media del agua en la tubería (m/s)

g = aceleración de la gravedad (9.81 m/s<sup>2</sup>)

Para el calculo de las perdidas de carga localizadas, existe para cada accesorio una expresión particular, a través de la cual se determina la perdida provocada por este. Sin embargo dado que estas son pequeñas, comparadas con las de fricción, normalmente se expresan como un porcentaje de aquellas al efectuar el dimensionamiento de la red

### III.7 RESULTADOS DEL SISTEMA PROPUESTO.

A continuación se presentan los resultados del sistema de riego por tubería, los cuales se obtuvieron con ayuda de las fórmulas antes mencionadas.

Como se sabe el área de estudio está comprendida por tres diferentes tipos de suelo (ver en anexos plano de series y fases de suelos), en la agricultura se deben de tener en cuenta los tipos y series de suelos para aplicar uniformemente el riego. A continuación se presentan las características físicas de la zona agrícola en estudio que se necesitaron para el desarrollo de este trabajo.

Cabe mencionar que se evaluaron dos tipos diferentes de tuberías (A-C y PVC) para dar finalmente una alternativa con mayor rendimiento y menor costo.

SERIE	TEXTURA	CLASIFICACIÓN AGRÍCOLA	HUMEDAD EN EL SUELO		
			CAPACIDAD DE CAMPO	CONTENIDO VOLUMÉTRICO ÓPTIMO	PUNTO DE MARCHITEZ PERMANENTE
VELADERO	ARCILLOSA	2 <sup>a</sup> -3 <sup>a</sup>	0.55	0.36	0.32
TAMBOR	FRANCA	3 <sup>a</sup>	0.24	0.20	0.13
CAPILLAS	FRANCO-ARCILLO-ARENOSA	3 <sup>a</sup>	0.23	0.18	0.15

TABLA 3.7 Características físicas de las diferentes series de suelos en la zona agrícola en estudio.

CULTIVOS DE LA ZONA EN ESTUDIO	HFU mm	ETP mm/día	Irc días	DÍAS NO LABORABLES	Ire días
FRIJOL	90.00	6	15.00	4.00	11.00
PEPINO	100.00	6	16.67	6.00	10.67
MAÍZ	120.00	6	20.00	6.00	14.00
PAPA	50.00	6	8.33	4.00	4.33
SORGO	110.00	6	18.33	6.00	12.33
JICAMA	130.00	6	21.67	6.00	15.67
TOMATE	180.00	6	30.00	10.00	20.00
CALABAZA	40.00	6	6.67	2.00	4.67
GARBANZO	120.00	6	20.00	6.00	14.00
AGUACATE	105.00	6	17.50	6.00	11.50
CALABACITA	40.00	6	6.67	2.00	4.67
CHÍCHARO	90.00	6	15.00	6.00	9.00

TABLA 3.8 Intervalo de riego efectivo de acuerdo al cultivo.

NOTA.- HFU = humedad fácilmente aprovechable (min)  
ETp = evapotranspiración en la zona de estudio (max)  
Irc = intervalo de riego crítico  
Ire = intervalo de riego efectivo

TABLA 3.9 PENDIENTES TOPOGRÁFICAS DE LAS PARCELAS.

Nº DE PARCELA	COTA INICIAL	COTA FINAL	DESNIVEL (mts.)	LONGITUD (mts.)	PENDIENTE (So) %
4324	1035.00	1033.70	1.30	185	0.70
4320	1033.80	1032.95	0.85	200	0.42
4310	1032.50	1031.00	1.50	315	0.48
4315	1032.50	1030.00	2.50	315	0.79
4323	1034.60	1030.00	4.60	235	1.96
4319	1033.62	1032.70	0.92	195	0.47
4314	1032.90	1030.00	2.90	295	0.98
4317	1033.00	1030.00	3.00	208	1.44
4318	1033.10	1032.20	0.90	190	0.47
4313	1032.75	1030.00	2.75	145	1.90
4312	1032.40	1030.00	2.40	190	1.26
4208	1031.60	1030.00	1.60	225	0.71
5408	1038.90	1037.15	1.75	205	0.85
5407	1038.00	1036.80	1.20	205	0.59
5406	1037.90	1036.30	1.60	220	0.73
5403	1037.30	1035.40	1.90	215	0.88
5404	1038.00	1035.15	2.85	150	1.90
4411	1037.10	1035.00	2.10	165	1.27
4405	1036.00	1035.25	0.75	370	0.20
4404	1036.00	1035.10	0.90	370	0.24
4410	1035.40	1035.10	0.30	450	0.07
4409	1035.40	1035.00	0.40	400	0.10
4412	1035.35	1034.80	0.55	320	0.17
4408	1035.40	1030.00	5.40	175	3.09

4321	1034.50	1030.00	4.50	220	2.05
4311	1036.10	1031.70	4.40	315	1.40
5303	1037.80	1034.95	2.85	350	0.81
5301	1036.15	1035.45	0.70	65	1.08
5302	1037.60	1035.95	1.65	155	1.06
4322	1034.60	1030.00	4.60	230	2.00
5312	1036.25	1034.40	1.85	310	0.60
5402	1040.00	1036.10	3.90	250	1.56
4406	1039.20	1036.05	3.15	225	1.40
4407	1039.00	1033.10	5.90	160	3.69
4502	1039.00	1033.80	5.20	500	1.04
5316	1039.35	1037.05	2.30	190	1.21
5314	1038.00	1035.05	2.95	190	1.55
5311	1036.90	1032.00	4.90	218	2.25
5315	1038.90	1036.00	2.90	210	1.38
5313	1037.05	1033.90	3.15	185	1.70
5310	1036.00	1030.00	6.00	198	3.03
5309	1039.00	1035.40	3.60	405	0.89
5212	1037.90	1036.10	1.80	200	0.90
5308	1036.95	1035.40	1.55	185	0.84
5307	1035.40	1034.50	0.90	200	0.45
5306	1034.60	1034.00	0.60	200	0.30
5305	1033.80	1032.00	1.80	210	0.86
5209	1038.00	1035.05	2.95	195	1.51
5210	1036.05	1034.20	1.85	185	1.00
5208	1035.30	1034.00	1.30	190	0.68
5207	1034.55	1032.80	1.75	350	0.50
5401	1044.15	1041.05	3.10	235	1.32
5411	1042.30	1038.95	3.35	240	1.40
5410	1039.50	1038.50	1.00	405	0.25
5409	1039.30	1037.80	1.50	205	0.73
5317	1038.60	1035.20	3.40	335	1.01
5318	1038.90	1034.00	4.90	165	2.97
5319	1040.30	1034.00	6.30	180	3.50
6501	1086.00	1085.00	1.00	310	0.32
5508	1086.00	1085.00	1.00	300	0.33
5507	1086.00	1085.00	1.00	175	0.57
5417	1086.00	1085.00	1.00	195	0.51
5416	1086.00	1085.00	1.00	310	0.32
6408	1086.00	1085.00	1.00	200	0.50
5415	1085.00	1050.00	35.00	210	16.67
5408	1048.00	1043.00	5.00	50	10.00
5413	1053.00	1041.20	11.80	250	4.72
5412	1053.00	1039.05	13.95	250	5.58
6213	1059.00	1048.00	11.00	150	7.33
6311	1051.00	1044.40	6.60	150	4.40

6310	1047.10	1043.10	4.00	280	1.43
6306	1045.00	1041.60	3.40	255	1.33
5323	1041.60	1040.60	1.00	200	0.50
5321	1040.40	1038.80	1.60	190	0.84
5320	1041.70	1038.00	3.70	370	1.00
6305	1043.00	1040.00	3.00	180	1.67
6308	1044.80	1042.30	2.50	185	1.35
6309	1054.00	1043.00	11.00	300	3.67
6307	1044.05	1041.10	2.95	175	1.69
6304	1042.40	1039.80	2.60	180	1.44
5322	1040.00	1037.90	2.10	190	1.11
5211	1046.00	1037.90	8.10	150	5.40
6201	1045.70	1038.20	7.50	250	3.00
6205	1047.10	1039.20	7.90	230	3.43
6206	1044.10	1041.00	3.10	165	1.88
6202	1049.70	1044.00	5.70	180	3.17
6203	1060.00	1048.30	11.70	200	5.85
6402	1075.00	1052.95	22.05	280	7.87
6407	1052.05	1050.00	2.05	180	1.14
6405	1055.00	1046.80	8.20	185	4.43
6404	1055.50	1045.10	10.40	300	3.47
6403	1048.80	1044.20	4.60	300	1.53
5414	1048.00	1042.80	5.20	280	1.86
7301	1075.00	1047.00	28.00	275	10.18
6406	1052.10	1046.70	5.40	335	1.61
6302	1049.00	1044.00	5.00	345	1.45
6303	1048.40	1044.80	3.60	250	1.44
6401	1045.95	1043.80	2.15	250	0.86
6301	1046.45	1042.30	4.15	120	3.46
5304	1044.90	1040.20	4.70	355	1.32

Se encuentra el punto mas desfavorable en la red para calcular la presión máxima que pueda existir.:

**DATOS:**

Lote	Nº 5310
Cota inicial	1036 msnm
Cota final	1030 msnm
Desnivel	6.00 mts
Longitud	198 mts
Diámetro de tubería	1.25" = 0.0317 mts
Profundidad del punto considerado (Zo-Z)	6.8317-0.0158 = 6.8158 mts
Presión atmosférica (Pa)	10333 kg/m <sup>2</sup>
Peso volumétrico del agua (γ)	1000 kg/m <sup>3</sup>

La presión se obtiene de la ecuación de Pascal

$$Pa/\gamma + Z_o = P/\gamma + Z$$

de esta se obtiene:

$$P = Pa + \gamma (Z_o - Z)$$

$$P = 10333 \text{ kg/m}^2 + 1000 \text{ kg/m}^3 (6.83175 \text{ mts} - 0.015875 \text{ mts})$$

$$P = 17148.875 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 1.715 \text{ kg/cm}^2$$

Esta presión quiere decir que se puede utilizar cualquier clase de tubería de PVC debido a que la presión calculada es mínima con respecto a las establecidas en la tabla 3.10; pero en estos casos la elección de la clase o tipo de tubería se calcula con la "Relacion de Dimensiones"

TABLA 3.10 Presión de trabajo y presión de reventamiento en tubería de P.V.C.

RELACION DE DIMENSIONES RD (SERIE INGLESA)	PRESIÓN MÍNIMA DE REVENTAMIENTO SEGÚN NORMA DGN-E12-1968 kg/cm <sup>2</sup>	PRESIÓN MÁXIMA DE TRABAJO SEGÚN NORMA DGN-E-12-1969 kg/cm <sup>2</sup>
64	14	4.5
41	22.4	7.1
32.5	28.0	8.7
26	35.5	11.2

De acuerdo a la presión obtenida y a la tabla 3.10 de las Normas de la Asociación Mexicana de Industrias de Tuberías Plásticas A.C. 1977 (AMITUP) se eligen las clases de tubería con ayuda de la expresión siguiente:

$$RD = D / e$$

donde:

RD = Relación de Dimensiones.

D = Diámetro exterior de la tubería..

e = Espesor mínimo de pared.

TABLA 3.11 Relacion de dimensiones "RD" para la red de tubería.

MEDIDA NOMINAL	DIAMETRO EXTERIOR	ESPEJOR DE PARED MÍNIMO	DIÁMETRO INTERIOR PROMEDIO	RD CALCULADO	RD COMERCIAL
mm	mm	mm	mm		
25	33.4	1.5	30.0	22.26	26
32	42.2	1.6	38.6	26.37	26
38	48.3	1.5	44.9	32.20	32.5
50	60.3	1.5	56.9	40.20	41
75	88.9	1.5	85.5	59.26	64
100	114.3	1.8	110.3	63.50	64
150	168.3	2.6	162.7	64.73	64

Los diámetros anteriores fueron calculados en la tabla 3.14

TABLA 3.12 Tiempos de riego, gastos y numero de puestas de riego para cada lote

LOTE	CULTIVO	$\theta_{sc}$ (cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> )	$\theta_s$ (cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> )	Pr (cms)	Ln (cms)	Lb (cms)	Bp (mts)	D (mts)	Vru (m <sup>2</sup> )	Qo (lps/m <sup>2</sup> )	Qu (lps/m)	So (%)	Qmax (lps)	E (mts)	pm (m)	qs (lps)	Qa (lps)	Nsur que puede regar	Nsur en la parcela	numero de puestas o tendidas de riego		qs (lps)	Tr (min)
																				calculadas	redondeadas		
4324	PAPA	0.23	0.18	50	2.5	2.78	160	75	2.08	0.0135	1.0125	0.70	1.07	0.75	0.82	0.83	40	48.18	213.333	4.43	5	0.94	34.29
4320	PAPA	0.23	0.18	50	2.5	2.78	160	130	3.61	0.0135	1.7550	0.42	1.76	0.75	0.82	1.44	40	27.80	213.333	7.68	8	1.50	34.29
4310	SORGO	0.23	0.18	150	7.5	8.33	100	130	10.83	0.0120	1.5600	0.48	1.58	0.90	0.96	1.50	40	26.71	111.111	4.18	5	1.80	115.74
4315	SORGO	0.23	0.18	150	7.5	8.33	175	75	6.25	0.0120	0.9000	0.79	0.95	0.90	0.96	0.86	40	46.30	194.444	4.20	5	1.03	115.74
4323	SORGO	0.23	0.18	150	7.5	8.33	190	30	2.50	0.0120	0.3600	1.96	0.38	0.90	0.96	0.35	40	115.74	211.111	1.82	2	0.38	115.74
4319	PAPA	0.23	0.18	50	2.5	2.78	190	115	3.19	0.0135	1.5525	0.47	1.59	0.75	0.82	1.27	40	31.42	253.333	8.06	9	1.42	34.29
4314	PAPA	0.23	0.18	50	2.5	2.78	175	55	1.53	0.0135	0.7425	0.98	0.76	0.75	0.82	0.61	40	65.70	233.333	3.55	4	0.69	34.29
4317	PAPA	0.23	0.18	50	2.5	2.78	170	35	0.97	0.0135	0.4725	1.44	0.52	0.75	0.82	0.39	40	103.24	226.667	2.20	3	0.53	34.29
4318	PAPA	0.23	0.18	50	2.5	2.78	170	115	3.19	0.0135	1.5525	0.47	1.58	0.75	0.82	1.27	40	31.42	226.667	7.21	8	1.41	34.29
4313	PAPA	0.23	0.18	50	2.5	2.78	180	30	0.83	0.0135	0.4050	1.90	0.40	0.75	0.82	0.33	40	120.45	240.00	1.99	2	0.33	34.29
4312	PAPA	0.23	0.18	50	2.5	2.78	165	40	1.11	0.0135	0.5400	1.26	0.59	0.75	0.82	0.44	40	90.33	220.00	2.44	3	0.55	34.29
4208	PAPA	0.23	0.18	50	2.5	2.78	100	75	2.08	0.0135	1.0125	0.71	1.05	0.75	0.82	0.83	40	48.18	133.333	2.77	3	0.90	34.29
nt=12																10.12				11.47			
5408	GARBANZO	0.24	0.20	120	4.8	5.33	80	55	2.93	0.0150	0.8250	0.85	0.88	0.90	0.96	0.79	40	50.51	88.8889	1.76	2	0.90	59.26
5407	GARBANZO	0.24	0.20	120	4.8	5.33	75	85	4.53	0.0150	1.2750	0.59	1.28	0.90	0.96	1.22	40	32.68	83.3333	2.55	3	1.44	59.26
5406	GARBANZO	0.24	0.20	120	4.8	5.33	90	65	3.47	0.0150	0.9750	0.73	1.03	0.90	0.96	0.94	40	42.74	100.00	2.34	3	1.20	59.26
5403	PAPA	0.24	0.20	50	2	2.22	135	55	1.22	0.0150	0.8250	0.88	0.85	0.75	0.82	0.68	40	59.13	180.00	3.04	4	0.89	24.69
5404	PAPA	0.24	0.20	50	2	2.22	40	25	0.58	0.0150	0.3750	1.90	0.39	0.75	0.82	0.31	40	130.08	53.3333	0.41	1	0.75	24.69
4411	PAPA	0.24	0.20	50	2	2.22	65	35	0.78	0.0150	0.5250	1.27	0.59	0.75	0.82	0.43	40	92.92	86.6667	0.93	1	0.46	24.69
4405	PAPA	0.24	0.20	50	2	2.22	90	245	5.44	0.0150	3.6750	0.20	3.70	0.75	0.82	3.01	40	13.27	120.00	9.04	10	3.33	24.69
4404	CALABAZA	0.24	0.20	50	2	2.22	110	205	4.56	0.0150	3.0750	0.24	3.08	0.75	0.82	2.52	40	15.86	146.667	9.25	10	2.73	24.69
4410	CALABAZA	0.24	0.20	50	2	2.22	95	400	8.89	0.0150	6.0000	0.07	11.25	0.75	0.82	4.92	40	8.13	126.667	15.58	16	5.05	24.69
4409	PAPA	0.24	0.20	50	2	2.22	105	400	8.89	0.0150	6.0000	0.10	7.50	0.75	0.82	4.92	40	8.13	140.00	17.22	18	5.14	24.69
4412	PAPA	0.24	0.20	50	2	2.22	50	290	6.44	0.0150	4.3500	0.17	4.36	0.75	0.82	3.57	40	11.21	68.67	5.95	6	3.60	24.69
4408	PAPA	0.24	0.20	50	2	2.22	175	45	6.44	0.0050	0.2250	3.09	0.24	0.75	0.82	0.18	40	216.80	233.33	1.08	2	0.34	477.37
4321	PAPA	0.24	0.20	50	2	2.22	200	70	1.00	0.0050	0.3500	2.05	0.37	0.75	0.82	0.29	40	139.37	266.67	1.91	2	0.30	47.62
4311	PAPA	0.24	0.20	50	2	2.22	165	35	1.56	0.0150	0.5250	1.40	0.54	0.75	0.82	0.43	40	92.92	220.00	2.37	4	0.73	49.38
5303	PAPA	0.24	0.20	50	2	2.22	145	60	0.78	0.0150	0.9000	0.81	0.92	0.75	0.82	0.74	40	54.20	193.33	3.57	4	0.83	14.40
5301	PAPA	0.24	0.20	50	2	2.22	65	45	1.33	0.0150	0.6750	1.08	0.70	0.75	0.82	0.55	40	72.27	86.67	1.20	2	0.92	32.92
5302	PAPA	0.24	0.20	50	2	2.22	155	45	1.00	0.0150	0.6750	1.06	0.70	0.75	0.82	0.55	40	72.27	206.67	2.66	3	0.58	24.69
4322	PAPA	0.24	0.20	50	2	2.22	135	75	1.00	0.0050	0.3750	2.00	0.38	0.75	0.82	0.31	40	130.08	180.00	1.38	2	0.44	44.44
5312	PAPA	0.24	0.20	50	2	2.22	150	250	1.67	0.0050	1.2500	0.60	1.26	0.75	0.82	1.03	40	39.02	200.00	5.13	6	1.20	22.22
nt=19																27.39				30.84			
5402	GARBANZO	0.55	0.36	120	22.8	25.33	250	280	70.93	0.0010	0.2800	1.56	0.48	0.90	0.96	0.27	40	148.81	277.78	1.87	2	0.29	4222.22
4406	PAPA	0.55	0.36	50	9.5	10.56	250	280	29.56	0.0006	0.1680	1.40	0.54	0.75	0.82	0.14	40	290.36	333.33	1.15	2	0.24	2932.10
4407	GARBANZO	0.23	0.18	120	6	6.67	160	14	0.93	0.0135	0.1890	3.69	0.20	0.90	0.96	0.18	40	220.46	177.78	0.81	1	0.23	82.30
4502	GARBANZO	0.23	0.18	120	6	6.67	130	50	3.33	0.0135	0.6750	1.04	0.72	0.90	0.96	0.65	40	61.73	144.44	2.34	3	0.83	82.30
nt=4																1.24				1.58			
5316	GARBANZO	0.24	0.20	120	4.8	5.33	185	40	2.13	0.0150	0.6000	1.21	0.62	0.90	0.96	0.58	38	65.97	205.56	3.12	4	0.74	59.26
5314	GARBANZO	0.24	0.20	120	4.8	5.33	185	30	1.60	0.0150	0.4500	1.55	0.48	0.90	0.96	0.43	38	87.96	205.56	2.34	3	0.55	59.26

5311	GARBANZO	0.24	0.20	120	4.8	5.33	115	20	1.07	0.0150	0.3000	2.25	0.33	0.90	0.96	0.29	38	131.94	127.78	0.97	1	0.30	59.26
------	----------	------	------	-----	-----	------	-----	----	------	--------	--------	------	------	------	------	------	----	--------	--------	------	---	------	-------

LOTE	CULTIVO	$\theta_{cc}$ (cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> )	$\theta_o$ (cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> )	Pr (cms)	Ln (cms)	Lb (cms)	Bp (mts)	D (mts)	Vru (m <sup>2</sup> )	Qo (lps/m <sup>2</sup> )	Qu (lps/m)	So (%)	Qmax (lps)	E (mts)	pm (m)	qs (lps)	Qa (lps)	Nsur que puede regar	Nsur en la parcela	numero de puestas o tendidas de riego		Tr (min)	
																				qs (lps)			
																				calculadas	redondeadas		
5315	AGUACATE	0.24	0.20	180	7.2	8.00	185	40	3.20	0.0130	0.5200	1.38	0.54	1.05	1.10	0.57	38	66.43	176.19	2.65	3	0.65	102.56
5313	AGUACATE	0.24	0.20	180	7.2	8.00	180	30	2.40	0.0130	0.3900	1.70	0.44	1.05	1.10	0.43	38	88.58	171.43	1.94	2	0.44	102.56
5310	AGUACATE	0.24	0.20	180	7.2	8.00	120	15	1.20	0.0130	0.1950	3.03	0.25	1.05	1.10	0.21	38	177.16	114.29	0.65	1	0.33	102.56
5309	GARBANZO	0.24	0.20	120	4.8	5.33	125	55	2.93	0.0150	0.8250	0.89	0.84	0.90	0.96	0.79	38	47.98	138.89	2.89	3	0.82	59.26
5212	GARBANZO	0.24	0.20	120	4.8	5.33	200	55	2.93	0.0150	0.8250	0.90	0.83	0.90	0.96	0.79	38	47.98	222.22	4.63	5	0.86	59.26
5308	GARBANZO	0.24	0.20	120	4.8	5.33	185	60	3.20	0.0150	0.9000	0.84	0.90	0.90	0.96	0.86	38	43.98	205.56	4.67	5	0.92	59.26
5307	JICAMA	0.24	0.20	130	5.2	5.78	85	110	6.36	0.0150	1.6500	0.45	1.67	0.90	0.96	1.58	38	23.99	94.44	3.94	4	1.61	64.20
5306	GARBANZO	0.24	0.20	120	4.8	5.33	100	165	8.80	0.0150	2.4750	0.30	2.50	0.90	0.96	2.38	38	15.99	111.11	6.95	7	2.39	59.26
5305	GARBANZO	0.24	0.20	120	4.8	5.33	145	55	2.93	0.0150	0.8250	0.86	0.88	0.90	0.96	0.79	38	47.98	161.11	3.36	4	0.94	59.26
5209	GARBANZO	0.24	0.20	120	4.8	5.33	190	30	1.60	0.0150	0.4500	1.51	0.50	0.90	0.96	0.43	38	87.98	211.11	2.40	3	0.54	59.26
5210	GARBANZO	0.24	0.20	120	4.8	5.33	190	50	2.67	0.0150	0.7500	1.00	0.75	0.90	0.96	0.72	38	52.78	211.11	4.00	4	0.72	59.26
5208	GARBANZO	0.24	0.20	120	4.8	5.33	195	70	3.73	0.0150	1.0500	0.88	1.10	0.90	0.96	1.01	38	37.70	216.67	5.75	6	1.05	59.26
5207	GARBANZO	0.24	0.20	120	4.8	5.33	125	100	5.33	0.0150	1.5000	0.50	1.50	0.90	0.96	1.44	38	26.39	138.89	5.26	6	1.64	59.26
nt=16																13.31				14.52			
5401	FRIJOL	0.24	0.20	60	2.4	2.67	235	35	0.93	0.0150	0.5250	1.32	0.57	0.75	0.82	0.43	40	92.92	313.33	3.97	4	0.51	29.63
5411	FRIJOL	0.24	0.20	60	2.4	2.67	240	35	0.93	0.0150	0.5250	1.40	0.54	0.75	0.82	0.43	40	92.92	320.00	3.44	4	0.50	29.63
5410	FRIJOL	0.24	0.20	60	2.4	2.67	105	200	5.33	0.0150	3.0000	0.25	3.04	0.75	0.82	2.46	40	16.26	140.00	8.61	9	2.57	29.63
5409	FRIJOL	0.24	0.20	60	2.4	2.67	130	65	1.73	0.0150	0.9750	0.73	1.03	0.75	0.82	0.80	40	50.03	173.33	3.48	4	0.92	29.63
5317	FRIJOL	0.24	0.20	60	2.4	2.67	130	45	1.20	0.0150	0.6750	1.01	0.74	0.75	0.82	0.55	40	72.27	173.33	2.40	3	0.69	29.63
5318	FRIJOL	0.23	0.18	60	3	3.33	120	15	0.50	0.0135	0.2025	2.87	0.25	0.75	0.82	0.17	40	240.89	160.00	0.66	1	0.25	41.15
5319	GARBANZO	0.24	0.20	120	4.8	5.33	200	10	0.53	0.0150	0.1500	3.50	0.21	0.75	0.96	0.14	40	277.78	268.67	0.96	1	0.15	59.26
6501	MAIZ	0.55	0.36	140	26.6	29.56	300	210	62.07	0.0110	2.3100	0.32	2.33	0.90	0.96	2.22	40	18.04	333.33	18.48	19	2.28	447.81
5508	MAIZ	0.55	0.36	140	26.6	29.56	225	200	59.11	0.0110	2.2000	0.33	2.25	0.90	0.96	2.11	40	18.94	250.00	13.20	14	2.24	447.81
5507	MAIZ	0.55	0.36	140	26.6	29.56	90	115	33.99	0.0110	1.2650	0.57	1.31	0.90	0.96	1.21	40	32.94	100.00	3.04	4	1.60	447.81
5417	MAIZ	0.55	0.36	140	26.6	29.56	105	130	38.42	0.0110	1.4300	0.51	1.46	0.90	0.96	1.37	40	29.14	116.67	4.00	4	1.37	447.81
5416	MAIZ	0.55	0.36	140	26.6	29.56	265	210	62.07	0.0110	2.3100	0.32	2.33	0.90	0.96	2.22	40	18.04	294.44	16.32	17	2.31	447.81
6408	MAIZ	0.55	0.36	140	26.6	29.56	145	135	39.90	0.0110	1.4850	0.50	1.50	0.90	0.96	1.43	40	28.06	161.11	5.74	6	1.49	447.81
5415	MAIZ	0.55	0.36	140	26.6	29.56	150	4	1.18	0.0110	0.0440	16.67	0.05	0.90	0.96	0.04	40	948.97	166.67	0.18	1	0.24	447.81
5408	MAIZ	0.55	0.36	140	26.6	29.56	50	7	2.07	0.0110	0.0770	10.00	0.08	0.90	0.96	0.07	40	541.13	55.56	0.10	1	0.72	447.81
5413	MAIZ	0.55	0.36	140	26.6	29.56	175	14	4.14	0.0110	0.1540	4.72	0.16	0.90	0.96	0.15	40	270.56	194.44	0.72	1	0.21	447.81
5412	MAIZ	0.55	0.36	140	26.6	29.56	200	10	2.96	0.0110	0.1100	5.58	0.13	0.90	0.96	0.11	40	378.79	222.22	0.59	1	0.18	447.81
nt=7																4.98				5.60			
6213	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	65	5	0.31	0.0150	0.0750	7.33	0.10	0.90	0.96	0.07	40	555.56	72.22	0.13	1	0.55	69.14
6311	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	150	10	0.62	0.0150	0.1500	4.40	0.17	0.90	0.96	0.14	40	277.78	166.67	0.60	1	0.24	69.14
6310	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	230	35	2.18	0.0150	0.5250	1.43	0.53	0.90	0.96	0.50	40	79.37	255.56	3.22	4	0.63	69.14
6306	TOMATE	0.24	0.20	110	4.4	4.89	185	35	1.71	0.0150	0.5250	1.33	0.56	0.90	0.96	0.50	40	79.37	205.56	2.59	3	0.58	54.32
5323	SORGO	0.24	0.20	150	6	6.67	170	95	6.33	0.0150	1.4250	0.50	1.50	0.90	0.96	1.37	40	29.24	188.89	6.46	7	1.48	74.07
5321	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	195	55	3.42	0.0150	0.8250	0.84	0.89	0.90	0.96	0.79	40	50.51	216.67	4.29	5	0.92	69.14
5320	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	180	50	3.11	0.0150	0.7500	1.00	0.75	0.90	0.96	0.72	40	55.56	200.00	3.60	4	0.80	69.14

6305	CALABACITA	0.24	0.20	40	1.6	1.78	180	30	0.53	0.0150	0.4500	1.67	0.45	0.75	0.82	0.37	40	108.40	240.00	2.21	3	0.50	19.75
6308	CALABACITA	0.24	0.20	40	1.6	1.78	185	35	0.62	0.0150	0.5250	1.35	0.56	0.75	0.82	0.43	40	92.92	246.67	2.65	3	0.49	19.75
LOTE	CULTIVO	$\theta_{cc}$ (cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> )	$\theta_s$ (cm <sup>3</sup> /cm <sup>3</sup> )	Pr (cms)	Ln (cms)	Lb (cms)	Bp (mts)	D (mts)	Vru (m <sup>3</sup> )	Qo (lps/m <sup>2</sup> )	Qu (lps/m)	So (%)	Qmax (lps)	E (mts)	pm (m)	qs (lps)	Qa (lps)	Nsur que puede regar	Nsur en la parcela	numero de puestas o tendidas de riego	qs (lps)	Tr (min)	
																				calculadas	redondeadas		
6309	TOMATE	0.24	0.20	110	4.4	4.89	115	10	0.49	0.0150	0.1500	3.67	0.20	0.90	0.96	0.14	40	277.78	127.78	0.46	1	0.31	54.32
6307	CALABACITA	0.24	0.20	40	1.6	1.78	170	25	0.44	0.0150	0.3750	1.69	0.44	0.75	0.82	0.31	40	130.08	226.67	1.74	2	0.35	19.75
6304	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	180	30	1.87	0.0150	0.4500	1.44	0.52	0.90	0.96	0.43	40	92.59	200.00	2.16	3	0.60	69.14
5322	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	190	45	2.80	0.0150	0.6750	1.11	0.68	0.90	0.96	0.65	40	61.73	211.11	3.42	4	0.76	69.14
5211	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	235	5	0.31	0.0150	0.0750	5.40	0.14	0.90	0.96	0.07	40	555.56	261.11	0.47	1	0.15	69.14
6201	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	135	15	0.93	0.0150	0.2250	3.00	0.25	0.90	0.96	0.22	40	185.19	150.00	0.81	1	0.27	69.14
6205	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	95	10	0.62	0.0150	0.1500	3.43	0.22	0.90	0.96	0.14	40	277.78	105.56	0.38	1	0.38	69.14
6206	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	210	25	1.56	0.0150	0.3750	1.88	0.40	0.90	0.96	0.36	40	111.11	233.33	2.10	3	0.51	69.14
6202	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	135	15	0.93	0.0150	0.2250	3.17	0.24	0.90	0.96	0.22	40	185.19	150.00	0.81	1	0.27	69.14
6203	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	185	5	0.31	0.0150	0.0750	5.85	0.13	0.90	0.96	0.07	40	555.56	205.56	0.37	1	0.19	69.14
nt=12																						8.01	
6402	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	205	5	0.31	0.0150	0.0750	7.87	0.10	0.90	0.96	0.07	40	555.56	227.78	0.41	1	0.18	69.14
6407	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	190	40	2.49	0.0150	0.6000	1.14	0.66	0.90	0.96	0.58	40	69.44	211.11	3.04	4	0.76	69.14
6405	PEPINO	0.24	0.20	100	4	4.44	185	10	0.44	0.0150	0.1500	4.43	0.17	0.90	0.96	0.14	40	277.78	205.56	0.74	1	0.19	49.38
6404	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	135	10	0.62	0.0150	0.1500	3.47	0.22	0.90	0.96	0.14	40	277.78	150.00	0.54	1	0.27	69.14
6403	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	130	30	1.87	0.0150	0.4500	1.53	0.49	0.90	0.96	0.43	40	92.59	144.44	1.56	2	0.55	69.14
5414	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	165	25	1.56	0.0150	0.3750	1.86	0.40	0.90	0.96	0.38	40	111.11	183.33	1.65	2	0.44	69.14
7301	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	200	4	0.25	0.0150	0.0600	10.18	0.07	0.90	0.96	0.06	40	694.44	222.22	0.32	1	0.18	69.14
6406	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	150	30	1.87	0.0150	0.4500	1.61	0.47	0.90	0.96	0.43	40	92.59	166.67	1.80	2	0.48	69.14
6302	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	115	30	1.87	0.0150	0.4500	1.45	0.52	0.90	0.96	0.43	40	92.59	127.78	1.38	2	0.63	69.14
6303	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	160	30	1.87	0.0150	0.4500	1.44	0.52	0.90	0.96	0.43	40	92.59	177.78	1.92	2	0.45	69.14
6401	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	210	5	0.31	0.0150	0.0750	0.86	0.87	0.90	0.96	0.07	40	555.56	233.33	0.42	1	0.17	69.14
6301	CHICHARO	0.24	0.20	60	2.4	2.67	130	1	0.03	0.0150	0.0150	3.46	0.22	0.75	0.82	0.01	40	3252.03	173.33	0.05	1	0.23	29.63
5304	MAIZ	0.24	0.20	140	5.6	6.22	215	3	0.19	0.0150	0.0450	1.32	0.57	0.90	0.96	0.04	40	925.93	238.89	0.26	1	0.17	69.14
nt=11																						3.76	

TABLA. 3.13 Gasto modular requerido en cada toma

NUMERO DE TOMA	Nº PARCELA	ANCHO DE PARCELA (Bp)(mts.)	LARGO DE PARCELA (D)(mts.)	AREA DE PARCELA (A)(has.)	ESPACIAMIENTO ENTRE SURCOS (E)(mts.)	Nº DE SURCOS EN LA PARCELA (Nsur)	GASTO UNITARIO (Qu)(LPS/mts)	GASTO TOTAL REQUERIDO POR TOMA (Q)(LPS)	Nº DE PUESTAS DE RIEGO (n)	GASTO MODULAR (Om)(LPS)
1	4324	160	85	3.00	0.75	213.33	1.0125	216.00	11	19.64
2	4320	160	200	3.50	0.75	213.33	1.7550	374.40	12	31.20
7	4310*	100	315	2.35	0.90	111.11	1.5600	173.33	10	17.33
8	4315	175	315	3.59	0.90	194.44	0.9000	175.00	18	9.72
5	4323	190	235	3.70	0.90	211.11	0.3600	76.00	14	5.43
3	4319	190	195	3.51	0.75	253.33	1.5525	393.30	14	28.09
9	4314	175	295	3.41	0.75	233.33	0.7425	173.25	19	9.12
6	4317	170	208	5.66	0.75	226.67	0.4725	107.10	13	8.24
4	4318	170	190	3.32	0.75	226.67	1.5525	351.90	12	29.33
10	4313	180	145	3.85	0.75	240.00	0.4050	97.20	10	9.72
11	4312	165	190	3.17	0.75	220.00	0.5400	118.80	12	9.90
12	4208	100	225	3.05	0.75	133.33	1.0125	135.00	8	16.88
nt = 12				42.11			11.8650	2391.28		194.59
1	5408	80	205	1.69	0.90	88.89	0.8250	73.33	7	10.48
2	5407	75	205	1.50	0.90	83.33	1.2750	106.25	6	17.71
3	5406	90	220	1.79	0.90	100.00	0.9750	97.50	8	12.19
5	5403	135	215	2.95	0.75	180.00	0.8250	148.50	12	12.38
4	5404	40	150	0.90	0.75	53.33	0.3750	20.00	2	10.00
6	4411	65	165	2.25	0.75	86.67	0.5250	45.50	4	11.38
11	4405	90	370	3.24	0.75	120.00	3.6750	441.00	14	31.50
12	4404	110	370	3.68	0.75	146.67	3.0750	451.00	17	26.53
7	4410	95	450	4.54	0.75	126.67	6.0000	760.00	18	42.22
8	4409	105	400	4.48	0.75	140.00	6.0000	840.00	17	49.41
9	4412	50	320	1.54	0.75	66.67	4.3500	290.00	7	41.43
13	4408	175	480	6.81	0.75	233.33	0.2250	52.50	8	6.56
10	4321	200	220	5.40	0.75	266.67	0.3500	93.33	13	7.18
17	4311	165	315	6.15	0.75	220.00	0.5250	115.50	15	7.70
14	5303	145	350	5.88	0.75	193.33	0.9000	174.00	19	9.16
16	5301	65	100	0.89	0.75	86.67	0.6750	58.50	9	6.50
15	5302	155	165	2.61	0.75	206.67	0.6750	139.50	6	23.25
18	4322	135	230	4.59	0.75	180.00	0.3750	67.50	3	22.50
19	5312	150	310	3.95	0.75	200.00	1.2500	250.00	5	50.00
nt = 19				64.42			32.8750	4223.92		398.06
1	5402*	250	280	20.66	0.90	277.78	0.2800	77.78	2	38.89
2	4406	250	280	9.91	0.75	333.33	0.1680	56.00	1	56.00
3	4407	160	250	8.89	0.90	177.78	0.1890	33.60	14	2.40
4	4502	130	180	1.23	0.90	144.44	0.6750	97.50	8	12.19
nt = 4				116.75			1.3120	5004.29		609.79
1	5316	185	190	3.74	0.90	205.56	0.6000	123.33	15	8.22
3	5314	185	190	3.13	0.90	205.56	0.4500	92.50	15	6.17
4	5311	115	218	4.21	0.90	127.78	0.3000	38.33	11	3.48

2	5315	185	210	3.86	1.05	176.19	0.5200	91.62	14	6.54
5	5313	180	185	3.34	1.05	171.43	0.3900	66.86	12	5.57
6	5310	120	198	5.49	1.05	114.29	0.1850	22.29	9	2.48
NUMERO DE TOMA	Nº PARCELA	ANCHO DE PARCELA (Bp)(mts.)	LARGO DE PARCELA (D)(mts.)	AREA DE PARCELA (A)(has.)	ESPACIAMIENTO ENTRE SURCOS (E)(mts.)	Nº DE SURCOS EN LA PARCELA (Nsur)	GASTO UNITARIO (Qu)(LPS/mts)	GASTO TOTAL REQUERIDO POR TOMA (Qt)(LPS)	Nº DE PUESTAS DE RIEGO (n)	GASTO MODULAR (Qm)(LPS)
11	5309	125	405	4.99	0.90	138.89	0.8250	114.58	21	5.46
12	5212	200	225	4.64	0.90	222.22	0.8250	183.33	19	9.65
13	5308	185	200	3.89	0.90	205.56	0.9000	185.00	16	11.56
7	5307	85	200	2.00	0.90	94.44	1.6500	155.83	7	22.26
8	5306	100	200	1.78	0.90	111.11	2.4750	275.00	8	34.38
9	5305	145	210	2.93	0.90	161.11	0.8250	132.92	12	11.08
16	5209	190	195	3.29	0.90	211.11	0.4500	95.00	16	5.94
14	5210	190	195	3.70	0.90	211.11	0.7500	158.33	16	9.90
10	5208	185	215	3.50	0.90	216.67	1.0500	227.50	18	12.64
15	5207	125	350	5.05	0.90	138.89	1.5000	208.33	18	11.57
nt = 16				59.54			13.7050	15887.77		166.89
1	5401	235	310	8.40	0.75	313.33	0.5250	164.50	30	5.48
2	5411	240	405	9.09	0.75	320.00	0.5250	168.00	40	4.20
5	5410	105	405	4.60	0.75	140.00	3.0000	420.00	17	24.71
6	5409	130	205	2.63	0.75	173.33	0.9750	169.00	11	15.36
7	5317	130	335	4.56	0.75	173.33	0.6750	117.00	18	6.50
4	5318	120	165	2.98	0.75	160.00	0.2025	32.40	7	4.63
3	5319	200	200	5.18	0.75	266.67	0.1500	40.00	19	2.11
s/r	6501**	300	340	15.11	0.90	333.33				
s/r	5508**	225	300	5.49	0.90	250.00				
s/r	5507**	90	175	1.59	0.90	100.00				
s/r	5417**	105	195	2.28	0.90	116.67				
s/r	5416**	265	310	14.34	0.90	294.44				
s/r	6408**	145	200	7.13	0.90	161.11				
s/r	5415**	150	210	14.65	0.90	166.67				
s/r	5408**	50	60	1.53	0.90	55.56				
s/r	5413**	175	250	5.50	0.90	194.44				
s/r	5412**	200	250	6.25	0.90	222.22				
nt = 7				37.44			17.4375	32886.43		62.99
s/r	6213**	65	150	1.81	0.90	72.22				
s/r	6311**	150	220	5.25	0.90	166.67				
1	6310	230	280	4.94	0.90	255.56	0.5250	134.17	26	5.16
6	6306	185	255	3.46	0.90	205.56	0.5250	107.92	19	5.68
9	5323	170	200	3.91	0.90	188.89	1.4250	269.17	14	19.23
12	5321	195	190	4.65	0.90	218.67	0.8250	178.75	15	11.92
10	5320	180	370	6.81	0.90	200.00	0.7500	150.00	27	5.56
7	6305	180	185	3.38	0.75	240.00	0.4500	108.00	14	7.71
2	6308	185	195	3.53	0.75	246.67	0.5250	129.50	15	8.63
s/r	6309**	115	365	3.32	0.90	127.78				
3	6307	170	175	3.10	0.75	226.67	0.3750	85.00	12	7.08
8	6304	180	260	4.08	0.90	200.00	0.4500	90.00	19	4.74
11	5322	190	300	5.21	0.90	211.11	0.6750	142.50	23	6.20

s/r	5211**	235	150	4.59	0.90	261.11				
s/r	6201**	135	250	5.00	0.90	150.00				
5	6205*	95	230	4.91	0.90	105.58	0.1500	15.83	9	1.76
NUMERO DE TOMA	N° PARCELA	ANCHO DE PARCELA (Bp)(mts.)	LARGO DE PARCELA (D)(mts.)	AREA DE PARCELA (A)(has.)	ESPACIAMIENTO ENTRE SURCOS (E)(mts.)	N° DE SURCOS EN LA PARCELA (Nsur)	GASTO UNITARIO (Qu)(LPS/mts)	GASTO TOTAL REQUERIDO POR TOMA (Qt)(LPS)	N° DE PUESTAS DE RIEGO (n)	GASTO MODULAR (Qm)(LPS)
4	6206*	210	185	5.28	0.90	233.33	0.3750	87.50	14	6.25
s/r	6202**	135	180	2.84	0.90	150.00				
s/r	6203**	185	200	4.15	0.90	205.56				
nt = 12				53.26			8.0250	67271.20		89.91
s/r	6402**	205	280	12.78	0.90	227.78				
s/r	6407**	190	180	3.04	0.90	211.11				
1	6405	185	205	3.23	0.90	205.56	0.1500	30.83	15	2.06
5	6404	135	300	4.56	0.90	150.00	0.1500	22.50	16	1.41
7	6403	130	300	4.55	0.90	144.44	0.4500	65.00	16	4.06
8	5411	165	280	5.69	0.90	183.33	0.3750	68.75	18	3.82
10	7301*	200	300	22.51	0.90	222.22	0.0600	13.33	24	0.56
9	6406	150	335	8.63	0.90	166.67	0.4500	75.00	20	3.75
11	6302	115	345	3.83	0.90	127.78	0.4500	57.50	16	3.59
2	6303	160	250	5.04	0.90	177.78	0.4500	80.00	16	5.00
6	6401	210	250	5.04	0.90	233.33	0.0750	17.50	21	0.83
3	6301	130	230	3.01	0.75	173.33	0.0150	2.60	12	0.22
4	5304	215	355	9.45	0.90	238.89	0.0450	10.75	31	0.35
nt = 11				75.54			3.3450	134986.17		25.64

AREA TOTAL DE LA ZONA EN ESTUDIO

443.06 HAS

NOTA.- \*\* Parcelas con modalidad de temporal.

\* Parcelas con modalidad de temporal y riego.

s/r Sin riego.

TABLA 3.14 Características hidráulicas y geométricas de la red de tubería.

LOTE O PARCELA	GASTO O CAUDAL (lps)	VELOCIDAD PROPUESTA (m/seg)	AREA (m <sup>2</sup> )	DIAMETRO CALCULADO (m)	DIAMETRO COMERCIAL		VELOCIDADES (m/seg)		AREA REAL (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD REAL (m/seg)	GASTO (lps)		LONGITUD TUBERIA (mts)	RUGOSIDAD (n) DE LA TUBERIA		PERDIDAS POR FRICCIÓN (h) EN (mts)	
					(m)	(pulg)	MIN.	MAX.			MIN.	MAX.		PVC	A-C	PVC	A-C
4324	0.93750	0.50	0.00188	0.04886	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.47746	0.39270	3.53429	10.00	0.009	0.010	0.06359	0.07851
4320	1.50000	0.50	0.00300	0.06181	0.075	3.00	0.20	1.80	0.00442	0.33953	0.88357	7.95216	115.00	0.009	0.010	0.21539	0.26592
4310	1.80000	0.50	0.00360	0.06770	0.075	3.00	0.20	1.80	0.00442	0.40744	0.88357	7.95216	200.00	0.009	0.010	0.53942	0.66595
4315	1.02857	0.50	0.00206	0.05118	0.075	3.00	0.20	1.80	0.00442	0.23282	0.88357	7.95216	1.00	0.009	0.010	0.00088	0.00109
4323	0.37895	0.50	0.00076	0.03107	0.032	1.25	0.20	1.80	0.00080	0.47118	0.16085	1.44765	165.00	0.009	0.010	1.85237	2.28688
4319	1.42105	0.50	0.00284	0.06016	0.075	3.00	0.20	1.80	0.00442	0.32166	0.88357	7.95216	165.00	0.009	0.010	0.27737	0.34243
4314	0.68571	0.50	0.00137	0.04179	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.34923	0.39270	3.53429	175.00	0.009	0.010	0.59535	0.73499
4317	0.52941	0.50	0.00106	0.03672	0.038	1.50	0.20	1.80	0.00113	0.46681	0.22682	2.04141	190.00	0.009	0.010	1.66497	2.05552
4318	1.41176	0.50	0.00282	0.05996	0.075	3.00	0.20	1.80	0.00442	0.31956	0.88357	7.95216	190.00	0.009	0.010	0.31523	0.38917
4313	0.33333	0.50	0.00067	0.02914	0.032	1.25	0.20	1.80	0.00080	0.41447	0.16085	1.44765	175.00	0.009	0.010	1.52014	1.87671
4312	0.54545	0.50	0.00109	0.03727	0.038	1.50	0.20	1.80	0.00113	0.48095	0.22682	2.04141	180.00	0.009	0.010	1.67439	2.06714
4208	0.90000	0.50	0.00180	0.04787	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.45837	0.39270	3.53429	165.00	0.009	0.010	0.96697	1.19379
																9.88606	11.95810
5408	0.90000	0.50	0.00180	0.04787	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.45837	0.39270	3.53429	10.00	0.009	0.010	0.05860	0.07235
5407	1.44000	0.50	0.00288	0.06058	0.075	3.00	0.20	1.80	0.00442	0.32595	0.88357	7.95216	80.00	0.009	0.010	0.13809	0.17048
5406	1.20000	0.50	0.00240	0.05528	0.075	3.00	0.20	1.80	0.00442	0.27162	0.88357	7.95216	75.00	0.009	0.010	0.08990	0.11099
5403	0.88889	0.50	0.00178	0.04758	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.45271	0.39270	3.53429	40.00	0.009	0.010	0.22868	0.28230
5404	0.75000	0.50	0.00150	0.04370	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.38197	0.39270	3.53429	90.00	0.009	0.010	0.36628	0.45219
4411	0.46154	0.50	0.00092	0.03428	0.038	1.50	0.20	1.80	0.00113	0.40696	0.22682	2.04141	150.00	0.009	0.010	0.99902	1.23335
4405	3.33333	0.50	0.00667	0.09213	0.100	4.00	0.20	1.80	0.00785	0.42441	1.57080	14.13717	170.00	0.009	0.010	0.33905	0.41857
4404	2.72727	0.50	0.00545	0.08334	0.100	4.00	0.20	1.80	0.00785	0.34725	1.57080	14.13717	170.00	0.009	0.010	0.22696	0.28020
4410	5.05283	0.50	0.01011	0.11343	0.150	6.00	0.25	1.95	0.01767	0.28592	4.41786	34.45934	65.00	0.009	0.010	0.03427	0.04231
4409	5.14286	0.50	0.01029	0.11444	0.150	6.00	0.25	1.95	0.01767	0.29103	4.41786	34.45934	95.00	0.009	0.010	0.05189	0.06406
4412	3.60000	0.50	0.00720	0.09575	0.100	4.00	0.20	1.80	0.00785	0.45837	1.57080	14.13717	110.00	0.009	0.010	0.25589	0.31591
4408	0.34286	0.50	0.00069	0.02955	0.032	1.25	0.20	1.80	0.00080	0.42631	0.16085	1.44765	310.00	0.009	0.010	2.84888	3.51714
4321	0.30000	0.50	0.00060	0.02764	0.032	1.25	0.20	1.80	0.00080	0.37302	0.16085	1.44765	290.00	0.009	0.010	2.04046	2.51908
4311	0.72727	0.50	0.00145	0.04304	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.37040	0.39270	3.53429	100.00	0.009	0.010	0.38268	0.47245
5303	0.82759	0.50	0.00168	0.04591	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.42149	0.39270	3.53429	210.00	0.009	0.010	1.04062	1.28471
5301	0.92308	0.50	0.00185	0.04848	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.47012	0.39270	3.53429	160.00	0.009	0.010	0.88637	1.21774
5302	0.58065	0.50	0.00116	0.03845	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.29572	0.39270	3.53429	150.00	0.009	0.010	0.36590	0.45172
4322	0.44444	0.50	0.00089	0.03364	0.038	1.50	0.20	1.80	0.00113	0.39189	0.22682	2.04141	155.00	0.009	0.010	0.95727	1.18181
5312	1.20000	0.50	0.00240	0.05528	0.075	3.00	0.20	1.80	0.00442	0.27162	0.88357	7.95216	165.00	0.009	0.010	0.19779	0.24418
																11.80857	14.33157
5402	0.28800	0.50	0.00058	0.02708	0.032	1.25	0.20	1.80	0.00080	0.35810	0.16085	1.44765	100.00	0.009	0.010	0.64844	0.80055
4406	0.24000	0.50	0.00048	0.02472	0.025	1.00	0.20	1.80	0.00049	0.48892	0.09817	0.88357	255.00	0.009	0.010	4.28351	5.28829
4407	0.22500	0.50	0.00045	0.02394	0.025	1.00	0.20	1.80	0.00049	0.45837	0.09817	0.88357	255.00	0.009	0.010	3.76481	4.64791
4502	0.83077	0.50	0.00168	0.04600	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.42311	0.39270	3.53429	255.00	0.009	0.010	1.27334	1.57203
																9.97011	12.30878
5316	0.73946	0.50	0.00148	0.04340	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.37660	0.39270	3.53429	175.00	0.009	0.010	0.69233	0.85472
5314	0.55459	0.50	0.00111	0.03758	0.038	1.50	0.20	1.80	0.00113	0.46901	0.22682	2.04141	190.00	0.009	0.010	1.82713	2.25572
5311	0.29739	0.50	0.00059	0.02752	0.032	1.25	0.20	1.80	0.00080	0.36978	0.16085	1.44765	145.00	0.009	0.010	1.00256	1.23773
5315	0.84703	0.50	0.00129	0.04059	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.32953	0.39270	3.53429	185.00	0.009	0.010	0.56035	0.69179
5313	0.44333	0.50	0.00089	0.03360	0.038	1.50	0.20	1.80	0.00113	0.39091	0.22682	2.04141	185.00	0.009	0.010	1.13684	1.40350
5310	0.33250	0.50	0.00067	0.02910	0.032	1.25	0.20	1.80	0.00080	0.41343	0.16085	1.44765	180.00	0.009	0.010	1.55576	1.92069

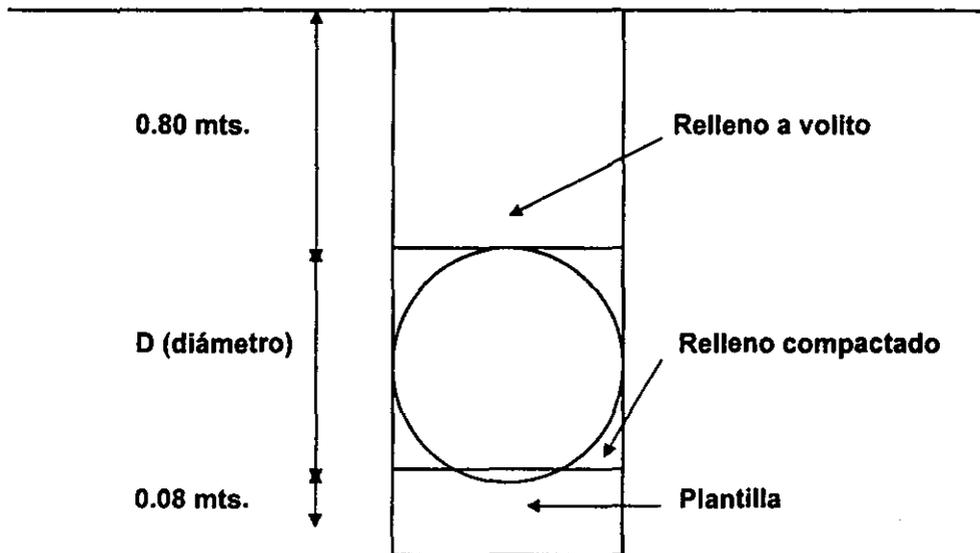
LÓTE O PARCELA	GASTO O CAUDAL (lps)	VELOCIDAD PROPUESTA (m/seg)	AREA (m <sup>2</sup> )	DIAMETRO CALCULADO (m)	DIAMETRO COMERCIAL		VELOCIDADES (m/seg)		AREA REAL (m <sup>2</sup> )	VELOCIDAD REAL (m/seg)	GASTO (lps)		LONGITUD TUBERIA (mts)	RUGOSIDAD (n) DE LA TUBERIA		PERDIDAS POR FRICCIÓN (hf) EN (mts)	
					(m)	(pulg)	MIN.	MAX.			MIN.	MAX.		PVC	A-C	PVC	A-C
5309	0.82080	0.50	0.00164	0.04572	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.41803	0.39270	3.53429	345.00	0.009	0.010	1.88166	2.07612
5212	0.85500	0.50	0.00171	0.04666	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.43545	0.39270	3.53429	150.00	0.009	0.010	0.79336	0.97945
5308	0.92432	0.50	0.00185	0.04852	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.47075	0.39270	3.53429	200.00	0.009	0.010	1.23630	1.52629
5307	1.60941	0.50	0.00322	0.06402	0.075	3.00	0.20	1.80	0.00442	0.36430	0.88357	7.95216	100.00	0.009	0.010	0.21562	0.26619
5306	2.39400	0.50	0.00479	0.07808	0.100	4.00	0.20	1.80	0.00785	0.30481	1.57080	14.13717	85.00	0.009	0.010	0.08744	0.10795
5305	0.94345	0.50	0.00189	0.04902	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.48049	0.39270	3.53429	100.00	0.009	0.010	0.64399	0.79505
5209	0.54000	0.50	0.00108	0.03708	0.038	1.50	0.20	1.80	0.00113	0.47614	0.22682	2.04141	225.00	0.009	0.010	2.05133	2.53251
5210	0.72000	0.50	0.00144	0.04282	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.36669	0.39270	3.53429	195.00	0.009	0.010	0.73138	0.90294
5208	1.05231	0.50	0.00210	0.05177	0.075	3.00	0.20	1.80	0.00442	0.23819	0.88357	7.95216	200.00	0.009	0.010	0.18436	0.22760
5207	1.84180	0.50	0.00328	0.06466	0.075	3.00	0.20	1.80	0.00442	0.37158	0.88357	7.95216	190.00	0.009	0.010	0.42622	0.52620
																14.82664	18.30449
5401	0.51064	0.50	0.00102	0.03606	0.038	1.50	0.20	1.80	0.00113	0.45025	0.22682	2.04141	75.00	0.009	0.010	0.81144	0.75488
5411	0.50000	0.50	0.00100	0.03568	0.038	1.50	0.20	1.80	0.00113	0.44087	0.22682	2.04141	235.00	0.009	0.010	1.83685	2.26772
5410	2.57143	0.50	0.00514	0.08092	0.100	4.00	0.20	1.80	0.00785	0.32740	1.57080	14.13717	240.00	0.009	0.010	0.28485	0.35166
5409	0.92308	0.50	0.00185	0.04848	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.47012	0.39270	3.53429	105.00	0.009	0.010	0.64731	0.79914
5317	0.69231	0.50	0.00138	0.04199	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.35259	0.39270	3.53429	205.00	0.009	0.010	0.71088	0.87763
5318	0.25000	0.50	0.00050	0.02523	0.032	1.25	0.20	1.80	0.00080	0.31085	0.16085	1.44765	210.00	0.009	0.010	1.02609	1.26678
5319	0.15000	0.50	0.00030	0.01954	0.025	1.00	0.20	1.80	0.00049	0.30558	0.09817	0.88357	405.00	0.009	0.010	2.65751	3.28088
																7.77493	9.59887
6310	0.62609	0.50	0.00125	0.03993	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.31886	0.39270	3.53429	275.00	0.009	0.010	0.77991	0.96286
6306	0.58378	0.50	0.00117	0.03856	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.29732	0.39270	3.53429	230.00	0.009	0.010	0.56712	0.70015
5323	1.48235	0.50	0.00296	0.06144	0.075	3.00	0.20	1.80	0.00442	0.33554	0.88357	7.95216	230.00	0.009	0.010	0.42071	0.51939
5321	0.92308	0.50	0.00185	0.04848	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.47012	0.39270	3.53429	180.00	0.009	0.010	1.10967	1.36996
5320	0.80000	0.50	0.00160	0.04514	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.40744	0.39270	3.53429	210.00	0.009	0.010	0.97240	1.20049
6305	0.50000	0.50	0.00100	0.03568	0.038	1.50	0.20	1.80	0.00113	0.44087	0.22682	2.04141	295.00	0.009	0.010	2.30583	2.84671
6308	0.48649	0.50	0.00097	0.03520	0.038	1.50	0.20	1.80	0.00113	0.42896	0.22682	2.04141	320.00	0.009	0.010	2.36787	2.92329
6307	0.35294	0.50	0.00071	0.02998	0.032	1.25	0.20	1.80	0.00080	0.43885	0.16085	1.44765	195.00	0.009	0.010	1.89900	2.34445
6304	0.60000	0.50	0.00120	0.03909	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.30558	0.39270	3.53429	185.00	0.009	0.010	0.48186	0.59489
5322	0.75789	0.50	0.00152	0.04393	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.38599	0.39270	3.53429	180.00	0.009	0.010	0.74806	0.92353
6205	0.37895	0.50	0.00076	0.03107	0.032	1.25	0.20	1.80	0.00080	0.47118	0.16085	1.44765	180.00	0.009	0.010	2.02077	2.49478
6206	0.51429	0.50	0.00103	0.03619	0.038	1.50	0.20	1.80	0.00113	0.45347	0.22682	2.04141	175.00	0.009	0.010	1.44715	1.78660
																15.12035	18.66709
6405	0.18459	0.50	0.00039	0.02226	0.025	1.00	0.20	1.80	0.00049	0.39642	0.09817	0.88357	205.00	0.009	0.010	2.26388	2.79491
6404	0.26667	0.50	0.00053	0.02606	0.032	1.25	0.20	1.80	0.00080	0.33157	0.16085	1.44765	205.00	0.009	0.010	1.13967	1.40700
6403	0.55385	0.50	0.00111	0.03756	0.038	1.50	0.20	1.80	0.00113	0.48835	0.22682	2.04141	135.00	0.009	0.010	1.28473	1.59843
5414	0.43636	0.50	0.00087	0.03334	0.038	1.50	0.20	1.80	0.00113	0.38476	0.22682	2.04141	135.00	0.009	0.010	0.80370	0.99223
7301	0.18000	0.50	0.00036	0.02141	0.025	1.00	0.20	1.80	0.00049	0.36669	0.09817	0.88357	100.00	0.009	0.010	0.94489	1.16653
6406	0.48000	0.50	0.00096	0.03496	0.038	1.50	0.20	1.80	0.00113	0.42324	0.22682	2.04141	205.00	0.009	0.010	1.47673	1.82313
6302	0.62609	0.50	0.00125	0.03993	0.050	2.00	0.20	1.80	0.00196	0.31886	0.39270	3.53429	190.00	0.009	0.010	0.53885	0.66525
6303	0.45000	0.50	0.00090	0.03385	0.038	1.50	0.20	1.80	0.00113	0.39879	0.22682	2.04141	260.00	0.009	0.010	1.64613	2.03226
6401	0.17143	0.50	0.00034	0.02089	0.025	1.00	0.20	1.80	0.00049	0.34923	0.09817	0.88357	320.00	0.009	0.010	2.74255	3.38586
6301	0.23077	0.50	0.00046	0.02424	0.025	1.00	0.20	1.80	0.00049	0.47012	0.09817	0.88357	295.00	0.009	0.010	4.58158	5.65627
5304	0.16744	0.50	0.00033	0.02065	0.025	1.00	0.20	1.80	0.00049	0.34111	0.09817	0.88357	130.00	0.009	0.010	1.06294	1.31227
																18.49565	22.83413

A continuación se presentan las redes definitivas y sus perfiles, describiendo el diámetro y la clase de tubería; también se presenta la simbología utilizada en los dibujos junto con el esquema tipo para la cubeta o zanja donde será alojada la tubería.

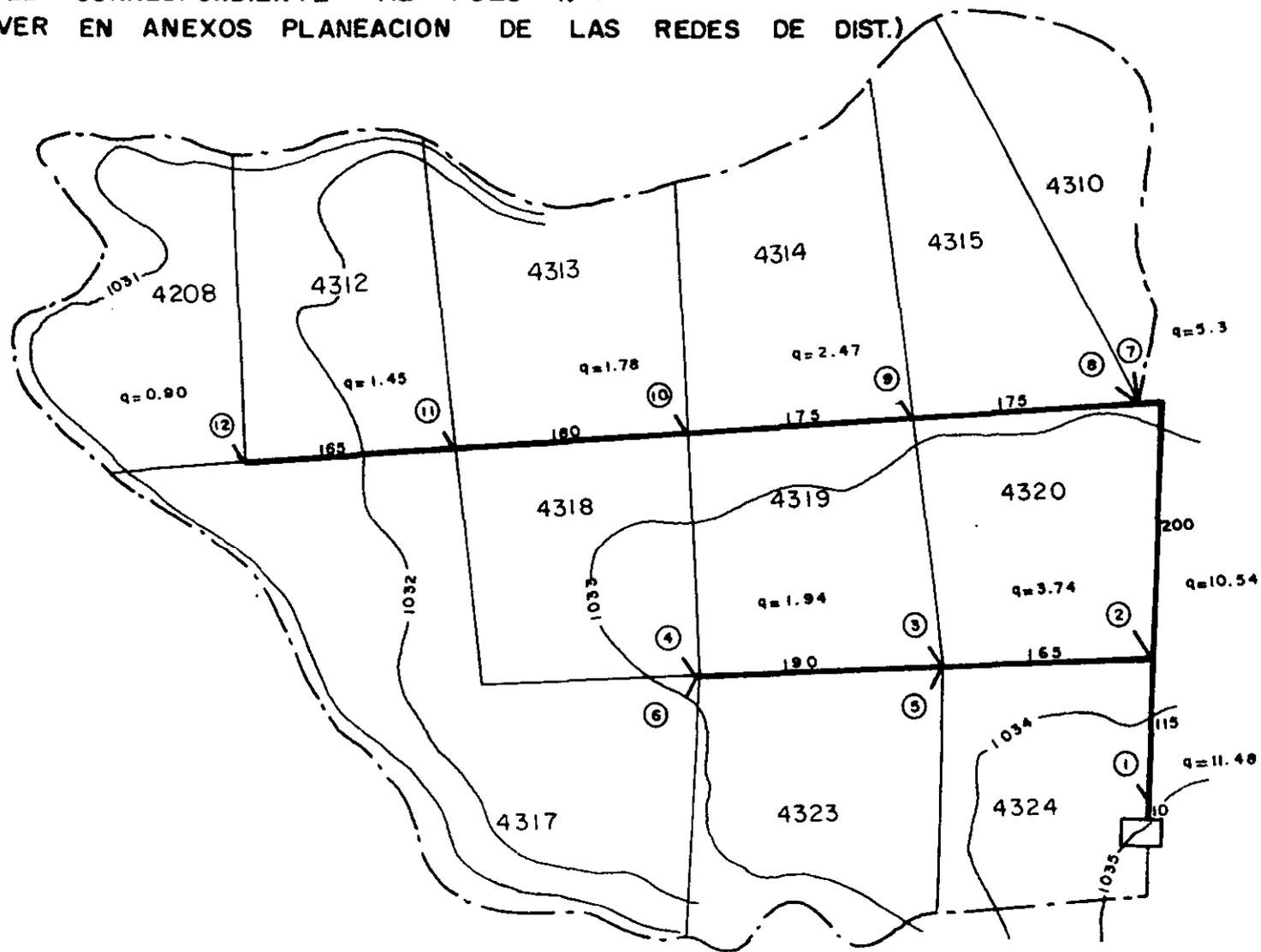
**SIMBOLOGIA:**

<b>A-P3</b>	<b>Arteria principal correspondiente a la red N° 3</b>
<b>R</b>	<b>Ramal</b>
<b>S-R</b>	<b>Sub- Ramal</b>
<b>1045</b>	<b>Elevacion en mts.</b>
<b>0+120</b>	<b>Cadenamiento en mts.</b>
<b>①</b>	<b>N° de toma</b>
<b>~1020~</b>	<b>Curva de nivel</b>
<b>←</b>	<b>Toma granja</b>
<b>—</b>	<b>Tubería</b>
<b>□</b>	<b>Obra de toma</b>
<b>RD</b>	<b>Relacion de Dimensiones (clase de tubería)</b>
<b>θ</b>	<b>Diámetro de la tubería</b>
<b>q</b>	<b>Gasto de diseño</b>
<b>4208</b>	<b>N° de lote o parcela</b>
<b>180</b>	<b>Longitud de la tubería en mts.</b>

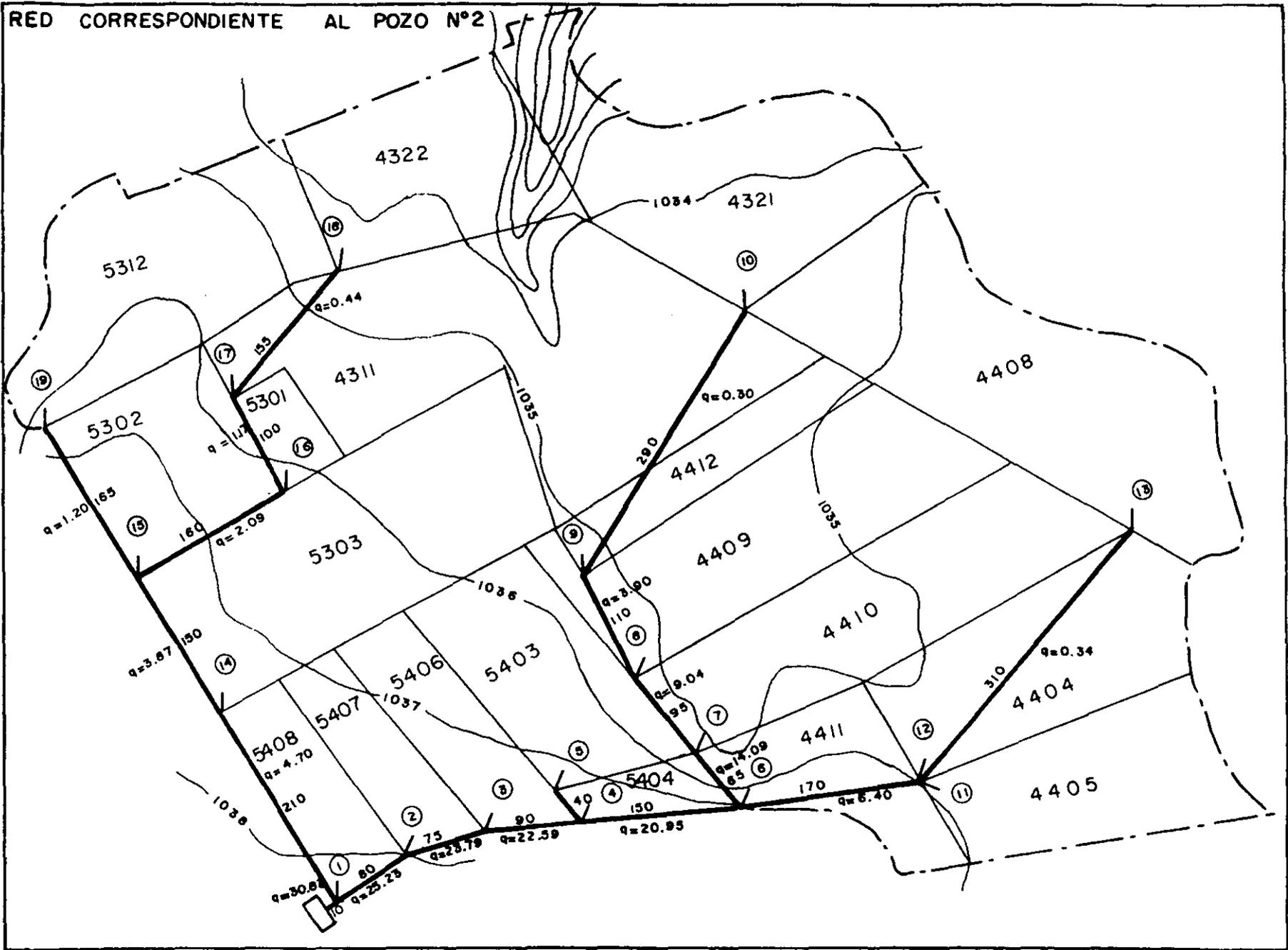
De acuerdo a la experiencia constructiva de la CNA y el IMTA se recomienda la siguiente cubeta o zanja para el tendido de la tubería.



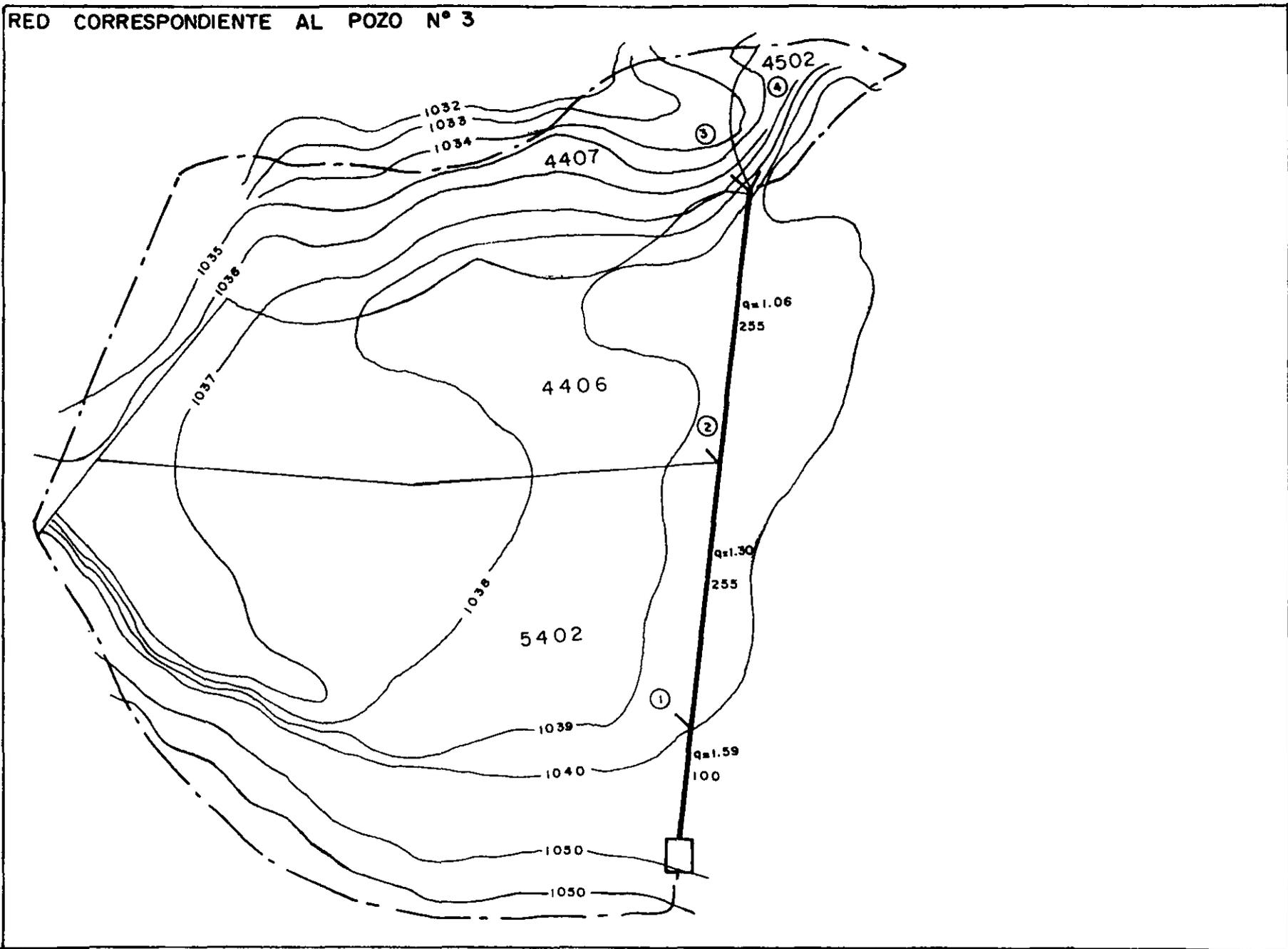
RED CORRESPONDIENTE AL POZO N°1  
(VER EN ANEXOS PLANEACION DE LAS REDES DE DIST.)



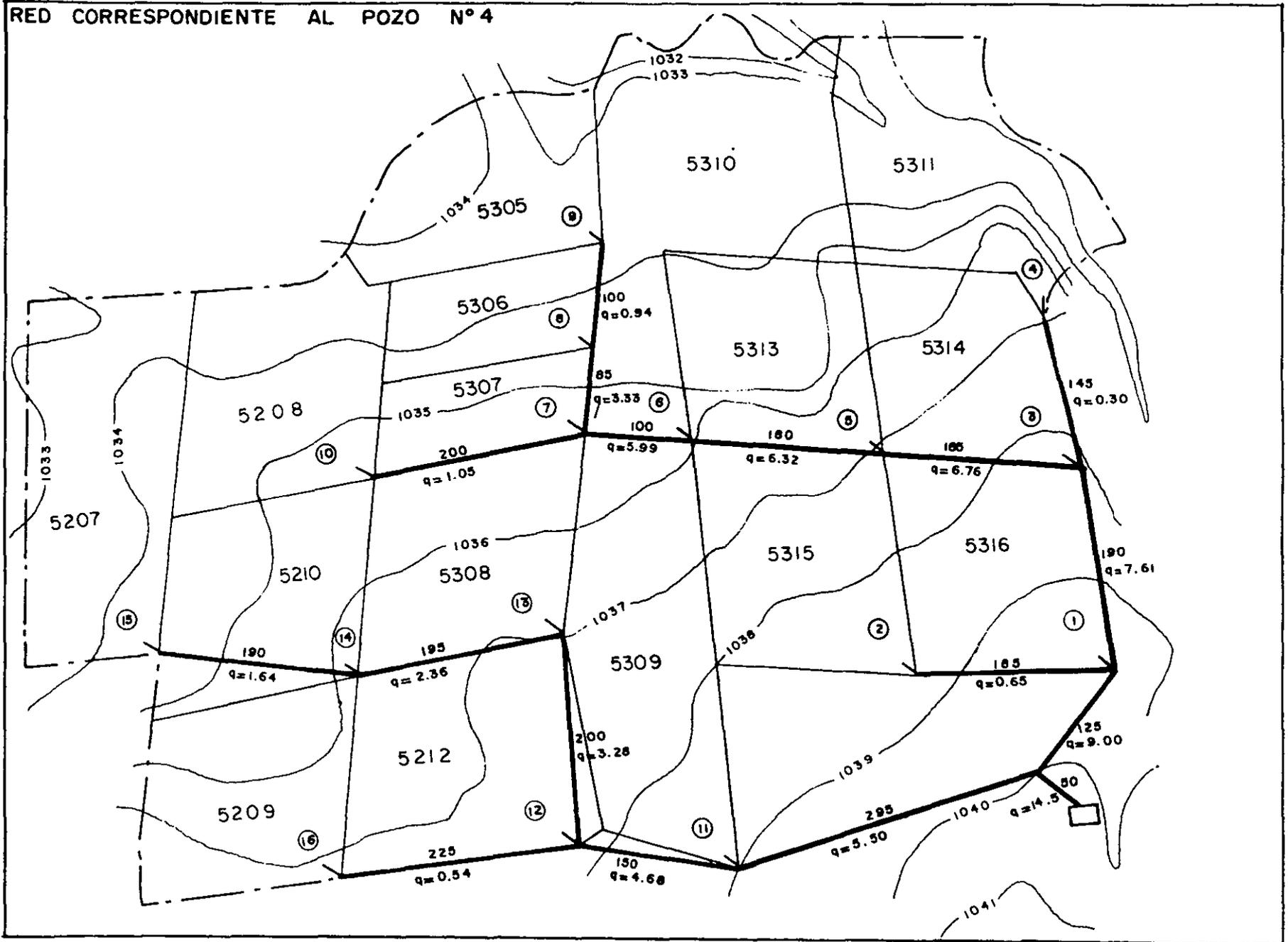
RED CORRESPONDIENTE AL POZO N°2



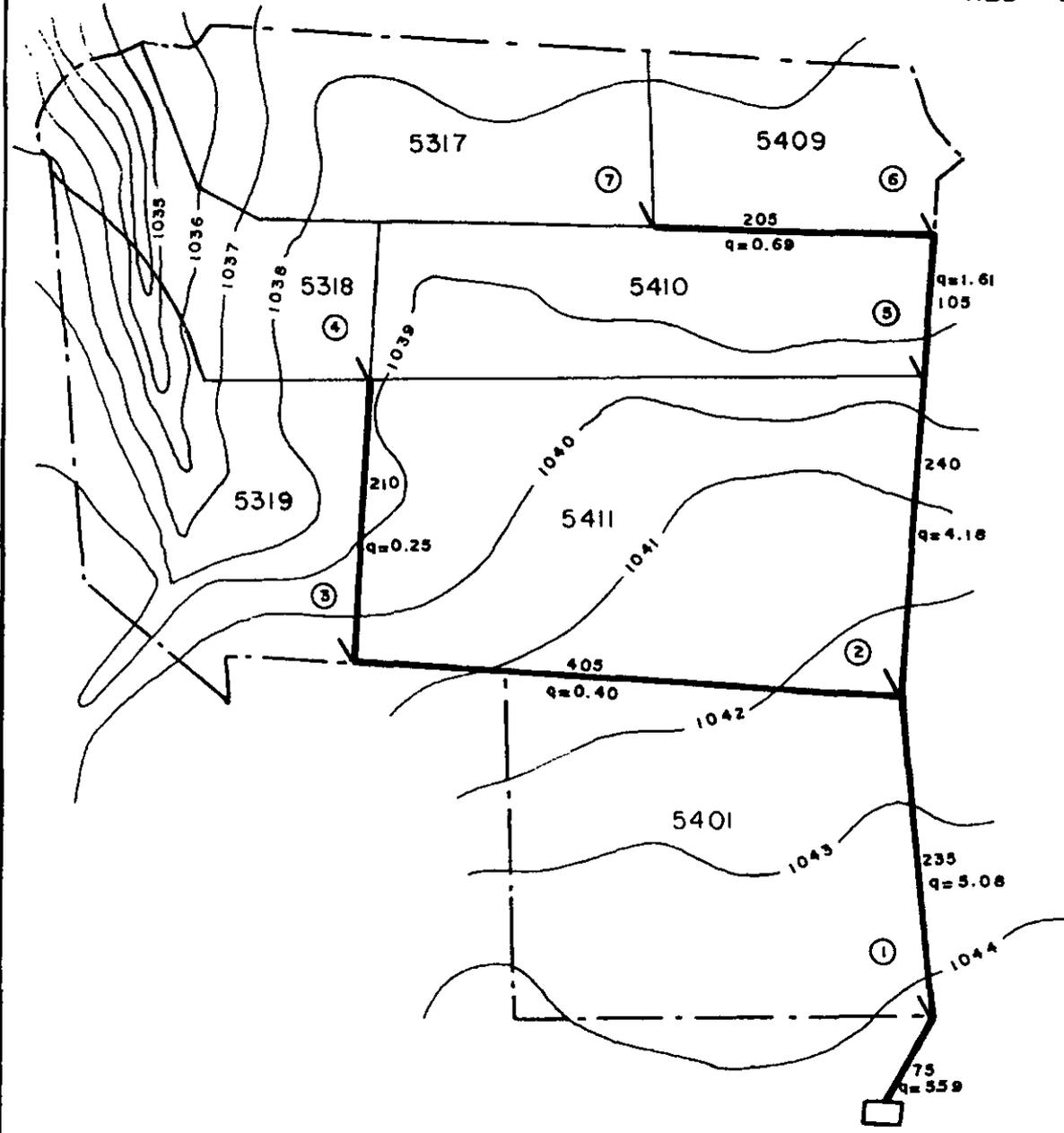
RED CORRESPONDIENTE AL POZO N° 3



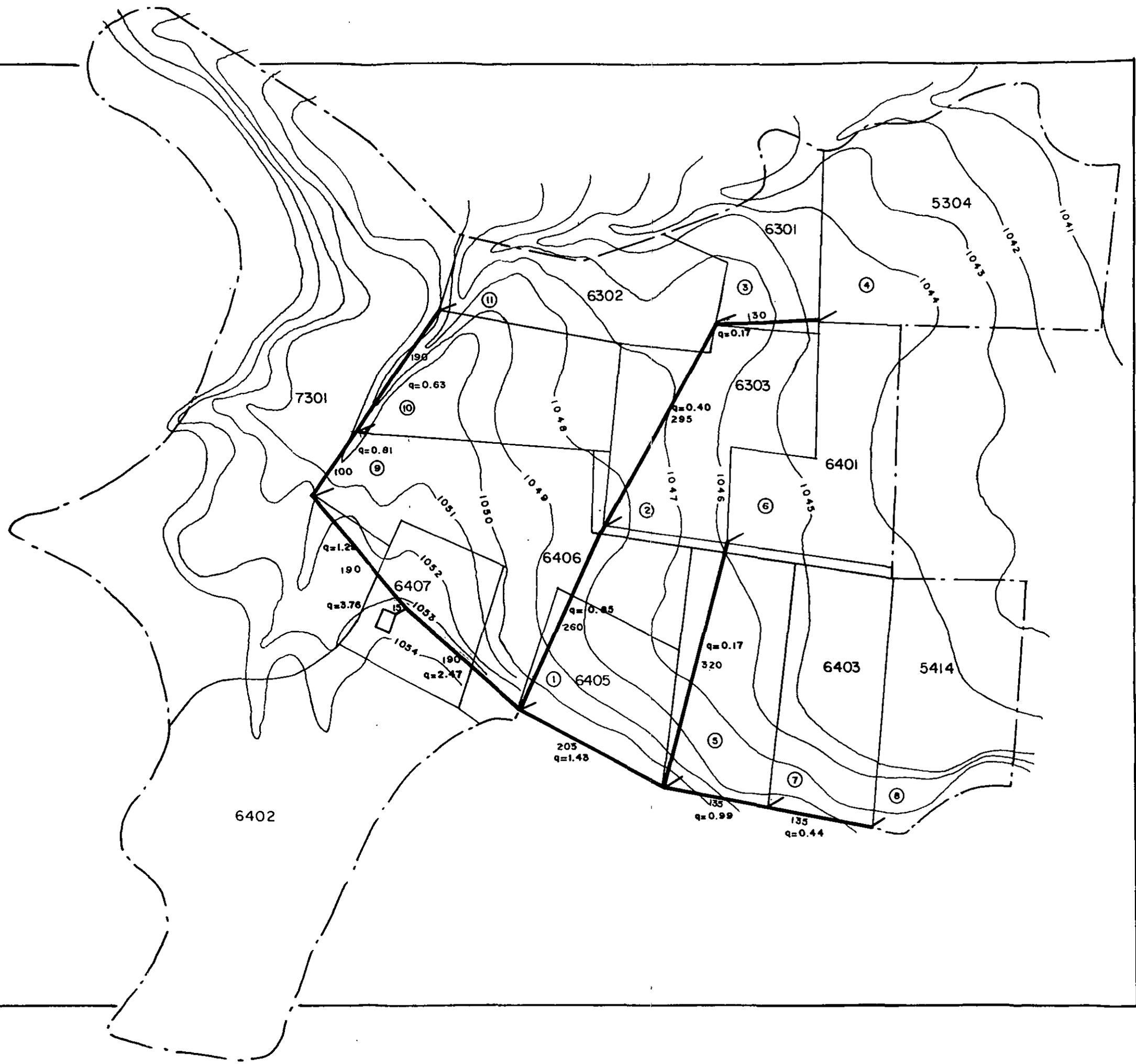
# RED CORRESPONDIENTE AL POZO N° 4

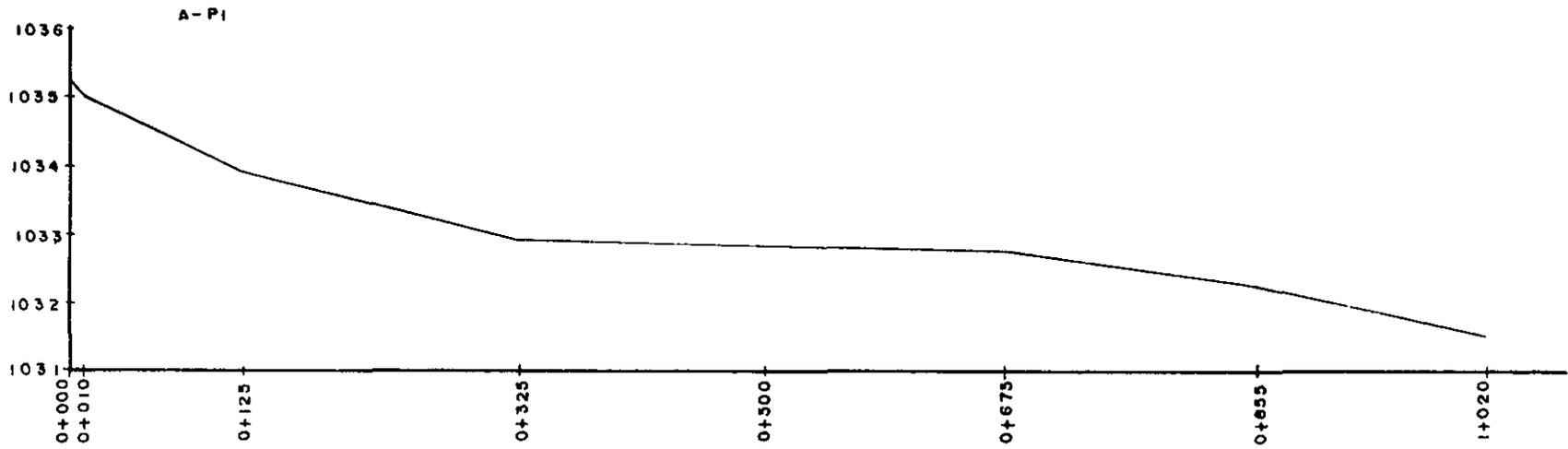


RED CORRESPONDIENTE AL POZO N° 5









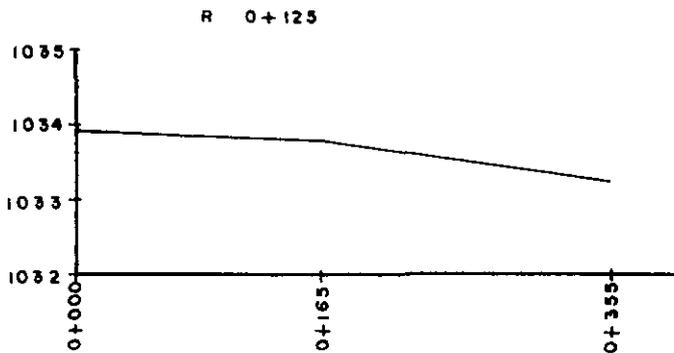
A-P3 = ARTERIA PRINCIPAL CORRESPONDIENTE A LA RED N° 3

R = RAMAL

S-R = SUB-RAMAL

1045 = ELEVACION EN MTS.

0+120 = CADENAMIENTO EN MTS.



ESCALA GRAFICA HORIZONTAL 1:5000

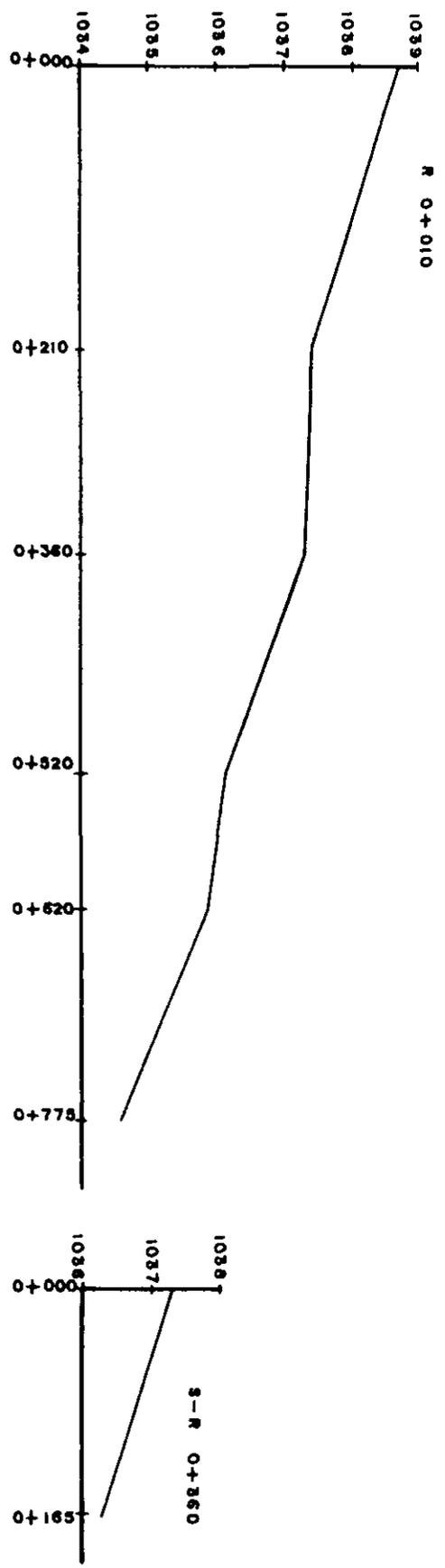
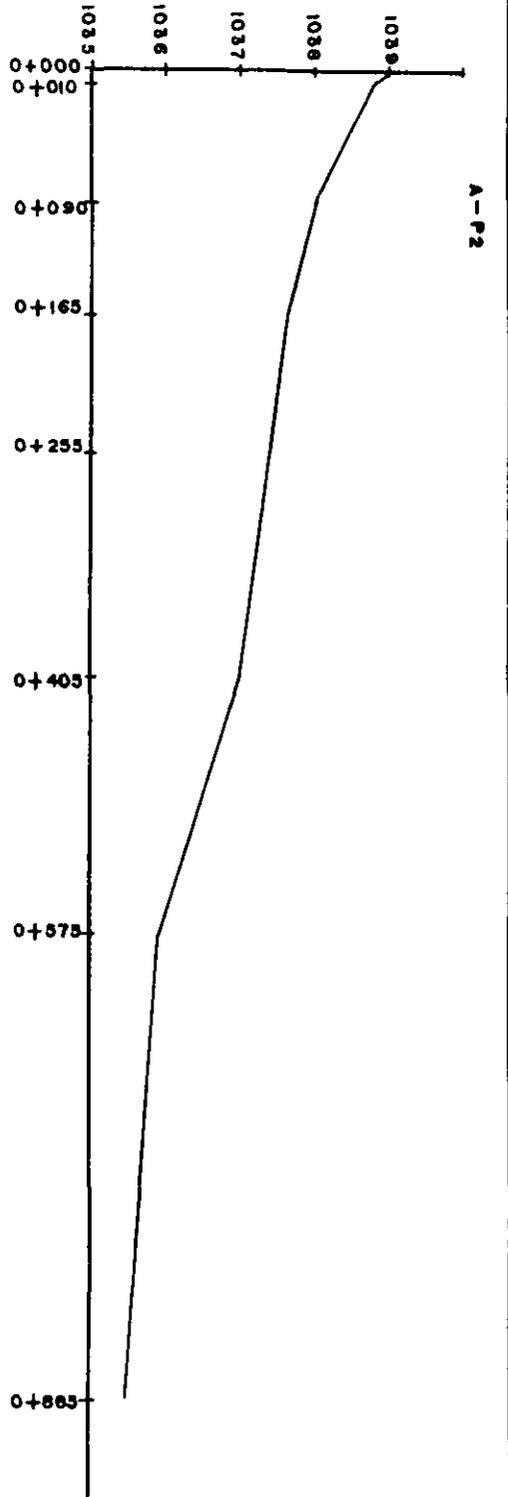


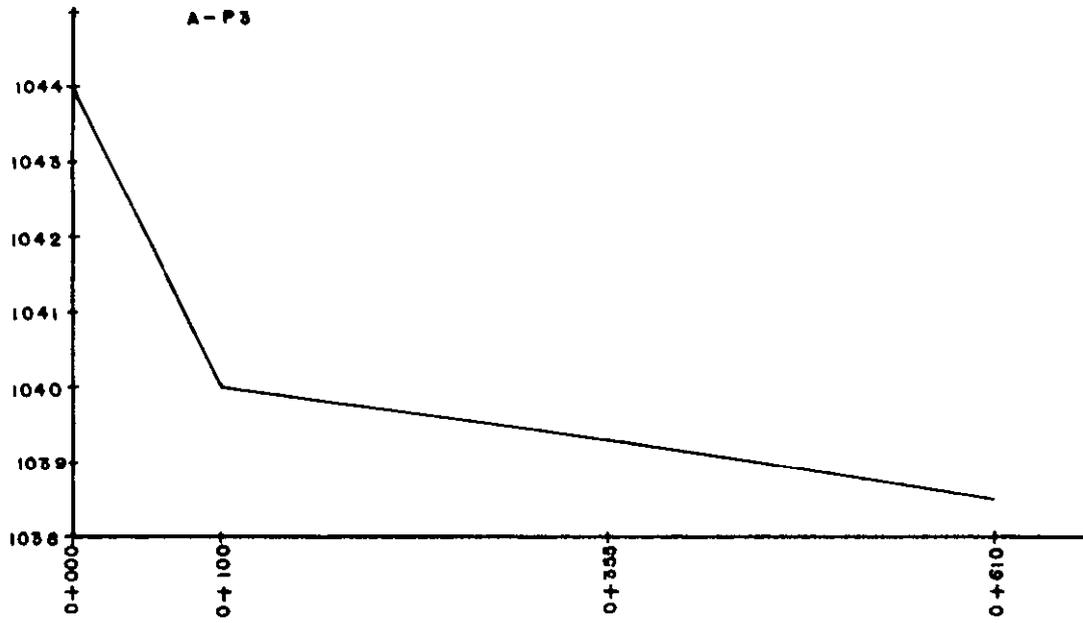
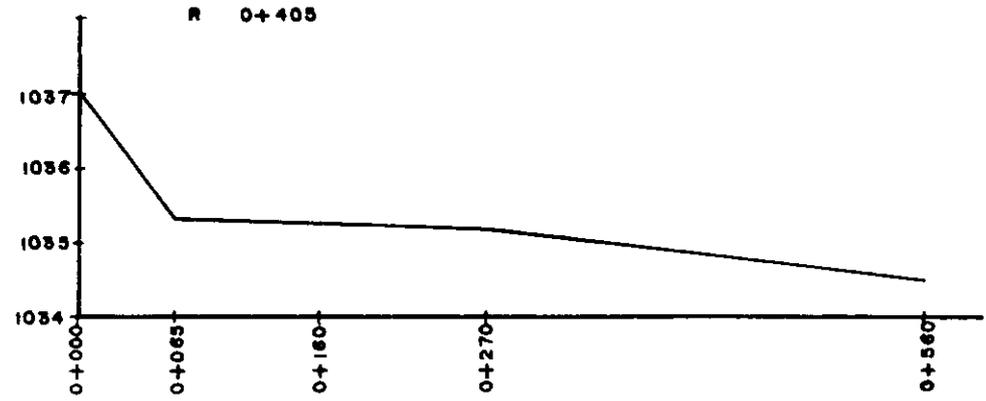
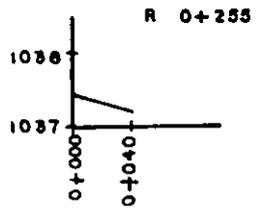
METROS

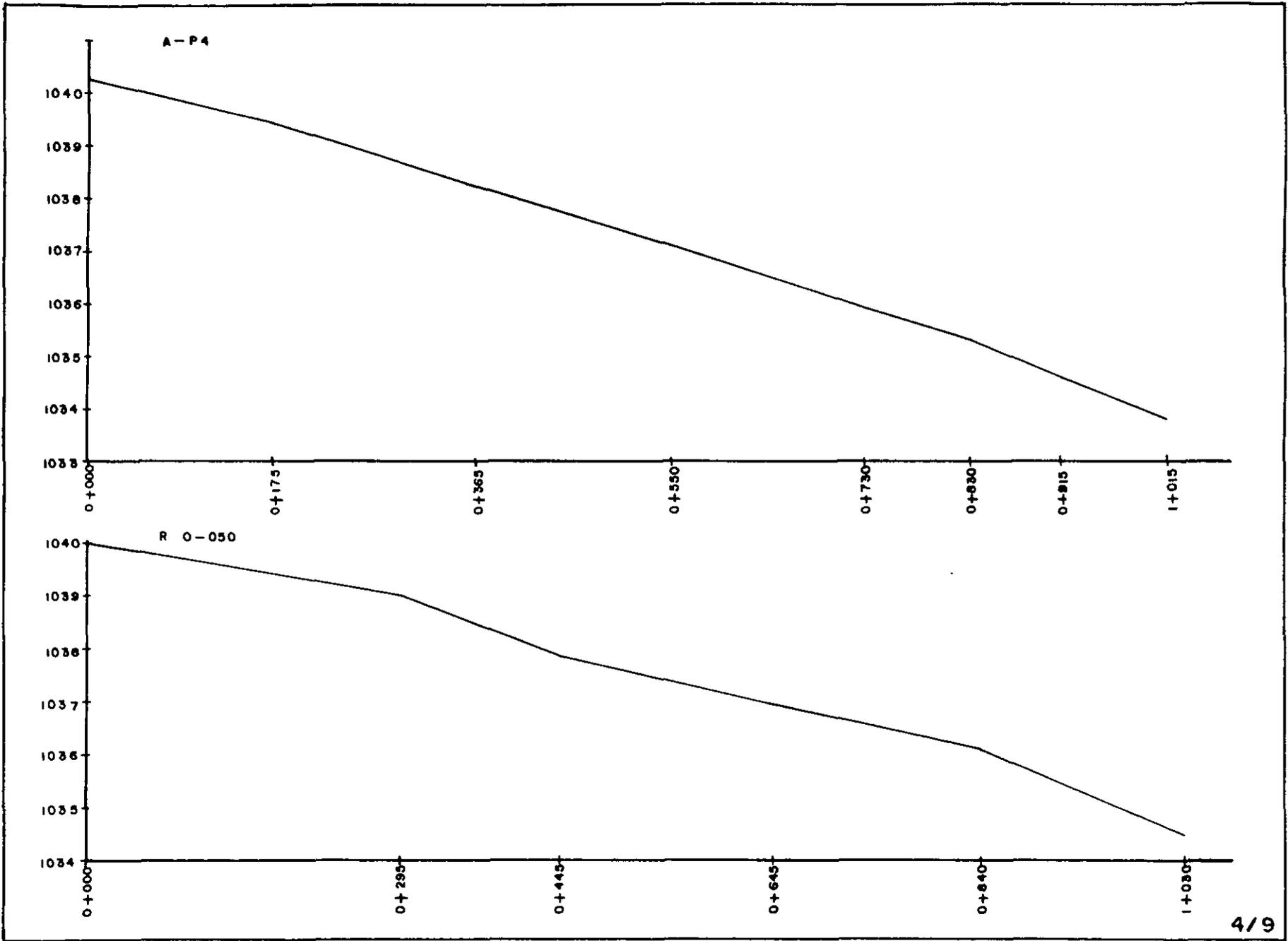
ESCALA GRAFICA VERTICAL 1:100

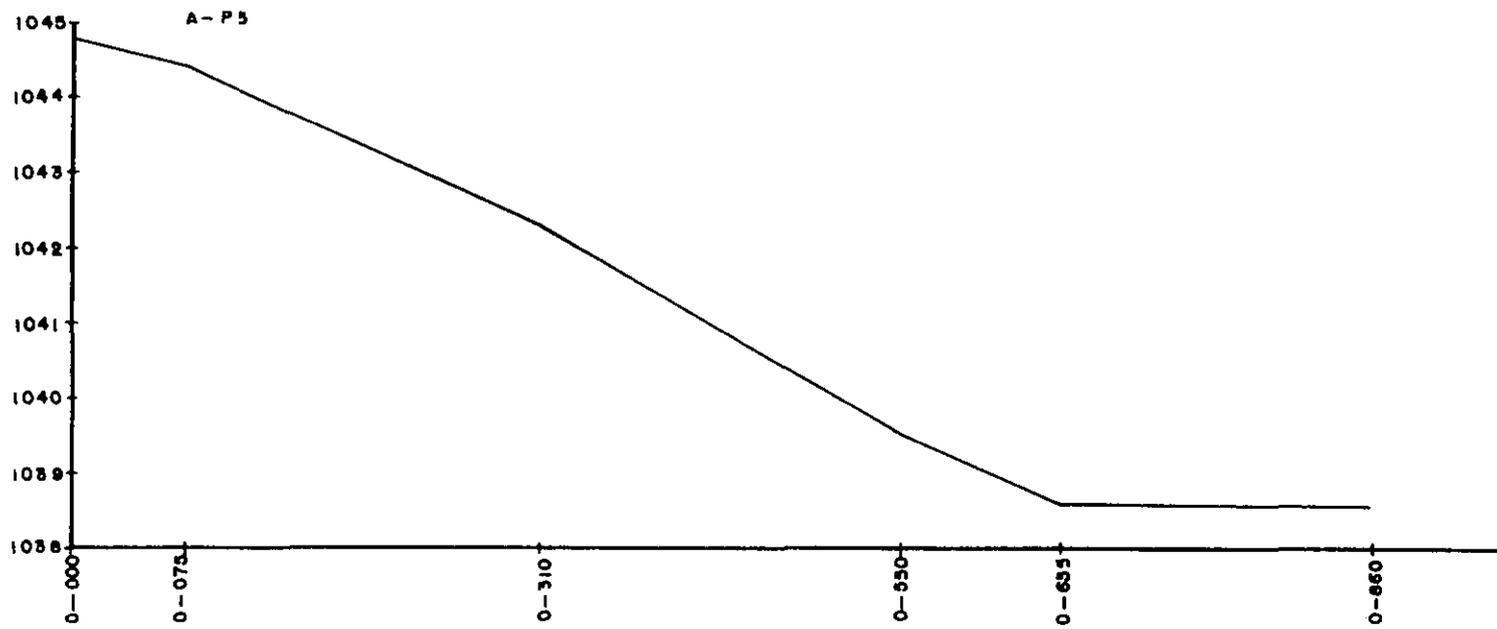
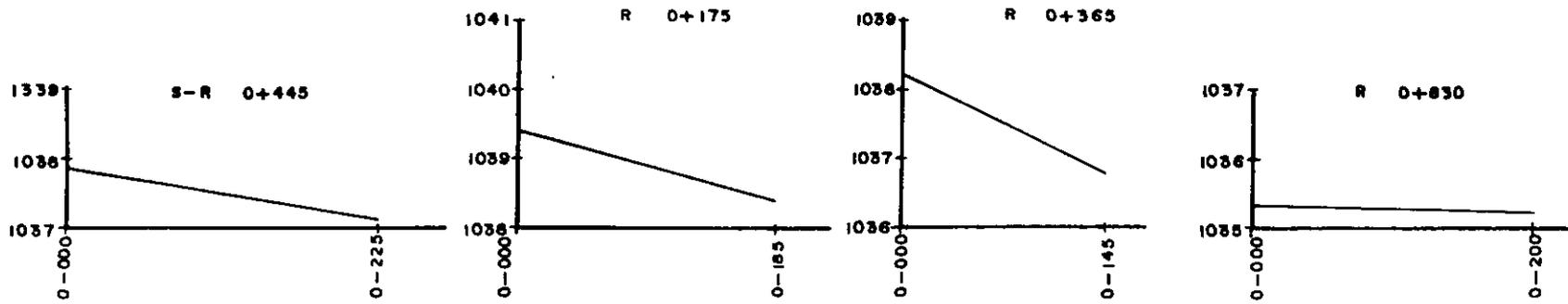


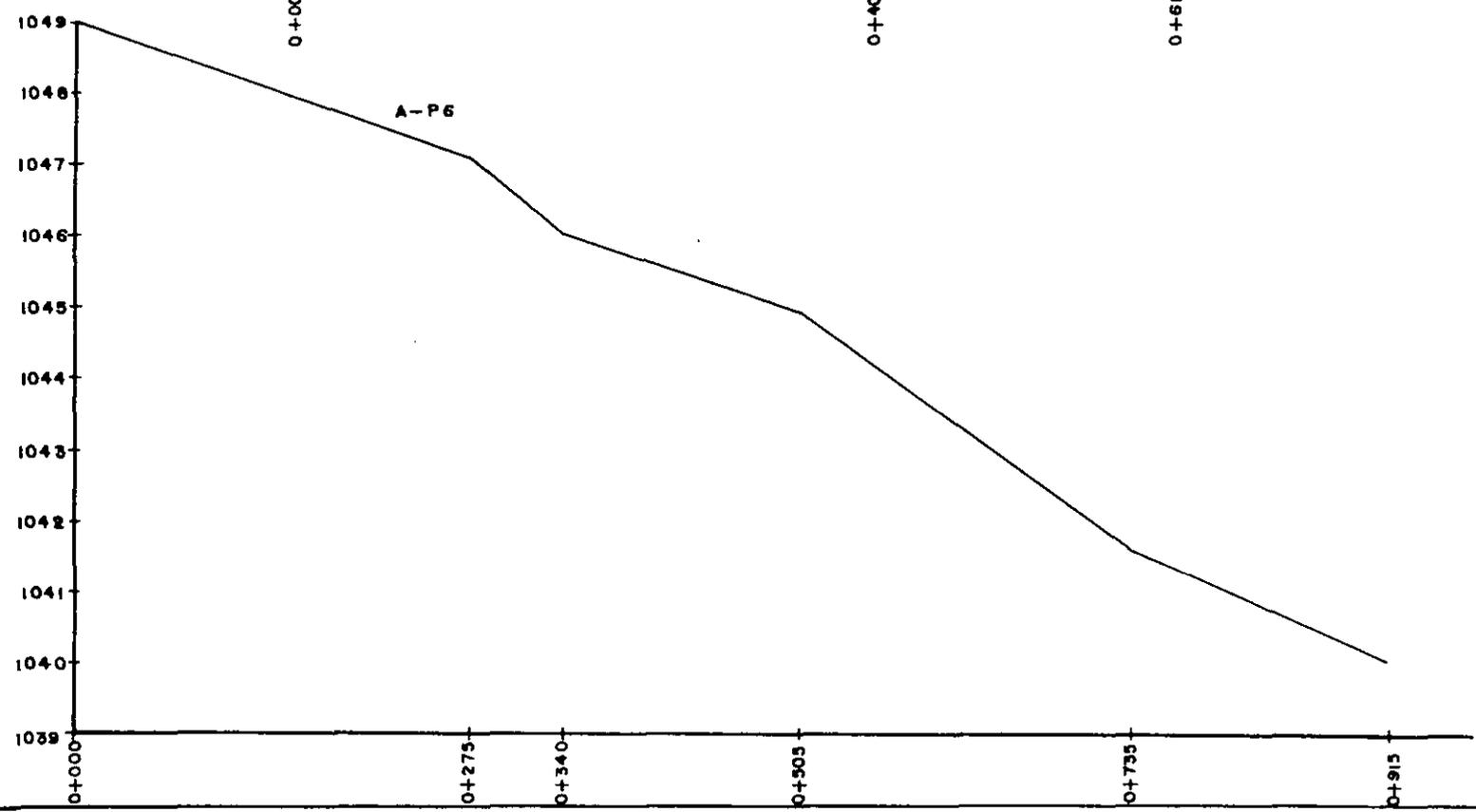
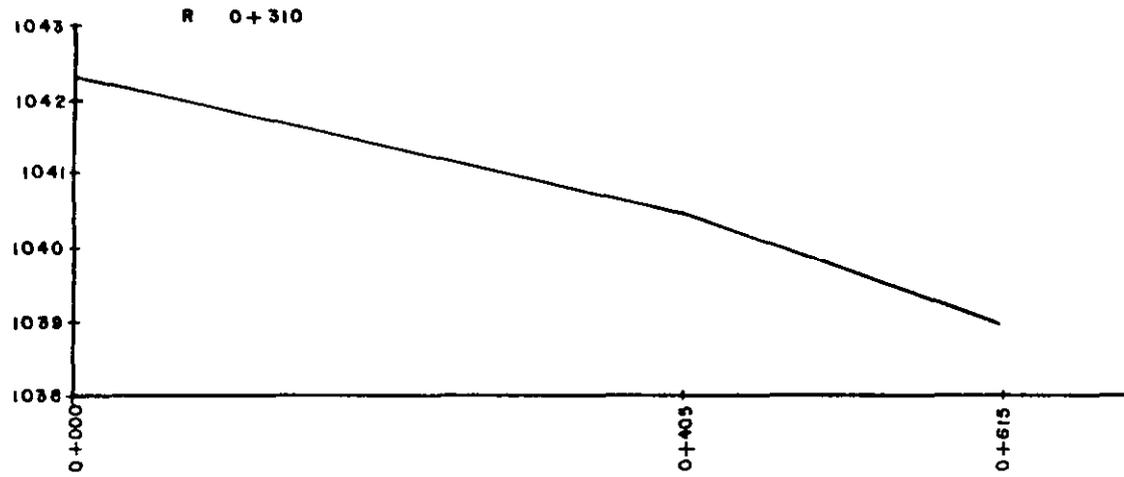
METROS

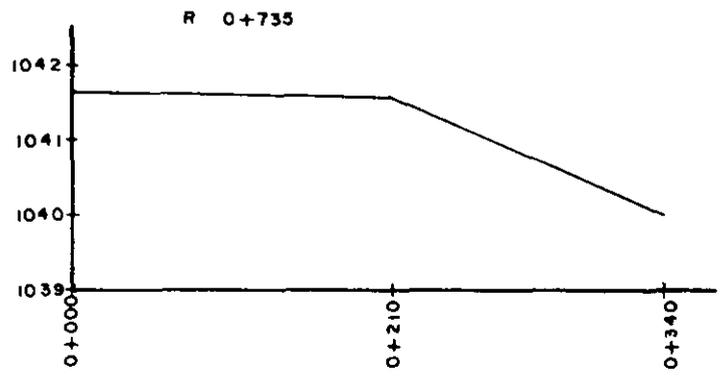
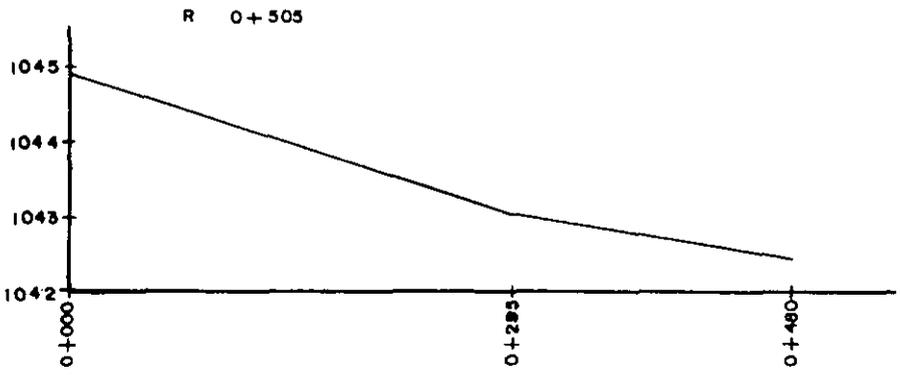
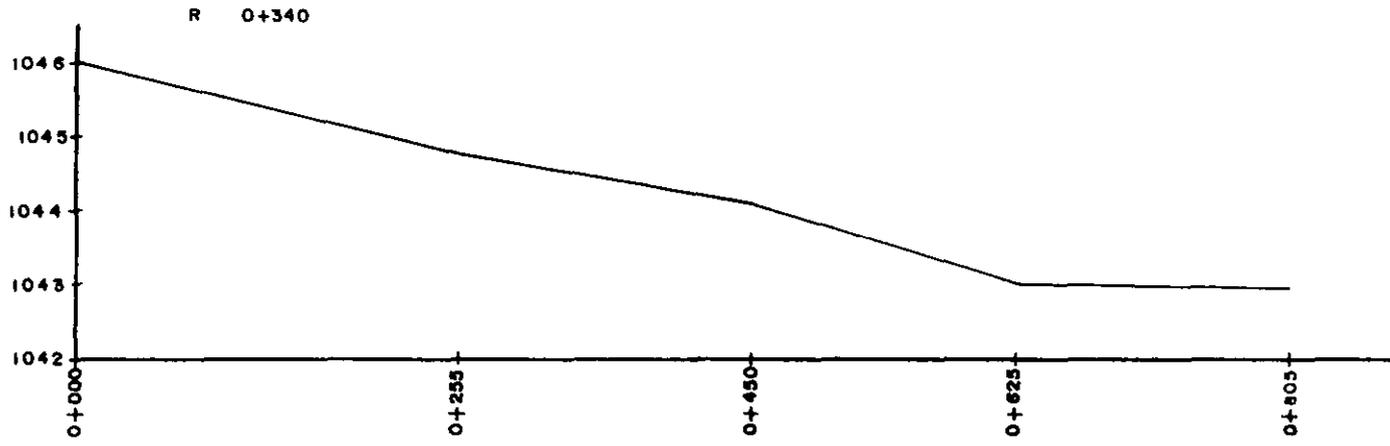


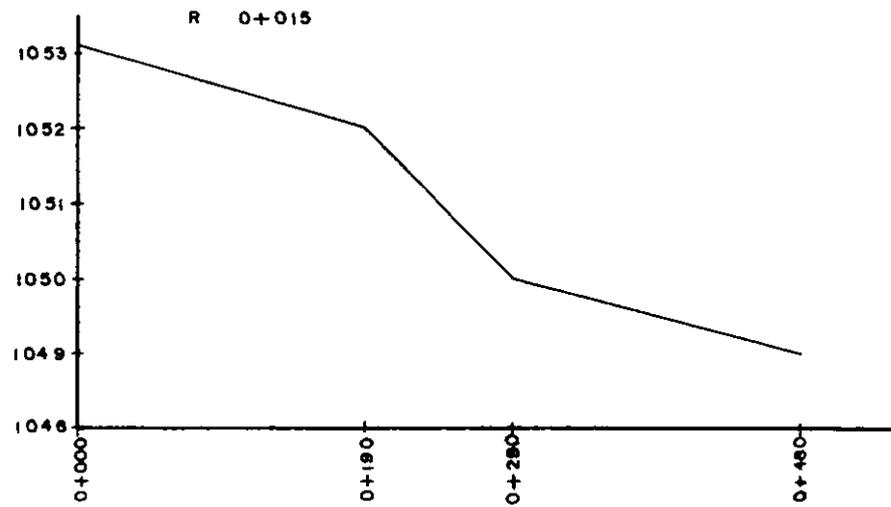
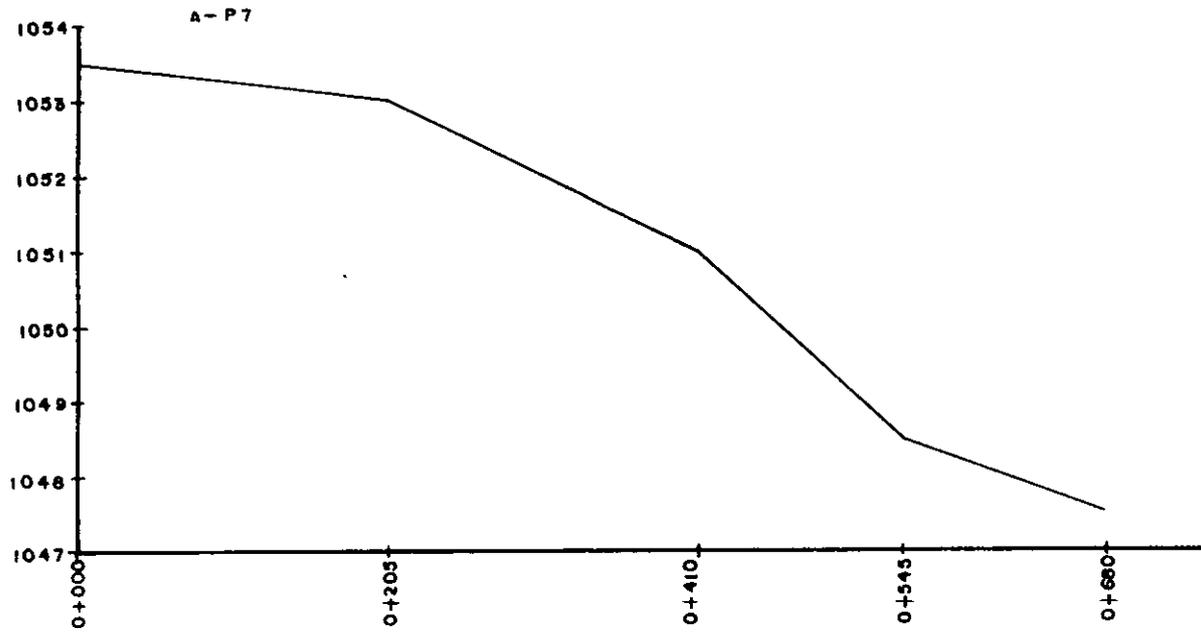


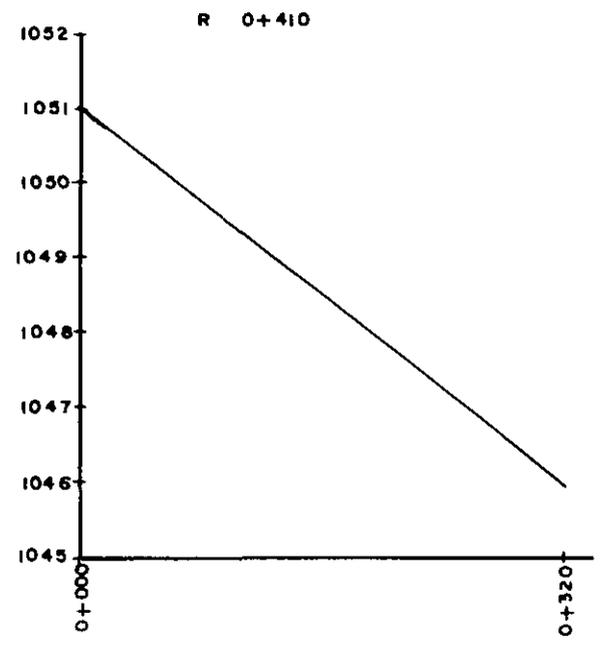
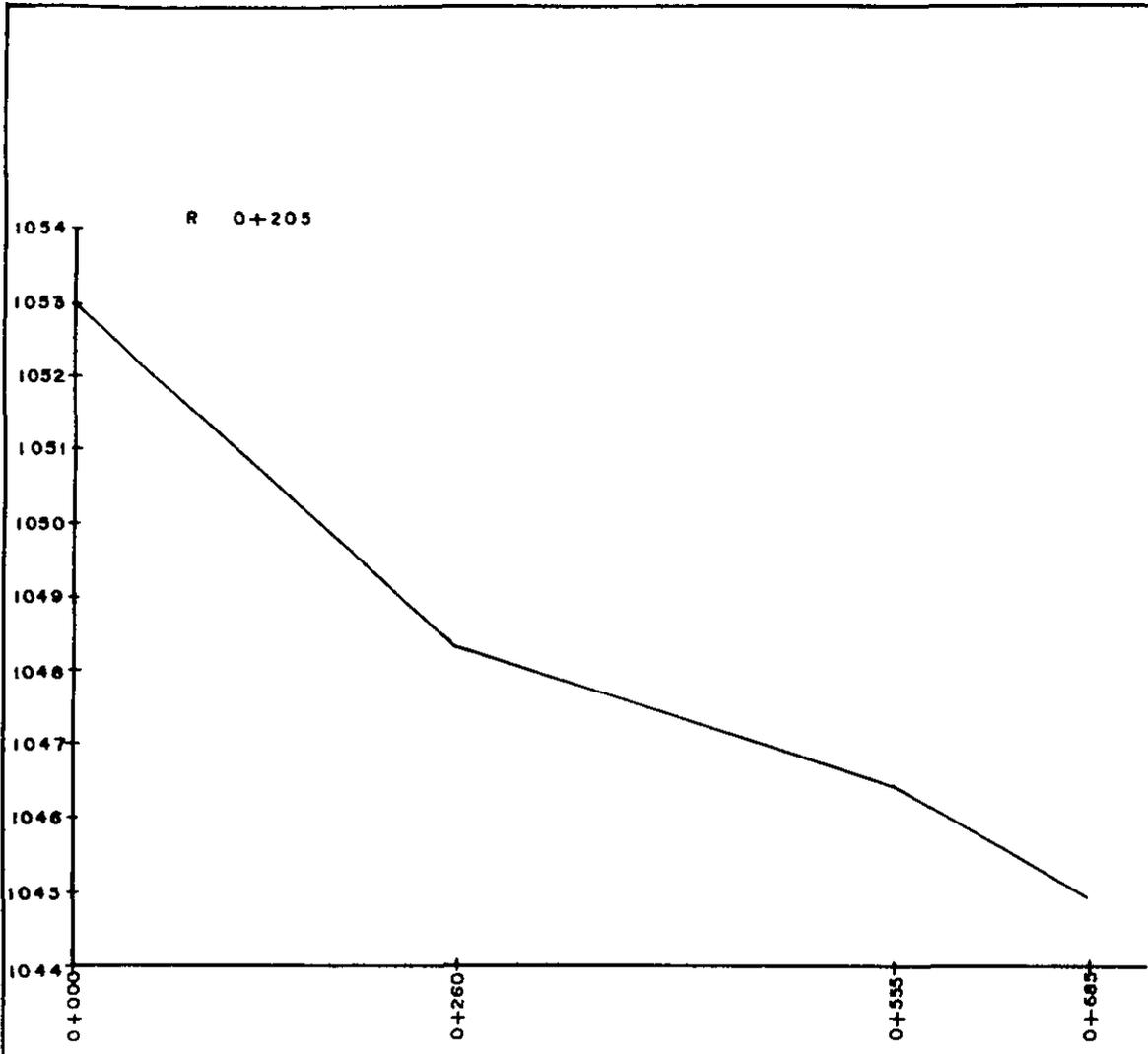












#### IV COMPARACIÓN DE RESULTADOS.

En este capítulo se hace la comparación de los resultados obtenidos en el estudio de dos tipos de tubería, Asbesto-Cemento (A-C) y Policloruro de Vinilo (PVC), recomendando finalmente la tubería más funcional de acuerdo a su rendimiento y costo.

En la siguiente tabla 3.15 se presenta un resumen de las longitudes de las tuberías de acuerdo al diámetro, dichas longitudes conforman toda la red.

TABLA 3.15 Resumen de la red de tubería.

DIAMETRO COMERCIAL (pulg)	LONGITUD DE TUBERIA (mts)	COSTO DE TUBERIA			
		A-C \$/m	PVC \$/m	A-C \$	PVC \$
1.00	1,965.00	6.63	5.30	13,018.13	10,414.50
1.25	2,155.00	8.88	7.10	19,125.63	15,300.50
1.50	3,110.00	10.56	8.45	32,849.38	26,279.50
2.00	4,475.00	15.13	12.10	67,684.38	54,147.50
3.00	1,711.00	32.88	26.30	56,249.13	44,999.30
4.00	775.00	54.88	43.90	42,528.13	34,022.50
6.00	160.00	120.25	96.20	19,240.00	15,392.00
	14,351.00			250,694.75	200,555.80

La tubería que se amolda más a este proyecto es la de PVC debido a su economía con respecto a la de A-C, pero también por las ventajas técnicas que brinda, las cuales son:

- Gran resistencia a la corrosión,
- Bajo peso,
- Facilidad de instalación y
- Gran resistencia al golpe de ariete.

Y solo se deben considerar las siguientes limitaciones:

- Evitar las temperaturas menores de 0 ° C,
- Evitar fuertes impactos, y
- La tubería no debe quedar expuesta a los rayos del sol

Es necesario recordar que el costo de la red con tubería de PVC es bajo comparado con el costo de red con tubería de A-C y mucho más económica que la red de canales de concreto.

Existen en el mercado tuberías como EXTRUPAC y PLESCO que son más sofisticadas, es decir, proporcionan mejores rendimientos debido a que soportan grandes cargas, son elásticas, soportan los cambios de temperatura bruscos, pero sus costos son mucho más elevados

Finalmente se hace una observación con respecto a los equipos de bombeo. En el capítulo II.3.6 se muestran las cargas disponibles para cada red, es decir, se muestra la energía de cada pozo.

En el cálculo de las pérdidas por fricción (tabla 3.14) se presentan las pérdidas totales, con las pérdidas antes mencionadas y la carga disponible se llega a la conclusión de que los equipos de bombeo están sobrados, esto quiere decir que las bombas son muy grandes.

En la tabla 3.16 se presenta numéricamente lo antes dicho

**TABLA 3.16 Resumen de Perdidas.**

Nº	POZO		ENERGIA DEL EQUIPO (mts)	DESNIVEL (mts)	CARGA DISPONIBLE (mts)	PERDIDAS CALCULADAS EN (mts)		PERDIDAS TOTALES EN (mts)		ENERGIA SOBRANTE	
	COTA	TANQUE DE DIST.				PVC	A-C	PVC	A-C	(mts)	%
1	1035.50	1035.25	60.00	-0.25	60.25	9.6861	11.9581	10.4047	12.9039	49.85	83.08
2	1037.60	1039.00	60.00	1.40	58.60	11.6086	14.3316	14.1894	17.1647	44.43	74.05
3	1035.25	1044.00	60.00	8.75	51.25	9.9701	12.3088	19.7171	22.2897	31.53	52.55
4	1039.60	1040.25	60.00	0.65	59.35	14.8266	18.3045	16.9593	20.7849	42.39	70.65
5	1043.70	1044.80	82.00	1.10	80.90	7.7749	9.5987	9.6524	11.6585	71.25	88.89
6	1042.90	1049.00	82.00	6.10	75.90	15.1203	18.6671	22.7324	26.6338	53.17	64.84
7	1048.25	1053.50	82.00	5.25	76.75	18.4956	22.8341	25.5952	30.3675	51.15	62.38

NOTA.- La energía sobrante de esta tabla corresponde a la tubería de PVC

El factor primordial para que el equipo quedara sobrado, es que se manejaban rugosidades y pendientes diferentes en los canales que las que se están manejando en la red de tubería. Esto no quiere decir que el equipo de bombeo fue calculado mal, sino que no se adapta a las necesidades requeridas por la red de tubería interparcelaria calculada.

### CONCLUSIONES.

Este documento está elaborado para quien se interese en conocer un poco sobre ingeniería de riego, se espera que interese a los estudiantes que cursan la carrera de Ingeniería Civil, es por ello que se muestra un contenido que abarca a grandes rasgos muchos aspectos a considerar en un proyecto para una zona de riego.

El dimensionamiento de las primeras redes se realizó mediante cálculos hidráulicos por tanteos y comprobación. Para poder efectuarlos había que determinar la cota piezométrica de cabecera, las cotas piezométricas mínimas exigibles en las tomas de riego y el caudal circulante por cada tramo.

Es evidente que un dimensionamiento así deja el problema indeterminado, lo que permite un gran número de soluciones y, en pocas ocasiones, con grandes diferencias de costos entre unas y otras.

Lo anterior dio lugar a que establecieran normas de diseño que lograban un mejor y más rápido ajuste de la red que los tanteos arbitrarios. A estas normas de diseño se les ha denominado Métodos Aproximados. Están basados, unos, en el establecimiento de criterios de velocidad recomendables y, otros, en la forma de ordenamiento del cálculo de arterias independientes o por zonas (efectuando el cálculo aisladamente en cada una de las partes desglosadas) y, finalmente, otros, en el reparto uniforme de carga disponible en la misma; con cualesquiera de ellos se logra un diseño hidráulico aceptable de la red.

Los Métodos Aproximados fueron pronto abandonados para dar paso a otros, cuyo objetivo era la búsqueda de un diseño mas económico. Para ello se siguieron distintas vías: condiciones de óptimo de Lagrange, programación lineal, programación dinámica, etc., jalonadas por los avances de investigación conseguidos por los especialistas en redes de riego. Entre estos especialistas hay que destacar a Ives Labye, por su importante contribución a los conocimientos sobre técnica de optimización de redes de riego.

Otra finalidad muy importante de este trabajo es que el estudiante comprenda el contenido del mismo y aprenda a aplicar el agua al suelo, es decir, el estudiante con ayuda de este documento deberá decidir el método de riego mas óptimo a utilizar, a fin de que se obtenga un rendimiento óptimo y económico sin provocar desperdicios en el uso del agua y del suelo; considerando las características físicas de la zona agrícola en la que se va a regar.

### PROYECTO.

De construirse el proyecto, el obstáculo más significativo se presentará en el volumen del acuífero y en sus niveles de operación y que por otra parte los efectos benéficos se presentaran tanto en el

clima de la zona en estudio como en la flora y fauna, así como en los aspectos socioeconómicos, principalmente en el aspecto agrícola y en menor cantidad en el pecuario, considerándose factible la construcción del mismo.

En muchas zonas agrícolas los agricultores no tienen bases técnicas en la aplicación del agua al suelo, es decir, su ideología siempre ha sido **“entre más agua mejores son los frutos”**, y lo que no saben realmente es que gran parte de esa agua se desperdicia infiltrándose al subsuelo, ésta pérdida no solo se evita con infraestructuras hidráulicas sofisticadas que evitan la infiltración y la evaporación en su conducción y distribución, sino que se debe evitar con una nueva cultura en el uso del agua.

Se debe pensar que no solo con la construcción de dicho proyecto la eficiencia en la zona agrícola se elevará de manera instantánea, se deben aplicar a largo plazo programas de apoyo técnico y de capacitación a los campesinos, en los cuales se den a conocer técnicas en la actividad agrícola en donde se debe incluir como tema principal el uso racional del agua en la aplicación del riego.

## INFRAESTRUCTURA.

En la elección del diseño de la red interparcelaria a base de tubería a baja presión se consideró la facilidad en el manejo y disponibilidad de materiales, o sea, la infraestructura escogida tiene una gran facilidad al ser transportada a la zona de riego y es disponible en cualquier tienda de ferretería.

La metodología planteada puede aplicarse prácticamente para cualquier gasto. La limitante en este sentido está dada básicamente por la disponibilidad de materiales y accesorios en el mercado. La tecnología en México ofrece tubería, conexiones y accesorios de PVC con capacidad de conducir a baja presión ( $1 \text{ kg/cm}^2$ ) gastos hasta  $4 \text{ m}^3/\text{s}$ , en función de la topografía del terreno.

Con respecto a la velocidad, la restricción de un sistema de tubería de baja presión se centra fundamentalmente en la carga disponible en la cabecera de la red, la cual indirectamente, junto con la pendiente del terreno, fija los diámetros óptimos económicos en cada tramo de la red, y estos, a su vez, la velocidad del agua en la tubería. También los límites de velocidad se basan en la experiencia de campo y varían de acuerdo al diámetro del tubo.

El precio para cada diámetro, incluyendo el transporte, la colocación de la tubería y el relleno de las zanjas, variará por cualesquiera de las siguientes causas: tipo de material de la tubería, condiciones económicas del mercado local y época en que se efectúen las adquisiciones y se ejecute la construcción del proyecto.

## POBLACIÓN

En los aspectos sociales, la población a beneficiar directamente es de 384 personas o bien 80 productores de los cuales el 78.75% son ejidatarios y 21.25% pequeños propietarios.

La actitud de los beneficiados, en cuanto a la ejecución de las obras es buena, pese al grado de responsabilidad en el mantenimiento y conservación de las obras que deberán asumir.

La superficie total contemplada en el proyecto es de 491.5 hectáreas de las cuales 71.8% es ejidal y 28.2% de pequeña propiedad, observándose un marcado individual para el trabajo agrícola.

En general la problemática agraria, no se estima como un freno social, de tal forma que entorpeciera el buen desarrollo y aprovechamiento de las obras hidroagrícolas contempladas.

La participación del sector agropecuario en el desarrollo económico y social juega un papel predominante dado que en ese sector se sustenta la economía, pese al poco desarrollo. En cuanto

a lo social la contribución de la producción es para satisfacer en primer lugar el consumo familiar y en segunda instancia la comercialización para abastecimiento de las necesidades, tanto de la región como del propio estado.

La superficie total cultivada para el ciclo actual expuesto, ocupa el 99.3% del total. En cuanto a superficie, el cultivo predominante es el maíz.

Es necesario que la red de caminos de tercerías y brechas sean mejoradas a fin de que estas sean transitables todo el año y facilite el traslado de la producción de las parcelas a los centros de recepción.

Con la ejecución de las obras, el desempleo y el subempleo a nivel del área se verá mermado de manera considerable, puesto que con el riego se estará en condiciones de practicar dos o más cultivos, dependiendo del tipo y por lo tanto se generarán más empleos, reduciéndose en parte el movimiento migratorio de la fuerza de trabajo.

La demanda de obras hidroagrícolas deben ser prioritarias para que la agricultura pueda alcanzar un desarrollo óptimo y por ende los ingresos sean incrementados de manera considerable.

Al realizarse las obras será necesario capacitar a los productores en cuanto a requerimiento de riego según el cultivo practicado, tipos de cultivos mas redituables y aptos a las tierras a beneficiar, control de plagas y enfermedades, así como de tipo organizativo a fin de que tengan conciencia de la responsabilidad de mantenimiento y operatividad de la obra.

En cuanto al crédito, será prioritario que se implanten medidas que permitan negociar con la banca, la situación actual con el propósito de que la institución apoye en cuanto a financiamiento se refiere, de lo contrario este será uno de los principales frenos económicos para que el proyecto alcance su óptimo aprovechamiento.

Otras de las actividades que se practica y tiene las condiciones necesarias para su explotación es la ganadería, en este sentido, y a sabiendas que los productores cuentan con terrenos de agostadero para la ganadería, es recomendable que se estructuren programas específicos para introducir pastizales para consumo del ganado.

## GLOSARIO.

**Abrasión.-** Acción de desgastar por fricción.

**Acémilas.-** Mulas de carga.

**Advención.-** Del latín, venida o llegada de algo.

**Agostadero (temporada de).-** Temporada de calor, en la cual no se siembra (agosto).

**Agua artesiana.-** Agua que proviene de los pozos artesianos.

**Aguas subálveas.-** Aguas que circulan por grietas subterráneas por debajo de un río o un arroyo.

**Aireación.-** Orear, dar ventilación.

**Amelgas.-** Superficie de terreno entre dos bordos paralelos que guían la lamina de agua en el sentido de la pendiente.

**Azolves.-** Sedimentos que obstruyen un conducto.

**Caducifolia.-** Arboles y plantas de hojas caducas, que se les caen al comenzar el otoño.

**Capa freática.-** Capa o nivel de agua formado por la filtración de esta en el suelo, se encuentra distribuida en los intersticios del mismo, normalmente esta agua proviene de la precipitación.

**Capacidad de campo ( $\theta_{cc}$ ).-** Contenido de agua que permanece en el suelo una vez que ha drenado por la acción de la gravedad, después de un riego por inundación.

**Cíclicos (cultivos).-** Cultivos que forman parte de un ciclo.

**Cultivo.-** Dar a la tierra y a las plantas las labores necesarias para obtener frutos.

**Cultivo análogo.-** Cultivo semejante a otro cultivo.

**Cultivo perenne.-** Cultivo continuo, constante, perpetuo, que solo se siembra una vez

**Cultivo rotativo.-** Cultivo que es variado en una parcela.

**Entarquinamiento.-** División del terreno con bordos en pequeñas superficies planas formando pequeños estanques los cuales son llenados con la cantidad de agua deseada para dedicarlo al cultivo.

**Estado hidrométrico.-** Estado en que se mide el caudal, la velocidad o la fuerza de los líquidos.

**Estereoscopio.-** Aparato para mirar con ambos ojos simultáneamente dos fotografías o dibujos, tomados desde dos puntos de vista distintos, lo que produce la sensación de relieve.

**Estructura de agujas.-** Estructura rudimentaria localizada en canales de riego constituida regularmente por tablas, troncos, etc... que tiene por finalidad obstruir el caudal para elevar el tirante aguas arriba de dicha estructura.

**Fuerza tractiva.-** Fuerza para mover un cuerpo arrastrándolo hacia el sentido de la misma.

**Galería filtrante.-** Tubo perforado que se encuentra enterrado y se utiliza para captar el agua que se drena a su alrededor, dicho tubo tiene una pendiente establecida que permite el escurrimiento del agua a un carcamo de bombeo.

**In situ.-** En su lugar propio o natural.

**Leguminosa.-** Planta dicotiledónea con raíces nudosas hojas alternas, de inflorescencia racimosa y fruto en legumbre. (frutos que tienen vaina).

**Pecuario (desarrollo).-** Desarrollo en la actividad ganadera.

**Perfil Creager.-** Perfil de un vertedor diseñado de modo que coincida con la forma del perfil inferior de la lamina de agua que vierte desde la cresta de un vertedor de pared delgada hipotético; Creager fue el nombre del investigador que ideó este tipo de vertedor.

**Permeabilidad isotrópica.-** Permeabilidad con propiedades iguales en todas direcciones debido a la homogeneidad del suelo.

**PH.-** Potencial de hidrogeno, de acuerdo a la cantidad de PH contenido en alguna sustancia se dice que es alcalina o ácida.

**Piezómetro.-** Instrumento para medir el grado de compresibilidad de los líquidos.

**Planos agrológicos.-** Planos en los cuales se muestran las características principales del suelo

para fines de cultivo (textura, tipo y clase).

**Pozo artesiano.-** Pozo que se perfora para que suba el agua subterránea por propia presión contenida entre dos capas impermeables, comunicada con un depósito más alto que el nivel de perforación.

**PPM.-** Partes por millón

**Producción silvícola.-** Producción que trata del cultivo de bosques y montes.

**Punto de marchitez permanente (pmp).-** Contenido de agua en el suelo que la planta no puede extraer.

**Rastrojo.-** Paja madura que queda en la tierra después de cosechar.

**Regadera.-** Elemento estructural que se utiliza en el riego de zonas agrícolas, por lo general se encuentran ubicadas en las partes más altas de los terrenos y se utiliza para verter el agua al terreno o parcela, de acuerdo a las necesidades de hídricas de cada cultivo.

**Talwegs.-** Cañada o pequeños cauces de agua que dan forma a barrancas o ríos.

**Usufructo parcelario.-** Derecho de disfrutar una parcela cuya propiedad directa pertenece a otro.

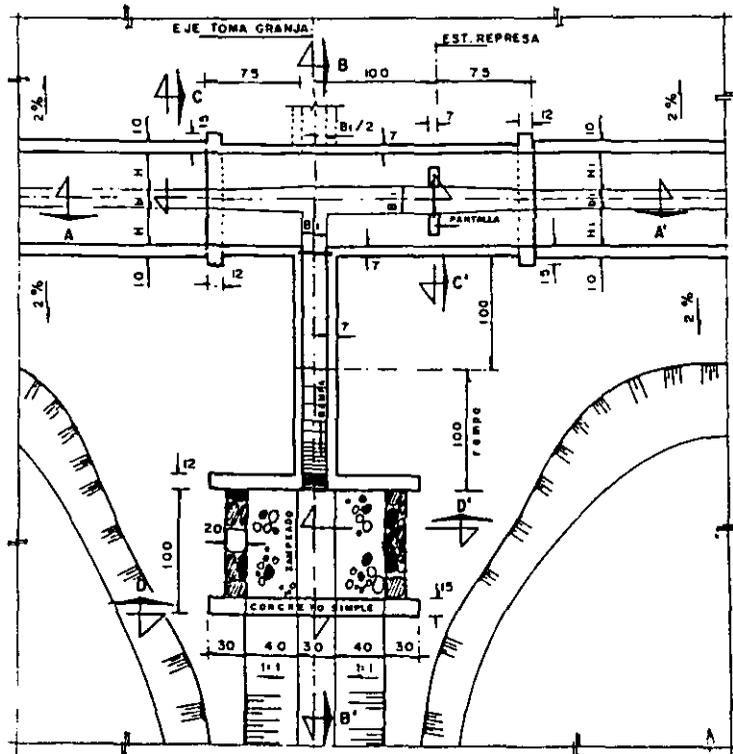
**Zona reticular.-** Zona de raíces.

## **BIBLIOGRAFÍA.**

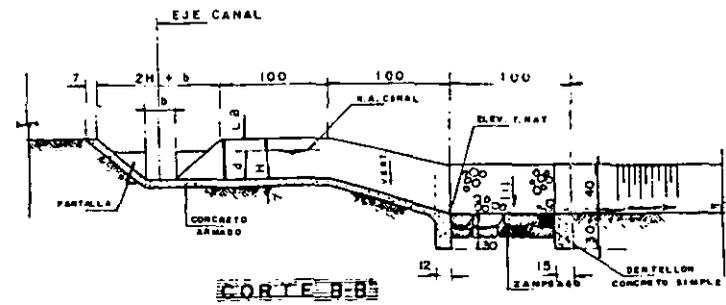
- 1.- Manual para Diseño de Zonas de Riego Pequeñas  
Comisión Nacional del Agua (CNA)  
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA).  
Julio 1997
- 2.- Proyecto de Zonas de Riego  
Dirección de Proyectos de Irrigación Departamento de Canales.  
Secretaría de Recursos hidráulicos (SRH)  
México 1973
- 3.- Análisis de la Flexibilidad en la Distribución del Agua en los Distritos de Riego  
Tesis para Maestría en Ciencias  
Ing. Mauro Iñiguez Covarrubias  
Mexico 1994
- 4.- Abastecimiento de Agua y Remoción de aguas residuales  
Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales  
Noriega Limusa.  
Gordon Maskew Fair.  
John Charles Geyer.  
Daniel Alexander Okun.
- 5.- Presas de Derivación  
Secretara de Agricultura y Recursos Hidráulicos  
Plan Nacional de Obras Hidráulicas y de Ingeniería Agrícola para el Desarrollo Rural.  
Octubre 1980.
- 6.- Manual de Diseño  
Modernización de Sistemas de Riego  
SOGREAH INGENIERE  
Comisión Nacional del Agua (CNA)  
Octubre 1994
- 7.- Manuales para Educación Agropecuaria  
Riego y Drenaje  
Editorial Trillas  
Enero 1983
- 8.- Drenaje de Tierras Agrícolas  
Teoría y Aplicaciones  
James N. Luthin  
Editorial Limusa
- 9.- Riego por Tuberías de Baja Presión  
Primer Diplomado de Ingeniería de Riego CNA-IMTA-CP  
Angeles Montiel V.  
1993

# ANEXOS

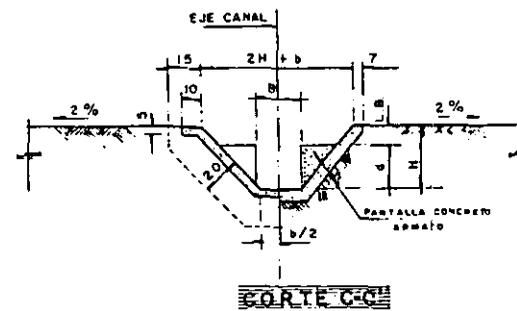




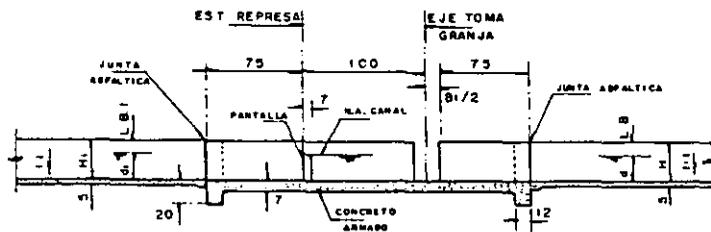
PLANA



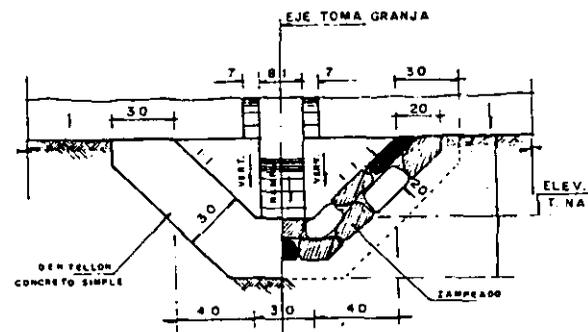
CORTE B-B



CORTE C-C



CORTE A-A



CORTE D-D

NOTAS:

- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
- REFUERZO CON VARILLAS 3/8" Ø a 15 cms. AMBOS SENTIDOS.
- EL CONCRETO SERA DE f'c: 150 kg/cm.2

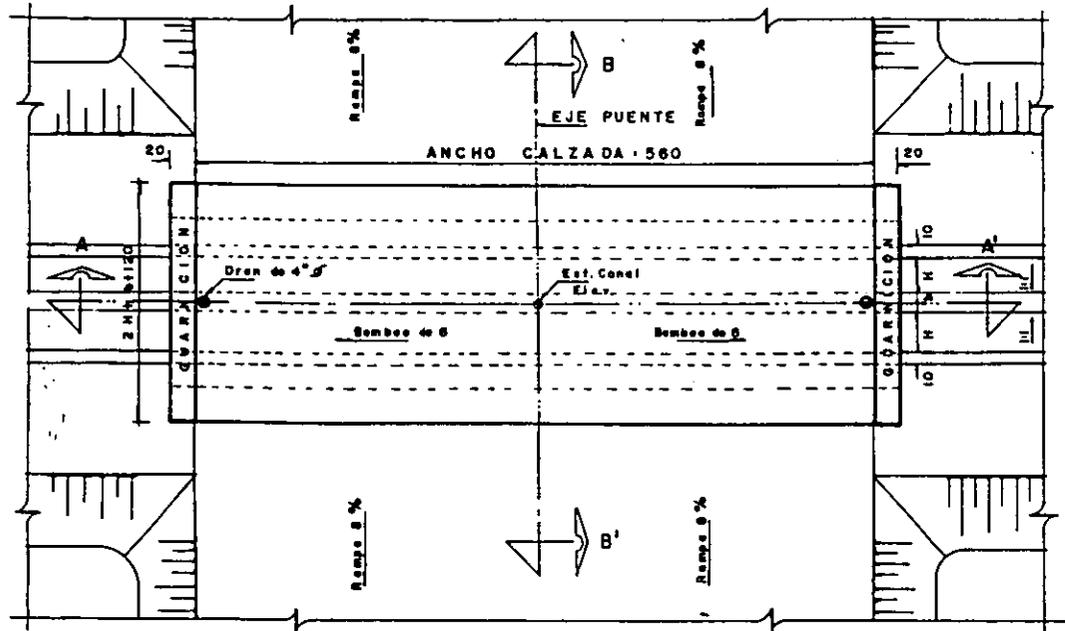
EST. REP.	N.A.C.	ELEV. TN	B	BI	H	b	H1	b1
-----------	--------	----------	---	----	---	---	----	----

COMISION NACIONAL DEL AGUA	
GERENCIA REGIONAL DEL NOROESTE	
DEPENDENCIA EN EL ESTADO DE NAYARIT	
SARH	
Proyecto "El Tambor"	
PLANO TIPO	
REPRESA CON TOMAGRANJA IZQ; DER, Y/O DOBLE	
Conforme	Va. Sa.
GERENTE REGIONAL	GERENTE ESTATAL
Aprobo	Reviso
SUBGERENTE	JEFE DE LA UNIDAD DE APLICACION
TOMIC, NAYARIT.	

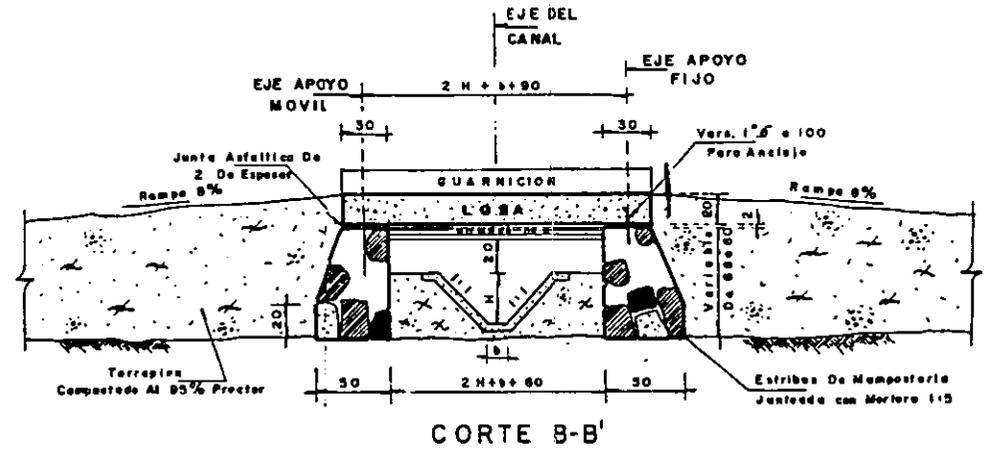




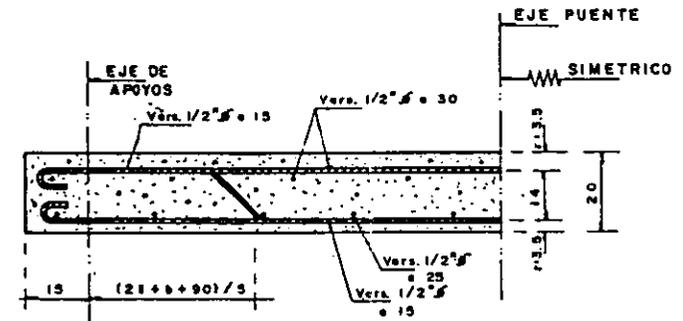




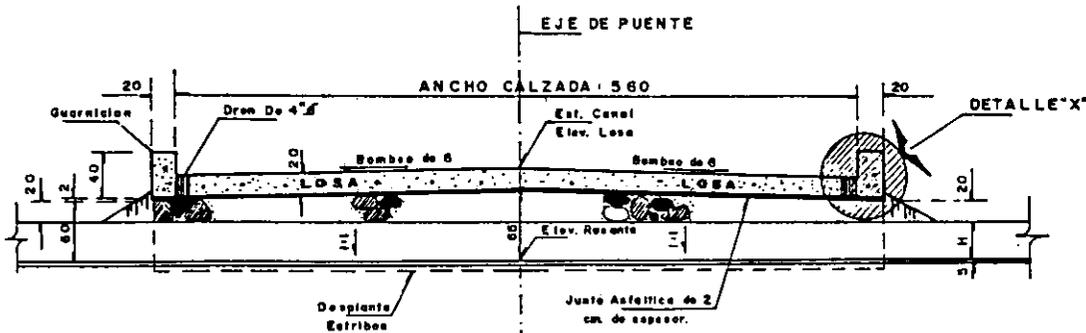
PLANTA



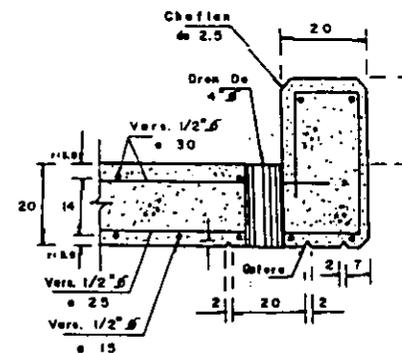
CORTE B-B'



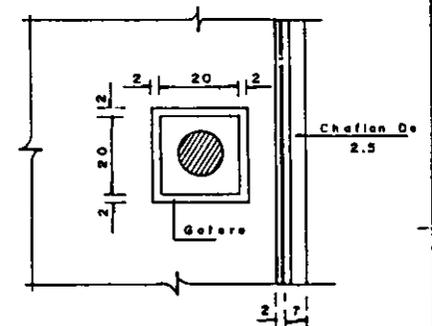
REFUERZO DE LA LOSA



CORTE A-A'



DETALLE "X"



VISTA INFERIOR DREN

EST. CANAL	ELEV. RAS.	ELEV. LOSA	H	b

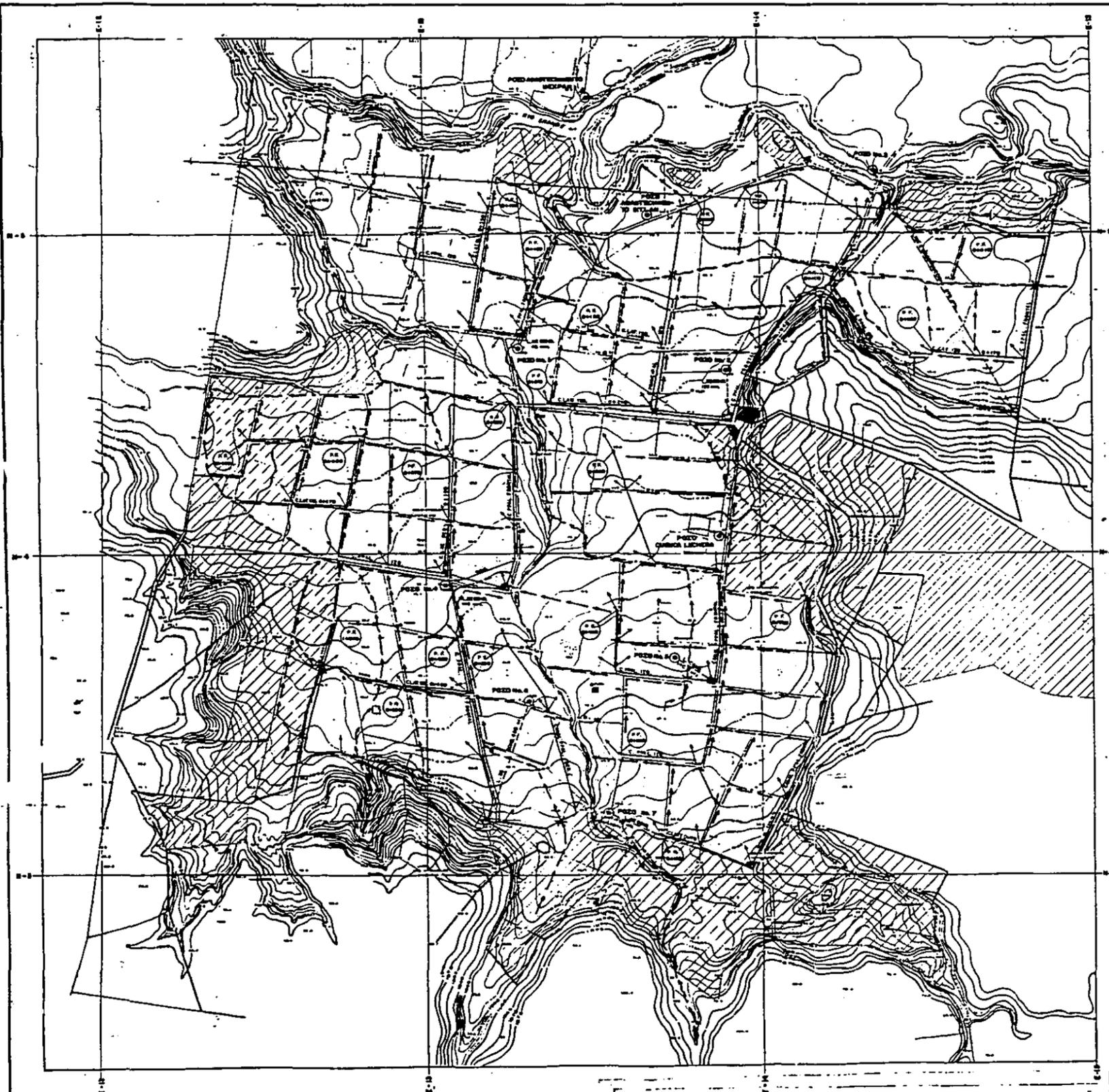
NOTAS:

- Acolaciones En Centímetros.
- El Concreto Sera De  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$

COMISION NACIONAL DEL AGUA  
**SARH**  
 GERENCIA REGIONAL DEL NOROESTE  
 GERENCIA EN EL ESTADO DE NAYARIT

Proyecto "El Tembor"  
 PLANO TIPO  
 PUENTE VEHICULO CRUCE CANAL  
 CON CAMINO DE PENETRACION

Conforme: \_\_\_\_\_ Va De: \_\_\_\_\_  
 Aprobó: \_\_\_\_\_ Revisó: \_\_\_\_\_  
 TEPIC, NAYARIT



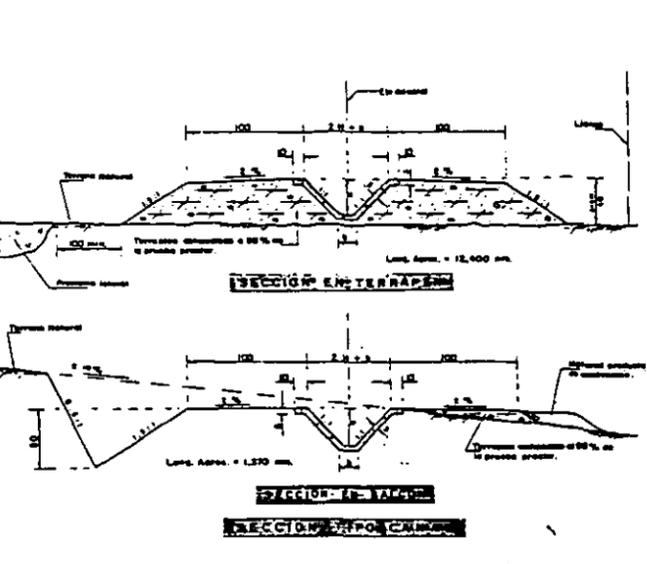
**DIMENSIONES HIDRAULICAS Y GEOMETRICAS DE LA RED DE DISTRIBUCION**

POZO	LINEA	CANAL	LONG. (M)	SECCION	LA (M)	TA (M)
1	15-30-00	45	C. PPAL. 120	150	0+000	0+150
			C. PPAL. 120	300	0+150	0+450
			C. PPAL. 120	150	0+450	0+600
			C. PPAL. 120	170	0+600	0+770
2	15-30-00	150	C. PPAL. 120	150	0+000	0+150
			C. PPAL. 120	200	0+150	0+350
			C. PPAL. 120	150	0+350	0+500
			C. PPAL. 120	150	0+500	0+650
3	15-40-00	270	C. PPAL. 120	150	0+000	0+150
			C. PPAL. 120	150	0+150	0+300
			C. PPAL. 120	150	0+300	0+450
			C. PPAL. 120	150	0+450	0+600
4	15-30-00	180	C. PPAL. 120	150	0+000	0+150
			C. PPAL. 120	150	0+150	0+300
			C. PPAL. 120	150	0+300	0+450
			C. PPAL. 120	150	0+450	0+600
5	15-40-00	140	C. PPAL. 120	150	0+000	0+150
			C. PPAL. 120	150	0+150	0+300
			C. PPAL. 120	150	0+300	0+450
			C. PPAL. 120	150	0+450	0+600
6	15-40-00	400	C. PPAL. 120	150	0+000	0+150
			C. PPAL. 120	150	0+150	0+300
			C. PPAL. 120	150	0+300	0+450
			C. PPAL. 120	150	0+450	0+600
7	15-40-00	470	C. PPAL. 120	150	0+000	0+150
			C. PPAL. 120	150	0+150	0+300
			C. PPAL. 120	150	0+300	0+450
			C. PPAL. 120	150	0+450	0+600

RESUMEN:  
 TOTAL POZOS: 7 - EXISTENTES A RECONSTRUIR: 2 - PROYECTO: 5  
 TOTAL HAS METAS: 330-00-00 - RIEGO DIRECTO: 317-00-00 - CONDUCCIONES: 21-00-30 +  
 LONGITUD TOTAL DE LINEAS DE CONDUCCION: 2,250 MTS. (A-C 8" CLASE A-1)  
 LONGITUD TOTAL DE CAMBIOS: 15,770 MTS.

**SECCIONES EN TERRAPLEN**

SECCION	1	2	3	4	5	6	7	8
1	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10	0.10
2	0.0375	0.0415	0.0455	0.0495	0.0535	0.0575	0.0615	0.0655
3	0.0715	0.0755	0.0795	0.0835	0.0875	0.0915	0.0955	0.0995
4	0.1055	0.1095	0.1135	0.1175	0.1215	0.1255	0.1295	0.1335
5	0.1395	0.1435	0.1475	0.1515	0.1555	0.1595	0.1635	0.1675
6	0.1715	0.1755	0.1795	0.1835	0.1875	0.1915	0.1955	0.1995
7	0.2055	0.2095	0.2135	0.2175	0.2215	0.2255	0.2295	0.2335
8	0.2675	0.2715	0.2755	0.2795	0.2835	0.2875	0.2915	0.2955



**CLAVE**

- AREA SIN RIESGO
- AREA CONDICIONADA AL RIESGO
- POZO
- LINEA DE CONDUCCION
- CANAL
- TANQUE DE DESCARGA CON SALIDA T.E.T.P.P.A.L.
- TOMA BRANCA Y TOMA LATERAL, TOMA ALCANTARILLA
- ALCANTARILLA (CANAL, CAMINO, CAMINO Y CANAL)
- DREN NATURAL
- DREN PARCELARIO
- CAMINO DE PENETRACION
- LIENZO LIMITE PARCELARIO

**NOTAS**  
 Las alcantarillas en las secciones tipo son en concreto, con Estaciones en metros - La toma grande a la salida de los riques se incluye en el canal principal del mismo lado.

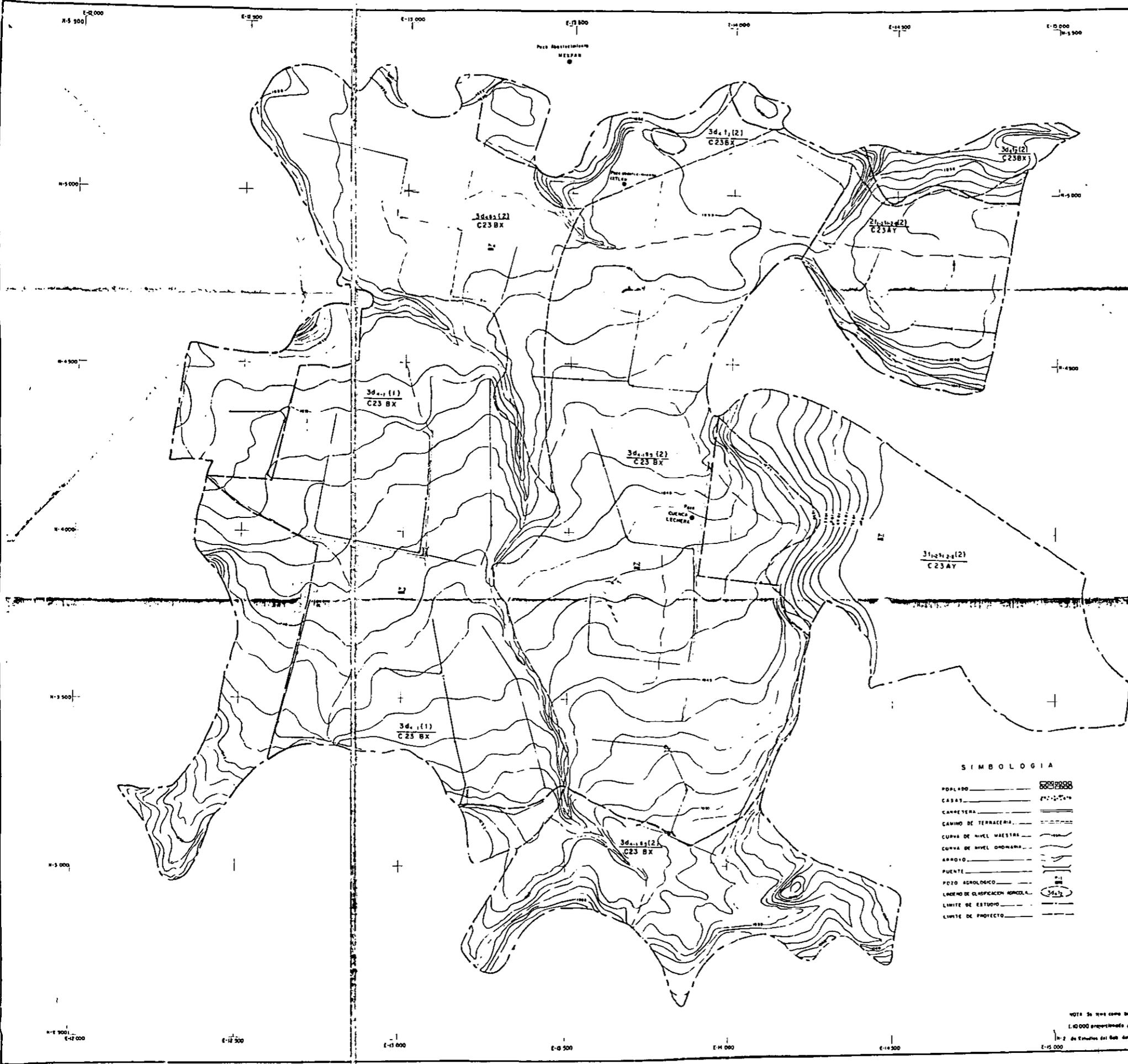
**RELACION DE ESTRUCTURAS**

FUENTE	RED DE DISTRIBUCION	TOMA LATERAL	TOMA BRANCA	TOMA ALICANTARILLA	REPRESA	REPRESA SA	CAJAS	FUENTE	ALCANTARILLA
1	C. PPAL. 120	1	1	1	1	1	1	1	1
2	C. PPAL. 120	1	1	1	1	1	1	1	1
3	C. PPAL. 120	1	1	1	1	1	1	1	1
4	C. PPAL. 120	1	1	1	1	1	1	1	1
5	C. PPAL. 120	1	1	1	1	1	1	1	1
6	C. PPAL. 120	1	1	1	1	1	1	1	1
7	C. PPAL. 120	1	1	1	1	1	1	1	1
Suma	7	7	7	7	7	7	7	7	7

OFICINA FORANEA  
 Proyecto: \_\_\_\_\_  
 Unidad: \_\_\_\_\_  
 Contorno: \_\_\_\_\_  
 OFICINAS CENTRALES

COMISION NACIONAL DEL AGUA  
**SARH**  
 DIRECCION REGIONAL DEL NOROCCIDENTE  
 Oficina de Planeacion de Sistemas  
 Proyecto: El Temayo  
**PLANEACION DE LOS SISTEMAS**  
 Contorno: \_\_\_\_\_  
 Unidad: \_\_\_\_\_  
 Fecha: \_\_\_\_\_  
 Escala: 1:2,000





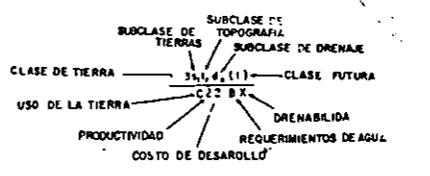
**CLASES DE TIERRAS CON FINES DE RIEGO  
(1-6 CLASES)**

1. Tierras con ninguna o ligeras limitaciones para su uso en cultivos bajo irrigación, con un manejo eficiente, producen altos rendimientos en cultivos adaptados climáticamente.
2. Tierras con ligeros o moderados limitaciones para su uso en cultivos bajo irrigación, son moderadamente productivos y/o que requieren más del promedio normal de manejo para obtener altos rendimientos de la mayor parte de los cultivos adaptados climáticamente.
3. Tierras con moderados a severas limitaciones para su uso en cultivos bajo irrigación, requieren un nivel alto de manejo y tienen una productividad limitada para muchos de los cultivos adaptados climáticamente.
4. Tierras con severas o muy severas limitaciones para su uso en cultivos bajo irrigación, requieren un nivel muy alto de manejo, son aptas únicamente para cultivos específicos adaptados climáticamente.
5. No irrigable.

**SÍMBOLOS Y COMPONENTES DE LA CLASIFICACION**

<b>FACTORES FÍSICOS</b>	<b>USO DE LAS TIERRAS</b>
1 = Textura	C = Cultivos normales
2 = Profundidad	
3 = Porcentaje en superficie	<b>PRODUCTIVIDAD DE TIERRAS</b>
4 = Porcentaje superficial	2 = Medio
5 = Pendiente	
6 = Relieve	<b>COSTO DE DESARROLLO</b>
7 = Granos superficial	3 = Alto
8 = Permeabilidad	
<b>REQUERIMIENTO DE AGUA</b>	<b>DRENABILIDAD DE TIERRAS</b>
A = Bajo	X = Buena
B = Medio	Y = Restringida

**EJEMPLO DE LAS UNIDADES CARTOGRAFICAS**



**SUPERFICIE DE CLASE Y SUBCLASE AGRICOLA ACTUAL Y FUTURA EN LA ZONA EN ESTUDIO Y EN LA ZONA DE PROYECTO**

CLASE Y SUBCLASE DE SUELOS ACTUAL	CLASE Y SUBCLASE DE SUELOS FUTURA	ZONA EN ESTUDIO		ZONA DE PROYECTO	
		Ha	%	Ha	%
2 1/2 S1-2	2 1/2 S1-2	30.00	6.10	30.00	8.91
<b>TOTAL</b>		<b>30.00</b>	<b>6.10</b>	<b>30.00</b>	<b>8.91</b>
3 0 1/2	2 0 1/2	19.00	3.86	17.92	3.84
3 0 1/2	1	151.00	30.69	103.99	31.49
4 0 1/2	2 0	34.00	10.90	32.00	15.45
3 0 1/2 S2	2 0	181.00	36.79	133.89	40.31
3 1/2 S2-2	3 1/2 S2-2	37.00	11.59	0.00	0.00
<b>SUBTOTAL</b>		<b>482.00</b>	<b>93.90</b>	<b>306.81</b>	<b>91.09</b>
<b>TOTAL</b>		<b>482.00</b>	<b>100.00</b>	<b>336.81</b>	<b>100.00</b>

**SÍMBOLOGIA**

- POBLADO
- CASAY
- CARRERA
- CAMINO DE TERRACERA
- CURVA DE NIVEL MAESTRAS
- CURVA DE NIVEL ORDINARIA
- ARROYO
- PUNTE
- POZO AGROPECUARIO
- LÍMITE DE CLASIFICACION MONOCAL
- LÍMITE DE ESTUDIO
- LÍMITE DE PROYECTO



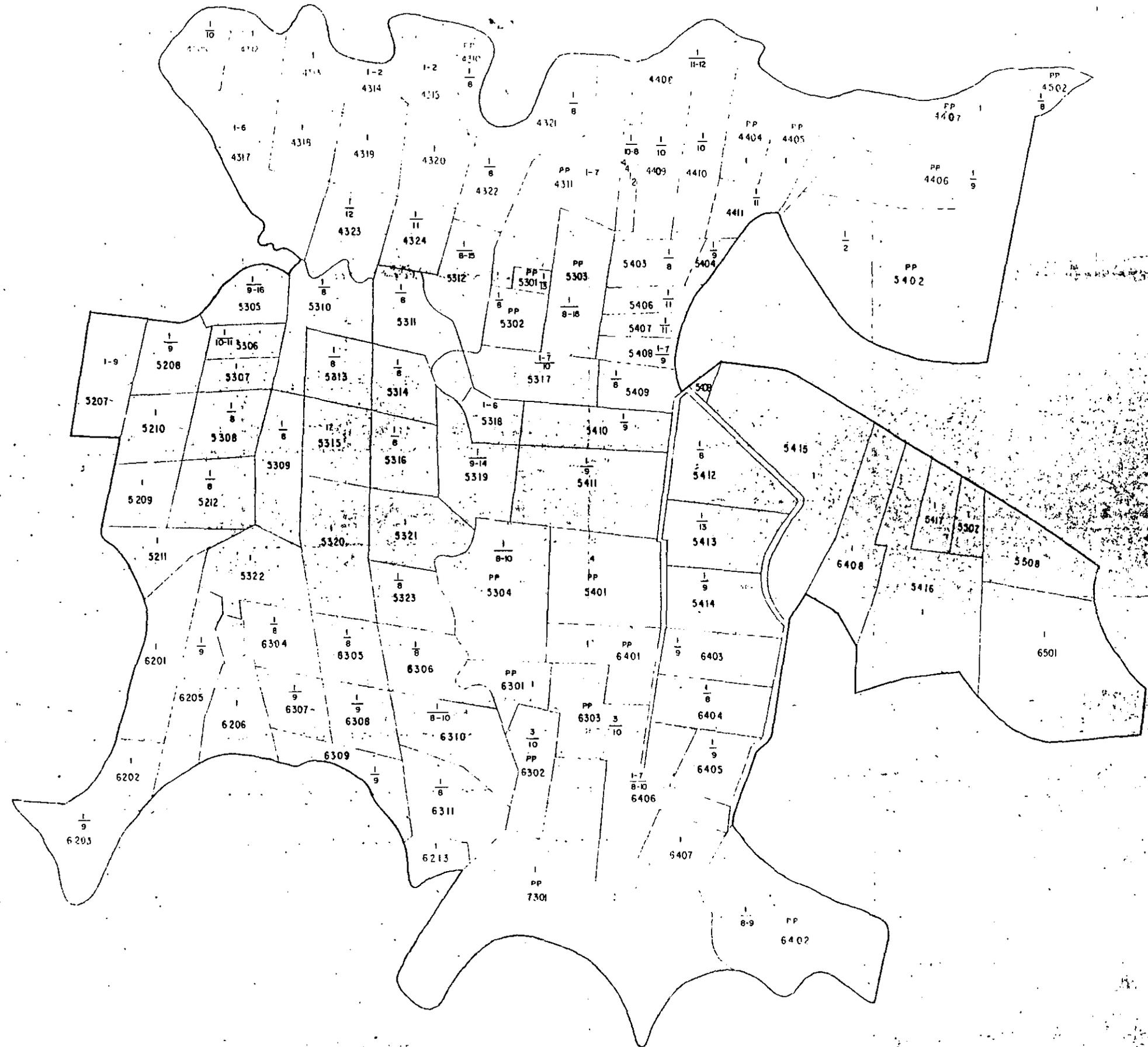
**COMISION NACIONAL DEL AGUA**  
**SARH** GERENCIA REGIONAL DEL NOROESTE  
 GERENCIA EN EL ESTADO DE NAYARIT  
 DEPENDENCIA DE ESTUDIOS  
 Proyecto "El Tambo"

**CLASIFICACION AGRICOLA DE TIERRAS**

Conforme \_\_\_\_\_ GERENTE REGIONAL No. Bo. \_\_\_\_\_ GERENTE ESTADAL

Aprobó \_\_\_\_\_ SUBGERENTE Revisó \_\_\_\_\_ JEFE DE LA UNIDAD DE AGROLOGIA

NOTA: Se usa como base el plano Gen. E-14000 proporcionado por la Comisión Nacional del Agua del Estado de Nayarit.



U S O	SUPERFICIE	%
CICLO P-V		
MAIZ	482	91.86
JICAMA (H)	2	0.41
SORBO P (R)	8	1.52
TOTAL	492	94.10
CICLO O-I		
CALABAZA (R)	8	1.52
SARAZO (R)	2	0.37
TOTAL	10	1.89
PERENNES		
ABUACATE SARON (H)	8	1.52
ABUACATE ESTABILIZADO (H)	8	1.52
TOTAL	16	3.04
OCIOSO	4	0.76
TOTAL	5	0.95
GRAN TOTAL	495	100.00

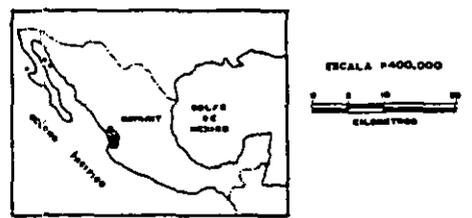
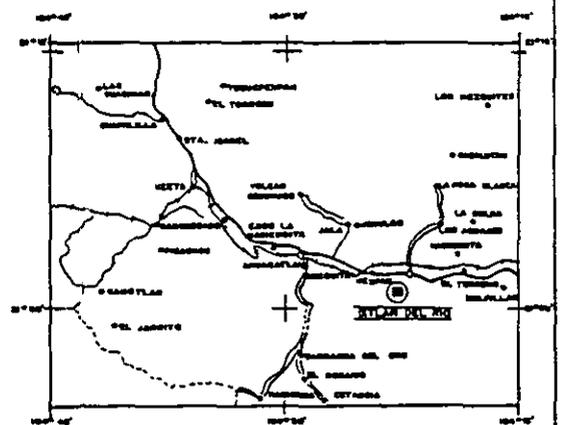
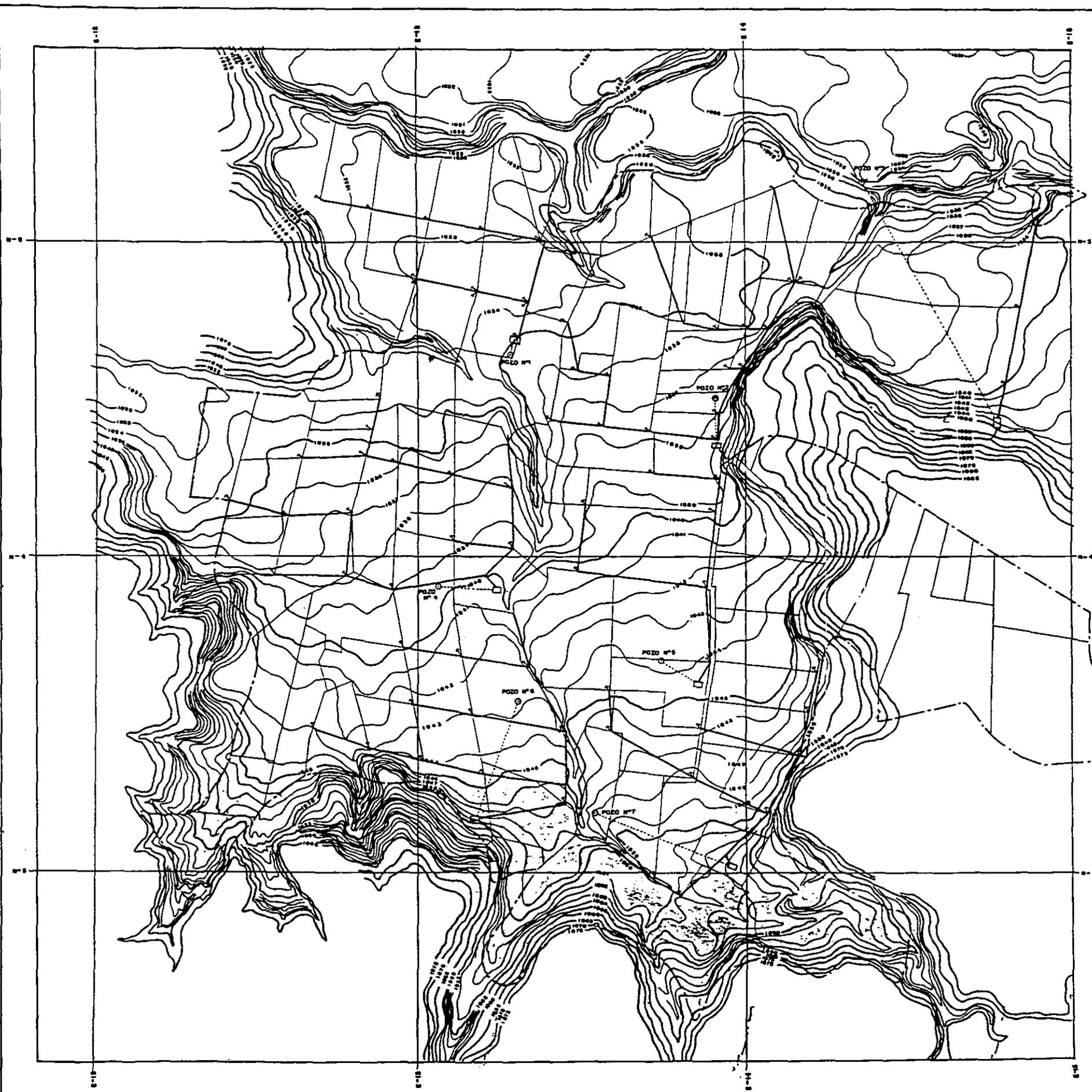
S I M B O L O G I A	
CLAVE	NUMERO DE PARCELA
1/8	CULTIVO DEL PRIMER CICLO
1/9	REPETICION DE SUPERFICIE

ESC. 1 : 5,000

COMISION NACIONAL DEL AGUA  
**SARH** GERENCIA REGIONAL DEL NOROESTE  
 Gerencia Regional del Estado de Hidalgo  
 Proyecto "El Tambo"

**ESTUDIO DE USO ACTUAL Y TENENCIA DE LA TIERRA**

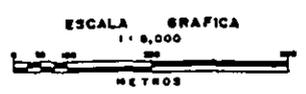
Cobertura: GERENCIA REGIONAL V. De: GERENCIA REGIONAL  
 Propiedad: GERENCIA REGIONAL No. de: GERENCIA REGIONAL  
 TITULO: HAWARI 1 DE 1



**CROQUIS DE LOCALIZACION**

- RED DE DISTRIBUCION
- TOMA BRANCA O PARCELARIA
- LINEA DE CONDUCCION
- LIMITE DE LA ZONA DE RIESGO
- LIMITE DE LOS LOTES O PARCELAS
- 1045 CURVA DE NIVEL
- TANQUE DE ALMACENAMIENTO
- POZO
- ZONA SIN RIESGO CON MODALIDAD DE TEMPORAL

**SIMBOLOGIA**



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
 E.N.E.P. ARAGON INGENIERIA CIVIL

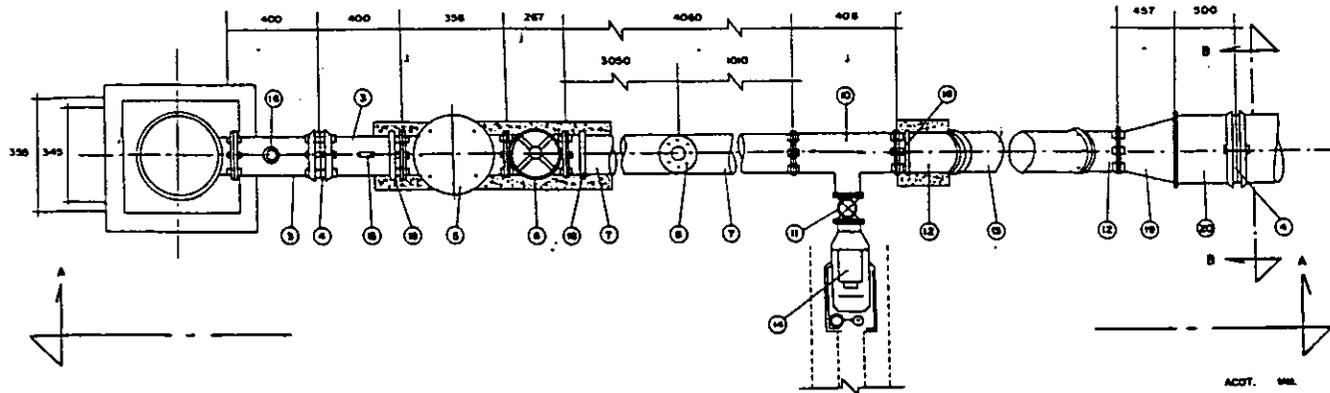
PLANEACION DE LAS REDES DE DISTRIBUCION

REALIZO: VICTOR RAYA SALINAS  
 REVISO: ING. GERARDO TOXAY LOPEZ

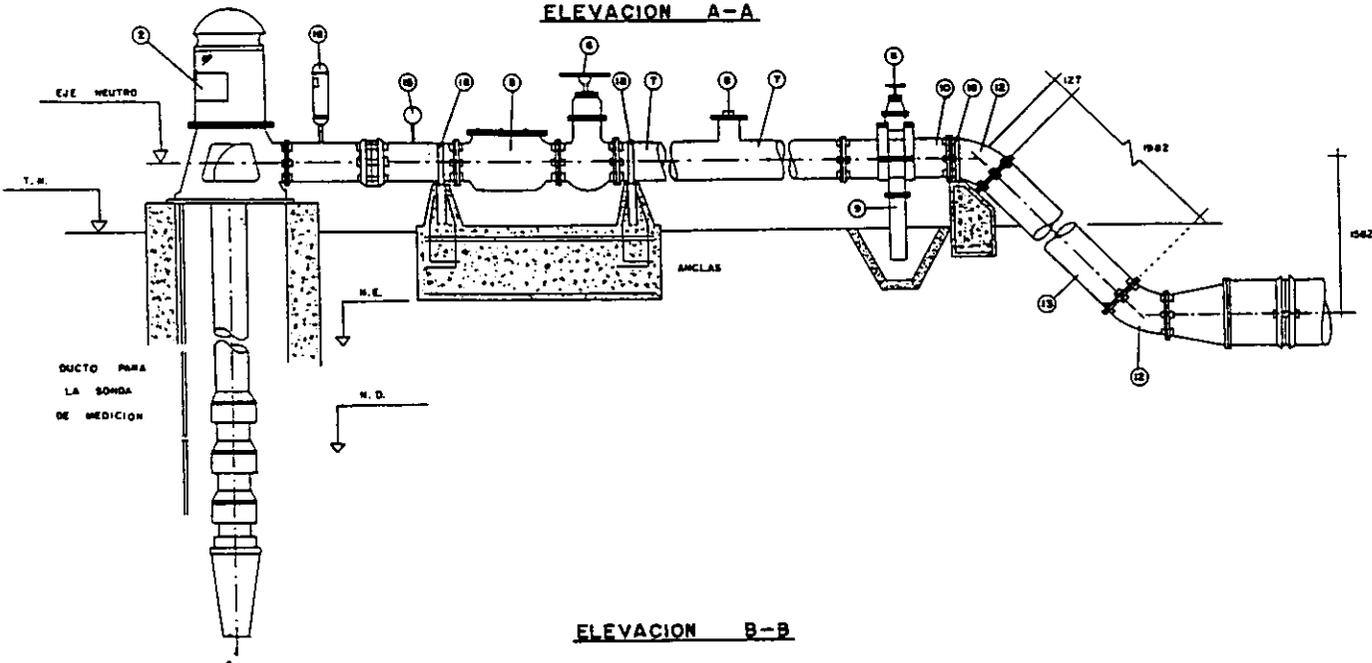
TRABAJO DE TITULACION, JULIO DE 1998



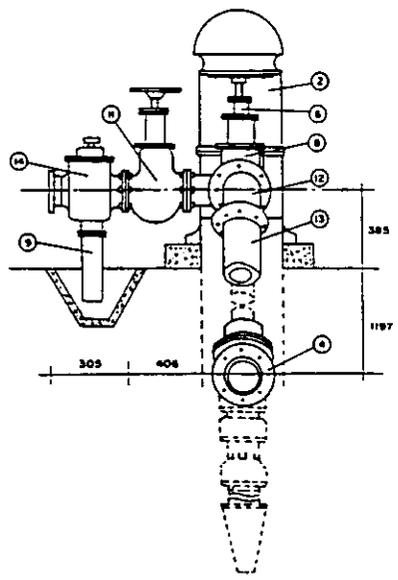
**PLANTA**



**ELEVACION A-A**



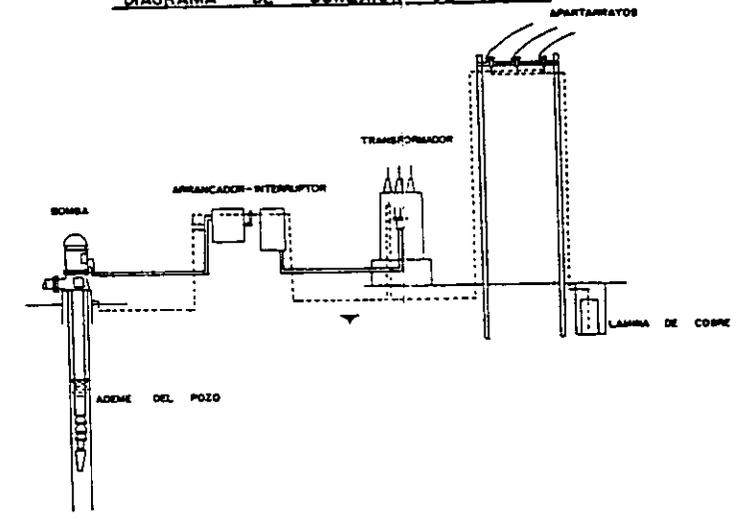
**ELEVACION B-B**



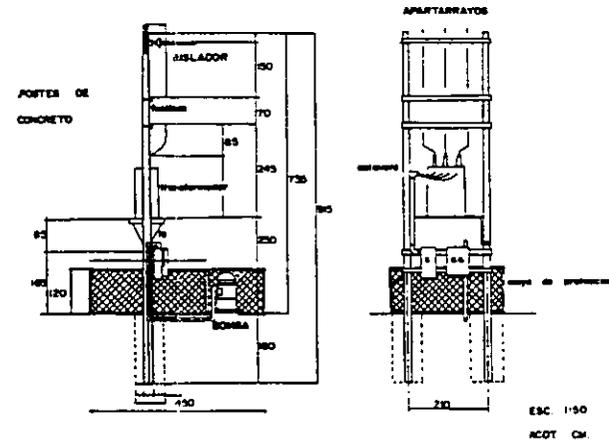
**EQUIPO Y MATERIAL**

- 1 BOMBA CENTRIFUGA VERTICAL PARA POZO PROFUNDO
- 2 MOTOR ELECTRICO VERTICAL FLECHA MUECA
- 3 EXTREMIDAD DE FALSA 203 MM (8") DE Ø
- 4 JUNTA SABALUT COMPLETA 203 MM (8") DE Ø
- 5 VALVULA DE NO RETORNO (CHECK) 203 MM (8") DE Ø
- 6 VALVULA DE SECCIONAMIENTO TIPO COMPUERTA 203 MM (8") DE Ø
- 7 CARRETE DE ACERO CED 40
- 8 ELEMENTO PRIMARIO MEDICION DE FLUIDO
- 9 EXTREMIDAD DE ACERO
- 10 TE DE FALSA Ø 7"
- 11 VALVULA DE SECCIONAMIENTO TIPO COMPUERTA
- 12 CODO DE FALSA DE 45° Ø 7"
- 13 CARRETE DE ACERO
- 14 VALVULA DE ALIVIO (2.5")
- 15 MANOMETRO TIPO BOURDON
- 16 VALVULA DE EXPUSION DE AIRE (2")
- 17 MATERIAL VARIOS (ORNILLOS, EMPAQUES, ETC...)
- 18 ABRAZADERA DE SOLLERA
- 19 AMPLIACION DE FALSA
- 20 EXTREMIDAD DE FALSA

**DIAGRAMA DE CONEXION DE TIERRA**



**SUBSTACION ELECTRICA**



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO	
E.N.E.P. ARAGON INGENIERIA CIVIL	
PLANO TIPO DE LOS EQUIPOS DE BOMBEO	
REALIZO	VICTOR NAVA SALINAS
REVISO	GERARDO TOKY LOPEZ
JULIO - 1998	