



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
ACATLAN
INGENIERIA CIVIL

30
27/10/95

FALLA DE ORIGEN

PLANEACION ANALITICA DEL PROYECTO DE LA
ZONA DE RIEGO EN HUEJONAPAN, PUE.

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE :

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

ELIZABETH MORALES JIMENEZ

Director de Tesis: Ing. Hermenegildo Arcos Serrano



ACATLAN, EDO. DE MEX.

1995



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



**COMISION NACIONAL
DEL AGUA**

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

SRITA. ELIZABETH MORALES JIMENEZ
ALUMNA DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.
P R E S E N T E :

DE ACUERDO A SU SOLICITUD PRESENTADA CON FECHA 10 DE AGOSTO DE 1993, ME COMPLACE NOTIFICARLE QUE ESTA JEFATURA DEL PROGRAMA TUVO A BIEN ASIGNARLE EL SIGUIENTE TEMA DE TESIS:
" PLANEACION ANALITICA DEL PROYECTO DE LA ZONA DE RIEGO EN HUEJONAPAN, PUE.", EL CUAL SE DESARROLLARA COMO SIGUE:

INTRODUCCION

- I.- DESCRIPCION GENERAL DEL AREA DE PROYECTOS.
 - II.- ESTUDIOS BASICOS PARA EL DESARROLLO DE LA ZONA DE RIEGO.
 - III.- DESCRIPCION DE LA ZONA DE RIEGO.
 - IV.- INGENIERIA DEL PROYECTO.
 - V.- POLITICA HIDRAULICA NACIONAL DEL APROVECHAMIENTO, MANEJO Y BUEN USO DEL AGUA.
- CONCLUSIONES.
BIBLIOGRAFIA.

ASI MISMO FUE DESIGNADO COMO ASESOR DE TESIS EL SR. ING. ARCOS SERRANO HERMENEGILDO.

PIDO A USTED TOMAR NOTA QUE EN CUMPLIMIENTO DE LO ESPECIFICADO EN LA LEY DE PROFESIONES, DEBERA PRESTAR SERVICIO SOCIAL DURANTE UN TIEMPO MINIMO DE SEIS MESES COMO REQUISITO BASICO PARA SUSTENTAR EXAMEN PROFESIONAL, ASI COMO DE LA DISPOSICION DE LA DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS ESCOLARES EN EL SENTIDO DE QUE SE IMPRIMA EN LUGAR DE LOS EJEMPLARES DE LA TESIS, EL TITULO DE TRABAJO SOCIAL. ESTA COMUNICACION DEBERA IMPRIMIRSE EN EL INTERIOR DE LA TESIS.

SIN MAS POR EL MOMENTO, RECIBA UN CORDIAL SALUDO.



ENEP-ACATLAN
JEFATURA DEL

ATENTAMENTE.
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
ACATLAN. EDD. DE MEX. A 12 DE FEBRERO DE 1995
PROGRAMA DE INGENIERIA

ING. CARLOS ROSALES AGUILAR
JEFE DEL PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

SRITA. ELIZABETH MORALES JIMENEZ
ALUMNA DE LA CARRERA DE INGENIERIA CIVIL.
P R E S E N T E :

DE ACUERDO A SU SOLICITUD PRESENTADA CON FECHA 10 DE AGOSTO DE 1993, ME COMPLACE NOTIFICARLE QUE ESTA JEFATURA DEL PROGRAMA TUVO A BIEN ASIGNARLE EL SIGUIENTE TEMA DE TESIS: " PLANEACION ANALITICA DEL PROYECTO DE LA ZONA DE RIEGO EN HUEJONAPAN, PUE.", EL CUAL SE DESARROLLARA COMO SIGUE:

- INTRODUCCION
I.- DESCRIPCION GENERAL DEL AREA DE PROYECTOS.
II.- ESTUDIOS BASICOS PARA EL DESARROLLO DE LA ZONA DE RIEGO.
III.- DESCRIPCION DE LA ZONA DE RIEGO.
IV.- INGENIERIA DEL PROYECTO.
V.- POLITICA HIDRAULICA NACIONAL DEL APROVECHAMIENTO, MANEJO Y BUEN USO DEL AGUA.
CONCLUSIONES.
BIBLIOGRAFIA.

ASI MISMO FUE DESIGNADO COMO ASESOR DE TESIS EL SR. ING. ARCOS SERRANO HERMENEGILDO.

PIDO A USTED TOMAR NOTA QUE EN CUMPLIMIENTO DE LO ESPECIFICADO EN LA LEY DE PROFESIONES, DEBERA PRESTAR SERVICIO SOCIAL DURANTE UN TIEMPO MINIMO DE SEIS MESES COMO REQUISITO BASICO PARA SUSTENTAR EXAMEN PROFESIONAL, ASI COMO DE LA DISPOSICION DE LA DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS ESCOLARES EN EL SENTIDO DE QUE SE IMPRIMA EN LUGAR V LOS EJEMPLARES DE LA TESIS, EL TITULO DE TRABAJO A ESTA COMUNICACION DEBERA IMPRIMIRSE EN EL INTER TESIS.

SIN MAS POR EL MOMENTO, RECIBA UN CORDIAL SALUDO.



ENEP-ACATLAN
JEFATURA DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA

A T E N T A M E N T E .
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
ACATLAN. EDD. DE MEX. A 22 DE FEBRERO DE 1995

ING. CARLOS ROSALES AGUILAR
JEFE DEL PROGRAMA DE INGENIERIA CIVIL

A MIS PADRES

REYNA Y EULOGIO

Les agradezco el apoyo incondicional que siempre y en todo momento me han hecho sentir, sin embargo no dejo de reconocer el gran esfuerzo que han realizado para que conseguiera esta meta, que por una parte no ha sido sólo fruto de la gran unión que tenemos, sino de la gran fortaleza y vigor con que hemos enfretado la adversidad.

Por ello les dedico con profundo respeto este trabajo, que es el reflejo de una de las metas que anhelaba conseguir y que hoy se convierte en una realidad, especialmente a mi madre por ser más que una amiga, y a la cual siempre admirare la gran entereza con que enfrenta día a día la vida y a mi padre por haberme brindado la confianza de sentir que siempre estarán a mi lado para brindarme las palabras de aliento y consejo cuando más lo he necesitado.

Así mismo no sabría como agradecerle a Dios por haber crecido con ustedes, además porque me han enseñado que con paciencia y dedicación se alcanzan grandes logros y que a la vida siempre hay que enfrentarla sin temores.

Los quiere mucho:

Elizabeth.

A MIS HERMANOS MAXIMO y BONIFACIO

A tí Máximo, por saber entenderme y comprenderme en los momentos en que más te necesite y en los cuales siempre estuviste a mi lado, así mismo te agradezco todo lo que hemos compartido juntos, aprendiendo con ello a conocerte más que como un hermano, como a un amigo, lo que nos a llevado a consolidar hoy nuestras vidas.

Gracias por darme la oportunidad de compartir esta meta contigo, la cual tu sabes muy bien que siempre anhele y la cual ahora se convierte en una realidad, con el apoyo siempre presente de tí y de nuestros padres, siendo fruto del esfuerzo que todos conjuntamos, pero también por haber hecho todo lo que estuviera a tu alcance, para que este trabajo lo realizará lo mejor posible.

Por ello este trabajo te lo dedico de manera muy especial, ya que de alguna forma tú sueño se hace realidad en mí y el cual quisiera que vieras como tuyo.

A tí boni, que aunque no compartimos una vida juntos, tú bien sabes que tú recuerdo siempre ha estado presente en mí y el cual en todos momentos me ha ayudado a superar muchos de los obstáculos que tiene la vida, por eso este trabajo va dedicado a tu memoria.

Los quiere mucho:

Elizabeth.

AL ING. LUIS V. HERNANDEZ ACOSTA

Doy las gracias, a una persona que en todos los aspectos, ha impulsado tanto mi superación profesional como personal, ya que en este trabajo contribuyo para la puesta en práctica de los conocimientos necesarios en proyectos sobre zonas de riego, acerca de los cuales cuenta con una gran trayectoria y experiencia, por ello este trabajo lo dedico con todo el respeto que se merece, como reconocimiento a su labor como ingeniero. Del mismo modo agradezco, las sugerencias hechas al presente trabajo, así como el apoyo incondicional en los buenos y malos momentos. También espero no defraudar la confianza puesta en mí, al compartir esta meta y otras más que me he fijado.

Con afecto:

Elizabeth.

AL ING. FELIPE PAREDES GONZALEZ

Agradezco infinitamente su valiosa colaboración para la realización de este trabajo, así como sus consejos para el buen desarrollo del mismo. Reconociendo su apoyo incondicional e invaluable amistad que en todo momento están presentes, motivando con ello mi superación en todos los aspectos; espero no defraudar la confianza depositada en mí, alcanzando cada una de las metas que me he propuesto conseguir.

Con afecto:

Elizabeth

**AL ING. RAYMUNDO GABINO NORIEGA
Y AL ING. RAMON LOPEZ FLORES**

Por haberme brindado la oportunidad de desarrollar este tema como tesis en la Jefatura de Proyecto de Ingeniería Civil y por las facilidades para la consulta de expedientes así como la utilización del equipo que fue requerido para la realización del mismo.

Con afecto:

Elizabeth.

A MIRYAM, EVA, BRAULIO Y MARIO:

Porque siempre me han demostrado su afecto y por sobre todas las cosas por la gran amistad que nos une, agradeciéndoles todos y cada uno de los momentos que nos acontecieron juntos. Por ello la culminación de este trabajo, como una de las metas que más anhele, es fruto del trabajo en equipo, que siempre tuvimos durante nuestra carrera como universitarios, y que no dejarla de compartir con ustedes.

Con mucho cariño:

Elizabeth.

AL ING. HERMENEGILDO ARCOS SERRANO:

Por asesorar esta tesis, dedicándole un poco de su tiempo, con la paciencia y empeño, que todo un profesional pone en su trabajo. Sinceramente le agradezco la dedicación que le puso a este trabajo y haberlo hecho una realidad.

Con profundo aprecio:

Elizabeth.

**A MARCO ANTONIO GARCIA (B.M)
A LILIAN A. ZAMUDIO DE LARA
A MARICELA MORALES HERNANDEZ
Y A GABRIELA SALAZAR**

Les agradezco el apoyo incondicional que siempre han puesto en mí, también porque han sabido ser grandes amigos en las buenas y en las malas, por ello este trabajo se los dedico con mucho cariño y respeto al ver culminado uno de tantos sueños que anhele. De la misma manera no tendría palabras para agradecer a Dios y a la vida por haberme dado la oportunidad de conocerlos y contar con su apreciable amistad.

Con afecto:

Elizabeth.

A LA E.N.E.P ACATLAN

Por darme la oportunidad de estudiar la carrera de Ingeniero Civil y por los conocimientos que aprendí en cada una de sus aulas, al mismo tiempo que conocí a profesores con gran trascendencia académica, los cuales contribuyeron al logro de este trabajo.

Con respeto:

Elizabeth.

CON UN SINCERO AGRADECIMIENTO A LAS SIGUIENTES PERSONAS:

A MIS ABUELOS

A MIS TIOS

A MIS AMISTADES

Ing. Jesus Avila Prieto.

Ing. Alfredo Bueno Contreras.

Ing. Carlos Rosales Aguilar.

Ing. Salvador Acevedo Márquez.

Ing. Roberto Perez Castañeda.

Ing. Octavio Castro Montes de Oca.

Ing. Ascencio Martínez

Ing. Miguel Angel López Zavala.

Ing. Manuel Cruz Galindo.

Ing. Francisco Anzures Rosas.

Sra. Remedios Serrano Rodríguez.

Sr. Jaime Rosas González.

Sr. Luis Chávez

Sr. Cornelio

Y a todo el personal que labora en la Jefatura de Proyecto de Ingeniería Civil, por el apoyo incondicional que me brindan, en todo momento.

INDICE

INTRODUCCION	1	
CAPITULO I	DESCRIPCION GENERAL DEL AREA DE PROYECTO	
1.1	ASPECTOS FISICOS DE LA ZONA	1
1.1.1	Localización	1
1.1.2	Clima	1
1.1.3	Hidrografía	3
1.1.4	Suelos	3
1.1.5	Topografía	4
1.1.6	Vegetación y fauna	4
1.2	INFRAESTRUCTURA EXISTENTE	4
1.2.1	Vías de comunicación y sistemas de transporte	4
1.2.2	Obras hidráulicas	5
1.2.3	Otros	6
1.3	USOS DE SUELO Y TENENCIA DE LA TIERRA	6
1.4	ASPECTOS SOCIOECONOMICOS	9
1.5	DIAGNOSTICO DE LA SITUACION ACTUAL Y PROGNOSIS	12
CAPITULO II	ESTUDIOS BASICOS PARA EL DESARROLLO DE LA ZONA DE RIEGO	
2.1	TOPOGRAFICO	13
2.2	GEOLOGICO	15
2.3	CLIMATOLOGICO	16
2.4	AGROLOGICO	19
2.5	HIDROLOGICO	30
CAPITULO III	DESCRIPCION DE LA ZONA DE RIEGO	
3.1	PROYECTO DE LAS OBRAS	47
3.2	DEFINICION DE LAS OBRAS EN LA ZONA DE RIEGO	50
3.3	SISTEMA DE CANALES	54
3.4	SISTEMA DE DRENAJE	61
3.5	SISTEMA DE CAMINOS	63
3.6	OBRAS COMPLEMENTARIAS	65
3.7	TRABAJOS PREAGRICOLAS	66
3.8	IMPACTO AMBIENTAL	67
CAPITULO IV	INGENIERIA DEL PROYECTO	
4.2	RESUMEN DE LAS OBRAS DE CABEZA	69
4.1.1	Presa de almacenamiento	69
4.1.2	Planta de bombeo	72
4.1	ANALISIS DE ALTERNATIVAS	75

INDICE

INTRODUCCION	1	
CAPITULO I	DESCRIPCION GENERAL DEL AREA DE PROYECTO	
1.1	ASPECTOS FISICOS DE LA ZONA	1
1.1.1	Localización	1
1.1.2	Clima	1
1.1.3	Hidrografía	3
1.1.4	Suelos	3
1.1.5	Topografía	4
1.1.6	Vegetación y fauna	4
1.2	INFRAESTRUCTURA EXISTENTE	4
1.2.1	Vías de comunicación y sistemas de transporte	4
1.2.2	Obras hidráulicas	5
1.2.3	Otros	6
1.3	USOS DE SUELO Y TENENCIA DE LA TIERRA	6
1.4	ASPECTOS SOCIOECONOMICOS	9
1.5	DIAGNOSTICO DE LA SITUACION ACTUAL Y PROGNOSIS	12
CAPITULO II	ESTUDIOS BASICOS PARA EL DESARROLLO DE LA ZONA DE RIEGO	
2.1	TOPOGRAFICO	13
2.2	GEOLOGICO	15
2.3	CLIMATOLOGICO	16
2.4	AGROLOGICO	19
2.5	HIDROLOGICO	30
CAPITULO III	DESCRIPCION DE LA ZONA DE RIEGO	
3.1	PROYECTO DE LAS OBRAS	47
3.2	DEFINICION DE LAS OBRAS EN LA ZONA DE RIEGO	50
3.3	SISTEMA DE CANALES	54
3.4	SISTEMA DE DRENAJE	61
3.5	SISTEMA DE CAMINOS	63
3.6	OBRAS COMPLEMENTARIAS	65
3.7	TRABAJOS PREAGRICOLAS	66
3.8	IMPACTO AMBIENTAL	67
CAPITULO IV	INGENIERIA DEL PROYECTO	
4.2	RESUMEN DE LAS OBRAS DE CABEZA	69
4.1.1	Presa de almacenamiento	69
4.1.2	Planta de bombeo	72
4.1	ANALISIS DE ALTERNATIVAS	75

4.3	ZONA DE RIEGO	80
4.3.1	Sistema de distribución por medio de tuberías	87
4.4	PLANEACION GENERAL	90
4.4.1	Normas de diseño para la red de canales	90
4.4.2	Canal principal	99
4.4.3	Sistema de distribución	110
4.4.4	Normas de diseño para la red de drenaje	118
4.4.5	Red de drenaje	121
4.4.6	Sistema de caminos	121
4.4.7	Métodos de riego	122
4.2	PRESUPUESTO	130
4.2.1	Inversiones	130
4.2.2	Programa de inversiones	131
CAPITULO V	POLITICA HIDRAULICA NACIONAL DEL APROVECHAMIENTO, MANEJO Y BUEN USO DEL AGUA	
5.1	LEY DE AGUAS NACIONALES	133
5.1.1	Asociación Nacional de Usuarios de Riego	135
5.2	ORGANIZACION DEL PROYECTO	136
5.3	MONITOREO Y EVALUACION	137
5.4	ORGANIZACION PARA LA PRODUCCION	137
5.5	MODERNIZACION DELA ADMINISTRACION DEL DISTRITO	138
CONCLUSIONES		144
BIBLIOGRAFIA		146
ANEXO DE PLANOS		

INTRODUCCION

Es bien sabido que México, ha sido y sigue siendo un país, el cual ha generado gran parte de su economía en su producción agrícola, pues a través de los años los habitantes siguen acudido directamente a la agricultura para obtener de ella los elementos necesarios en su vida diaria, prueba de ello son las poblaciones de Huejónapan de Aquiles Serdán y Todos Santos Almolonga, lugares donde desde el año 1968 pequeños propietarios han solicitado a diferentes instancias la construcción de una presa de almacenamiento con fines de riego, por lo que surgió entonces el proyecto "Huejónapan", de dicha presa con sistema de bombeo, el cual tomo la debida importancia hasta 1990 con resultados favorables; aunque por su ubicación en la región de la Mixteca Poblana caracterizada como una de las más atrasadas, el lugar de proyecto tiene grandes ventajas con respecto a toda la zona en general, pues es favorecido por un microclima que permite la actividad agrícola.

El proyecto que nos ocupa en este trabajo, se ubica en las coordenadas geográficas: Latitud Norte 18°28', Longitud Oeste Greenwich 97°56' y Altura de 1800 m.s.n.m., perteneciendo a la región hidrológica 18 parcial Alto Balsas, cuencas de los ríos Atoyac y Mixteco, por lo que se aprovechará la corriente del río Carnero la cual tiene una superficie de captación de 264.15 Km².

La infraestructura hidráulica existente son 5 bordos que no almacenan y la presa "Cuatro Rayas" que almacena un volumen de 950,000 m³ y algunos pozos profundos para riego, por lo que respecta a los suelos el principal factor que rige su origen es la roca caliza que subyace a éstas tierras y también el clima; en cuanto a la clasificación agrícola de ellos, predominan de tercera y cuarta clase aptos para la agricultura de riego, que aplicando algunas mejoras pueden modificar en forma favorable su clasificación; topográficamente la zona en estudio forma parte de una meseta, observándose sierras de poca altura, separadas por valles en formación y cerros con cantiles de mediana altura, por lo que la zona de riego es plana con pendientes medias del orden del 1 %.

En otro aspecto la tenencia de la tierra en el área que se pretende regar es del régimen de pequeña propiedad en su totalidad, contando con los siguientes servicios: energía eléctrica y agua potable, careciendo de drenaje y alcantarillado, los medios de comunicación utilizados son el correo y caseta telefónica. Como actividad principal se tiene a la agricultura, con técnicas de producción semi-modernas, uso de maquinaria para la preparación de la tierra en suelos con buena profundidad, semillas mejoradas, insecticidas, fungicidas y fertilizantes químicos.

Lo que permite definir que el proyecto no presenta grado de dificultad alguna para su ejecución, pues por una parte elevará los rendimientos de producción en los cultivos actuales al introducir otro ciclo agrícola, y por otra el nivel social y económico de la localidad y región, explicando en el capítulo I "Descripción general del área de proyecto", las características particulares de este sitio en estudio y con ello plantear la posibilidad de un sistema de riego para solventar las necesidades existentes.

En el capítulo II "Estudios básicos para el desarrollo de la zona de riego" se define la factibilidad técnica y económica de la obra, de acuerdo a los estudios básicos: topográfico, geológico, climatológico, agrológico e hidrológico, requeridos para el desarrollo de dicha zona de riego, los cuales demostraron que los escurrimientos generados a nivel medio anual son 10'050,000 m³ en la cuenca de estudio, proyectándose así de acuerdo con los resultados del funcionamiento de vaso una presa de almacenamiento de materiales graduados con una capacidad de 4'500,000 m³ a fin de incorporar al riego 733 Ha. por medio de un sistema de bombeo, proponiendo un padrón de cultivos de acuerdo al estudio agrológico con predominio de hortalizas, las cuales requerirán una demanda anual por hectárea de 7,905 m³; por lo tanto cada uno de los estudios ya mencionados tiene su respectiva importancia para la implementación del sistema de riego a seleccionar con la información obtenida de ellos mismos.

Sin embargo al contar con los respectivos datos de los estudios del capítulo anterior y proponer el sistema de riego que se utilizará en la zona de riego, es necesario conocer las obras requeridas para estos sistemas, por lo que en el capítulo III "Descripción de la zona de riego" se hace mención a dichas estructuras, utilizadas en diseños de zonas de riego por medio de canales a cielo abierto, las cuales nos servirán de base para el manejo de conducciones entubadas por medio de tuberías, empleadas hoy día en las modernizaciones de distritos de riego y cuyas diferencias son sustanciales en la denominación y construcción de las estructuras que se emplean en este tipo de conducciones nuevas, en cuanto a su utilización.

El capítulo IV denominado "Ingeniería del Proyecto", es el de mayor importancia en este trabajo, ya que el diseño se realiza seleccionando como alternativa, el entubamiento de toda la red de canales en vez de utilizar el sistema tradicional con canales revestidos a cielo abierto que en un principio se contemplo, retomando las bases teóricas utilizadas en el proyecto del Distrito de Riego N° 10, Valle de Chinitos en Guamuchi, Sin. en donde se empleo tubería colada in situ, con la diferencia de utilizar en este caso tubería helicoidal Duralón-Ribblón, debido a las ventajas que ofrece en muchos aspectos, quizá el más importante el aumento

de mayor superficie a regar y por lo consiguiente mayor producción en la zona de riego. También se resumen las obras de cabeza requeridas para la implantación de este sistema de riego, el análisis de alternativas que nos condujo a seleccionar al entubamiento como opción recomendable, la planeación general de la zona de riego con las respectivas estructuras y sistemas que se requieren para su buen funcionamiento y operación correcta, con la propuesta en el manejo de un método de riego a nivel parcelario por medio de surcos la utilización de tuberías con compuertas operadas con válvulas de descargas intermitentes como opción empleada en el diseño de la modernización del Distrito de Riego N° 1 Pabellón , Aqs, siempre y cuando se ajuste a las características distintivas del proyecto; finalmente se obtiene el presupuesto de las obras anteriormente mencionadas.

Ahora bien en el último capítulo, "Política Hidráulica Nacional del Aprovechamiento, Manejo y Buen Uso del Agua", se plantea de manera muy general, los lineamientos sobre los aprovechamientos del recurso agua a través de la legislación vigente, así como también la forma de organización, monitoreo y evaluación de un proyecto de riego, como el que se trata en este trabajo.

CAPITULO I



CAPITULO I

DESCRIPCION GENERAL DEL AREA DE PROYECTO

1.1 ASPECTOS FISICOS DE LA ZONA

1.1.1 LOCALIZACION

El área de proyecto se encuentra ubicada en la región Mixteca poblana, abarcando el Municipio de Tepexi de Rodríguez, específicamente las poblaciones de Huejonapan de Aquiles Serdán y Todos Santos Almolonga.

Según puede verse en el croquis 1.1.1. sus coordenadas geográficas son:

Latitud Norte	=18°28'
Longitud Oeste Greenwich	=97°56'
Altura	=1800 m.s.n.m.

Políticamente el proyecto limita al norte con el Municipio de "Molcaxac", al sur con el Municipio de "Xayacatlán", al oriente con el municipio de "San Juan Ixcaquixtla" y al poniente con los Municipios de "Zacapala" y "Santa Inés Ahuatempan".

Aunque la región Poblana es de las más atrasadas del país por sus desfavorecidas características fisiográficas y climáticas, por contar con una escasa infraestructura productiva, obtiene con ello una producción baja o en ocasiones nula; sin embargo nuestra área de proyecto cuenta con un microclima que favorece la actividad agrícola.

1.1.2 CLIMA

Con base en los registros de la estación climatológica de Tepexi de Rodríguez, ubicada en las inmediaciones de la zona de estudio (Municipio de Tepexi de Rodríguez), se obtuvo a partir de los métodos de Köppen modificado por Enriqueta García y del Dr. Thorntwaite considerando que reúne por sus características una gran similitud con el área de proyecto, en lo que respecta a condiciones fisiográficas y de vegetación, la siguiente clasificación: BSlh' (h)W" (W)ig la cual corresponde a semicálido-semiseco.

La precipitación media anual es de 685.5 mm, ya que se presenta un período lluvioso de Mayo a Octubre con 628.3 mm. y una época de estiaje en los meses restantes (Noviembre-Abril) donde se precipitan 57.2 mm.

CAPITULO I

DESCRIPCION GENERAL DEL AREA DE PROYECTO

1.1 ASPECTOS FISICOS DE LA ZONA

1.1.1 LOCALIZACION

El área de proyecto se encuentra ubicada en la región Mixteca poblana, abarcando el Municipio de Tepexi de Rodríguez, específicamente las poblaciones de Huejónapan de Aquiles Serdán y Todos Santos Almolonga.

Según puede verse en el croquis 1.1.1. sus coordenadas geográficas son:

Latitud Norte	=18°28'
Longitud Oeste Greenwich	=97°56'
Altura	=1800 m.s.n.m.

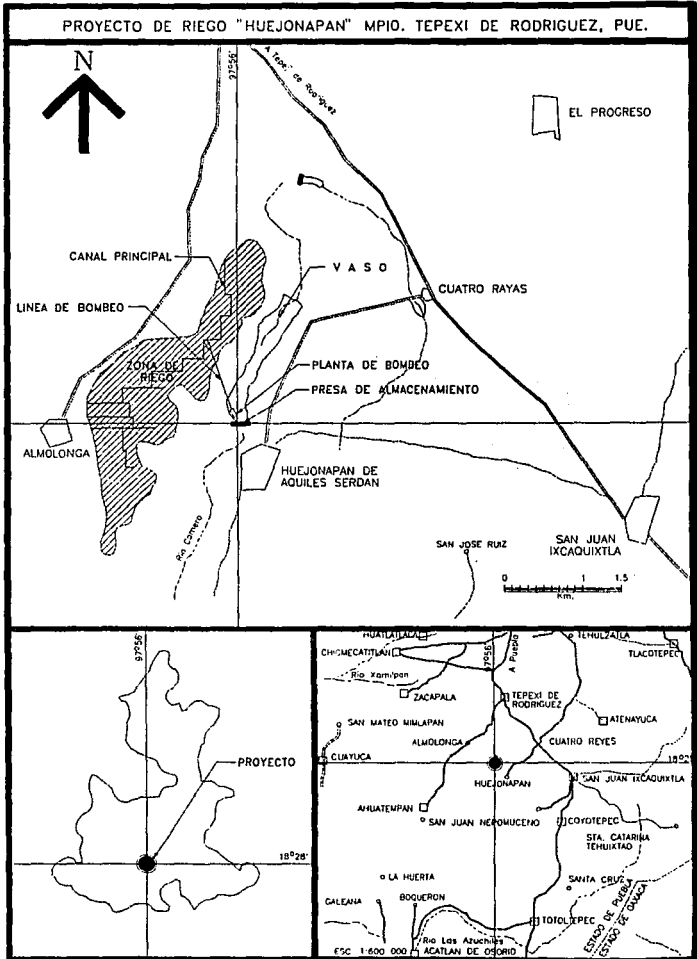
Políticamente el proyecto limita al norte con el Municipio de "Molcaxac", al sur con el Municipio de "Xayacatlán", al oriente con el municipio de "San Juan Ixcaquixtla", y al poniente con los Municipios de "Zacapala" y "Santa Inés Ahuatempan".

Aunque la región Poblana es de las más atrasadas del país por sus desfavorecidas características fisiográficas y climáticas, por contar con una escasa infraestructura productiva, obtiene con ello una producción baja o en ocasiones nula; sin embargo nuestra área de proyecto cuenta con un microclima que favorece la actividad agrícola.

1.1.2 CLIMA

Con base en los registros de la estación climatológica de Tepexi de Rodríguez, ubicada en las inmediaciones de la zona de estudio (Municipio de Tepexi de Rodríguez), se obtuvo a partir de los métodos de Köppen modificado por Enriqueta García y del Dr. Thorntwaite considerando que reúne por sus características una gran similitud con el área de proyecto, en lo que respecta a condiciones fisiográficas y de vegetación, la siguiente clasificación: BSh' (h)W" (W)ig la cual corresponde a semicálido-semiseco.

La precipitación media anual es de 685.5 mm, ya que se presenta un período lluvioso de Mayo a Octubre con 628.3 mm. y una época de estiaje en los meses restantes (Noviembre-Abril) donde se precipitan 57.2 mm.



La temperatura media anual máxima es de 21.07°C correspondiendo al mes de Mayo y la mínima de 18.44°C en Diciembre, presentándose una oscilación térmica de 5.27°C.

Por cuanto se refiere a la evaporación se registran 1232.45 mm. anuales; teniendo en la época de lluvias 882.26 mm. y en la época de estiaje 350.19 mm.

Las heladas y granizadas no se presentan, por lo tanto no afectan la zona de estudio.

Cabe aclarar, que el estudio hidrológico del proyecto se baso en los datos de un pluviómetro (propiedad de un particular) ubicado en la población de Huejotepetitlan.

1.1.3 HIDROGRAFIA

Hidrológicamente el sitio se localiza en la región N°18 parcial Alto Balsas con la siguiente división:

18 A	Cuenca del Río Balsas
18 A - g	Cuenca del Río Balsas
18 A - g b	Subcuenca Río Mixteco
18 A - g b 7	Tributario Río Acatlán

Las principales corrientes localizadas en la región antes mencionada son el río Mixteco, el río Acatlán, y el río Carnero el cual se pretende aprovechar en el proyecto, siendo esta corriente del tipo intermitente; a el afluyen los escurrimientos de las barrancas "cañada Coyote", "cañada Felipe", "cañada La Mula" y "cañada Laurel".

El río Carnero es afluente del río Acatlán al cual desemboca después de recorrer hacia el suroeste 30 Km. del sitio en estudio, llevando una dirección al oeste desemboca a 50 Km. adelante en el río Mixteco. El río Mixteco con dirección de sureste a noroeste, después de la unión con el río Acatlán recorre 30 Km. para unirse al río Atoyac formando así el río Poblano que posteriormente se llama río Balsas el cual desemboca al Océano Pacífico.

1.1.4 SUELOS

La zona en estudio se encuentra constituida por materiales sedimentarios (material calizo) de la Era Cenozoica, lo que ha dado al suelo una construcción textural que varía de fina a media; con coloraciones claras en un principio de la erosión, que posteriormente se van oscureciendo formando suelos oscuros, ricos en materia orgánica, sus pendientes varían entre el 2 % y 5 % con relieves planos ligeramente ondulados.

La temperatura media anual máxima es de 21.07°C correspondiendo al mes de Mayo y la mínima de 18.44°C en Diciembre, presentándose una oscilación térmica de 5.27°C.

Por cuanto se refiere a la evaporación se registran 1232.45 mm. anuales; teniendo en la época de lluvias 882.26 mm. y en la época de estiaje 350.19 mm.

Las heladas y granizadas no se presentan, por lo tanto no afectan la zona de estudio.

Cabe aclarar, que el estudio hidrológico del proyecto se baso en los datos de un pluviómetro (propiedad de un particular) ubicado en la población de Huejonapan.

1.1.3 HIDROGRAFIA

Hidrológicamente el sitio se localiza en la región N°18 parcial Alto Balsas con la siguiente división:

18 A	Cuenca del Río Balsas
18 A - g	Cuenca del Río Balsas
18 A - g b	Subcuenca Río Mixteco
18 A - g b 7	Tributario Río Acatlán

Las principales corrientes localizadas en la región antes mencionada son el río Mixteco, el río Acatlán, y el río Carnero el cual se pretende aprovechar en el proyecto, siendo esta corriente del tipo intermitente; a el afluyen los escurrimientos de las barrancas "cañada Coyote", "cañada Felipe", "cañada La Mula" y "cañada Laurel".

El río Carnero es afluente del río Acatlán al cual desemboca después de recorrer hacia el suroeste 30 Km. del sitio en estudio, llevando una dirección al oeste desemboca a 50 Km. adelante en el río Mixteco . El río Mixteco con dirección de sureste a noroeste, después de la unión con el río Acatlán recorre 30 Km. para unirse al río Atoyac formando así el río Poblano que posteriormente se llama río Balsas el cual desemboca al Océano Pacifico.

1.1.4 SUELOS

La zona en estudio se encuentra constituida por materiales sedimentarios (material calizo) de la Era Cenozoica, lo que ha dado al suelo una construcción textural que varía de fina a media; con coloraciones claras en un principio de la erosión, que posteriormente se van oscureciendo formando suelos oscuros, ricos en materia orgánica, sus pendientes varían entre el 2 % y 5 % con relieves planos ligeramente ondulados.

Los principales factores que determinan la formación de los suelos en clases y subclases son la profundidad de 50 a 60 cm. en la mayoría del área y otros que ocupan una menor superficie con profundidades que oscilan entre 30 a 40 cm., además de contar con abundante pedregosidad superficialmente; por lo que se concluye que los primeros son aptos para su incorporación al riego en condiciones normales y los suelos con menor profundidad requieren de prácticas de manejo como despiedres y trabajos de conservación (control) de pequeñas cárcavas y formación de bordos para retener la capa arable.

La clasificación de suelos de la zona en proyecto se llevó a cabo utilizando el sistema de seis clases para riego del USBR adoptado por la C.N.A., los cuales sirven de base para el estudio agrológico.

1.1.5 TOPOGRAFIA

El relieve general de la zona presenta características de llanura ligeramente inclinada, limitada por cerros y lomeríos cuyas pendientes varían entre el 6 y 10 % mientras que en el valle la pendiente varía de 0 a 3 %, formado por la depositación de materiales arrastrados por corrientes de agua intermitentes, afluentes del Río Mixteco.

La zona de estudio se localiza al Noreste (Ne) de la Sierra Madre del Sur de la Mixteca Poblana.

1.1.6 VEGETACION Y FAUNA

La vegetación esta representada por selva baja caducifolia, la cual ha sido perturbada, quedando solo vestigios de esta; las especies representativas son: encino blanco, cacahuete, huaje, mezquite, huizache, escobilla, acahual, hierba del zorrillo, etc., la mayoría de éstas especies son empleadas como combustibles.

En lo que respecta a la fauna existen las especies siguientes: el zorrillo, conejo, ardilla y tlacuache, siendo alguno de ellos parte de la alimentación de la población en la región.

1.2 INFRAESTRUCTURA EXISTENTE

1.2.1 VIAS DE COMUNICACION Y SISTEMAS DE TRANSPORTE

Para llegar al sitio se parte de la ciudad de Puebla, tomando la carretera federal N° 150 (Puebla-Tehuacán) recorriendo sobre esta 47 Km. de distancia se encuentra la población de La Colorada, en donde se entronca con la carretera sin número que va a San Juan Ixcaquixtla sobre la que se recorren 57 Km. hasta la población de Cuatro Rayas, de aquí se desvía hacia la derecha continuando por camino de terracería en una distancia de 6 km. finalmente se

encuentra el sitio de proyecto y a un costado la población de Huejonapan. Por lo que respecta al poblado de Almolonga esta se encuentra situada a 4 Km. adelante y se llega por camino de terracería. Localizándose el sitio de proyecto a 800 m. de esa población, hacia el sureste.

En cuanto a sistemas de transporte se cuenta con una estación de ferrocarril ubicada en Cuapiaxtla de Madero a una distancia de 63.0 Km.

1.2.2 OBRAS HIDRAULICAS

Dentro de la cuenca de interés existen una serie de proyectos los cuales fueron construidos dentro del llamado "Plan Juárez"; entre los cuales destacan la presa de almacenamiento "Cuatro Rayas", con una capacidad total de 1'900,000 m³, su cortina mide 470 m. de longitud y tiene una altura de 6 m., presentándose en el vaso de almacenamiento problemas de azolvamiento y filtraciones pues incluso las compuertas permanecen abiertas, por lo que se dictamina mala eficiencia de operación ; y 4 bordos de protección con las siguientes características:

BORDO	CAPACIDAD TOTAL (m ³)	LONGITUD (m)	ALTURA (m)
IXTLAHUATONGO	276,500	620	5.94
PIXTIOPAN	236,400	500	4.94
EL CARMEN	381,000	420	13.27
RANCHO NUEVO	50,140	330	8.20

Además sólo existen algunas motobombas que son utilizadas para bombear las aguas intermitentes del río Carnero con fines de riego. Así como una construcción rústica de una barda que sirve de protección a los cultivos y una cerca de alambre de púas para el mismo fin.

1.2.3 OTROS

En la zona de proyecto no existe ninguna bodega para granos, las más cercanas se localizan en Molcaxac aproximadamente a 4 Km.; por otro lado en Huejónapan se cuenta con un negocio particular donde se venden fertilizantes e insecticidas.

El servicio eléctrico es proporcionado por la Comisión Federal de Electricidad en un 95 % para la localidad de Huejónapan y en un 94 % para los habitantes de Almolonga.

En lo que concierne al agua potable, lo reciben en el 86.7 % de la población total de Huejónapan (315 viviendas), el otro 13.4 % no lo recibe por insuficiencia de la fuente, que consiste en un manantial de nombre "Agua Tendida" ubicada sobre la margen izquierda del Río Carnero. Respecto a Almolonga se suministra a la totalidad de pobladores mediante un sistema de bombeo eléctrico al elevar el agua del manantial denominado "El Naranja".

Por lo que respecta al alcantarillado no se encuentra instalado en las poblaciones que beneficia el proyecto.

Sin embargo, cuentan con casetas telefónicas y servicios de correo, los cuales operan con regularidad.

1.3 USOS DE SUELO Y TENENCIA DE LA TIERRA

El área de estudio consta de 850 Ha. de las cuales 733 Ha. serán incorporadas bajo riego, observándose que el único uso del suelo es el agrícola de temporal principalmente; ya que sólo existen pequeñas áreas de riego en ambas márgenes del Río Carnero, localizadas dentro de la zona de embalse de la presa.

Los cultivos registrados fueron principalmente: maíz, maíz asociado con frijol, tomate y frijol, sembrados en las siguientes superficies:

* Maíz.- Ocupa 490.92 Ha. que representa el 57.75 % de la superficie estudiada. El 10% de esta superficie utiliza maquinaria agrícola y el 90% restante usa yuntas para su manejo; aplicando fertilizantes y control de plagas en toda el área. El rendimiento de este cultivo se incrementará con la aplicación del riego y el manejo adecuado de los suelos.

* Maíz-Frijol.- Estos cultivos se siembran en forma asociada para aprovechar al máximo el temporal, ocupando una superficie de 277.4 Ha. que representan el 32.64% del total.

* Tomate.- Este cultivo ha adquirido mucha importancia en la región, debido a que el clima permite su desarrollo en condiciones de temporal; siendo uno de los cultivos más remunerativos aún cuando el valor de la producción está condicionada a Ley de oferta-

demanda en el mercado. La superficie sembrada es de 51.01 Ha. que representan el 6.00 % del total, sembrándose en Mayo y cosechándose en Septiembre. En éste cultivo es muy marcado el uso de implementos agrícolas para el control de plagas; también se usan fertilizantes y semillas mejoradas.

* Frijol.- La superficie para este cultivo es de 24.37 Ha., que representan al 2.87% del total estudiado, donde se utilizan semillas mejoradas, control de plagas y fertilizantes.

También se encontró que 4.82 Ha. no estaban cultivadas y 1.48 Ha. no tenían uso agrícola.

Con la finalidad de obtener un rendimiento promedio de los diferentes cultivos y efectuar el proceso de evaluación, se obtuvo información de estadísticas agrícolas en cuanto a superficie y rendimiento principalmente, de los últimos 5 años.

Siendo los cultivos de tomate y jitomate los que presentan más variación en cuanto a superficie sembrada debido a que como se mencionó anteriormente, los precios medios rurales dependen directamente de la oferta y demanda en el momento de la cosecha.

Esta información se presenta en el cuadro siguiente:

Superficie y rendimientos promedio en los últimos cinco años correspondientes al área de proyecto (1985-1990).

CULTIVO	SUPERFICIE (Ha.)	RENDIMIENTO (Ton/Ha.)
Maíz	350	1.5
Maíz - Frijol	170	1.0 - 0.3
Tomate	107	10.0
Frijol	50	0.6
Jitomate	30	12.0

Con respecto a la tenencia de la tierra, la superficie por irrigar es en su totalidad de pequeña propiedad, la cual se ampara en escrituras públicas o privadas.

La localidad de Huejonapan cuenta con una superficie total de 2361.00 Ha. aproximadamente, de las cuales son laborables 826.00 Ha. y el resto es de cerril con monte bajo. Existen actualmente 340 pequeños propietarios en total.

Se hace necesario mencionar que la superficie cerril la catalogan los mismos campesinos como comunal, para lo cual tienen un Representante de Propiedad Comunal, Montes y Aguas, aunque en la Secretaría de la Reforma Agraria no está reconocida esta superficie como tal, pues nunca se han hecho trámites para ello, por lo que se puede decir que todo es pequeña propiedad.

La superficie que se verá afectada con el embalse de la presa de proyecto son 72 Ha, correspondiendo a la pequeña propiedad en Huejonapan y al ejido que pertenece a la localidad de Huejoyuca.

Respecto al ejido de Huejoyuca, éste fue constituido como tal por Resolución Presidencial el 18 de abril de 1929, consta de una dotación de 1162.39 Ha. clasificadas como de temporal en provecho de 172 ejidatarios. Existe también la pequeña propiedad en la localidad de Huejoyuca, que consta de 100 Ha. distribuidas en 75 propietarios.

En cuanto a la población de Todos Santos Almolonga, ésta dispone de bienes comunales conforme a la Resolución Presidencial con fecha 10 de agosto de 1987; consta de una superficie de 4954 Ha. en provecho de 339 campesinos; siendo únicamente 600 Ha. de labor y la superficie restante de monte. Además se tienen aproximadamente 400 Ha. de pequeña propiedad, de las cuales 300 Ha. son de labor, que poseen 70 pequeños propietarios.

La zona de riego está constituida por terrenos de pequeña propiedad de las siguientes localidades:

TIPO DE TENENCIA	SUPERFICIE Ha.	%	N° LOTES	N° FAMILIAS
Huejonapan	704	96.04	453	256
Todos Santos Almolonga	29	3.96	15	11
TOTAL	733	100	468	267

Cabe aclarar que la superficie que poseen los productores de Todos Santos Almolonga en la zona de proyecto, en un principio correspondió a pequeños propietarios de Huejonapan, actualmente

dicha superficie es laborada por 11 pequeños propietarios, a quienes en las entrevistas se han mostrado contrarios a la aceptación del riego, señalando como argumento que se encuentran considerados en el padrón de usuarios de un proyecto de riego que promueve el grupo de Antorcha Campesina ante el Gobierno del Estado para la localidad de Almolonga.

La estratificación de la tenencia de la tierra se resume a continuación: la superficie a regar es de 733 Ha. en beneficio de 276 familias, ésta superficie podría incrementarse o disminuirse según el número de beneficiarios al definirse en la etapa ejecutiva el presente proyecto, con la participación o no de los 11 productores antes citados; se tiene como promedio general que la superficie es de 2.66 Ha. por familia en la pequeña propiedad.

1.4 ASPECTOS SOCIOECONOMICOS

Dentro del área de proyecto (Huejónapan y Almolonga), la población total es de 3876 habitantes agrupados en 646 núcleos familiares y con un número de 6 miembros promedio por familia, como se muestra en la tabla siguiente:

AREA DE PROYECTO

LOCALIDAD	1970	1980	1989	1990	2000	T.C.M.A
HUEJONAPAN	1360	1658	2000	2040	2487	2.0
ALMOLONGA	1212	1506	1800	1836	2238	2.0
TOTAL	2572	3164	3800	3876	4725	

FUENTE: Estudio socioeconómico definitivo, Agosto de 1990.

Como se puede apreciar en el cuadro anterior, las tasas de crecimiento medio anual (T.C.M.A.) en las localidades de Huejónapan y Almolonga resultan del 2.0%, mientras que para el Municipio en su conjunto los resultados son del 1.2%, lo que se explica por el mayor arraigo por la tierra que siguen teniendo los campesinos en la zona de proyecto.

Dicha zona de proyecto se identifica como rural, conforme al criterio que se establece en el censo de población, por contar con una población menor a los 2500 habitantes y escasa infraestructura. Caso contrario en Tepexi de Rodríguez (Cabecera Municipal), por contar con infraestructura y una población mayor a los 2500 pobladores se debe de catalogar como urbana.

En tanto la población económicamente activa (P.E.A) aplicando el criterio del décimo primero Censo General de Población y Vivienda se establece que la población de 12 años y más se declara económicamente activa en la zona de proyecto, y está integrada por 1508 personas que presentan el 38.9% de la población total y el 60.8% de la fuerza de trabajo. En la zona de estudio la P.E.A. la integran 6140 personas, que representan el 37.81% del total.

En el cuadro siguiente se presenta la distribución de la P.E.A por ramas de actividad en la zona de proyecto:

RAMAS DE ACTIVIDAD	Nº PERSONAS	PORCENTAJE
ACTIVIDADES PRIMARIAS AGROPECUARIAS	1,206	80 %
ACTIVIDADES SECUNDARIAS. EXTRACTIVAS Y DE TRANSFORMACION	120	8 %
ACTIVIDADES TERCIARIAS. SERVICIOS	106	7 %
INSUFICIENTEMENTE ESPECIFICADAS	76	5 %
TOTAL	1,508	100 %

De este cuadro enfatizamos que la actividad más importante para la población en general tanto para la zona de estudio como la de proyecto es la primaria, a través de ella la mayoría de personas consiguen su sustento familiar. La forma de explotación es individual, utilizando técnicas que bien pueden considerarse semimodernas en la preparación de las tierras; pues son pocos los productores que emplean fuerza motriz en el barbecho y rastreo, obedeciendo a la poca profundidad y pedregosidad superficial que presentan los suelos.

En cuánto a los movimientos migratorios en general la Mixteca Poblana está catalogada desde el punto de vista demográfico, como fuerte expulsora de población, situación de la que no escapan las

localidades de Huejónapan y Almolonga en menor grado, dándose movimientos de emigración en los recesos agrícolas, hacia las ciudades de Puebla y Distrito Federal donde se emplean como albañiles (unas 393 personas aproximadamente), en los Estados Unidos de Norte América en diferentes actividades (40 personas) y los que tienen unidades de transporte al servicio público federal salen a diferentes estados de la República.

Se hace notar que por la introducción de los cultivos de tomate y jitomate en la localidad de Huejónapan, se dan movimientos de emigración en la etapa de cosecha de los cultivos mencionados, llegando campesinos de las comunidades circunvecinas (Almolonga, Chapultepec, Ahuatempan, etc.) siendo de entrada y salida todos los días para las zonas más cercanas y para las más retiradas se regresan hasta que termina la cosecha.

Estos fenómenos de emigración e inmigración se presentan en la zona de proyecto, obedeciendo entre otras razones a:

- * Falta de fuentes permanentes de empleo remunerativo.
- * Limitada productividad de la tierra al ser explotada en condiciones temporales, sujetas a las precipitaciones anuales que obligan a un sólo ciclo de siembras en los meses de mayor concentración de las lluvias.
- * Inexistencia de infraestructura hidráulica básica.

Una vez que se inicien los trabajos constructivos de la obra y entre en operación, esta situación será superada paulatinamente, lo cual coadyuvará a mejorar el nivel de empleo, al incrementarse los jornales agrícolas de 22,122 actuales a 105,703 en promedio por año, al desarrollarse una agricultura intensiva.

En el aspecto educativo se cuenta con un jardín de niños, una escuela primaria y una telesecundaria de la S.E.P en las respectivas localidades; existiendo 15% de analfabetos de un total de 2,730 personas, sin embargo los padres de familia con posibilidades económicas e interesados en la superación educativa, mandan a sus hijos a estudiar a la Normal de Maestros ubicada en San Juan Ixcaquixtla, distante a 13 Km., o bien a las ciudades de Puebla o México D.F.

En cuanto al aspecto de salud, la población de Huejónapan cuenta con una clínica provisional dependiente de la Secretaría de Salud, además un consultorio particular donde un doctor presta sus servicios; en Almolonga se dispone de un centro de salud. Para enfermedades de mayor gravedad que requieren intervención quirúrgica, ambas poblaciones acuden a Tepexi de Rodríguez, Molcaxac, Tepeaca y Ciudad de Puebla.

1.5 DIAGNOSTICO DE LA SITUACION ACTUAL Y PROGNOSIS

A manera de resumen podemos concluir que los factores que dificultan el desarrollo de la zona, frenando el aprovechamiento de los recursos suelo y agua en la región son:

- * Falta de infraestructura hidráulica.
- * Inadecuada distribución de la precipitación en la zona.
- * Inexistencia de tecnología acorde a la zona.
- * El 30 % de la superficie requiere de prácticas de conservación.
- * Alto grado de minifundismo en la zona (65.5% de productores posee 2.5 Ha. y el 34.5 % el 2.5 Ha. a más).
- * Inestabilidad económica y familiar.
- * Falta de recursos económicos en la mayoría de productores.
- * Siembras con rendimientos bajos a medios, predominando en el cultivo de maíz.
- * Falta de créditos con tasas de interés acordes a la zona.
- * Insuficiencia de vías de comercialización.

Ahora bien los factores que propician el desarrollo de la zona son:

- ** Disponibilidad de 733 Ha. de tierra cultivable en forma conjunta.
- ** Existencia de un microclima que favorece la agricultura.
- ** Empleo de técnicas semimodernas actualmente empleadas en cultivos que a futuro predominan en el padrón de cultivos propuesto.
- ** Establecimiento de líneas eléctricas de alta tensión.
- ** Infraestructura de caminos para el traslado de la producción a los centros de consumo.
- ** Existencia de bodegas en la región para almacenar granos básicos.
- ** Asistencia técnica y extensionismo agrícola por medio de las dependencias de la S.A.R.H.
- ** Organización por medio de un comité para la construcción de esta obra.

En pocas palabras, en esta zona no se aprovecha debidamente el suelo y el agua disponibles, por la falta de obras de captación, regularización y distribución de los escurrimientos superficiales.

Ahora bien, considerando la situación que prevalece en la zona de proyecto y en caso de no ejecutarse la obra de referencia, se continuarán propiciando el desempleo, la baja productividad agropecuaria y la descapitalización del campo, en un área que tiene vocación para el desarrollo de la agricultura.

CAPITULO II



CAPITULO II



CAPITULO II

ESTUDIOS BASICOS PARA EL DESARROLLO DE LA ZONA DE RIEGO

2.1 TOPOGRAFICO

Es un factor delimitante e imprescindible que sugiere la selección de un tipo o tipos de presas en el sitio de estudio, dadas las características de la boquilla, aunque para la elección definitiva se requieran de otras investigaciones que se ligan entre sí. Ya que se pueden presentar boquillas topográficamente estrechas y con fuertes pendientes o bien amplias, donde se propondría una cortina del tipo rígido o flexible según sea el caso; pero cuando las condiciones son intermedias, otras consideraciones toman mayor importancia, debiendo analizar entonces las condiciones naturales particulares del lugar. Del mismo modo la elección del tipo de obra de toma y vertedor, son regidos por la topografía de la boquilla, ya que en el caso de algunas obras de toma, estas podrán descargar directamente a un río o bien a un canal de conducción en una zona de riego.

En las zonas de riego, dependiendo de la etapa o nivel de precisión de los estudios, los levantamientos topográficos se realizan ya sea por procedimientos aéreos o terrestres, siendo estos:

- 1.- Aéreos, son utilizados para la configuración de zonas vírgenes, en estudios preliminares y de Gran Visión.
- 2.- Terrestres se emplean para obtener la configuración topográfica en estudios de planeación de zonas regables y localización de estructuras.

Las escalas más usuales utilizadas en este tipo de configuraciones son las siguientes:

- 1: 50,000 en estudios de Gran Visión y planeaciones preliminares.
- 1: 20,000 en la delimitación de la zona regable y localización de canales de conducción, redes de distribución y de drenaje.
- 1: 5,000 para la localización preliminar y definitiva del canal principal, canales de drenaje, y caminos; localizando sus respectivas estructuras y su correspondiente lotificación.
- 1: 1,000 en configuraciones de suelos en donde la topografía es casi plana y con poca pendiente, realizando la correspondiente lotificación y parcelamiento; donde también se localizan todos los tipos de estructuras.

Conociendo entonces las características topográficas del lugar en donde se planea la construcción de un sistema de riego se determina lo siguiente:

- * Demostrar la posibilidad de riego.
- * La elección del método de riego.
- * Estimación del número y clase de estructuras que se necesitan para el control del agua.
- * Determinación de nivelación del terreno.

Por lo tanto conforme a las normas y lineamientos que establece la S.A.R.H., se realizaron los estudios topográficos convenientes para la ejecución del proyecto en cuestión, determinando que el relieve de la zona en general presenta características de llanura ligeramente inclinada, limitada por cerros y lomeríos cuyas pendientes varían entre el 6 % y 10 %, mientras que en el valle la pendiente varía del 0 % al 3 %.

En las siguientes zonas se señala lo siguiente:

El área de la cuenca se tomó de las cartas topográficas elaboradas por INEGI, escala 1: 50,000 y con curvas de nivel a cada 20 m. Siendo la superficie total de la cuenca de 264.15 Km², el relieve generalmente es plano con pendientes del 1 % al 3 %, y los suelos son de formación Insitu. Rodean a la zona, cañadas de corrientes intermitentes y lomeríos ubicados al poniente, que sirven como aportadores de los materiales que componen el suelo actual.

En el año de 1981 la entonces Jefatura de Obras Hidráulicas de la Delegación de la S.A.R.H., en el estado de Puebla efectuó un primer levantamiento en la boquilla; en 1983 la misma Jefatura realizó otro levantamiento a 600 m. aguas arriba del anterior, considerándolo éste como definitivo. Ambos estudios se presentaron a escala horizontal 1:500 y vertical 1:100 en el perfil; en planta a escala 1:500 con curvas de nivel a cada metro. Dentro de las características principales es que presenta forma asimétrica, con pendientes del 11% en la margen izquierda y 18% en la margen derecha.

En el año de 1988 la Delegación Estatal por conducto de la Residencia General de Estudios, efectuó el levantamiento topográfico en el vaso considerado como definitivo, con curvas de nivel a cada metro y escala 1:2,000; presentando el vaso una forma alargada, con algunas deformaciones en ambas márgenes, físicamente se visualizan una serie de entradas en forma de brazos laterales sobre la margen izquierda, debido a diferentes aportaciones, como a manantiales pequeños y escurrimientos intermitentes. Otra característica importante es su longitud medida desde el eje de la boquilla hasta la cola que es de 2,600 m., con un área inundada de 75 Ha.

En la zona de riego que nos ocupa, el estudio lo realizó la Subgerencia de Estudios de la Comisión Nacional del Agua en el Estado de Puebla en el año de 1990; comprendiendo una superficie de 800 Ha, siendo sus límites: al norte la pequeña propiedad de Almolonga y Ejido Huejyuca, al sur las pequeñas propiedades de Almolonga, al oriente la pequeña propiedad de Huejonapan y al Poniente la pequeña propiedad de Almolonga. Se encuentra representado en planos a escala 1:2,000 con curvas de nivel a cada metro. La topografía de la zona de riego en general se considera plana con pendientes medias no mayores al 1 %, siendo mínimo donde el relieve presenta ligeras inclinaciones que van aumentando conforme se acerca a las barranquillas cuyas descargas de aguas broncas terminan sobre el Arroyo El Carnero.

2.2 GEOLOGICO

Una vez hecha la elección de los posibles sitios para la construcción de la cortina de la presa, es aconsejable que la boquilla sea estrecha y amplia, para contar con un buen almacenamiento; por lo que se analizan y se selecciona aquel que reúna las condiciones geológicas más favorables para la cimentación y empotramientos de ella, ya que se pueden presentar condiciones geológicas de terrenos poco resistentes, o rocas resistentes e impermeables en sus laderas o bien resistentes tanto en sus laderas como en su fondo. A la vez hay que tener presente que las obras de toma deben desplantarse en terrenos firmes que garanticen la estabilidad del conjunto y su impermeabilidad.

Entre otros datos, en la zona de riego el proyectista deberá contar con información estratigráfica de los suelos que se presentan en dicha superficie, con lo cual podrá estimar y cuantificar los volúmenes de excavación de las diferentes estructuras que componen el sistema de riego, como: canal principal, laterales, sub-laterales, ramales, caídas, rápidas, etc. Efectuando con ello la correspondiente programación para la utilización del tipo y clase de equipo necesarios en los trabajos constructivos.

Nuestro sitio de estudio se ubica en la porción Sur-Oriental de la provincia fisiográfica denominada "Zona de Fosas Tectónicas", cercana a los límites de las provincias "Cuenca del Balsas" y "Zona Montañosa de Guerrero - Oaxaca".

La morfología del área indica una etapa de juventud avanzada, observándose sierras de poca altura, separadas por valles en formación y cerros con cantiles de mediana altura. Las unidades litológicas que predominan en la región son: esquistos, derrames andesíticos, tobas, calizas, areniscas, lutitas y conglomerados. Es por ello que el sitio se ubica dentro de la zona sísmica del país denominada "SISMOS FRECUENTES", cuyo epicentro N° 359 se ubica a 40 Km. al NE del sitio de la obra y a 188 Km. del sísmológico de Tacubaya.

También se toma en cuenta la existencia de la falla Clarión ubicada a 30 Km. al norte, por lo cual se recomienda considerar el factor sísmico en el análisis de estabilidad de la presa de proyecto.

La geología del vaso presenta forma alargada con una longitud de 2600 m., midiendo en su parte más ancha 800 m. Litológicamente está constituida por rocas sedimentarias como lutitas, areniscas y conglomerados. Así mismo aflora una unidad metamórfica representada por esquistos muy intemperizados de color amarillento en las inmediaciones del vaso, en la zona del cauce del río Carnero, en los arroyos que convergen a dicho río, y en las partes medias y altas de la ladera izquierda; esta unidad como otras se encuentran cubierta a lo largo del vaso por suelo, depósito de talud, caliche y escaso material aluvial, encontrándose exposiciones esporádicas en su mayor parte de conglomerado.

En cuanto a la geología de la boquilla, conforme a la geología superficial y a los resultados de los sondeos practicados a lo largo del eje, litológicamente se constituye por rocas sedimentarias de las más antiguas a las más recientes, las cuales son: lutitas, areniscas y conglomerados calcáreos.

En la zona de riego los materiales geológicos que han intervenido en la formación de los suelos, son del tipo sedimentario de la Era Mesozoica, período Cretácico Inferior y Superior, representados por lutitas, areniscas, conglomerados y margas que han dado al suelo las características texturales que varían de fina a media con coloraciones oscuras; son ricos en materia orgánica. Se encuentra también un afloramiento metamórfico representado por esquistos muy intemperizados de color amarillento de la misma Era, siendo de menor influencia en el proceso de formación de estos suelos.

Pero con base a la geología superficial y de acuerdo a los resultados de sondeos y pruebas de permeabilidad, se considera el sitio, como atractivo para la construcción de una presa de materiales graduados. Recomendándose efectuar un estudio de mecánica de suelos en la sección donde afloran las lutitas y areniscas, con el fin de conocer sus propiedades físicas, para adecuar la estructura a las condiciones del terreno. En donde existan zonas fracturadas las cuales registraron altas permeabilidades serán necesarias pantallas de impermeabilización.

2.3 CLIMATOLOGICO

Para conocer la influencia de los factores climatológicos sobre los cultivos que se pretenden desarrollar en la zona de proyecto, se deberán analizar los registros meteorológicos de las estaciones climatológicas más cercana al sitio de proyecto, siendo entre los datos más esenciales a recopilar los siguientes: precipitación mensual, temperaturas medias, máximas absolutas y

mínimas extremas mensuales, evaporaciones medias mensuales, dirección de los vientos e intensidad, horas de viento, humedad relativa, horas luz mensuales e información sobre heladas y granizadas.

Referenciándonos a la zona del proyecto, no existe estación climatológica, sin embargo en la localidad de Huejónapan se cuenta con un pluviógrafo operado por un productor, localizado a una distancia de 1.0 Km. aproximadamente de la boquilla, con el cual se han medido las precipitaciones durante el período de los años de 1973 a 1989. Para el estudio de la cuenca también se tomaron los registros climatológicos de las estaciones de Acatepec, Huehuetlán el Grande, Acatlán de Osorio y Tepexi de Rodríguez.

Los datos registrados en las estaciones anteriormente citadas son los siguientes:

Huejónapan.- Este pluviógrafo cuenta con un período de observación de 17 años (1973-1989), registrándose una precipitación media anual de 692.12 mm.

Acatepec.- Esta estación cuenta con un período de observación de 37 años (1956-1992), registrándose una precipitación media anual de 606.46 mm.

Huehuetlán el Grande.- El período de observación de esta estación es de 37 años (1956-1992), registrándose una precipitación media anual de 822.18 mm. y una temperatura media anual de 23.8°C.

Tepexi de Rodríguez.- Cuenta solamente con un período de observación de 24 años (1969-1992), actualmente se encuentra suspendida, registrando una temperatura media anual de 21°C y una precipitación media anual de 685.5 mm.

Acatlán de Osorio.- En éste municipio localizado a 60 Km. al sur de Huejónapan en las coordenadas L.W. 98°03' y L.N. 18°12' existen dos estaciones climatológicas, una controlada por la extinta Dirección General de Estudios perteneciente a la S.A.R.H. (D.G.E) y otra por el Servicio Meteorológico Nacional (S.M.N.). Para efectos del estudio se consideró la correspondiente al S.M.N., registrando un período de observación de 32 años (1961-1992), durante ese período se registra una precipitación media anual de 651.07 mm.

Por lo que el clima en la población de Huejónapan se calculó de acuerdo con los datos meteorológicos de la estación del mismo nombre, con la información proporcionada por un productor del lugar que opera en forma particular un pluviómetro desde el año 1973. El período de observación es de 9 años para los datos de temperatura y de 14 años para los de precipitación; resumiendo a continuación los siguientes datos meteorológicos:

a).- La precipitación media anual es de 692.12 mm., en la época de máxima es de 606.15 mm. (Mayo-Septiembre), y en la época de estiaje de Octubre-Abril con 85.97 mm. del total.

b).- La probabilidad de lluvia utilizando el método de distribubión normal al 75% de probabilidad, se obtuvieron al año 402.0 mm., lo que quiere decir que 4 de cada 5 años podrán tener la misma o más de la precipitación indicada.

c).- La temperatura media anual según se cálculo resultó ser de 18.53°C, con una máxima media mensual de 21.10°C en Mayo y una mínima de 16.19°C en Enero.

d).- La temperatura máxima extrema varía de 32°C en marzo y junio; de 34°C en abril y mayo, registrados en varios días y años.

e).- La temperatura mínima extrema se calculó y resultó de 0.00°C en Febrero, lo que significa que no se tiene pérdidas de cultivo por el fenómeno de heladas.

f).- La evaporación media anual calculada fue en total de 1,135.12 mm., presentándose la máxima evaporación en el mes de abril con 166.85 mm. y la menor en septiembre con 8.66 mm.

g).- La evapotranspiración (EP) se obtuvo en total al año de 843 mm., pero los meses en que la precipitación supera la EP es de mayo a septiembre. Siendo el mes con mayor EP mayo con 97.3 mm. y el de menor enero con 50.2 mm.

h).- Las heladas en 10 años de observación sólo se presentaron en enero de 1988 (3 días) y en marzo de 1989 un sólo día, lo que a juicio no es una limitante para el buen desarrollo de cultivos diversos.

i).- Los vientos dominantes son del sureste, con una velocidad variable de 1 a 28 Km/hora.

j).- El granizo en los 10 años de observación la estación reporta un total de 7 días con granizo; al igual que en las heladas el fenómeno no representa una desventaja en la producción agrícola del lugar.

De acuerdo a la clasificación de Koppen, modificado por Enriqueta García se clasifica como (A)C (Wo) (W) b i g, significando cada una de las literales lo siguiente:

(A)C.- Semicálido de los templados, con temperatura media anual mayor de 18°C (18.53°C) y la del mes más frío menor de 18°C (16.19°C Enero).

(Wo).- El más seco de los templados subhúmedos con lluvias en verano, con un cociente P/T menor de 43.2 (37.84 de cociente P/T).

(w).- Régimen de lluvia de verano con un % de lluvia invernal menor de 5 de la anual (2.52 % de lluvia invernal).

(b).- Verano fresco y largo, temperatura media al mes más caliente del año entre 6.5 y 22°C (21.10°C en mayo).

(i).- Isotermal, oscilación menor de 5°C (4.91°C).

(g).- Indica marcha de la temperatura y se añade si el mes más caliente del año es antes de junio (21.10°C mayo).

Para C.W. Thornthwaite se clasifica como ClS'B'2a', que significa semiseco con moderada demasía de agua estival en verano; templado frío, con baja concentración de calor en el verano.

Finalmente al realizar un análisis del climograma, vemos que se presentan demasías de agua con 118.0 mm. en los meses de mayo a septiembre, lo que no es suficiente para abastecer los requerimientos de los cultivos de primavera-verano, siendo necesario riegos de auxilio en dichos meses.

En función de que las temperaturas son altas y el mínimo de riesgo de pérdidas por heladas es casi nulo; se presenta la posibilidad de poder cultivar en otoño-invierno. Sabiendo que en éste ciclo las necesidades de agua serían mayores pero a la vez cubiertas con riegos completos, pretendiendo así incrementar la productividad agrícola y los ingresos de los productores en este ciclo.

Sin embargo es importante señalar que las deficiencias de agua se presentarán en los meses de diciembre a mayo a razón de 260.6 mm., siendo el mes con mayor necesidad de humedad abril con 68.3 mm. de deficiencia. También se obtuvo una evapotranspiración potencial de 843.8 mm., que representa el mes en que la precipitación supera la evapotranspiración de mayo a septiembre, siendo el mes de mayo, con mayor evapotranspiración registrándose 97.3 mm. y el de menor, enero con 50.2 mm.

2.4 AGROLOGICO

Esta parte en los estudios para un proyecto de riego, ocupa un sitio primordial, ya que del resultado de éste, el proyectista contará con datos que le permitirán realizar un diseño hidráulico adecuado, también para los que construyen y operan los sistemas de riego, les proporciona información sobre aspectos tales como:

- * Clasificación de suelos para su manejo agrícola bajo riego (clases 1-6).
- * Clasificaciones referentes a series, tipos y fases de suelos.
- * Clasificación de acuerdo a subclases de suelo.
- * Programas de cultivos con base a la relación suelo - agua-planta - clima.
- * Necesidades de nivelación de tierras.
- * Calidad sobre el agua de riego.
- * Métodos de riego para diferentes tipos de suelo.
- * Láminas de riego para cada tipo de suelo.
- * Necesidades globales de agua para cada cultivo.
- * Planteamiento del trazo de la red de distribución de agua.
- * Medidas para evitar la salinización de los suelos.
- * Necesidades de drenaje agrícola.
- * Capacidad de uso de los suelos.
- * Medidas para controlar la erosión.
- * Manejo adecuado que debe darse a los suelos.
- * Determinación del valor de la tierra.

Las clasificaciones de los suelos se realizan con base a su manejo agrícola y sus fines de riego, en donde intervienen los siguientes factores: carácter del suelo, topografía, alcalinidad, drenaje, etc; una de ellas es la clasificación U.S.B.R., la cual se puede consultar en el cuadro N° 2.4.

Posteriormente a la determinación de la clase agrícola de suelo, se identifica la serie o series según sea el caso, por lo que una serie significa un agrupamiento de suelos de una misma génesis y cuyos perfiles presentan horizontes semejantes en cuanto a disposición y características distintivas como: clase, espesor y arreglo de horizontes en el perfil; color de horizontes; estructura de horizontes; acidez o alcalinidad; consistencia y contenido de materia orgánica; sin embargo se diferencian por la textura de la capa superficial. En general, la denominación de la serie se toma del nombre de alguna ciudad, poblado, río, arroyo o accidente topográfico de importancia, cercano al lugar en donde se localiza el suelo.

Por ello, si dos clases particulares de suelos tienen el mismo nombre de la Serie, pueden ser clasificados como diferentes de acuerdo:

- Al tipo, ya que significa la subdivisión de la Serie basada en la diferencia de textura de la capa superficial; la denominación se toma de la terminología encontrada en el triángulo de texturas y debe ir acompañado del nombre de la Serie.

- A la fase, siendo la variación de las características generales de las series de suelos que altera su uso y manejo, como son: condiciones de erosión, pedregosidad, espesor, inundación o salinidad.

CLASES AGRICOLAS DE SUELOS PARA FINES DE RIEGO (U.S.B.R)

CARACTERISTICAS	CLASE 1	CLASE 2	CLASE 3
TEXTURA	De migajón arenoso a migajón arcilloso desmenuzable.	De arena migajosa a arcilla muy permeable.	De arena migajosa a arcilla permeable.
PROFUNDIDAD A LA ARENA O GRAVA	Más de 36" de migajón arenoso fino fácilmente trabajable o más pesado, o 42" de migajón arenoso.	Más de 24" de migajón arenoso fino fácilmente trabajable o más pesado, o de 30 a 36" de migajón arenoso.	Más de 18" de migajón arenoso fino fácilmente trabajable o más pesado, o 24 a 30" de suelo más ligero.
PROFUNDIDAD A LAS PIZARRAS O SUELO INTEMPERIZADO	Más de 60" o 54" con 8" de grava sobre material impermeable o migajón arenoso en todo el perfil.	Más de 42" a 36" con 8" de grava sobre material impermeable o arena migajosa en todo el perfil.	Más de 48" o 42" con 5" de grava sobre material impermeable o arena migajosa en todo el perfil.
PROFUNDIDAD A LA ZONA PENETRABLE DEL CALCAREO	18" con 60" penetrables.	14" con 48" penetrables.	10" con 38" penetrables.
ALCALINIDAD EN EQUI-LIBRIO	Para toda clase de suelos, puede ser o más bajo.	generalmente menos del 15 % de sodio intercambiable dependiendo esto del tipo de los materiales de	ambable, pero este valor puede ser más alto o arcilla.
SALINIDAD EN EQUI-LIBRIO	Conductividad eléctrica del extracto de saturación menor de 4 miliohms por cm.	Conductividad eléctrica del extracto de saturación menor de 8 miliohms por cm.	Conductividad eléctrica del extracto de saturación menor de 12 miliohms por cm.
PENDIENTES	Pendientes suaves hasta del 4% con áreas grandes en el mismo plano.	Pendientes suaves hasta del 8% en áreas grandes en el mismo plano, o pendientes más escabrosas menores del 4 % en el gradiente general.	Pendientes suaves hasta del 12% en áreas grandes en el mismo plano, o pendientes más escabrosas menores del 8% en el gradiente general.
TERRENO SUPERFICIAL.	Necesita poco enrasamiento y no nivelación pesada.	Nivelación moderada necesaria, pero en cantidades que hayan sido factibles en áreas comparables.	Nivelación pesada y cara necesaria en machones, pero en cantidades que hayan sido factibles en áreas regadas comparables.
CUBIERTA (ROCAS Y VEGETACION)	Insuficiente para afectar la productividad o el costo de la limpieza pequeño.	Suficiente para reducir la productividad e interferir con las labores de cultivo, limpiezas y desmontes posibles con costo moderado.	Necesita limpiezas y desmontes caros, pero factibles.
DRENAJE	No se prevé que necesite drenaje.	Algun drenaje previsto, pero con costo razonable.	Es necesario un drenaje considerable que se considera caro, pero factible.
DESCRIPCION	Ninguna o poca limitación para el riego, son productivos. Producen cosechas de altos rendimientos en la mayor parte de cultivos adaptados climáticamente.	Ligeras a moderadas limitaciones para riego, moderadamente productivos, requieren mejor manejo para obtener altos rendimientos de cultivos adaptados climáticamente.	Moderadas a severas limitaciones para riego, su productividad es restringida para la mayor parte de los cultivos adaptados climáticamente, o bien requieren un manejo de alto nivel en la obtención de cosechas de moderados a altos rendimientos.
	CLASE 4	CLASE 5	CLASE 6
DESCRIPCION	Muy severas limitaciones para riego, son adecuadas a unos cuantos cultivos adaptados climáticamente, que pueden crecer o producir bajo un nivel muy alto de manejo.	Las limitaciones impiden su uso bajo riego, requieren un estudio especial o bien trabajos de mejoramiento para determinar su clasificación definitiva.	No son irrigables.

U.N.A.M. E.N.E.P ACATLAN

TESIS PROFESIONAL
MORALES JIMENEZ ELIZABETH

PROYECTO: HUEJONAPAN

Por ejemplo el primer nombre corresponde al tipo, el número a la serie y la letra a la fase, por ejemplo: FRANCO LIMOSO 1 DIP significa suelo Franco Limoso, serie Huejonapan Fase delgada inclinada y pedregosa.

Una subclase se determina por medio de los siguientes factores como son: textura (S₁), profundidad a los lechos rocosos (S₂), permeabilidad (S₃), pedregosidad en el perfil (P₁), pedregosidad en la superficie (P₂), rocosidad (P₃), erosión (E), pendiente (T), relieve (T₂), drenaje superficial (D₁), profundidad del manto freático (D₂), profundidad del estrato impermeable (D₃) e inundación (I); sin embargo se hace esta subdivisión tomando en cuenta la característica que más predomina.

El método de riego se selecciona teniendo como base al cultivo por implantar, la clase de suelo, el dimensionamiento de la forma de siembra y la pendiente. En tanto las láminas de riego están regidas por las condiciones climáticas de la zona y del tipo de cultivo, las cuales satisfacen los consumos de evapotranspiración entre los riegos.

Por otra parte estos estudios se realizan de acuerdo a las necesidades de la S.A.R.H., en las siguientes categorías:

CATEGORIA DEL ESTUDIO	UTILIDAD
Reconocimiento	Inspección de la zona para definir las mejores áreas.
Semidetallado	En anteproyectos.
Detallado	En proyectos definitivos.
Especial	Para problemas específicos.

A continuación se describen las características más importantes de cada uno de ellos :

Estudio agrológico de reconocimiento

Su finalidad es conocer en forma global las características de suelos, extensión y localización; para realizar la distribución de aquellos que pueden aprovecharse en la agricultura de riego.

Consiste en obtener datos de un inventario general de suelos, para ir seleccionando las áreas posibles a estudiarse con mayor detalle. Estos datos que se reportan son fáciles de identificar en el campo, tomando en cuenta las unidades geomorfológicas del lugar, tales como: áreas erosionadas, de inundación, pedregosas, salinas y de topografía accidentada, obteniendo de esta forma una clasificación agrícola de suelos.

Estudio agrológico semidetallado.

Este estudio se realiza conociendo previamente las áreas definidas como atractivas para un proyecto de riego, su finalidad es obtener información más precisa sobre calidad, superficie y distribución de los suelos, con objeto de determinar si se realiza el proyecto de riego. La información obtenida se refiere a características generales, físicas, químicas y biológicas de los suelos; definiendo así la capacidad agrícola de los mismos, con lo cual se realiza un plano de series de suelos y otro de clasificación agrícola, con las clases adoptadas.

Se utiliza en anteproyectos, ya que calcula las necesidades de agua de los cultivos propuestos, tomando en cuenta la capacidad de uso de los suelos, también determina el manejo que se les debe dar a los suelos de acuerdo a la producción agrícola que se pretende obtener.

Estudio agrológico detallado.

Su finalidad es determinar con precisión las características generales, tanto físicas, químicas, biológicas e hidrodinámicas de los suelos, para planear con base en esta información una agricultura bajo riego tecnificado. Así este estudio reporta el mayor número de datos sobre las propiedades de los suelos, las características de las unidades de suelos denominadas series, así como de sus tipos y fases, además de determinar la clasificación agrícola de los suelos.

Sirve de base para diseños definitivos de proyectos de riego, así como para el sistema de drenaje agrícola; también determina la capacidad de uso y manejo de suelos, que nos auxilian en las fases de construcción, operación y conservación de los sistemas de riego.

Estudios agrológicos especiales.

Cuando entra en operación un sistema de riego muchas veces se presenta la necesidad de efectuar Estudios Agrológicos Especiales que definan la solución más apropiada a problemas específicos de los suelos, como los siguientes:

- * Salinidad y/o sodicidad
- * Drenaje agrícola
- * Erosión

- * Contaminación
- * Fertilidad
- * Nivelación de tierras
- * Velocidades de infiltración
- * Climatología agrícola
- * Mineralogía de suelos

Sus características son diversas ya que dependen del problema específico a solucionar, la información que arrojan proporciona soluciones más adecuadas por lo que estos estudios deben efectuarse con la oportunidad necesaria.

Analizando nuestro proyecto el principal factor que está dando origen a los suelos es la roca caliza que subyace a estas tierras, otro factor que ha sido determinante para la formación y desarrollo de éstos es el clima el cual por su variado período de lluvias y estiaje ha dado origen a suelos de tipo montmorillonítico.

La intervención del hombre en estos suelos también ha sido importante puesto que anteriormente estas tierras sostenían una selva baja caducifolia. La acción de microorganismos es mínima relativamente presentándose una mayor actividad biológica en la época de lluvias.

Los suelos del área en proyecto se clasificaron dentro del orden de los vertisoles por las siguientes características físicas y químicas:

- * Una profundidad que varía en general de 45 a 130 cm.
- * El % de arcilla es mayor a 34.18.
- * Las grietas presentan abertura de 30 cm. con profundidades de 30 y 60 cm.
- * El relieve Gilgai es poco apreciable ya que los suelos son trabajados anualmente.
- * El contenido de materia orgánica varía en todos los horizontes de los perfiles de 0.2 a 3.55 %.
- * La capacidad de intercambio catiónico fluctúa de 24.48 % a 88.20 % mg.

También se observó una sola serie con 7 fases de suelo, la serie se denomina 1 (HUEJONAPAN), la cual presenta las siguientes condiciones:

- * Suelos planos con predominancia de pendientes del 1%.
- * Texturas arcillosas con más de 60 %.
- * PH mayores de 7.
- * Color de suelo negro oscuro.
- * Contenido de materia orgánica mayor de 1.61.
- * Alta capacidad de intercambio catiónico.
- * Las arcillas son de tipo expandible.
- * Suelos poco permeables.

- * Sobreyacen a roca caliza.
- * Las profundidades son mayores de 50 cm.

Las fases que presenta la serie son:

FASE DELGADA (D).- Se le consideró así por presentar profundidades menores a 45 cm. después de los cuales se encuentra la roca caliza.

FASE INCLINADA (I).- Se caracteriza por tener pendientes mayores al 1% y menores al 20 %.

FASE PEDREGOSA (P).- Se refiere a suelos que tienen más del 15% de pedregosidad.

FASE DELGADA E INCLINADA (di), FASE DELGADA INCLINADA Y PEDREGOSA (dip), FASE DELGADA Y PEDREGOSA (dp), FASE INCLINADA Y PEDREGOSA (ip).- Todas estas fases son la combinación de las ya descritas anteriormente.

Las subclases de tierras encontradas son las que a continuación se describen:

3S₁, 3S_{1,2}, 3S_{1,4}.- Son tierras arables menos aptas para la agricultura, ya que requieren un manejo de alto nivel. Estos suelos se encuentran limitados por texturas arcillosa (S₁), por profundidades de 60 a 45 cm. después de los cuales la roca caliza se hace presente y por pedregosidad superficial de las cuales algunos llegan a pesar hasta 2 ó 3 toneladas, actualmente son cultivadas con maíz, frijol y tomate. El uso de estos suelos bajo las condiciones actuales es el adecuado y la agricultura bajo estas circunstancias ha tenido buenos resultados.

Para mejorar la textura y estructura del suelo es necesario se agreguen cantidades complementarias de abono orgánico (composta, abonos verdes, gallinaza, estiércol de equinos, bovinos, ovinos y porcinos), es necesario que en las áreas afectadas por la pedregosidad se realice el despiedre, ya que el desalojo contribuirá a que las labores agrícolas puedan realizarse con maquinaria.

4S2.- Subclase de tierra con problemas de profundidad, la cual se encuentra variando entre 45 y 30 cm. (S2) los suelos descansan en un material rocoso calizo.

El uso al igual que en las subclases anteriores es adecuado y en las partes cercanas a las cañadas, se recomienda siembren cultivos tupidos para evitar en parte la erosión hídrica, en el caso de los cultivos de maíz y frijol, el surcado deberá realizarse al contorno y para cultivos tupidos en fajas.

Debido a que la profundidad en esta subclase es de 45 a 30 cm. los cultivos que se proponen son: pepino, calabacita y frijol.

Subclase 6S2.- Tierras agrológicamente no arables, más sin embargo en la actualidad se está cultivando debido a la necesidad que tiene el campesino de tener tierras donde sembrar. La profundidad del suelo arable es menor a 30 cm. (S2) se cultiva con maíz y frijol. El uso que se les está dando a estas tierras es incorrecto, puesto que en un futuro estos pueden tener problemas de erosión, lo más indicado es que se destinen a pastos o árboles nativos de raíz superficial túpida para conservar la poca capa de suelo existente.

El resumen de clases de suelos, series y fases en el área de proyecto se presentan los cuadros (2.4.1., 2.4.2. y 2.4.3.), en el cual se presenta también la clasificación que alcanzarían los mismos al realizarse los trabajos de mejoramiento considerados en el proyecto; en esas condiciones puede apreciarse que los terrenos de tercera 3S_{1,6} comprendían un 5.33 % del área cultivada actualmente, sin embargo estos no serán tomados en cuenta en el área de proyecto de riego; los 3S₂ se incrementarán de 39.20 % a 44.52 %; los 3S_{1,2}, 4S₂ y 6S₂ quedarían con el mismo porcentaje.

Con base en la potencialidad, espesor de suelos, clima, mercado de los productos y consumo de la región, se determinaron los cultivos susceptibles a producir, así se elaboró el programa de cultivos diseñado para nuestra zona de riego en proyecto, éste se observa en el cuadro N° 2.4.4. Los períodos de desarrollo de cada cultivo fueron propuestos por la información proporcionada por los productores.

La precipitación efectiva es la cantidad de agua precipitada que realmente se contable para satisfacer la demanda por las plantas, el método para el cálculo fue el de Blaney y Criddle con la probabilidad de lluvia al 75 %, aplicando la información de precipitación de Huejotepetlán, se obtuvieron los siguientes resultados: total de precipitación efectiva 341.1 mm. distribuida en los meses abril a octubre.

Los cultivos propuestos son los siguientes:

PRIMAVERA - VERANO		OTOÑO - INVIERNO	
CULTIVO	SUPERFICIE (%)	CULTIVO	SUPERFICIE (%)
Maíz	15	Tomate	20

CUADRO N° 2.4.1

**CLASES DE SUELOS CON FINES
DE RIEGO**

CLASE	SUPERFICIE ACTUAL		SUPERFICIE FUTURA	
	Ha.	%	Ha.	%
3	404.86	47.82	404.86	47.82
4	362.03	42.58	362.03	42.58
6	83.32	9.80	83.32	9.80
TOTAL	850.21	100.00	850.21	100.00

CUADRO N° 2.4.2

SERIES Y FASES DE SUELOS

SERIE	SUPERFICIE ACTUAL		SUPERFICIE FUTURA	
	Ha.	%	Ha.	%
HUEJONAPAN	262.19	30.84	262.19	30.84
FASES:				
- DELGADA E INCLINADA	166.23	19.55	166.23	19.55
- DELGADA INCLINADA	148.68	17.49	148.68	17.49
- DELGADA INCLINADA	59.73	7.03	59.73	7.03
- PEDREGOSA INCLINADA	55.75	6.56	55.75	6.56
- DELGADA INCLINADA Y PEDREGOSA	58.59	6.89	58.59	6.89
- DELGADA Y PEDREGOSA	73.80	8.68	73.80	8.68
- INCLINADA Y PEDREGOSA	25.24	2.97	25.24	2.97
TOTAL	850.21	100.00	850.21	100.00

CUADRO N° 2.4.3

**CLASES Y SUBCLASES DE
SUELOS CON FINES DE RIEGO**

CLASE Y SUBCLASE	SUPERFICIE ACTUAL		SUPERFICIE FUTURA	
	Ha.	%	Ha.	%
3S1	333.25	39.20	378.56	44.52
3S1-2	26.30	3.08	26.30	3.10
3S1-6	45.31	5.33		
4S2	362.03	42.58	362.03	42.58
6S2	83.32	9.80	83.32	9.80
TOTAL	850.21	100.00	850.21	100.00

U.N.A.M. E.N.E.P ACATLAN

TESIS PROFESIONAL

MORALES JIMENEZ ELIZABETH

PROYECTO: HUEJONAPAN.

PLAN DE CULTIVOS

CULTIVO	1 ER. CICLO	2 DO. CICLO	MESES DEL AÑO												
	%	%	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	
MAIZ	15														
FRIJOL	10														
JITOMATE	20														
CALABACITA	10														
TOMATE	40														
PEPINO	5														
TOMATE		20													
JITOMATE		15													
CALABACITA		5													
TOTAL	100	40	5	40	40	40	40	55	60	80	95	80	55	20	20

28

U.N.A.M. E.N.E.P ACATLAN
TESIS PROFESIONAL
MORALES JIMENEZ ELIZABETH
PROYECTO: HUEJONAPAN.

PRIMAVERA - VERANO		OTOÑO - INVIERNO	
CULTIVO	SUPERFICIE (%)	CULTIVO	SUPERFICIE (%)
Frijol	10	Jitomate	15
Tomate	20	Calabacita	5
Jitomate	20		
Calabacita	10		
Pepino	5		
TOTAL	100	TOTAL	40

De acuerdo a estos cultivos propuestos, se requieren conocer sus usos consuntivos para determinar posteriormente los volúmenes de agua necesarios para los riegos correspondientes, por lo que al uso consuntivo (U.C) lo definimos como la cantidad de agua necesaria para que una planta crezca, se desarrolle y produzca económicamente; los factores que lo determinan son: clima, cultivo, suelo y agua.

El método utilizado en el cálculo de los usos consuntivos fue el de Blaney y Criddle modificado por Phelan, Jensen y Haise (1963), que están en función de la temperatura, porcentaje de horas luz, coeficiente global y de desarrollo de cada cultivo y de la precipitación efectiva de la zona.

La elaboración de los calendarios teóricos de riego para los diferentes cultivos propuestos, se realizó conforme el método de Hasen dejando que la humedad aprovechable descienda hasta 20 % arriba del punto de marchitamiento permanente en la profundidad de 0.00 a 0.30 m y hasta el 40 % arriba del punto de marchitamiento permanente en la profundidad de 0.30 a 0.60 m., esta última teniendo en cuenta que la evapotranspiración es menor en esta profundidad con relación a la primera.

El cálculo de la capacidad de campo, punto de marchitamiento permanente y humedad aprovechable para cada una de las series, se obtienen mediante las siguientes fórmulas matemáticas:

* Capacidad de campo (c.c.) = $((PSH - PSS) / PSS) * 100$; después de un riego pesado, cuando se ha eliminado el exceso de agua por acción de la fuerza de gravedad; donde:

PSH = Peso del suelo húmedo.

PSS = Peso del suelo seco.

* Punto de marchitamiento permanente (p.m.p.) = $c.c. / \text{factor}$;
factor = 2.0 a 2.4.

* Humedad aprovechable (h.a.) = $c.c. - p.m.p.$

Los usos consuntivos se aprecian en los cuadros N° 2.4.5, 2.4.6, 2.4.7, 2.4.8 y 2.4.9, para las 2 eficiencias de riego consideradas; fueron obtenidos por el método de Blaney-Criddle, por ello su cálculo para un mes determinado y cultivo dado requiere de conocer la temperatura en °C (Temp), el porcentaje de horas-luz (P) y la precipitación efectiva en mm (P efec) de dicho mes, con estos datos encontramos el factor de temperatura-luminosidad ($F = (P * \text{Temp} + 17.8) / 21.8$), el cual se multiplicará por el coeficiente de desarrollo del cultivo (Kc), o bien $U.C. = Kc * F$. Con este dato, el uso consuntivo ajustado (U.C ajustado) será la multiplicación de éste con el coeficiente de ajuste ($J = U.C. / F$) o sea $U.C \text{ ajustado} = U.C * J$. Finalmente el uso consuntivo requerido (U.C requerido) es igual al U.C ajustado menos la P efec; para obtener la lámina de riego (L.R) se utiliza la siguiente fórmula:

$L.R = (PS_{c.c.} - PS_{p.m.p.}) * Da * Pr$; donde:

PS_{c.c.} = porcentaje de humedad a capacidad de campo.

PS_{p.m.p.} = porcentaje de marchitamiento permanente.

Da = densidad aparente.

Pr = profundidad de raíz (cm.).

En tanto la lámina bruta se calcula dividiendo la L.R entre la eficiencia de riego (n).

2.5 HIDROLOGICO

Las investigaciones hidrológicas proporcionan datos sobre la disponibilidad de los recursos hidráulicos en una zona determinada, en donde se estudie la posible construcción de una obra hidráulica, pudiendo ser el caso de manejar su aprovechamiento con fines de riego; siendo estos los más importantes:

* Aportación de la corriente en el vaso.

* La cantidad de sedimento que se depositará en el vaso.

* Cálculo de la avenida máxima probable en los ríos para una determinado período de ocurrencia.

* La cantidad de agua requerida en el proyecto.

Una vez que se conocen, nos encontramos en condiciones de poder asegurar o no la cantidad suficiente de agua, para el desarrollo de los cultivos que se pretenden desarrollar en el

USOS CONSUNTIVOS
SERIE: VERTISOL

MES	TEMP °C	P	F	Efectiva	CULTIVO: MAIZ (P-V)						CULTIVO: FRUJOL (P-V)							
					Kc	U.C.	U.C AJUSTADO	U.C REQUERIDO	LAMBDA REGO	LAMBDA BRUTA	Kc	U.C.	U.C AJUSTADO	U.C REQUERIDO	LAMBDA REGO	LAMBDA BRUTA		
ENERO	16.18	7.83	12.20	0.00														
FEBRERO	17.05	7.30	11.87	0.00														
MARZO	19.02	8.42	14.22	0.00														
ABRIL	20.86	8.50	15.07	0.52														
MAYO	21.09	9.09	16.22	3.96	0.30	4.89	5.87	1.86	12.00	20.00								
JUNIO	19.66	8.92	15.34	9.28	0.53	9.06	11.65	2.36	0.00	0.00	0.40	6.13	6.55	0.00	12.00	20.00		
JULIO	18.82	8.18	13.74	6.52	0.87	11.99	14.42	7.80	9.00	15.00	0.83	11.41	12.19	5.88	0.00	0.00		
AGOSTO	19.00	8.80	15.02	4.56	0.98	14.42	17.40	12.62	9.00	15.00	0.91	13.67	14.59	10.01	10.00	17.00		
SEPTIEMBRE	18.65	8.27	13.83	8.13	0.82	11.34	13.06	5.55	9.00	15.00	0.49	6.78	7.23	0.00	0.00	0.00		
OCTUBRE	17.83	8.21	13.48	1.09														
NOVIEMBRE	17.19	7.86	12.29	0.00														
DICIEMBRE	16.67	7.74	12.24	0.00														
EFICIENCIA DE REGO= 89 %					SUMA						26.00	66.00	EFICIENCIA DE REGO= 89 %					
					CULTIVO: TOMATE (P-V)						CULTIVO: TOMATE (O-I)							
MES	TEMP °C	P	F	Efectiva	Kc	U.C.	U.C AJUSTADO	U.C REQUERIDO	LAMBDA REGO	LAMBDA BRUTA	Kc	U.C.	U.C AJUSTADO	U.C REQUERIDO	LAMBDA REGO	LAMBDA BRUTA		
ENERO	16.18	7.83	12.20	0.00														
FEBRERO	17.05	7.30	11.87	0.00	0.32	3.73	4.38	4.38	12.00	20.00								
MARZO	19.02	8.42	14.22	0.00	0.68	8.39	11.62	11.62	10.00	17.00								
ABRIL	20.86	8.50	15.07	0.52	0.92	13.87	16.28	15.78	9.00	15.00								
MAYO	21.09	9.09	16.22	3.96	0.93	16.08	17.71	13.72	9.00	15.00								
JUNIO	19.66	8.82	15.34	9.28	0.88	10.43	12.34	2.95	0.00	0.00								
JULIO	18.82	8.18	13.74	6.52														
AGOSTO	19.00	8.80	15.02	4.56							0.32	4.81	4.88	0.30	12.00	20.00		
SEPTIEMBRE	18.65	8.27	13.83	8.13							0.89	8.13	9.27	1.16	0.00	0.00		
OCTUBRE	17.83	8.21	13.48	1.09							0.82	12.36	12.57	11.48	10.00	17.00		
NOVIEMBRE	17.19	7.86	12.29	0.00							0.83	11.43	11.81	11.81	9.00	15.00		
DICIEMBRE	16.67	7.74	12.24	0.00							0.58	9.32	8.45	8.45	9.00	15.00		
EFICIENCIA DE REGO= 89 %					SUMA						40.88	67.00	EFICIENCIA DE REGO= 89 %					

U.N.A.M. ENEP ACATLÁN

TÉCNICO PROFESIONAL

MORALES JIMENEZ ELIZABETH

PROYECTO: HUICOMAPÁN

USOS CONSUNTIVOS
SERIE: VERTISOL

MES	TEMP °C	P	F	P efectiva	CULTIVO: MAIZ (P-V)						CULTIVO: FRUOL (P-V)								
					Kc	U.C	U.C AJUSTADO	U.C REQUERIDO	LAMINA REGO	LAMINA BRUTA	Kc	U.C	U.C AJUSTADO	U.C REQUERIDO	LAMINA REGO	LAMINA BRUTA			
ENERO	18.18	7.83	12.20	0.00															
FEBRERO	17.05	7.30	11.87	0.00															
MARZO	18.02	8.42	14.22	0.00															
ABRIL	20.86	8.80	15.67	0.52															
MAYO	21.08	8.08	18.22	3.98															
JUNO	19.88	8.02	15.34	8.29	0.30	4.86	5.87	1.88	12.00	20.00	0.40	8.13	6.56	0.00	12.00	20.00			
JULIO	18.82	8.16	13.74	6.52	0.87	11.86	14.42	7.80	8.00	15.00	0.83	11.41	12.18	5.88	8.00	8.00			
AGOSTO	19.00	8.90	15.02	4.58	0.86	14.42	17.40	12.82	8.00	15.00	0.81	13.87	14.58	10.01	10.00	17.00			
SEPTIEMBRE	18.65	8.27	13.83	8.13	0.62	11.34	13.88	5.55	9.00	15.00	0.48	8.78	7.23	0.00	0.00	0.00			
OCTUBRE	17.83	8.21	13.48	1.08															
NOVIEMBRE	17.19	7.88	12.29	0.00															
ENERO	18.67	7.74	12.24	0.00															
EFICIENCIA DE RIEGO= 80 %					SUMA					38.00	85.00	EFICIENCIA DE RIEGO= 85 %					SUMA	32.00	37.00
MES	TEMP °C	P	F	P efectiva	CULTIVO: Jitomate (P-V)						CULTIVO: Jitomate (C-V)								
					Kc	U.C	U.C AJUSTADO	U.C REQUERIDO	LAMINA REGO	LAMINA BRUTA	Kc	U.C	U.C AJUSTADO	U.C REQUERIDO	LAMINA REGO	LAMINA BRUTA			
ENERO	18.18	7.83	12.20	0.00															
FEBRERO	17.05	7.30	11.87	0.00	0.32	3.73	4.38	4.38	12.00	20.00									
MARZO	18.02	8.42	14.22	0.00	0.88	8.38	11.02	11.02	10.00	17.00									
ABRIL	20.86	8.80	15.07	0.52	0.62	13.87	16.28	15.78	8.00	16.00									
MAYO	21.08	8.08	18.22	3.98	0.93	18.08	17.71	13.72	8.00	18.00									
JUNO	19.88	8.02	15.34	9.29	0.88	10.43	12.24	2.95	0.00	0.00									
JULIO	18.82	8.16	13.74	6.52															
AGOSTO	19.00	8.90	15.02	4.58							0.32	4.81	4.88	0.30	12.00	20.00			
SEPTIEMBRE	18.65	8.27	13.83	8.13							0.88	8.13	8.27	1.14	0.00	0.00			
OCTUBRE	17.83	8.21	13.48	1.08							0.82	12.38	12.57	11.48	10.00	17.00			
NOVIEMBRE	17.19	7.88	12.29	0.00							0.83	11.43	11.81	11.81	8.00	18.00			
ENERO	18.67	7.74	12.24	0.00							0.88	8.52	8.45	8.45	9.00	15.00			
EFICIENCIA DE RIEGO= 80 %					SUMA					40.00	87.00	EFICIENCIA DE RIEGO= 85 %					SUMA	48.00	67.00

U.N.A.M. E.N.E.P. ACATLAN

TERRA PROFESIONAL

BORALES JIMENEZ ELIZABETH

PROYECTO: HUEJONIPAN

USOS CONSUNTIVOS
SERIE: VERTISOL.

MES	TEMP °C	P	F	P efectiva	CULTIVO: CALABACITA (P-V)						CULTIVO: CALABACITA (O-I)							
					U.C		LAMBRA REGO	LAMBRA BRUTA	U.C		LAMBRA REGO	LAMBRA BRUTA						
					Kc	U.C			AJUSTADO	REQUERIDO			Kc	U.C	AJUSTADO	REQUERIDO		
ENERO	18.18	7.83	12.20	0.00							0.87	10.82	11.18	11.18	15.00	25.00		
FEBRERO	17.05	7.30	11.67	0.00														
MARZO	19.02	8.42	14.22	0.00														
ABRIL	20.86	8.50	15.07	0.52														
MAYO	21.09	9.06	16.22	3.99														
JUNIO	19.88	8.92	15.34	9.29	0.42	8.44	6.83	0.00	12.00	20.00								
JULIO	18.92	8.18	13.74	6.52	0.85	11.06	12.39	5.97	0.00	0.00								
AGOSTO	19.20	8.90	15.02	4.58	0.87	13.07	13.86	9.28	10.00	17.00								
SEPTIEMBRE	18.65	8.27	13.63	8.13														
OCTUBRE	17.93	8.21	13.46	1.08							0.42	5.18	5.43	5.43	12.00	20.00		
NOVIEMBRE	17.19	7.86	12.29	0.00							0.85	10.40	10.86	10.26	10.00	17.00		
DECIEMBRE	16.67	7.74	12.24	0.00														
EFICIENCIA DE REGO= 88 %					SUMA				25.00	37.00	EFICIENCIA DE REGO= 88 %					SUMA	37.00	62.00
MES	TEMP °C	P	F	P efectiva	CULTIVO: TOMATE (P-V)						CULTIVO: PEPRINO (P-V)							
					U.C		LAMBRA REGO	LAMBRA BRUTA	U.C		LAMBRA REGO	LAMBRA BRUTA						
					Kc	U.C			AJUSTADO	REQUERIDO			Kc	U.C	AJUSTADO	REQUERIDO		
ENERO	18.18	7.83	12.20	0.00														
FEBRERO	17.05	7.30	11.67	0.00														
MARZO	19.02	8.42	14.22	0.00														
ABRIL	20.86	8.50	15.07	0.52														
MAYO	21.09	9.06	16.22	3.99														
JUNIO	19.88	8.92	15.34	9.29							0.41	6.29	5.36	0.00	12.00	20.00		
JULIO	18.92	8.18	13.74	6.52	0.38	4.85	4.92	0.00	12.00	20.00	0.85	11.69	9.96	3.44	0.00	10.00		
AGOSTO	19.00	8.90	15.02	4.58	0.77	11.57	11.54	8.98	0.00	0.00	0.87	13.07	11.54	8.58	0.00	0.00		
SEPTIEMBRE	18.65	8.27	13.63	8.13	0.95	13.14	13.10	4.97	10.00	17.00								
OCTUBRE	17.93	8.21	13.46	1.08	0.72	9.86	9.86	8.57	9.00	15.00								
NOVIEMBRE	17.19	7.86	12.29	0.00														
DECIEMBRE	16.67	7.74	12.24	0.00														
EFICIENCIA DE REGO= 88 %					SUMA				31.00	62.00	EFICIENCIA DE REGO= 88 %					SUMA	12.00	20.00

62
NO

U.N.A.M. E.N.E.P. ACATLÁN

TESIS PROFESIONAL

MORALES JIMENEZ ELIZABETH

PROYECTO: HUILOHAPAL

USOS CONSUNTIVOS
SERIE: VERTISOL

CUADRO N° 2.47

MES	TEMP ° C	P	F	P efectiva	CULTIVO: TOMATE (O-V)						CULTIVO: MAIZ (P-V)							
					U.C		U.C	U.C	LAMBNA	LAMBNA	Kc	U.C	U.C	U.C	LAMBNA	LAMBNA		
					Kc	U.C	AJUSTADO	REQUERIDO	REGO	BRUTA			AJUSTADO	REQUERIDO	REGO	BRUTA		
ENERO	16.18	7.63	12.20	0.00														
FEBRERO	17.05	7.30	11.67	0.00	0.36	4.20	4.00	4.00	12.00	20.00								
MARZO	19.02	8.42	14.22	0.00	0.77	10.95	10.65	10.65	10.00	17.00								
ABRIL	20.86	8.50	15.07	0.52	0.95	14.32	13.93	13.41	18.00	30.00								
MAYO	21.06	9.06	16.22	3.90	0.72	11.68	11.36	7.37	0.00	0.00	0.30	4.96	5.87	1.66	12.00	25.00		
JUNO	19.66	8.92	15.34	9.29							0.63	9.86	11.65	2.36	0.00	0.00		
JULIO	18.92	8.16	13.74	6.52							0.67	11.96	14.42	7.90	9.00	19.00		
AGOSTO	19.00	8.90	15.02	4.58							0.96	14.42	17.40	12.62	9.00	19.00		
SEPTIEMBRE	18.65	8.27	13.83	8.13							0.82	11.34	13.68	5.55	9.00	19.00		
OCTUBRE	17.93	8.21	13.46	1.00														
NOVIEMBRE	17.19	7.66	12.29	0.00														
ENERO	16.67	7.74	12.24	0.00														
EFICIENCIA DE REGO= 48 %					SUMA				46.00	67.00	EFICIENCIA DE REGO= 48 %					SUMA	39.06	62.89
MES	TEMP ° C	P	F	P efectiva	CULTIVO: FRIJOL (P-V)						CULTIVO: TOMATE (P-V)							
					U.C		U.C	U.C	LAMBNA	LAMBNA	Kc	U.C	U.C	U.C	LAMBNA	LAMBNA		
					Kc	U.C	AJUSTADO	REQUERIDO	REGO	BRUTA			AJUSTADO	REQUERIDO	REGO	BRUTA		
ENERO	16.18	7.63	12.20	0.00														
FEBRERO	17.05	7.30	11.67	0.00														
MARZO	19.02	8.42	14.22	0.00														
ABRIL	20.86	8.50	15.07	0.52														
MAYO	21.06	9.06	16.22	3.90														
JUNO	19.66	8.92	15.34	9.29	0.40	6.13	6.55	0.00	12.00	25.00								
JULIO	18.92	8.16	13.74	6.52	0.83	11.41	12.18	6.86	0.00	0.00	0.36	4.96	4.94	0.00	12.00	25.00		
AGOSTO	19.00	8.90	15.02	4.58	0.91	13.97	14.59	10.01	10.00	21.00	0.77	11.57	11.54	6.96	0.00	0.00		
SEPTIEMBRE	18.65	8.27	13.83	8.13	0.49	6.78	7.23	0.00	0.00	0.00	0.96	13.14	13.10	4.97	10.00	21.00		
OCTUBRE	17.93	8.21	13.46	1.00							0.72	9.99	9.96	8.57	9.00	19.00		
NOVIEMBRE	17.19	7.66	12.29	0.00														
ENERO	16.67	7.74	12.24	0.00														
EFICIENCIA DE REGO= 48 %					SUMA				22.80	46.00	EFICIENCIA DE REGO= 48 %					SUMA	31.89	64.89

13

U.N.A.M. E.N.E.P. ACATLAN
TECNICO PROFESIONAL
MORALES JIMENEZ ELIZABETH
PROYECTO: HUICHAPAN

USOS CONSUNTIVOS
SERIE: VERTISOL

CUADRO Nº 2.4.8

MES	TEMP +C	P	F	P efectiva	CULTIVO: JILOBATE (P-V)						CULTIVO: JILOBATE (O-J)							
					U.C.		U.C.		LAMINA REGO	LAMINA BRUTA	U.C.		U.C.		LAMINA REGO	LAMINA BRUTA		
					Kc	U.C.	AJUSTADO	REQUERIDO			Kc	U.C.	AJUSTADO	REQUERIDO				
ENERO	18.18	7.83	12.20	0.00														
FEBRERO	17.05	7.30	11.67	0.00	0.32	3.73	4.38	4.38	12.00	25.00								
MARZO	19.02	8.42	14.22	0.00	0.06	9.39	11.02	11.02	10.00	21.00								
ABRIL	20.86	8.50	15.07	0.52	0.92	13.67	16.28	15.76	9.00	19.00								
MAYO	21.00	9.09	16.22	3.99	0.93	15.09	17.71	13.72	9.00	19.00								
JUNIO	19.68	8.92	15.34	9.29	0.56	10.43	12.24	2.95	0.00	0.00								
JULIO	18.92	8.16	13.74	6.52														
AGOSTO	19.00	8.90	15.02	4.58							0.32	4.81	4.86	0.30	12.00	25.00		
SEPTIEMBRE	18.65	8.27	13.63	8.13							0.06	9.13	9.27	1.14	0.00	0.00		
OCTUBRE	17.93	8.21	13.46	1.09							0.92	12.38	12.57	11.40	10.00	21.00		
NOVIEMBRE	17.19	7.66	12.29	0.00							0.93	11.43	11.61	11.61	9.00	19.00		
DIEMBRE	16.67	7.74	12.24	0.00							0.58	6.32	6.45	6.45	9.00	19.00		
EFICIENCIA DE REGO= 48 %					SUMA				40.00	84.00	EFICIENCIA DE REGO= 48 %					SUMA	40.00	84.00

MES	TEMP +C	P	F	P efectiva	CULTIVO: CALABACITA (O-I)						CULTIVO: CALABACITA (P-V)							
					U.C.		U.C.		LAMINA REGO	LAMINA BRUTA	U.C.		U.C.		LAMINA REGO	LAMINA BRUTA		
					Kc	U.C.	AJUSTADO	REQUERIDO			Kc	U.C.	AJUSTADO	REQUERIDO				
ENERO	18.18	7.83	12.20	0.00														
FEBRERO	17.05	7.30	11.67	0.00	0.42	4.90	5.00	5.00	12.00	25.00								
MARZO	19.02	8.42	14.22	0.00	0.85	12.09	12.34	12.34	19.00	21.00								
ABRIL	20.86	8.50	15.07	0.52	0.67	13.11	13.38	12.87	18.00	38.00								
MAYO	21.00	9.09	16.22	3.99														
JUNIO	19.68	8.92	15.34	9.29							0.42	6.44	6.63	0.00	12.00	25.00		
JULIO	18.92	8.16	13.74	6.52							0.85	11.68	12.36	5.67	0.00	0.00		
AGOSTO	19.00	8.90	15.02	4.58							0.67	13.07	13.85	9.28	10.00	21.00		
SEPTIEMBRE	18.65	8.27	13.63	8.13														
OCTUBRE	17.93	8.21	13.46	1.09														
NOVIEMBRE	17.19	7.66	12.29	0.00														
DIEMBRE	16.67	7.74	12.24	0.00														
EFICIENCIA DE REGO= 48 %					SUMA				48.00	84.00	EFICIENCIA DE REGO= 48 %					SUMA	22.00	46.00

24

U.N.A.M. E.N.E.P. ACATLAN
 TESIS PROFESIONAL
 MORALES JIMENEZ ELIZABETH
 PROYECTO: MUEJOMAPAN

USOS CONSUNTIVOS
SERIE: VERTISOL

CUADRO N° 24.9

MES	TEMP °C	P	F	Pefectiva	CULTIVO: PEPINO (P-1)						CULTIVO: TOMATE (O-1)						
					Kc		U/C	U/C	LAMINA	LAMINA	Kc		U/C	U/C	LAMINA	LAMINA	
					U/C	AJUSTADO	REQUERIDO	REGO	BRUTA	U/C	U/C	AJUSTADO	REQUERIDO	REGO	BRUTA		
ENERO	16.18	7.83	12.20	0.00													
FEBRERO	17.05	7.30	11.87	0.00							0.36	4.20	4.06	4.06	12.00	25.00	
MARZO	19.02	8.42	14.22	0.00							0.77	10.95	10.65	10.65	10.00	21.00	
ABRIL	20.86	8.50	15.07	0.52							0.95	14.32	13.93	13.41	18.00	36.00	
MAYO	21.06	9.06	16.22	3.99							0.72	11.68	11.36	7.37	0.00	0.00	
JUNIO	19.66	8.92	15.34	9.29	0.41	8.29	5.36	0.00	12.00	25.00							
JULIO	18.92	8.15	13.74	5.52	0.55	11.68	9.95	3.44	0.00	0.00							
AGOSTO	19.00	8.90	15.02	4.58	0.87	13.07	11.14	6.56	0.00	0.00							
SEPTIEMBRE	18.65	8.27	13.83	6.13													
OCTUBRE	17.93	8.21	13.46	1.06													
NOVIEMBRE	17.19	7.66	12.29	0.00													
ENERO	16.67	7.74	12.24	0.00													
EFICIENCIA DE RIEGO= 48 %					SUMA					12.00	28.00	EFICIENCIA DE RIEGO= 48 %		SUMA	46.00	84.00	
MES	TEMP °C	P	F	Pefectiva	CULTIVO:						CULTIVO:						
					Kc		U/C	U/C	LAMINA	LAMINA	Kc		U/C	U/C	LAMINA	LAMINA	
					U/C	AJUSTADO	REQUERIDO	REGO	BRUTA	U/C	U/C	AJUSTADO	REQUERIDO	REGO	BRUTA		
ENERO	16.18	7.83	12.20	0.00													
FEBRERO	17.05	7.30	11.87	0.00													
MARZO	19.02	8.42	14.22	0.00													
ABRIL	20.86	8.50	15.07	0.52													
MAYO	21.06	9.06	16.22	3.99													
JUNIO	19.66	8.92	15.34	9.29													
JULIO	18.92	8.15	13.74	5.52													
AGOSTO	19.00	8.90	15.02	4.58													
SEPTIEMBRE	18.65	8.27	13.83	6.13													
OCTUBRE	17.93	8.21	13.46	1.06													
NOVIEMBRE	17.19	7.66	12.29	0.00													
ENERO	16.67	7.74	12.24	0.00													
EFICIENCIA DE RIEGO= 48 %					SUMA					0.00	0.00	EFICIENCIA DE RIEGO= 48 %		SUMA	0.00	0.00	

U.N.A.M. E.N.E.P. ACATLÁN
TÉCNICO PROFESIONAL
MORALES JIMÉNEZ ELIZABETH
PROYECTO: HUEJOMAPÁN.

proyecto, de acuerdo a las respectivas demanda de agua partiendo del programa de cultivos con anterioridad establecido, dependiendo en primera instancia de los escurrimientos almacenados en la presa, así como del diseño de las estructuras secundarias que rigen su buen funcionamiento. Sin embargo hay que tomar en cuenta a la hidrología como ciencia regida por funciones probabilísticas, ya que cuenta con un fenómeno aleatorio, con el cual pueden ocurrir acontecimientos no previstos, que pongan en peligro las obras o contribuyan a una mala eficiencia de operación del sistema.

El estudio que se realizó para este proyecto tiene como objetivos lo siguiente:

- * Obtener información precisa sobre los escurrimientos presentados por el río "Carnero" a la altura del sitio del proyecto, tanto anual como su distribución mensual, con la finalidad de determinar la capacidad de la presa y si es justificable como obra de riego.
- * Establecer un régimen de extracción, en función del programa de cultivos elaborado en el estudio agrológico, para obtener el número de hectáreas posibles a beneficiar.
- * Obtener la capacidad de azolves para conocer la elevación a la cual se instalará la obra de toma.
- * Determinar la avenida con la cual se deberá diseñar la obra de excedencias, así como su longitud y carga hidráulica para proteger la obra de captación.

Para lograr todos y cada uno de ellos, se decidió primeramente seleccionar la estación base, partiendo de la construcción de los polígonos de Thiessen, con las estaciones que tuvieran más influencia sobre el área de la cuenca. Resultando ser la estación de Tepexi de Rodríguez la ideal, pero considerando que se encuentra suspendida, se observó que la estación no era la adecuada.

Tomando en cuenta lo anterior se optó por utilizar otra estación, encontrándose que el pluviómetro particular ubicado en Huejonapan cumple mejor con los requerimientos, contando con un período de registros de 17 años (1973-1989). Al analizarse los datos del mismo se encontró semejanza con respecto a los registros de la estación de Tepexi de Rodríguez, considerándolos por lo tanto confiables. Dado que el período de registro de la estación Huejonapan se consideró corto (17 años), fue necesario prolongar dicho período, mediante el siguiente procedimiento:

- Para prolongar la serie histórica del período de los años 1963 a 1971, se intentó establecer una correlación entre los datos de las estaciones Acatlán - Huejonapan, Ahuatempan - Huejonapan y Huehuetlán - Huejonapan, en el período de registro común (1973-1989), sin embargo dada la dispersidad de valores entre ambas estaciones no se logró establecer dicha correlación.

Por lo que entonces se realizó una correlación con los datos de las estaciones Huejónapan - Tepexi de Rodríguez, determinando un ajuste del registro de precipitaciones en la estación de Huejónapan, obteniéndose un período de registro de 24 años (1969-1992).

Para la cuenca en estudio, los polígonos se construyeron considerando las estaciones de Huejónapan, Acatepec, Huitziltepec, Huehuetlán el Grande y Acatlán de Osorio, todas del Estado de Puebla.

El resultado obtenido fue de un 100 % de influencia de la estación de Huejónapan, concluyéndose en utilizar estos datos como base en el cálculo de los escurrimientos.

En lo que se refiere al cálculo de la precipitación en el centro de gravedad de la cuenca en estudio, ésta se determinó partiendo de la construcción del triángulo de isoyetas; las estaciones climatológicas utilizadas fueron: Acatepec, Huehuetlán el Grande y Huejónapan, obteniéndose 790 mm.

Debido a que la estación base seleccionada no registra evaporaciones, por ello se tomaron los datos de evaporación de la estación climatológica de Acatlán de Osorio, las cuales se multiplicaron por 0.77 tomando en cuenta la diferencia entre el evaporímetro y el vaso, la precipitación efectiva se tomó de los datos de precipitación de la estación base; para el cálculo de la evaporación neta promedio a nivel mensual, a la precipitación efectiva se le restó la evaporación corregida; lo cual sirvió para simular el funcionamiento analítico del vaso. El período calculado fue de 24 años (1969-1992), obteniéndose una evaporación neta media anual de 1,135.12 mm.

En cuanto al régimen de escurrimientos inferidos a partir de las lluvias y de las características fisiográficas de la cuenca, el coeficiente de escurrimiento se obtuvo considerando una cuenca neta de 219.24 Km², al descontar las áreas de una serie de bordos.

La información de cobertura vegetal de la cuenca se tomó de la cartografía de INEGI, apoyada con visitas de campo, obteniéndose la siguiente división:

COBERTURA	AREA KM ² .
Cultivo	150.28
Inculto y desnuda	63.61
Zona urbana	5.35
TOTAL	219.24

Partiendo de las características fisiográficas de la cuenca y tomando en cuenta la cobertura vegetal con respecto al tipo de suelo de la misma (suelo tipo "B" y "C", medianamente permeables) el coeficiente de escurrimiento medio anual se evaluó con la fórmula:

- * Para $K \leq 0.15$
 $C_e = K * ((P-250)/2000)$
- * Para $k > 0.15$
 $C_e = (K * ((P-250)/2000)) + ((K-0.15)/1.5)$; donde:

K= Parámetro que depende del uso de suelo.

P= Precipitación anual (mm.).

Ce= Coeficiente de escurrimiento anual (adimensional).

Propuesta en el instructivo de "Pequeños Almacenamientos", editado por la S.A.R.H, resultando un valor de 6.64 %.

En la deducción de estos escurrimientos se tomó como base el coeficiente de escurrimiento natural, el área de la cuenca y la precipitación en ésta; siendo deducidos por medio del método indirecto los escurrimientos medios a nivel mensual y anual, los cuales sirvieron como parámetro en la propuesta de la capacidad total de la presa a estudiar. El período deducido fue de 1969-1992 (24 años), de donde el volumen escurrido medio anual obtenido es 10,056,920 m³. Los datos de escurrimiento mensual se pueden consultar en el cuadro N° 2.5.

Para estimar la demanda anual de agua se manejaron dos eficiencias globales de riego: una del 60 % considerando infraestructura de conducción de tubería de P.V.C y otra de 48 % considerando infraestructura y aplicación convencional del agua de riego. La eficiencia global considerada del 60 % con infraestructura de conducción P.V.C., se cálculo en cuánto a sus eficiencias particulares, de la siguiente manera:

$E_g = E_c * E_d + E_a = 0.60$, donde E_g = eficiencia global, E_c = eficiencia de conducción (0.95), E_d = eficiencia de distribución (0.902) y E_a = eficiencia de aplicación (0.70).

Con respecto a la eficiencia global del 48 %, considerando infraestructura de conducción y distribución de canales a cielo abierto revestidos, las eficiencias de conducción, distribución y de aplicación, son: $E_c = 0.85$, $E_d = 0.80$, $E_a = 0.70$ y $E_g = 0.48$ (48%).

Los valores para cada una de las eficiencias indicadas se obtuvieron, consultando las referencias disponibles y considerando la experiencia incipiente de los productores en el manejo del agua a nivel parcelario, así como las condiciones de textura del suelo.

**ESCURRIMIENTOS DEL RIO CARNERO, MEDIDOS EN LA ESTACION HUEJONAPAN.
(DESDE 1969 A 1992)
EN MILES DE M3**

ANO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
1969	632.35	*0.00	374.07	0.00	641.26	1282.52	1086.58	*8193.89	2671.92	276.10	* 0.00	* 0.00	15158.69
1970	23.61	35.42	*0.00	0.00	301.07	2113.37	873.68	1115.72	2024.82	206.61	224.32	0.00	6918.62
1971	*0.00	0.00	10.08	161.34	65.55	1174.78	524.37	1452.09	1270.58	403.36	80.67	0.00	5142.82
1972	0.00	0.00	0.00	582.59	337.81	1885.58	1236.62	1257.09	1349.02	0.00	317.44	0.00	6946.25
1973	0.00	0.00	357.16	250.01	866.12	3821.64	2160.84	3268.04	4125.23	383.95	0.00	0.00	15232.89
1974	0.00	0.00	280.69	255.17	701.72	4490.98	1416.19	*0.00	867.58	0.00	0.00	0.00	8012.33
1975	0.00	0.00	0.00	0.00*	3760.30	3802.94	1944.10	2234.01	1862.72	537.19	0.00	0.00	13941.26
1976	0.00	0.00	0.00	*1313.83	1522.11	2491.46	*2892.01	1490.07	1073.49	1089.51	496.69	0.00	12369.17
1977	0.00	0.00	0.00	0.00	987.85	4453.57	395.14	2922.40	3611.47	461.98	0.00	0.00	13032.41
1978	0.00	0.00	0.00	0.00	251.26	2308.48	1109.74	496.82	1057.40	177.98	125.63	0.00	5517.31
1979	0.00	0.00	0.00	435.45	1698.97	*756.68	2498.48	1613.31	2419.96	0.00	0.00	*499.70	9922.55
1980	514.62	0.00	0.00	459.49	1883.69	1608.20	2104.45	3538.04	3951.58	1461.17	578.95	0.00	16100.39
1981	168.98	316.83	0.00	443.56	3189.41	*8438.21	2788.10	2524.07	1087.79	*2101.63	0.00	0.00	21058.57
1982	0.00	283.99	327.68	43.69	2534.04	1004.88	* 87.36	0.00	698.05	693.98	0.00	0.00	5974.67
1983	0.00	*537.54	268.77	40.32	*0.00	1995.61	1585.73	1585.73	1941.85	550.98	335.98	0.00	8842.49
1984	0.00	0.00	0.00	0.00	842.18	2807.65	2135.61	739.25	*316.02	171.74	0.00	0.00	10812.45
1985	19.33	0.00	0.00	410.75	454.24	1807.29	705.52	492.90	367.59	367.59	144.97	0.00	4750.18
1986	462.06	214.29	0.00	917.43	837.07	1633.96	1205.38	823.68	1580.30	867.16	274.56	0.00	8785.89
1987	0.00	0.00	260.07	308.81	755.45	2867.01	1077.45	74.31	2229.21	0.00	0.00	0.00	7573.11
1988	0.00	0.00	0.00	81.32	367.92	1378.93	1181.82	2008.96	1215.27	0.00	0.00	0.00	6210.12
1989	0.00	0.00	28.27	62.19	384.47	2329.43	463.62	2465.12	* 305.31	339.24	0.00	0.00	6377.65
1990	88.99	221.64*	3588.15	973.86	1338.21	1417.13	1412.06	488.61	2696.57	782.44	236.75	287.12	13531.56
1991	0.00	0.00	0.00	0.00	524.25	3644.44	1203.10	382.13	1770.82	178.27	337.32	0.00	9830.43
1992	*1444.64	61.48	0.00	99.21	1840.29	1858.45	933.42	1006.08	1103.89	549.15	598.06	29.34	9524.21
SUMA	3354.78	1671.19	5494.94	6799.82	28848.54	61371.19	33021.42	40178.22	48569.63	13460.01	3781.32	616.18	241368.12
PROMEDIO	139.78	69.83	228.98	283.33	1078.56	2557.13	1378.89	1673.78	1898.73	560.83	166.31	34.01	10058.92

* Volúmenes extremos

FUENTE: GERENCIA ESTATAL EN PUEBLA, SUBGERENCIA DE ADMON. DEL AGUA, DEPTO. DE DISPONIBILIDAD Y BALANCES

U.N.A.M. E.N.E.P ACATLAN

TESIS PROFESIONAL

MORALES JIMENEZ ELIZABETH

PROYECTO: HUEJONAPAN.

Con base en las láminas de riego calculadas en los usos consuntivos (2.4 Agrológico) y las eficiencias ya descritas se calculó la demanda anual y la lámina bruta de riego. El cálculo de las demandas y su distribución en el año se aprecian en los cuadros 2.5.1 y 2.5.2.

Para el caso de la eficiencia del 60 %, la demanda anual por hectárea resultó con el padrón de cultivos propuestos, de 7,905 m³/Ha. o sea 0.7905 m de lámina bruta, con una demanda máxima mensual en el mes de julio de 1025 m³/Ha.

En el caso de utilizar un sistema con eficiencia del 48 % la demanda anual resultó de 9,495 m³/Ha, con una lámina bruta de riego de 0.9495 m y una demanda máxima mensual en el mes de julio de 1285 m³/Ha. Por lo tanto se ratifica en ambos casos ser el mes de julio con mayor demanda.

La capacidad de azolves fue obtenida considerando la carencia de información sobre transporte de sedimentos de la corriente, dicha estimación se realizó según los siguientes criterios:

1) Tomando en cuenta la denominada Fórmula Universal de Pérdidas de Suelo (FUPS), propuesta por Walter H. Wischmeier y Dwight D. Smith en 1958, con la ecuación $E=R K L S C P$; en donde: E= Pérdida de suelo, en ton/Km²/año, R= Factor de erosividad de la lluvia y del escurrimiento= 1152.093 ton/km²/año, K= Factor de erosionabilidad del suelo= 0.28, LS= Factor de longitud y pendiente del área= 3.74, C= Factor de cultivo y cobertura vegetal= 0.07 y P= Factor de prácticas de conservación= 0.50. Efectuando los cálculos correspondientes se obtuvo una pérdida de suelo igual a E=42.23 ton/km²/año, si consideramos una vida útil de 50 años y un peso volumétrico de 1400 ton/m³, resulta $E=(42.23*50*264.15)/1.4$, E=398,394.80 m³ lo que significa tener 400,000 m³ de azolves.

2) Considerar el desazolve de la presa Cuatro Rayas, donde se removió un volumen de 163,000 m³, sabiendo que la profundidad del azolve sobre la obra de toma era alrededor de 1.50 m., por lo que de acuerdo a la curva E-A-C (Elevaciones-Areas-Capacidades), el valor del volumen azolvado fue de 250,000 m³, pero considerando la relación de azolves a volumen escurrido obtenemos una capacidad de azolves de 502,500 m³., aunque ante la falla eventual de la presa Cuatro Rayas, el volumen de terracerías que sería arrastrado aguas abajo, sería del orden de 25,000 m³, adicionando este valor al obtenido, se tiene un volumen de azolves igual a 527,500 m³.

3) Evaluar el volumen de acarreo en función del volumen escurrido, esto es considerando uno al millar por año del volumen escurrido medio anual; el valor obtenido fue 500,000 m³.

Con base en las láminas de riego calculadas en los usos consuntivos (2.4 Agrológico) y las eficiencias ya descritas se calculó la demanda anual y la lámina bruta de riego. El cálculo de las demandas y su distribución en el año se aprecian en los cuadros 2.5.1 y 2.5.2.

Para el caso de la eficiencia del 60 %, la demanda anual por hectárea resultó con el padrón de cultivos propuestos, de 7,905 m³/Ha. o sea 0.7905 m de lámina bruta, con una demanda máxima mensual en el mes de julio de 1025 m³/Ha.

En el caso de utilizar un sistema con eficiencia del 48 % la demanda anual resultó de 9,495 m³/Ha, con una lámina bruta de riego de 0.9495 m y una demanda máxima mensual en el mes de julio de 1285 m³/Ha. Por lo tanto se ratifica en ambos casos ser el mes de julio con mayor demanda.

La capacidad de azolves fue obtenida considerando la carencia de información sobre transporte de sedimentos de la corriente, dicha estimación se realizó según los siguientes criterios:

1) Tomando en cuenta la denominada Fórmula Universal de Pérdidas de Suelo (FUPS), propuesta por Walter H. Wischmeier y Dwight D. Smith en 1958, con la ecuación $E=R K Ls C P$; en donde: E= Pérdida de suelo, en ton/Km²/año, R= Factor de erosividad de la lluvia y del escurrimiento= 1152.093 ton/km²/año, K= Factor de erosionabilidad del suelo= 0.28, LS= Factor de longitud y pendiente del área= 3.74, C= Factor de cultivo y cobertura vegetal= 0.07 y P= Factor de prácticas de conservación= 0.50. Efectuando los cálculos correspondientes se obtuvo una pérdida de suelo igual a E=42.23 ton/km²/año, si consideramos una vida útil de 50 años y un peso volumétrico de 1400 ton/m³, resulta $E=(42.23*50*264.15)/1.4$, E=398,394.80 m³ lo que significa tener 400,000 m³ de azolves.

2) Considerar el desazolve de la presa Cuatro Rayas, donde se removió un volumen de 163,000 m³, sabiendo que la profundidad del azolve sobre la obra de toma era alrededor de 1.50 m., por lo que de acuerdo a la curva E-A-C (Elevaciones-Areas-Capacidades), el valor del volumen azolvado fue de 250,000 m³, pero considerando la relación de azolves a volumen escurrido obtenemos una capacidad de azolves de 502,500 m³., aunque ante la falla eventual de la presa Cuatro Rayas, el volumen de terracerías que sería arrastrado aguas abajo, sería del orden de 25,000 m³, adicionando este valor al obtenido, se tiene un volumen de azolves igual a 527,500 m³.

3) Evaluar el volumen de acarreo en función del volumen escurrido, esto es considerando uno al millar por año del volumen escurrido medio anual; el valor obtenido fue 500,000 m³.

VOLUMEN DE AGUA POR HECTAREA

CULTIVO	% AREA CULTIVADA		LAMINAS DE RIEGO EN CENTIMETROS												VOL. TOTAL POR HA	
	P-V	O-I	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC		
MAIZ	15.0						25	0	19	19	19					8200
FRIJOL	10.0							25	0	21	0					4600
JITOMATE	20.0			25	21	19	19	0								8400
CALABACITA	10.0							25	0	21						4600
TOMATE	40.0								25	0	21	19				5500
PEPINO	5.0							25	0	0						2500
TOMATE		20.0		25	21	38	0									8400
JITOMATE		15.0								25	0	21	19	19		8400
CALABACITA		5.0	38										25	21		8400
S U M A	100.0	40.0														

VOLUMENES DE AGUA EN MILES DE m3
PARA UNA SUPERFICIE DE 100.00 HA.

CULTIVO	%	CICLO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	VOL TOTAL
MAIZ	15.0	P-V					37.5	0	28.5	28.5	29				123.0
FRIJOL	10.0	P-V						25	0	21	0				46.0
JITOMATE	20.0	P-V		50	42	38	38	0							168.0
CALABACITA	10.0	P-V						25	0	21					46.0
TOMATE	40.0	P-V							100	0	84.1	76			260.0
PEPINO	5.0	P-V						12.5	0	0					12.5
TOMATE	20.0	O-I		50	42	76	0								188.0
JITOMATE	15.0	O-I								25	0	21	19	19	84.0
CALABACITA	5.0	O-I	19										12.5	10.5	42.0
TOTALES	100.0		19	100	84	114	75.5	62.5	129	85.5	113	97	31.5	29.5	949.5

DEMANDA ANUAL POR HECTAREA = 9, 495 m3

EFICIENCIA DE RIEGO = 48 %

U.N.A.M. E.N.E.P ACATLAN

TESIS PROFESIONAL

MORALES JIMENEZ ELIZABETH

PROYECTO: HUEJONAPAN.

VOLUMEN DE AGUA POR HECTAREA

CULTIVO	% AREA CULTIVADA		LAMINAS DE RIEGO EN CENTIMETROS												VOL. TOTAL POR HA	
	P-V	O-I	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC		
MAIZ	15.0						20	0	15	15	15					6,500
FRIJOL	10.0							20	0	17	0					3,700
JITOMATE	20.0				20	17	15	15	0							6,700
CALABACITA	10.0								20	0	17					3,700
TOMATE	40.0									20	0	17	15			5,200
PEPINO	5.0									23	0	0				2,300
TOMATE		20.0			20	17	30	0								6,700
JITOMATE		15.0										20	0	17	15	6,700
CALABACITA		5.0	25											20	17	6,200
S U M A	100.0	40.0														

**VOLUMENES DE AGUA EN MILES DE m3
PARA UNA SUPERFICIE DE 100.00 HA.**

CULTIVO	%	CICLO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	VOL. TOTAL
MAIZ	15.0	P-V					30	0	23	22.5	22.5				97.5
FRIJOL	10.0	P-V						20	0	17	0				37.0
JITOMATE	20.0	P-V			40	34	30	30	0						134.0
CALABACITA	10.0	P-V						20	0	17					37.0
TOMATE	40.0	P-V							80	0	68	60			208.0
PEPINO	5.0	P-V						11.5	0	0					11.5
TOMATE	20.0	O-I			40	34	60	0							134.0
JITOMATE	15.0	O-I								30	0	25.5	22.5	23	100.5
CALABACITA	5.0	O-I	12.5										10	8.5	31.0
TOTALES	100.0														790.5

DEMANDA ANUAL POR HECTAREA = 7,905 m3
EFICIENCIA DE RIEGO = 60 %

U.N.A.M. E.N.E.P ACATLAN
TESIS PROFESIONAL
MORALES JIMENEZ ELIZABETH
PROYECTO: HUEJONAPAN.

Concluyendo con ello que como la vida útil de la presa bajo estudio estará incrementada, por la presencia de la presa Cuatro Rayas, pues esta retendrá parte del arrastre del material de azolve, de tal manera estos azolves generados al ejecutarse el proyecto serán los producidos entre la referida presa y el sitio de nuestro proyecto, por lo tanto se considerará una capacidad de azolves para efectos de diseño de:

$$V \text{ azolves} = 550,000 \text{ m}^3.$$

Realizando la respectiva simulación del funcionamiento analítico del vaso, sabiendo que nos dará a conocer las fluctuaciones que experimenta el nivel del agua en el vaso por efecto de las aportaciones, extracciones, evaporaciones, derrames que se realizan por la obra de excedencias y las deficiencias que se tienen cuando el vaso no puede satisfacer las demandas de riego. Este análisis se efectúa para un período observado en el pasado y que se considera representativo de lo que pueda acontecer en el futuro, o sea se supone que el ciclo hidrológico observado hasta la fecha actual, se repetirá en el futuro; se efectuó a nivel anual, aplicando un programa de computo considerando la política deficitaria manejada en proyectos de este tipo.

El proceso básico del funcionamiento del vaso es el siguiente: con la diferencia entre el escurrimiento y la demanda se obtiene un cambio parcial en el almacenamiento, el que es modificado por el factor lluvia menos evaporación obtenido en función del área promedio correspondiente al almacenamiento promedio, y con lo que se obtiene el almacenamiento final. Se observa además, mes a mes, año a año y al final del período la cantidad de agua que falta para satisfacer la demanda establecida o bien la cantidad de agua que se derrama; por medio del cálculo de los porcentajes de déficits, de derrames, de evaporación se comprueba con los límites fijados (déficits permisibles) si el vaso funciona correctamente; si alguna de las condiciones impuestas no se cumple querrá decir que la extracción escogida debe desecharse y analizar una nueva demanda y ver el comportamiento del vaso, repitiendo este ciclo tantas veces como sea necesario hasta llegar a la extracción máxima que cumple con las restricciones impuestas.

El problema es de aproximaciones sucesivas y la manera en que se obtiene la demanda final, implica una serie de tanteos hasta lograr la extracción adecuada. Se parte de una demanda inicial analizando si cumple las restricciones o no; y se disminuye o aumenta hasta llegar a la aproximación deseada.

Por lo cual se considero lo siguiente:

* Capacidades totales de 1 a 8 millones de m^3 , con incrementos de variación de 0.5 millones de m^3 .

- * Para el bordo Cuatro Rayas el volumen de demanda anual es de 957,000 m³.
- * Capacidad de azolve de 550,000 m³.
- * Simulación en el período de 24 años (1969-1992).
- * Se tomaron los valores de las evaporaciones netas mensuales en el período descrito.
- * Capacidad inicial en el funcionamiento del 30% de las capacidades totales analizadas.

De los resultados de la simulación para las capacidades analizadas, se obtienen las siguientes conclusiones:

- * La capacidad del vaso de almacenamiento puede estar comprendida entre 3 y 4.5 mill. m³.
- * Para las capacidades de conservación comprendidas entre 3 y 4.5 mill. m³, el volumen de demanda por cada 0.5 mill. m³ resulta de 200,000 m³, 130,000 m³ y 370,000 m³, resultando éste último para el caso de 4.5 mill. m³, con un aprovechamiento del 65.9 %.
- * Valores por arriba de la capacidad total de 4.5 millones de m³, producen incrementos en los volúmenes de demanda, muy pequeños y en consecuencia la potencial superficie adicional beneficiada resulta con un margen muy reducido en su incremento.
- * La elevación correspondiente en cuanto a las capacidades totales son de 1780.30 m. y 1783.20 m., para 3.0 y 4.5 mill. m³ respectivamente, con una diferencia de elevaciones de 2.90 m.
- * El incremento en el volumen de demanda entre ambas capacidades es de 1.41 mill. m³, casi el equivalente a la diferencia de capacidades de 3.0 y 4.5 mill. m³.

Finalmente se considera que la capacidad de 4.5 mill. m³, es la más adecuada desde el punto de vista hidrológico, pues con este volumen seleccionado, se obtuvo un volumen de demanda para el almacenamiento bajo estudio de 5'793,000 m³, con una deficiencia media anual en el período del 1.82 % y un aprovechamiento del 65.9 %, que incluye un volumen comprometido de 957,000 m³ para la presa "Cuatro Rayas". Por lo que esta alternativa cumple con los requisitos de deficiencias permisibles en estos estudios y con las necesidades de la zona de riego, siendo considerada como la óptima.

En la realización del tránsito de la avenida, se consideró que la corriente en estudio carece de información hidrométrica, aunque en el mes de enero de 1988 se instaló, sobre el río Carnero a la altura del sitio de proyecto, una escala en la cual se toman lecturas diarias, sin embargo se encuentra ubicada en una sección irregular donde se presenta mucha turbulencia, provocando errores en los gastos obtenidos. El tránsito de avenidas podemos decir es una técnica empleada para resolver el problema de control de avenidas y con ello garantizar la operación adecuada del servicio de predicción de inundaciones, ya que esta ocurre pueden ocasionar

daños aguas abajo de la estación de control. Al aplicarla se supone que la avenida ocurre cuando el vaso de almacenamiento se encuentra lleno; tiene por objeto determinar la variación de los niveles del agua en el vaso y las descargas que se presentan por el vertedor, por lo que se requieren conocer los datos siguientes:

- Curva Elevaciones-Capacidades del vaso.
- Curva Elevaciones-Capacidades del vertedor.
- Hidrograma de escurrimientos que entran al vaso. (Calculado a través del método del hidrograma unitario triangular dadas las características de la cuenca: tipo de suelo, vegetación, tamaño y forma; y datos de precipitación).

Existen varios métodos para transitarla, sin embargo todos se rigen por los siguientes principios:

- 1) De la ecuación de continuidad se dice que los gastos que entran al vaso en un intervalo de tiempo, deben ser iguales a los gastos de salida del vaso, en un intervalo de tiempo dado.
- 2) Al conocer la elevación inicial del nivel de agua en el momento que empieza a llegar la avenida correspondiente al hidrograma de entrada, se conocen gastos y volúmenes de entrada al vaso.
- 3) Se supone la siguiente elevación del agua, por lo que se determinarán gastos y volúmenes de salida del vaso, al establecerse la igualdad con el punto 2, estaremos encontrando dicha elevación. Estos pasos se realizan por tanteos por lo cual es un procedimiento tedioso, aunque con la invención de los programas para computadora estos cálculos se ejecutan en cortos lapsos de tiempo.
- 4) Al establecer los respectivos gastos de salida de acuerdo a su intervalo de tiempo en que se presentan, se dibujará el correspondiente hidrograma de salida, el cual nos regirá el diseño de la obra de excedencias, las políticas de operación, además de fijar el nivel de aguas máximas extraordinarias (NAME).

Para realizar el tránsito de la avenida se hicieron las siguientes consideraciones:

- * Se transitaron las avenidas sin considerar el escaso efecto regulador del bordo.
- * Las avenidas transitadas fueron las correspondientes a los períodos de retorno de 1,000 y 10,000 años.,
- * Se transitaron las avenidas mediante un método numérico y utilizando un coeficiente de descarga para la obra de excedencias de 2 (descarga libre con cimacio Creager).
- * Las longitudes propuestas en el tránsito de las avenidas fueron para longitudes de vertedor de 50, 60 y 70 metros.

Las conclusiones del tránsito de la avenida son:

* La avenida adoptada para el diseño de la obra de excedencias, fue la calculada por el método del Hidrograma Unitario Triangular del U.S.B.R. para un período de retorno de 10,000 años, resultando ésta con un valor de 1,075 m³/seg.

* La longitud de vertedor seleccionada fue de 50 m., con un gasto regularizado de 998.75 m³/seg y un gasto unitario sobre el vertedor de 19.975 m³/seg/m.

* El tránsito se realizó sin considerar el reducido margen de regulación de la presa "Cuatro Rayas", según las condiciones de proyecto éste tiene una capacidad para descargar un gasto de 51.0 m³/seg, con una longitud de vertedor de 30.0 m., carga de 1.0 m. y bordo libre de 0.50 m., con un almacenamiento total a la cota 100 de casi 1'900,000 m³.

* Para el caso de que ocurriese una avenida extraordinaria con período de ocurrencia de 50 años, la presa estaría en riesgo de ser desbordado.

* Ante la eventual falla de la presa "Cuatro Rayas" para la avenida correspondiente al período de retorno de 10,00 años, considerando el volumen generado por ésta es de 28'086,620 m³, el volumen adicional generado para la falla sería hasta la elevación 100, de casi 2'000,000 m³, que representa un 7 % del total del volumen generado.

* En el supuesto caso de una falla de dicha presa, no existen poblaciones aguas abajo que sufriesen las consecuencias inmediatas de la onda de la avenida. Los efectos más serios se producirían en el tramo comprendido entre el bordo "Cuatro Rayas" y el bordo azolvado de "Tula".

* Para disminuir los riesgos anteriores sería conveniente ampliar la longitud de cresta vertedora de la presa "Cuatro Rayas" con el fin de garantizar su seguridad a un margen económicamente razonable.

CAPITULO III



CAPITULO III

DESCRIPCION DE LA ZONA DE RIEGO

3.1 PROYECTO DE LAS OBRAS.

En la realización de proyectos de riego se deben conocer cada una de las partes que lo constituyen, así como sus estructuras las cuales permiten un funcionamiento y operación eficiente del sistema.

Por ello definimos a las obras hidráulicas como un conjunto de estructuras construidas con objeto de manejar el agua, cualquiera que sea su función, con fines de aprovechamiento o de defensa.

Aprovechamiento :

- a) Abastecimiento de agua potable.
- b) Con fines de riego.
- c) Generación de energía eléctrica.
- d) Navegación fluvial.
- e) Recreación.

Defensa :

- a) Contra inundaciones.
- b) Contra azolves.

En este trabajo el tipo de aprovechamiento que nos concierne es con fines de riego, cuyo objetivo esencial es el de regularizar 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, presentándose entonces la siembra de temporal, la cual tiene problemas ya que el agua de lluvia no se controla eficientemente.

México como país en vías de desarrollado, se destaca por ubicar sus relaciones económicas en las actividades primarias, que requieren lograr una consolidación de ellas para satisfacer adecuadamente las demandas de la industria y con ello estar en condiciones de alcanzar un desarrollo económico satisfactorio.

Dentro de estas actividades encontramos a la agricultura, que para ser desarrollada ampliamente requiere de ciertos recursos naturales como: clima, topografía, agua, suelo, etc. Siendo fundamental el recurso agua, obtenido de algunas de las fases del ciclo hidrológico.

La República Mexicana se caracteriza por contar con innumerables contrastes climáticos, hidrológicos, orográficos, agrológicos, etc., debido a la localización de su mayor proporción, entre las latitudes 19° y 31° tanto en el hemisferio norte como en el sur, donde se presentan lluvias mínimas y se ubican los principales desiertos y zonas de mayor aridez del mundo; por lo que esta situación resalta la necesidad de desarrollar una agricultura, bajo riego debidamente tecnificado en cada zona del territorio nacional.

Las variaciones anuales de precipitación y por consiguiente su concentración sólo se registran en unos cuantos meses del año, como principal fase básica del ciclo hidrológico, de la cual dependen todas las zonas de temporal, en las que para prosperar una agricultura adecuadamente, se requiere que sean de temporal eficiente; del mismo modo la ausencia de nevadas hace que el régimen de las corrientes sea muy irregular, dificultando así su aprovechamiento en su estado natural.

Tomando en cuenta la precipitación, orografía, y fisiografía del territorio Nacional, éste presenta condiciones muy desfavorables para la existencia de ríos caudalosos, por su forma alargada y angosta se desarrollaron las largas cadenas montañosas paralelas a las costas, determinando con esto ríos con cuencas de captación reducidas, de corto recorrido y de fuertes pendientes. Aunque los ríos interiores de la altiplanicie no desaguan al mar, su caudal es muy escaso e irregular.

De todo lo anteriormente mencionado, sobre los recursos naturales existentes, nos percatamos en que medida son necesarias la implementación de obras de infraestructura hidráulica para desarrollar eficientemente una actividad de tipo agrícola, además se muestra el marcado contraste que presenta el país en cuanto a los recursos hidráulicos, pues mientras el 88% de su superficie presenta problemas de escasez de corrientes, en el restante 12% éstas abundan, generándose problemas por este exceso de agua.

Conociendo la disposición de dichos recursos en la República Mexicana, podemos observar que menos de la mitad del territorio cuenta con temporal eficiente, mientras el resto muestra la necesidad de riego en las siembras, para satisfacer dicha demanda de agua.

El diseño de zonas de riego constituye uno de los problemas más complejos del aprovechamiento coordinado de los recursos naturales, en armonía con el medio ambiente, para desarrollar una agricultura intensiva y de alta productividad, mantenida o acrecentada a lo largo del tiempo, eliminando factores de incertidumbre y los riesgos de deterioro asociados con este tipo de

proyectos. Por ello y el gran número de factores interdependientes que intervienen en esta clase de proyectos, el diseño deberá basarse en la información de los aspectos físicos, bióticos y socioeconómicos del área, captada mediante investigaciones y estudios realizados en forma integrada, con uso intensivo de la fotogrametría y la fotointerpretación, y cuya precisión depende del grado de aproximación con que se va a analizar el proyecto.

Del estudio integrado de la zona regable surgen los lineamientos, tanto para diseñar y alojar las obras en el terreno, como para realizar las actividades preagrícolas, en forma de eliminar sus efectos negativos en el medio, a fin de que los recursos naturales del área no sufran deterioro y conserven su carácter de renovables en cantidad y calidad.

La información básica para realizar el diseño de las zonas de riego comprende una serie de actividades interrelacionadas, que se condicionan mutuamente y cuyas características varían de acuerdo con el grado de aproximación del estudio.

De acuerdo con las normas de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, los estudios de proyectos de riego se clasifican en cuatro niveles, denominados :

- 1) Gran visión.
- 2) Prefactibilidad.
- 3) Factibilidad.
- 4) Proyecto definitivo.

Según la calidad, la cantidad y el grado de precisión de la información básica disponible y consecuentemente, para el estudio de las zonas de riego respectivas se usan los mismos grados de aproximación. Siguiendo un proceso de aproximaciones sucesivas, a cada nivel corresponde una etapa en la definición de los proyectos. En realidad, los estudios de esta clase de proyectos se desarrollan siguiendo la forma de una espiral ascendente, en la que las diferentes actividades se van repitiendo en forma cíclica, a niveles de precisión cada vez más altos. Así sin que las etapas del estudio pierdan su carácter, ya sea de gran visión, prefactibilidad, factibilidad o detallado, el proyecto debe conservar su estructura, sus características generales y su costo, con las tolerancias aceptables en cada nivel de aproximación, acercándose a la información ideal aunque a la escala requerida para la etapa de que se trate. Las tres primeras etapas del estudio (gran visión, prefactibilidad y factibilidad) corresponden a la fase de preinversión y la cuarta (detallado) a la fase de inversión.

El nivel de gran visión del estudio, corresponde a la primera etapa en la definición de los proyectos y se basa en el aprovechamiento de la información ya existente, complementada con reconocimientos de campo o bien visitas de inspección y uso

intensivo de la fotogrametría y la fotointerpretación, tanto para determinar la estructura del proyecto como para identificar los problemas subyacentes e integrar los distintos componentes en forma racional.

A su vez, el nivel de **prefactibilidad** corresponde a la segunda etapa de aproximación en la definición de los proyectos y se basa en el aprovechamiento de la información obtenida en la fase de gran visión, que debe ser el punto de partida para llevar a cabo con mayor precisión las mismas actividades antes desarrolladas, a fin de acercarse a la estructura final. Para realizar los estudios correspondientes al nivel de prefactibilidad, es indispensable que previamente se hayan llevado a cabo los estudios de gran visión que justifiquen la continuación de las actividades.

En tanto el nivel de **factibilidad** constituye la tercera etapa en la definición de los proyectos y se basa en el aprovechamiento de la información y de las conclusiones obtenidas en la fase de prefactibilidad, que deben ser el punto de partida para llevar a cabo las mismas actividades antes desarrolladas, pero con mayor precisión, a fin de llegar prácticamente al diseño definitivo. Para realizar los estudios correspondientes al nivel de factibilidad, es necesario que previamente se haya llevado a cabo el estudio de prefactibilidad, que sirva de base y justifique la continuación de las actividades.

Finalmente el nivel más profundo y final se conoce como **proyecto definitivo**, el cual contiene básicamente toda la información del anteproyecto, con la diferencia de que cada uno de los puntos contenidos en él son tratados más detalladamente. La información que se presenta en este tipo de proyectos no debe alterar la decisión tomada respecto a la inversión, siempre y cuando los cálculos realizados en el anteproyecto sean confiables y hayan sido bien evaluados.

Considerando que el estudio integral de una zona de riego, además de ser costoso requiere un largo período de ejecución, esta metodología es ventajosa porque permite adoptar gradualmente las decisiones sobre el desarrollo de los trabajos y cambiar en caso necesario la orientación de las actividades o bien suspenderlas si se presentan problemas insalvables o si las evaluaciones que se realizan en cada etapa indican que el proyecto debe ser aplazado o rechazado.

3.2 DEFINICION DE LAS OBRAS EN LA ZONA DE RIEGO.

Por definición, la zona de riego, es la porción de terreno que por condiciones topográficas es abastecida por una obra de captación con fines de riego, está constituida por canales y estructuras, las cuales conducen el agua adecuadamente con el

máximo de eficiencia y el mínimo de costo, desde la fuente de abastecimiento hasta los puntos de aprovechamiento de la zona regable.

Por otro lado, una pequeña zona de riego, es la porción de terreno que por sus características topográficas, es abastecida por una fuente de abastecimiento, cuyo canal principal conduce un gasto menor o igual a 2.8 m³/seg.

Las fuentes de abastecimiento las definimos como aquellas obras de captación de aguas, cuya finalidad principal es el riego; pudiendo ser el aprovechamiento mediante aguas superficiales (captaciones superficiales), o bien por medio de aguas subterráneas (captaciones subterráneas). Dentro de las captaciones superficiales encontramos a las obras de almacenamiento, derivación y estaciones de bombeo, mientras que en las subterráneas tenemos a los manantiales, pozos y galerías filtrantes.

Sin embargo estas áreas de riego deben proveerse, según el caso, de un conjunto de obras básicas, obras complementarias y trabajos preagrícolas, que al interrelacionarse constituyen un sistema eficiente, el cual permite mejorar el aprovechamiento de los recursos naturales de la zona.

Para dar una idea general sobre la constitución de zonas de riego, se puede consultar el cuadro N° 3.2; a continuación se describe cada una de estas partes:

1) Obras básicas.

Son esencialmente las de almacenamiento, derivación, conducción y distribución de las aguas destinadas a riego, las de eliminación de las aguas excedentes, las de intercomunicación y conexión con el sistema vial de la región y las de protección contra inundaciones.

2) Obras de almacenamiento.

Tiene por objeto almacenar el agua en un vaso o depósito natural formado por un valle que se cierra mediante una cortina que intercepta el paso del agua, donde se cambia el régimen natural del escurrimiento, al régimen artificial de la demanda requerida por la cédula de cultivos. Están constituidas por tres elementos fundamentales que sirven respectivamente para contener el agua en el vaso, para manejar la extracción de ella y para controlar las avenidas de los escurrimientos que llegan al vaso; estos tres elementos son: cortina, obra de toma y vertedor de demasías.

CONSTITUCION DE ZONAS DE RIEGO

3) Obras de derivación.

Su objetivo es extraer o derivar el agua que circula por un cauce hacia los terrenos regables, y consisten generalmente en presas derivadoras de muy diversos tipos y características, plantas de bombeo o tomas directas, con la finalidad de aprovecharla para diferentes beneficios. El sistema de derivación (presa derivadora) consta de partes fundamentales y estructuras adicionales, las partes fundamentales son: la presa de derivación y la obra de toma; entre las estructuras adicionales, la que comúnmente se utiliza es el desarenador.

4) Canales de riego.

Se destinan a conducir y distribuir las aguas en la zona de riego. Los canales que forman el sistema de distribución en una zona de riego son: canal principal, canales laterales, canales sub-laterales, ramales, sub-ramales y regaderas, los cuales se explican a continuación:

* **Canal principal.** - Se inicia en una presa derivadora, una planta de bombeo, una toma directa o en la obra de toma de una presa de almacenamiento y consta generalmente de un tramo de conducción, llamado tramo muerto y un tramo de distribución de las aguas. Es aquel que abastece toda el área regable por lo que abastece el sistema de canales laterales, generalmente se localiza a lo largo de las curvas de nivel tratando de dominar la mayor superficie posible de tierras, su localización deberá hacerse permitiendo terraplenar lo menos que se pueda. Tomando en cuenta también que en los sitios donde se requiera alimentar una toma granja, el desnivel entre la superficie libre del agua (S.L.A) en el canal y el punto más alto del terreno por regar sea de 40 cm. o el que necesite la estructura medidora que se proyecte.

* **Tramo muerto.** - En ocasiones los terrenos de riego quedan distantes de la captación, en éste caso el canal principal tiene un tramo muerto que comprende desde el origen de éste en la fuente de captación, hasta la primera toma para abastecer a la zona regable; tiene una capacidad uniforme en toda su longitud, a menos que se haya previsto la admisión de las aguas no controladas de algunas corrientes que se intercepten en el recorrido. Se localiza por la ruta que reporte más seguridad para el canal, así como recorrido mínimo y máxima economía, si la localización de este tramo es en ladera, la cubeta del canal deberá quedar íntegramente enterrada en el terreno natural.

* **Tramo distribuidor.** - Se inicia en el extremo del tramo muerto y se desarrolla dominando los terrenos regables. Su capacidad inicial es igual a la del extremo inferior del tramo muerto y se va

reduciendo paulatinamente por tramos bien definidos, a medida que alimenta a los canales del sistema de distribución. Constituye la primera fase en la distribución del agua en los terrenos regables.

* **Sistema de distribución de las aguas.**- Tiene su origen en el tramo distribuidor del canal principal y está constituido por una red de canales que distribuyen las aguas en toda la zona regable. Consiste en una serie de canales y estructuras que tienen como finalidad distribuir el agua dentro de la zona de riego hasta su aplicación a los cultivos; consta de canal principal, canales laterales, sub-laterales, ramales, sub-ramales, regaderas y estructuras menores. En pequeñas zonas de riego, debido a su magnitud, se considera solamente el canal principal, los canales laterales, ramales, regaderas y estructuras menores.

En la figura N° 3.2.1 se esquematizan los elementos constitutivos de un aprovechamiento superficial.

3.3 SISTEMA DE CANALES

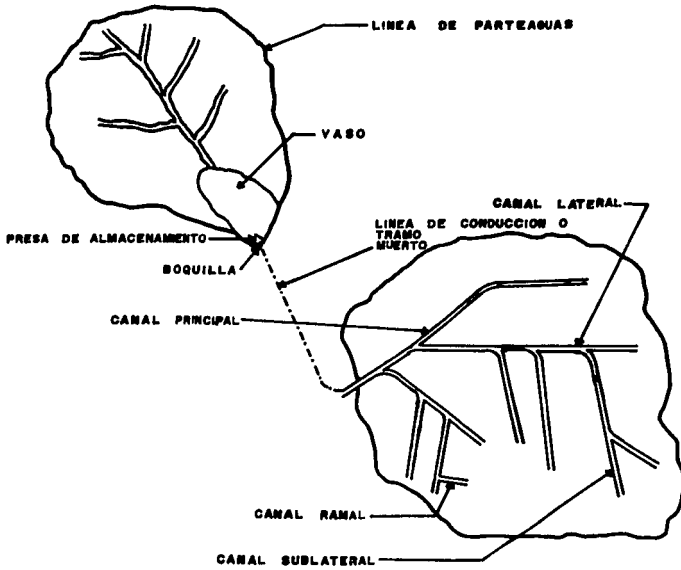
Su finalidad es la conducción y distribución de las aguas dentro de la zona de riego.

Clasificación de los canales

Dependiendo de la magnitud y la forma del área regable, así como de la conformación del terreno, el sistema de distribución de las aguas está formado por las siguientes clases de canales :

- * **Laterales**, se inician en el canal principal, dominando las divisiones principales o unidades en que se divide el área regable, delimitadas generalmente por drenes. Constituyen la segunda fase en la distribución del agua y abastecen a los sub-laterales.
- * **Sub-laterales**, tienen su origen en los canales laterales y los ramifican, constituyendo la tercera fase en la distribución del agua.
- * **Ramales**, se inician en los canales sublaterales para ramificarlos y constituyen la cuarta fase en la distribución del agua.
- * **Sub-ramales**, ramifican a los ramales y son la quinta fase en la distribución del agua.
- * **Regaderas**, constituyen la última ramificación del sistema y distribuyen el agua en los lotes. Permiten aplicar directamente el agua al surco o melga, y su construcción corresponde a las labores agrícolas, debiendo preverse las tomas necesarias para su alimentación.

FIGURA NO 3.2.1



APROVECHAMIENTO SUPERFICIAL

Es frecuente que tanto en el tramo distribuidor del canal principal, como en los canales laterales se requieran bocatomas para riego directo de algunos lotes.

Criterios para localizar los canales del sistema de distribución

De acuerdo con las condiciones topográficas del terreno, la distribución de la tierra y los diferentes sistemas de tenencia existentes, la localización y características de la infraestructura de riego existente y el agrupamiento de las áreas de suelos aptos para el riego, se adopta cualquiera de los siguientes criterios para localizar los canales del sistema de distribución:

A) Siguiendo la topografía.

Es ideal en terrenos con topografía ondulada y consiste en localizar los canales en función de la topografía, alojándolos generalmente a lo largo del parteaguas para dominar hacia ambos lados, reduciéndose así la longitud del sistema con relación a otros métodos. Es el más económico, por lo cual la red de distribución resulta más corta que con cualquier otro sistema. Además se aprovechan los valles para alojar a los drenes; pero tiene como inconvenientes que resultan lotes de formas irregulares, lo cual dificulta el trazo de los canales.

B) Según la cuadrícula.

Utilizada en terrenos sensiblemente planos y vírgenes de gran extensión, consiste en localizar los canales siguiendo las líneas de la cuadrícula que sirvió de apoyo al levantamiento topográfico del área, o líneas paralelas a los llamados meridianos y paralelos de dicha cuadrícula, pues de esta forma se facilita su trazo en el campo y se obtienen lotes de formas regulares, de las extensiones que se autoricen. Presenta la ventaja de facilitarse grandemente la operación y conservación del sistema de riego; tiene el inconveniente de que en general, la red de distribución resulta más larga que cuando se sigue la topografía, se riega únicamente para un lado por lo que se aumenta el número de tomas y estructuras adicionales y a la vez se requiere la construcción alternada de un dren y un canal de riego, así que por este concepto también son necesarias otras estructuras para cruzar los drenes.

C) Respetando los linderos.

Ofrece ventajas en áreas donde ya existe cierto desarrollo agropecuario y se encuentra definida la tenencia de la tierra; requiere localizar los canales siguiendo los linderos de propiedades existentes bien definidas en el campo, hasta donde las condiciones topográficas lo permitan, a fin de evitar el fraccionamiento de los predios y por lo consiguiente problemas sociales. El costo de la construcción, operación y conservación es

muy variable, dependiendo principalmente de la extensión y forma de las propiedades existentes.

D) Según un sistema combinado.

La localización de los canales se va adaptando en algunas ocasiones a la topografía del terreno; en otros lugares de la zona de riego se sigue la cuadrícula y donde hay lotes de propiedad privada se hacen los quiebres necesarios para respetar los linderos, si así lo permite la topografía. Este sistema es el más conveniente en muchos casos.

Estructuras menores en canales

Tanto el canal principal como los canales del sistema de distribución, requieren estructuras que de acuerdo con sus funciones se clasifican en cuatro grupos:

- 1) Operación.
- 2) Cruce.
- 3) Protección.
- 4) Comunicación.

Estructuras de operación.- Son las que se requieren para controlar y manejar la distribución correctamente del agua de riego, se clasifican como sigue:

a) Bocatoma (sólo en el canal principal).- Tiene como función dotar de riego directo a los lotes.

b) Represa.- Son estructuras que sirven para elevar el nivel del agua en los canales, cuando en estos escurre un gasto menor que el de diseño, de manera que se pueda proporcionar la carga necesaria para que funcionen las tomas a su capacidad máxima. Estas también nos sirven para aislar tramos del canal, para efectuar reparaciones.

c) Toma para canal.- Tienen por función abastecer del canal principal a los laterales, de estos a los sub-laterales, de estos a los ramales y en ocasiones de estos a los sub-ramales.

Estructuras de cruce.- Se utilizan para salvar las intersecciones de los canales con el drenaje natural del área, constituido generalmente por ríos, arroyos, talwegs y depresiones, así como para cruzar canales o drenes del propio sistema y carreteras o vías de ferrocarril y otros obstáculos que se interponen a lo largo del recorrido de los propios canales, y pueden ser:

a) Sifón.- Es un conducto cerrado que trabaja a presión, que se proyecta de acuerdo con el gasto y la carga a que van a estar sujetos temporal o definitivamente. Se utiliza para cruzar una depresión amplia y de gran profundidad.

b) **Puente canal.**- Es el conjunto formado por un puente y un conducto, por el cual escurre el agua como un canal; a la presión atmosférica y por gravedad. Es conveniente para salvar cualquier depresión, siempre y cuando esta sea de poca anchura y profunda; el gasto conducido deberá ser menor a 5 m³/seg.

c) **Dique.**- Es una estructura que se construye paralelamente al eje longitudinal de un canal con el objeto de salvar un bajo, se construye cuando un canal que va en ladera se encuentra con un obstáculo cuya rasante es inferior a la superficie libre del agua como: un arroyo o un bajo, de tal forma que el agua que se retenga en el vaso formado, alcance la altura del tirante en el canal.

d) **Puente.**- Es una estructura que sirve para salvar un curso de agua, una depresión del terreno o una vía de comunicación.

e) **Alcantarillas.**- Son conductos cerrados, los cuales trabajan a presión, sirven para salvar un curso de agua. Se emplean para cruzar un camino carretero o un ferrocarril.

Sin embargo al proyectar una estructura de cruce debemos de tomar en cuenta los siguientes criterios para elegirla:

* Si el nivel de la superficie libre del agua es menor que la rasante del obstáculo, se puede utilizar una alcantarilla o bien un puente.

* Si el nivel de la superficie libre del agua es mayor que la rasante del cruzamiento, se puede utilizar un puente canal o un sifón.

* El uso de los diques en los canales principales garantizan un mejor aprovechamiento del agua, ya que con ello se logra la triple función de conducción y regulación.

La elección de estas estructuras dependerá necesariamente de las condiciones topográficas, hidráulicas y económicas.

Estructuras de protección.- Se destinan esencialmente a proteger los canales de los daños que puedan producir los escurrimientos, tanto los que conducen los propios canales como los que se generan en las cuencas adyacentes los cuales sean interceptados por la ruta del canal. Sirven también para absorber el exceso de pendiente del terreno en relación a la pendiente de los canales, se clasifican como:

a) **Caídas y rápidas.**- Son estructuras utilizadas para unir dos tramos de canal, situados a diferente nivel. Las caídas son estructuras verticales utilizadas para unir pequeños desniveles y

las rápidas son estructuras inclinadas usadas para desniveles mayores. La decisión de proyectar una rápida y una caída en lugar de una serie de caídas, se debe basar en un estudio hidráulico y económico de ambas alternativas.

b) Desagües.- Estos quedan agrupados en desagües parciales, totales y finales. Los desagües parciales o de excedencias, se hacen indispensables en el canal de conducción, con el fin de dar salida a las aguas sobrantes hacia los cauces naturales o bien al drenaje del sistema de riego. Los desagües totales, tienen por objeto poder descargar en un momento dado, un tramo de canal o su totalidad, tirando toda el agua a un dren o a un cauce natural. Los desagües finales, se construyen en el remate de los canales con el fin de desalojar los excedentes de agua que no vayan a ser utilizados para riego de una manera automática a un dren o a un cauce natural.

c) Lavaderos o entradas de agua.- Son estructuras que se utilizan cuando se permite que el agua proveniente de arroyos que cruzan un canal, entren a él. Se recomienda que el gasto del arroyo sea como máximo 3 m³/seg., el cual no contenga material de acarreo que afecte la sección hidráulica y sus revestimientos.

d) Pasos superiores e inferiores.- Estas estructuras no permiten que el agua se incorpore a los canales.

e) Cunetas y contracunetas.- Es necesario interceptar por medio de estas estructuras los escurrimientos de los arroyos o de las laderas que cruzan un canal que de otra manera descargarían libremente al mismo. Estas tienen como fin encauzarlos hacia algún accidente topográfico que facilita la construcción de un sifón o de un puente canal para dar paso a las aguas broncas.

Estructuras de comunicación.- Se requieren para restablecer las condiciones de vialidad que prevalecían antes de la construcción de los canales o para admitir el paso de los caminos de servicio que intercomunican el área y consisten esencialmente en:

a) Puentes.- Es una estructura en una vía de comunicación que sirve para salvar un curso de agua, una depresión del terreno u otra vía de comunicación.

b) Vados.- Se utiliza para salvar un curso de agua, con la característica de contar con un gasto pequeño de conducción.

Revestimiento de los canales

Las pérdidas de agua que pueden tenerse en una zona de riego, se pueden clasificar en inevitables y susceptibles de evitarse o disminuirse.

- A.- Pérdidas inevitables :
- 1). Evaporación.
 - 2). Infiltración en parcelas.

- B.- Pérdidas susceptibles de evitarse :
- 1) Pérdidas de conducción en canales.
 - 1.1) Fugas.
 - 1.2) Infiltración.
 - 2) Pérdidas por distribución.
 - 3) Pérdidas en las parcelas, debidas a:
 - 3.1) Distribución poco uniforme y defectuoso manejo del agua.
 - 3.2) Riego excesivo.
 - 3.3) Evaporación (evitable sólo en parte).

Los factores que determinan la selección del tipo de revestimiento, son:

- * Pérdidas por infiltración.
- * Costos anuales de conservación.
- * Velocidad media baja en el canal.
- * Estudio general del tipo de material por donde pasará el canal (Cimentación).
- * Facilidad de conseguir el material requerido para realizar el revestimiento.
- * Clima.
- * Estudiar las condiciones de trabajo probables bajo las cuales ha de trabajar el canal, considerando los factores que afecten su vida útil.
- * Ventajas y desventajas sobre otros tipos de revestimiento.

Los principales resultados del revestimiento de canales son:

- * Mejoramiento de características hidráulicas con respecto a canales de tierra.
- * Evita la ruptura de bordos y fugas de agua.
- * Estabiliza la sección del canal.
- * Permite mayores pendientes.
- * Reduce el número y tamaño de las estructuras.
- * Ahorro de agua.
- * Restauración al uso agrícola de tierras empantanadas y ensalitradas por infiltración.
- * Reduce el costo de drenaje.
- * Reduce el costo de operación y mantenimiento.

Para revestir los canales puede usarse una gran variedad de materiales cuyo costo y resultados que se obtienen varían substancialmente en cada caso. Los más usuales son: concreto, gunita, suelo-cemento, ladrillo, arcilla impermeable, lámina de asfalto, membranas asfálticas, tierra compactada, mampostería, concreto asfáltico, etc.

Desde el punto de vista geométrico de la sección del canal, pueden distinguirse cuatro tipos de conducciones:

- 1.- Canal abierto sin revestir.
- 2.- Canal abierto revestido.
- 3.- Conducto cerrado que trabaja por gravedad.
- 4.- Conducto cerrado que trabaja a presión.

3.4 SISTEMA DE DRENAJE

Son una serie de conductos abiertos o cerrados que tienen como finalidad eliminar las acumulaciones pluviales o excedentes del riego y abatir el nivel freático de suelos afectados, dando salida a las aguas lo más rápida y eficientemente posible, fuera de la zona de riego.

Dentro de los tipos generales de drenaje están el natural y el artificial. Cuando el sistema de riego tiene una extensión pequeña, normalmente basta el drenaje natural; cuando es grande, comúnmente se utiliza una red artificial o una combinación de ambas.

Clasificación de los drenes

El drenaje artificial se puede dividir en superficial y subterráneo; el primero esta formado por canales abiertos, pueden ser: drenes principales, colectores primarios, colectores secundarios y drenes parcelarios; dentro de los drenes subterráneos están los drenes por medio de tubos, drenes topo y el drenaje por bombeo. En las pequeñas zonas de riego estos sistemas se reducen a dren principal, colector primario y ocasionalmente, cuando así se requiera, drenes parcelarios. Dependiendo de diversos factores, como la forma del área, la conformación del terreno, la función que desempeñan, su localización y el área que drenan, este sistema está constituido por las siguientes clases de drenes:

* Parcelarios.

Son generalmente entubados, se localizan en los terrenos de riego y se destinan a eliminar el exceso de aguas superficiales y subterráneas dentro de la parcela, para descargarlo en los drenes secundarios, manteniendo el "balance de sales".

* Secundarios o de alivio.

Se localizan aprovechando la conformación del terreno, siguiendo las líneas de flujo del microdrenaje y conectando sumideros o áreas aisladas con los drenes colectores o los principales, a fin de eliminar las aguas excedentes, procedentes del riego, de filtraciones y de desperdicios, para mantener

abatidos los niveles freáticos. Se extienden por toda el área a fin de recibir la descarga del drenaje parcelario y pueden ser abiertos o entubados.

*** Colectores o interceptores.**

Se alojan también aprovechando la conformación del terreno, siguiendo las depresiones y los talwegs. Se destinan esencialmente a recibir las aguas que descargan los drenes secundarios para conducirlos a los drenes principales. El número de drenes, depende principalmente de la topografía y de la forma del sistema. Se localizan siguiendo los talwegs lo más recto posible y cuando existen curvas horizontales inevitables se diseñarán con radios de curvatura amplia, especialmente en los tramos donde los gastos que escurran sean de consideración.

*** Principales.**

Se localizan a lo largo de las líneas principales del drenaje natural y se destinan a desalojar del área todas las aguas excedentes, incluyendo las aportaciones de las cuencas alimentadoras, así como las que se generan en la propia área, procedentes de la lluvia, de los excedentes del riego, de filtraciones y de desperdicios.

Este orden se altera en algunos casos, cuando los drenes secundarios descargan directamente en los drenes principales.

Los beneficios del drenaje para la agricultura pueden apreciarse cuando a consecuencia de él, un terreno se convierte en potencialmente productivo; un drenaje adecuado mejora la estructura del suelo, aumenta y hace permanente su productividad.

Por ello el drenaje es el elemento más importante del saneamiento de los suelos alcalinos y salinos, saturados de agua. Los beneficios que acarrea el construir una red de drenaje eficiente son:

- * Facilita las labores de preparación de las tierras y la siembra.
- * Aumenta la duración del período de cultivo.
- * Proporciona más humedad aprovechable y elementos nutritivos para las plantas, al aumentar la profundidad de la zona radicular.
- * Facilita la ventilación del suelo y le asegura una temperatura más alta.
- * Disminuye la erosión y el agrietamiento del suelo.
- * Lava las sales, que en exceso se encuentran en el suelo.

Crterios para localizar los drenes

Los drenes principales se alojan a lo largo de los cauces principales del drenaje natural del área, haciéndoles las rectificaciones que se requieran para que la descarga de las aguas excedentes se lleve a cabo en la forma más directa.

Sin embargo no se ha podido establecer una regla fija o conjunto de reglas, que sirvan rápidamente al ingeniero para localizar cada uno de los drenes. Cada localización presenta problemas individuales que se resuelven analizando las condiciones que intervienen.

Por su parte, los drenes secundarios, se espacian de acuerdo con las necesidades de cada porción del área y adoptan cualquiera de las siguientes formas:

- a) Paralelos.
- b) Hueso de pescado.
- c) Doble principal.
- d) Mixto.

Estructuras de los drenes.- Para mantener las condiciones de vialidad que prevalecían antes de la construcción de los drenes, deben construirse estructuras de cruce, consistentes en puentes.

3.5 SISTEMA DE CAMINOS

Es un conjunto de vías necesarias para la operación y conservación del sistema de riego, así como para dar servicio a lotes y parcelas, facilitando la entrada y salida de insumos y productos agrícolas cosechados. Por lo general se construyen en las coronas de los bordos de los canales.

Sistema de caminos de servicio.- Se destina a intercomunicar la zona de riego conectándola con el sistema vial más cercano de la región, para establecer contacto entre los céntricos poblados, puntos de embarque y regiones de producción en general. Está constituido por una red de caminos que se alojan a lo largo de los canales principales y distribuidores o bien se enlazan con éstos para formar circuitos cerrados.

Clasificación de los caminos

Dependiendo de diversos factores, y su importancia dentro de la zona de riego, los caminos se clasifican como sigue:

* **Secundarios**, están constituidos por una sola faja de circulación conformada, se alojan generalmente a lo largo de la corona de los

bordos de los canales distribuidores y son alimentadores de los caminos principales.

* **Principales**, constan de dos fajas de circulación revestidas y se alojan a lo largo de la corona del bordo del canal principal o en la forma más conveniente para la vialidad de la zona. Reciben la alimentación de los caminos secundarios y enlazan con el sistema de caminos de la región.

* **De enlace**, están constituidos por una o dos fajas de circulación revestidas y se destinan a ligar los caminos secundarios o los principales, para formar circuitos.

* **De acceso a las obras**, son aquellos que comunican las obras de cabeza, como las de almacenamiento y las de derivación las cuales por lo general se encuentran fuera de la red, aunque dentro de éstas mismas obras existen algunos caminos que sirven para comunicarlas.

Como puede deducirse fácilmente estos caminos son indispensables y se deben conservar siempre en las mejores condiciones de servicio.

Estructuras de los caminos. - Consisten generalmente en puentes y excepcionalmente en vados, que se construyen en los cruces con canales, drenes, cauces de corrientes o talwegs y se destinan a integrar la comunicación.

Las ventajas derivadas por la existencia de las redes de caminos son:

- * Agilizan los trabajos de conservación y mantenimiento de los canales y sus estructuras.
- * Mayor eficiencia al efectuar la distribución de aguas de riego con máximos beneficios para los agricultores.
- * Lograr una cierta compactación de los terraplenes, disminuyendo con ello las filtraciones.
- * Facilitan la vigilancia constante de todas las partes integrantes de la red de distribución.
- * Fácil localización de los desperfectos o deterioros que sufran, tanto los canales y drenes como sus estructuras.
- * Pronta atención de las deficiencias observadas con un rápido y económico traslado de personal y equipo para realizar las reparaciones.
- * Prolongar la vida económica de la red de distribución y en consecuencia de la zona de riego.

Obras de defensa contra inundaciones.- Consisten generalmente en la rectificación y encauzamiento de las corrientes para aumentar la capacidad del cauce o en bordos marginales de contención destinados a proteger los terrenos de riego contra inundaciones.

3.6 OBRAS COMPLEMENTARIAS

Son necesarias para administrar y operar las obras básicas, dentro de la zona de riego; que a continuación se describen:

1) Edificio para la administración.

Para alojar la administración de las obras, incluyendo las diferentes actividades necesarias para desarrollar una agricultura tecnificada, se requiere un edificio adecuado a las características y a la magnitud de la zona, ubicada de ser posible en una localidad próxima, que cuente con toda clase de servicios. Bajo su control se encuentra la contaduría, agencia de compras y almacén.

2) Casas para los operadores.

Para que la zona opere eficientemente es preciso alojar al personal encargado de la operación preferentemente en el centro de gravedad de la unidad que tiene a su cargo; estas casas se construyen a lo largo de los canales principales e inmediaciones de las derivaciones de los canales laterales, los desfuegos, los cruzamientos de importancia como caminos, ferrocarriles, drenes etc, y en general en los puntos en los que por seguridad de la obra o por ser clave en la distribución se requiera de la atención y la vigilancia constantes.

3) Estaciones de aforo y meteorología.

Se refiere especialmente a las estructuras necesarias para realizar en forma más completa la hidrometría, tanto del sistema de distribución, como del drenaje en general. Pues como sabemos los registros hidrométricos proporcionan los datos que permiten conocer las alteraciones que van sufriendo las diferentes partes del sistema al indicar la posibilidad de realizar determinada reparación o adaptación en beneficio del funcionamiento óptimo de la zona de riego. No es común la construcción de estas obras sobre los canales de riego y los de drenaje, esta labor se tiene que realizar hasta que el sistema comienza a funcionar y se empiecen a sentir la necesidad de conocer los volúmenes derivados a los canales laterales, sub-laterales, regaderas y finalmente a las tierras de cultivo. Tanto el canal principal como los canales distribuidores deben proveerse de estructuras aforadoras localizadas en la forma más conveniente para medir los gastos en los puntos clave para la operación del sistema y la dotación a los usuarios, así como para registrar las pérdidas por concepto de conducción y distribución.

4) Sistema de intercomunicación.

La zona debe proveerse de una red de intercomunicación telefónica que cuente con una central en las oficinas de la administración, la cual se extienda a las casas de los operadores e incluya equipos móviles en los vehículos del personal encargado de la operación, a fin de que exista comunicación constante y segura entre todos los elementos que participan en la administración del sistema.

5) Centro electrónico de procesamiento.

La administración del sistema debe integrarse, por un centro electrónico encargado del procesamiento de la más amplia y variada información que se genera dentro de la zona de riego, como: lotificación del área, formación del padrón de usuarios, operación coordinada de las obras, distribución del agua en función de los diversos cultivos, evolución de los suelos como resultado del riego, variaciones de los niveles freáticos y de los diferentes grados de productividad, etc., según las condiciones topográficas y climatológicas, así como la textura de los suelos de cada porción de la zona.

3.7 TRABAJOS PREAGRICOLAS

Son los necesarios en función del aprovechamiento de los recursos de agua, suelo y clima para obtener una explotación agrícola productiva.

A) Desmante de tierras.

Consiste en eliminar la cubierta vegetal, comprendiendo la tala de árboles y arbustos, la roza de maleza, hierba, zacate o remanentes de las siembras y el desenraice, así como la limpia y quema de los residuos no aprovechables, tanto de las áreas que quedarán cubiertas por las obras como de las que recibirán riego, cuidando en este último caso que los suelos no sufran un deterioro innecesario, con el fin de evitar la erosión de los suelos expuestos.

B) Nivelación de tierras.

Es una actividad esencial porque permite aumentar la eficiencia en el uso del agua, el cual generalmente es un recurso escaso, al contribuir a la distribución uniforme de los riegos, reduciendo los desperdicios y evitando encharcamientos. Además de los trabajos de desmante que antes se han mencionado, la nivelación de las tierras requiere la eliminación de surcos, rastreo,

movimiento de tierras, escarificación y paso de niveladora, algunos de ellos con intensidad variable en función de la conformación del terreno.

C) Conservación de suelos.

Además de los trabajos de nivelación de las tierras y otras prácticas conservacionistas que deben realizarse en las áreas de riego propiamente dichas, se requieren otros trabajos de conservación de suelos en las áreas afectadas por las obras o en los bancos de materiales, especialmente en los cortes expuestos a la erosión.

3.8 IMPACTO AMBIENTAL

Las actividades más relevantes de nuestro proyecto, se subdividen en 3 etapas: estudios, construcción y operación de las obras hidráulicas, a las cuales se les identifican impactos benéficos y adversos.

Aunque no se cuenta con información cuantitativa suficiente para evaluar el impacto que tendrá el proyecto sobre el medio ambiente, por sus características y las del medio físico en que se desarrolla, puede inferirse que los mayores problemas de carácter ambiental estarán asociados al uso de agroquímicos y en menor escala a la desaparición de las especies de flora y fauna, pues éstas emigrarán directamente a zonas cercanas.

Como una medida de mitigación se propone indemnizar a los dueños de los cultivos del área inundada por el vaso o establecer programas para el desarrollo de estas especies con el fin de incrementar o mejorar esta actividad. Se podrá minimizar el impacto mediante el cultivo de especies acuáticas que beneficien a los lugareños.

La residencia se considera insignificante por lo relativamente pequeño del área afectada por lo que no se propone ninguna medida de mitigación, pero al levantar el campamento se propone la construcción de letrinas y fosas sépticas para los desechos, con su correspondiente desinfección de cloro y cal.

En el área del vaso, al realizarse la limpia y despalme, se verá afectada la vegetación ya que algunos árboles se derribarán, aunque deberán sembrarse otros, contrarestando los efectos de la tala, además también se tendrán otros de mejor especie y diversos. En lo que se refiere a la excavación no tiene un efecto significativo; en las 72 Ha. inundadas por el vaso se repondrán las especies vegetales que se pierdan en este proceso en otro lugar aledaño al vaso.

En cuanto a la aplicación de fertilizantes, se aplicarán los volúmenes necesarios de agua a fin de que los excedentes no fluyan

hacia ningún embalse de agua, provocando la eutroficación del mismo. Además se aplicarán los insecticidas y herbicidas autorizados por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (S.A.R.H), en las dosis necesarias.

La Comisión Nacional del Agua a través del departamento de calidad y reutilización, será la responsable de hacer el seguimiento de las medidas de mitigación, junto con el departamento correspondiente por parte de la Secretaría de Desarrollo Social, para que conjuntamente diseñen el programa de utilidades en donde se establecerán los plazos en los que se integrará el diseño final del proyecto, incluyendo las medidas de mitigación y los costos estimados para su aplicación. En las fechas acordadas, el encargado del impacto ambiental del Departamento de Calidad del Agua y Reutilización y el de la Secretaría de Desarrollo Social verificarán la versión final del diseño, enviando un reporte a las Oficinas Centrales. Dicho proyecto deberá incluir:

- a) Programa de reforestación inmediata.
- b) Identificación de los sitios para la disposición de desechos.
- c) Supervisión de contratistas para la correcta conservación de caminos.
- d) Restitución, mejora de la flora y fauna; así como la inclusión de nuevas especies.
- e) Calendario de actividades para la vigilancia en las fases de construcción y operación.

Siendo fundamental concientizar a los usuarios para que ellos mismos sean inspectores ambientales permanentes a fin de que vigilen el saneamiento de la cuenca para preservar y no dañar la flora y fauna terrestre y acuática, así como las nuevas especies existentes y la infraestructura hidráulica en su entorno.

CAPITULO IV



CAPITULO IV

INGENIERIA DEL PROYECTO

4.1 RESUMEN DE LAS OBRAS DE CABEZA

4.1.1 Presa de Almacenamiento

Cuando en un sitio en estudio se presenten ya sea una corriente natural, un río, o bien un arroyo, cualquiera de ellos pueden ser aprovechado con fines de riego, los cuales serán almacenados en un vaso de almacenamiento, al cual definimos como el valle que termina en un estrechamiento denominado boquilla, en el que se construye la cortina cerrando el vaso por su parte final, formándose así un lago artificial, con el fin de satisfacer en las épocas del año en que se requiera, las necesidades de los cultivos; siempre y cuando sea factible este almacenamiento, ya que éste es función de los requerimientos de agua de los cultivos a sembrar y de la superficie que se pretende regar. Entonces una presa de almacenamiento reúne al conjunto de obras en la boquilla, la cual cuenta con estructuras, como lo son:

* Obra de toma, permite extraer las aguas del almacenamiento en función de los gastos demandados, en éste caso por los cultivos, cuando se requieran.

* Obra de excedencias, desaloja las aguas excedentes del vaso controladamente, con el propósito de no perjudicar a la presa misma, terrenos o propiedades ubicados aguas abajo de ella.

* Obra de desvío, la construcción de esta estructura es temporal, ya que tiene la función de desviar las aguas del río, arroyo, etc., para facilitar en la zona de trabajos, la construcción de la cortina de la presa de almacenamiento.

La presa de almacenamiento en este proyecto, ha sido diseñada para una capacidad total de 4'500,000 m³, la cual fue seleccionada conforme al estudio hidrológico realizando la respectiva simulación del funcionamiento de vaso, en el cual fueron consideradas diferentes capacidades que finalmente determinaron que dicha capacidad era la más satisfactoria para cubrir las necesidades de la superficie que se pretende incorporar bajo riego; de los cuales 550,000 m³ corresponden a azolves calculados conforme tres criterios ya descritos en el capítulo II, por lo que esto se traduce en una capacidad útil de 3'950,000 m³, la cual beneficia un área de riego de 733.00 Ha. considerando una eficiencia global del 60 % o entubando la red de canales, pues si se considera la eficiencia global del 48 % con canales a cielo abierto revestidos de concreto,

la superficie bajo riego comprendería 610.00 Ha. También se determinaron las elevaciones correspondientes a la corona, nivel de aguas máximas extraordinarias, nivel de aguas mínimo ordinario y de azolves conforme a la curva elevaciones-áreas-capacidades, resultando ser de 1,788.80 m.s.n.m, 1,786.78 m.s.n.m, 1,783.20 m.s.n.m, y 1,769.50 m.s.n.m respectivamente.

La cortina de esta presa tiene una altura máxima a partir del cauce de 27.50 m. y a partir del desplante de 37.50 m., su longitud es de 312.0 m y su corona mide 10.0 m de ancho. De acuerdo a la disponibilidad de los materiales, los estudios geológicos y topográficos se propone construirla de materiales graduados. Los bancos de materiales que se utilizarán en la presa son los siguientes:

* Banco de material impermeable.- Se pretende explotar el denominado "El Carnero", localizado en la cola del vaso, en la margen izquierda del arroyo del mismo nombre. Consta de una extensión aproximada de 6 Ha. aproximadamente; por el cauce del arroyo pueden verse frentes de 3 m. de espesor de material utilizable que se observa homogéneo, altamente plástico, carente de grava y arena.

* Banco de grava-arena.- Consta de materiales formados por acarrees depositados en el cauce de la barranca "Fresnillos", también conocida como "Barranca Honda"; este banco se localiza dentro de los terrenos comunales del poblado San José de Gracia. Superficialmente se observa que está constituido por material bien graduado, que son arena, grava y boleos.

* Bancos de roca.- Se tienen localizados 2 bancos de roca, uno en el cerro "El Tepetate", localizado en la margen derecha del río "Carnero", aguas abajo del eje de la cortina, entre las cañadas "Dominguitos" y el "Tepetate"; constituido por roca arenisca bien cementada. El otro banco lo forma el cerro llamado "Cerro Grande"; localizado al sureste del poblado de Huejónapan; constituido por roca caliza, observado superficialmente de buena calidad.

De acuerdo al tipo y calidad de los materiales que se requieren para la obra, los bancos muestreados presentan buena calidad en sus materiales y volúmenes suficientes.

Por lo que, la presa se halla constituida por un núcleo de 4.0 m. de ancho en la corona, integrado por material impermeable compactado (arcilla), que se desplantará sobre la areniscas y lutitas, formando taludes 0.45:1 en ambos paramentos. Posteriormente se colocaron sendos cuerpos de transición, constituidos por filtros de arena seleccionadas, de 3.0 m de espesor, cuyos taludes son 0.45:1; continuando encontramos material de rezaga con taludes 1:1. Los respaldos de la cortina, tanto de

aguas arriba como aguas abajo, están constituidos por grava, arena y rezaga, producto de excavaciones, formando taludes 2:1. Por el lado mojado se colocó, un material impermeable (arcilla) de 1.0 m. de espesor y altura de 3.30 m; en el talud de aguas abajo, tal protección tiene un espesor de 1.0 m, con una altura de 0.90 m.

El vertedor de la presa se alojó en el cuerpo de la cortina, principalmente por tener dificultades su localización; cuya sección tiene una base de 6 m., taludes 1.5:1 y 1:1 con una pendiente de 0.01, tiene la forma de "U", cuyo fondo y taludes serán protegidos con una chapa de enrocamiento. Fue diseñado para desalojar un gasto de 140 m³/seg., el cual corresponde a un período de retorno de 20 años.

La obra de control de excedencias se ubica en la margen derecha, es del tipo canal lateral, la longitud de cresta mide 50.0 m., la carga sobre la cresta vertedora es de 4.14 m., para regularizar un gasto de 998.75 m³/seg., considerando un período de retorno de 10,000 años. El plano general de la presa de almacenamiento (Plano No. 1) se puede consultar en el anexo correspondiente.

Dentro de los bienes a afectar con el proyecto, se tiene un área inundada por el vaso correspondiente a 72.00 Ha., donde el régimen de tenencia es el siguiente:

TIPO DE PROPIEDAD	AFECCION (Ha.)	USO	SUPERFICIE NETA (Ha.)
PEQUEÑA PROPIEDAD			
Huejonapan	10.00	Riego de auxilio	10.00
	7.72	Temporal	7.72
	36.04	Cerril	36.04
Suma	53.76		53.76
Huejoyuca	0.40	Temporal	0.40
Suma	0.40		0.40

TIPO DE PROPIEDAD	AFECCION (Ha.)	USO	SUPERFICIE NETA (Ha.)
EJIDO			
Huejoyuca	3.50	Riego de auxilio	3.50
	9.20	Temporal	9.20
	5.14	Cerril	5.14
Suma	17.84		17.84
TOTALES	72.00		72.00

Además de esta superficie afectada, también se encuentran 2 caminos vecinales: uno de 400 m. y otro de 200 m., los cuales se utilizan para llegar a los terrenos de cultivo que se tienen al otro lado del río Carnero. Así mismo 80 m. de cercos de piedra y 70 m. de cercos de alambre de púas de 3 hilos.

Como la finalidad de resolver el problema de afectaciones, se han realizado asambleas, en donde ambos núcleos de población manifiestan su aceptación, siempre y cuando sean indemnizados de alguna forma. En cuanto a los caminos que están dentro del área inundada y que son utilizados como acceso hacia sus terrenos de labor, el problema se resuelve al hacer arreglos al camino Huejoyuca-Mariscalá en un tramo no mayor a 200 m.; los afectados expresaron también su deseo de que se convoque a una asamblea, con objeto de establecer convenios que permitan evitar problemas futuros.

4.1.2 Planta de bombeo.

Las plantas de bombeo son necesarias en proyectos en donde los terrenos cultivables por regar, se encuentren a una altura superior del nivel de la captación. Las partes que integran una planta de bombeo, son:

- * Captación u obra de toma.
- * Obra de succión o cárcamo.
- * Equipo de bombeo.
- * Descarga.
- * Caseta de controles.
- * Subestación eléctrica.
- * Almacenamiento de combustible.
- * Casa habitación del operador.

La captación se refiere al lugar donde es susceptible almacenar un escurrimiento o bien aprovechar dicho escurrimiento sin necesidad de almacenarlo, siempre y cuando éste, en todo el año conduzca un gasto susceptible de ser distribuido. Con esta obra se conduce el agua hacia un cárcamo en donde es bombeada al lugar donde será utilizada para el fin que convenga. Las partes que integran una toma directa, la cual es muy común utilizar para bombear directamente las aguas de un río, son: canal de acceso, rejillas, controles y conducto.

El cárcamo tiene como función elevar el gasto descargado por el conducto de la toma, por medio de bombas, y al cual definimos como un depósito vertical enterrado cuyas dimensiones se sujetan de acuerdo al equipo a utilizar, ubicándolo en un lugar estable.

El equipo de bombeo está constituido por bombas y motores, los cuales son seleccionados en base al gasto de máxima demanda requerido. Generalmente en proyectos donde escasean las lluvias y los niveles de almacenamiento son variables, se utilizan bombas tipo vertical que se componen de las siguientes partes: tubo de succión, cono de succión, cuerpo de tazones, cono de descarga, tubería de columna, flecha, tubo cubreflecha, cabezal de descarga y tubo de descarga. Para seleccionar cada uno de ellos se consultan gráficas y tablas proporcionadas por los fabricantes.

La descarga contempla la construcción de un tanque de descarga con su respectiva tubería de descarga, planeándose para que domine la mayor superficie de riego, en tanto la tubería es proyectada para conducir el gasto extraído por la planta de bombeo.

En cuanto a la caseta de controles, es la parte en donde se colocan los controles eléctricos que operan las bombas, aconsejando la cercanía de la subestación eléctrica. La subestación eléctrica es utilizada para proporcionar el voltaje adecuado, al equipo de bombeo, regida por la potencia del motor.

El almacenamiento de combustible es preciso cuando se cuenta con motores de combustión, por lo que se refiere a la casa habitación para el operador, esta se construye con el fin de que se vigile la correcta operación y eficiencia de la planta de bombeo.

En nuestro proyecto los parámetros básicos que rigen el diseño de la planta de bombeo son el gasto y la carga que se manejarán; el primero es función del régimen de demandas propio de los cultivos propuestos en el estudio hidrológico y agrológico; la segunda es definida por las características operativas de la red. Los pasos a seguir son los siguientes:

1) Cálculo del gasto máximo de bombeo.- El caudal se deriva de las bases que rigen el dimensionamiento de la red de distribución; en consecuencia el gasto corresponde al mes de máxima demanda en

m³/Ha., obtenido en el estudio hidrológico, éste se multiplica por el número de hectáreas a beneficiar con riego, siendo éste último resultado el volumen a satisfacer, por lo que dividido entre el tiempo máximo de bombeo, se obtiene el gasto máximo de bombeo.

2) Obtención del número de bombas.- Con el gasto obtenido en el paso anterior, éste se divide entre el número de unidades, las cuales serán propuestas, con lo cual obtenemos un gasto unitario. Para determinar el número conveniente de bombas se toma en cuenta: que se deberán utilizar al máximo cada una de ellas, evitando que el equipo permanezca ocioso y recomendando contar con unidades iguales por las ventajas que representan en cuanto a operación, conservación y mantenimiento.

3) Para seleccionar la bomba tipo, se deben conocer los siguientes parámetros:

* Carga de diseño, integrada por:

a) Desnivel estático, obtenida mediante la diferencia entre el nivel mínimo de operación del cárcamo y el nivel al que se va a suministrar el agua.

b) Pérdida por fricción en la conducción, principalmente por el tipo de material que se utiliza, en la conducción.

c) Pérdidas en columna, cabezal y piezas especiales, como se desconocen las dimensiones del diámetro de la columna de succión, tamaño del cabezal, diámetro de la flecha, etc., se proponen de acuerdo al gasto que se conducirá, aunque posteriormente una vez escogida la bomba, se afinará el cálculo considerando las características propias del modelo y con ello ratificar la elección.

En la elección del tipo de bomba, de acuerdo a los datos que se obtuvieron, se puede consultar la gráfica como la del Manual de Comisión Federal de Electricidad en donde conocido el gasto en l.p.s y la carga dinámica (carga de diseño) en metros, nos definirán el tipo de bomba recomendable; para la selección del modelo se utilizan las denominadas curvas características, las cuales presentan los parámetros del funcionamiento de las bombas como son: Gasto(Q), Potencia(Pot), Carga dinámica(H), y Eficiencia(n), los cuales establecen los fabricantes, en manuales. Generalmente se utilizan estas gráficas conociendo la carga dinámica total, transformada a pies, el gasto a galones por minuto, la velocidad encontrada se obtendrá en revoluciones por minuto, la eficiencia en porcentaje y si no se consigue un buen resultado, se propone un equipo con más números de pasos, por lo que la carga dinámica disminuye dividiéndola entre el número de pasos. La potencia del motor estará dada por la siguiente ecuación:

$$Hp = (Qb \cdot Ht) / (76 \cdot n) \quad \text{donde:}$$

Hp= Potencia requerida en H.P.

Qb= Gasto de bombeo en L.P.S.

Ht= Carga dinámica total en m.

n= Eficiencia del equipo en %.

El tamaño del cabezal, estará dado por el armazón del motor, en función de la potencia y velocidad de éste último. La válvula aliviadora de presión, se instalará en la línea de retorno con el objeto de evitar el golpe de ariete y se selecciona en base a el gasto y las pérdidas por fricción. La válvula expulsora de aire, como su nombre lo dice tiene por objeto eliminar el aire en la tubería de descarga, que pueden llegar en un momento dado a producir el golpe de ariete y su selección está determinada por el gasto y el diámetro de la tubería.

Ahora bien la planta de bombeo del proyecto estará ubicada en la zona de embalse de la presa, sobre la margen derecha a 140 m. del eje de la cortina, consta de 4 bombas verticales tipo turbina con capacidad cada una de 181 lts/seg, cuya eficiencia es del 80 % con 3 pasos como máximo, la columna de succión es de 30.48 cm. de diámetro (12"), con flecha de 4.92 cm. de diámetro (1 15/16") y longitud aproximada de 16.00 m. sin incluir el cuerpo de tazones, es lubricada por aceite, cuyo motor eléctrico vertical es del tipo intemperie con flecha hueca de 250 H.P a 1760 R.P.M. y cuyo codo cabezal de descarga sobre la superficie mide 12"X12"X24 1/2". Donde el gasto total bombeado es de 724 lts/seg con un tiempo máximo de bombeo de 12 horas, considerando el bombeo durante 25 días por mes. El tipo de válvulas empleadas son del tipo: expulsoras de aire, check y de mariposa.

La elevación del nivel del agua en la succión es la cota 1771.40 m.s.n.m. y el nivel en la descarga es la elevación 1834.00 m.s.n.m., por lo que la carga estática es de 62.60 m., con una pérdida de energía de 8.20 m., obteniendo así una carga dinámica de 70.80 m. y una carga neta de succión positiva disponible de 8.70 m. Consta además de una subestación eléctrica de 1000 KVA. con sus respectivos accesorios; el canal de llamada es de sección rectangular y la línea de conducción es de tubería mixta de 600 m. de acero y 1220 m. de asbesto-cemento, con un diámetro de 30". El plano planta de bombeo (Plano No.2) se puede consultar en el anexo correspondiente.

4.2 ANALISIS DE ALTERNATIVAS

El análisis realizado en la selección entre la construcción de canales a cielo abierto revestidos de concreto y el entubamiento de la red de distribución, se hizo con base a las ventajas que presenta el entubamiento con respecto al revestimiento de canales, considerando tres criterios.

El primero se fundamenta en la diferencia de eficiencias globales de riego que se alcanzan para canales entubados con respecto a los revestidos; el segundo criterio considera la superficie dominada con tubería respecto a la total dominada con canales revestidos y el tercero involucra las ventajas con respecto a su utilización.

Para determinar los beneficios entre las opciones de canales revestidos y entubados, se analizan las eficiencias globales para ambos casos; la eficiencia global considerando canales a cielo abierto revestidos de concreto, se obtiene mediante la siguiente expresión: $Eg = Ec \cdot Ed \cdot Ea$ donde:

Eg = Eficiencia global
 Ec = Eficiencia de conducción = 0.85
 Ed = Eficiencia de distribución = 0.800
 Ea = Eficiencia de aplicación = 0.70
 Sustituyendo valores, obtenemos:
 $Eg = 0.85 \cdot 0.800 \cdot 0.70 = 0.48 = 48 \%$

Considerando el entubamiento de la red de distribución, tenemos: $Eg = Ec \cdot Ed \cdot Ea$ donde:
 Eg = Eficiencia global
 Ec = Eficiencia de conducción = 0.95
 Ed = Eficiencia de distribución = 0.90
 Ea = Eficiencia de aplicación = 0.70
 Sustituyendo valores, obtenemos:
 $Eg = 0.95 \cdot 0.90 \cdot 0.70 = 0.60 = 60 \%$

Lo que se traduce en una mayor eficiencia utilizando tubería en la conducción y por lo tanto se verá reflejado en una mayor superficie de riego. Pero antes de pasar al segundo criterio, para darnos una idea de los valores que se emplean en el cálculo de las eficiencias en sistemas de riego, se presentan a continuación los siguientes cuadros:

MANEJANDO CONDUCCIONES A CIELO ABIERTO Y ENTUBADAS

SISTEMA DE RIEGO	EFICIENCIAS (EN %)			INCREMENTO PROMEDIO DE LA EFICIENCIA TOTAL (%)
	CONDUCCION	APLICACION	TOTAL	
RIEGO POR GRAVEDAD	45-70	40-70	18-49	-----

SISTEMA DE RIEGO	EFICIENCIAS (EN %)			INCREMENTO PROMEDIO DE LA EFICIENCIA TOTAL (%)
	CONDUCCION	APLICACION	TOTAL	
ENTUBADO	90-95	40-70	36-66	50
ENTUBADO CON COMPUERTAS	90-95	45-72	40-68	55
ENTUBADO CON COMPUERTAS Y VALVULA DE DESCARGAS INTERMITENTES	90-95	55-85	50-80	64

SISTEMAS DE RIEGO A ALTA PRESION

SISTEMA DE RIEGO	EFICIENCIAS EN (%)			INCREMENTO PROMEDIO DE LA EFICIENCIA TOTAL (%)
	CONDUCCION	APLICACION	TOTAL	
POR ASPERSION				
A) SIMPLE	90-95	60-85	53-80	90
B) MECANIZADA				
1.- LATERAL SOBRE RUEDAS	90-95	67-86	60-82	95
2.- CAÑON VIAJERO	90-95	61-75	55-75	85
3.-AVANCE FRONTAL	90-95	83-95	75-90	100
4.-PIVOTE CENTRAL	90-95	88-95	80-90	110
MICRORIEGO				
1.- GOTEQ	93-98	70-97	65-95	130
2.-MICRO-ASPERSION	90-98	65-95	60-93	120

Con el segundo criterio evaluamos la superficie dominada al revestir o entubar los canales, con la eficiencia del 60 % obtenida para canales entubados se riegan 733 Ha. y el área que se irrigaría

con la opción de canales revestidos sería 610 Ha. Como se puede observar, con el entubamiento considerado se tendría un incremento de 123 Ha., lo cual repercute en un incremento de utilidades en la producción.

El tercer criterio y más importante para nuestro análisis y para este trabajo, es considerar las ventajas en la utilización de estos sistemas, siendo estas las siguientes:

1) Ahorro de agua.- La razón principal para usar un sistema de distribución por tubería es el ahorro del agua, ya que en un canal en tierra las pérdidas ocurren por filtración, evaporación, roturas de bordos y en ocasiones por robos de agua, sin embargo si el canal es revestido de concreto, las pérdidas por filtración disminuirán considerablemente, siendo semejantes a las de la tubería; aunque 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 las pérdidas totales son indudablemente pequeñas, probablemente no mayores del 2 % al 3 % del gasto total sin tomar en consideración el tamaño del tubo.

2) Aumento de la superficie cultivable.- Una vez el sistema de tubería instalado, la superficie disponible para el cultivo se incrementa, pues se requerirá menor derecho de vía que para un canal a cielo abierto, ganándose por este concepto alrededor de un 4 % de incremento en la superficie total. Por otro lado la disminución del coeficiente unitario de riego, también se traduce en aumento de la superficie cultivable; en promedio se cuantifica en 55 % el volumen que llega a las parcelas, en 33 % el de pérdidas por conducción y en un 12% el de desperdicios. Por estas razones para disminuir el coeficiente unitario de riego, es necesario hacer que las pérdidas y desperdicios se abatan a un mínimo con un costo razonable, implicando con esto un incremento de la superficie de riego.

3) Seguridad.- Este factor, está teniendo últimamente la importancia debida, pues una gran cantidad de terrenos alrededor de rancherías, poblados y ciudades, es comunmente para usos urbanos cuando aumenta la población, y mucha de esta área ha sido irrigada, por lo que los canales a cielo abierto constituyen un peligro constante para los habitantes, especialmente niños.

4) Empleo de tubería de PVC Duralon-Ribloc.- La cual consiste en una cinta enrollada helicoidalmente y unida con pegamento, reforzada por el lado externo para mayor soporte de cargas muertas. Esta cinta se enrolla con una máquina especial en la que se selecciona el diámetro deseado (no necesariamente estándar). Se utiliza generalmente en aplicaciones de baja presión y gravedad, pero debido a los diferentes comportamientos obtenidos de las combinaciones de las relaciones diámetro y gama de perfiles, se necesita una evaluación técnica apropiada para asegurar que la tubería sea instalada correctamente y cubra los criterios de operación; soporta presiones de trabajo de hasta una atmósfera (1

kg/cm²) como aceptables, aunque se deben hacer consideraciones como son: carga estática, carga dinámica y vacío, en conjunto con técnicas de instalación, tales como las condiciones de relleno. Maneja gastos entre 0.02 a 4 m³/seg y velocidades de 0.60 a 2.0 metros por segundo; particularmente tiene las siguientes ventajas:

- Ahorro considerable en flete, debido a que se transporta la cinta enrollada y no el tubo, el cual tiene demasiado volumen vacío que se desperdicia en el transporte.

- Facilidad de maniobras e instalación, el bajo volumen de PVC empleado en la construcción de los tubos, incluso en diámetros grandes, hace que los tubos tengan peso muy inferior al de la tubería normal de PVC hidráulico.

- Uso de cualquier tipo de diámetro desde 0.20 m hasta 2.0 m, lo cual es factible mediante la graduación de la máquina para el diámetro deseado. Esto ofrece la ventaja de usar el diámetro necesario y no diámetros estándar que encarecen los proyectos de manera considerable.

- Creación de las piezas especiales usando la misma cinta, con la cinta se hacen los codos, reducciones, tees y otras piezas en campo.

- Ahorro de energía, debido a su bajo costo se pueden considerar diámetros mayores de tubo, lo que trae obviamente ahorros significativos en el bombeo.

- Resistencia, es manufacturado con cloruro de polivinilo rígido (uPVC) resistente a ácidos y bases, lo que le da mayor durabilidad a las instalaciones, alta resistencia a la abrasión, óptimo comportamiento en todo tipo de suelos y mejor capacidad de asentamiento en terrenos poco estables.

- Tiene además las siguientes aplicaciones:

- a.- Recubrimiento de canales.- para sustituir canales en tierra o de concreto, eliminando prácticas de conservación.

- b.- Riego por inundación y vertederos.- Los diámetros pueden hacerse del tamaño exacto y para instalaciones de válvulas.

- c.- Drenaje de tierra.- Las aberturas especiales y las paredes lisas lo hacen ideal para drenaje enterrado.

- d.- Recuperación de tierras.- donde se requiere recuperar suelos o remover sales.

- e.- Tanques y aljibes.- simplemente póngalo en una base de concreto, preferentemente bajo el suelo.

Por ello concluimos en base al análisis realizado, de acuerdo a los 3 criterios ya descritos, que el entubamiento resulta ser la mejor opción, aunque económicamente esta opción resulte ser más cara.

4.3 ZONA DE RIEGO

En el desarrollo de proyectos hidroagrícolas tiene importancia básica la información detallada de las características de las áreas por beneficiar, que servirán de base para realizarlos eficientemente y evitar problemas subsecuentes en la construcción y operación, lo anterior se logra mediante un proceso de planeación que mientras más detallado sea, los proyectos resultantes serán de mejor calidad con las características esenciales de funcionalidad y economía.

Para planear adecuadamente un sistema de riego debe seguirse un ordenamiento lógico, de tal manera que los elementos que se diseñen y que más tarde se construyan y operen formen un conjunto que funcione de la mejor manera posible. Para conseguir una planeación eficaz es esencial señalar claramente los objetivos, y posteriormente seleccionar los criterios, recopilar información, examinar soluciones y por último, elegir el mejor plan.

Un sistema de riego estará bien diseñado cuando éste garantice que la cantidad de agua requerida por la demanda será entregada a todas las partes del área por regar, con la rapidez necesaria, sin perjudicar al suelo y evitando un excesivo desperdicio de agua y fácil de operar sin interferir con otras actividades agrícolas. Para poder planear un sistema de riego de esta naturaleza se deben conocer los factores que afectan al diseño en la superficie que va a regarse, estudiándose los factores que a continuación se citan:

- a) Estudios topográficos
- b) Estudios geológicos
- c) Estudios climatológicos
- d) Estudios agrológicos
- e) Estudios Hidrológicos
- f) Estudios catastrales y de uso del suelo
- g) Coeficiente Unitario de Riego
- h) Coeficiente de drenaje
- i) Estudios que se requieren para el diseño hidráulico de las tuberías trabajando a baja presión

a) Estudios topográficos.- Tienen por objeto formar un plano topográfico a una escala adecuada, para proyectar los sistemas de distribución, drenaje y caminos que posteriormente formarán parte de la zona de riego. La topografía es factor de gran importancia como ya se mencionó en el capítulo II para: mostrar la posibilidad del riego, elegir el método de riego, estimar el número y clase de estructuras que se necesitan para el control del agua y determinar la necesidad de nivelación del terreno. Las características topográficas más importantes que deben conocerse para planear adecuadamente un sistema de riego, son: la altura relativa de la fuente de abastecimiento, la superficie del terreno entre la toma de agua y el área por regar, las diferentes porciones del área a la que se pretende dar riego y las condiciones de drenaje natural.

b) Estudios geológicos.- Nos muestran la estratigrafía, estructuración, fallas geológicas, grados de intemperismo y metamorfismo, con los cuales se realiza la localización de las obras de cabeza, canal principal, estructuras, bancos de materiales y tipo de maquinaria para la construcción de las obras, con la finalidad de determinar sección, estabilidad de los taludes en los canales y las condiciones de cimentación y espesor de muros y losas en las estructuras.

c) Estudios climatológicos.- Se requieren con la finalidad de elaborar un plan de cultivos para apoyar la subdivisión de la superficie regable y la primera tentativa de localización de la red de distribución, se analiza: temperatura, precipitación, viento, luminosidad, calor aprovechable, etc., adicionados estos a las características de suelo, cultivos y agua de riego se obtiene el uso consuntivo y posteriormente los coeficientes unitarios de riego para la zona en estudio, calculándose la capacidad de la fuente de abastecimiento y así, el área bruta posible susceptible de riego.

d) Estudios agrológicos.- Dichos estudios permiten determinar aspectos importantes dentro de los cuales se señalan los siguientes: clasificación de suelos en series, tipos y fases, clasificación de suelos para uso agrícola bajo riego, programas de cultivos, necesidades de nivelación de tierras, calidad del agua de riego, métodos de riego para los diferentes tipos de suelo, láminas de riego para cada tipo de suelo, necesidades globales de agua para cada cultivo, bases para el trazo de la red de distribución, medidas para evitar la salinización de los suelos, necesidades de drenaje agrícola, capacidad de uso de los suelos, medidas para controlar la erosión y manejo que debe darse a los suelos.

e) Estudios hidrológicos.- Nos proporcionaron los datos del régimen de la corriente (épocas de estiaje y avenidas), frecuencia y duración de las avenidas, poder de arrastre de las corrientes (azolves), extensión de la cuenca y sus características, forma del

cauce, volúmenes proporcionados de aguas subterráneas, etc.; que nos ayudan a determinar la potencialidad de las fuentes de abastecimiento, el dimensionamiento de las obras de cabeza y el coeficiente unitario de drenaje.

f) Estudios catastrales y de uso del suelo.- Para proyectos de zonas de riego se requiere contar con la información del régimen de tenencia de la tierra, que deberá aparecer en el plano topográfico que sirva de base para la planeación general de la zona de riego, en el que se diferenciará los siguientes tipos de tenencia: ejidal, comunal y pequeña propiedad, además de investigar su situación legal, tamaños del lote y de las parcelas, características sociales y problemas presentes y futuros por lo que a tenencia respecta, todo con la finalidad de diseñar adecuadamente el sistema de riego y detectar posibilidades de una explotación colectiva para un aprovechamiento integral de los recursos disponibles. Además se investiga el uso actual de la tierra con la finalidad de detectar las prácticas culturales acostumbradas y si estas son inadecuadas promover su modificación con la visión de incrementar la eficiencia del futuro riego.

g) Coeficiente unitario de riego.- Se llama coeficiente unitario de riego a la cantidad de agua que sale de la presa de almacenamiento o de derivación para regar un área de un metro cuadrado, integrado 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, tomas y otras estructuras. La determinación de las demandas de riego del proyecto, se efectuó en función del patrón de cultivos que supone cosechar 733 Ha, y cuyas demandas mensuales fueron estimadas con arreglo al criterio de Blaney-Criddle, ya mencionado en el capítulo II; tales requerimientos condujeron a determinar una lámina neta anual de riego de 0.79 m. Por cuánto se refiere a la lámina bruta correspondiente, se estimó tomando en cuenta el entubamiento de los canales con una eficiencia global del sistema de 60%, lo que permitió evaluarla en 1.32 m.

Por lo que concierne a la distribución mensual de la demanda se advierte que los mayores requerimientos corresponden al mes de julio, cabe añadir que la viabilidad hidrológica de instaurar el patrón de cultivos propuesto fué revisada mediante los análisis correspondientes, los cuales concluyeron que el sistema hidráulico propuesto podría satisfacer apropiadamente los requerimientos de agua del patrón adoptado. Por otra parte, este patrón de cultivos previsto constituyó la base para determinar los coeficientes unitarios de riego empleados en el diseño de los sistemas de conducción y distribución del agua.

Esta determinación se realiza en base al mes de máxima demanda, por lo que los cultivos de este mes, con sus áreas y volúmenes correspondientes se ordenan en función de los cultivos que tengan de mayor a menor uso consuntivo diario. Dividiendo el

volumen acumulado correspondiente al mes crítico, entre el área acumulada y el tiempo en segundos del mes, suponiendo meses de 30 días, se obtiene el coeficiente unitario de riego (C.U.R en lt/seg/Ha), este se divide por la eficiencia global considerando entubamiento de los canales. La gráfica N° 4.3 muestra los coeficientes de riego para diferentes magnitudes del área.

h) Coeficiente unitario de drenaje.- Es la cantidad de agua que se ha de eliminar mediante drenes en una superficie dada, en un intervalo de tiempo especificado, la cual puede depender de factores tales como: permeabilidad del suelo, posición del nivel de la capa freática durante ese período, profundidad y esparcimiento de los drenes. Para llevar a cabo la determinación de dicho coeficiente es necesario para el diseño del propio sistema de avenamiento, la determinación de los caudales que entran a la zona beneficiable, y los que aportan las pequeñas corrientes que se originan fuera de la misma para con ello cuantificar los posibles daños provocados por inundaciones.

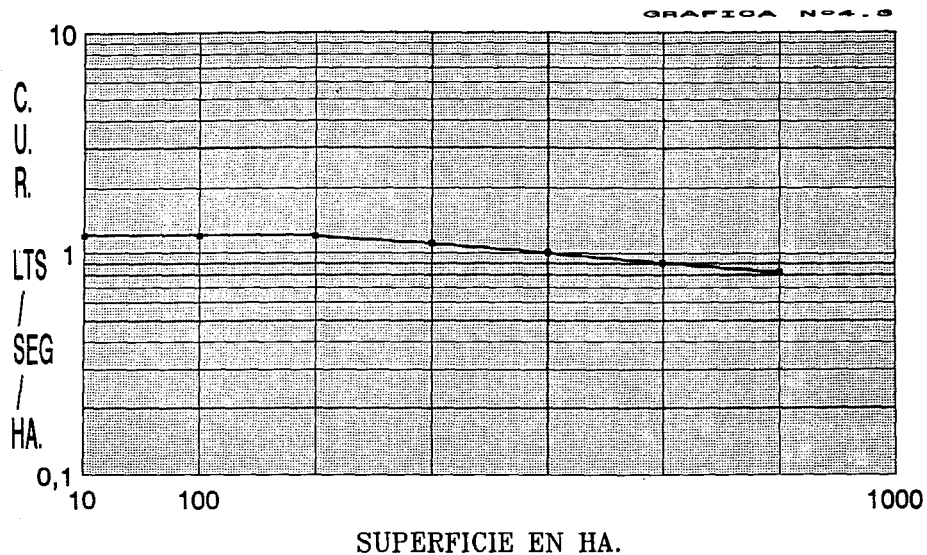
Por lo que para el dimensionamiento de los drenes destinados a desalojar los excedentes de lluvias y drenar los suelos que se regarán en la zona beneficiable, hubo que recopilar la información pluviométrica registrada en la estación de Huejotzapan para calcular la precipitación máxima probable (P.M.P) en 48 horas con períodos de retorno de 2, 5 y 10 años. Así, se ajustó dicha precipitación a las funciones de distribución de probabilidad Gumbel Simple, Nash, Normal, Log-Normal, Pearson tipo III, Log-Pearson tipo III y Gama, escogiendo la distribución Nash ya que es la que mejor se ajusta a las precipitaciones registradas, resultando para los citados períodos de retorno una P.M.P de 133.54, 175.44 y 203.18 mm.

Adicionalmente, y tomando en cuenta las recomendaciones agronómicas relacionadas con los daños que pueden causar a los cultivos la persistencia de inundaciones, se estimó conveniente diseñar el drenaje con la capacidad suficiente para desalojar los excedentes de lluvia de la zona de proyecto, considerando tiempos de desagüe de 24, 48 y 72 horas. A la vez, para elegir cuál de las tormentas estudiadas debía utilizarse para el diseño del drenaje se realizó un análisis comparativo, de carácter preliminar, entre los daños que provocarían esas lluvias y el costo resultante de las obras de drenaje necesarias para desalojar cada una de dichas tormentas, de este análisis se concluyó la conveniencia de dimensionar el drenaje pluvial con una tormenta de 5 años de recurrencia y un tiempo de desagüe de 24 horas.

Con tales elementos, se procedió a determinar los coeficientes unitarios de drenaje, aplicando el criterio del Servicio de Conservación de Suelos del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos, cuya fórmula básica utilizada es: $q = (C \cdot A^{(5/6)}) / A$ donde:

PROYECTO: HUEJONAPAN

COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO



—•— CUR

q=coeficiente unitario de drenaje en lts/seg/Ha.

$C=4.573+(1.620*he*FTD)$

he=precipitación en exceso (cm).

$he=(PMP-0.2*S)^2/(PMP+0.8*S)$

PMP=precipitación máxima probable en un periodo de retorno dado, en cm.

S=infiltración potencial.

$S=(2540/N)-25.4$

N=número de escurrimiento en condición húmeda.

FTD=factor del tiempo de desagüe.

$FTD=24/Td$

Td=tiempo de desagüe en 24, 48, 72, 96 ó 120 horas.

A=superficie por drenar, en Ha, considerando un rango de aplicación entre 1,000 y 30,000 Ha.

La cual determinó un rango de valores del coeficiente unitario de drenaje, ilustrados en la gráfica No. 4.3.1.

h) Estudios que se requieren para el diseño hidráulico de las tuberías trabajando a baja presión, los cuales son:

* Carga hidrostática.- Generalmente, para permitir el uso de tubería de baja presión, la carga hidrostática se limita a 10.00 metros, logrando con ello que las estructuras sean accesibles y de costo razonable, reflejándose en el uso liberal de compuertas y estructuras de control para minimizar la carga de operación.

* Coeficiente de rugosidad.- Los estudios realizados por el fabricante para determinar el coeficiente de rugosidad de la tubería Duralón-Ribloc, recomiendan utilizar $n=0.009$ en la ecuación de Manning.

* Velocidades.- En general es conveniente tener una pendiente no mayor al 10 %, pues las velocidades resultantes con pendientes fuertes pueden ser muy altas y causar erosión en la tubería si el agua transporta suficiente cantidad de material abrasivo. Se recomienda por el fabricante manejar velocidades mínimas de 0.60 m/seg para evitar la sedimentación y velocidades máximas hasta de 2.0 m/seg para evitar erosión.

* Variación de presión.- Los golpes de ariete, ondas y otras variaciones de presión son especialmente problemáticas ocasionando daño a la tubería, incrementos y decrementos de presión deben ser cuidadosamente vigilados, las presiones negativas no serán permitidas; un diseño apropiado de las estructuras, con sus compuertas y tubos de ventilación en los sitios apropiados, elimina virtualmente todos los posibles daños causados por las variaciones de presión.

* Colchón de tierra.- El espesor de la cubierta de tierra apropiado para la tubería se recomienda como mínimo de 65 cm., para uso normal como cruces de caminos no sujetos a cargas pesadas y altas

q=coeficiente unitario de drenaje en lts/seg/Ha.
C=4.573+(1.620*he*FTD)
he=precipitación en exceso (cm).
he=(PMP-0.2*S)^2/(PMP+0.8*S)
PMP=precipitación máxima probable en un período de retorno dado, en cm.
S=infiltración potencial.
S=(2540/N)-25.4
N=número de escurrimiento en condición húmeda.
FTD=factor del tiempo de desagüe.
FTD=24/Td
Td=tiempo de desagüe en 24, 48, 72, 96 ó 120 horas.
A=superficie por drenar, en Ha, considerando un rango de aplicación entre 1,000 y 30,000 Ha.

La cual determinó un rango de valores del coeficiente unitario de drenaje, ilustrados en la gráfica No. 4.3.1.

h) Estudios que se requieren para el diseño hidráulico de las tuberías trabajando a baja presión, los cuales son:

- * Carga hidrostática.- Generalmente, para permitir el uso de tubería de baja presión, la carga hidrostática se limita a 10.00 metros, logrando con ello que las estructuras sean accesibles y de costo razonable, reflejándose en el uso liberal de compuertas y estructuras de control para minimizar la carga de operación.

- * Coeficiente de rugosidad.- Los estudios realizados por el fabricante para determinar el coeficiente de rugosidad de la tubería Duralón-Ribloc, recomiendan utilizar $n=0.009$ en la ecuación de Manning.

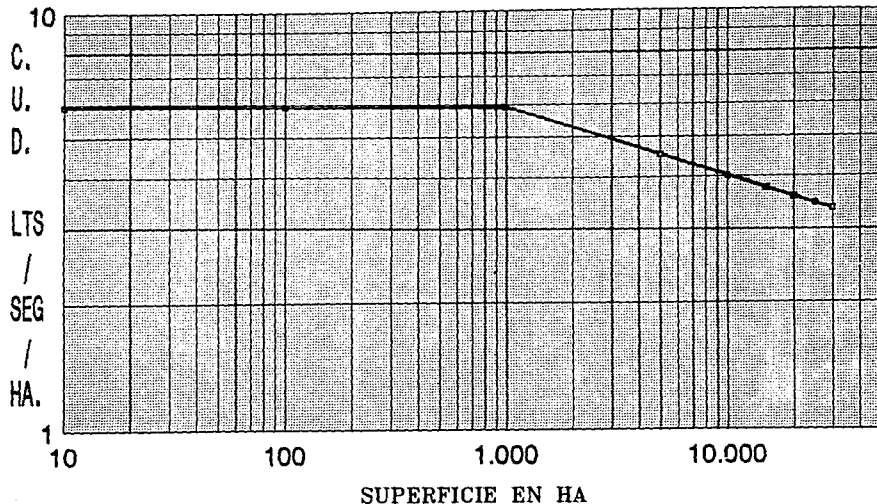
- * Velocidades.- En general es conveniente tener una pendiente no mayor al 10 %, pues las velocidades resultantes con pendientes fuertes pueden ser muy altas y causar erosión en la tubería si el agua transporta suficiente cantidad de material abrasivo. Se recomienda por el fabricante manejar velocidades mínimas de 0.60 m/seg para evitar la sedimentación y velocidades máximas hasta de 2.0 m/seg para evitar erosión.

- * Variación de presión.- Los golpes de ariete, ondas y otras variaciones de presión son especialmente problemáticas ocasionando daño a la tubería, incrementos y decrementos de presión deben ser cuidadosamente vigilados, las presiones negativas no serán permitidas; un diseño apropiado de las estructuras, con sus compuertas y tubos de ventilación en los sitios apropiados, elimina virtualmente todos los posibles daños causados por las variaciones de presión.

- * Colchón de tierra.- El espesor de la cubierta de tierra apropiado para la tubería se recomienda como mínimo de 65 cm., para uso normal como cruces de caminos no sujetos a cargas pesadas y altas

PROYECTO: HUEJONAPAN
 COEFICIENTE UNITARIO DE DRENAJE
 METODO DEL S.C.S

GRAFICA N°4.3.1



→ C.U.D

TIEMPO DE DESAGUE = 24 HORAS

Tr = 5 AÑOS

velocidades. Para caminos que llevan cargas pesadas, tránsito de alta velocidad, debe darse un colchón mínimo de 80 cm.; este colchón debe medirse hasta la parte inferior de la sub-rasante del mismo. El máximo colchón permisible es de 405 cm, dada la forma en que se construye la tubería y las condiciones de carga que resultan de este tipo de construcción; análisis teóricos han sido confirmados como medidas de la deformación, demostrando que las cargas de relleno no producen esfuerzos mayores a los permitidos, normalmente el relleno es compactado.

4.3.1 Sistema de distribución por medio de tuberías.

En los sistemas de distribución por tubería, se utilizan 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 una curva de nivel como en los canales.

La carga de presión debe ser suficiente para entregar el gasto que se necesita en las parcelas, tomando en cuenta las pérdidas por fricción a lo largo de las tuberías hasta el punto de entrega. En cada lugar de entrega, usualmente se proporciona un medidor para medir el gasto y para totalizar la cantidad de agua suministrada.

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

En los sistemas abiertos, se utiliza tubería de baja presión que unida a cajas distribuidoras y pozos de registro, localizadas a intervalos regulares a lo largo de la tubería, proporcionan riego directo a cada lote por medio de tomas granja adosadas a las cajas distribuidoras.

Toda la tubería se diseña para resistir la medida desde la línea del gradiente hidráulico para máxima demanda, hasta el centro de la tubería; su diámetro se 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 tubería de baja presión y para que las estructuras sean más accesibles y menos costosas, la altura de los vertederos se limita a 6.10 metros como máximo. Este tipo de sistema se debe usar sólo cuando realmente se logra un proyecto adecuado disponiendo de bajas presiones.

Ahora bien los sistemas cerrados o alta presión, se utilizan 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

sólo unos cuantos decímetros de carga, de modo que para distribuir el agua sobre su parcela, puede conducirla por medio de regaderas o pequeñas zanjas abiertas o por un sistema de tuberías de presión. El otro tipo asegura suficiente carga, 24 metros o más, para que el 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 por bombeo. Toda la tubería se diseña para resistir las presiones debidas al nivel estático en la entrada, más 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 instalación de válvulas reductoras de presión, o de tanques abiertos, que controlan la superficie del agua en las líneas principales de tubería, para abatir los gradientes hidráulicos. 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 reguladoras o reductoras. Se debe proporcionar una obra de derrame en el tanque abierto, que descargue por un conducto de paso hacia un cauce natural, o hacia una línea de descarga, para prevenir 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 demandas calculadas para cada toma de lote durante los periodos de máxima demanda.

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 cavitación 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 más 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^2 bajo la carga máxima de operación.

Ahora bien en este trabajo se pondrá más énfasis a los sistemas abiertos o de baja presión, por ello las estructuras más frecuentemente empleadas en un sistema de distribución, se describen a continuación:

* Toma lateral con rejilla.- Es una estructura que construida perpendicularmente a un canal abierto, sirve para derivar de éste un canal entubado.

* Caja de conexión-Canal revestido-Tubería.- Es una estructura que construida sobre la línea de un canal, sirve para cambiar el tipo de conducción, de canal abierto a tubería abierta o de baja presión. Un sistema de distribución a base de tubería, hidráulicamente se diseña de aguas abajo hacia aguas arriba, y cuando se llega a un punto en que no es prácticamente económico considerar tubos de menor diámetro para elevar el gradiente hidráulico hacia aguas arriba, se tiene que construir un canal abierto.

* Caja distribuidora con tomas granja y vertedores para aforo.- Es una estructura con cierta semejanza en cuanto a su función, a las represas de los canales a cielo abierto, su construcción sobre la línea de la tubería se requiere en los sitios en que se ha de proporcionar riego a nivel de lote o de parcela según el tamaño de ésta. Consta de una caja abierta con su piso un poco abajo de la tubería, con dos departamentos separados por un vertedor de cresta aguda cuya descarga puede ser libre o ahogada. El vertedor hace las veces de represa y está provisto en su parte inferior de una compuerta orificio cuya función es impedir que los niveles del agua alcanzados arriba del vertedor, sobrepasen los valores provistos. En el departamento de aguas arriba del vertedor y sobre las paredes laterales de la caja, pueden instalarse compuertas orificio para extraer el agua hacia las parcelas; estas extracciones pueden aforarse colocando un vertedor aguas abajo.

La elevación de la cresta C del vertedor debe ser tal, que con el agua a su nivel, tengan las tomas carga suficiente para una vez descontadas las pérdidas de energía, poder proporcionar una carga de agua sobre el terreno previamente establecidas por los estudios conducentes.

Aguas arriba del vertedor se requiere un cierto gasto de diseño y para éste se ha de calcular la tubería hacia aguas arriba. Aguas abajo del vertedor, una vez descontados los gastos de extracciones previstos, se requerirá un gasto de diseño menor, para permitir el paso de este gasto ya sea con descarga libre o ahogada, deberá calcularse una carga H arriba del vertedor, que sumada a la elevación de la cresta nos defina el nivel de agua o posición del gradiente hidráulico, NA arriba del vertedor. Como el diseño se hace de aguas abajo hacia aguas arriba, al nivel NA así obtenido, se le suman las pérdidas por fricción existentes y menores, en un tramo de tubería hasta la siguiente caja de aguas arriba,

obteniendo el nivel de agua o posición del gradiente hidráulico, NB abajo del vertedor de esta última caja. Para determinar el nivel de la tapa T para estas estructuras se le sumarán 60 cm. al nivel de agua NA arriba del vertedor como bordo libre por recomendación. Esta estructura la podemos observar en el Plano No. I.

* Pozo de registro.- Es una estructura que debe preverse en un sistema de tubería abierto o de baja presión, su finalidad es proporcionar acceso a las tuberías para realizar inspecciones o reparaciones en las mismas, es aconsejable construir estas estructuras en el espacio existente entre cajas distribuidoras. La podemos ver en el Plano No. II.

* Caja de conexión-tubería-canal revestido.- Esta estructura, construida sobre la línea de un canal, sirve para cambiar el tipo de conducción de tubería a canal abierto. Cuando por razones prácticas o económicas, no se justifica continuar con un canal entubado pero se requiere conducción por medio de un canal abierto aguas abajo.

4.4 PLANEACION GENERAL

4.4.1 Normas de diseño para la red de canales

Para poder iniciar el diseño de los canales que conforman la Zona de Riego, se debe contar con la siguiente información:

- a).- Planos topográficos (escalas 1:50,000 y 1:5,000)
- b).- Planos Agrológicos
- c).- Planos de tenencia de la tierra

Se comienza por localizar en los planos a escala 1:50,000 los terrenos que no serán dominados por riego, caminos, arroyos, drenes, altos, zonas urbanas, y principalmente el canal principal, laterales, sub-laterales, ramales, etc., aplicando los siguientes criterios, ya mencionados en el capítulo III en la medida que sean factibles:

- a).- Según la cuadrícula.
- b).- Según la topografía.
- c).- Respetando linderos existentes.
- d).- Sistema combinado

En los planos a escala 1:5,000, se procede a efectuar el proyecto del trazo definitivo, afinando la localización de la red de canales, posteriormente se establecerá físicamente en el terreno el trazo proyectado, estacando a cada 20 m., y nivelando la línea trazada para obtener el perfil del canal y seccionando transversalmente cuando menos 20 m. a cada lado del eje del canal, elaborando las libretas de trazo, nivelación y secciones.

Con el propósito de conocer las condiciones geológicas del terreno, respecto a la estabilidad de taludes y clasificación aproximada de los materiales que sirvan de apoyo para el diseño y formulación de presupuestos, se realizarán sondeos sobre el eje del trazo definitivo espaciados a cada 500 m.

Efectuado el trazo definitivo del canal, se procede a afinar la lotificación y ubicación de tomas que preliminarmente se definieron sobre los planos a escala 1:50,000.

El propósito fundamental de subdividir en lotes un sistema de riego, es precisar en planos y en el campo la ubicación de éstos, su toma respectiva, área tributaria, etc., para el llenado de la tabla áreas-capacidades para cada uno de los canales que lo integran.

Para la determinación del número de hectáreas que constituirá un lote que deberá ser regado por una toma, se considerará que la toma de cada lote se localiza en un punto tal, que abastezca el área del mismo, procurando que la toma no esté a una distancia mayor de un kilómetro al punto más alejado del lote. Además deberá tener acceso a un canal, dren y a un camino de servicio.

La obtención del área de los lote se debe realizar con la mayor precisión posible dejando fuera los terrenos de mala calidad, que no se dominan y por los ocupados por centros de población, realizando un resumen de la lotificación.

Con los datos de las áreas obtenidas para cada lote se procede a calcular la tabla denominada de Areas-Capacidades, en donde en la primer columna se anota la estación correspondiente a la toma ya sea granja derecha (G.D) ó izquierda (G.I) o bien lateral (L), en la segunda columna se registran el número de lotes que riega dicha toma, en la tercera se anotan las áreas brutas regadas por la toma previa obtención con planímetro, la cuarta denominada áreas netas se llena con los datos de la áreas brutas menos las superficies correspondientes a derechos de vía, ocupadas por construcciones, promontorios, canales, drenes, etc., que no pueden regarse. El valor medio asignado a la superficie neta está comprendido entre el 85% y el 95% de la superficie bruta en el caso de diseños de zonas de riego manejando canales a cielo abierto; para esta zona de riego se tomó el 97% del área neta, adicionando al 93 % adoptado un 4 % por la utilización en este caso de tubería que sustituye a los canales a cielo abierto.

En la quinta columna, se acumulan las áreas netas a partir de la última toma hacia aguas arriba, por lo que en el primer renglón de esta columna se obtendrá el área que riega el canal.

Para la columna denominada coeficiente unitario de riego (C.U.R), los datos se obtienen de la gráfica C.U.R. la cual se obtuvo de acuerdo al plan general de cultivos y demandas; es decir

conociendo el valor del área a regar en Ha., se lee en la gráfica su correspondiente a C.U.R el cual se colocará en esta columna.

Finalmente la columna llamada gasto necesario, se obtiene multiplicando el C.U.R por el área neta acumulada, en lts/seg como en m^3/seg .

Quando las variaciones en la capacidad de los canales sean pequeñas que no ameriten cambios en las dimensiones del mismo, ó a muy corta distancia una de otra que no resulte conveniente hacer los cambios que se presenten, se adoptarán capacidades semejantes en tramos convenientes, dejando en general capacidades sobradas, siempre y cuando se cumpla con las restricciones de velocidades mínimas y máximas, así mismo como del gradiente hidráulico para proporcionar una carga hidráulica de riego.

Posteriormente se realiza el análisis del cálculo hidráulico de los canales por tanteos, suponiendo diámetros y trabajando con los gastos máximos necesarios aguas abajo y aguas arriba de cada caja distribuidora, estudiando para cada diámetro los niveles alcanzados por el gradiente hidráulico y las velocidades consecuentes en el conducto, seleccionando uno de los diámetros propuestos pensando en lograr una correcta operación con la mayor economía, estos cálculos deben hacerse procediendo de aguas abajo hacia aguas arriba. Al mismo tiempo se elabora:

- a).- Dibujo del perfil del terreno a escala 1:100 vertical (elevaciones) y 1:2,000 horizontal (estaciones).
- b).- Sobre el perfil de la tubería se ubicarán las estructuras necesarias tales como: tomas granja (T.G), tomas para lateral (L), pozos de registro (Pozo R), tubos de ventilación (T.V) y cajas distribuidoras (C.D), con su kilometraje correspondiente.
- c).- Se dibuja la línea de gradiente hidráulico, previa determinación de las cargas hidráulicas mínimas, requeridas para la entrega en los lotes; estas deben seguir los siguientes lineamientos:

c.1) Donde un lote distribuye el agua por medio de zanjas abiertas, se debe localizar la entrega en el punto más alto del terreno, tal y como se hace en el caso de canales abiertos. Pues se debe proporcionar una carga neta mínima después que se han deducido las pérdidas de carga, suficiente para permitir un escurrimiento efectivo hacia las zanjas en las parcelas. Frecuentemente se supone una carga neta mínima de 0.30 a 0.60 metros, arriba de la superficie del terreno en el punto de entrega.

c.2) Donde el agricultor cuenta con un sistema de distribución del agua al terreno por medio de tubería con salida de gravedad, la elevación mínima neta de la superficie del agua en el punto de entrega, se debe calcular para que proporcione una carga no menor de 0.60 metros, arriba de la elevación más alta del terreno en el área servida, más una carga adicional apropiada para compensar las pérdidas de fricción en las tuberías del agricultor si éste las emplea en su parcela. Frecuentemente se proporciona un mínimo de 1.50 metros, arriba de la superficie adyacente del terreno, para este caso.

c.3) Donde los agricultores intentan utilizar riego por aspersión, es deseable proporcionar en general, presiones de entrega dentro de un intervalo de 2.50 a 7.00 kg/cm². Cuando no se proporcionan dichas presiones en la toma del agricultor, tienen que proporcionarlas ellos mismos por medio de plantas de bombeo; se recomiendan plantas de bombeo de pozo abierto, del tipo cárcamo. No es deseable la conexión directa de las plantas de bombeo de los agricultores, al sistema general de tubería, porque éste requeriría que todo el sistema fuera diseñado para los golpes de ariete impuestos.

Las características hidráulicas en cada tramo, se pueden ir observando en la misma tabla del análisis del cálculo hidráulico.

Como para el análisis hidráulico del funcionamiento de las tuberías trabajando a baja presión, se requiere para el riego a nivel de lote, de cajas distribuidoras anteriormente ya mencionadas, en el interior de ellas se ubican vertedores, que bien pueden trabajar sumergidos o descargando libremente. Cuando trabajan libremente, conviene limitar la altura de caída para evitar que se incorpore una cantidad excesiva de aire en la tubería, de cualquier forma, es aconsejable colocar sobre la clave del conducto un tubo de ventilación aguas abajo del vertedor para desalojar el aire que irremisiblemente se incorporará en la tubería cada vez que se inicie la operación del sistema.

La fórmula más empleada en el cálculo de estos vertedores es la de Francis:

$$Q = C \cdot L \cdot (H^{3/2}) \quad \text{en la que:}$$

Q= Gasto en m³/seg.

C=Coefficiente de descarga=1.84

L=Longitud de cresta en metros.

H= Altura de agua o carga sobre la cresta en metros.

De esta fórmula que emplearemos, son conocidos Q y C, ya que al suponer un diámetro para la tubería, el valor de L pasa a ser dato ya que la longitud de cresta para tener un vertedor sin contracciones laterales, queda fija por las dimensiones que requiere la caja distribuidora para recibir la tubería de aguas

arriba; en estas condiciones la incógnita al calcular en cada caja distribuidora es H, que una vez conocida nos fijará la posición del gradiente hidráulico aguas arriba del vertedor, por lo tanto la incógnita estará expresa por:

$$H = (Q^{2/3}) / ((C \cdot L)^{2/3})$$

Las longitudes de cresta recomendadas para el vertedor, según sea el diámetro de la tubería que llega a la caja distribuidora son:

TABLA N° 4.4.1

DIAMETRO (mm)	LONGITUD DE CRESTA (cm)
250 A 400	110
450 A 700	130
750 A 1000	150
1100 A 1500	170

Cuando el vertedor de cresta aguda funciona con descarga sumergida, éste tiene carga de agua arriba y abajo; una fórmula muy comúnmente empleada para el cálculo de estos vertedores es la de Francis modificada:

$$Q = 1.84 \cdot L \cdot N \cdot (H_1^{3/2}) \quad \text{en donde:}$$

Q= Gasto en m³/seg.

L= Longitud de cresta en metros.

N= Coeficiente cuyo valor depende de la relación H2/H1

H1= Carga aguas arriba del vertedor en metros.

H2= Carga aguas abajo del vertedor en metros.

La tabla 4.4.1.1 muestran los valores de N para distintas relaciones de H2/H1.

En este caso las incógnitas serán H1 y N, puesto que este coeficiente está en función de H1, por lo que despejando a H1 de la fórmula anterior, tendremos:

$$H_1 = (Q^{2/3}) / (N \cdot ((1.84 \cdot L)^{2/3}))$$

En esta ecuación sabemos que es conocido Q y también la carga aguas abajo del vertedor H2, por lo que para valuar N se supone un valor de H1, calculándose la relación H2/H1, se obtiene N de la tabla 4.4.1.1, éste se sustituye en la ecuación correspondiente, determinándose H1, si los valores supuestos y calculado de H1 resultan ser iguales, el valor supuesto será correcto.

En lo que respecta al cálculo de la pendiente hidráulica y con ello fijar los niveles del gradiente hidráulico, emplearemos la fórmula de Manning, si sabemos que la velocidad es:

$$V = (1/n) * R^{2/3} * Sh^{1/2} \quad \text{donde:}$$

V= Velocidad en m/seg.
 n= Coeficiente de rugosidad de Manning.
 R= Radio hidráulico.
 Sh= Pendiente hidráulica.

Siendo que esta velocidad deberá estar comprendida entre dos límites muy significativos, el primero o superior serán definidos por su efecto erosivo y de operación, mientras que el segundo o inferior, lo limita la capacidad para depositar azolves, la velocidad mínima para evitar azolves es de 0.60 m/seg y la máxima de 2.0 m/seg.

Utilizando la ecuación de continuidad sabemos que $V=Q/A$, sustituyéndola en la ecuación de Manning y despejando la pendiente hidráulica (Sh), tenemos:

$$Sh = (Q^2 * n^2) / (A^3 * R^{4/3}) \quad \text{donde:}$$

Sh= Pendiente hidráulica.
 Q= Gasto en m³/seg.
 n= Coeficiente de rugosidad de Manning.
 A= Área hidráulica de la tubería en m².
 P= Perímetro mojado en metros.
 R= Radio hidráulico en metros.
 d= Diámetro de la tubería en metros.

si:

$$A^2 = (PI^2 * d^4) / 4^2$$

$$R = A/P = (d/4)^{4/3}$$

sustituyendo

$$Sh = (4^{10/3} * n^2 * Q^2) / (PI^2 * d^{16/3})$$

puesto que $n=0.009$, el factor $(4^{10/3} * n^2) / PI^2 = (4^{10/3} * 0.009^2) / PI^2 = 0.0008$

TABLA No. 4.4.1.1

**Valores de N obtenidos por Herschel,
para distintas relaciones de H2/H1**

H2/H1	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	1.000	1.004	1.006	1.006	1.007	1.007	1.007	1.006	1.006	1.005
0.1	1.005	1.003	1.002	1.000	0.998	0.996	0.994	0.992	0.989	0.987
0.2	0.985	0.982	0.980	0.977	0.975	0.972	0.970	0.967	0.964	0.961
0.3	0.959	0.956	0.953	0.950	0.947	0.944	0.941	0.938	0.935	0.932
0.4	0.929	0.926	0.922	0.919	0.915	0.912	0.908	0.904	0.900	0.896
0.5	0.892	0.888	0.884	0.880	0.875	0.871	0.866	0.861	0.856	0.851
0.6	0.846	0.841	0.836	0.830	0.824	0.818	0.813	0.806	0.800	0.794
0.7	0.797	0.780	0.773	0.766	0.758	0.750	0.742	0.732	0.723	0.714
0.8	0.703	0.692	0.681	0.669	0.656	0.644	0.631	0.618	0.604	0.590
0.9	0.574	0.557	0.530	0.520	0.498	0.471	0.441	0.402	0.352	0.275

36

U.N.A.M. E.N.E.P ACATLAN

TESIS PROFESIONAL

MORALES JIMENEZ ELIZABETH

PROYECTO: HUEJONAPAN.

por lo tanto

$$Sh = 0.0008 * (Q^2/d^{1.49})$$

Las pérdidas de energía por fricción (Hf) se obtienen multiplicando la pendiente hidráulica (Sh) por la longitud (l) comprendida entre cajas distribuidoras; y las pérdidas menores (AH) por cambios de diámetro a lo largo del canal entubado se calculan $AH = K * (V_1^2/2g)$ donde:

$$K = 0.15 \quad \text{por lo tanto} \quad AH = 0.15 * (V_1^2/19.62) = .00765 * V_1^2 \\ = 0.00765 * (Q^2/A^2) \quad \text{donde:}$$

Q= Gasto aguas arriba en m³/seg.

A= Area de la sección de la tubería con diámetro mayor al diámetro aguas abajo en m².

La siguiente tabla nos simplificará los cálculos, como lo vemos a continuación:

TABLA N° 4.4.1.2

DIAMETRO EN (mm) REDUCCION	PERDIDA DE CARGA (m) $AH = S * Q^2$
De 250 a 200	$3.170 * Q^2$
De 300 a 250	$1.530 * Q^2$
De 350 a 300	$0.830 * Q^2$
De 400 a 350	$0.480 * Q^2$
De 450 a 400	$0.300 * Q^2$
De 500 a 450	$0.200 * Q^2$
De 600 a 500	$0.096 * Q^2$
De 750 a 600	$0.039 * Q^2$
De 900 a 750	$0.019 * Q^2$

La pendiente geométrica (Sg) para cada tramo de tubería comprendido entre cajas distribuidoras, queda definida por el cociente que resulta de dividir la diferencia de niveles de las rasantes extremas del tramo de tubería entre la longitud del tramo (l). Para lograr la mayor economía, conviene que la tubería siga aproximadamente la pendiente del terreno natural siempre que se conserve sobre su clave un colchón mínimo de 65 centímetros.

En general, para obtener la elevación del piso semicircular de la zanja, sólo se resta del nivel de terreno natural una magnitud vertical que incluya: colchón tierra, diámetro de la tubería,

espesor de la tubería y plantilla del tubo. Por lo tanto la cota del piso de la zanja mínimo y máximo se obtienen:

$$C.Z._{mín} = T.N - 0.65 - t - d - 0.10$$

$$C.Z._{máx} = T.N - 4.05 - t - (d/2) - 0.10$$

donde:

$C.Z._{mín}$ = Cota del piso de la zanja, mínimo en metros.

$C.Z._{máx}$ = Cota del piso de la zanja, máximo en metros.

T.N = Terreno natural en metros.

t = Espesor de la tubería en metros.

d = Diámetro de la tubería en metros.

De ambas cotas, se elige una de ellas respetando, primordialmente la velocidad del flujo dentro de la tubería, a la que llamamos Cota Piso Zanja (C.P.Z).

Diseñado el canal y definidas las estructuras, se procederá al diseño de cada una de ellas, en general la mayoría son estructuras tipo, de las se cuenta con planos constructivos bien definidos, requiriéndose únicamente anotar los datos hidráulicos característicos y elevaciones.

En el cálculo de volúmenes de excavación, determinamos para cada estación, el ancho de zanja $B = \text{DIAMETRO} + 0.30$, en metros; profundidad de excavación $P.E = T.N - C.P.Z$, en metros; para un tramo de tubería se calcula una profundidad media de excavación $P.M.E$, en metros y con ello el volumen de excavación ($V.E$); el cual es igual a multiplicar ancho de zanja por la profundidad media de excavación y la longitud en el tramo (l) ó bien:

$$V.E = B * P.M.E * l \quad \text{en } m^3$$

Como cada tubería debe ser colocada sobre una base firme y uniforme, que será la plantilla, la cual tendrá un espesor de 0.10 m., y se realizará con grava-arena, el volumen para este material se calculará como $V.P = 0.10 * l * B$, en m^3 ; y el volumen de relleno $V.R = V.E - V.P$, en m^3 . En el catálogo de conceptos tanto el volumen de excavación como el de relleno se tendrán que desglosar, para el caso del volumen de excavación en material común y roca; para el segundo en compactado y a volteo. Considerando para el relleno desde el nivel de la plantilla hasta la corona de la tubería, el empleo de material propio de la excavación, pues para la parte superior de la corona hasta una altura igual a 1/2 vez el diámetro de la tubería, el relleno deberá ser compactado, al 90 % de la prueba proctor, en tanto el restante relleno será colocado a volteo; como se puede ver en el esquema siguiente:

CARACTERISTICAS CONSTRUCTIVAS DE LA ZANJA



Posteriormente al cálculo de los volúmenes de obra y definidos los procedimientos de construcción se procede a elaborar el catálogo de conceptos y sus especificaciones respectivas.

4.4.2 Canal Principal

En la mayoría de los casos es el límite superior de los terrenos regables, siendo el que abastece la zona de riego, directamente a todo el sistema de canales laterales, sub-laterales, ramales, sub-ramales, etc.

En la zona de riego, la localización de los canales principales se realizó dominando la superficie libre del agua al terreno natural con una carga mínima de 55 cm., considerando las respectivas pérdidas de carga, para proporcionar una lámina de agua para riego, en los sitios donde se localicen las tomas laterales o tomas granja; como ya se mencionó anteriormente dicho canal no necesariamente sigue una curva de nivel, como lo es el caso cuando se proyectan canales a cielo abierto, sin embargo esta localización fue siguiendo los linderos de las propiedades existentes, respetándola hasta donde fue posible, siempre y cuando se garantizará su buen funcionamiento hidráulico con el fin de dominar correctamente la zona de riego; para ello se utilizaron planos a escala 1: 4,000, para la localización y trazo de dichos canales, siendo necesario recalcar que el proyecto se realizó a nivel de factibilidad.

Como en este caso es utilizada una planta de bombeo, la cual descarga en la parte más alta de nuestra zona de riego, con el fin de poder regar hacia ambos lados de esta zona, por lo que se propone el diseño de dos canales principales, cuyo Canal Principal 1 tiene una longitud de 2.188 Km. y el Canal Principal 2 mide 3.66 Km., por lo tanto la red de Canales Principales tendrá una longitud de 5.848 Km.

Apoyándose en el trazo preliminar se localizó el sistema de distribución, se lotificó la zona de riego, y se obtuvieron las áreas de los lotes con planímetro a fin de determinar los datos

preliminares de la tabla de áreas-capacidades. Las áreas de la lotificación correspondientes se pueden consultar en la tabla N° 4.4.2.

Mientras que la tabla definitiva de áreas-capacidades es la tabla N° 4.4.2.1, la cual nos define los gastos necesarios en cada toma granja o lateral con el fin de proporcionar el riego a los cultivos, finalmente estos gastos se ocuparán en el análisis hidráulico de la línea de tubería trabajando a baja presión, en donde se requieren conocer los gastos aguas abajo como aguas arriba de una caja distribuidora, recordando que el análisis se realiza de aguas abajo hacia aguas arriba, por ejemplo:

ANÁLISIS HIDRAULICO DEL CANAL PRINCIPAL 1, ESTACION 2+188

1.- Tenemos una toma granja que riega un área de 22.00 Ha., se obtiene primeramente un diámetro teórico suponiendo que se presenta una de las dos condiciones críticas de velocidad, la mínima por lo que utilizando la ecuación de continuidad ($Q=V*A$) despejamos al diámetro de la tubería $d=((4*Q)/(V*PI))^{1/2}$ o bien $d=((4*Q)/(0.60*PI))^{1/2}$, el gasto que se manejará es el de aguas arriba en m³/seg, entonces sustituyendo:

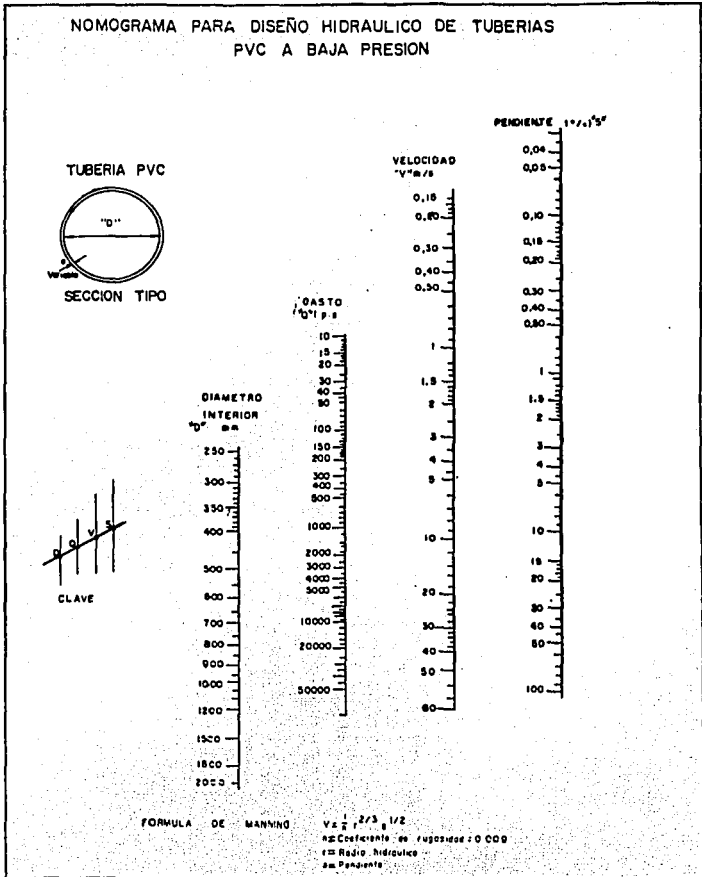
$$d=((4*0.04)/(0.60*PI))^{1/2}=0.29 \text{ metros.}$$

Otro procedimiento será consultar el nomograma para diseño hidráulico de tuberías PVC a baja presión (Fig. A4-3), partiendo de conocer el gasto aguas arriba (Q en L.P.S) que circula a través de ella y la pendiente (s en ‰) que tendrá esta a lo largo de su longitud entre cajas distribuidoras, con ello obtenemos tanto la velocidad del flujo (V en m/s) y el diámetro interior (d en mm).

2.- Este se adapta a un diámetro comercial, proponiendo 0.40 m., pues posteriormente se deberán revisar las velocidades y los niveles de gradiente hidráulico, ya que no es conveniente tener el gradiente hidráulico enterrado porque la altura de caída del agua en el vertedor de la caja de aguas arriba aumenta, y el aire que se incorpora al interior de la tubería puede ocasionar serios problemas durante la operación si no es debidamente desalojado.

Por otra parte, si en un futuro se hiciera necesario construir otra toma en un punto intermedio, no se contaría con carga hidráulica para poder proporcionar una lámina de agua para riego.

3.- La longitud (l) se refiere a la distancia entre esta toma granja y la ubicada inmediatamente después de esta, a la que le corresponde el kilometraje 1+520, habiendo una longitud 668 m. o bien se obtiene restando el kilometraje de la primera estación menos el de la segunda estación (2188-1520= 668 m).



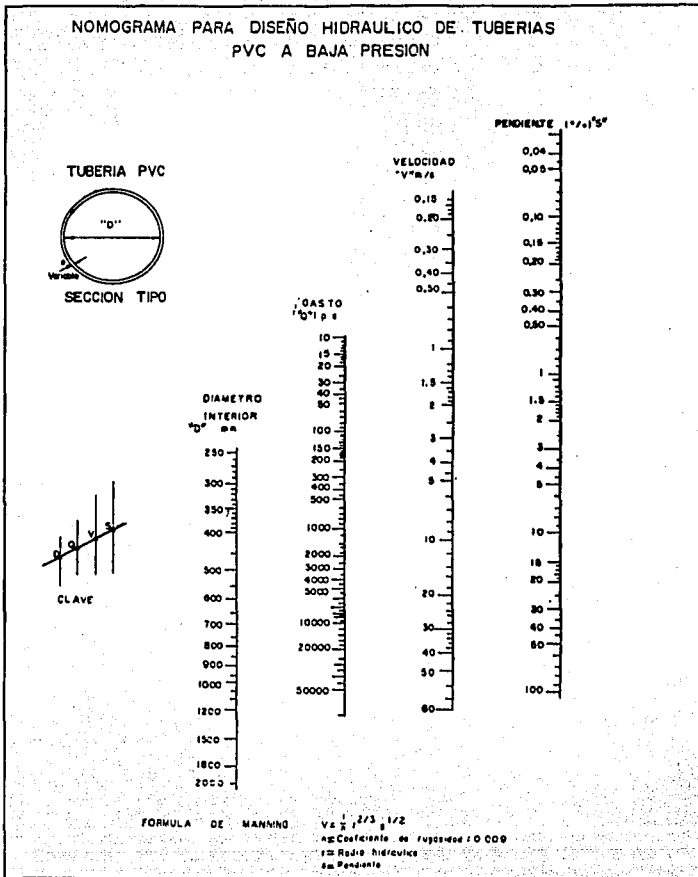


TABLA No. 4.4.2

LOTIFICACION CANAL PRINCIPAL 1

ESTACION	Nº LOTES	TOMAS	AREA REGADA (Ha.)
0+000	1	G.D	47.59
0+000	1	G.I	34.42
0+000	1	G.I	40.23
0+360	1	G.D	24.23
0+360	1	G.D	29.39
1+520	1	G.D	16.32
2+188	1	G.D	22.00
AREA TOTAL REGADA=			214.18

LOTIFICACION CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	Nº LOTES	TOMAS	AREA REGADA (Ha.)
0+000	1	G.I	44.44
0+000	1	G.D	47.36
0+680	1	G.I	29.39
1+232	1	G.I	24.75
1+232	1	G.D	22.87
1+760	1	G.I	33.52
2+188	1	G.I	33.40
2+688	1	G.I	39.99
3+480	1	G.D	34.62
3+660	1	G.I	36.86
AREA TOTAL REGADA=			347.2

U.N.A.M. E.N.E.P ACATLAN
TESIS PROFESIONAL
MORALES JIMENEZ ELIZABETH
PROYECTO: HUEJONAPAN.

**LOTIFICACION CANAL LATERAL 0+460
DEL C.P 2**

ESTACION	Nº LOTES	TOMAS	AREA REGADA (Ha.)
0+640	1	G.D	37.33
AREA TOTAL REGADA=			37.33

**LOTIFICACION CANAL LATERAL 1+650
DEL C.P 2**

ESTACION	Nº LOTES	TOMAS	AREA REGADA (Ha.)
0+528	1	G.D	28.86
AREA TOTAL REGADA=			28.86

**LOTIFICACION CANAL LATERAL 2+188
DEL C.P 2**

ESTACION	Nº LOTES	TOMAS	AREA REGADA (Ha.)
0+640	1	G.D	29.04
AREA TOTAL REGADA=			29.04

U.N.A.M. E.N.E.P ACATLAN
TESIS PROFESIONAL
MORALES JIMENEZ ELIZABETH
PROYECTO: HUEJONAPAN.

**LOTIFICACION CANAL LATERAL 2+628
DEL C.P 2**

ESTACION	Nº LOTES	TOMAS	AREA REGADA (Ha.)
0+608	1	G.D	26.75
0+736	1	G.I	32.55
AREA TOTAL REGADA=			59.30

**LOTIFICACION CANAL LATERAL 2+688
DEL C.P 2**

ESTACION	Nº LOTES	TOMAS	AREA REGADA (Ha.)
0+592	1	G.D	39.76
AREA TOTAL REGADA=			39.76

U.N.A.M. E.N.E.P ACATLAN
TESIS PROFESIONAL
MORALES JIMENEZ ELIZABETH
PROYECTO: HUEJONAPAN.

TABLA AREAS - CAPACIDADES CANAL PRINCIPAL 1

ESTACION	N° LOTES	TOMAS	AREA BRUTA HA	AREA NETA HA	AREA N. ACUM. HA	C.U.R LTS/SEG/HA	GASTO NECESARIO	
							LTS/SEG	M3/SEG
0+000	1	G.D	47.59	46.16	213.52	1.21	258.36	0.26
0+000	1	G.I	34.42	33.39	165.93	1.21	200.78	0.20
0+000	1	G.I	40.23	39.02	131.51	1.21	159.13	0.16
0+960	1	G.D	24.23	23.5	91.28	1.21	110.45	0.11
0+960	1	G.D	29.39	28.51	67.05	1.21	81.13	0.08
1+520	1	G.D	16.32	15.83	37.66	1.21	45.57	0.05
2+188	1	G.D	22.00	21.34	21.34	1.21	25.82	0.03

TABLA AREAS - CAPACIDADES CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	N° LOTES	TOMAS	AREA BRUTA HA.	AREA NETA HA.	AREA N. ACUM. HA.	C.U.R LTS/SEG/HA.	GASTO NECESARIO	
							LTS/SEG	M3/SEG
0+000	1	G.I	44.44	43.11	525.24	0.9	472.72	0.47
0+000	1	G.D	47.36	45.94	482.13	0.95	458.02	0.46
0+460	1	L	37.33	36.21	436.19	1	436.19	0.44
0+680	1	G.I	29.39	28.51	399.98	1.05	419.98	0.42
1+232	1	G.I	24.75	24.01	371.47	1.1	408.62	0.41
1+232	1	G.D	22.87	22.18	347.46	1.13	392.63	0.39
1+650	1	L	28.86	27.99	325.28	1.15	374.07	0.37
1+760	1	G.I	33.52	32.51	297.29	1.17	347.83	0.35
2+188	1	L	29.04	28.17	264.76	1.2	317.74	0.32
2+188	1	G.I	33.40	32.4	236.61	1.21	286.30	0.29
2+628	1	L	59.30	57.52	204.21	1.21	247.09	0.25
2+688	1	L	39.76	38.57	146.69	1.21	177.49	0.18
2+688	1	G.I	39.99	38.79	108.12	1.21	130.83	0.13
3+460	1	G.D	34.62	33.58	69.33	1.21	83.89	0.08
3+660	1	G.I	36.86	35.75	35.75	1.21	43.26	0.04

TABLA AREAS - CAPACIDADES CANAL PRINCIPAL 1

ESTACION	N° LOTES	TOMAS	AREA BRUTA	AREA NETA	AREA N. ACUM.	C.U.R	GASTO NECESARIO	
			HA	HA	HA	LTS/SEG/HA	LTS/SEG	M3/SEG
0+000	1	G.D	47.59	46.16	213.52	1.21	258.36	0.26
0+000	1	G.I	34.42	33.39	165.93	1.21	200.78	0.20
0+000	1	G.I	40.23	39.02	131.51	1.21	159.13	0.16
0+960	1	G.D	24.23	23.5	91.28	1.21	110.45	0.11
0+960	1	G.D	29.39	28.51	67.05	1.21	81.13	0.08
1+520	1	G.D	16.32	15.83	37.66	1.21	45.57	0.05
2+188	1	G.D	22.00	21.34	21.34	1.21	25.82	0.03

TABLA AREAS - CAPACIDADES CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	N° LOTES	TOMAS	AREA BRUTA	AREA NETA	AREA N. ACUM.	C.U.R	GASTO NECESARIO	
			HA.	HA.	HA.	LTS/SEG/HA.	LTS/SEG	M3/SEG
0+000	1	G.I	44.44	43.11	525.24	0.9	472.72	0.47
0+000	1	G.D	47.36	45.94	482.13	0.95	458.02	0.46
0+460	1	L	37.33	36.21	436.19	1	436.19	0.44
0+680	1	G.J	29.39	28.51	399.98	1.05	419.98	0.42
1+232	1	G.J	24.75	24.01	371.47	1.1	408.62	0.41
1+232	1	G.D	22.87	22.18	347.46	1.13	392.63	0.39
1+650	1	L	28.86	27.99	325.28	1.15	374.07	0.37
1+760	1	G.I	33.52	32.51	297.29	1.17	347.83	0.35
2+188	1	L	29.04	28.17	264.78	1.2	317.74	0.32
2+188	1	G.I	33.40	32.4	236.61	1.21	286.30	0.29
2+628	1	L	59.30	57.52	204.21	1.21	247.09	0.25
2+688	1	L	39.76	38.57	146.69	1.21	177.49	0.18
2+688	1	G.I	39.99	38.79	108.12	1.21	130.83	0.13
3+480	1	G.D	34.62	33.58	69.33	1.21	83.89	0.08
3+660	1	G.I	36.86	35.75	35.75	1.21	43.26	0.04

TABLA AREAS - CAPACIDADES DEL CANAL LATERAL 0+460 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	Nº LOTES	TOMAS	AREA BRUTA HA.	AREA NETA HA.	AREA N. ACUM. HA.	C.U.R LTS/SEG/HA.	GASTO NECESARIO	
							LTS/SEG	M3/SEG
0+640	1	G.D	37.33	36.21	38.21	1.21	43.81	0.04

TABLA AREAS - CAPACIDADES DEL CANAL LATERAL 1+650 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	Nº LOTES	TOMAS	AREA BRUTA HA.	AREA NETA HA.	AREA N. ACUM. HA.	C.U.R LTS/SEG/HA.	GASTO NECESARIO	
							LTS/SEG	M3/SEG
0+528	1	G.D	28.86	27.99	27.99	1.21	33.87	0.03

106

TABLA AREAS - CAPACIDADES DEL CANAL LATERAL 2+188 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	Nº LOTES	TOMAS	AREA BRUTA HA.	AREA NETA HA.	AREA N. ACUM. HA.	C.U.R LTS/SEG/HA.	GASTO NECESARIO	
							LTS/SEG	M3/SEG
0+640	1	G.D	29.04	28.17	28.17	1.21	34.09	0.03

TABLA AREAS - CAPACIDADES DEL CANAL LATERAL 2+628 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	Nº LOTES	TOMAS	AREA BRUTA HA.	AREA NETA HA.	AREA N. ACUM. HA.	C.U.R LTS/SEG/HA.	GASTO NECESARIO	
							LTS/SEG	M3/SEG
0+608	1	G.D	26.75	25.95	57.52	1.21	69.60	0.07
0+736	1	G.I	32.55	31.57	31.57	1.21	38.20	0.04

TABLA No. 4.4.2.1

TABLA AREAS - CAPACIDADES DEL CANAL LATERAL 2+688 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	Nº LOTES	TOMAS	AREA BRUTA HA.	AREA NETA HA.	AREA N. ACUM. HA.	C.U.R LTS/SEG/HA.	GASTO NECESARIO	
							LTS/SEG	M3/SEG
0+592	1	G.D	39.76	38.57	38.57	1.21	46.67	0.05

107

U.N.A.M. E.N.E.P ACATLAN
TESIS PROFESIONAL
MORALES JIMENEZ ELIZABETH
PROYECTO: HUEJONAPAN.

4.- Los gastos se escogen de la tabla 4.4.2.1, el de aguas abajo corresponde a la estación analizada y el de aguas arriba es el de la estación siguiente, en nuestro ejemplo el gasto aguas abajo (Q a.abajo)= 0.03 m³/seg y el de aguas arriba (Q a.arriba)= 0.04 m³/seg.

5.- La elevación del terreno natural (T.N) se obtiene del plano topográfico escala 1:4,000, el cual es igual a 32.10 m.s.n.m.

6.- La carga mínima de agua sobre el terreno natural (a), necesaria en el interior de la caja distribuidora se definió como 0.55 m., ya sumadas las respectivas pérdidas que se presentan en las estructuras aforadoras.

7.- Para determinar la elevación requerida en la cresta del vertedor en el interior de la caja distribuidora (C), se suma la elevación T.N y a, en nuestro ejemplo C=32.10+0.55=32.85 metros.

8.- La carga de agua con la que pasará sobre el vertedor el gasto máximo necesario aguas abajo de la caja (H), se calcula utilizando la fórmula mencionada en el punto 4.4.1, ya sea que trabaje libremente o con descarga sumergida, para esta estación el vertedor trabaja libremente y posteriormente nos daremos cuenta porque, por lo tanto requerimos de la siguiente fórmula:

$$H = (Q^{2/3}) / ((C \cdot L)^{2/3}) = (0.04^{2/3}) / ((32.85 \cdot 1.10)^{2/3}) = 0.06 \text{ metros, la longitud de cresta del vertedor se tomó de la tabla 4.4.1, conociendo el diámetro de la tubería.}$$

En el caso de que trabaje sumergido, como lo fue el caso, en el canal principal 2 en la estación 2+628, como se verá en la tabla 4.4.2.2 en la estación 2+688 NB=32.15 el cual es mayor a T.N en 2+628= 31.35, pero es mayor también a C=31.90, por lo que H2= 32.15-31.90=0.25 m., proponiendo H1=0.30 m., se calcula la relación H2/H1=0.25/0.30=.83 con este valor se consulta la tabla 4.4.1.1 donde N=0.669 y se sustituye en la fórmula $H1 = (Q^{2/3}) / (N \cdot ((1.84 \cdot L)^{2/3})) = (0.25^{2/3}) / (0.669 \cdot ((1.84 \cdot 1.50)^{2/3})) = .30$, por lo tanto el valor de H1 es el correcto; así también trabajan los localizados en las siguientes estaciones: 0+680, 0+460 y 1+650.

9.- Conocido el valor de H, calculamos la elevación del nivel del agua arriba del vertedor, fijando la posición del gradiente hidráulico en dicho punto (NA) y es igual a sumar el valor de C más el de H, entonces NA=32.85+0.06= 32.71 metros.

10.- Se determinan las pérdidas de energía por fricción para el tramo aguas arriba (Hf), si calculamos Sh= 0.0008*(Q²/d^{5.33}) igual a 0.0008*(0.04²/0.40^{5.33})=0.0002 y por lo tanto Hf=Sf*1= 0.0002*668 que resultan ser de 0.1333 metros.

11.- La elevación del agua en la parte de aguas abajo del vertedor de la caja (NB) que se encuentra inmediatamente aguas arriba de la que se está estudiando, se calcula sumando NA más Hf ó bien NB= NA+Hf= 32.71+0.1133= 32.82 metros. Para que el vertedor trabaje libremente, esta elevación (NB) deberá ser mayor a la del terreno natural en la siguiente estación y menor a la elevación de la cresta del vertedor en esa misma estación, en nuestro ejemplo se cumple esta restricción ya que NB= 32.82 m., el cual es mayor a T.N= 32.50 m. de la estación 1+520 y es menor a C= 33.05 m. en esta misma estación, por lo que el vertedor trabaja libremente.

Es importante calcular las pérdidas menores (AH) por cambios de diámetro a lo largo del canal entubado, siendo calculadas como $AH = \frac{V^2}{2g} K$, considerando estas pérdidas significativas a partir de la estación donde existan dichos cambios de diámetro, como lo es el caso de la estación 1+520, donde hay una reducción del diámetro de 450 a 400 mm., por ello nos auxiliamos de la tabla No. 4.4.1.2, eligiendo la reducción ya mencionada, obtenemos una pérdida de carga igual a $0.300 \cdot \frac{V^2}{2g} = 0.300 \cdot 0.11^2 = 0.00363$ metros. Esto significa que le sumaremos a las pérdidas por fricción, estas pérdidas menores, dándonos como resultado la elevación del agua en la parte de aguas abajo del vertedor de la caja (NB) que se encuentra inmediatamente aguas arriba de la que se está estudiando, o sea NB= NA+Hf+AH= 33.12+0.3834+0.00363= 33.51 metros. Para que el vertedor trabaje libremente, esta elevación (NB) deberá ser mayor a la del terreno natural en la siguiente estación y menor a la elevación de la cresta del vertedor en esta misma estación.

12.- Calculamos la mínima excavación y máxima, para alojar la tubería, con las fórmulas ya descritas, pero a las que haremos mención a continuación:

$$C.Z._{mín} = T.N - 0.65 - t - d - 0.10 = 30.92 \text{ m.}$$

$$C.Z._{máx} = T.N - 4.05 - t - (d/2) - 0.10 = 27.72 \text{ m.}$$

se fijó la cota del piso de la zanja en 30.50 m., con la finalidad de que no se presentará una velocidad tanto erosiva como para que se produzcan sedimentos, esta velocidad se calculó con la fórmula de Manning: $V = (1/n) \cdot R^{2/3} \cdot Sg^{1/2} = (1/0.009) \cdot (0.40/4)^{2/3} \cdot 0.0011^{1/2} = 0.81$ m/seg, en donde Sg es la pendiente geométrica, en nuestros calculos $Sg = 0.0011 = (31.26 - 30.50) / 668 =$ (diferencia entre cotas de piso de la zanja en un tramo de tubería) / l.

13.- La elevación de la tapa de cada caja distribuidora (T en metros), se obtuvo sumando a la elevación NA, 60 cm., o bien T= NA+0.60= 32.71+0.60= 33.31 m.

14.- Los volúmenes de excavación se calcularon como ya se mencionó, en las estaciones donde ubicamos cajas distribuidoras, en nuestro ejemplo el ancho zanja B= DIAMETRO+0.30=0.40+0.30= 0.70 metros, la

profundidad de la caja distribuidora $P=T.N-C.P.Z= 32.10-30.50=1.60$ metros, la profundidad media (P.M) se obtiene entre dos cajas distribuidoras o sea la ubicada en la estación de análisis (2+188) y la posterior (1+520) resultando $P.M=(1.60+1.24)/2= 1.42$ metros, entonces el $V.E= B*P.M*1= 0.70*1.42*668= 663.99 \text{ m}^3$, el $V.P= 0.10*1*B=0.10*668*0.70=46.76 \text{ m}^3$, y por último $V.R=V.E-V.P= 663.92-46.76= 617.23 \text{ m}^3$. Aunque en el catalogo de conceptos tanto el volumen de excavación como el de relleno se tendrán que desglosar, para el caso del volumen de excavación en material común y roca, para el segundo en compactado y a volteo.

En lo que respecta al dibujo de los perfiles, como ya se dijo anteriormente primero se obtiene el del terreno natural, luego el de la línea de tubería y finalmente la línea del gradiente hidráulico, para esta última los puntos se van fijando de acuerdo a los niveles NA y NB, por ejemplo en el Canal Principal 1 donde ubicamos la caja distribuidora de la estación 2+188 el primer punto NA se ubicará a la elevación 1832.71 m.s.n.m. y NB=1832.82 será el primer punto de estación 1+520, si consultamos la tabla 4.4.2.2 nos daremos cuenta que el segundo punto es la elevación NA=33.12 para esta estación, por lo que el primer punto de la estación subsecuente será NB. También en el mismo perfil se indican las estructuras como lo son: caja distribuidora, pozo de registro y tubo de ventilación, con sus respectivos kilometrajes, de acuerdo a los criterios que rigen su localización; para reafirmar esta idea, se puede consultar el perfil de dicho canal, en el Plano No. 3.

Una vez identificada el área de riego de acuerdo con los estudios básicos, se procedió a la localización definitiva de este canal y del canal principal 2 en planos a escala 1:4,000, considerando con detalle todas las pérdidas de carga en el canal y disponer de todos los datos definitivos, al haber realizado el respectivo cálculo hidráulico de las líneas de tubería trabajando a baja presión, que se presenta en la tabla 4.4.2.2; así como de la nomenclatura final de la red de distribución. El resumen de las características hidráulicas de los canales principales figuran en el cuadro 4.4.2.3, pudiéndose consultar como referencia también el plano N°4 de la zona de riego.

4.4.3 Sistema de distribución

La localización de los canales laterales en la zona de riego, esta ligada principalmente a la topografía y al tipo de lotificación que existe en los terrenos regables, ya que se fueron respetando dichos linderos hasta donde la topografía lo permitio, de tal forma que dominarán la mayor área de influencia posible, así como buscando el mejor funcionamiento hidráulico, con menor longitud y área máxima dominada.

**CALCULO HIDRAULICO DE LOS CANALES (TUBERIA) TRABAJANDO
A BAJA PRESION**

CANAL PRINCIPAL 1

ESTACION	DIAM.TEOR (m)	DIAMETRO (m)	LONGITUD (m)	Q A. ABAJO (m3/seg)	Q A. ARRIBA (m3/seg)	ELEV. T.N (m)	a (m)	C (m)	Lvertedor (m)	H (m)
2+188				0.03	0.04	32.10	0.55	32.65	1.10	0.06
	0.29	0.40	668.00							
1+520				0.04	0.11	32.50	0.55	33.05	1.30	0.07
	0.48	0.45	560.00							
0+960				0.11	0.25	33.00	0.55	33.55	1.30	0.13
	0.73	0.60	960.00							
0+000				0.25	0.00	34.00	0.55	34.55	1.50	0.20

CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	DIAM.TEOR (m)	DIAMETRO (m)	LONGITUD (m)	Q A. ABAJO (m3/seg)	Q A. ARRIBA (m3/seg)	ELEV. T.N (m)	a (m)	C (m)	Lvertedor (m)	H (m)
3+660				0.04	0.08	29.50	0.55	30.05	1.10	0.07
	0.41	0.40	180.00							
3+480				0.08	0.18	30.20	0.55	30.75	1.30	0.10
	0.62	0.50	792.00							
2+688				0.18	0.25	31.40	0.55	31.95	1.30	0.18
	0.73	0.70	60.00							
2+628				0.25	0.32	31.35	0.55	31.90	1.50	0.30
	0.82	0.80	440.00							
2+188				0.32	0.35	31.90	0.55	32.45	1.50	0.24
	0.86	0.80	428.00							
1+760				0.35	0.37	32.40	0.55	32.95	1.50	0.25
	0.89	0.80	110.00							
1+650				0.37	0.41	32.50	0.55	33.05	1.50	0.31
	0.93	0.90	418.00							
1+232				0.41	0.42	33.20	0.55	33.75	1.50	0.28
	0.94	0.95	552.00							
0+680				0.42	0.44	32.67	0.55	33.42	1.50	0.72
	0.97	0.95	220.00							
0+460				0.44	0.47	32.85	0.55	33.40	1.50	0.80
	1.00	0.95	460.00							
0+000				0.47	0.00	34.00	0.55	34.55	1.50	0.31

**CALCULO HIDRAULICO DE LOS CANALES (TUBERIA) TRABAJANDO
A BAJA PRESION**

CANAL PRINCIPAL 1

ESTACION	NA (m)	Sh	Hf (m)	AH (m)	NB (m)	COTA PISO ZANJA (m)	DIF.ELEV (m)	Sg	VELOCIDAD (m/seg)	T (m)
2+188	32.71	0.0002	0.1133		32.82	30.50				33.31
1+520	33.12	0.0007	0.3834	0.0330	33.53	31.26	0.76	0.0011	0.81	33.72
0+960	33.68	0.0008	0.7319	0.0740	34.48	31.59	0.33	0.0006	0.63	34.28
0+000	34.75					32.59	1.00	0.0010	1.01	35.35

CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	NA (m)	Sh	Hf (m)	AH (m)	NB (m)	COTA PISO ZANJA (m)	DIF.ELEV (m)	Sg	VELOCIDAD (m/seg)	T (m)
3+660	30.12	0.0007	0.1221	0.0000	30.25	28.31				30.72
3+480	30.85	0.0010	0.8277	0.0900	31.77	28.90	0.59	0.0033	1.37	31.45
2+688	32.13	0.0003	0.0201	0.0740	32.22	29.60	0.70	0.0009	0.83	32.73
2+628	32.20	0.0003	0.1185	0.0061	32.32	29.72	0.12	0.0020	1.55	32.80
2+188	32.69	0.0003	0.1379	0.0000	32.83	30.00	0.28	0.0006	0.96	33.29
1+760	33.20	0.0004	0.0396	0.0000	33.24	30.30	0.30	0.0007	1.01	33.80
1+650	33.36	0.0002	0.0986	0.0078	33.46	30.40	0.10	0.0009	1.15	33.96
1+232	34.03	0.0002	0.1024	0.0000	34.13	30.60	0.20	0.0004	0.81	34.63
0+680	34.14	0.0002	0.0448	0.0000	34.18	30.80	0.25	0.0011	1.44	34.74
0+460	34.20	0.0002	0.1069	0.0000	34.30	31.05	0.95	0.0021	1.94	34.80
0+000	34.86					32.00				35.46

**CALCULO HIDRAULICO DE LOS CANALES (TUBERIA) TRABAJANDO
A BAJA PRESION**

CANAL LATERAL k 0+460 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	DIAM.TEOR (m)	DIAMETRO (m)	LONGITUD (m)	Q A. ABAJO (m3/seg)	Q A. ARRIBA (m3/seg)	ELEV. T.N (m)	a (m)	C (m)	Lvertedor (m)	H (m)
0+640				0.04	0.44	30.50	0.55	31.05	1.50	0.31
	0.97	0.95	640.00							
0+000				0.44	0.47	32.85	0.55	33.40	1.50	0.80

CANAL LATERAL k 1+650 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	DIAM.TEOR (m)	DIAMETRO (m)	LONGITUD (m)	Q A. ABAJO (m3/seg)	Q A. ARRIBA (m3/seg)	ELEV. T.N (m)	a (m)	C (m)	Lvertedor (m)	H (m)
0+528				0.03	0.37	32.60	0.55	33.15	1.50	0.05
	0.89	0.80	528.00							
0+000				0.37	0.41	32.50	0.55	33.05	1.50	0.31

CANAL LATERAL k 2+188 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	DIAM.TEOR (m)	DIAMETRO (m)	LONGITUD (m)	Q A. ABAJO (m3/seg)	Q A. ARRIBA (m3/seg)	ELEV. T.N (m)	a (m)	C (m)	Lvertedor (m)	H (m)
0+640				0.03	0.32	32.40	0.55	32.95	1.50	0.05
	0.82	0.80	640.00							
0+000				0.32	0.35	31.90	0.55	32.45	1.50	0.24

CANAL LATERAL k 2+628 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	DIAM.TEOR (m)	DIAMETRO (m)	LONGITUD (m)	Q A. ABAJO (m3/seg)	Q A. ARRIBA (m3/seg)	ELEV. T.N (m)	a (m)	C (m)	Lvertedor (m)	H (m)
0+736				0.04	0.07	29.70	0.55	30.25	1.50	0.06
	0.39	0.35	128.00							
0+608				0.07	0.25	30.05	0.55	30.60	1.50	0.09
	0.73	0.70	608.00							
0+000				0.25	0.32	31.35	0.55	31.90	1.50	0.30

**CALCULO HIDRAULICO DE LOS CANALES (TUBERIA) TRABAJANDO
A BAJA PRESION**

CANAL LATERAL k 0+460 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	NA (m)	Sh	Hf (m)	AH (m)	NB (m)	COTA PISO ZANJA (m)	DIF.ELEV (m)	Sg	VELOCIDAD (m/seg)	T (m)
0+640	31.36	0.0002	0.5000	0.0000	33.06	28.70				31.96
							2.35	0.0037	1.91	
0+000	34.20					31.05				34.60

CANAL LATERAL k 1+650 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	NA (m)	Sh	Hf (m)	AH (m)	NB (m)	COTA PISO ZANJA (m)	DIF.ELEV (m)	Sg	VELOCIDAD (m/seg)	T (m)
0+528	33.20	0.0004	0.1901	0.0000	33.39	30.97				33.80
							0.57	0.0011	1.25	
0+000	33.36					30.40				33.96

CANAL LATERAL k 2+188 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	NA (m)	Sh	Hf (m)	AH (m)	NB (m)	COTA PISO ZANJA (m)	DIF.ELEV (m)	Sg	VELOCIDAD (m/seg)	T (m)
0+640	33.00	0.0003	0.1724	0.0000	33.17	30.85				33.60
							0.85	0.0013	1.38	
0+000	32.69					30.00				33.29

CANAL LATERAL k 2+628 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	NA (m)	Sh	Hf (m)	AH (m)	NB (m)	COTA PISO ZANJA (m)	DIF.ELEV (m)	Sg	VELOCIDAD (m/seg)	T (m)
0+736	30.31	0.0011	0.1356	0.0000	30.45	28.58				30.91
							0.14	0.0011	0.72	
0+608	30.69	0.0003	0.2037	0.2788	31.47	28.72				31.29
							1.00	0.0016	1.41	
0+000	32.20					29.72				32.80

**CALCULO HIDRAULICO DE LOS CANALES (TUBERIA) TRABAJANDO
A BAJA PRESION**

CANAL LATERAL k 2+688 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	DIAM.TEOR (m)	DIAMETRO (m)	LONGITUD (m)	Q A. ABAJO (m3/seg)	Q A. ARRIBA (m3/seg)	ELEV. T.N (m)	a (m)	C (m)	Lvertedor (m)	H (m)
0+592				0.05	0.18	32.10	0.55	32.65	1.50	0.07
	0.62	0.50	592.00							
0+000				0.18	0.25	31.40	0.55	31.95	1.50	0.18

**CALCULO HIDRAULICO DE LOS CANALES (TUBERIA) TRABAJANDO
A BAJA PRESION**

CANAL LATERAL k 2+688 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	NA (m)	Sh	Hf (m)	AH (m)	NB (m)	COTA PISO ZANJA (m)	DIF.ELEV (m)	Sg	VELOCIDAD (m/seg)	T (m)
0+592	32.72	0.0010	0.6187	0.0000	32.04	30.80	1.20	0.0020	1.25	33.32
0+000	32.13					29.60				32.73

116

U.N.A.M. E.N.E.P ACATLAN
TESIS PROFESIONAL
MORALES JIMENEZ ELIZABETH
PROYECTO: HUEJONAPAN.

TABLA No. 4.4.2.3

**CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE
LOS CANALES PRINCIPALES 1 Y 2**

CANAL PRINCIPAL 1

ESTACION	DIAMETRO (m)	VELOCIDAD (m/seg)	PENDIENTE Sg	NA (m)	NB (m)
2+188				32.71	32.82
	0.40	0.81	0.0011		
1+520				33.12	33.53
	0.45	0.63	0.0006		
0+960				33.68	34.48
	0.60	1.01	0.0010		
0+000				34.75	

CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	DIAMETRO (m)	VELOCIDAD (m/seg)	PENDIENTE Sg	NA (m)	NB (m)
3+660				30.12	30.25
	0.40	1.37	0.0033		
3+480				30.85	31.77
	0.50	0.83	0.0009		
2+688				32.13	32.22
	0.70	1.55	0.0020		
2+628				32.20	32.32
	0.80	0.96	0.0006		
2+188				32.69	32.83
	0.80	1.01	0.0007		
1+760				33.20	33.24
	0.80	1.15	0.0009		
1+650				33.36	33.46
	0.90	0.9	0.0005		
1+232				34.03	34.13
	0.95	0.81	0.0004		
0+680				34.14	34.18
	0.95	1.44	0.0011		
0+460				34.20	34.30
	0.95	1.94	0.0021		
0+000				34.86	

U.N.A.M. E.N.E.P ACATLAN

TESIS PROFESIONAL

MORALES JIMENEZ ELIZABETH

PROYECTO: HUEJONAPAN.

Este sistema fue diseñado haciendo el mismo análisis que para los canales principales 1 y 2, considerando los mismos lineamientos anteriormente descritos, ya que primero se analizan los canales laterales y con parte de la información obtenida, esta es utilizada en el análisis de los canales principales, por ejemplo la carga NA que se requiere para conducir en el lateral el gasto deseado, se anotará en el canal principal.

La red de distribución esta constituida por 5 canales laterales que corresponden al canal principal 2, los cuales fueron dimensionados para gastos que van desde 0.47 hasta 0.03 m³/s, y cuya longitud total es de 3.136 Km. Tres de ellos trabajan en contrapendiente, conservando los niveles de gradiente hidráulico necesarios en estos casos.

Todos estos canales son entubados y el resumen de las características hidráulicas se presenta en la tabla 4.4.3. El cálculo de los volúmenes de obra, se realiza de la misma forma, en que se realiza para los canales principales.

4.4.4 Normas de diseño para la red de drenaje

Siempre se debe contar con un drenaje superficial que se destine para retirar escurrimientos superficiales provenientes de desperdicios de riego y de lluvias. Se recomienda utilizar para el coeficiente de rugosidad en la fórmula de Manning un valor de $n = 0.030$ a 0.040 , correspondiendo el primer valor a drenes con radio hidráulico mayores de 4.0 y el segundo para radio hidráulico menores de 4.0.

En el diseño de drenes se adoptarán velocidades que por un lado no produzcan erosión y por otro eviten su azolvamiento. Para velocidades máximas, se adoptará 1.20 m/s y para velocidades mínimas se recomienda adoptar un valor de 0.40 m/s.

La profundidad de un dren somero que conduce aguas superficiales, está controlada solo por el gasto que tiene que conducir. En general, los drenes abiertos que se diseñen para evacuar aguas subsuperficiales tendrán una profundidad, mínima entre 1.50 y 3.00 m.

La sección transversal de cualquier dren deberá ser trapecial, los taludes de los cortes dependerán del tipo de material en que se excaven, siendo normalmente de 1.5:1 ó 2.0:1; pero en casos especiales en algunos materiales pueden ser mayores o menores, en cuyo caso debe fijarse un valor de acuerdo a los estudios de Geotecnia. En general, se proporcionan banquetas entre la orilla del corte y el bordo de desperdicio para tener una capacidad de conducción adicional. El ancho mínimo de la plantilla de los drenes

**CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE
LOS CANALES LATERALES**

CANAL LATERAL k 0+460 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	DIAMETRO (m)	VELOCIDAD (m/seg)	PENDIENTE Sg	NA (m)	NB (m)
0+640				31.36	33.06
	0.95	1.91	0.0037		
0+000				34.2	

CANAL LATERAL k 1+650 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	DIAMETRO (m)	VELOCIDAD (m/seg)	PENDIENTE Sg	NA (m)	NB (m)
0+528				33.2	33.39
	0.80	1.25	0.0011		
0+000				33.36	

CANAL LATERAL k 2+188 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	DIAMETRO (m)	VELOCIDAD (m/seg)	PENDIENTE Sg	NA (m)	NB (m)
0+640				33	33.17
	0.80	1.38	0.0013		
0+000				32.69	

U.N.A.M. E.N.E.P ACATLAN

TESIS PROFESIONAL

MORALES JIMENEZ ELIZABETH

PROYECTO: HUEJONAPAN.

TABLA No. 4.4.3

CANAL LATERAL k 2+628 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	DIAMETRO (m)	VELOCIDAD (m/seg)	PENDIENTE Sg	NA (m)	NB (m)
0+736				30.31	30.45
	0.35	0.72	0.0011		
0+608				30.69	31.47
	0.70	1.41	0.0016		
0+000				32.2	

CANAL LATERAL k 2+688 DEL CANAL PRINCIPAL 2

ESTACION	DIAMETRO (m)	VELOCIDAD (m/seg)	PENDIENTE Sg	NA (m)	NB (m)
0+592				32.72	32.04
	0.50	1.25	0.002		
0+000				32.13	

U.N.A.M. E.N.E.P ACATLAN

TESIS PROFESIONAL

MORALES JIMENEZ ELIZABETH

PROYECTO: HUEJONAPAN.

queda influenciado por el gasto a conducir, tipo del equipo de excavación y de mantenimiento disponible; sin embargo el ancho de plantilla mínimo es de 1.00 m., cuando se consultan la tablas de secciones tipo, para este tipo de estructuras.

Si se tienen drenes tributarios abiertos, estos deben entrar al dren más grande con la superficie del agua, cuando menos a la misma elevación; si el dren tributario conduce más de 0.50 m³/s., su alineamiento se debe curvar hacia aguas abajo en su extremo inferior.

No se permitirá que el agua superficial entre a un dren derramando por los taludes laterales, ya que los bordos de desperdicio se colocarán de modo de impedirlo y se proporcionarán entradas mediante estructuras para controlar el ingreso del agua superficial. Las entradas se construirán en todos los sitios que se requieran, de acuerdo con la topografía, es decir en todos los puntos bajos donde haya concentración de escurrimientos. Así mismo cada lote deberá tener su respectiva entrada de agua, para la descarga de excedentes de riego y lluvia al sistema de drenaje debiéndose localizar en el punto más bajo del mismo, con la capacidad suficiente.

4.4.5 Red de drenaje

Para el desalajo de los excedentes de lluvia y de los retornos de riego, se diseñó una red de drenaje a cielo abierto, con capacidades entre 0.52 y 0.36 m³/s y cuya longitud total es de 8.188 Km.

Tienen estos drenes sección trapecial, taludes 1.5:1 y cuyas características geométricas e hidráulicas fueron determinadas utilizando la ecuación de Manning $Qn/s^{1/2} = AR^{2/3}$, en donde el gasto (Q) adoptado fue de 0.52 m³/s, la pendiente (s) de 0.0003, rugosidad (n) igual a 0.035; ya que no se diseñaron adoptando ninguna sección tipo, pues estas no cubría ni con los gastos que se pretenden manejar, ni con la velocidad mínima aconsejable, por lo tanto la sección que se eligió para los 5 drenes colectores resultaron ser: base= 0.60 m. y altura=0.80 m., considerando un equipo de excavación que nos permitiera realizarlos.

Esta red se complementaría con 1.888 Km. de drenes naturales que no necesitan ser rectificadas y que sólo requerirían ser objeto de una limpia y retiro de maleza en sus cauces.

4.4.6 Sistema de caminos

Es bien sabido que los caminos de servicio en una zona de riego son parte fundamental y necesaria, para lograr un eficiente funcionamiento de la zona, pues de nada serviría contar con las mejores tierras cultivables, disponer del agua necesaria, etc., si

no se cuenta con una red de caminos que permita la fácil movilización de las cosechas, así como para mantener en buen estado los canales; es por ello que se debe prestar atención a la localización, construcción y conservación de la red de caminos, ya que de esto depende en gran parte de la productividad de la zona y los altos rendimientos de los cultivos.

En nuestra zona de riego, no se implementará otro tipo de caminos, aparte de los caminos de terracería ya existentes, a los cuales se les podrá dar un revestimiento para facilitar la comercialización de las cosechas, pues estos son justificables por la razón de que han servido hasta la fecha en las labores propias de sembrado, cosechado y comercialización de los cultivos, dando buenos resultados reflejándose estos en los altos rendimientos que han tenido principalmente el jitomate; ahora bien ya con la implementación del sistema de riego anteriormente mencionado, la conservación y mantenimiento de la línea de tubería se realizará conforme al espacio destinado a la colocación de la tubería, pues en éste no se sembrará, además de disponer también de un espacio destinado a las áreas de maniobras de los equipos utilizados en las labores preagrícolas y posagrícolas, sin embargo no hay que descartar las estructuras como: tubos de ventilación o los pozos de registro que coadyuvarán a realizar dicho mantenimiento a la línea de tubería, para mantenerla en buenas condiciones. La longitud de estos caminos es de 31.576 Km.

4.4.7 Métodos de riego

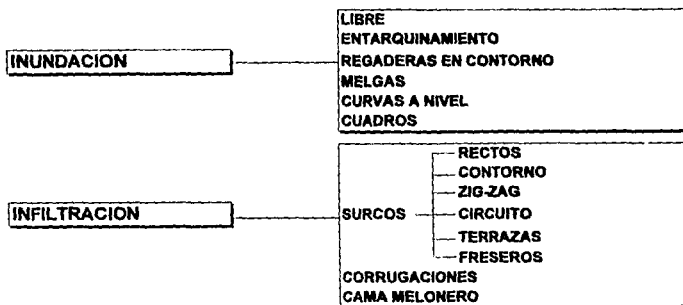
Aunque en este trabajo el tema más importante y de mayor relevancia es la planeación analítica del sistema de riego por medio de tuberías a baja presión, no descartamos a manera de propuesta un método de riego a nivel parcelario, por lo que al hablar de métodos de riego nos referimos a la forma de aplicar el agua de riego en la cantidad necesaria, a los lotes; sin embargo se requiere tener un conocimiento exacto del suelo, topografía, necesidades de la planta por regar y la capacidad del suelo para ser regado, para mantener la tierra en explotación permanente.

Por lo que un factor principal en la conservación mediante el riego, consiste en la selección adecuada de un método para cada caso específico o sea, cada terreno necesita un método de riego, que se adapte lo mejor posible a sus condiciones.

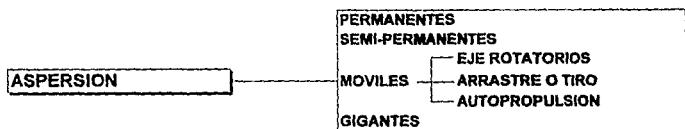
Los métodos de riego se clasifican de acuerdo a la formación del agua al suelo y a la distribución del agua sobre el mismo, dicha clasificación se puede consultar en el cuadro No.4.4.7. La aplicabilidad de estos métodos varía de acuerdo a la topografía, condiciones del suelo, tipo de cultivos, valor de las cosechas, sistemas aplicados y el volumen de agua disponible, por lo que cada

CLASIFICACION GENERAL DE LOS METODOS DE RIEGO

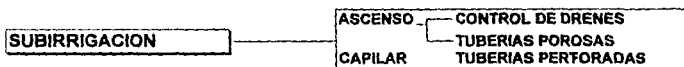
SUPERFICIALES



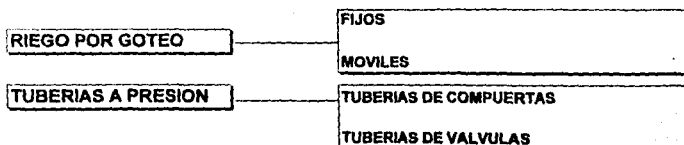
AEREOS



SUBTERRANEOS



OTROS



método tiene ciertas limitaciones, aunque puede adaptarse a las condiciones existentes; la planeación de algún método esta en función de su costo, instalación, mantenimiento, mano de obra y la habilidad necesaria para su operación eficiente.

De los métodos que aparecen en el cuadro No. 4.4.7, de acuerdo a las condiciones que prevalecen en el proyecto el que mejor se adaptaría sería el superficial, más específicamente riego por surcos el cual viene siendo un método con inundación parcial. Existen varios tipos entre los que tenemos:

- a) Riego por surcos en declive
- b) Riego por surcos en contorno
- c) Riego por surcos a nivel.

a) El método por surcos en declive consisten en pequeños canales con una pendiente continua casi uniforme que sigue la misma dirección del riego; el tamaño y forma de los surcos depende del tipo de cultivo, equipo empleado y distancia entre las hileras. El agua que escurre por los surcos cubre dos propósitos: penetrar en el suelo y difundirse lateralmente, para alimentar el área entre los surcos; el tiempo que el agua corre en los surcos depende del volumen requerido para reponer la zona ocupada por las raíces, el índice de captación del suelo y el grado de expansión lateral del agua en la tierra. En la mayor parte de los suelos el caudal de riego inicial debe exceder suficientemente el grado de absorción, para lograr un avance rápido del agua que al llegar a su límite de recorrido, las corrientes o gastos se ajusten o limiten para evitar el excesivo desperdicio de los excedentes superficiales por escurrimiento, deben tomarse medidas para recuperar al líquido sobrante.

Se emplea para regar todo tipo de cultivos sembrados en hilera incluyendo huertos, viñedos, hortalizas y similares. No se recomienda utilizar en suelos areniscos y se debe utilizar con precaución en suelos con alta concentración de sales solubles. Este método se adapta mejor en zonas donde la pendiente de los surcos no es superior al 1 %, en áreas donde la erosión pluvial no es un problema se aceptan hasta 3 %. Los gastos grandes como los pequeños se pueden emplear haciendo ajustes al número de surcos regados de acuerdo con el flujo disponible.

Las limitantes que tiene son: trabajo manual muy alto, regulación del caudal derivado a cada surco, buena nivelación del terreno y no es recomendado para riegos ligeros necesarios para la germinación de la semilla o cultivos de raíz de poca profundidad.

b) El método de surcos en contorno, es similar al de surcos en declive en lo que se refiere a la forma de aplicación del agua, por lo que los surcos que están casi a nivel distribuyen el agua a través de terrenos en lomerío, principalmente a los que siguen las

pendientes. Estos surcos siguen curvas que se adaptan a la superficie del suelo, teniendo el declive necesario para la distribución del agua de riego.

Este método se utiliza en casi todos los suelos con desnivel excepto en los ligeramente areniscos o quebradizos, siendo muy aceptable en terrenos de pendiente uniforme en ambas direcciones o también con pendientes demasiado pronunciadas, ya que facilita la distribución adecuada del agua pudiéndose utilizar grandes gastos en surcos casi nivelados reduciéndose el tiempo necesario para el riego.

En surcos profundos y suelos de textura mediana a fina, pueden regarse si la pendiente no excede del 6 %, en suelo de textura ligera no debe ser superior al 4 %; en surcos poco profundos la pendiente no deberá ser mayor al 3%. Entre las limitaciones tenemos que: requiere un gran cuidado constante durante el riego para evitar desbordamiento y deslave de surcos, además de vigilar el curso del agua ya que debe ser corto, para eliminar los excedentes en forma segura sin destruir los surcos.

c) En el método de surcos a nivel, se construyen pequeños canales sin declive, los cuales se utilizan para regar cultivos sembrados sobre los surcos o entre ellos, la introducción del agua en el surco debe ser rápida, por lo que debe conocerse el volumen de agua requerida para distribuirse en todos los surcos teniéndose una profundidad uniforme en los mismos, manteniéndose estática hasta que la absorbe la tierra. Los movimientos laterales o de capilaridad del agua a través del suelo, distribuyen ésta en las áreas que se encuentran entre los surcos.

Los mejores resultados del método se tienen en pendientes suaves y uniformes. Como característica importante es que se puede variar el agua de aplicación de acuerdo con la temporada, cambiando el tiempo de aplicación, el tamaño de la corriente de los surcos o ambos. Las estructuras de conducción se pueden colocar espaciadas una de otra al doble de la longitud del surco, ya que el agua se aplica en ambos extremos de los mismos, esto es con el objeto de que cuando se tienen vientos fuertes de gran velocidad que afecten el curso de la corriente, se reducen el costo de construcción y mantenimiento del sistema de distribución y el equipo de labranza se lleva a mayores distancias antes de iniciar el regreso.

Tiene las siguientes limitaciones: en lugares donde el viento es mayor de 15 o 20 millas por hora, la aplicación del agua de riego se dificulta.

Ahora bien ya habiendo definido cada uno de los métodos por surcos, se podrá seleccionar uno de ellos manejando el sistema de riego por compuertas, considerando la eficiencia de conducción desde la fuente de abastecimiento hasta la aplicación del agua al surco muy alta, debido a que es un sistema entubado presurizado,

otra ventaja es la posibilidad del control del gasto de aplicación en cada surco; y si a este sistema se le agrega una válvula de descargas intermitentes, la cual cuenta con una válvula de mariposa (por lo regular) manejada mediante una computadora alimentada con energía solar, se elevaría en forma sustancial la eficiencia de aplicación, debido al suministro de agua a un grupo de surcos en forma discontinua y alterada, simétricamente a partir del punto de control (válvula de descarga intermitentes). La válvula se instala en un punto central del grupo de surcos a regar, el agua es suministrada a un lado y al otro de la válvula bajo una serie de ciclos de tiempo con duración constante o variable, hasta que el riego se completa.

El riego intermitente ante la interrupción del agua al desviarse a otro grupo de surcos disminuye la infiltración y favorece notablemente el avance, debido a los siguientes factores:

- 1.- Expansión de las partículas de arcilla.
- 2.- Reducción del potencial matricial del suelo.
- 3.- Homogenización de la capa superficial del suelo.
- 4.- Depositación de sedimentos y movimiento vertical de agua.
- 5.- Aire atrapado en el espacio poroso de la capa superficial del suelo.

Ante lo anterior el avance del agua es más acelerado a tal grado que se puede cubrir en el mismo tiempo el doble de surcos de lo que es posible con el riego de flujo continuo. Una vez que el agua ha llegado al final del surco, la duración de los ciclos es acortada, teniendo el efecto equivalente de reducir el gasto promedio de cada surco, haciendo con ésto que se reduzca el coleo. El efecto neto de este proceso es el de reducir la cantidad de agua necesaria para completar un riego e incrementar la uniformidad de éste.

Por ello las ventajas del uso de riego intermitente son:

- 1.- Los tiempos en ciclos de avance más acelerados dan una aplicación más uniforme, resultando en una menor infiltración profunda.
- 2.- Ante la reducción automática de los tiempos de ciclo en la fase de mojado, una vez que ha llegado a la parte final del surco, se disminuye el escurrimiento superficial (coleos).
- 3.- Las descargas intermitentes permiten una aplicación más ligera de agua con una mayor eficiencia.
- 4.- Ofrece al agricultor más oportunidades de manejo del riego, para ahorrar agua y energía. Un riego ligero puede dejar espacio para almacenar la precipitación que se presente en el período y reducir los requerimientos de riego.

5.- El manejo apropiado del riego por intermitencia reducirá la cantidad de agua (derivada o bombeada) y los requerimientos de energía, por lo tanto mejorará la eficiencia de aplicación, en relación al riego convencional.

6.- Al ser una forma de automatización, esto permitirá al agricultor practicar la reducción del riego en surcos sin ajustar compuertas en tuberías.

7.- Reduce los requerimientos de mano de obra.

Derivado de lo anterior, los beneficios que motivan al uso de este sistema, varían de agricultor, pero generalmente se incluyen dos o más, de los siguientes:

- 1.- Reducción del costo de bombeo.
- 2.- Reducción del gasto, de un recurso que en zonas de sobreexplotación, se está convirtiendo en poco renovable. Los ahorros de agua, varían entre 20 % y 40 % de los actualmente utilizados.
- 3.- Uniformidad de aplicación.
- 4.- Incrementos en productividad (varían de un 0 % a un 15 % y el costo del equipo se paga en un período de tiempo que va de un riego a un año).
- 5.- Reducción de sobrierigos en cultivos sensibles.
- 6.- Aumento de superficie bajo riego en regiones que cuentan con poca agua.
- 7.- Riegos ligeros y frecuentes.
- 8.- Flexibilidad en horarios de riego.
- 9.- Reducción de cantidades de fertilizantes usados.
- 10.- Control de sales.
- 11.- Control de erosión de tierras.

Sin embargo, las limitaciones son:

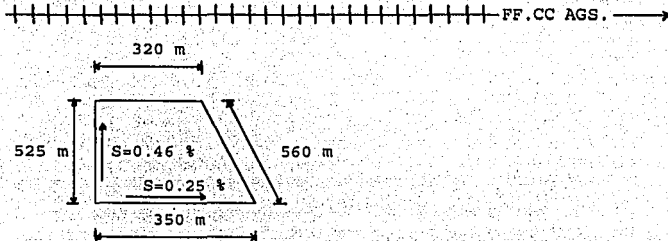
- A.- Requiere un alto grado de manejo; el cual puede ser un problema, cuando se tiene un regador inexperto.
- B.- La habilidad para aplicar riegos ligeros puede llevar a un suministro menor de agua al cultivo, si el agricultor no ajusta su plan de riego consecuentemente.
- C.- Si se requiere un mejor control de la humedad del suelo, por parte del agricultor, ya que al llegar más pronto el agua al final del surco, y como normalmente tiene la costumbre de cortar el riego cuando esto sucede, se puede tener una menor aplicación del agua.
- D.- El equipo para crear las intermitencias, requiere un mantenimiento adecuado para operar apropiadamente. Un deficiente funcionamiento de la válvula puede causar daño al cultivo. Se debe tener cuidado con el agua sucia, ya que puede afectar el mecanismo de control de algunas válvulas, causando en ellas que funcionen mal.
- E.- Se pueden presentar coleos excesivos, debido a una colocación inadecuada de la válvula de descargas intermitentes.

F.- Una interrupción repentina del suministro de agua puede conducir a un desconcierto por parte del agricultor; desconociendo la secuencia de ciclos en que se encontraba y cómo corregir lo necesario para continuar el riego.

G.- El flujo intermitente funciona en muchos, pero no en todos los tipos de suelos; los resultados están sujetos a cambiar con el tiempo.

H.- El riego por intermitencia puede no mejorar la eficiencia de riego en surcos cortos y nivelados, en donde la eficiencia ya es relativamente alta.

Por lo que para el diseño de riego por compuertas con válvulas de descargas intermitentes, se tomará como ejemplo del estudio de factibilidad del anteproyecto de modernización y rehabilitación de la infraestructura, en el Distrito de Riego 001, Pabellón, Ags., el diseño de estos sistemas, considerando como fuente de abastecimiento un pozo profundo con gasto medio de 30 LPS y en donde las áreas de riego se tomaron respetando los linderos de los lotes en base al gasto. El croquis de la lotificación se puede ver en la figura C1 y a manera de ejemplificación se diseñará la parcela No.2, cuyas dimensiones y características son:



Con dichas dimensiones, se determina la superficie del lote (S_T) en Ha e igual a $S_T = 18$ Ha., posteriormente se calcula:

1.- Distancia entre surcos (W), generalmente varía de 0.3 a 1.8 metros, en éste caso $W = 1.0$ m., por el tipo de cultivo seleccionado.

2.- Cultivos más comunes: Hortalizas.

3.- Eficiencia de aplicación considerada (E_a), se deberá tomar en cuenta la utilización de tubería o bien de la infraestructura propuesta, para este proyecto se tomó $E_a = 65\%$.

FIG.C1 DISEÑO DE RIEGO POR COMPUERTAS CON VALVULA DESCARGAS INTERMITENTES.

DATOS

Módulo: III

Sección: II

Serie de suelo: Rincón

Cultivo más común: hortalizas

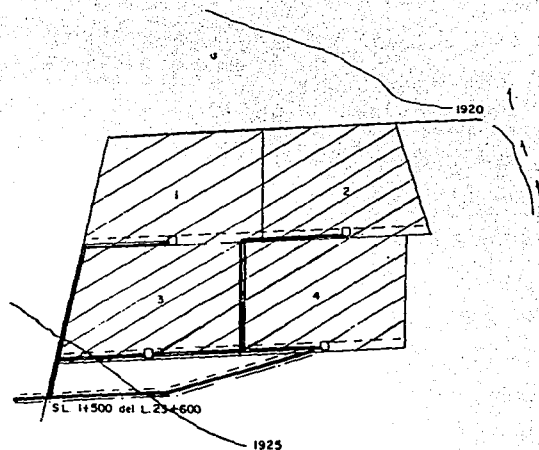
SIMBOLOGIA

— Canales de conducción

- - - - - Tubería de compuertas

□ Obra de fama

▨ Área de riego



Ese: 1:7500

4.- Longitud de surcos (L_s), se determina con la siguiente ecuación:

$$L_s = L_t - C \quad \text{donde:}$$

L_t = Longitud total del terreno en metros.

C = Anchura de caminos en metros.

Por lo tanto $L_s = 350 - 10 = 340$ m.

5.- Gasto por surco (q_s), es el que se le suministra a cada surco, obtenido mediante la siguiente fórmula:

$$q_s = (4.14 \cdot 10^{-3}) \cdot L_s \quad \text{por lo tanto:}$$

$$q_s = (4.14 \cdot 10^{-3}) \cdot 340 = 1.41 \text{ LPS se asume } 1.5 \text{ para facilidad de cálculo.}$$

6.- Gasto máximo por surco no erosionable ($q_{s_{\text{máx}}}$), se obtiene con la siguiente fórmula:

$$q_{s_{\text{máx}}} = 0.631/S \quad \text{donde:}$$

S = Pendiente del surco, en %.

Se requiere que $q_s < q_{s_{\text{máx}}}$ para aceptar el cálculo.

En el ejemplo $q_{s_{\text{máx}}} = 0.631/0.250 = 2.52$ LPS y se cumple que $q_s < q_{s_{\text{máx}}}$.

7.- Número de compuertas trabajando a la vez (N_c), se determinan con la fórmula:

$$N_c = Q_p/q_s \quad \text{donde:}$$

Q_p = Gasto disponible, en LPS.

Del ejemplo $N_c = 30.0/1.5 = 20$ compuertas.

8.- Láminas de riego (L_r) de los cultivos considerados (mes máxima demanda), obtenidas del estudio hidrológico.

La lámina neta para las hortalizas es de $L_N = 4.99$ cm y la lámina bruta es de 7.68 cm.

9.- Tiempo de riego, nos fijará la superficie que se regará al día, así como el número de surcos regados y finalmente el número de días de riego, aunque para ello se requiere conocer, los siguientes datos:

9.1.- Volumen entregado diariamente (VED), por la sistema de distribución.

$$VED = 24 \cdot 3600 \cdot Q_p \quad \text{donde:}$$

Q_p = Gasto disponible, en m^3/s .

Por lo tanto $VED = 24 \cdot 3600 \cdot 0.03 \text{ m}^3/s = 2,592 \text{ m}^3$.

9.2.- Superficie del surco (S_s en m^2), se calcula en la forma siguiente:

$Ss = Ls * W$ de donde:
 $Ss = 340 * 1 = 340 \text{ m}^2$.

9.3.- Volumen requerido para aplicar la lámina en una hectárea (Vr) .. se obtiene:

$Vr = Lr * 10,000 \text{ m}^2$
 $Vr_{\text{Normal}} = 0.0768 \text{ m} * 10,000 \text{ m}^2 = 768 \text{ m}^3$.

9.4.- Superficie regada al día (Sr en Ha/día), calculada como:

$Sr = VED/Vr$
En nuestro ejemplo $Sr = 2592/768 = 3.38 \text{ Ha./día}$.

9.5.- Número de surcos regados al día (Ns), obtenidos:

$Ns = VED/Vs$ y $Vs = Ss * Lr$ por lo tanto:
 $Vs = 340 * 0.0768 = 26.11 \text{ m}^3$
 $Ns = 2592/26.11 = 99.26 = 99 \text{ surcos}$.

9.6.- Número de días de riego (NDR en días), determinados con la siguiente fórmula:

$NDR = S_r/Sr$ en el ejemplo:
 $NDR = 18/3.38 = 5.33 = 6 \text{ días}$.

De lo anteriormente descrito, el objetivo fue presentar a nivel de propuesta este nuevo sistema y la forma de realizar un diseño de las distribuciones de riego por surcos utilizando tubería de compuertas con válvulas de descargas intermitentes; para que posteriormente sea empleadas en proyectos de riego, que se ajusten a las características de este ejemplo y a la vez logren con ello una mayor eficiencia en la distribución del agua de riego, que contribuya finalmente a incorporar mayor superficie de riego y el aumento de la productividad de la zona de riego.

4.2 PRESUPUESTO

4.2.1 Inversiones

El presupuesto de las obras planteadas asciende a un total de N\$ 31'339,757.00 de los cuales N\$ 30'164,707.00 corresponde a obras básicas, N\$ 72,000.00 a trabajos preagrícolas, N\$ 623,050.00 a indemnizaciones y N\$ 480,000.00 a obras complementarias (residencia y caminos de acceso). Considerando el 10 % de ingeniería y administración, 15 % de imprevistos y el 10 % de I.V.A, los costos ascienden a N\$ 43'609,273.00.

4.2.2 Programa de inversiones

En la tabla siguiente se presenta en forma resumida la programación de las acciones ante la ejecución del proyecto.

PROGRAMA DE INVERSIONES	
AÑO	IMPORTE (N\$)
Año 1	7'661,792.00
Año 2	19'401,750.00
Año 3	16'545,730.00

En función del tipo y magnitud de las obras, se considera un tiempo de ejecución de 3 años.

En el primer año se considera un avance constructivo de la cortina consistentes en excavación, tratamiento de la cimentación, núcleo impermeable de arcilla y filtro de arena, así como también las indemnizaciones, residencia y caminos de acceso.

En el segundo año se cubrirá el 50 % de los costos de la presa, incluyendo en éste total el vertedor y la obra de desvío; además del 50 % de la zona de riego.

En el tercer año se considera el faltante del costo de la presa de almacenamiento, el total de la obra civil de la planta de bombeo, la adquisición del equipo electromecánico y línea eléctrica, los trabajos preagrícolas y el 50 % restante de la zona de riego. Las inversiones anuales se describen en el Cuadro N° 4.2.2.

PROGRAMA DE INVERSIONES

CONCEPTO	IMPORTE (N\$)	AÑO 1	AÑO 2	AÑO 3
1.- OBRAS BASICAS	30,164,707	4,403,089	13,943,047	11,818,571
PRESA DE ALMACENAMIENTO	22,015,443	4,403,089	11,007,722	6,604,633
PLANTA DE BOMBEO (O. CIVIL)	1,672,435			1,672,435
ZONA DE RIEGO	5,870,651		2,935,326	2,935,326
EQUIPO ELECTR. Y L. ELECTR.	606,178			606,178
2.- TRABAJOS PREAGRICOLAS	72,000			72,000
3.- INDEMNIZACIONES	623,050	623,050		
4.- OBRAS COMPLEMENTARIAS	480,000	480,000		
RESIDENCIA	50,000	50,000		
CAMINOS DE ACCESO	430,000	430,000		
SUMA TOTAL	31,339,757	5,506,139	13,943,047	11,890,571
INGENIERIA Y ADMON. (10 %)	3,133,976	550,614	1,394,305	1,189,057
IMPREVISTOS (15 %)	5,171,060	908,513	2,300,603	1,961,944
I.V.A (10 %)	3,964,479	696,527	1,763,795	1,504,157
TOTAL	43,609,273	7,681,792	19,401,750	16,545,730

U.N.A.M. E.N.E.P ACATLAN

TESIS PROFESIONAL

MORALES JIMENEZ ELIZABETH

PROYECTO: HUEJONAPAN.

CAPITULO V



CAPITULO V

POLITICA HIDRAULICA NACIONAL DEL APROVECHAMIENTO, MANEJO Y BUEN USO DEL AGUA

5.1 LEY DE AGUAS NACIONALES

Dentro de la esperada modernización, planeación, uso eficiente y racional de los recursos naturales (siendo el de mayor relevancia en este trabajo el AGUA), surge en 1992 la **Ley de Aguas Nacionales** cuyo objetivo es regular la explotación, aprovechamiento de las aguas nacionales, distribución, control, y preservación de su cantidad y calidad para lograr su desarrollo integral sustentable.

Gracias a la promulgación de dicha Ley, hoy se cuenta con una regulación muy clara tanto en lo que se refiere a la cantidad como a la calidad de las aguas, ya que anteriormente había dispersión de atribuciones entre diversas autoridades, disposiciones que no eran claras, y además no se contaba con un reglamento específico, por lo que se aplicaban viejos reglamentos que correspondían a otras leyes que habían estado en vigor con anterioridad.

Esta Ley y su Reglamento, reconocen a la **Comisión Nacional de Agua (C.N.A.)** como la autoridad federal única en la materia, la cual instruye procedimientos ágiles y expeditos, así como las atribuciones de la autoridad y los derechos y obligaciones de los usuarios, incluso con esta nueva Ley se logra un justo equilibrio entre el interés público y el social, al disponer de una clara correspondencia y coparticipación en la administración del agua, ya que ahora se trata de un compromiso social que requiere la participación activa de todos.

Sin embargo es indispensable acercarse a los usuarios y proporcionarles más información para que se pueda aplicar esta Ley, pues no basta con otorgarles el título e inscribirlos en el Registro Público de Derechos de Agua, hay que mantener el contacto con ellos para auxiliarlos en el cumplimiento de las normas en materia de agua. Es primordial que tengan conciencia de sus derechos y obligaciones en el uso de este vital recurso en razón de que estos dispositivos legales fueron hechos para el usuario y si alguno no quiere cumplirlos, inevitablemente se tendrán que aplicar con todo rigor las sanciones correspondientes.

En materia de Distritos de Riego (D.R) la Ley de Aguas Nacionales contempla lo siguiente:

* Define la integración de los D.R, por las áreas que quedan dentro de su perímetro, vasos de almacenamiento, fuentes de abastecimiento (superficiales o subterráneas), obras de infraestructura hidráulica e instalaciones para su operación y funcionamiento eficiente.

* Le confiere a los usuarios mismos las atribuciones de organizar la administración, operación, conservación y mantenimiento de los D.R, según lo dispuesto en su reglamento de servicio de riego, el cual deberá incluir:

- La toma de decisiones en cuanto a la administración y distribución de las aguas concesionadas.

- Protección de los derechos de los usuario, así como su participación tanto en la administración y vigilancia del sistema.

- La forma de realizar inversiones para mejorar la infraestructura hidráulica y como se recuperarán dichos gastos.

- Es obligatorio contribuir con el pago de cuotas por los servicios que se reciben.

- Derechos y obligaciones de los usuarios, así como las sanciones por incumplimiento.

- Condiciones para transmisión de derechos individuales de explotación, aprovechamiento de aguas entre los miembros.

- Condiciones para transmitir total o parcialmente a terceras personas el título de concesión de los excedentes de agua.

- Solucionar en su debido caso las inconformidades de los miembros.

* El establecimiento del comité hidráulico, el cual actuará como órgano colegiado de concertación para un manejo adecuado del agua e infraestructura. A la vez propondrá el reglamento del D.R vigilando su cumplimiento, el cual se someterá a sanción de la C.N.A.

* Recibirán los servicios de agua para riego los productores rurales, al formar parte del padrón de usuarios.

* Los usuarios estarán obligados a:

- Utilizar el servicio de agua para riego según lo estipulado en el reglamento del D.R.

- Pago de las cuotas por los servicios de riego, debidamente autorizadas por la C.N.A.

- En caso de no cumplir con lo anterior, será suspendida la prestación del servicio hasta que regularice su situación, sin embargo si en el ciclo agrícola existen cultivos, no se

llevará a cabo tal suspensión.

* Si en el ciclo agrícola es insuficiente el agua para riego, esta se distribuirá según se haya pactado en el reglamento del D.R.

* El poder Ejecutivo Federal podrá financiar el establecimiento de un D.R. (organización de los productores y construcción de la infraestructura), publicado en el Diario Oficial de la Federación, especificando: fuentes de abastecimiento, volúmenes de agua captados, perímetro de D.R., perímetros de la zona o zonas de riego que integren al D.R., y los requisitos para proporcionar el servicio de riego.

* Al constituirse un D.R. con financiamiento, la C.N.A. promoverá:

- Las vedas correspondientes para un buen funcionamiento de las obras.

- El plano catastral de tierras y construcciones establecidas en el D.R.

- Establecimiento del censo de propietarios.

- Promoverá la expropiación de las tierras que se requieran en la construcción de las obras hidráulicas, con la correspondiente indemnización en efectivo.

- Efectuará las debidas audiencias y concertaciones para la constitución de las zonas de riego y posteriormente para la recuperación de la inversión federal.

* Los D.R. pueden:

- Fusionarse con otro u otros D.R. o Unidades de Riego, conservando su naturaleza de Distrito.

- Cambiar el uso del agua para riego, con la autorización de la C.N.A.

5.1.1 Asociación Nacional de Usuarios de Riego

Por otra parte es importante recalcar la constitución legal de la Asociación Nacional de Usuarios de Riego (ANUR) el 8 de julio de 1994, la cual agrupa a las asociaciones y sociedades de usuarios para operar, conservar y administrar en forma descentralizada los D.R. del país.

La ANUR es una persona moral constituida como asociación civil sin fines de lucro, que se creó para apoyar a sus miembros en el mejoramiento del riego agrícola; crear un espacio para canalizar sus inquietudes y propuestas; y facilitar la administración de los sistemas e infraestructura de irrigación. También busca promover la

participación de los usuarios de los distritos y de las unidades y empresas de riego en el desarrollo hidráulico.

Entre los objetivos de la ANUR están:

- Representar a sus asociados en la propuesta, promoción y gestión de los programas, apoyos, acciones, inversiones y recursos que requieran.
- Promover el uso eficiente y racional del agua.
- Difundir y promover el debido cumplimiento de la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento.
- Prestar a sus miembros los servicios de asesoría, apoyo, asistencia técnica, contable y las demás que se requieran para consolidar la descentralización de los D.R. y hacer más eficiente y económica la administración, operación, conservación, mantenimiento y rehabilitación de la infraestructura hidráulica.
- Promover y gestionar fuentes de financiamiento.
- Realizar o contratar con terceros los planes, programas, estudios, investigaciones, tecnología, estadísticas o documentación que permita mejorar la estructura, operación y desarrollo de los D.R.

El órgano máximo de la Asociación será la Asamblea General, integrada por todos los presidentes de las asociaciones de usuarios acreditados. La administración estará a cargo de un Consejo de Administración Nacional, integrado por un presidente, un secretario, un tesorero y por los vocales previstos en los estatutos, quienes serán nombrados por la Asamblea General.

5.2 ORGANIZACION DEL PROYECTO.

Para efectos de la construcción de un Proyecto se instalará una Residencia General de Proyecto dependiente de la Comisión Nacional del Agua. Esta Residencia General tendrá la responsabilidad de promover, diseñar, construir, supervisar y dar seguimiento a los trabajos previstos en el proyecto, coordinando la ejecución de las acciones con el Jefe de Distrito.

La dirección del proyecto estará a cargo de la Gerencia Estatal de la Comisión Nacional del Agua; la dirección ejecutiva y coordinación general de la construcción, es responsabilidad de la Residencia General, dependiente de la Subdirección General de Infraestructura Hidroagrícola de la C.N.A. Por su parte, la responsabilidad del funcionamiento del proyecto es la Jefatura de Operación y Conservación del Distrito de Riego, dependiente así mismo de la Gerencia Estatal de la C.N.A.

A excepción de los servicios de capacitación de técnicos y productores todas las acciones y obras del proyecto se ejecutarán a contrato.

5.3 MONITOREO Y EVALUACION.

En lo que se refiere a la construcción de las obras de un proyecto, la Residencia General del mismo tiene la responsabilidad primaria de monitorear y evaluar su ejecución. Por su parte, la Jefatura de Operación y Conservación del Distrito tiene a su cargo las labores de dar seguimiento, monitorear y evaluar los procesos propios del funcionamiento del Distrito y la transferencia a los usuarios de la operación, conservación y administración de la parte que corresponda de los sistemas de riego.

Cabe añadir que además de la Comisión Nacional del Agua, los propios usuarios del sistema de riego y las autoridades del ramo del Gobierno Estatal también participan en el monitoreo y evaluación del proyecto.

5.4 ORGANIZACION PARA LA PRODUCCION.

La asociación de usuarios realizará las actividades de operación, conservación y administración del distrito, cada unidad debe de contratar por su cuenta el personal necesario y de esta forma no existir relación laboral con la C.N.A.; el representante de cada asociación debe ser técnico o personal con experiencia para desarrollar las funciones de operación y conservación que le corresponde. El gerente en la asociación de concesionarias o "Sociedad" invariablemente debe ser un profesionista con amplia experiencia para el desempeño de sus funciones.

En la operación del área de riego, la distribución de las aguas se basará en el plan de riegos que para cada año agrícola apruebe el subcomité del mismo, valide el comité directivo y autorice la C.N.A., para tal efecto al inicio de cada año agrícola, se establecerá el plan de riegos, cuyo dimensionamiento se ajustará a los volúmenes de agua en función de los almacenamientos que se tengan en la presa al 01 de octubre de cada año, los cuales se distribuirán equitativamente entre todos los productores registrados en el padrón de usuarios, así como la dotación para cada año agrícola se definirá en forma volumétrica por hectárea. Su cálculo se basará en la disponibilidad que se tengan en las fuentes de abastecimiento y en el derecho que el productor tenga registrado en el padrón de usuarios. La dotación de agua por usuario a nivel parcelario, la determinará internamente la asociación en base a la superficie con derecho a riego de cada uno de ellos y lámina neta de riego para el módulo, la que se obtendrá restándole a la dotación de agua a nivel de puntos de control de módulo, las pérdidas de conducción en su red interior de canales y dividiendo esa diferencia entre la superficie con derecho a riego de todos los usuarios que la constituyen.

La asociación a través de su representante, formulará y presentará durante la primera decena del mes de septiembre de cada año, su anteproyecto de plan de riego a nivel de módulo.

La C.N.A. administrará y operará la presa de almacenamiento y los canales principales, la asociación de usuarios la red de canales secundarios, drenes con sus estructuras, caminos, casetas para canaleros y los usuarios la infraestructura que esté dentro de su parcela a partir de la toma granja, como sus regaderas, desagües, etc. Para controlar y evaluar la operación de las obras hidráulicas y la distribución de aguas es necesario que los gastos entregados en puntos de control se cuantifiquen con la mayor precisión posible.

La asociación formulará el programa de conservación normal de la infraestructura, con el objeto de proporcionar un servicio de riego eficiente y preservar el nivel productivo de los suelos bajo riego, también elaborará anualmente sus calendarios de ingresos y egresos, los cuales deberán ser aprobados en cada caso por su consejo de administración y sancionados por la C.N.A. por conducto de su representante en los consejos de vigilancia. Para operar, conservar y administrar normalmente el módulo y el distrito en general, así como mantener la autonomía financiera de la asociación, la cuota por servicio de riego deberá actualizarse por lo menos una vez al año, previendo lo necesario a fin de considerar el efecto inflacionario en los costos de bienes y servicios.

Bajo el esquema de administración descentralizada, la asociación y la sociedad pugnarán por la modernización, mejoramiento de la infraestructura y operación de sus obras, buscando su propio desarrollo e implantarán tan pronto como le sea posible, sistemas computarizados a fin de obtener información para uso interno y de la C.N.A., para apoyar las actividades de operación, conservación e ingeniería de riego y drenaje.

5.5 MODERNIZACION DE LA ADMINISTRACION DEL DISTRITO

Cuando se realice una modernización en un D.R., esta tiene la finalidad de lograr una participación más activa de los usuarios en la operación y conservación de la infraestructura hidráulica del distrito, de tal forma que se eleve la eficiencia de su funcionamiento. A continuación se describen las acciones de que consta esta componente:

a) Transferencia del D.R. a los usuarios.

Como parte del proceso de modernización el campo y siguiendo los lineamientos del Plan Nacional de Desarrollo 1989-1994, el Gobierno Federal por conducto de la C.N.A. y considerando la eventual ejecución y puesta en operación de la obra bajo estudio, que tiene como finalidad la producción agrícola y a su vez la

transferencia, de ésta a los usuarios para su operación, conservación y administración, la estrategia para llevar a cabo esta transferencia será en dos etapas. En la primera que deben constituirse en alguna figura jurídica de usuarios que más convenga, a cada una se les concede un volumen de agua y se les transfiere la operación, conservación y administración de las redes secundarias de distribución y las de drenaje así como la parte alicuota o proporcional que le corresponde a las redes principales.

En la segunda etapa con la ayuda ya transferida y manejada por los usuarios, la asamblea de asociación o asociaciones con la anuencia de la C.N.A., decidirá la forma de coordinarse para la organización, conservación y administración de la red principal y de drenaje a una o varias empresas privadas o que la C.N.A. mantenga dicha responsabilidad, con cargo a los usuarios; podrá constituirse en sociedad de responsabilidad limitada de interés público y capital variable prestadora de servicios y de coordinación y control de las actividades de la unidad.

Durante el proceso, ya con la unidad en operación la C.N.A., se reserva el control, operación y conservación de las obras de cabeza y llevará a cabo la supervisión para que se cumplan los términos de concesión y del instructivo de la organización, conservación y administración. Además se verificará que la asociación o asociaciones ya constituidas deberán ser administrativamente independientes y financieramente autosuficientes.

Para llegar a este primer y segundo paso se requiere de un plan que contenga:

1) La situación de la unidad.

Se programará el riego, la distribución y control del agua, identificando necesidades de simplificación y automatización de los sistemas, programando la maquinaria y equipo a utilizar. Para las cuestiones administrativas y financieras deberá resolverse y programarse los aspectos laborales para eficientar los procedimientos administrativos. Las cuotas de riego se fijarán para lograr la autosuficiencia, también habrá capacitación a los usuarios para organizar, conservar y administrar las obras, integrándose los usuarios en asociaciones con base en acuerdos tomados entre ellos y guardando la relación usuario-organización.

2) Estructura de la C.N.A. para esta unidad.

El personal mínimo necesario es proporcionado para la supervisión de la organización, conservación y administración, de la unidad con base en el número de módulos que la integran, el número de usuarios y a la tenencia de la tierra. El número de módulos se hará con miras a facilitar la operación.

3) Documentación por módulo y por unidad.

Para que los usuarios puedan operar, conservar y administrar las obras que permisionan, se les integrará a través de paquete la información básica de la unidad, de la metodología para el desarrollo de las diferentes actividades y de los instructivos correspondientes. Con la entrega se deberá elaborar la información técnica que les permita ejecutar la operación, la conservación, la ingeniería de riego y drenaje, la administración y el paquete con la información que les permita capacitarse. Para el mismo fin se detallan las funciones más importantes que corresponde tanto a la C.N.A., como a las asociaciones ya integradas.

La C.N.A. establecerá y hará que se cumpla la normatividad, llevará a cabo la operación, conservación y administración de las obras de cabeza. Apoyando técnicamente a los usuarios, además participará con voz pero sin voto en la asamblea de asociaciones civiles. Desarrollará programas de riego y drenaje y hará lo que conforme a las diversas leyes y reglamentos le correspondan.

La asociación de usuarios ya integrada colaborará en la organización, conservación y administración de la red menor, drenaje, caminos e infraestructura correspondiente a esta red secundaria, realizará los programas de riego, llevará a cabo la entrega del agua a los usuarios y vigilará su uso correcto. Previa autorización y supervisión de la C.N.A. deberá proponer y revisar el monto de las cuotas a pagar por la organización, conservación y administración de las obras permisionadas, así como la forma de pago. Recabará las cuotas que se fijen, reteniendo la parte que le corresponde. Participará en la asamblea de asociaciones así integradas y en su caso a la integración de Sociedad de Responsabilidad Limitada, para administrar la red principal de canales e infraestructura correspondiente, administrará los recursos humanos, materiales y financieros del módulo y las demás obligaciones en el título de concesión y en el instructivo de la organización, conservación y administración, así como las que establezcan los propios estatutos de la asociación civil.

El módulo de organización deberá presentar la estructura para cualquier asociación o figura jurídica que se adopte. El personal integrante de la estructura será concentrado por la Sociedad, por lo que no existirá relación laboral alguna con la C.N.A., la creación y protocolización de la Sociedad se realizará en base a los acuerdos de la asamblea de asociaciones y a los requisitos de la ley en la materia, tomando como base el modelo de acta constitutiva.

b) Modernización de la operación y distribución del agua.

Contempla la adecuación y aplicación de un sistema de cómputo que permita programar las extracciones en función de las solicitudes recibidas por tomas de riego, así como tener un mejor

control de agua durante su distribución.

El sistema proporcionará adicionalmente, reportes de balances de agua en la red, riegos terminados y en proceso, estimación de factores de pérdidas de agua, eficiencias de operación y la elaboración de estadísticas agrícolas e hidrométricas. En lo que se refiere al área administrativa, el sistema permitirá tener un mejor control de las dotaciones volumétricas por usuarios y de pago de cuotas de riego; así mismo, se podrá actualizar de una manera más ágil el padrón de usuarios, lo que permitirá tener un mejor control en el manejo del agua así como una capacidad de respuesta más rápida en el caso de presentarse imprevistos.

Para esta acción, se requiere de la adquisición de una computadora, la cual será instalada en la oficina del propio distrito.

c) Asistencia técnica en riegos y capacitación.

Con el objeto de garantizar la mayor congruencia entre la programación de la producción agropecuaria, la distribución del servicio del agua conforme al reglamento vigente en la operación, conservación y administración, las actividades principales para desarrollar las modalidades de asistencia técnica (institucional y/o concentrada) serán las siguientes:

1.- En la Unidad de Riego se capacitará al personal cuyas funciones se relacionen con:

- i) La medición en estructuras de aforo.
- ii) Cuantificación de volúmenes recibidos y derivados.
- iii) Infraestructura de conducción.
- iv) En la detección de problemas de conservación de suelos.

2.- En la distribución a nivel parcelario, se capacitará a los directamente involucrados en los siguientes aspectos:

- a) Aplicación adecuada del agua de riego.
- b) Prácticas de cultivo.
- c) Prevención y combate de plagas.
- d) Manejo de fertilizantes.

Se requiere además que el personal que preste asistencia técnica capacite a los usuarios o bien que contraten el servicio para que los suelos en la zona de riego se conserven y/o mejoren en el tiempo que no están siendo explotados o en el período de post-cosecha.

Los programas de capacitación realizados de manera regular en el distrito, han propiciado que el personal operativo y los usuarios adquieran un acervo de conocimientos mismos que les ha

permitido el tomar decisiones correctas en el proceso de producción.

d) Mejoramiento de la eficiencia en conducción.

Esta componente del proyecto de modernización, se refiere al mejoramiento de la infraestructura hidráulica con la finalidad de elevar la eficiencia en conducción. Las acciones de que consta esta componente, están divididas en los siguientes seis grupos:

- 1.- Construcción de canales nuevos.
- 2.- Revestimiento de canales.
- 3.- Dispositivos de medición en canal principal.
- 4.- Rehabilitación de estructuras (compuertas).
- 5.- Rehabilitación de drenes.
- 6.- Rehabilitación de caminos.

1.- Construcción de canales nuevos.

Se trata de la construcción de canales, para aumentar la cobertura del sistema de riego, en aquellas zonas en donde se tiene detectada la factibilidad de ser incorporadas a la producción agrícola y que por su inversión inicial, resulta atractivo con relación a la superficie total a incrementarse.

2.- Revestimiento de canales.

Con el objeto de corregir deficiencias causadas por fallas en la cubeta de algunos canales así como rectificar la sección de los canales que cruzan zonas urbanas, se requiere este revestimiento.

3.- Dispositivos de medición en canal principal.

En los títulos de concesión implementados por el Gobierno Federal para entregar la operación del agua, y el usufructo de las instalaciones a los usuarios, se está incluyendo la medición del agua como una obligación de la asociación.

El agua para riego será entregada por volumen en los puntos de control de cada módulo, por parte de la C.N.A. por lo tanto, la información más importante de que debe disponerse para controlar la operación y distribución del agua en el D.R., es la correspondiente a la medición del agua que circula en la red de canales, ya que es necesario que los gastos entregados en los puntos de control se cuantifiquen con la mayor precisión posible.

Para poder entregar el agua por volumen, se requiere la instalación de 2 dispositivos medidores en los puntos de control de entrega a los usuarios.

4.- Rehabilitación de estructuras.

Con objeto de restituir las condiciones originales de operación de las estructuras que no requieren sustitución, se plantea en el proyecto, el rescate de la conservación diferida, mediante la rehabilitación de compuertas.

5.- Rehabilitación de drenes.

La escasez de recursos para efectuar las labores de conservación normal en la red de drenaje del D.R., ocasiona a lo largo de los años, problemas agudos de conservación diferida que se reflejan en azolvamiento y erosión de bordos en drenes.

6.- Rehabilitación de caminos.

Para satisfacer los requerimientos de los productores en cuanto a comunicación, comercialización de productos y mantenimiento de las obras de infraestructura, se considera necesaria la rehabilitación de caminos de acceso a los D.R. principalmente en aquellos que por su ubicación se consideran indispensables para dichas actividades.

CONCLUSIONES



CONCLUSIONES

En el año de 1926 fue creada la Comisión Nacional de Irrigación, dependiente de la Secretaría de Agricultura con el objeto de realizar obras de riego, para incrementar las áreas regadas y la producción agrícola. Fue en el año de 1937, que formando parte de la Comisión Nacional de Irrigación, se fundó la Dirección de Pequeña Irrigación, para llevar a cabo obras de riego para beneficio de grupos de campesinos dispersos en la República, por lo tanto en los primeros días de la irrigación, el agua era abundante y su conservación recibía poco o ninguna consideración, pero a medida que la población ha ido aumentando, se han necesitado de mayores y mejores sistemas de riego para disponer de agua y con ello regar mayores superficies, por lo que se está convirtiendo cada día en forma más acentuada, en un reto para la técnica la implementación de mejores métodos de conservación del agua y aprovechamientos más eficientes de las fuentes disponibles, por lo que una alternativa viable para lograr mayores eficiencias de riego y por ende incrementar el área de riego, es la utilización de sistemas entubados trabajando a baja presión o bien a alta presión, en los cuales no se requiere de mucha ciencia ya que su cálculo hidráulico esta regido por las fórmulas de conductos trabajando a presión o bien de garantizar una carga hidráulica que proporcione una lámina de agua para riego; los parámetros que rigen a los sistemas de baja presión como los que se emplean en este trabajo ya se expusieron anteriormente, dejando aclarado con un ejemplo su análisis hidráulico, ya que si se determinan un gran número de diámetros a emplear para resolver los requerimientos de capacidad y gradiente hidráulico en un proyecto determinado, puede hacerse incoesteable la solución.

Ahora bien, el control de la operación en un sistema de baja presión, debe hacerse desde el origen de cada canal, hasta el punto de entrega en el lote, pues para evitar pérdidas de agua es necesario que la cantidad de agua vertida en el sistema, sea igual a la suma de las entregas, previniendo que las cajas distribuidoras o los pozos de registro derramen, o que haya desperdicio por los vertedores instalados en las cajas, debiéndose tener cuidado al efectuar los cambios de demanda el sistema, pues si se entregará más agua de la necesaria, ésta tendría que desalojarse por alguno de los desagües existentes. Por lo que también se deben colocar medidores en el origen de todos los laterales, sublaterales y entregas a los lotes, para permitir que los operadores puedan efectuar la regulación necesaria.

Generalmente la conservación de un sistema de tubería abierta o de baja presión, se concreta a estar efectuando reparaciones cuando las tuberías están vacías, en los desperfectos encontrados; así como también conviene asegurarse antes de un nuevo llenado que las tuberías y estructuras estén limpias y en condiciones de servicio.

Por lo que indudablemente, el aprovechamiento del agua es superior en un sistema de distribución a base de tubería, que si emplean canales revestidos a cielo abierto, lo que se puede constatar en las modernizaciones realizadas en estos últimos años a los Distritos de Riego principalmente, donde se presentan muy bajas eficiencias en los sistemas de conducción, distribución y por ende aplicación al utilizar ya sea canales en tierra o revestidos a cielo abierto, contribuyendo esto a disponer de menores cantidades de agua a las previstas en los diseños, cuestión preocupante por parte de los agricultores, que ven disminuida su producción.

Sin embargo con gran certeza el proyecto "Huejonapan", permitirá elevar los rendimientos de producción en los cultivos actuales al introducir otro ciclo agrícola, situación que permitirá elevar el nivel social y económico de la localidad y de la región, evitando también los movimientos de entrada y salida que se presentan en las épocas de receso a otros lugares para lograr subsistir.

De la misma manera con la construcción de la obra (Presa de almacenamiento, Planta de bombeo y Zona de riego) se generarán 16,000 jornadas transitorias, y con la operación de la unidad de 67,700 jornadas generadas en la producción actual se incrementarán a 123,500 jornadas en promedio anual; y con la sustitución del sistema tradicional por tuberías de P.V.C trabajando a baja presión será posible incorporar mayor superficie de riego de 610 Ha. a 733 Ha. y por consiguiente obtener incremento de producción agrícola, que aunque resulte ser más cara esta alternativa, ya definimos los beneficios y ventajas que traerá su ejecución y puesta en operación, aunque desde el punto de vista técnico, social, económico y financiero, el proyecto se justifica, aclarando que los beneficios del mismo son de cobertura local y regional dadas las condiciones del proyecto.

Es también importante contemplar la legislación que rige el aprovechamiento, distribución, control y preservación del agua, ya que existen una serie de lineamientos para el cumplimiento de las normas en materia de agua, por ello es primordial que tengan conciencia los usuarios de sus derechos y obligaciones en el uso de este vital recurso, en razón de que estos dispositivos legales fueron creados para ellos con las debidas sanciones correspondientes, ya que la administración, operación, conservación y mantenimiento de los Distritos de Riego es una de las atribuciones que se le confirió a los usuarios.

Por otra parte el objetivo de realizar este trabajo fue proporcionar la consulta en casos específicos de zonas de riego, la información más elemental para el diseño de la misma y como antecedente de la transformación que actualmente tienen los sistemas de riego para beneficio de los agricultores.

BIBLIOGRAFIA



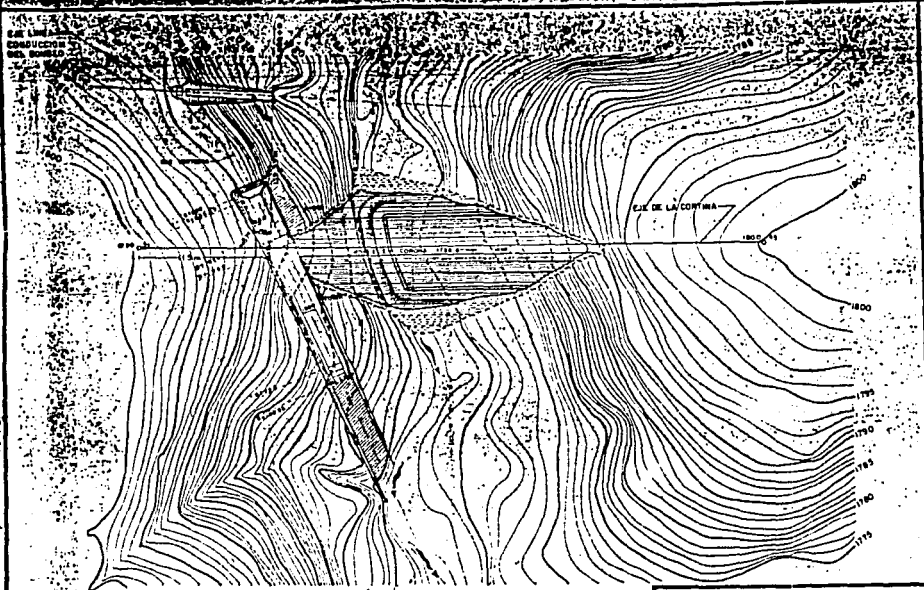
BIBLIOGRAFIA

- 1) SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA (SARH). Obras de riego. México, 1981, 132 pp.
- 2) SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA (SARH). Métodos avanzados de riego. México, 1980, 233 pp.
- 3) SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA HIDRAULICA (SARH). Proyectos de plantas de bombeo. México, 1980, 206 pp.
- 4) DIRECCION GENERAL DE OBRAS HIDRAULICAS Y DE INGENIERIA AGRICOLA PARA EL DESARROLLO RURAL (SARH). Prontuario de riego por gravedad. México, 1982, 180 pp.
- 5) SOTELO AVILA GILBERTO. Apuntes de hidráulica II. México, U.N.A.M., 1993, 508 pp.
- 6) RAY K. LINSLEY. Ingeniería de los recursos hidráulicos. México, Continental, 1984, 788 pp.
- 7) COMISION NACIONAL DEL AGUA (SARH). Estudio de factibilidad del proyecto Hueionapan, Pue. México, 1990, 110 pp.
- 8) COMISION NACIONAL DEL AGUA (SARH). Estudio de factibilidad del proyecto Hueionapan, Pue. México, 1994, 160 pp.
- 9) COMISION NACIONAL DEL AGUA (SARH). Estudio hidrológico. México, 1994, 140 pp.
- 10) SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS. Pequeños almacenamientos. México, 1974, 225 pp.
- 11) SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS. Diseño de presas pequeñas. 10a. ed., México, Continental, 1981, 639 pp.
- 12) ARTEAGA TOVAR EDUARDO. Pequeñas zonas de riego, estudios y proyecto. T.I. 1a. reimp., México, U.N.A de Chapingo, 1986, 135 pp.
- 13) SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS. Instrucciones generales para la localización y diseño de canales y sus estructuras menores. 2a. ed., México, 1961, 256 pp.

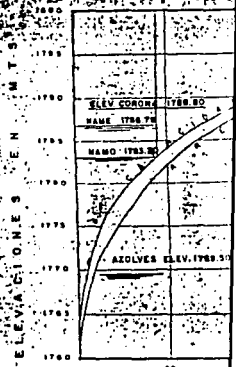
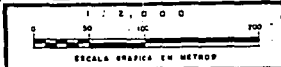
- 14) SUBSECRETARIA DE AGRICULTURA Y OPERACION. Planeación y diseño de riego (El buen uso y manejo del agua de riego). México, 1978, 106 pp.
- 15) COMISION NACIONAL DEL AGUA. Ley de Aguas Nacionales. México, 1992, 77 pp.
- 16) ANGEL GONZALEZ, MARCELINO DEL. Gufa para el diseño de zonas de riego (Tesis). México, 1986, 356 pp.
- 17) RIMOSA. Anteproyecto de modernización y rehabilitación de la infraestructura. Estudio de factibilidad Pabellón, Aqs. México, 1990, 155 pp.
- 18) COMISION NACIONAL DEL AGUA. Manual de diseño. Modernización de sistemas de riego. México, 1994, 289 pp.
- 19) ASOCIACION NACIONAL DE ESPECIALISTAS EN IRRIGACION, A.C. Riego por intermitencia. México, 1990, 26 pp.
- 20) INSTITUTO MEXICANO DE TECNOLOGIA DEL AGUA. Manual de drenaje de zonas de tropicales. México, 1986, 247 pp.
- 21) TUBOS FLEXIBLES, S.A DE C.V. Duralón-Ribloc. La alternativa en entubamiento. México, 1992, 17 pp.

ANEXO DE PLANOS

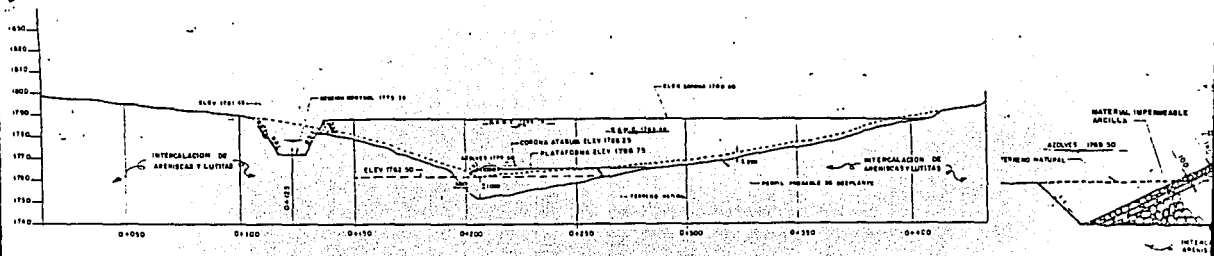




PLANTA GENERAL



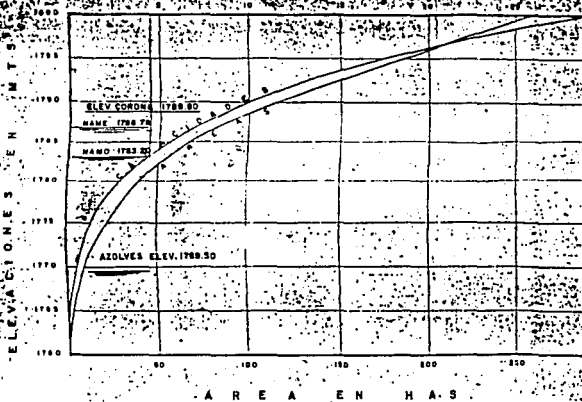
CURVAS ELE



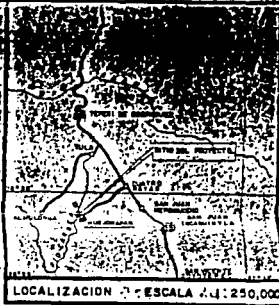
PERFIL POR EL EJE DE LA CORTINA

ESC. 1 : 1000

NO
 247

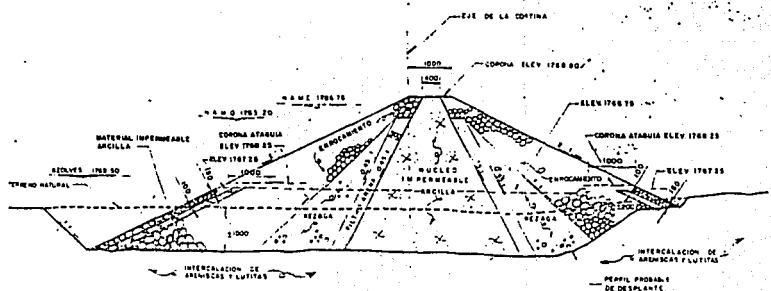


DATOS DEL PROYECTO	
Carretera con pavimento	1.20 m
Area de la muestra	254.15 m ²
Capacidad total	7.4 m ³
Capacidad útil	6.4 m ³
Capacidad de aguas	1.20 m ³
Elevación de la corona	1786.80 m s.n.m.
Elevación H.A.M.E.	1786.78 m s.n.m.
Elevación H.A.M.O.	1763.82 m s.n.m.
Elevación H.A.M.E.	1779.50 m s.n.m.
En volumen de 10,000 m ³ de agua	1.20 m ³
Costo aproximado	1.20 m ³
Luminaria con pantalla	1.20 m ³
Carón para tráfico	1.20 m ³
Lasificación de punto de bombeo	1.20 m ³
Elevación punto superior de bombeo	1.20 m ³
Sistema de drenaje de aguas	1.20 m ³
Superficie plana de fregado	1.20 m ³
Superficie impermeable de H.A.M.E.	1.20 m ³
Luminaria de tráfico	1.20 m ³
Ancha de corona	1.20 m ³
Alteza máxima de perfil en el agua	1.20 m ³
Alteza mínima de perfil del pavimento	1.20 m ³



CURVAS ELEVACIONES-AREAS-CAPACIDADES

CANTIDADES ESTIMADAS	
CORTINA	
Excavación	128.500 m ³
Materiales impermeables (Arcilla)	22.990 m ³
Materiales (Grava)	16.750 m ³
Revoque interior	22.515 m ²
Revoque exterior	16.750 m ²
Revoque en el agua	16.750 m ²
VERTEDEDOR	
Excavación (en fase)	547.071 m ³
Concreto simple (Cidras)	46.000 m ³
Concreto reforzado	46.000 m ³
Tubo concreto con 20" Ø	140 m
Grava diámetro	188 m ³
Acero de refuerzo	380 m



SECCION MAXIMA
ESC. 1:500

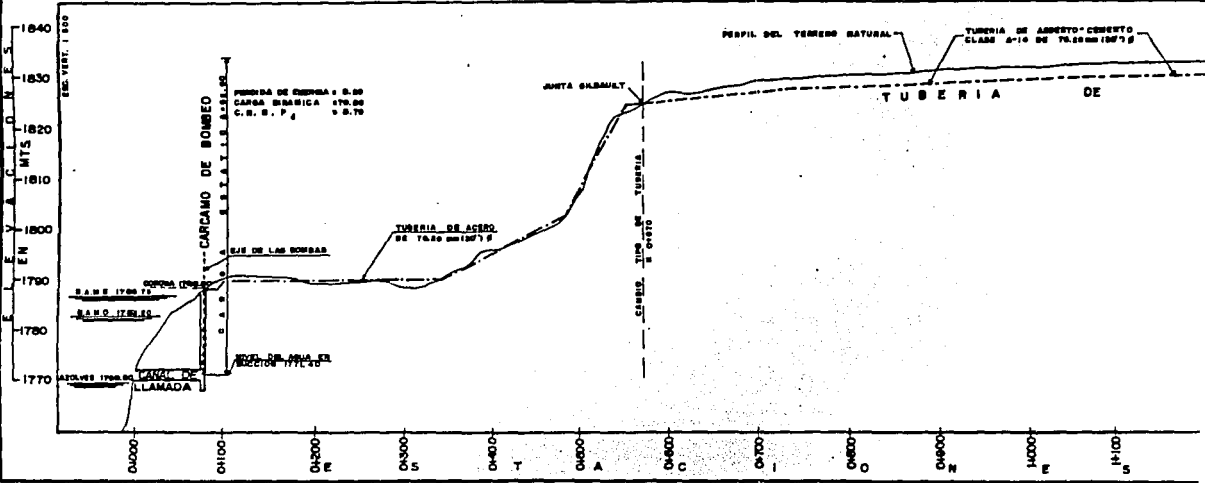
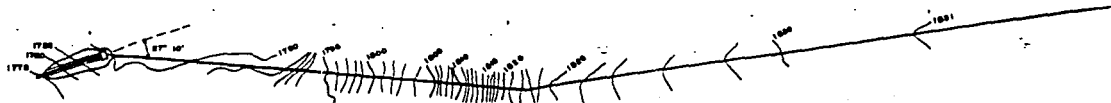
ESTE PLANO SUSTITUYE AL REALIZADO EN FEBRERO DE 1963 EN LIMA

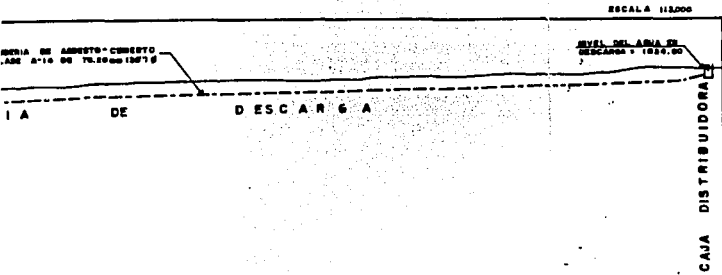
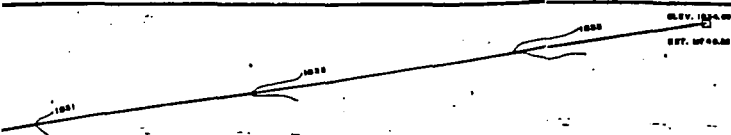
NOTAS
Toda las Aciaciones están en centímetros excepto los metros de altura. Las elevaciones están dadas en metros con respecto al nivel medio del mar y las estaciones en altímetros. Las excavaciones se tomaron tomadas del estudio geológico preliminar y procesos de impermeabilización realizados por la brigada de Estudios Geológicos Zona Centro-Sur de Tarma mayo de 1963

La obra de obra consistió en un canal ubicado en la margen derecha, con una base de 8m, talud de 1:1 y 1:1 con una ganancia de 0.01. La obra se construyó en el 1961/72, correspondiente a un período de retorno de 20 años, ubicada en terreno de 3.10m en el canal, cuyo fondeo y talud se protegió con un talud de impermeabilización

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO E.N.E.P. ACATLAN	
PROYECTO NUEVOS PLANES PRESA DE ALMACENAMIENTO	
TESIS PROFESIONAL MORALES JIMENEZ ELIZABETH	
BOGOTA, D.P. SEPTIEMBRE 1964	PLANO No. 1

PLANTA GENERAL





TOTAL
 CARGO TOTAL DE BOMBEO 714 LPS
 TIEMPO MAX. DE BOMBEO 11 HORAS 100 MAS/MES
 LONG. DE LA DESCARGA 1120 MTS

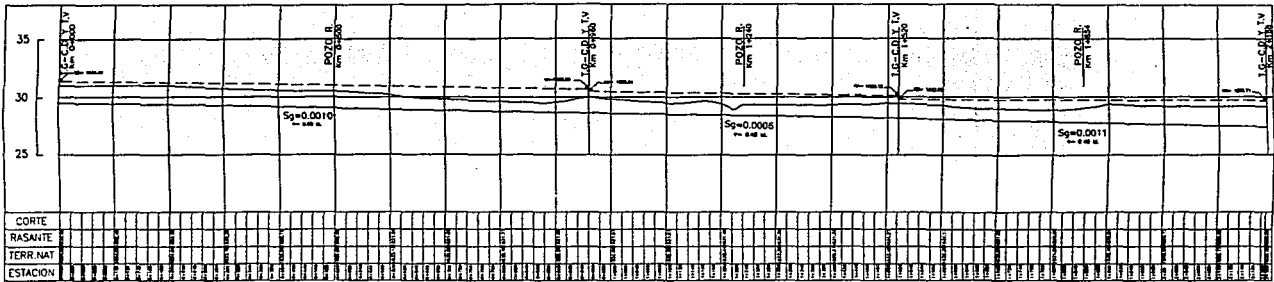


EQUIPO DE BOMBEO Y ACCESORIOS	
DESCRIPCION	CANTIDAD
BOBINA 1000 TURNOS CON ESPACIOS DE 0.10 MILIMETROS, EMPUJADO DEL DEL. 0.074. CON 2 PARES DE ALAMBOS DE 26.40 CM (10'7") DE CADA PLACAS DE 0.50 CM (1/2") DE Y LARGA 0.0000 CM DE 0.0100 MILIMETROS CUADROS Y TUBERIAS MOTOR ELECTRICAS VERTICALES TPO. 0.00000000 Y PLACAS MUECA DE 0.0100 CM (1/2") Y 0.00000000. SAL. DE DESCARGA SOBRE LA SUPERFICIE DE 0.0100" DE 0.0100"	1 PEA
JUNTA OROSCO DE 0.00000000	1 PEA
CAJONETE DE ACCESO DE 0.00000000 X 0.00000000	1 PEA
VALVULA DE AIRE DE 0.00000000	1 PEA
VALVULA CHECK DE 0.00000000	1 PEA
TIE. DE ACCESO DE 0.00000000 X 0.00000000	1 PEA
VALVULA DE ALMO DE 0.00000000	1 PEA
BOBINA DE ACCESO DE 0.00000000 X 0.00000000 DE ESPESOR A 00"	1 PEA
TUBERIA DE ACCESO DE 0.00000000 X 0.00000000 DE ESPESOR	10 MTS
VALVULA DE BARRIQUETA DE 0.00000000	1 PEA
TUBERIA DE ACCESO DE 0.00000000 X 0.00000000 DE ESPESOR	10 MTS
TUBERIA DE ACCESO DE 0.00000000 X 0.00000000 DE ESPESOR	10 MTS
BOBINA DE ACCESO DE 0.00000000 X 0.00000000 DE ESPESOR	1 PEA
VALVULA DE BARRIQUETA DE 0.00000000	1 PEA
BOBINA DE ACCESO DE 0.00000000 X 0.00000000 DE ESPESOR A 00"	1 PEA
TUBERIA DE ACCESO DE 0.00000000 X 0.00000000 DE ESPESOR	10 MTS
JUNTA OROSCO DE 0.00000000	1 PEA
BOBINA DE ACCESO DE 0.00000000 X 0.00000000 DE ESPESOR A 00"	1 PEA
ESTACION ELECTRICA DE 1000 KVA	1 LOTA

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 E.N.E.P. ACATLAN
 PROYECTO: BARRIQUETA
 PLANTA DE BOMBEO
 TESIS PROFESIONAL
 MORALES JIMENEZ ELIZABETH
 MEXICO, D.F. SEPTIEMBRE 1964

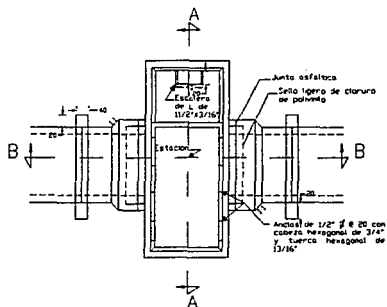
FALLA DE ORIGEN

CANAL PRINCIPAL 1

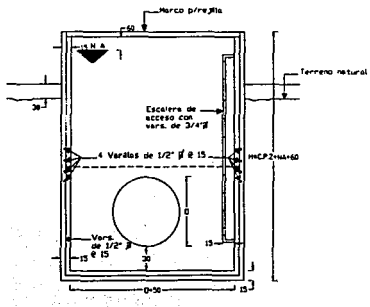


UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
 E.N.E.P. ACATLAN
 PROYECTO: RECONSTRUCCION
 PERFIL DEL CANAL PRINCIPAL 1
 DEL Km 0+000 AL Km 2+100
 TERCER PROFESIONAL
MORALES JIMENEZ ELIZABETH
SECCION 1.7 - ANEXO 100 - PLANO No. 1

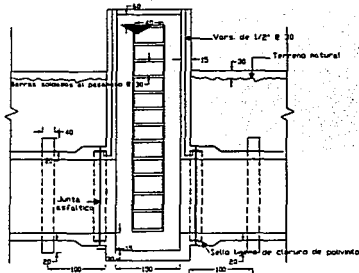
FALLA DE ORIGEN



PLANTA



CORTE B-B



CORTE A-A

NOTAS: Acotaciones en cm. Se usara concreto de $f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$. Rematense todas las aristas con chaffanes de 2 cm.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO E.N.E.P ACATLAN	
PROYECTO HUEJOTAMPAN POZO DE REGISTRO	
TESIS PROFESIONAL MORALES JIMENEZ ELIZABETH	
FECHA DE ENTREGA: 1984	PAG. 2 DE 2