

114 2ej



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**"ESTUDIO DE FACTIBILIDAD TECNICA  
DEL PROYECTO HIDROAGRICO LA COSTA  
DE CHILA, NAY."**

**TESIS PROFESIONAL**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:  
**INGENIERO CIVIL**  
P R E S E N T A :

**ROBERTO FRANCISCO PEREZ CASTAÑEDA**

**DIRECTOR: M. EN I. ALEJANDRO SANCHEZ HUERTA**

México, D. F.

**TESIS CON  
FALSA DE ORIGEN**

1990



## **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.

# I N D I C E

	PAG.
INTRODUCCION . . . . .	1
<b>CAPITULO I. GENERALIDADES. . . . .</b>	<b>4</b>
11 RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN, ESTUDIO Y ANTECEDENTES. . . . .	6
12 DISEÑO DE LAS OBRAS DE CAPTACIÓN. . . . .	7
12.1 PRESAS DE ALMACENAMIENTO. . . . .	7
12.11 DETERMINACIÓN DE LA CAPACIDAD DEL VASO. . . . .	7
12.12 ANÁLISIS DE LOS ESTUDIOS BÁSICOS DISPONIBLES. . . . .	8
12.13 CONCEPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO. . . . .	10
12.14 ESTUDIO DE LA CORTINA Y DIQUES. . . . .	10
12.15 ESTUDIO DEL VERTEDOR. . . . .	12
12.16 OBRA DE TOMA. . . . .	19
12.17 OBRA DE DESVÍO. . . . .	23

12.2	PRESAS DERIVADORAS. . . . .	25
12.2.1	SUS APLICACIONES. . . . .	26
12.2.2	TIPOS Y SELECCIÓN. . . . .	26
12.2.3	OBRA DE TOMA. . . . .	29
12.2.4	DESARENADOR. . . . .	30
12.3	PLANTAS DE BOMBEO. . . . .	31
12.4	DISEÑO DE LA ZONA DE RIEGO. . . . .	32
12.4.1	LOCALIZACIONES PRELIMINARES. . . . .	32
12.4.11	CANALES PRINCIPALES. . . . .	32
12.4.12	DRENAJE PRINCIPAL. . . . .	33
12.4.13	DELIMITACIÓN DE LOS SUELOS AGRÍCOLAS QUE PUEDEN SER BENEFICIADOS CON EL PROYECTO.	33
12.4.14	CANALES DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN. .	33
12.4.15	LOTIFICACIÓN Y LOCALIZACIÓN DE BOCATOMAS.	35
12.4.16	DRENAJE SECUNDARIO. . . . .	35
12.4.17	CADENAMIENTO Y NOMENCLATURA PROVISIONAL DE CANALES Y DRENES. . . . .	35
12.4.18	OBTENCIÓN DE LAS ÁREAS DE LOS LOTES. .	36
12.4.19	OBTENCIÓN DE LA TABLA DE ÁREAS Y CAPACIDADES DEL CANAL PRINCIPAL. . . . .	37
12.4.110	DIBUJO DE LA GRÁFICA DE ÁREAS Y CAPACIDADES DEL CANAL PRINCIPAL. . . . .	38
12.4.2	ESTUDIO Y LOCALIZACIÓN DEFINITIVAS. .	39
12.4.2.1	ESTUDIO Y CÁLCULO DE SECCIONES HIDRÁULICAS DEL CANAL PRINCIPAL. . . . .	39

12.4.2.2	ESTUDIO DE LAS CUENCAS HIDROGRÁFICAS DE LAS CORRIENTES QUE SE CRUZAN Y DETERMINACIÓN DE SUS GASTOS. . . . .	42
12.4.2.3	LOCALIZACIÓN DEL CANAL PRINCIPAL EN PLANOS 15000. . . . .	42
12.4.2.4	OBTENCIÓN DE COORDENADAS GRÁFICAS. . .	44
12.4.2.5	AJUSTE DE LA LOCALIZACIÓN DE CANALES, DE ÁREAS, CADENAMIENTO Y NOMENCLATURA. . .	44
12.4.2.6	LOCALIZACIÓN DE REPRESAS EN EL CÁNAL PRINCIPAL. . . . .	45
12.4.2.7	SECCIONES TRANSVERSALES DEL CANAL PRINCIPAL Y ESTIMACIÓN DE TERRACERÍAS. . . . .	46
12.4.2.8	ESTIMACIÓN DE RESVESTIMIENTOS DEL CANAL PRINCIPAL. . . . .	46
12.4.2.9	ESTRUCTURAS DEL CANAL PRINCIPAL. . . .	47
12.4.2.10	ÁREAS Y CAPACIDADES DE CANALES DEL SISTEMA, DE DISTRIBUCIÓN. . . . .	47
12.4.2.11	DISEÑO DE LOS CANALES DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN. . . . .	47
12.4.2.12	TABLA DE CANALES DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN.	49
12.4.2.13	ESTIMACIÓN DE TERRACERÍAS DE LOS CANALES DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN. . . . .	49
12.4.2.14	ESTIMACIÓN DE REVESTIMIENTOS DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN. . . . .	49
12.4.2.15	ESTRUCTURAS DEL SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN.	49
12.4.2.16	DISEÑO DE DRENES. . . . .	50

12.4.2.17	CAPACIDAD DE LOS DRENES. . . . .	52
12.4.3	SISTEMA DE CAMINOS. . . . .	56
12.4.4	OBRAS COMPLEMENTARIAS. . . . .	57
12.4.5	TRABAJOS PREAGRÍCOLAS. . . . .	57
12.4.6	AFECTACIONES E INDEMNIZACIONES. . . . .	57
12.4.7	MAQUINARIA Y EQUIPO DE CONSERVACIÓN. . . . .	58
12.4.8	PRESUPUESTO Y PROGRAMAS DE INVERSIÓN. . . . .	58

CAPITULO II.	MONOGRAFIA REGIONAL. . . . .	60
--------------	------------------------------	----

2.1	UBICACIÓN. . . . .	60
2.2	OROGRAFÍA. . . . .	62
2.3	FISIOGRAFÍA, GEOLOGÍA Y SISMOLOGÍA. . . . .	62
2.4	FACTORES CLIMÁTICOS E HIDROMETEOROLÓGICOS. . . . .	64
2.5	HIDROMETRÍA. . . . .	66

CAPITULO III.	ESTUDIOS BASICOS. . . . .	69
---------------	---------------------------	----

3.1	ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS. . . . .	69
3.2	ESTUDIOS DE TENENCIA DE LA TIERRA. . . . .	72
3.3	ESTUDIOS AGROLÓGICOS. . . . .	72
3.4	ESTUDIOS GEOLÓGICOS. . . . .	72
3.5	HIDROMETRÍA Y ESTUDIOS HIDROLÓGICOS. . . . .	73

CAPITULO IV.	USOS DEL AGUA Y DEL SUELO. . . . .	75
4.1	APROVECHAMIENTO ACTUAL DEL AGUA. . . . .	75
4.2	USO ACTUAL DEL SUELO. . . . .	75
4.3	AGRICULTURA. . . . .	78
4.4	GANADERÍA. . . . .	78
CAPITULO V.	INFRAESTRUCTURA. . . . .	80
5.1	OBRAS HIDRAULICAS. . . . .	80
5.2	VÍAS DE COMUNICACIÓN Y SISTEMAS DE TRANSPORTE. . . . .	80
5.3	ELECTRIFICACIÓN. . . . .	81
5.4	AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO. . . . .	81
5.5	CENTROS EDUCATIVOS DE INVESTIGACIÓN Y ASISTENCIALES. . . . .	82
5.6	AGROINDUSTRIA. . . . .	82
CAPITULO VI.	ANALISIS DE LA SITUACION ACTUAL Y SU PROYECCION. . . . .	83
6.1	BALANCE AGUA-SUELO. . . . .	83
6.2	AGENTES QUE PROPICIAN EL DESARROLLO DE LA ZONA. . . . .	83

6.3	FACTORES QUE LIMITAN EL APROVECHAMIENTO DE LOS RECURSOS. . . . .	84
6.4	PROGNOSIS EN AUSENCIA DE ACCIONES. . . . .	85
CAPITULO VII.	PROGRAMACION DE ACTIVIDADES. . . . .	86
7.1	OBJETIVOS PRIMORDIALES DEL PROYECTO. . . . .	86
7.2	PREVISIONES PARA EL APROVECHAMIENTO DE LOS RECURSOS. . . . .	87
7.3	MANEJO Y CONSERVACION DE LOS SUELOS. . . . .	88
CAPITULO VIII.	SISTEMAS HIDRAULICOS ALTERNATIVOS. . . . .	89
8.1	CLASIFICACION DE ALTERNATIVAS. . . . .	89
8.2	PATRONES PRELIMINARES DE CULTIVO. . . . .	91
8.3	DIMENSIONAMIENTO HIDRAULICO. . . . .	91
8.4	PRESUPUESTOS Y PROGRAMAS DE INVERSION. . . . .	95
8.5	ANALISIS DE TAMANO. . . . .	102
CAPITULO IX.	INGENIERIA DE PROYECTO. . . . .	109
9.1	CARACTERISTICAS ESENCIALES DEL ESQUEMA ADOPTADO. . . . .	109



9.2	COEFICIENTE DE RIEGO. . . . .	111
9.3	COEFICIENTE UNITARIO DE DRENAJE. . . .	115
9.4	DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO Y DESCRIPCIÓN DE LAS OBRAS. . . . .	116
9.5	AFECTACIONES E INDEMNIZACIONES. . . .	134
9.6	PRESUPUESTOS Y PROGRAMAS DE INVERSIÓN.	135
	CONCLUSIONES. : . . . .	141
	BIBLIOGRAFIA. . . . .	142

## INTRODUCCION

El objetivo del presente trabajo, es mostrar la forma en que se ha aplicado una metodología para desarrollar un proyecto hidroagrícola a nivel de factibilidad técnica. Para lo anterior se tomará como zona de estudio, la ubicada en la planicie costera del Estado de Nayarit, Municipio de Compostela.

Considerando que el estudio integral de los proyectos hidroagrícolas, además de ser costoso requiere un largo período de ejecución, la metodología presentada en el Capítulo I es ventajosa ya que permite adoptar gradualmente las decisiones sobre el desarrollo de los trabajos y cambiar en caso necesario la orientación de las actividades, todo esto enfocado a la descripción de los análisis previos a la decisión de invertir en una obra. Dicha metodología es denominada estudio de factibilidad o anteproyecto definitivo.

En los capítulos subsecuentes se presenta la descripción de la zona en cuanto a su ubicación, localización, orografía, fisiografía, etc. así como la información básica en los aspectos físicos, bióticos y socioeconómicos.

Por lo demás, para apoyar el desarrollo del área, se hace un análisis de la disponibilidad y aprovechamiento de los recursos agua y suelo, e infraestructura existente en el área por beneficiar.

Posteriormente se efectúa una programación de actividades encaminadas a incrementar el aprovechamiento de la tierra, elevar el índice de utilización del agua, facilitar la

transportación interna de insumos y conservar las instalaciones que se construyan.

Al realizar los análisis de efectividad-costo, de los sistemas hidráulicos alternativos, se determinó que el óptimo aprovechamiento de los recursos naturales se lograría mediante la construcción de la presa de almacenamiento El Refilión y La Derivadora Paso de Arocha, sobre el Río Huicicila. A su vez, las evaluaciones beneficio-costo de las diversas alternativas de tamaño, mostraron la conveniencia de adoptar el esquema que beneficiaría la totalidad de la superficie agrológicamente apta.

Así, la presa de almacenamiento El Refilión, sería de materiales graduados, con una altura máxima de cortina de 62.6 m, capacidad total de 65.1 Mm<sup>3</sup> y de conservación de 50 Mm<sup>3</sup>. Su obra de excedencias estaría ubicada en la margen derecha, tendría un vertedor de 40 m. de longitud, con capacidad para descargar 822 m<sup>3</sup>/seg.

La derivadora Paso de Arocha, sería de tipo flotante, con una longitud de cresta de 185 m y una altura máxima de 8.5 m sobre el cauce.

A partir de la derivadora nacerá el canal principal margen derecha, con una longitud de 22.62 km, que atenderá el riego de 3324 ha. Posteriormente, en el km. 3+580, dicho canal se bifurcará, dando origen al de la margen izquierda, que desarrollará en total 31.84 km, y el cual irrigará en la propia margen derecha 1312 ha, ya incluidas en la cifra anterior; más adelante, esta conducción cruzará el río Miravalles, por medio de un sifón, hacia la margen izquierda, donde regará 4958 ha que incluyen los terrenos ubicados hacia la margen izquierda del arroyo La Tigra, de estas, 669 ha. serían atendidas por bombeo y 689 mediante rebombeo.

Asimismo, se instalarán dos plantas de bombeo, que junto con los sistemas de distribución, cubrirán una longitud de canales de 130.5 km., de drenaje 38.4 km. y de caminos desarrollará un total de 210.6 km. complementándose en forma satisfactoria, el funcionamiento del sistema de riego, permitiendo la atención de las 8282 ha ya descritas.

La realización de estos trabajos y las erogaciones correspondientes a obras complementarias, trabajos preagrícolas, maquinaria y equipo para conservación, lo mismo que las indemnizaciones implicarían una inversión de B2,014 millones de pesos (a precios de 1988) y el período constructivo abarcaría tres años.

## CAPITULO I GENERALIDADES

En la actualidad los recursos agua y suelo están siendo sub-utilizados, debido a que la falta de obras de infraestructura hidráulica no permite aprovechar en forma adecuada los escurrimientos de los ríos para apoyar del desarrollo agrícola, siendo el régimen de precipitación prevaeciente en la zona lo que limita el grado de producción agropecuaria, bajo la modalidad de temporal. De ahí que, con objeto de aprovechar en forma intensiva dichos recursos, este proyecto propone la construcción de un sistema de riego en esa zona.

El estudio de un proyecto de riego se lleva a cabo en 4 niveles de precisión a saber: De gran visión, prefactibilidad, factibilidad y detallado o ejecutivo.

Los tres primeros corresponden a la etapa de preinversión y el último a la de inversión.

El estudio a nivel de gran visión se realiza por un grupo interdisciplinario mediante reconocimientos de campo y análisis de datos existentes, el costo y beneficios del proyecto se deducen utilizando generalmente precios índice obtenidos de proyectos similares. La representación gráfica puede ser a base de esquemas apoyados en cartas geográficas o algún otro tipo de planos.

En el nivel de prefactibilidad ya debe de ejecutarse un diseño general, y los cálculos necesarios para

obtener cantidades de obra globales que nos definan el presupuesto preliminar.

Este nivel de estudio requiere contar con estudios básicos preliminares, que permitan realizar tanto el diseño antes mencionado como proporcionar los elementos para definir el tamaño más rentable del proyecto, y las evaluaciones preliminares requeridas para el estudio de alternativas. En este nivel debe definirse la alternativa más conveniente para pasar al estudio de factibilidad.

El estudio a nivel de factibilidad, deberá apoyarse en estudios básicos detallados a fin de obtener anteproyectos con la precisión que permita estimar las cantidades de obra, y elaborar un presupuesto detallado de conceptos de trabajo. Reviste mucha importancia este nivel de estudio de los proyectos, pues junto con la evaluación del mismo podrá servir para tramitar su financiamiento, convocatorias de concurso y en ocasiones utilizarse como apoyo para la fase inicial de la construcción.

El estudio a nivel detallado se realiza previo a la construcción de las obras y como parte del mismo proceso constructivo.

Para iniciar el estudio de un proyecto, es necesario contar con los siguientes estudios básicos: Topográficos y catastrales, hidrológicos y/o geohidrológicos, agrológicos, de uso actual y potencial del terreno y geológicos.

Estos estudios se complementan con los socioeconómicos y con reconocimiento de campo.

Los estudios topográficos nos permiten conocer la

forma, relieve y magnitud del área que es posible atender con riego, así como los sitios más adecuados para la captación, almacenamiento, derivación y conducción de las aguas hacia los terrenos regables.

Los hidrológicos o geohidrológicos, indicarán el volumen de los escurrimientos que se pueden aprovechar y su distribución en el tiempo, si se trata de escurrimientos superficiales o la potencialidad de acuíferos si se trata de aguas subterráneas, además indicarán la forma más adecuada de su aprovechamiento.

Los estudios agrológicos, nos permitirán conocer la calidad agrícola de los terrenos para su incorporación al riego, así como la ubicación de los mismos para seleccionar los de mejor calidad agrícola y dejar fuera los de mala calidad. De la misma manera, se conocerá su magnitud, sus características para fines de riego, drenaje y manejo y el cambio que puedan experimentar a la implantación del proyecto.

Mediante el estudio geológico, es posible conocer el tipo de material en que se erigirán las obras así como sus características mecánicas, su resistencia y el tipo de tratamiento requerido en su caso.

#### 1.1 Recopilación de información, estudio y antecedentes

La información procedente de los estudios básicos, deberá analizarse en forma particular para el proyecto que ha sido definido mediante el estudio de alternativas; así se recopilarán los planos topográficos en escala 1:20 000 de los terrenos regables, y en escala 1:500 o 1:1000 de los sitios para cortina, diques y vertedor en los casos de almacenamiento, o para la derivación en el caso que se

requiera esta obra. De la misma manera se hará acopio de los planos catastrales, agrológicos, y de uso actual y potencial del terreno.

En tales condiciones se podrá definir en forma preliminar la elevación de los terrenos regables, y consecuentemente de los canales principales.

Con los datos del estudio hidrológico, se podrá conocer la capacidad del almacenamiento lo que asociado con los planos topográficos podrán obtenerse sus correspondientes longitudes y alturas.

Por otro lado, haciendo uso del plano del vaso de almacenamiento, se podrán definir en forma aproximada las afectaciones originadas por el embalse.

Realizando lo anterior se tendrá un panorama de la magnitud del proyecto.

## 1.2 Diseño de las obras de captación.

### 1.2.1 Presas de almacenamiento.

#### 1.2.1.1 Determinación de la capacidad del vaso.

Con base en el levantamiento topográfico del vaso, y una vez determinados los ejes de la cortina y diques, quedará delimitada la zona de embalse; en estas condiciones se pueden medir las áreas correspondientes a cada curva de nivel y hacer la estimación del volumen entre cada una de ellas, el que acumulado en forma progresiva a partir del cauce del río hacia la parte más alta, permitirá conocer el almacenamiento. Si se forma una gráfica con pares de valores



elevación-capacidad, se podrá obtener el volumen de almacenamiento para cualquier elevación de la cortina y diques. Además se podrá formar una curva con pares de valores elevación de la cortina y diques. También se podrá formar una curva con pares de valores elevación-área inundada.

Por otro lado en la gráfica anterior se podrá apreciar la capacidad reguladora del vaso, en relación con la altura de la cortina.

#### 1.2.1.2 Análisis de los estudios básicos disponibles.

El estudio hidrológico, consistirá básicamente en simular el funcionamiento del vaso, analizando las entradas y salidas en las que quedan incluidas las pérdidas dentro del mismo. Este funcionamiento, permite fijar la capacidad más conveniente que satisfaga la demanda requerida. La demanda para fines de riego estará en función directa del patrón de cultivos seleccionados y de la eficiencia del sistema. En tales circunstancias se podrán establecer diferentes programas de cultivo, los que consecuentemente presentarán diferentes leyes de demanda. El análisis económico e hidrológico, indicará cual será la demanda de diseño con la cual se fijará la capacidad necesaria del vaso.

Por otro lado, los datos de las avenidas registradas en la corriente por aprovechar, permitirán hacer el estudio probabilístico para determinar la magnitud de la avenida máxima en un periodo de retorno de 10 000 años. Conocido lo anterior, se podrá hacer el estudio de la capacidad necesaria en el vaso, para regular las avenidas a valores permisibles de acuerdo a la capacidad del cauce aguas abajo.

Es necesario disponer de una capacidad para el depósito de azolves durante la vida útil de la presa, para ello se determinan los acarrees del río, tanto de sólidos en suspensión como el arrastre de fondo. El contenido de sólidos en suspensión, se determina mediante mediciones en las estaciones hidrométricas y el de fondo generalmente es un porcentaje del primero. El contenido en por ciento de sólidos en suspensión multiplicado por el escurrimiento medio anual nos permitirá conocer el volumen de éstos que podría depositarse en el vaso. El volumen calculado en esta forma se afectará de un coeficiente por el arrastre de fondo, y se multiplicará por el número de años de la vida útil de la presa, lo cual permitirá conocer cual sería la capacidad necesaria para azolves.

La suma de los volúmenes que se destinarán al riego, al control de avenidas, y al depósito de azolves sería la capacidad requerida del vaso de almacenamiento. Cuando el vaso no se destinará a control, solo se sumarán las dos primeras capacidades y se agregaría la sobre capacidad originada por el paso de la avenida máxima probable sobre la cresta vertedora.

Haciendo el funcionamiento del vaso en base a los datos antes señalados se podrá definir la capacidad más adecuada para el proyecto.

Fija la capacidad necesaria se conocerá la elevación del embalse, y examinando el plano del vaso se podrá detectar la existencia de puertos que requerirán diques para su cierre, así como su altura aproximada y de la cortina principal.

El examen del estudio geológico de la boquilla y puertos, y el análisis de sus conclusiones, nos podrán definir

que tipo de cortina puede soportar el terreno en ese sitio así como los trabajos previos requeridos por el tratamiento. El mismo estudio nos indicará de que materiales se dispone en el lugar, lo cual influye en la selección del tipo de cortina.

#### 1.2.1.3 Concepción general del proyecto.

Con auxilio de la gráfica de áreas y capacidades y el plano topográfico de la boquilla, se podrán estimar volúmenes de materiales en la cortina para diferentes capacidades de almacenamiento. Estos datos junto con un estudio preliminar del vertedor, de la obra de toma y del desvío, nos permitirán obtener curvas de costos para diferentes capacidades y almacenamiento.

Las curvas anteriormente obtenidas serán de utilidad para el análisis económico preliminar del proyecto.

#### 1.2.1.4 Estudio de la cortina y diques.

Como se mencionó en párrafos anteriores, la sección de la cortina será del tipo que se adapte a las condiciones geológicas, topográficas y disponibilidad de materiales.

El tipo de cortina se puede encontrar dentro de algunos de los siguientes: Arco, arco gravedad, gravedad, contra fuertes o machones, enrocamiento, materiales graduados y material homogéneo.

Los cuatro primeros tipos se denominan también cortinas rígidas requieren condiciones geológicas y topográficas especiales, por lo que en general no son comunes en las obras de riego ya que éstas se localizan en sitios

próximos a los valles y planicies, en donde difícilmente se localizan vasos y boquillas con roca de buena calidad. Otro factor para seleccionar este tipo de cortinas, puede ser la falta de materiales de construcción próximos al sitio, así como las condiciones climáticas, ya que cambios fuertes de temperatura pueden afectar la estructura del concreto y consecuentemente influye en el diseño de las obras.

Las cortinas llamadas flexibles requieren condiciones menos rígidas en cuanto a las características geológicas y topográficas de la boquilla, y por tanto son las más comunmente empleadas en los proyectos de riego.

Como se mencionó, la disponibilidad de materiales definirá el criterio para el diseño de la cortina, así: si solo abunda la roca, se diseñará una cortina; lo más reducida posible para impedir el flujo del agua y darle estabilidad a base de enrocamiento en ambos paramentos.

Si se dispone de materiales arcillosos en forma abundante, se podrá diseñar una cortina formada casi en su totalidad a base de estos materiales, la cual se protegerá con enrocamiento en los taludes exteriores y estará provista de filtros intermedios entre la zona impermeable y la permeable. Este tipo de cortinas podrá variar las proporciones de uno y otro material, en función de la disponibilidad pudiendo incluir en la formación de sus respaldos, grava, arena y rezaga producto de excavaciones, denominándose así de materiales graduados.

Finalmente la cortina de material homogéneo, si se trata de formar un vaso de almacenamiento, se construirá a base de tierra impermeable compactada debidamente protegida en sus taludes con roca acomodada. Si se trata solo de control y despiece de avenidas puede ser a base de enrocamiento sin

importar que el agua se filtre, siempre y cuando tales filtraciones no provoquen el arrastre de los materiales.

Una vez seleccionado el tipo de cortina apropiado se ubicará en los planos del estudio topográfico y geológico el eje de la cortina.

Fija la elevación de la capacidad de conservación (útil+muerta), se podrá definir la elevación de la cresta vertedora o del umbral de las compuertas si se trata de un proyecto que incluya control de avenidas.

Se hará el estudio de la ubicación del vertedor, y de la longitud más conveniente con la cual transitada la avenida máxima probable se determinará el nivel de aguas máximas extraordinarias. Esta elevación marcada en el plano del vaso de almacenamiento nos permitirá conocer el fetch del embalse, el que asociado a la dirección y velocidad máxima del viento y por otro lado, la altura preliminar de la presa, nos permitirá calcular el bordo libre necesario para fijar la elevación de la corona.

#### 1.2.1.5 Estudio del vertedor.

Uno de los elementos más importantes de una presa, es la obra de excedencias o vertedor de demasías y más aún si es el caso de que la cortina sea de materiales graduados o de tierra, ya que su falla puede provocar el colapso de la cortina por efecto de erosión y deslave, causando graves daños en bienes materiales y de vidas humanas por efecto de la inundación.

La finalidad de la estructura, es descargar en forma más o menos controlada los escurrimientos excedentes a

la capacidad de la presa en determinado momento.

La capacidad hidráulica de descarga del vertedor, se fijará de acuerdo con la creciente máxima probable que se presentaría en un período de retorno determinado; generalmente para las presas de almacenamiento, se adopta  $t_r = 10\ 000$  años.

La elección del tipo mas conveniente de vertedor depende de muchos factores como son:

Topografía, geología, tipo de cortina, requerimientos del estudio hidrológico, régimen de la corriente, relación cortina-vertedor, etc.

Los principales elementos que constituyen una obra de excedencia son: Canal de acceso, cresta vertedora, canal de descarga y estructura disipadora de energía.

El canal de acceso, permite conducir los excedentes del agua almacenada en el vaso hacia la cresta vertedora con un flujo uniforme a todo lo largo de la estructura. Su longitud deberá ser tal que en una distancia de 250 a 350 m, aguas arriba de la cresta, no exista ningún obstáculo ni montículo a un nivel mayor a la plantilla del canal de acceso. La elevación de la plantilla se fijará en 2.00 m abajo de la cresta vertedora o la mitad de la carga hidráulica cuando mucho.

El cimacio consiste en un muro de concreto, redondeado en su parte superior al que generalmente se le dá un perfil tal, que la vena líquida, al caer, se pegue a él para evitar el fenómeno de cavitación. Para su diseño se emplean los perfiles propuestos por Creager o por Scimemi. El desarrollo de la parte superior del cimacio, constituye la cresta vertedora. La altura del cimacio varía según el diseño

del vertedor.

El canal de descarga puede iniciarse inmediato al pie del cimacio, o existir una zona intermedia de concentración según el tipo de vertedor adoptado, y tendrá por objeto desalojar de la mejor forma el agua vertida hasta la zona de disipación de energía. Su diseño será para resistir altas velocidades, sin embargo, se recomienda que éstas no pasen de 25 m/s.

La función de la estructura terminal, será disipar la energía del flujo de agua a alta velocidad con intenso poder erosivo.

Existen diversos dispositivos para la disipación de la energía, el más seguro es el tanque amortiguador aunque también es el más costoso. Este puede ir adosado al pie del cimacio en cuyo caso no existirá canal de descarga, se propone cuando el lecho del río es erosionable o cuando la descarga es mas o menos continua y el agua debe salir a baja velocidad. Otra estructura terminal es la cubeta del tipo trampolín liso o estriado que lanza el agua a gran velocidad. Será recomendable cuando la caída esté suficientemente alejada de la cortina y el lecho del río sea de roca muy resistente.

Otros dispositivos menos efectivos y de fácil desgaste son muros de impacto, dientes, deflectores llenos o dentados y escalones.

A continuación de la estructura terminal, va el canal de salida, podrá ser del mismo tipo de sección que la del canal de descarga, o sin revestimiento y de pendiente muy pequeña o casi nula, su función es alejar aún más el agua de la cortina para evitar cualquier peligro de erosión.

Debido al gran número de posibilidades y

combinaciones en el diseño de las obras de excedencia, se pueden agrupar desde el punto de vista de operación u objeto:

- 1.- De cresta libre
- 2.- De cresta controlada

Según su forma y posición:

- 1.- De canal lateral
- 2.- De cresta recta, con y sin perfil Creager
- 3.- De cresta curva
  - Abocinado, con y sin cimacio
  - De abanico
  - De medio abanico
- 4.- Otros:
  - Embudos
  - Sifones
  - De alcantarilla
  - Mixto

Los vertedores de descarga libre solo permitirán utilizar la potencia reguladora del vaso, para modificar el régimen de la corriente; así, a mayor longitud de cresta vertedora corresponderá una mínima carga, lo que origina reducir la altura de la cortina, de otra manera con una menor longitud de cresta se tendrá mayor carga sobre la misma repercutiendo en una altura mayor de cortina, sin embargo, este hecho da origen a lograr un mayor superalmacenamiento lo cual contribuye a dar una mayor regulación en el paso de la avenida.

Los vertedores que van acondicionados para la colocación de compuertas, permiten disponer de un volumen de almacenamiento localizado entre la cresta vertedora y la altura de las compuertas, mismo que es utilizado para



almacenar el pico de la avenida y descargarlo gradualmente a gastos acordes con la capacidad del cauce aguas abajo. En ciertos casos, parte del volumen se puede aprovechar para riego.

De acuerdo con las condiciones topográficas y geológicas del vaso, puertos y boquillas, se puede seleccionar un vertedor de eje recto un vertedor tipo abanico, medio abanico, en embudo, semicircular o un vertedor del tipo canal lateral.

En las cortinas rígidas el vertedor de excedencia generalmente queda alojado en el cuerpo de la misma, en cambio en las flexibles se requiere que éste quede lo más distante posible de la misma, y que su descarga no vaya a provocar efectos nocivos para la cortina.

En tales condiciones se buscará la existencia de algún puerto, con la elevación aproximada para alojar el vertedor, de manera que reúna las condiciones geológicas que le den seguridad a la obra, y al mismo tiempo no requiera excavaciones demasiado costosas.

De acuerdo con las condiciones geológicas y topográficas del sitio seleccionado, se buscará adoptar una longitud del vertedor que proporcione el menor volumen de obras tanto por efecto de excavaciones y concreto, como por los efectos que induce en la altura de cortina al aumentar la carga sobre la cresta.

En caso de no existir sitio adecuado, se tendrá que pensar en proyectar un vertedor de canal lateral, en cuyo caso las condiciones de seguridad en cuanto a la presa y al mismo vertedor deberán ser mayores.

Este tipo de vertedor es obligado en cañones estrechos y boquillas muy cerradas, donde no es posible disponer de una longitud de cresta suficiente para dar paso a la descarga máxima.

Consiste básicamente en una cresta vertedora de sección gravedad, ligada a un canal paralelo a ésta y revestido de concreto.

Los vertedores de abanico, medio abanico y abocinados son convenientes en aquellos proyectos en que la longitud de la cresta sea grande y el canal de descarga sea estrecho a fin de reducir las excavaciones, son convenientes para alojarse en los puertos.

En el vertedor de embudo, el agua cae a través de una chimenea de tipo vertical a un túnel, hasta descargarla aguas abajo de la cortina a la entrada de la chimenea, es conveniente colocar un dispositivo denominado "margarita" para evitar efectos de vórtice.

Son muy estables en cuanto al gasto de descarga, aún para variaciones de la carga hidráulica, razón por la cual su diseño debe ser en forma muy conservadora.

El vertedor de sifón es una estructura que funciona en pequeños almacenamientos, donde no es necesario tener una gran capacidad de descarga y exista poco espacio para alojar otro tipo de estructura; tiene la ventaja de mantener el nivel de la superficie del agua muy estable dentro de límites estrechos. En gastos pequeños el vertedor de sifón actúa como un vertedor de descarga libre, en gastos mayores la descarga será en función de la carga hidráulica. Sus inconvenientes son su costo relativamente alto en comparación con otras estructuras.

El vertedor de alcantarilla se utiliza en pequeños almacenamientos, consiste en un conducto construido a través de la cortina o alojado en la ladera. Su funcionamiento hidráulico dependerá del gasto, sección del conducto, longitud, la carga hidráulica y la pendiente. La entrada se deberá diseñar para evitar pérdidas, contracciones y el efecto de vórtice.

El extremo final en la descarga se conectará a una estructura disipadora de energía.

Las principales actividades por desarrollar una vez que se tiene definido el tipo de vertedor, se pueden agrupar en 3 partes:

1.- Cálculo hidráulico, se refiere a determinar las características de las diferentes partes de que consta el vertedor anteriormente señaladas así; se determinarán las dimensiones que según las especificaciones se indiquen para el canal de acceso, la altura recomendable para el cimacio, las condiciones hidráulicas que se originan en el cimacio, el comportamiento de los gradientes a lo largo del canal de descarga y las condiciones hidráulicas necesarias para la disipación de la energía al final de la descarga. En general todo se reduce a una aplicación sistemática del teorema de Bernoulli bajo diferentes formas a lo largo del vertedor.

2.- El diseño, apoyado en el cálculo hidráulico permitirá definir la geometría, las anchuras y profundidades de corte necesarias para un proyecto eficiente y económico. Estos conceptos llevados a planos topográficos, nos permitirán representar la planta y el perfil del vertedor, así como los diferentes cortes requeridos para definir los detalles constructivos y determinar los conceptos de trabajo que la obra arroje.

3.- Estimación de cantidades de obra, se refiere a cuantificar todos los conceptos de trabajo que se requieran para la construcción y operación.

#### 1.2.1.6 Obra de toma.

Es el conjunto de dispositivos alojados dentro de una presa, y destinados a extraer el agua en forma de satisfacer las condiciones de una cierta demanda de diseño.

Existe una gran variedad de tipos de obra de toma y la adopción de uno determinado, dependerá del uso a que esté destinada, sea agua potable, riego, generación de energía eléctrica o una combinación de ellas. Otros factores que intervienen en la elección del tipo de obra de toma son principalmente: Tipo de cortina, fines de la presa, gasto de extracción, tipo de desvío, carga hidráulica disponible, topografía del sitio, necesidad de operación, costo de la obra, etc.

En el caso de cortina rígida se pueden alojar los conductos o tuberías de presión para la o las obras de toma.

Si la carga hidráulica disponible es alta, la toma puede funcionar con tubería a presión sin que influya el hecho de que se originen grandes pérdidas hidráulicas, ya que se dispone de carga suficiente. Cuando se dispone de poca carga, son mas convenientes las obras de toma con torre y conductos trabajando como canal a régimen supercrítico en cuyo caso se originan menores pérdidas de carga.

Las obras de toma se pueden clasificar:

a ) Por la disposición de sus mecanismos de

operación.

- 1.- Operación en la entrada de la toma
- 2.- Operación intermedia
- 3.- Operación en la salida

b) Por la localización y tipo de conductos.

- 1.- De conducto construido a cielo abierto y cubierto
- 2.- De túneles excavados en las laderas

Las tomas que se controlan en su entrada son las de tipo torre, desde la cual se operan compuertas del tipo deslizante, instalándose unas para servicio y otras para emergencias.

Las tomas de operación intermedia son semejantes a la anterior, pero la torre se sustituye por una lumbrera alojada en el cuerpo de la cortina aflorando en la corona de ésta y desde donde se operan los mecanismos de las compuertas.

Tanto las primeras como las segundas tienen la característica, que la parte inicial del conducto trabaja a presión y después de las compuertas trabaja como canal.

En las tomas con operación a la salida todo el conducto trabaja a presión, solo que el primer tramo lo forma el propio túnel aproximadamente hasta su parte media, en donde es obturado por un tapón de concreto que sirve de atraque para la tubería de acero; inmediato al tapón lleva una cámara y una válvula para emergencia que generalmente es de tipo mariposa. Al final de la tubería de acero se coloca la válvula de operación que puede ser del tipo de aguja, chorro hueco o chorro divergente. Complementan la obra de toma una cámara de disipación de energía después de la cual se tendrá la conexión al canal principal o la descarga al río.

El umbral de la toma se fijará con dos criterios: al 75% del nivel de los azolves o  $2/3$  de altura del mismo, se tomará el valor mayor.

En el caso de poca carga hidráulica, los conductos o galerías podrían quedar excavados en forma parcial en las laderas de la boquilla y sepultados por el cuerpo de la cortina. Este tipo de estructura presenta el peligro del fenómeno de tubificación alrededor de las paredes exteriores del conducto, debe analizarse cuidadosamente este hecho al efectuar el diseño.

La obra de toma en túnel es una solución costosa pero segura, por tal motivo, siempre que su posición lo permita, se deberá tratar de aprovechar para ello, la obra de desvío.

Las partes principales de que consta una obra de toma son las siguientes:

- a ) Canal de acceso
- b ) Estructura de entrada
- c ) Transiciones
- d ) Conductos
- e ) Dispositivos de control y cierre
- f ) Estructuras disipadoras de energía

El canal de acceso o canal de llamada deberá llevar su plantilla al nivel del umbral de la obra de toma, y servirá para conducir el agua hacia la estructura de rejillas, ésta consiste como su nombre lo indica, en una rejilla integrada por soleras cuya función es detener objetos extraños, ramas, hojas, etc., que puedan obstruir los mecanismos de cierre.

Los conductos pueden ser de distinta sección,

cuadrados, circulares, de arco, de medio punto o de herradura, trabajando como canal o a presión según el diseño hidráulico.

Las estructuras disipadoras de energía, son aquellos dispositivos que se construyen con objeto de disipar o disminuir la energía que lleva el agua al salir de los conductos, los principales tipos son tanques amortiguadores y cámaras disipadoras de energía.

Desde el punto de vista de diseño hidráulico de los conductos, éstos si son de concreto y están trabajando a presión, se diseñan para una velocidad del orden de 3.00 m/s, para velocidades mayores serán conductos de concreto con blindaje de acero o tubería de acero. Las velocidades de diseño en este caso serán del orden de 5.00 m/s, hasta aproximadamente 8.00 m/s. Al efectuar el análisis del diámetro más económico, se deberá tomar en cuenta que a mayor velocidad de diseño en la tubería, más carga hidráulica se requerirá para operar la obra de toma con el gasto requerido.

Si los conductos son circulares o del tipo herradura y están trabajando como canal, existen dos criterios básicos para el diseño: a ) la sección de máxima eficiencia cuya relación de tirante a diámetro del conducto es igual a 0.8, y b ) la sección de máximo gasto, cuya relación de tirante diámetro del conducto es igual a 0.08. Esta sección por sus dimensiones será más económica que la de máxima eficiencia, pero tendrá el inconveniente de no ser posible incrementar el gasto en un momento dado.

Las pérdidas de carga en las obras de toma con tubería de circulación forzada, básicamente son las siguientes:

- a ) Pérdida por rejillas; depende de la velocidad,

del tipo de soleras y de su inclinación. u inclinación.

- b ) Pérdida por entrada; dependerá de la sección, si la entrada es abocinada, de las aristas si son aguadas o biseladas.
- c ) Pérdidas por cambios de dirección; son función de la velocidad en el conducto y ángulo de deflexión.
- d ) Pérdidas por contracciones o expansiones graduales o bruscas. es o bruscas.
- e ) Pérdidas por compuertas o accesorios en las tuberías, como válvulas.
- f ) Pérdida por fricción.
- g ) Finalmente pérdidas por salida.

La determinación de la posición del gradiente hidráulico se irá haciendo con la aplicación paso a paso del teorema de Bernoulli en cada elemento que produzca algún tipo de pérdida hidráulica, y la suma de las pérdidas va a dar la carga hidráulica, necesaria para que funcione la obra de toma con el gasto requerido.

Esta carga hidráulica se medirá a partir del eje del conducto o tubería.

#### 1.2.1.7 Obra de desvío.

En el proyecto de una presa, se deben tomar en cuenta los gastos que se presentarán en la corriente por interceptar durante la construcción de las obras, y proyectar la mejor forma de desviarla o darles paso.

La elección y diseño del procedimiento de desvío, será motivo de un cuidadoso estudio ya que deberá buscarse por



un lado la economía de las obras por ser en general provisionales, y por otro correr el menor riesgo durante la construcción de la cortina y diques.

Para seleccionar el mejor sistema se deben tomar en cuenta los siguientes factores: tamaño y frecuencia del gasto a derivar, tiempo de ejecución de las obras y especificaciones.

La decisión para elegir la avenida de diseño está en función de su período de retorno. En forma general las obras de desvío se diseñan para gastos correspondientes a períodos de retorno de 20 a 30 años.

Las obras de desvío aún cuando son obras provisionales se deberán diseñar para que funcionen adecuadamente dentro de la seguridad, protegiéndolas contra desgastes y erosión durante todo el tiempo que estén funcionando.

Las más comúnmente empleadas en la construcción de presas son:

Tajos de desvío. - Generalmente se localiza sobre la boquilla, alojado en una de las laderas formando un canal por medio de ataguías. Este canal tendrá su área hidráulica suficiente para el gasto por desviar; la ataguía se cerrará en forma de "U" contra la ladera opuesta a fin de aislar al resto de la boquilla de la corriente, y poder iniciar las terracerías de la primera etapa de construcción de la cortina y hacer el tratamiento de cimentación que se requiera. Este tipo de obra es la solución más económica, ya que las excavaciones se reducen a limpias y afines de la sección para asegurar el área hidráulica complementada con una ataguía.

Túneles.- Este tipo de estructura de desvío debe utilizarse en corrientes de gastos relativamente bajos y cuando las boquillas son encañonadas y estrechas. Es una solución costosa y solamente no quedando otra alternativa se propondrá. Por tal motivo, la tendencia sería sacar el mejor provecho alojando en ella la obra de toma. Como restricciones tendrá, que la geología del sitio donde se alojará el túnel sea apta. El estudio de los diámetros más convenientes, debe tomar en cuenta conjuntamente el costo de las ataguías y buscar la mejor combinación.

Conductos.- Este tipo de obra es generalmente para presas pequeñas y son de baja capacidad. En el caso de cortinas de tipo rígido, son muy convenientes por las facilidades constructivas y además, se pueden obturar sin necesidad de tener que retirarlos de la obra.

Existen otros tipos de desvío como son: canalones de madera, conductos de tubo o lámina siendo utilizados sólo para cortinas muy pequeñas.

Finalmente será posible hacer una combinación de distintas obras de desvío, en función de la cuantía de la obra, del manejo de las avenidas, de sus características, del método constructivo, avance de obra y de la etapa de cierre.

#### 1.2.2 Presas derivadoras.

Una presa derivadora, es aquella estructura mediante la cual se interceptan los escurrimientos de una corriente, para desviarlos a un cierto aprovechamiento y sin alterar en forma importante su régimen. Su función es elevar el tirante del agua hasta un nivel tal, que permita abastecer las obras de toma de los canales a fin de satisfacer las

demandas del proyecto.

#### 1.2.2.1 Sus aplicaciones.

Cuando el régimen natural de la corriente por aprovechar, es suficiente para cubrir las demandas de riego, se buscará la manera de derivar esa corriente hacia los terrenos de riego. Una de las formas puede ser la presa derivadora, siempre que se localice un sitio que reúna las condiciones topográficas y geológicas adecuadas y que no resulte antieconómico en competencia con una planta de bombeo.

Cuando se requiera almacenamiento para el control de la corriente pero los terrenos por beneficiar queden alejados de éste, se hará un estudio económico entre la construcción de un canal muerto y la erección de una derivadora cercana a la zona de riego.

#### 1.2.2.2 Tipos y selección.

Según el tipo de materiales de que se construya la cortina, las presas pueden ser: flexibles, rígidas o mixtas; a su vez las primeras se subdividen en provisionales o definitivas.

Por las características y funcionamiento de su cresta vertedora, éstas pueden ser con cresta fija de descarga libre o con cresta móvil de descarga controlada.

En términos generales, las presas derivadoras serán de eje recto, excepcionalmente éste será curvo; esto dependerá de la topografía donde está ubicada la boquilla, y de las características geológicas.

Las cortinas flexibles provisionales, también se les denomina barrajes y normalmente se tienen que reconstruir anualmente después del paso de las grandes avenidas.

Las cortinas flexibles definitivas, son las denominadas de tipo indio o flotante. Este tipo de derivadoras se construye fundamentalmente a base de enrocamiento y un elemento impermeable que se desplanta sobre el acarreo del río; este elemento puede ser un dentellón de mampostería o concreto simple, al cual se le adosa un respaldo de material impermeable compactado, que sirve para aumentar la longitud de paso de las filtraciones.

La estabilidad de la cortina se consigue principalmente con enrocamiento acomodado o semiacomodado que se coloca aguas abajo del dentellón. Este enrocamiento se refuerza con dentellones de concreto colado entre el mismo y paralelos al eje de la derivadora.

En estas cortinas se aconsejan taludes muy tendidos, se usan generalmente: para el de aguas abajo, de 8:1 a 14:1 y para el de aguas arriba de 3:1 a 8:1 dependiendo del tipo de material por emplear y de la magnitud y características de la avenida que pasaría sobre la cresta.

Para evitar la socavación en los paramentos de aguas abajo y aguas arriba del dentellón, es conveniente colocar concreto simple a ambos lados, dejando en el de aguas abajo áreas descubiertas para que funcionen como lloraderos.

El uso de este tipo de cortinas está sujeto a las recomendaciones de tipo experimental con que deben diseñarse. Así; se recomienda que su altura máxima sea de 8.0 m y en condiciones especiales hasta 10.0 m. Si esta altura no es suficiente, se tiene que recurrir a cortinas de tipo rígido

siempre que la geología del sitio permita su desplante, de otra manera tendrá que desecharse el sitio.

Otra limitación en el uso de estas cortinas, es la carga hidráulica con que trabajarían en el paso de las avenidas pues se recomienda que la cantidad de movimiento que se genere en dicho paso, no exceda de 10 000 kg-m/m, para no afectar su estabilidad, esto da lugar a una carga máxima del orden de 5.5 m con un gasto unitario aproximado de 23 m<sup>3</sup>/s. La solución a esta limitación consiste en proyectar una cortina de mayor longitud si la topografía lo permite.

Las presas rígidas se construyen principalmente de concreto ciclópeo, colcreto o de mampostería, su sección será la que resulte del análisis de estabilidad al considerar principalmente el peso propio, empuje por efecto del agua, azolves, subpresión y sismos; generalmente están divididas en dos partes, una sección vertedora con cimacio en perfil Creager o Schimani y otra sección no vertedora. Para un correcto funcionamiento, es conveniente que la sección vertedora sea uniforme en su geometría, a fin de que las venas líquidas funcionen con el mismo régimen a todo lo largo de la sección.

Las crestas de descarga libre son las que no tienen un dispositivo de control. En las de cresta móvil el gasto de descarga se controla mediante compuertas generalmente de tipo radial.

Al final de la estructura se coloca un dispositivo disipador de energía, ya que la velocidad con que el agua cae provoca socavación y erosión al pie de la estructura, poniendo en peligro su estabilidad. Estos dispositivos pueden ser tanques amortiguadores, deflectores o estructuras de impacto.

Las partes que complementan una presa derivadora son: la obra de toma y la estructura de limpia o desarenador.

### 1.2.2.3 Obra de toma.

Las obras de toma consisten en conductos rectangulares que se obturan por compuertas deslizantes o radiales localizadas aguas arriba de los controles de la estructura desarenadora.

El cálculo de la toma comprende: Dimensionamiento de conducto y determinación del gasto que puede pasar por las compuertas, determinación de la capacidad del mecanismo elevador, diseño de la transición que une la salida de la toma con el canal de riego.

Dimensionamiento del conducto.- Si la magnitud del gasto es importante, se podrá optar por un conducto trabajando por gravedad y controlado por compuertas radiales, o dividir el área en varios conductos que trabajarán ahogados y quedarán controlados por compuertas deslizantes.

Se procurará tener una velocidad de 1.00 a 1.50 m/s, para conductos trabajando por gravedad controlados por compuertas radiales y de 2.5 m/s, para conductos trabajando ahogados, con el objeto de evitar el azolve. En este caso, para un mejor funcionamiento hidráulico, se recomienda que tenga un ahogamiento como mínimo de 10 cm. En tales condiciones para estimar en primera instancia el área del conducto, se hace uso de la fórmula  $Q=CA \sqrt{2 g h}$ , que liga la carga, gasto y área de un orificio.

El análisis hidráulico detallado se realiza mediante aplicaciones del teorema de Bernoulli considerando

todas las pérdidas que se provoquen en la toma.

#### 1.2.2.4 Desarenador.

El azolve y acarreos del río que son acumulados en las estructuras de toma de una presa derivadora, y el que se llega a pasar a los canales de riego, traen problemas relativos al funcionamiento de la obra, que redundan en una baja eficiencia del sistema de aprovechamiento, aumento en los costos de operación y conservación de la misma, así como suspensión temporal del servicio de riego, etc. A fin de evitar lo anterior, deben construirse estructuras con el propósito de prever una limpieza periódica, a la bocatoma. Esta estructura es un canal que se localiza frente a la toma y que se denomina, desarenador.

El canal desarenador debe quedar de preferencia paralelo al eje del río y la toma perpendicular a éste.

La elevación de la plantilla del canal desarenador frente a la toma, deberá ser inferior al umbral de las compuertas de la misma, con el propósito de contar con un desnivel para el depósito de sedimentos, evitando así su paso al canal de riego.

Este desnivel es variable, y se puede dejar tan alto como sea posible y conveniente, dependiendo del tamaño y cantidad de los acarreos que se tengan en el río. En general se recomienda, que como mínimo sea de 1.50 m.

Para diseñar el canal desarenador, se recomienda que su sección tenga capacidad normal entre 3 y 5 veces la capacidad de la toma, y que su velocidad de descarga quede comprendida entre 3 y 6 m/s.

Para obturar el canal desarenador se emplean en general las compuertas radiales, dejando una preparación para poder instalar agujas, inmediatamente aguas arriba de la compuerta a fin de poder efectuar reparaciones.

### 1.2.3 Plantas de bombeo.

Este tipo de captación es utilizada cuando los terrenos por atender se localizan a elevaciones superiores a las que se puede lograr tener, por gravedad, el espejo del agua aprovechable.

Las plantas de bombeo pueden ser empleadas para utilizar el agua de corrientes naturales o de canales previamente construidos.

Cuando la fuente de abastecimiento la constituyen depósitos subterráneos, la planta de bombeo se convierte en un pozo profundo. Una planta de bombeo de aguas superficiales puede diseñarse, para cualquier capacidad según los requerimientos, los pozos profundos en general son de limitada capacidad dada su forma de alimentación a través de los estratos del subsuelo.

Una planta de bombeo consta esencialmente de dos partes: la parte civil constituida por la estructura de captación, cárcamos de carga y descarga y estructura para alojar los equipos y controles. La otra parte la constituyen los equipos electromecánicos y accesorios, integrados por bombas, motores, subestaciones, tuberías y accesorios.

Para el uso de este tipo de captación, deberá hacerse un estudio para definir la altura económica de bombeo y la selección de la capacidad de las bombas, y en donde las



condiciones topográficas indiquen la conveniencia de efectuar un solo bombeo o rebombes.

#### 1.2.4 Diseño de la zona de riego.

##### 1.2.4.1 Localizaciones preliminares.

###### 1.2.4.1.1 Canales principales.

En la mayoría de los casos, el canal principal limita los terrenos de riego por su parte más alta, es por lo tanto necesario localizar en forma preliminar la línea que sirva de apoyo para fijar en forma aproximada la magnitud del área por regar. Esta línea se localiza teniendo como datos o fijando la elevación a la salida de la toma, y/o la elevación de los terrenos de riego deduciendo con los desniveles disponibles y desarrollo su puesto, una pendiente media del canal.

En ocasiones los terrenos de riego quedan distantes de la captación; el canal principal tiene en ese caso un tramo muerto, que se localiza atendiendo a conducir el agua por la ruta que reporte más seguridad para el canal, recorrido mínimo y máxima economía. En la zona de riego la localización del canal principal se hace considerando que la superficie libre del agua va dominando los terrenos de riego y se deben ir tomando en cuenta las pérdidas de carga que se presenten tanto por pendiente como por cruces con el drenaje natural, con depresiones, con cerros o con vías de comunicación terrestre. Se deben considera además los posibles cambios de sección a lo largo del desarrollo del canal.

#### 1.2.4.1.2 Drenaje Principal.

El drenaje principal constituido por drenes principales y colectores, queda localizado generalmente por los talwegs o arroyos naturales de manera que a él puedan descargar todos los ramales secundarios.

El sistema de drenaje principal, debe localizarse en forma natural sin que se le presenten obstáculos para su funcionamiento. En general este tipo de drenes limitan los núcleos de terreno que dominarán los principales laterales.

#### 1.2.4.1.3 Delimitación de los suelos agrícolas que pueden ser beneficiados con el proyecto.

Tomando como base el estudio agrológico correspondiente, se delimitan los terrenos de mala calidad que quedan dentro de la zona de riego y que a juicio del Ing. Agrónomo, no sean recuperables económicamente con el proyecto. También se delimitan los terrenos que quedando dentro de la zona de riego no sean dominados ni con bombeos moderados o que queden incluidos en zonas urbanas.

#### 1.2.4.1.4 Canales del sistema de distribución.

La localización de los canales del sistema, va ligada al tipo de subdivisión o lotificación que se pretenda hacer en los terrenos de riego. Los laterales principales se localizan dominando su núcleo de terreno correspondiente. Los secundarios se localizan adaptándolos al tipo de lotificación adoptado, pero siempre se busca su menor longitud, mejor funcionamiento y mayor área dominada.

Es de gran importancia decidir sobre el tipo de

subdivisión de los terrenos de riego y tamaño de los lotes, ya que esto afecta directamente los costos de construcción y operación del sistema.

Se presentan 4 tipos de subdivisión:

- 1.- Según un sistema rectangular
- 2.- En plan natural según la topografía
- 3.- Respetando linderos u obras existentes
- 4.- Según un sistema combinado

El sistema rectangular puede tenerse siguiendo con los canales y drenes la cuadrícula del levantamiento topográfico o cualquier otra cuadrícula en la orientación o disposición que represente ventajas. Este tipo presenta uniformidad en la facilidad para los trabajos de deslinde, sin embargo su aplicación debe ser limitada a terrenos de pendiente uniforme y no mayor de 2 metros por kilómetro, pues de otra manera aumenta considerablemente el número de estructuras, longitud de canales y drenes y consecuentemente los costos en general.

El sistema natural según la topografía, presenta mayores ventajas en toda clase de terrenos, pues disminuye la longitud de canales y el número de estructuras, se eliminan los cruces con el drenaje aprovechando para la localización de éste, los bajos o talwegs; se disminuye el área ocupada por canales, drenes y caminos teniendo por lo tanto un mayor aprovechamiento del terreno. Tiene el inconveniente, de que su trazo en el campo es más complicado que en el sistema anterior, pero generalmente esto queda ampliamente compensado por los motivos anteriores.

En zonas en donde el régimen de tenencia de la tierra indica una gran subdivisión de los terrenos o existen

obras construídas, se hace necesario respetar hasta donde sea posible, los linderos u obras con el fin de reducir las afectaciones, sin embargo no debe descuidarse prever el funcionamiento normal de las obras.

El sistema combinado puede hacerse en función de dos o de los tres sistemas antes mencionados y su aplicación está regida por las condiciones que se impongan.

#### 1.2.4.1.5 Lotificación y localización de bocatomas.

La lotificación representa la etapa mediante la cual, los terrenos se subdividen en áreas prefijadas (generalmente entre 20 y 100 ha). Cada lote deberá contar con una bocatoma, la cual se localiza a una distancia no mayor que un kilómetro del punto más alejado del lote, para no requerir regaderas demasiado largas.

#### 1.2.4.1.6 Drenaje secundario.

El drenaje secundario, es el que se extiende hasta cada lote de manera de dar salida a las aguas de lluvia y a los excedentes o retornos del riego, se proyecta con la profundidad mínima requerida por las condiciones de drenaje y para que puedan descargar a éste el drenaje agrícola o subterráneo cuando sea requerido.

#### 1.2.4.1.7 Cadenamiento y nomenclatura provisional de canales y drenes.

Para poder hacer referencias a cualquier canal o dren, es necesario fijar una nomenclatura que vaya de acuerdo

con su situación dentro de la zona. En el caso de canales de riego, el nombre se fija cuando haya referencias importantes cerca, como poblados, ríos o regiones por donde cruce la que le corresponda y cuando no como es el caso general, se le asigna el nombre del kilometraje correspondiente a la estación del canal del cual se alimenta. Por lo tanto se procede en primer lugar a correr cadenamientos a los canales del sistema, comenzando por los laterales y terminando por los de menor importancia.

Para fijar la categoría de los distintos canales en que se ramifica un lateral, debe tomarse en cuenta el área que dominan, su longitud comparativa, así como su posición e importancia dentro del proyecto general.

El cadenamiento en canales corre a partir del km 0+000 en el sentido del escurrimiento.

En el sistema de drenaje, también se les asignará a los drenes el nombre de alguna referencia importante o en el caso general se le asigna una letra comenzando en orden alfabético por el dren extremo más cercano a la descarga general de la zona, las ramificaciones se identifican a base de subíndices progresivos. También de otra forma se puede usar nomenclatura por cadenamientos semejantes al caso de los canales de riego. Solo que el encadenamiento se corre a partir de la descarga hacia aguas arriba.

#### 1.2.4.1.8 Obtención de las áreas de los lotes.

Se procede a obtener el área de cada lote con el planímetro o cualquier otro método gráfico. La medición se hace por el eje de las líneas que representan los canales, drenes y caminos dejando fuera los terrenos de mala calidad,

los que no se dominen y los que se ocupen con centros de población.

1.2.4.1.0 Obtención de las áreas y capacidades del canal principal.

Con los datos de las áreas determinados según el inciso anterior, se procede a llenar la tabla denominada de áreas y capacidades.

Para los canales del sistema de distribución se formula la gráfica de coeficientes de riego, de acuerdo con la secuela que se indica a continuación.

1.- Con el patrón de cultivos aprobado para el proyecto, al que se ha fijado el área de cada cultivo y determinado sus láminas brutas de demanda mensual.

2.- Se ordenan los cultivos del mes de máxima demanda asociados a sus áreas y láminas de riego comenzando por los de mayor demanda unitaria y en orden decreciente hasta los de menor.

3.- Se calcula el volumen mensual para cada uno de los cultivos.

4.- Se acumulan los volúmenes obtenidos.

5.- Se divide el volumen acumulado entre el número de segundos del mes en cuestión, y entre la correspondiente área acumulada, obteniendo así el coeficiente unitario de riego el cual se afecta por un coeficiente de variación diaria, que fluctuará entre 1.2 y 1.5 inversamente a la magnitud del área.

Cuando el sistema de riego va a utilizar aguas broncas, se realizará el estudio hidrológico correspondiente a esa situación.

1.2.4.1.10 Dibujo de la gráfica de áreas y capacidades del canal principal.

Con los datos se procede a dibujar sobre un papel la representación gráfica de estos conceptos.

Sobre un eje horizontal se marcan los kilómetros del canal a una escala conveniente, y sobre un eje vertical levantado en el km 0+000 se marca una escala apropiada de capacidades en  $m^3/s$  con tamaño máximo de la capacidad total del canal, en el extremo final del kilometraje del canal se levanta otro eje sobre el que se marca una escala de áreas dominadas con altura máxima del área total.

Sobre ese sistema rectangular de ejes, se llevan pares de valores de estación y capacidades necesarias hasta cada estación en donde se encuentra una toma del canal.

El mismo procedimiento se emplea para dibujar la gráfica de áreas. Como las variaciones en la capacidad del canal pueden ser muy pequeñas de tal forma que no se ameriten cambios en las dimensiones del mismo, o a muy corta distancia una de otra que no resulte conveniente hacer todos los cambios que se presentan, se adoptan capacidades por tramos convenientes dibujando en general capacidades sobradas.

#### 1.2.4.2 Estudio y localización definitivas.

##### 1.2.4.2.1 Estudio y cálculo de secciones hidráulicas del canal principal.

En general las secciones que deben adoptarse son las de máxima eficiencia en canales revestidos y las de mínima filtración en canales sin revestir; sin embargo en canales de gran capacidad al hacer el dimensionamiento de la sección se debe tomar en cuenta la profundidad de la roca y el procedimiento de construcción, por lo que la máxima eficiencia no rige en esos casos. Para caudales muy grandes se puede limitar el tirante del agua a 4.00 m como máximo y para caudales menores adoptar una relación  $b:d=1$  para taludes de 1.5:1 en canales revestidos.

De los resultados obtenidos en la localización preliminar, se deduce la pendiente conveniente para el canal.

Teniendo como datos el gasto y la pendiente, se procede al cálculo hidráulico de las secciones en los distintos tramos del canal, haciendo uso de las fórmulas de Manning y de continuidad.

Si al obtener la sección para la capacidad adoptada, la velocidad resulta mayor que la permisible, se reduce la pendiente y se proyectan estructuras de caída para absorber el desnivel excedente.

Desde el punto de vista de la construcción de su sección, se distinguen los siguientes tipos de canales:

- 1.- Sin revestimiento
- 2.- Revestidos
- 3.- Construcción con muros laterales



4.- Prefabricados

5.- En túnel o conducto cubierto

Los canales sin revestimiento son simplemente excavados en el terreno natural, el que puede ser de consistencias variables desde terreno suelto hasta roca.

En canales excavados en material común, los taludes que se emplean deben ser como mínimo de 1.5:1 y la velocidad está limitada por el valor que no provoque erosión ni depósito de azolves.

En canales excavados en terrenos compactos, de resistencia al intemperismo, el talud se puede reducir hasta 1:1 y la velocidad permisible aumentarse de acuerdo con la capacidad para resistir la erosión.

Los canales revestidos pueden serlo de cualquier material económico y resistente; usándose con más frecuencia concreto o mampostería, y en ocasiones revestimientos de arcilla compactada, asfalto, plásticos, etc.

En canales revestidos de concreto el talud indicado es el de 1.5:1 para no utilizar formas en la colocación del revestimiento.

En canales revestidos de mampostería se pueden usar taludes de 1:1 a 1.5:1 el primero reporta mayor economía por lo que deben emplearse si el terreno lo permite; los canales de muros laterales ya sea de mampostería o de concreto, pueden llevar taludes hasta de cero, y en el caso del concreto cualquier tipo de sección por último, los canales prefabricados pueden ser contruidos a base de canaletas o tubos unidos por sus extremos para constituir el canal.

En canales revestidos de concreto, la velocidad máxima permisible es fijada por el concepto de operación o de resistencia.

En todos los casos la velocidad mínima que se adopte debe ser la que no deposite azolves. En canales sin revestir, la velocidad mínima que no permite crecimiento de vegetación es del orden de 0.75 m/s.

Cuando por condiciones de localización el canal requiere cruzar cerros o prominencias para evitar grandes desarrollos o localizaciones en laderas escarpadas, se proyecta cruzar en túnel cuya sección puede ser circular o tipo herradura. Para gastos pequeños el diámetro de la sección queda limitado por el equipo y método de construcción.

El techo necesario para cambiar la sección del canal de cielo abierto a túnel, es función de las condiciones geológicas del terreno y de los costos en cada caso.

El espesor del revestimiento en túneles es del orden de  $1/10$  a  $1/12$  del diámetro interior, dependiendo de las recomendaciones geológicas y del ademe.

Determinada la sección hidráulica de cada uno de los tramos del canal, se procede a fijar el bordo libre.

Existe un gran número de factores que influyen en la determinación del bordo libre, y que pueden resumirse en 3:

- 1.- Tipo del canal revestido, sin revestimiento, construido con muros, etc.
- 2.- Capacidad normal del canal y posibilidades de aumento en la misma: efectos de entradas pluviales, etc.
- 3.- Velocidad, estabilidad horizontal de la superficie libre del agua, operación de bocatomas, pendientes

fuerzas, curvas, etc.

#### 1.2.4.2.2 Estudio de las cuencas hidrográficas de las corrientes que se cruzan y determinación de sus gastos.

Con base en la localización preliminar del canal, quedan limitadas las cuencas de las corrientes que se van cortando y de las que es necesario determinar el gasto máximo que se puede presentar para con base en este dato, proyectar la estructura de cruce conveniente.

Se procede a medir el área de la cuenca en el plano de que se disponga, y según la importancia de la corriente es el método empleado para la determinación del gasto máximo; en corrientes importantes se investiga si hay afloros u observaciones cercanas, o se calcula empleando métodos probabilísticos o las envolventes de gastos máximos registrados en la región, etc.

Los datos básicos para la determinación del gasto de diseño, deben analizarse para diferentes periodos de retorno, seleccionado éste de acuerdo con la importancia de la estructura de cruce y de la corriente.

#### 1.2.4.2.3 Localización del canal principal en planos 1:5 000

Las capacidades del canal deben tomarse en cuenta para la localización definitiva bajo el siguiente criterio: Si el canal es de gran capacidad, se localizará a base de grandes tangentes a fin de disminuir su longitud permitiendo cortes moderados. Si el canal es de pequeña capacidad se localizará más apegado a las curvas de nivel permitiendo mayor movimiento

del eje. Los casos intermedios serán con los mismos criterios y para casos dudosos se deberá hacer un estudio de costo mínimo tomando en cuenta que un mayor desarrollo implica mayores costos de conservación.

Para la localización del canal también debe tomarse en cuenta que éste, sea solo de conducción o que a su vez sea distribuidor.

Si el tramo en estudio corresponde a conducción solamente, se localiza de tal manera que la cubeta del canal quede protegida en el terreno natural íntegramente, y si la localización es en ladera, se determina la intersección del terreno natural con la corona del canal, siendo estas elevaciones las que se marcan en los planos y que se usan para trazar líneas, que contengan el mayor número de estos puntos de control quedando paralelas al eje de localización del canal.

Si el canal va alimentando tomas y canales laterales, la localización se hace de tal manera que la superficie libre del agua en el canal principal quede arriba del terreno natural, lo necesario para que las tomas o laterales alimentados puedan regar inmediatamente a su salida. Las tangentes trazadas sobre los planos y que representa el eje del canal, se ligan por medio de curvas de un grado tal que el valor máximo del radio varíe de 3 a 7 veces el ancho de la superficie libre del agua en el canal. En canales de tierra se toma el valor de 7 pudiendo llegar en canales revestidos a 5 y si el canal va enterrado a 4. Las curvas de liga se calculan y se lleva un registro. En cada cruce con el drenaje natural se hace uso de los datos obtenidos previamente, para determinar que tipo de estructura conviene utilizar y estimar las pérdidas que originará.

Para gastos de cruce inferiores a la décima parte del gasto normal del canal, se pueden proyectar optativamente, entradas de agua al mismo, siempre y cuando no se invada más del 50% del bordo libre revestido ó 25% del total y siempre que se prevea un desague inmediato. Para arroyos cuyos gastos se pueden controlar mediante pequeños vasos formados con diques, se usará esta estructura la cual irá o no provista de un vertedor de excedencias según sea la magnitud y características de la cuenca y su aportación. Los gastos que no se deban meter al canal ni ameriten estructuras de dique, pueden cruzarse mediante un paso superior. Se proyectarán contracunetas para encauzar escurrimientos menores a estructuras más importantes. Finalmente la estructura para dar paso a un gasto cualquiera es el sifón invertido.

La sección del arroyo se rectificará en el tramo de cruce utilizado para el proyecto el método de sección y pendiente.

#### 1.2.4.2.4 Obtención de coordenadas gráficas.

Se obtienen gráficamente las coordenadas de los P.I. para dibujar la localización anterior en los planos escala 1:20 000, en los cuales se hizo la localización preliminar y de esta manera corregir la línea del eje.

#### 1.2.4.2.5 Ajuste de la localización de canales, de áreas, cadenamiento y nomenclatura.

Por lo que respecta a los canales del sistema de distribución que se localizaron en escala 1:20 000, se afina su localización en escala 1:5 000 y se hacen los ajustes respectivos en los primeros planos.

Como resultado de los ajustes hechos según los incisos anteriores, las áreas de algunos lotes se modifican por lo que se hacen nuevas mediciones.

Con las localizaciones gráficas se modifican los kilometrajes, por lo que se hacen los ajustes necesarios en cadenamientos y nomenclatura del sistema de distribución.

En la tabla y la gráfica de áreas y capacidades del canal principal, se hacen las modificaciones de acuerdo con los datos corregidos.

En las secciones hidráulicas del canal principal se hacen los ajustes en capacidades y cadenamientos.

#### 1.2.4.2.6 Localización de represas en el canal principal.

Al efectuar la localización del canal principal en los planos escala 1:5 000, se obtuvo el perfil del terreno natural y se proyectaron la rasante y perfil del agua cuidando de atender el servicio a las bocatomas. Esta previsión toma como base el funcionamiento con el tirante normal en el canal para el gasto de máxima demanda, pero en general el canal trabajará con gastos menores, es por tanto necesario proyectar represas que proporcionen la carga para el funcionamiento de las bocatomas, cuando los tirantes en el canal sean inferiores al normal.

El criterio para la localización de las represas es el siguiente:

Cada represa deberá servir al mayor número de tomas posibles sin invadir el bordo libre. Se harán ajustes en la elevación de las tomas siempre y cuando no alteren su

funcionamiento normal.

El desnivel entre la superficie libre del agua en el canal principal y en el lateral, o toma más alta estando cerrada la represa, debe ser como mínimo igual a la suma de pérdidas de carga en las estructuras de toma y aforadora y satisfacer la condición de que la superficie libre del agua en el lateral, permita dominar en cada toma, los terrenos de riego.

En canales revestidos de concreto las represas son necesarias para evitar, además, el vaciado rápido del canal; por lo tanto se proyectarán las suficientes para permitir bajar gradualmente los niveles a lo largo de su desarrollo reduciendo así la subpresión que no es absorbida por su propio drenaje.

Al elegir el sitio donde deban construirse represas, se procura asociarlas con alguna otra estructura que se tenga en proyecto.

Para evitar la entrada de azolves del canal principal a los laterales, se deja un desnivel entre las plantillas de 0.50 m como mínimo o en su defecto, un desfogue con una estructura decantadora en el principio del lateral, pudiendo formar parte de la estructura aforadora.

#### 1.2.4.2.7 Secciones transversales del canal principal y estimación de terracerías.

Con el perfil longitudinal del canal, se seleccionan las estaciones convenientes en donde se deben obtener secciones transversales para el cálculo de terracerías y se estiman éstas.

Se proyectan y se estima la excavación en contracunetas.

#### 1.2.4.2.8 Estimación de revestimientos del canal principal.

Se determinan los tramos de las diferentes secciones y se estima el volumen de los revestimientos, grava de la plantilla, tubería para drenaje, juntas, etc.

#### 1.2.4.2.9 Estructuras del canal principal.

Se hace un recuento de las estructuras del canal principal, agrupando las de características iguales y se calculan sus cantidades de obra, generalmente con base en diseños tipo se efectúan los anteproyectos necesarios.

#### 1.2.4.2.10 Áreas y capacidades de canales del sistema de distribución.

Con las áreas de los lotes, se procede a llenar las tablas de áreas y capacidades de cada uno de los canales del sistema de distribución.

Se dibujan las gráficas de áreas y capacidades de los principales laterales o sublaterales, en el caso de canales pequeños con la sola tabla es suficiente para el diseño.

#### 1.2.4.2.11 Diseño de los canales del sistema de distribución.

Se obtienen los perfiles del terreno natural de



cada uno de los canales del sistema de distribución, y se dibujan a una escala apropiada. Sobre los mismos perfiles se localizan todas las estructuras que aparecen en la planta y las que se crean necesarias, marcando con una línea vertical en la estación correspondiente y anotando el nombre de la estructura en la parte anterior y el kilometraje de la misma en la parte posterior de la línea.

Tomando como base el perfil del terreno, se estudian las pendientes de cada canal que mejor se adapten al terreno natural, y que asociados a los gastos necesarios obtenidos según las tablas de áreas y capacidades son los argumentos necesarios para determinar la sección tipo en cada tramo de canal.

Cuando la pendiente longitudinal del terreno es superior a la máxima permisible para el canal, se hace necesario proyectar estructuras de caída para absorber el desnivel excedente.

Para fijar la posición y la altura de la caída debe tomarse en cuenta lo siguiente:

- 1.- La altura se proyecta de 1.00, 1.50 ó 2.00 m salvo casos especiales, lo que tiene por objeto utilizar estructuras tipo.
- 2.- La localización se hace tratando de reducir excavaciones y dándole seguridad a la estructura.
- 3.- Se procura ligarlas a alguna otra estructura tal como toma, represa, puente, etc., etc.

Adoptada la sección tipo para cada tramo de canal, se tienen sus gastos adoptados correspondientes, los cuales se

anotan en la columna respectiva de las tablas de áreas y capacidades y en las gráficas correspondientes.

#### 1.2.4.2.12 Tabla de canales del sistema de distribución.

Como resumen del sistema de distribución, se forma una tabla en la cual aparecen: el nombre del canal, sus diferentes tramos, las longitudes y sección tipo de cada tramo.

#### 1.2.4.2.13 Estimación de terracerías de los canales del sistema de distribución.

Se hace la estimación de las terracerías del sistema de distribución con base en los perfiles que se obtuvieron para el diseño.

#### 1.2.4.2.14 Estimación de revestimientos del sistema de distribución.

Si el sistema es revestido o con canales contruidos de mampostería, se procede a hacer la estimación de esas cantidades de obra y demás conceptos afines.

#### 1.2.4.2.15 Estructuras del sistema de distribución.

Se hace un recuento de todas las estructuras del sistema de distribución, agrupándolas y clasificándolas por clases y secciones tipo, incluyendo las estructuras aforadoras. En su caso se diseñan las estructuras especiales.

Con base en las cantidades de obra para estructuras y en las especiales se estiman las correspondientes a todo el sistema de distribución, agrupándolas según se requiera para el programa de construcción o para el análisis de alternativas o etapas.

#### 1.2.4.2.16 Diseño de drenes.

En general el sistema de drenaje consiste en una red de drenes de capacidad variable, que cubre la zona y se destina a eliminar en la forma más directa las aguas excedentes, cualquiera que sea su procedencia, a fin de evitar que los niveles freáticos asciendan en forma inconveniente.

Dependiendo de diversos factores, como la forma del área, conformación del terreno, la función que desempeñan, su localización y el área que drenan, el sistema de drenaje está constituido por las siguientes clases de drenes:

Parcelarios, que 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.

Secundarios o de alivio, que se localizan aprovechando la conformación del terreno, siguiendo las líneas del flujo del microdrenaje y conectando sumideros o áreas aisladas de drenaje deficiente, a los drenes colectores o principales.

Colectores o interceptores, que 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.

Principales que 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 los que se generan en la propia área, procedentes de la lluvia, de los excedentes de riego, de filtraciones y de desperdicios, en ocasiones se requieren rectificaciones o encauzamientos para su correcto funcionamiento.

El proyecto de los drenes parcelarios, se reduce a determinar su espaciamento y profundidad.

El espaciamento de los drenes se calcula para el drenaje de aguas de infiltración.

Para calcular la separación de los drenes, existen diversas fórmulas deducidas empíricamente por diferentes autores y para diferentes tipos y condiciones de terrenos, las que se pueden adoptar y adaptar en su caso.

El cadenamamiento de los drenes se inicia en el sitio de descarga y su kilometraje se marca en los planos, a cada kilómetro hacia aguas arriba.

La clasificación del dren lo define su importancia; cuando el dren o drenes principales los constituyen de arroyos o ríos no se puede llevar una nomenclatura igual a los demás, teniendo que identificarse con el nombre del sitio más importante que cruce o bien por su letra, un número o una combinación de ambas, los drenes secundarios llevarán el nombre del sector al cual descargan y un número o letra que indiquen el orden de su descarga al mismo.

#### 1.2.4.2.17 Capacidad de los drenes.

Las capacidades varían de acuerdo con las aportaciones de las cuencas alimentadoras, así como de las que se generan en la propia área, procedentes de la lluvia, de los excedentes de riego, de infiltraciones y de desperdicios.

Deberá calcularse en cada caso el coeficiente de drenaje y desague que multiplicado por el área de influencia de cada dren, proporcione el gasto de diseño, según se trate de un dren interior o de uno cuyo origen se halle fuera de la zona de riego.

Para no proyectar sistemas demasiado costosos, con el gasto instantáneo, se estima que se permitirá inundación temporal de un tiempo que podría ser el máximo que resistan los cultivos sin reducir sus rendimientos.

La secuela general para el cálculo del coeficiente de drenaje por lluvias es la siguiente:

1.- A partir de los registros de lluvia máxima en 24 y 48 horas, se seleccionarán las correspondientes a diferentes periodos de retorno (generalmente para 1, 2, 5, y 10 años). Si es suficiente la información, se elaboran las curvas intensidad-duración-frecuencia, de las cuales se obtiene para cada periodo de retorno la lluvia correspondiente.

2.- Se selecciona el periodo de retorno apropiado haciendo un balance de lo que se incrementa el costo de las obras al aumentar el periodo de retorno. Seleccionando el periodo de retorno, se elaboran planos de isoyectas de ese periodo.

3.- Se obtienen la curva de distribución de la lluvia seleccionada ya sea con base en registros pluviográficos o siguiendo una distribución teórica.

4.- Se estiman las pérdidas hidrológicas (retención inicial, retención por almacenamiento, evapotranspiración e infiltración básica) con lo cual se deducen las láminas de lluvia en exceso.

5.- Se elabora una gráfica con las láminas de lluvia en exceso, sobre la cual se dibujan las líneas que representan el coeficiente de drenaje para diferentes periodos de desalojo. En esta gráfica las abscisas representan el tiempo en horas y las ordenadas las láminas acumuladas de escurrimiento.

6.- De la gráfica anterior, se selecciona el periodo de desalojo que permitan los cultivos sin sufrir deterioro, con lo cual queda definido el coeficiente de drenaje superficial o coeficiente de desagüe.

Para el caso de corrientes naturales que cruzan la zona y según la importancia del dren se puede hacer uso de los siguientes métodos:

Envoltentes de gastos máximos regionales, hidrógrafo unitario fórmulas empíricas, etc.

Además, se pueden correlacionar los datos de lluvia con el escurrimiento en corrientes regionales y deducir así el coeficiente de escurrimiento, o bien fijar este coeficiente en función del clima, de la vegetación y de la magnitud del área por drenar.

En el proyecto de los drenes, se procura que la

plantilla lleve sensiblemente la pendiente del terreno natural, salvo cuando ésta sea menor a la necesaria para proporcionar una buena velocidad, en cuyo caso, se profundizará hasta la descarga aumentando la excavación de la cubeta. Si la pendiente del terreno es tal que origine velocidades erosivas, se proyectan estructuras de caída.

En drenes localizados por arroyos que es necesario rectificar o encauzar, o en el caso de rehabilitaciones además del perfil del dren se requiere secciones para el proyecto y estimación de cantidades de obra.

En el desarrollo de los drenes al igual que en los canales, se presentan cruces con obras existentes o de proyecto. La estructura que sirve para resolver el cruce se carga: si el cruce es con obras existentes al sistema de drenaje, y si es con una obra en proyecto, se le carga a dicha obra.

Las estructuras en el sistema de drenaje se pueden clasificar por:

De operación.- Tienen como función controlar la descarga de un dren, mediante compuertas, a través de un bordo de protección contra inundaciones, así mismo se operan las entradas de agua de lote a dren.

Como en el caso de los canales de riego aún cuando las capacidades necesarias pueden tener una gran variación, se agrupan en secciones tipo dejando márgenes de seguridad.

Con los datos anteriormente obtenidos, se hace una relación clasificando los drenes por su importancia, y se anota la sección adoptada para cada tramo de ellos.

Generalmente los drenes secundarios requieren poca capacidad, por lo que las dimensiones de su sección se rigen por la profundidad necesaria para los efectos de drenaje interno o parcelario en su caso, y la plantilla mínima que permita el procedimiento de construcción más económico.

En forma general si los drenes van a funcionar únicamente para desalojar aguas superficiales, no se requiere obligar la profundidad y se diseñarán secciones menos peraltadas, esto permite conservar la humedad si no se tiene contemplado el riego.

De protección.- Cuando la pendiente del terreno, a lo largo del dren, es muy grande, en ocasiones es necesario construir caídas.

En la unión entre drenes es necesario construir lavaderos con piedras acomodadas a mano, junteadas con mortero de cemento a fin de conservar la sección y su funcionamiento.

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

Determinadas las estructuras que deben considerarse en el sistema de drenaje, se agrupan por tipos y dimensiones, haciendo el recuento respectivo.

Con base en los proyectos tipo de estructuras, se hace la estimación de las cantidades de obra correspondientes. Si se requieren estructuras especiales, se hace el anteproyecto.



#### 1.2.4.3 Sistema de caminos.

A lo largo del canal principal así como de los canales del sistema de distribución y drenes importantes, se proyectan caminos de servicios así como otros caminos que sirven de enlace con los anteriormente citados; esto último servirá para formar circuitos viales de manera de circundar zonas entre 400 y 600 ha. Los caminos se clasifican en principales y secundarios, el diseño y características de su corona será en función del volumen de tránsito que se espere, posteriormente se procede a determinar las longitudes de cada tipo de camino.

Generalmente los caminos principales se localizan paralelamente a los canales principales o drenes importantes, en su mayoría utilizando las coronas de los bordos como base para el revestimiento de los caminos; en estas condiciones solo se estima el revestimiento.

Los caminos de enlace así como los que comunicarán poblaciones, se ligarán con los principales y llevarán las mismas características de su corona. En estos casos hay que estimar las terracerías y revestimientos.

Los caminos secundarios generalmente se localizan a lo largo de los canales del sistema de distribución o drenes secundarios, y su construcción puede ser sobre los bordos o lateralmente a éstos, en cuyo caso se estima la conformación del terreno natural a un lado de los canales por lo que se determinan las hora-máquina efectivas.

Las estructuras necesarias para el buen funcionamiento de los caminos en proyecto se agrupan por tipos y dimensiones semejantes, haciendo a continuación la estimación de sus cantidades de obra para lo que se utilizan

los proyectos tipo existentes, en casos especiales se diseña el anteproyecto correspondiente.

#### 1.2.4.4 Obras complementarias.

Las casas para canalero se ubican distribuidas en la zona de riego, de tal manera que cada canalero pueda atender eficientemente sus funciones en una área aproximada entre 2 y 4 mil hectáreas, y con un recorrido máximo de 20 km dependiendo de lo complicado del sistema de distribución. Con base en la localización y el número de casas, se estima la longitud de red telefónica y las cantidades de obra correspondientes o el sistema de radio adecuado.

#### 1.2.4.5 Trabajos preagrícolas.

Son los indispensables para emprender la explotación agrícola de los suelos en condiciones óptimas, entre cuyas principales actividades se encuentran el desmonte y nivelación de las tierras y los trabajos de conservación de suelos.

#### 1.2.4.6 Afectaciones e indemnizaciones.

Con el levantamiento del uso actual del terreno se formará el plano correspondiente referido a la zona en estudio, y se determinará el área de cada uso, datos que se utilizarán en la determinación de las indemnizaciones.

Se hace la estimación de las afectaciones que originarán las obras tanto en presas como en zonas de riego. Se estimarán con base a precios comerciales regionales, el

monto de las indemnizaciones que será necesario cubrir. En su caso hacer estudios de reacomodo y de nuevos centros de población.

#### 1.2.4.7 Maquinaria y equipo de conservación.

Se estima la maquinaria y equipo que será necesario adquirir para conservar las obras en buen estado cuando menos hasta que el futuro distrito de riego sea autosuficiente.

#### 1.2.4.8 Presupuesto y programas de inversión.

Terminadas las estimaciones de todos los conceptos de trabajo, se investigan todos los datos necesarios para hacer el análisis de precios unitarios, con lo que elaboran los presupuestos de las distintas partes del proyecto. Con los presupuestos generales, se formula un resumen del presupuesto. Por el método de la ruta crítica, se plantea un programa de construcción con lo cual se determina un programa de inversiones.

Se ordenan todos los datos necesarios para la formación de los planos en que se presenta el proyecto, incluyendo obras de cabeza y la planeación de los sistemas de conducción, distribución, drenaje y caminos.

Cuando el proyecto es posible representarlo en un plano de dimensiones normales, en esc. 1:20 000 en este plano se indican todas las características generales tales como tablas de áreas, secciones tipo, datos hidráulicos, etc. Cuando por su magnitud se requieren varios planos en esc. 1:50 000 ó 1:40 000 en donde se indican todos los datos anteriormente mencionados.

Se ordena y clasifica la memoria del proyecto y se hace el informe y descripción de las diferentes partes del mismo, según los términos de referencia establecidos o acordados.

## CAPITULO II

### MONOGRAFIA REGIONAL

#### 2.1 Ubicación

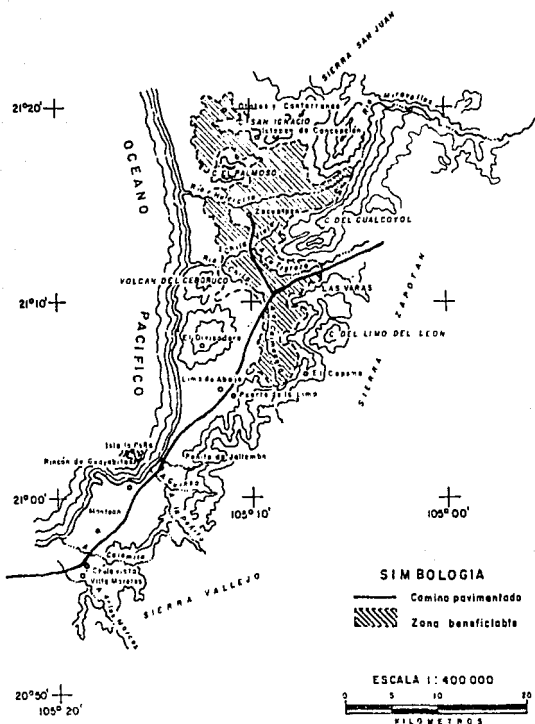
En la porción suroeste del Estado de Nayarit, se encuentra la superficie por beneficiar con las obras de infraestructura que se proponen en este estudio. Comprende aproximadamente 11 000 ha, situadas hacia ambos márgenes del río Huicicila o Miravalles y el Chila Viejo, incluyendo el arroyo La Tigrera, afluente de este último, en las proximidades de su desembocadura al Océano Pacífico. Está limitada al norte por el río Los Otates y por la Sierra de San Juan; al este por la de Zapotán; al sur por las poblaciones de Puerta de Lima y Lima de Abajo y al oeste por zonas bajas cercanas al Océano Pacífico y serranías colindantes con el mismo, que interrumpen la continuidad de la franja costera.

Geográficamente la zona se localiza, como puede apreciarse en el Croquis (2.1.1), entre los  $21^{\circ} 19'$  y los  $21^{\circ} 05'$  de latitud norte, y entre  $105^{\circ} 05'$  y  $105^{\circ} 13'$  de longitud occidental. Su altitud varía entre 2 y 50 metros sobre el nivel del mar.

Políticamente está comprendida en el municipio de Compostela; en sus proximidades y dentro de ella, se localizan las poblaciones de Las Varas, Zacualpan, Ixtapan de la Concepción, Otates y Cantamar.

CROQUIS 2.1.1

PROYECTO COSTA DE CHILA



## 2.2 Orografía

La zona de estudio queda comprendida en el extremo meridional de la Llanura Costera del Pacífico que termina en la Sierra Vallejo, y de la cual se encuentra separada por la Sierra de San Juan; las estribaciones de estas sierras y la de Zapotán bordean la zona de estudio, destacando los cerros de San Ignacio, El Cualcoyol y Limo de León.

El relieve montañoso general de la región, está constituido por una serie de elevaciones que varían de 100 a 1 300 m.s.n.m. En Algunos lugares las montañas se hallan próximas al mar, interrumpiendo la continuidad de la Planicie Costera que tiene ahí un ancho muy variable; entre ellos destacan los volcanes de Las Cuevas y El Ceboruco.

La zona beneficiable esta formada por terrenos planos con pendientes hacia el mar, dentro de ella se localizan algunos lomeríos que interrumpen su continuidad, mismos que, en algunos casos, llegan hasta el Océano; entre ellos destaca el volcán La Tigra.

## 2.3 Fisiografía, geología y sismología

La mayor parte del Estado de Nayarit, está conformada en la unidad montañosa conocida como Sierra Madre Occidental. De aspecto accidentado, queda constituida esencialmente con formas fisiográficas que muestran la esbeltez propia de una edad relativamente joven, a la que contribuyen sus pendientes abruptas.

Esta unidad montañosa, situada en la parte oriental del Estado la constituyen las Sierras de San Francisco, Teponahuastla y de Ixcatán, que forman un gran cordón montañoso que se alinea paralelamente al litoral, sirviendo

como muro natural a la porción baja horizontal y fangosa, que constituye la Llanura Costera.

En la parte media se acentúa el aspecto fisiográfico general, indicando que esta unidad no ha permanecido exenta de los fuertes movimientos de reajuste. Lo anterior queda establecido en base al patrón que presentan los ríos San Pedro, Huaynamota y Santiago, mismos que, observando una dirección de 25° sureste, primero y segundo, y 25° noroeste, aproximadamente el tercero, realizan un cambio de dirección al oeste, efectuándose una interrupción de su continuidad original al interponerse entre ellos la Sierra de Ixcatán.

En la parte meridional, el sistema montañoso prosigue constituyendo la Sierra de Tepic, con una sensible orientación de 30° noroeste-sureste, quedando separada de la Sierra Alica o Palomas por la vertiente del río Grande de Santiago. Hacia el sureste se encuentra la Sierra de San Pedro y al sur las Sierras del Carretón y Zapotán que se unen, al suroeste, con la Sierra de Vallejo, la cual se encuentra separada de la Sierra de San Juan por el Valle de Tepic.

En las estribaciones de las Sierras del Carretón y Zapotán se localiza la zona del proyecto Costa de Chila, ubicada al noroeste de la provincia fisiográfica denominada Eje Neovolcánico, que se extiende a lo largo de unos 950 km, desde el volcán Ceboruco, situado al sureste de la ciudad de Tepic, hasta el Citlaltépetl en el Estado de Veracruz con una amplitud que varía de 50 a 150 km. Su característica principal son las eminencias formadas por conos cineríticos, piroclásticos y derrames lávicos recientes; en esta porción los conos se alinean con una orientación noroeste-sureste, formando una franja que se extiende de Tepic a Guadalajara.

Las rocas que afloran en la región son



predominantemente de tipo ígneo, terciarias y cuaternarias, que se apoyan en una base de rocas sedimentarias probablemente cretácicas.

Las rocas sedimentarias que se localizan en la región, provienen de los suelos residuales y aluviales que han ido formando depósitos en los valles. Suelos de este tipo se localizan al este y sureste, en el valle de Compostela; al norte, en el valle de Tepic y al suroeste del sitio Paso de Arocha, donde se forma el valle de Zacualpan. Cabe hacer notar que en los dos últimos sitios mencionados, se encuentran también conglomerados de tipo epiclástico procedentes de rocas ígneas.

Por lo que concierne a movimientos telúricos, y de acuerdo con la Carta Sísmica de la República Mexicana formulada por el Instituto de Geofísica de la Universidad Nacional Autónoma de México, el área de estudio se encuentra dentro de la zona penisísmica, lo cual significa que tales fenómenos son ahí poco frecuentes. Su magnitud es del orden de 5° en escala de Richter, equivalente a 5 ó 6 grados de intensidad de la propia de Mercalli modificada. El epicentro más cercano se designa con el número 304, situado al suroeste de dicha área.

#### 2.4 Factores climatológicos e hidrometeorológicos

De acuerdo a la clasificación de Thornthwaite, y con base en los registros de las estaciones climatológicas Paso de Arocha y Zacualpan, localizadas en la porción norte de la zona beneficiable, a orillas del río Huicicilla, el clima es ligeramente húmedo, con moderada deficiencia de agua invernal y cálido. Según la clasificación de Koppen, el clima es equivalente a cálido subhúmedo con lluvias en verano y con invierno benigno.

Durante el periodo 1949-1989, lapso en que ha estado operando la primera de dichas estaciones, la temperatura media anual cifró 24.9° C, con variaciones anuales menores a 1° C en relación a este valor; los registros en Zacualpan, que cubren el lapso 1971-1989, indican valores similares.

Los registros pluviométricos se han verificado desde 1949 en la estación Paso de Archa y desde 1961 en Zacualpan, con base en ellos se determinó la precipitación media anual en dichas estaciones, misma que cifra 1793 y 1469 mm, incrementándose hacia el oriente de la zona. La temporada lluviosa corresponde al lapso junio-octubre, con un 94% aproximadamente del total anual. Agosto y septiembre son los meses de mayor precipitación, con promedios de 481 y 424 mm respectivamente, mientras que el periodo más seco es de febrero a mayo, meses en los que sólo llueve esporádicamente.

La evaporación media anual de la zona fue, de acuerdo a los datos de la estación Paso de Archa, de 1596 mm, con un máximo de 1736 mm. La mayor evaporación se presenta durante el periodo marzo-agosto, en que ocurre cerca del 60% del total. La máxima mensual se presenta en el mes de mayo, alcanzando la cifra de 199 mm.

Por lo que respecta a evapotranspiración potencial, se determinó la que acontecería anualmente y que asciende a 1 380 mm, en ambas estaciones, observándose que la precipitación sobrepasa la evapotranspiración potencial en los meses de junio a octubre, de manera coincidente con la época de lluvias.

La zona de estudio se ve afectada por la ocurrencia de ciclones que se generan en el Pacífico. En el periodo 1930-1975 se presentaron 78 ciclones en la región Pacífico Centro, de los cuales cuatro afectaron directamente a la zona

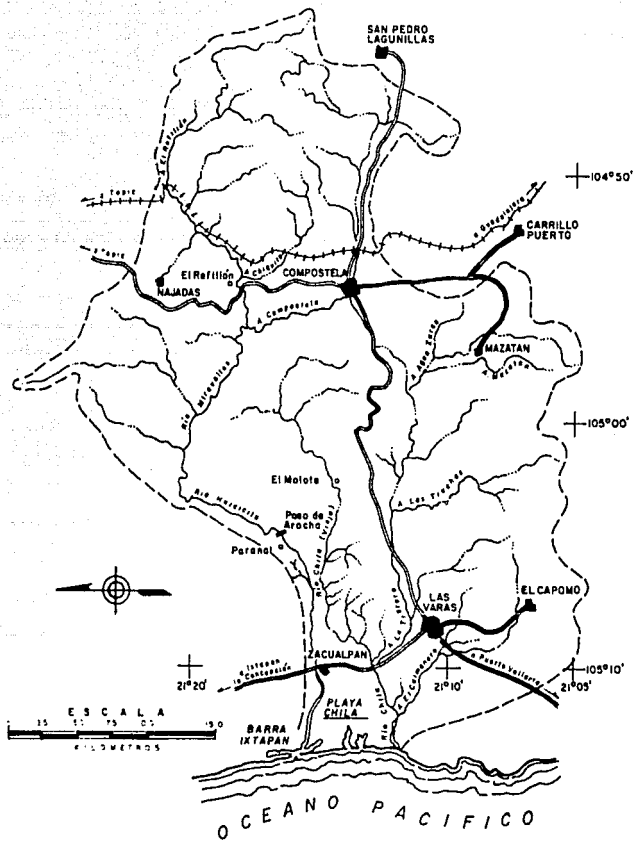
de estudio, ocasionando abundantes lluvias que causaron crecientes importantes en las corrientes que la atraviesan.

## 2.5 Hidrografía

El río Huicicila tiene su origen en varias corrientes que nacen a unos 10 km al noroeste de la ciudad de Compostela, dentro del estado de Nayarit, a unos 1600 m.s.n.m. Una vez definido su curso, toma el nombre de arroyo El Refilión; sigue una dirección noroeste (durante 4 km) hasta pasar por la población de La Curva, donde se encuentra el cruce del Ferrocarril del Pacífico, sitio en que cambia su dirección al suroeste continuando así por otros 9 km aproximadamente hasta llegar al poblado El Refilión, lugar donde recibe, por su margen izquierda, al arroyo Chiquito y donde se encuentra la estación hidrométrica de aquél nombre. Aproximadamente 1 km aguas abajo del poblado anterior se encuentra el cruce de la carretera Puerto Vallarta-Tepic. En este sitio, el río modifica su dirección al oeste siguiendo así por otros 2 km, al término de los cuales se le une el arroyo Compostela y toma el nombre de arroyo Miravalles variando su dirección al noroeste, misma que conserva por otros 9 km. Posteriormente, cambia su rumbo hacia el suroeste y ya con el nombre del río Huicicila recorre otros 9 km para finalmente, en las cercanías de la estación hidrométrica Paso de Arocha, torcer al oeste, y después de recorrer otros 12 km aproximadamente, unos 4 km aguas abajo del poblado Zacualpan, desemboca al mar en la Barra de Ixtapan.

El recorrido total de este río es de aproximadamente 50 km. Su cuenca, de unos 625 km<sup>2</sup>, está orientada sensiblemente hacia el poniente, como puede apreciarse en el Croquis (2.5.1), limita al norte con la del río Ixtapan, al noreste y este con la del río Tepic, afluente del Santiago, al sureste con la del río Ameca, al sur con la

CROQUIS 2.5.1  
 CUENCAS DE LOS RIOS HUICICILA Y CHILA (VIEJO)



cuenca del río Chila y al oeste con el Océano Pacífico.

El arroyo La Tigrera nace en la sierra de Zapotán con el nombre de arroyo Mazatán a una altura cercana a los 1 100 m.s.n.m., aproximadamente 5 km al sur del poblado del mismo nombre en el estado de Nayarit. Inicialmente toma la dirección norte hasta pasar por el poblado mencionado donde vira al noroeste y 5 km aguas abajo recibe, por su margen derecha, las aportaciones del arroyo Agua Zarca lugar donde tuerce al oeste, y unos 3 km adelante cambia su nombre por el de Arroyo La Tigrera, continuando en la misma dirección por unos 15 km más, hasta llegar a las cercanías del poblado Las Varas; en este tramo se le unen varios arroyos como son: Los Becerra, Las Truchas y La Vainilla, por la margen izquierda, y El Limocillo y La Mesilla por la margen derecha. A la altura del poblado mencionado, el arroyo se desvía hacia el noroeste para unirse, 4 km aguas abajo, al río Chila (Viejo), a partir de donde se dirige al oeste hasta su desembocadura, unos 8 km aguas abajo en la Boca de Chila.

El recorrido total del arroyo La Tigrera, hasta su unión con el río Chila Viejo, es de aproximadamente 30 km. Su cuenca desarrolla unos 285 km<sup>2</sup> y limita al norte y este con la del río Huicicila, al sur con las de pequeños arroyos situados entre éste y el Ameca, y al oeste con el Océano Pacífico.

## CAPITULO III

### ESTUDIOS BASICOS

#### 3.1 Estudios topográficos

Con el propósito de obtener la información topográfica requerida para la formulación del proyecto, se llevó a cabo, en el año de 1963, el levantamiento de los terrenos que se extienden desde la margen izquierda del arroyo La Tigrera, hasta aproximadamente 10 km al norte del río Miravalles, cubriendo la suma de 20 000 ha. Posteriormente, en 1978, se realizó el levantamiento de las 8 000 ha restantes, para hacer un total de 28 000 ha. Ambos levantamientos se efectuaron de la cota 0 a la 150 m.s.n.m., en escala 1:5 000, curvas de nivel con 1 m de equidistancia y reducciones a escala 1:20 000, a fin de contar con representaciones de conjunto.

Asimismo, se levantaron diversos sitios donde sería posible ubicar el vaso de almacenamiento y boquillas, de la cota 772 a la 800 m.s.n.m., a fin de determinar su viabilidad, según puede apreciarse en los Cuadros (3.1.1) y (3.1.2).

CUADRO (3.1.1)

LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS DE VASOS DE ALMACENAMIENTO  
-HA-

NOMBRE	CORRIENTE	ESCALA	SUPERFICIE ESTUDIADA CONFIGURACION CATASTRAL	USO	PROCEDIMIENTO	
El Refili6n	Rio Miravalles	1:5 000	450	450	450	Terrestre
Miravalles	Rio Miravalles	1:5 000	160	160	160	Terrestre
La Tigra I	Arroyo La Tigra	1:5 000	350	-	-	Terrestre
La Tigra II	Arroyo La Tigra	1:5 000	250	-	-	Terrestre

CUADRO (3.1.2)

LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS

-Boquillas y Sitios-

NOMBRE	V A S O	CORRIENTE	ESCALA	SUPERFICIE ESTUDIADA POR HA.	PROCEDIMIENTO CONFIGURACION
Refili6n Inferior	El Refili6n	Rio Miravalles	1:5 000	144	Terrestre
Refili6n Superior	El Refili6n	Rio Miravalles	1:500	120	Terrestre
Miravalles	Miravalles	Rio Miravalles	1:1 000	20	Terrestre
SITIO DE DERIVACION					
Arocha	Miravalles	Rio Miravalles	1:500	5	Terrestre
Tigrera II	La Tigrera	Arroyo La Tigrera	1:1 000	35	Terrestre



### 3.2 Estudios de tenencia de la tierra

La estructura de tenencia e la tierra que predomina en esta zona se determinó por medio de un levantamiento catastral, cuyos datos fueron cotejados con la información de la Secretaría de la Reforma Agraria. Dicho estudio comprendió ambas márgenes de los ríos Huicicila o Miravalles y Chila

Viejo y su afluente el arroyo La Tigrera, abarcando una superficie de 11 041 ha, las cuales, en su totalidad, se encuentran bajo el régimen ejidal.

### 3.3 Estudio agrológico

El estudio agrológico que se efectuó en la zona del proyecto comprendió una superficie de 24 554 ha, de las cuales aproximadamente un 76%, presenta buenas aptitudes para el uso agrícola bajo riego.

### 3.4 Estudios geológicos

Para determinar las zonas que presentan las mejores condiciones para la implementación de obras hidráulicas, se llevaron a cabo diversos estudios geológicos que se iniciaron en las cercanías del poblado El Refilión, donde se recabaron datos de geología superficial y del subsuelo, mediante la perforación de 10 pozos con máquina rotatoria y extracción continua de núcleos. Se efectuaron 6 exploraciones complementarias, en las que posteriormente se realizaron pruebas de permeabilidad.

En las inmediaciones del poblado Paranal, se inició un reconocimiento de la zona, por medio de 6 exploraciones verticales, que posteriormente se ampliaron a 3 más, a fin de verificar la potencia de los acarreos en dicha área.

Los escurrimientos del río Huicicila o Miravalles se aforan en dos estaciones hidrométricas, denominadas El Refilión y Paso de Arocha. La primera de ellas se encuentra situada en la parte alta de la cuenca, inmediata al poblado El Refilión, unos 2 km aguas arriba del puente de la carretera Puerto Vallarta-Tepic, en el Municipio de Compostela. La estación Paso de Arocha está localizada a la altura del poblado Paranal, en la entrada del río a la planicie costera, aproximadamente a 18 km de su desembocadura. Las áreas de la cuenca drenada hasta estas dos estaciones son 200 y 522 km<sup>2</sup> respectivamente.

De los escurrimientos registrados en la estación El Refilión durante el periodo 1968-1988, se puede apreciar que el promedio anual es de 69.4 hm<sup>3</sup> presentándose los valores máximo y mínimo en 1971 y 1979 con 101.6 y 46.4 hm<sup>3</sup>, respectivamente. Los mayores escurrimientos ocurren en el lapso julio-octubre, en el que se concentra el 75% del total anual, mientras que los menores se presentan en los meses de abril y mayo cuando el caudal se reduce a menos de 1 m<sup>3</sup>/s.

De los volúmenes escurridos en la estación Paso de Arocha durante el periodo 1949-1988. El medio anual de éstos resultó de 177.4 hm<sup>3</sup>, siendo 1953 y 1957 los años de máximo y mínimo escurrimiento con 370.2 y 53.0 hm<sup>3</sup> respectivamente. Al analizar la distribución mensual de dichos escurrimientos, se observa que los mayores se concentran en el lapso julio-octubre, acumulando un 82% del total anual. Los meses de menor escurrimiento son abril y mayo, en los que el caudal se reduce a menos de 1 m<sup>3</sup>/s, al igual que en la estación El Refilión.

Respecto a los gastos máximos anuales registrados en ambas estaciones, para los periodos respectivos de

observación. Se puede apreciar, que el mayor gasto registrado es de 1 386 m<sup>3</sup>/s en El Refilión en septiembre de 1980.

## CAPITULO IV

### USOS DEL AGUA Y DEL SUELO

#### 4.1 Aprovechamiento actual del agua

Los datos sobre utilización del agua, dentro del municipio de Compostela, sitio donde se localiza el área del proyecto, el volumen del líquido extraído durante 1989 ascendió a 140.6 hm<sup>3</sup>. Como puede apreciarse en el Cuadro (4.1.1), los mayores volúmenes corresponden a usos agrícolas, acumulando un 98 % del total.

No obstante lo anterior, en la zona beneficiable por este proyecto, que abarca una pequeña porción del municipio (aproximadamente el 4 %), los volúmenes utilizados para riego son menores de 20 hm<sup>3</sup>, mismos que sirven para atender entre 4 000 y 5 000 ha en el ciclo invernal, aplicándose de dos a tres riegos mediante equipos portátiles de bombeo.

#### 4.2 Uso actual del suelo

En agosto de 1987 se llevó a cabo el levantamiento de uso actual del suelo con un total de 11041 ha, de las cuales 4 976 están sujetas a riego, básicamente por aspersión; 201 ha son de cultivos perennes de temporal y 4804 ha están destinadas a agricultura de temporal. Asimismo, los terrenos forestales con selva baja sumaron 994 ha y 266 ha son terrenos de uso pecuario con vegetación de matorral y pasto, según queda asentado en el Cuadro (4.2.1).

CUADRO (4.1.1)

USOS DEL AGUA EN EL MUNICIPIO DE COMPOSTELA  
(MILLONES DE M3)

U S O S	EXTRACCION		CONSUMO		DESCARGA	
	Volumen	%	Volumen	%	Volumen	%
Doméstico	1.79	1.28	0.54	0.40	1.25	14.35
Pecuario	1.28	0.91	0.39	0.29	0.90	10.30
Industrial	0.04	0.03	0.01	0.01	0.03	0.40
Agrícola	137.36	97.78	130.82	99.30	6.54	74.95
T O T A L	140.47	100.00	131.76	100.00	8.72	100.00

FUENTE: Subdirección de Usos del Agua, Dirección General de Protección y Ordenación Ecológica, S.A.R.H. Marco de referencia de los usos del agua a nivel municipal. México, D.F.

CUADRO (4.2.1)

## USOS DEL SUELO EN EL AREA BENEFICIABLE

REGIMEN	TERRENOS DE USO AGRICOLA			TERRENOS FORESTALES	TERRENOS DE USO PECUARIO
	Anuales bajo riego	Temporal perenne	Anuales de temporal	Selva baja	Asociación de matorral y pasto
<b>EJIDAL</b>					
Zacualpan	1,864	36	1,335	117	57
Ixtapan	620	6	1,063	354	173
Las Piedras	72	-	58	78	-
De las Varas	1,645	84	1,648	203	36
El Capomo	775	75	237	231	-
De Mazatlán	-	-	263	11	-
<b>T O T A L E S</b>	<b>4,976</b>	<b>201</b>	<b>4,604</b>	<b>994</b>	<b>266</b>

#### 4.3 Agricultura

La principal actividad de la zona es la agricultura, que abarca el 88.6 % de la superficie en estudio. De ella sobresalen los cultivos del ciclo otoño-invierno, bajo la modalidad de riego, con una ocupación del 45.1 % del área, en la cual se desarrolla principalmente el tabaco y en menor escala el sorgo. Durante el ciclo primavera-verano y bajo la modalidad de temporal, se siembra el 41.7 % de la extensión con maíz y ajonjolí. Esta cifra incluye el frijol que se cultiva cuando terminan las lluvias, aprovechando la humedad residual de este ciclo. Por lo que toca al cultivo de frutales y que abarca el 1.8 % del área, predominan el mango, la piña y el plátano.

Cabe hacer notar, que la superficie que cuenta con riego (4 976 ha) está mejor aprovechada, ya que se utilizan insumos adecuados, tales como maquinaria, fertilizantes, semillas mejoradas y riego por aspersión. Por lo tanto, existe una superficie de 8 065 ha que requiere de tecnificación y desarrollo agrícola.

#### 4.4 Ganadería

La actividad pecuaria en la zona se practica en forma extensiva, por lo tanto su carácter es secundario, predominando la cría de ganado bovino, en su mayor parte criollo y cruza diversas con sangre cebú. También, aunque en menor proporción, se desarrolla el ganado caprino, porcino y equino.

Debido a que las áreas destinadas a la alimentación de ganado (selva baja con un 9 %) y la restante superficie de 2.4 % de matorral y pasto son de escaso valor alimenticio, ambas se explotan en forma de agostadero, complementando dicha

alimentación con los esquilmos de los cultivos de maíz, sorgo y frijol.

Cabe aclarar, que la producción de carne, leche y huevo, este último procedente de la crianza de aves de corral, se destina al mercado local y al autoconsumo.

**ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA**



## CAPITULO V

### INFRAESTRUCTURA

#### 6.1 Obras hidráulicas

En el área por beneficiar no existen obras hidráulicas de importancia, la superficie regada es atendida mediante plantas de bombeo, aprovechando las norias existentes y los escurrimientos de los ríos que drenan la zona. La mayor parte de dichas instalaciones se destinan al riego de tabaco, por aspersión, y son propiedad de la empresa Tabamex que las renta a los agricultores.

Hacia la margen derecha del río Huicicila, sobre el arroyo Ixtapa, existe una pequeña unidad de riego compuesta por una presa derivadora rígida, de 55 m de longitud, destinada al riego de 165 ha, mediante un canal revestido, que se desarrolla por la margen izquierda del arroyo, a lo largo de 3.5 km.

#### 6.2 Vías de comunicación y sistemas de transporte

La región se halla comunicada por la Carretera Federal N° 200, Puerto Vallarta-Tepic, la cual cruza la porción meridional de la zona beneficiable, a la altura del poblado de Las Varas; además existe un camino revestido, transitable en toda época del año, que comunica a Las Varas con el poblado de Zacualpan y que continúa en terracería, pasando por Ixtapan de la Concepción hasta Santa Cruz; adicionalmente, otras vías comunican los poblados más importantes de la zona por medio de brechas.

En cuanto hace a vías férreas, la estación más próxima es la que se encuentra en el poblado de Compostela, a unos 40 km de la zona, la cual es servida por el Ferrocarril del Pacífico.

El campo aéreo más próximo es el Aeropuerto Internacional de Puerto Vallarta, Jal., localizado a unos 80 km de Las Varas; en este sitio también existen facilidades para el transporte marítimo.

Los principales poblados de la región cuentan con servicio postal y telegráfico.

#### 5.3 Electrificación

La Comisión Federal de Electricidad proporciona energía eléctrica a la región a través del Área Occidental (perteneciente al Sistema Interconectado Sur) que contaba, en 1989, con una capacidad instalada para generación de 1,133 MW. El fluido eléctrico es suministrado mediante líneas de transmisión de 155 kV que conectan con las subestaciones de Compostela y Puerto Vallarta, sitio en el que existe una planta de turbogas con capacidad de 14 000 kW. Adicionalmente, operan líneas de transmisión de 18 kV que suministran el servicio a los poblados de menor importancia.

#### 5.4 Agua potable y alcantarillado

Las poblaciones de Las Varas y Zacualpan tienen servicio de agua potable, el resto de las poblaciones que se encuentran dentro del área del proyecto carecen del servicio, por lo que se abastecen del líquido por medio de pozos profundos y norias.

En cuanto a redes de alcantarillado, solo el poblado de Las Varas cuenta con este servicio.

#### 5.5 Centros educativos de investigación y asistenciales

Los poblados de Las Varas y Zacualpan cuentan con escuelas de instrucción primaria; en el primero de ellos existe una escuela técnica-agropecuaria; para los niveles de instrucción media y superior la población tiene que desplazarse a Compostela y Tepic. Asimismo, esta región se encuentra dentro del área de influencia del campo agrícola experimental de Santiago Ixcuintla, Nay.

Refrente a los servicios asistenciales, los poblados de Las Varas y Zacualpan cuentan con Centros de Salud del llamado Tipo "C", lo cual nos presenta este servicio como insuficiente y precario.

#### 5.6 Agroindustria

El desarrollo de las industrias procesadoras de productos agrícolas es sumamente modesto, ya que solamente existen plantas procesadoras de tabaco de la empresa paraestatal Tabamex.

## CAPITULO VI

### ANALISIS DE LA SITUACION ACTUAL Y SU PROYECCION

#### 6.1 Balace agua-suelo

El régimen de la lluvia en la zona de estudio, con altas concentraciones de junio a octubre, es insuficiente para permitir que prosperen los cultivos durante todo el año. Lo anterior, aunado a los problemas originados por los retardos que frecuentemente presenta la época de lluvias, determina el nivel de aprovechamiento de los recursos que actualmente se han alcanzado. Para intensificar el uso del suelo, sería menester aprovechar los escurrimientos disponibles en el riego de las tierras, como en cierta medida se realiza en la actualidad.

Ahora bien, tomando en cuenta que el escurrimiento medio anual del río Huicicila asciende a unos 175 millones de m<sup>3</sup>, podemos ver que las 11 000 ha disponibles bien pueden ser atendidas por el aprovechamiento de esa corriente. Sin embargo, durante el periodo de estiaje el caudal de la misma disminuye considerablemente, por lo que su aprovechamiento, bajo régimen natural, no alcanzaría a satisfacer los requerimientos de la zona. Estas condiciones determinan como factor limitante, a nivel estacional, el agua, a pesar de que anualmente los recursos agua-suelo se encuentran balanceados.

#### 6.2 Agentes que propician el desarrollo de la zona

Con base en la información detectada en los estudios básicos descritos en los capítulos anteriores, se han

identificado diversos factores que contribuyen al desarrollo agropecuario del área beneficiable; a continuación se enumeran los que se consideran más importantes.

- i ) La existencia de unas 11 000 ha de terrenos aptos para desarrollar actividades agrícolas intensivas bajo la modalidad de riego.
- ii ) La disponibilidad de recursos hidráulicos suficientes para satisfacer las demandas de agua que pudieran suscitarse y la posibilidad de utilizarlos.
- iii ) La disponibilidad de adecuadas vías de comunicación, integradas a las redes nacionales, que podrían facilitar la comercialización de los productos que ahí se pueden generar.
- iv ) La existencia de agricultores que, ya en la actualidad, desarrollan esa actividad con un cierto grado de tecnificación.

### 6.3 Factores que limitan el aprovechamiento de los recursos

Entre los elementos causantes de que el nivel de aprovechamiento de los recursos naturales disponibles en la zona se encuentren por abajo de su potencial, los de mayor preponderancia son los siguientes:

- i.) El régimen de lluvia local que, por su marcada concentración, impide el desarrollo de cultivos temporales durante gran parte del año, en que la precipitación es casi inexistente.

- ii) La falta de obras de infraestructura hidráulica que permitan la regulación y aprovechamiento de los escurrimientos existentes.
- iii) La insuficiencia de los caminos internos, que impide la transformación adecuada y eficiente para el desplazamiento de los productos, problema que se agudiza en la temporada de lluvia.

#### 8.4 Prógnosis en ausencia de acciones

De acuerdo a lo expuesto anteriormente, el riego resulta imprescindible para el desarrollo de la agricultura intensiva en la zona del proyecto. Las características de las obras requeridas para ello, implican inversiones de consideración, mismas que no podrían realizar los campesinos.

En estas condiciones, de no llevarse a efecto acciones por parte del gobierno federal, continuaría estancada la agricultura local, sujeta únicamente a los incentivos que, para la siembra del tabaco, motivara Tabamex (situación ésta limitada por la existencia de suelos aptos para tal cultivo y por el mercado del mismo) y desaprovechándose los recursos para el cultivo de otros productos.

## CAPITULO VII

### PROGRAMACION DE ACTIVIDADES

#### 7.1 Objetivos principales del proyecto

Considerando los recursos naturales disponibles en la zona por beneficiar, su ubicación, nivel de desarrollo y problemática que afronta actualmente, es evidente que las acciones por realizar tendrían como principal objeto incrementar la producción agrícola local. Para ello, resulta indispensable proveer de agua para riego a los terrenos susceptibles de alcanzar un desarrollo agrícola intensivo.

Bajo estas condiciones las actividades por realizar deberán estar encaminadas a:

- i ) Incrementar el aprovechamiento de la tierra que resulta propicia para el desarrollo de actividades agrícolas.
- ii ) Elevar el índice de utilización del agua para riego, mejorando su disponibilidad temporal y espacial.
- iii ) Facilitar la transportación interna de insumos y productos en la zona beneficiable.
- iv ) Intensificar, encauzar y apoyar la tecnificación de las actividades así como conservar adecuadamente las instalaciones que se construyan.

La realización de las obras de infraestructura y la ejecución de las acciones que resulten indicadas para lograr lo anteriormente expuesto, permitirían incrementar los rendimientos en la superficie abierta al cultivo e incorporar al riego las áreas que actualmente permanecen enmontadas. Como resultado de lo anterior se lograría elevar considerablemente la producción agrícola, generando con esto un incremento en los índices de ocupación y nivel de ingresos en la zona.

## 7.2 Previsiones para el aprovechamiento de los recursos

Acorde con las conclusiones del balance agua-suelo y considerando los factores que limitan el desarrollo de la zona, así como los objetivos planteados para lograr el aprovechamiento intensivo de los recursos ahí existentes, sería necesario regular los escurrimientos del río Huicicila y utilizarlos en el riego de los terrenos.

Con ese fin, se procedió a identificar sitios propicios para el almacenamiento de tales escurrimientos y a realizar los levantamientos topográficos de los mismos. Como resultado, se estudiaron dos vasos en la cuenca alta del río Huicicila, denominados El Refilión y Miravalles, y otros tantos en el arroyo La Tigra I, identificados como Tigra I y Tigra II; asimismo, se localizó un sitio para derivación de los caudales del río Huicicila, en las inmediaciones del área beneficiable, próximo al poblado Paso de Arocha por lo que se convino en darle igual nombre.

El análisis efectividad-costo\* realizado, a nivel de prefactibilidad, para determinar cuál sería el vaso más

\* Proyecto Costa de Chila, Nay. Análisis de Inversión,  
Subdirección de Evaluación, Dirección General de  
Planeación, SARH, junio de 1988.



adecuado para integrar el sistema de riego por establecer, mostró la conveniencia de almacenar los escurrimientos del río Huicicila en la presa El Refilión y distribuirlos hacia las zonas reglables mediante la derivadora Paso de Arocha. Así pues, en lo sucesivo, los esquemas por analizar se configurarán incluyendo únicamente tales obras de captación.

### 7.3 Manejo y conservación de los suelos

De acuerdo con el informe agrológico, un 20 % del área aprovechable requiere de una red de drenaje superficial complementario para el desalojo de las aguas de lluvia y riego, a fin de evitar encharcamientos e inundaciones y abatir, de este modo, el nivel freático, ayudando a la rehabilitación de los suelos con problemas moderados de sales.

Ahora bien, para evitar desperdicios excesivos de agua, se ha previsto la construcción de terrazas de camellón en los suelos con topografía accidentada y una nivelación ligera en el resto del área.

## CAPITULO VIII

### SISTEMAS HIDRAULICOS ALTERNATIVOS

#### 8.1 Clasificación de alternativas

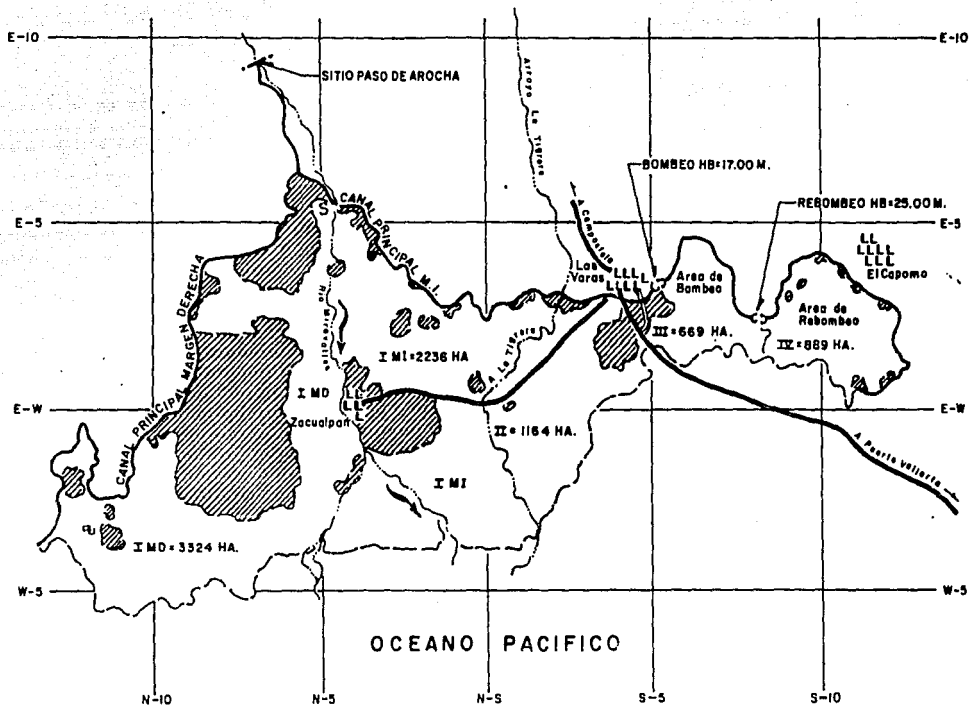
El sistema de riego por establecer en la zona estaría integrado por la presa de almacenamiento El Refillón -destinada a regular los escurrimientos del río Huicicila- y la derivadora Paso de Arocha, a partir de la cual se distribuirían los caudales hacia la zona regable.

Con objeto de determinar la configuración y magnitud de la superficie máxima regable, se proyectaron tanto los canales principales, como el sistema de distribución. De tal forma, se estableció que la mayor extensión, técnicamente posible de beneficiar, asciende a 8 282 ha, ubicadas tal como se muestra en el Croquis (8.1.1).

De acuerdo con las características topográficas de los terrenos ahí comprendidos, se tiene una superficie de 6,724 ha, donde la mayor parte, se dominaría desde la derivadora (localizándose 3,324 ha hacia la margen derecha del río Huicicila, 2,236 ha entre este río y el arroyo La Tigresa y 1,164 ha hacia la margen izquierda de esta corriente), mientras que del área restante, también ubicada hacia esta última margen, una porción (660 ha) se atendería mediante un bombeo de 17 m de altura, desde el canal principal, y la otra (940 ha) por medio de un rebombeo, también entre canales, de 26 m de altura.

Tomando en cuenta, por una parte, la ubicación de la fuente de abastecimiento y, por la otra, la distribución de las tres zonas en que, de acuerdo con sus elevaciones, se

CROQUIS 8.1.1



dividió el área beneficiable, se identificaron igual número de alternativas de tamaño. La primera de ellas contempla el riego de la zona de gravedad la que, como ya se indicó, alcanza una superficie de 6 724 ha; la segunda incorpora a aquélla la zona que se atendería mediante el bombeo, acumulando así 7,393 ha; y la tercera adicionalmente, a la alternativa anterior, la zona que corresponde al rebombado, por lo que se prevé que el riego de la totalidad del área, será de 8 282 ha.

### 6.2 Patrones preliminares de cultivo

Con objeto de disponer de elementos que permitan valorar los beneficios atribuibles a la realización del proyecto, se formuló, para cada alternativa, el patrón de cultivos que podría suponerse como meta de mediano plazo de las actividades agropecuarias del área<sup>4</sup>.

La formulación de dichos patrones se efectuó maximizando la utilidad de los agricultores, y considerando solamente restricciones agrológicas, de mercado y de ocupación mensual de tierras, habida cuenta de la disponibilidad de agua.

### 6.3 Dimensionamiento hidráulico

Una vez identificadas las alternativas y definidos los programas de cultivo asociados a las mismas, se procedió a simular el funcionamiento hidráulico del sistema, formado por el vaso El Refilión y la derivadora Paso de Arocha, de acuerdo a las leyes de demandas de riego correspondientes.

4. - Proyecto Costa de Chila, Nay., Patrones de cultivo  
preliminares. Subdirección de Evaluación. Dirección  
General de Planeación, SARN. Junio, 1968.

Tales requerimientos de agua se determinaron, a partir de los cultivos propuestos en los patrones respectivos, utilizando el criterio de Blaney-Criddle y considerando una eficiencia global del 60%; las demandas resultantes para cada alternativa se muestran, mes a mes, en el Cuadro (8.3.1), ahí puede apreciarse que las leyes de demanda son prácticamente iguales para los tres casos, variando únicamente el volumen requerido en función de la magnitud de la superficie que es regable.

Las simulaciones de funcionamiento hidráulico se realizaron considerando que la capacidad muerta de El Refilión ascendería a  $5 \text{ hm}^3$  (equivalente al volumen de azolves esperado en 50 años, a partir de los registros de sólidos en suspensión de la estación homónima), las entradas al vaso se consideraron iguales a los escurrimientos en la estación El Refilión, debido a su cercanía al sitio de la presa; por su parte, las aportaciones del tramo, entre el vaso y la derivadora, se definieron a partir de los registros hidrométricos, de la citada estación y la denominada Paso de Arocha. Para el funcionamiento hidráulico del sistema se consideró que el vaso únicamente abastecería los volúmenes de riego que no alcanzarán a satisfacer las aportaciones del tramo citado.

La capacidad del vaso El Refilión, asociada a cada alternativa, se consigna en el Cuadro (8.3.2); también aparecen en él las principales características hidráulicas de la presa, derivadas del tránsito de la avenida máxima extraordinaria, asociada a un período de retorno de 10 000 años, que alcanza un gasto pico de  $2\,000 \text{ m}^3/\text{s}$  y que acumula, en 24 horas, un volumen de  $44 \text{ hm}^3$ .

Por cuanto hace a la derivadora Paso de Arocha, se determinó el gasto de diseño del vertedor, correspondiente a 100 años de período de retorno, mismo que cifra  $1\,000 \text{ m}^3/\text{s}$ .

CUADRO (8.3.1)

DEMANDAS DE RIEGO DE LOS PATRONES DE CULTIVO  
- En miles de m3 -

M E S	ALTERNATIVA 1 ( 6 724 HA )		ALTERNATIVA 2 ( 7 393 HA )		ALTERNATIVA 3 ( 8 282 HA )	
	Volumen	%	Volumen	%	Volumen	%
Enero	9,444	13.4	10,387	13.4	11,692	13.4
Febrero	11,557	16.4	12,654	16.4	14,303	16.4
Marzo	10,832	15.4	11,800	15.3	13,397	15.4
Abril	526	0.7	582	0.8	649	0.7
Mayo	656	0.9	727	0.9	810	0.9
Junio	5,778	8.2	6,354	8.2	7,156	8.2
Julio	7,495	10.6	8,237	10.6	9,283	10.6
Agosto	6,879	9.8	7,557	9.8	8,521	9.8
Septiembre	5,394	7.7	5,918	7.7	6,678	7.7
Octubre	6,157	8.7	6,757	8.7	7,620	8.7
Noviembre	258	0.4	287	0.4	318	0.4
Diciembre	5,486	7.8	6,022	7.8	6,789	7.8
A N U A L	70,462	100.0	77,282	100.0	87,216	100.0
LAMINA BRUTA DE RIEGO ( m )	1.052		1.051		1.052	

CUADRO (8.3.2)

CARACTERISTICAS PRESA EL REFILION

ALTERNATIVA	CAPACIDAD hm <sup>3</sup>	ELEVACION C.V. m.s.n.m.	CARGA MAXIMA	HAME m.s.n.m.	Q DESCARGA ( m <sup>3</sup> /seg )
1	40	815.5	5.2	820.7	776
2	45	817.4	5.0	822.4	732
3	50	819.0	4.9	823.9	711

\* En todos los casos se consideró longitud de vertedor de 30 m.

#### 8.4 Presupuestos y programas de inversión

Una vez definidas las principales características hidráulicas de la presa El Refilión para las tres alternativas planteadas, se formularon los anteproyectos respectivos y, con base en ellos, se determinaron los presupuestos correspondientes.

De igual manera se estimaron los costos de las diferentes obras requeridas en la zona regable, así como las inversiones necesarias para la realización de las obras complementarias y los trabajos preagrícolas. El monto de las indemnizaciones fue establecido en función de las áreas afectadas y considerando su uso actual; a su vez, se hicieron las provisiones para la adquisición de maquinaria y equipo para la conservación de las obras e instalaciones propuestas.

En los Cuadros (8.4.1) al (8.4.3) se presenta el resumen de las inversiones a que daría lugar la realización de las alternativas 1, 2 y 3, respectivamente. Tales requerimientos están referidos a los precios vigentes durante 1988 e incluye la proporción de indirectos del contratista.

Tomando en cuenta las características de las obras por realizar, se consideró que el programa constructivo abarcaría tres años en cualquier opción; acorde con ello, se determinaron las erogaciones anuales asociadas a cada propuesta, mismas que se consignan en los Cuadros (8.4.4) al (8.4.6).

Cabe señalar que, en los arreglos anteriores y dentro del concepto "Plantas de bombeo", se incluye tanto el costo de la obra civil como la adquisición e instalación de los equipos electromecánicos.



RESUMEN DE LAS INVERSIONES, ALTERNATIVA 1  
-En miles de pesos-

CONCEPTO	CONSTRUCCION	ADQUISICIONES	OTROS	SUM A	SUPERVISION Y ADMINISTRACION	IMPREVISTOS	SUBTOTAL	I.V.A.	TOTAL
<b>OBRAS BASICAS</b>	25,862,199.87	2,095,058.97		27,957,258.84	2,795,725.90	4,612,947.70	35,365,932.45	5,304,869.87	40,670,822.30
Presa de almacenamiento El Refillón	13,729,805.97	817,190.61		14,546,996.58	1,454,699.66	2,400,254.44	18,401,950.68	2,760,292.60	21,162,243.28
Presa derivadora Paso de Arocha	1,419,117.33	190,055.91		1,609,173.24	160,917.32	265,513.58	2,035,604.15	305,340.62	2,340,944.77
Canales principales	3,788,514.21	477,572.46		4,266,086.67	426,608.67	703,904.30	5,396,599.64	809,489.95	6,206,089.58
Sistemas de distribución	5,406,881.85	553,196.40		5,960,078.25	596,007.83	983,412.91	7,539,498.99	1,130,924.85	8,670,423.83
Sistemas de drenaje	429,684.96	19,499.79		449,184.75	44,918.48	74,115.48	568,218.71	85,232.81	653,451.52
Sistemas de caminos	1,068,195.55	37,543.80		1,125,739.35	112,573.94	185,746.99	1,424,060.28	213,609.04	1,637,669.32
<b>OBRAS COMPLEMENTARIAS</b>	479,334.72	2,038,015.38		479,334.72	47,933.48	79,090.23	606,358.42	90,953.76	697,312.18
Casas para canalero	37,352.25	817,190.61		37,352.25	3,735.23	6,163.12	47,250.60	7,087.59	54,338.19
Sistemas de comunicacim	264,453.93	190,055.91		264,453.93	26,445.39	43,634.90	334,534.22	50,180.13	384,714.35
Estructuras aforadoras	75,010.98	477,572.46		75,010.98	7,501.10	12,376.81	94,888.89	14,233.33	109,122.22
Oficinas para el distrito	102,517.56	553,196.40		102,517.56	10,251.76	16,915.40	129,684.71	19,452.71	149,137.42
<b>TRABAJO PREAGRICOLAS</b>	304,028.16			304,028.16	30,402.82	50,164.65	384,595.63	57,689.34	442,284.97
Desamante	129,296.25			129,296.25	12,929.63	21,333.88	163,559.76	24,533.96	188,093.72
Nivelación	174,731.91			174,731.91	17,473.19	28,830.77	221,035.87	33,155.38	254,191.25
<b>INDENIZACIONES</b>			2,068,127.04	2,068,127.04			2,068,127.04		-2,068,127.04
En la zona de la presa de almacenamiento			1,784,709.66	1,784,709.66			1,784,709.66		1,784,709.66
En la zona de riego			283,417.38	283,417.38			283,417.38		283,417.38
<b>MAQUINARIA Y EQUIPO PARA CONSERVACION</b>		765,357.18		765,357.18			765,357.18	114,803.58	880,160.76
<b>TOTAL</b>	<b>\$26,645,562.75</b>	<b>\$2,860,416.15</b>	<b>\$2,068,127.04</b>	<b>\$31,574,105.94</b>	<b>\$2,874,062.20</b>	<b>\$4,742,202.58</b>	<b>\$39,190,370.72</b>	<b>\$5,568,336.55</b>	<b>\$44,758,707.25</b>

## CURSO (8.4.2)

RESUMEN DE LAS INVERSIONES, ALTERNATIVA 2  
-En miles de pesos-

C O N C E P T O	CONSTRUCCIÓN	ADQUISICIONES	OTROS	S U M A	SUPERVISIÓN Y ADMINISTRACIÓN	IMPREVISTOS	SUBTOTAL	I.V.A.	T O T A L
OBRS BASICAS	27,274,604.50	2,616,419.76		29,891,024.26	2,989,122.42	4,932,051.99	37,812,206.68	5,671,859.81	43,484,246.49
Presa de almacenamiento									
El Refilón 45 hm3	13,660,977.23	817,190.61		14,469,167.84	1,469,816.78	2,425,197.69	16,593,182.31	2,788,977.25	21,382,159.66
Presa derivadora Paso de Arocha	1,419,117.33	190,055.91		1,609,173.24	160,917.32	265,513.58	2,035,604.15	305,340.62	2,340,944.77
Canales principales	4,427,831.49	550,553.01		4,978,384.50	497,838.45	821,433.44	6,297,656.39	944,648.46	7,242,304.85
Sistemas de distribución	5,736,769.26	592,885.56		6,329,654.82	632,915.48	1,044,393.05	8,007,913.25	1,201,052.00	9,208,065.25
Sistemas de drenaje	429,684.96	19,499.79		449,184.75	44,918.48	74,115.48	568,218.71	85,232.81	653,451.52
Sistemas de caminos	1,151,743.53	37,542.80		1,189,286.33	118,925.73	196,227.46	1,504,410.52	225,861.58	1,730,072.10
Planta de bombeo	228,710.70	408,691.06		637,401.76	63,740.18	105,171.29	806,313.25	120,946.99	927,250.24
OBRS COMPLEMENTARIAS	492,321.81			492,321.81	49,232.19	81,233.10	622,787.09	93,418.06	716,205.14
Casas para canalero	42,753.96			42,753.96	4,275.40	7,054.40	54,083.76	8,112.56	62,196.32
Sistemas de comunicación	264,453.93			264,453.93	26,445.39	43,634.90	334,534.22	50,180.13	384,714.25
Estructuras alisadoras	82,596.36			82,596.36	8,259.64	13,628.40	104,484.40	15,672.66	120,157.05
Oficinas para el distrito	102,517.56			102,517.56	10,251.76	16,915.40	129,684.71	19,452.71	149,137.42
TRABAJOS PREAGRICOLAS	334,331.37			334,331.37	33,433.14	55,164.68	422,929.18	63,439.38	486,368.56
Desmote	142,206.72			142,206.72	14,220.67	23,464.11	179,891.50	26,983.73	206,875.23
Nivelación	192,124.65			192,124.65	19,212.47	31,700.57	243,037.68	36,455.65	279,493.33
INMOVILIZACIONES			2,109,195.36	2,109,195.36			2,109,195.36		2,109,195.36
En la zona de la presa de almacenamiento			1,797,581.82	1,797,581.82			1,797,581.82		1,797,581.82
En la zona de riego			311,613.54	311,613.54			311,613.54		311,613.54
MANTENIMIENTO Y EQUIPO PARA CONSERVACION		765,357.18		765,357.18			761,526.18	114,803.58	880,160.76
<b>T O T A L</b>	<b>428,101,457.66</b>	<b>43,381,776.94</b>	<b>42,109,195.36</b>	<b>433,592,429.96</b>	<b>43,071,787.75</b>	<b>45,068,449.77</b>	<b>441,728,836.49</b>	<b>45,943,520.83</b>	<b>447,676,178.31</b>

## CUBRO (8.4.3)

RESUMEN DE LAS INVERSIONES, ALTERNATIVA 3  
-En miles de pesos-

CONCEPTO	CONSTRUCCION	ADQUISICIONES	OTROS	G U R A	SUPERVISION Y ADMINISTRACION	IMPREVISTOS	SUBTOTAL	I.V.A.	TOTAL
<b>OBRAS BASICAS</b>	29,406,750.39	3,143,527.05		32,250,277.44	3,225,027.75	5,321,297.75	40,796,600.97	6,119,490.14	46,916,091.05
Presas de almacenamiento El Refillón	14,091,240.82	617,490.61		14,908,451.43	1,490,643.14	2,459,894.49	18,859,191.06	2,828,878.66	21,688,069.72
Presas derivadoras Paso de Acacha	1,419,117.33	990,055.91		1,609,173.24	160,917.32	265,513.58	2,035,604.15	305,340.62	2,340,944.71
Canales principales	3,433,007.09	672,781.91		4,105,789.00	612,576.90	1,010,751.89	7,749,097.79	1,162,384.67	8,911,482.45
Sistemas de distribución	4,222,578.37	680,002.50		4,902,580.87	690,258.09	1,138,925.84	6,731,764.80	1,309,764.72	10,041,529.52
Sistemas de drenaje	429,684.96	19,099.79		449,184.75	44,918.48	74,115.48	568,218.71	85,232.81	653,451.52
Sistemas de caminos	1,209,025.29	37,543.80		1,246,569.09	124,656.91	205,663.90	1,576,909.90	236,536.48	1,813,446.38
Plantas de bombeo	282,076.53	726,472.53		1,008,549.06	100,854.91	166,410.59	1,275,814.56	191,372.18	1,467,186.75
<b>OBRAS COMPLEMENTARIAS</b>	508,871.73			508,871.73	50,887.18	83,963.84	643,722.73	96,558.41	740,281.14
Casas para camalero	48,117.36			48,117.36	4,811.74	7,939.36	60,868.46	9,130.27	69,998.73
Sistemas de comunicación	264,453.93			264,453.93	26,445.39	43,634.90	334,534.22	50,180.13	384,714.35
Estructuras alferaderas	93,782.88			93,782.88	9,378.29	15,474.18	118,635.34	17,793.30	136,428.64
Oficinas para el distrito	102,517.56			102,517.56	10,251.76	16,915.40	129,684.71	19,452.71	149,137.42
<b>TRABAJOS PREAGRICOLAS</b>	374,518.56			374,518.56	37,451.86	61,795.56	473,765.98	71,064.89	544,830.87
Desmante	159,292.98			159,292.98	15,929.30	26,283.31	201,505.62	30,225.84	231,731.46
Nivelación	215,225.58			215,225.58	21,522.56	35,512.22	272,260.36	40,839.05	313,099.41
<b>INDENIZACIONES</b>			2,175,433.35	2,175,433.35			2,175,433.35		2,175,433.35
En la zona de la presa de almacenamiento			1,826,314.32	1,826,314.32			1,826,314.32		1,826,314.32
En la zona de riego			349,119.03	349,119.03			349,119.03		349,119.03
<b>MANO DE OBRERA Y EQUIPO PARA CONSERVACION</b>		765,257.18		765,257.18			765,257.18	114,803.58	880,060.76
<b>S U B T O T A L</b>	<b>829,990,140.68</b>	<b>63,908,664.23</b>	<b>62,175,433.35</b>	<b>936,074,638.26</b>	<b>63,313,366.79</b>	<b>65,467,025.17</b>	<b>944,854,880.21</b>	<b>66,401,917.02</b>	<b>1,011,256,797.17</b>

CUMBO (8.4.4)

PROGRAMA DE INMERSIONES, ALTERNATIVA 1  
-En miles de pesos-

CONCEPTO	CONSTRUCCION	ADQUISICIONES	OTROS	SUMA	AÑO 1	AÑO 2	AÑO 3
<b>OBRAS BASICAS</b>	25,062,199.87	2,092,058.97		27,157,258.84	5,716,311.72	13,464,968.94	8,775,978.18
Presa de almacenamiento El Refillón	13,729,802.97	817,190.61		14,546,996.58	1,454,707.32	7,273,498.29	5,818,790.97
Presa derivadora Paso de Arecha	1,419,117.33	190,055.91		1,609,173.24	804,586.62	804,586.62	
Canales principales	3,788,314.21	477,572.46		4,266,086.67	893,312.56	1,541,326.23	1,831,447.86
Sistemas de distribución	5,406,881.85	552,196.40		5,960,078.25	2,384,031.30	3,576,046.95	
Sistemas de drenaje	429,684.76	19,199.79		449,884.55	179,673.90	269,510.65	
Sistemas de caminos	1,068,195.55	37,543.80		1,125,739.35			1,125,739.35
<b>OBRAS COMPLEMENTARIAS</b>	479,324.72			479,324.72		287,631.48	191,703.24
Casas para camellero	37,252.25			37,252.25		22,411.25	14,940.99
Sistemas de comunicación	264,453.93			264,453.93		158,680.02	105,773.91
Estructuras afloradas	75,010.98			75,010.98		43,014.25	29,996.73
Oficinas para el distrito	102,517.56			102,517.56		61,325.86	40,991.70
<b>TRABAJOS PREAGRICOLAS</b>	304,028.16			304,028.16	91,177.80	152,052.39	60,797.97
Desmonte	129,296.25			129,296.25	38,769.72	64,667.28	25,859.25
Nivelación	174,731.91			174,731.91	52,408.08	87,385.11	34,938.72
<b>INDENIZACIONES</b>			2,068,127.04	2,068,127.04	2,068,127.04		
En la zona de la presa de almacenamiento			1,784,709.66	1,784,709.66	1,784,709.66		
En la zona de riego			283,417.38	283,417.38	283,417.38		
<b>MAQUINARIA Y EQUIPO PARA CONSERVACION</b>		765,357.18		765,357.18			765,357.18
<b>SUPERVISION Y ADMINISTRACION</b>	2,624,254.28	209,505.90		2,874,062.17	580,746.95	1,390,465.28	902,849.94
<b>IMPREVISTOS</b>	4,396,517.86	345,684.73		4,742,202.58	958,225.77	2,294,267.71	1,489,699.10
<b>SUBTOTAL</b>	33,706,636.89	3,415,606.78	2,068,127.04	39,190,370.69	9,414,601.28	17,589,385.80	12,186,383.61
I. V. A.	5,055,995.53	512,341.02		5,568,336.55	1,101,971.14	2,638,407.87	1,827,957.54
<b>T O T A L</b>	38,762,632.42	3,927,947.80	2,068,127.04	44,758,707.24	11,617,573.42	20,227,793.67	14,014,341.15

## CUMRO (8.4.5)

PROGRAMA DE INVERSIONES, ALTERNATIVA 2  
-En miles de pesos-

C O N C E P T O	CONSTRUCCION	ADQUISICIONES	OTROS	S U M A	AÑO 1	AÑO 2	AÑO 3
DEBES BASICAS	27,274,804.50	2,616,419.76		29,891,224.26	5,273,563.05	14,145,469.47	10,472,191.74
Presa de almacenamiento El Refilón	13,880,977.23	817,190.61		14,698,167.84	1,469,801.46	7,349,083.92	5,879,282.46
Presa derivadora Paso de Arocha	1,419,117.33	190,055.91		1,609,173.24	804,586.82	804,586.82	
Canales principales	4,427,831.49	550,553.01		4,978,384.50	1,042,453.41	1,776,672.81	2,137,238.28
Sistemas de distribución	5,736,769.26	592,385.56		6,329,154.82	1,594,423.89	3,279,221.07	1,456,009.86
Sistemas de drenaje	429,684.96	19,499.79		449,184.75	122,323.83	269,510.85	57,250.07
Sistemas de caminos	1,151,713.53	37,543.80		1,189,257.33	239,973.84	644,374.20	304,909.29
Planla de bombeo	228,710.70	408,691.06		637,401.76			637,401.76
DEBES COMPLEMENTARIAS	492,321.81			492,321.81		206,368.09	283,953.72
Casas para canalero	42,753.96			42,753.96		20,026.43	22,727.53
Sistemas de comunicación	264,453.93			264,453.93		105,773.91	158,680.02
Estructuras aferradoras	82,596.36			82,596.36		21,032.19	61,564.17
Oficinas para el distrito	102,517.56			102,517.56		61,525.86	40,991.70
TRABAJO PREAGRICOLAS	334,331.37			334,331.37	100,257.27	167,223.15	66,850.95
Desmonte	142,206.72			142,206.72	42,639.03	71,141.67	28,426.02
Nivelación	192,124.65			192,124.65	57,618.24	96,081.48	38,424.93
INDICIZACIONES			2,109,195.36	2,109,195.36	2,109,195.36		
En la zona de la presa de almacenamiento			1,797,581.82	1,797,581.82	1,797,581.82		
En la zona de riego			311,613.54	311,613.54	311,613.54		
MAGUINARIA Y EQUIPO PARA CONSERVACION		765,257.18		765,257.18			765,257.18
SUPERVISION Y ADMINISTRACION	2,810,145.77	261,641.98		3,071,787.75	537,382.04	1,452,106.07	1,082,299.64
IMPREVISTOS	4,636,740.52	431,709.26		5,068,449.78	886,680.25	2,395,975.02	1,785,794.41
SUBTOTAL	25,548,343.97	4,075,128.18	2,109,195.36	41,732,667.51	8,907,078.07	18,369,141.80	14,456,447.64
I. V. A.	5,332,251.60	611,269.23		5,943,520.83	1,019,662.41	2,755,371.27	2,168,467.15
T O T A L	44,080,595.57	44,686,397.41	42,109,195.36	947,676,168.34	19,926,760.48	421,124,512.07	416,624,914.79

CUADRO 18.4.6)

PROGRAMA DE INVERSIONES, ALTERNATIVA 3  
-En miles de pesos-

CONCEPTO	CONSTRUCCION	ADQUISICIONES	OTROS	SUMA	AÑO 1	AÑO 2	AÑO 3
OBRAS BASICAS	29,106,750.39	3,143,527.05		32,250,277.44	5,670,950.50	14,993,116.53	11,566,210.41
Presas de almacenamiento El Refilón	14,091,240.82	817,190.61		14,908,431.43	1,490,833.65	7,454,244.87	5,963,372.91
Presas derivadoras Paso de Arocha	1,419,117.33	190,055.91		1,609,173.24	804,586.62	804,586.62	
Canales principales	5,453,007.09	672,761.91		6,125,769.00	1,282,925.28	2,213,263.63	2,629,560.09
Sistemas de distribución	6,222,578.37	660,032.50		6,902,580.87	1,736,737.66	3,576,046.95	1,567,796.26
Sistemas de drenaje	429,684.96	19,499.79		449,184.75	122,323.83	269,510.85	57,350.07
Sistemas de caminos	1,209,025.29	37,543.80		1,246,569.09	251,543.46	675,443.61	319,582.02
Plantas de bombeo	282,076.53	726,472.53		1,008,549.06			1,008,549.06
OBRAS COMPLEMENTARIAS	508,871.73			508,871.73		213,348.39	295,523.34
Casas para canilero	48,117.36			48,117.36		22,602.90	25,514.46
Sistemas de comunicación	264,453.93			264,453.93		105,773.91	158,680.02
Estructuras alforadoras	93,782.88			93,782.88		23,443.72	70,339.16
Oficinas para el distrito	102,517.56			102,517.56		61,525.86	40,991.70
TRABAJOS PREAGRICOLAS	374,518.56			374,518.56	112,324.92	187,259.28	74,934.36
Desmonte	159,292.98			159,292.98	47,772.57	79,646.49	31,873.92
Nivelación	215,225.58			215,225.58	64,552.35	107,612.79	43,060.44
INDENIZACIONES			2,175,433.35	2,175,433.35	2,175,433.35		
En la zona de la presa de almacenamiento			1,826,314.32	1,826,314.32	1,826,314.32		
En la zona de riego			349,119.03	349,119.03	349,119.03		
MAQUINARIA Y EQUIPO PARA CONSERVACION		765,357.18		765,357.18			765,357.18
SUPERVISION Y ADMINISTRACION	2,999,014.07	314,352.71		3,313,366.78	580,327.55	1,539,372.42	1,193,666.81
IMPREVISTOS	4,948,373.21	518,681.96		5,467,055.17	957,540.44	2,539,964.49	1,969,550.24
SUBTOTAL	37,937,527.96	4,741,918.90	2,175,433.35	44,854,880.21	9,516,576.76	19,473,061.11	15,865,242.34
I. V. A.	5,690,629.19	711,287.83		6,401,917.02	1,101,171.50	2,920,959.17	2,379,786.25
T O T A L	43,628,157.15	5,453,206.73	2,175,433.35	51,256,797.23	11,617,748.26	22,394,020.28	18,245,028.69

## 8.5 Análisis de tamaño

A fin de seleccionar, de entre las alternativas consideradas, la opción más adecuada para el desarrollo del proyecto, se procedió a realizar los análisis económicos respectivos<sup>2</sup>, llevados a cabo acorde con la relación beneficio-costos y adoptando como medida de efectividad el valor agregado que generaría cada opción.

De acuerdo con la información sobre el uso actual del suelo y la producción agropecuaria de la zona, se determinaron los patrones de cultivo ahí imperantes. Dada la naturaleza de las limitaciones que afrontan las actividades agropecuarias en el área, se consideró adecuado suponer que, en ausencia de impulsos externos como los contemplados en el proyecto, la magnitud y la proporción de las superficies cosechadas de cada cultivo se mantendrían invariables en el tiempo; en cambio, se previeron incrementos en los rendimientos de algunos cultivos, como resultado del natural avance tecnológico que experimentarían las explotaciones locales.

Las características de las estructuras productivas que se presentarían, tanto actualmente como a largo plazo, en cada una de las zonas beneficiables, en ausencia del proyecto, se resumen en el Arreglo (8.5.1).

Por su parte, el valor de la producción agrícola esperable a la maduración del proyecto, asociado a cada una de las opciones planteadas, se determinó en función de los patrones de cultivos. Las características más relevantes de dichos patrones se consignan en el Cuadro (8.5.2).

2.- Proyecto Costa de Chile, May., Análisis preliminar de tamaño. Dirección General de Planeación, Subdirección de Evaluación, México, D. F., Julio, 1966.

**CUADRO (8.5.1)**  
**CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA PRODUCTIVA**  
**PREVISTA EN AUSENCIA DE ACCIONES**

CONCEPTO	UNIDAD	ALTERNATIVA		
		1	2	3
<b>SUPERFICIE</b>				
Física neta	ha	6,724	7,393	8,282
Cosechable	ha	6,094	6,664	7,404
<b>VALOR MEDIO DE LA PRODUCCION*</b>				
A precios de mercado				
Actual	\$/ha	1,334,682	1,318,094	1,348,972
Potencial	\$/ha	1,378,739	1,361,116	1,390,461
A precios de cuenta				
Actual	\$/ha	1,383,719	1,366,211	1,395,365
Potencial	\$/ha	1,434,211	1,417,891	1,445,130
<b>COSTO MEDIO DE PRODUCCION*</b>				
Social	\$/ha	436,351	430,451	440,182
Total	\$/ha	918,712	903,426	928,903
<b>COSTOS SISTEMATICOS**</b>				
A precios de mercado	\$/ha	60,760	59,266	60,606
A precios de cuenta	\$/ha	60,760	59,266	60,606

\* Valores referidos a la superficie cosechada.

\*\* Valores referidos a la superficie física neta de cada alternativa.



CUADRO (8.5.2)

CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA PRODUCTIVA  
PREVISTA A LA REALIZACION DEL PROYECTO

C O N C E P T O	UNIDAD	ALTERNATIVA		
		1	2	3
<b>SUPERFICIE</b>				
Fisica neta	ha	6,724.00	7,393.00	82,827.00
<b>Cosechable</b>				
Inicial	ha	8,699.00	9,522.00	10,628.00
Potencial	ha	11,894.00	13,050.00	14,719.00
<b>VALOR MEDIO DE PRODUCCION (**)</b>				
<b>A precios de mercado</b>				
Inicial	\$/ha	1,217,185.00	1,203,278.79	1,223,314.92
Potencial	\$/ha	1,235,229.00	1,227,950.43	1,234,194.96
<b>A PRECIOS DE CUENTA</b>				
Inicial	\$/ha	1,285,262.00	1,274,152.29	1,287,637.41
Potencial	\$/ha	1,336,176.00	1,329,625.17	1,311,657.78
<b>COSTO MEDIO DE PRODUCCION (**)</b>				
Inicial	\$/ha	366,779.94	364,136.55	366,473.00
Potencial	\$/ha	690,576.06	682,760.82	689,694.00
<b>COSTOS SISTEMATICOS (**)</b>				
A precios de mercado		52,254.64	62,866.71	68,421.66
A precios de cuenta		50,339.34	63,211.50	81,063.96

(\*) Valores referidos a la superficie cosechada.

(\*\*) Valores referidos a la superficie fisica neta de cada opción.

Para el caso de llevarse a ejecución cualquier alternativa, se supuso que el periodo necesario para alcanzar el 95% de los incrementos esperados a largo plazo, tanto en las áreas cosechadas como en los rendimientos medios, sería de 0 años.

Por otro lado, se calcularon los costos de operación y conservación de las obras y los de extensionismo que se presentarían durante la etapa de operación del proyecto. Para el caso de los costos de operación y conservación se tomaron en cuenta los volúmenes servidos por gravedad, los propios suministrados mediante bombeo, las alturas de bombeo y el costo de la energía eléctrica, tanto a precios de mercado como de cuenta.

Para efectos de la evaluación económica, los presupuestos se modificaron asignando un costo social nulo a la mano de obra no calificada por juzgarse abundante; deduciendo el impuesto al valor agregado por tratarse de una mera transferencia; restando los montos correspondientes a maquinaria y equipo para conservación y, en su caso, la adquisición de equipos de bombeo, puesto que dichos gastos se tomarán en cuenta en los costos sistemáticos considerados.

Finalmente, utilizando índices de precios para cada concepto, se expresaron dichos presupuestos a precios de 1988 y se formularon los programas de inversión, adoptando la misma distribución anual de los gastos que se postulaba en los programas originales. Los programas de inversión resultantes se consignan en el Cuadro (8.5.3).

Los resultados obtenidos en el análisis se muestran en el Arreglo (8.5.4), donde puede apreciarse que, en general, todas las alternativas muestran una adecuada rentabilidad, siendo la denominada 3 la que presenta mayor atractivo económico. En esa virtud, como conclusión del presente análisis en los estudios más detallados, que en lo sucesivo se

CUADRO (8.5.3)

PROGRAMA DE INVERSION ADOPTADOS EN EL ANALISIS DE TAMAÑO  
(Miles de pesos, a precios de 1988)

ALTERNATIVA	TOTAL	AÑOS		
		1	2	3
<b>A precios de mercados</b>				
1	25,487,949.48	6,484,886.94	11,687,538.18	7,315,524.36
2	26,970,163.38	6,099,105.24	12,173,998.56	8,697,097.89
3	28,667,066.52	6,486,879.06	12,864,727.86	9,315,459.60
<b>A precios de cuenta</b>				
1	26,741,567.61	6,720,838.23	12,296,207.46	7,724,521.92
2	28,291,973.31	6,317,817.03	12,813,928.80	9,160,227.48
3	30,071,779.29	6,720,761.61	13,537,298.22	9,813,719.46

CUADRO (8.5.4)

RESUMEN DE RESULTADOS DE EVALUACION PRELIMINAR

ALTERNATIVA	T.I.R.	B/C	V.P.B.N.
<b>A precios de mercados</b>			
Alternativa			
1	12.4	1.04	866,380.65
2	12.7	1.07	1,571,514.51
3	13.2	1.12	3,060,202.80
<b>A precios de cuenta</b>			
Alternativa			
1	13.7	1.18	4,101,315.36
2	14.0	1.20	5,119,020.51
3	13.9	1.19	5,213,531.26

T.I.R. Tasa interna de retorno, en %.

B/C Relación beneficio-costo, con una tasa de actualización del 12% anual.

V.P.B.N. Valor presente de los beneficios netos, en miles de pesos, con una tasa de actualización del 12% anual.

desarrollarán, únicamente se incluirá dicha opción, misma que se considera el riego de 8 282ha mediante la erección de la presa de almacenamiento El Refilión, con capacidad de conservación de 50 hm<sup>3</sup>, la derivadora Paso de Arocha y dos plantas de bombeo.

## CAPITULO IX

### INGENIERIA DE PROYECTO

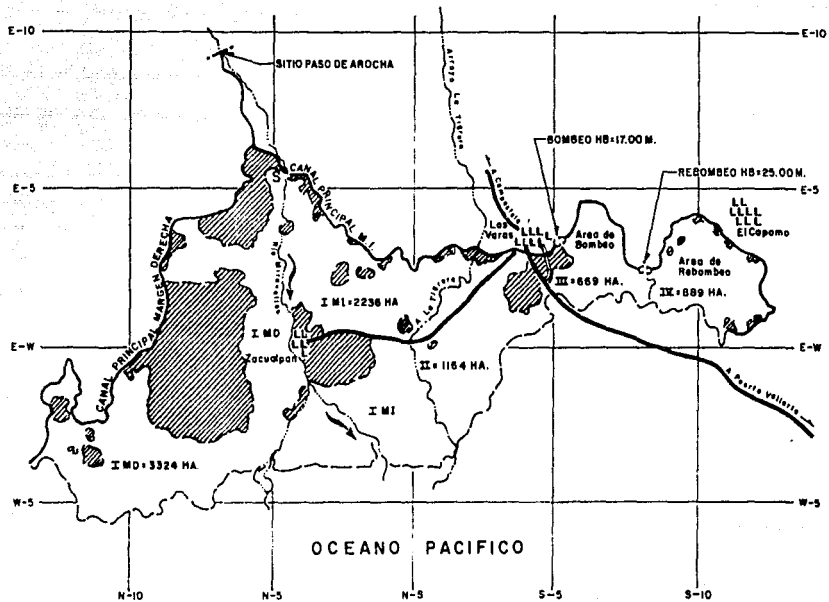
#### 9.1 Características esenciales del esquema adoptado

En el capítulo referente a los sistemas hidráulicos alternativos, quedó demostrado que la proposición más conveniente es aquella que plantea el aprovechamiento de los caudales del río Miravalles o Huiciciila para el riego de 8 282 ha, que incluyen 1 558 ha por bombeo, mediante la realización de las obras que se describen a continuación.

Para almacenar los escurrimientos del río Miravalles, se prevé la construcción de la presa El Refilión para, posteriormente aguas abajo, aprovecharlos mediante la derivadora Paso de Arocha, a partir de la cual nacería el canal principal de la margen derecha que atendería el riego de 3 324 ha. Posteriormente, en el km 3 + 560, dicho canal se bifurcaría dando origen al de la margen izquierda, el cual irrigaría, en la propia margen derecha, 1 312.2 ha ya incluidas en la cifra anterior; más adelante, esta conducción cruzaría el río Miravalles, hacia la margen izquierda por medio de un sifón, donde regaría 4 000 ha, que incluyen los terrenos ubicados hacia la margen izquierda del arroyo La Tigresa de las cuales 000 serían atendidas por bombeo y 880 mediante rebombeo.

La distribución de estos canales pueden apreciarse en el Esquema (9.1.1).

ESQUEMA 9.1.1



## 9.2 Coefficiente de riego

La determinación del coeficiente de riego, se llevó a cabo en función del patrón preliminar de cultivos de máxima utilidad, seleccionando aquél que permitiría cosechar 14 719 ha. Asimismo, se estimaron las demandas mensuales de riego, según el criterio Blaney-Criddle, determinándose una lámina de riego anual neta de 0.83 m., que afectada por la eficiencia del sistema de 80%, tomando en cuenta que los canales estarían totalmente revestidos, arroja una lámina bruta de 1.05 m, según puede deducirse en el Cuadro (9.2.1).

Para la definición del coeficiente de riego, se listaron los cultivos correspondientes al mes de máxima demanda; en orden decreciente se calcularon los requerimientos de riego de dicho mes y en función de las respectivas superficies, a partir de las áreas y volúmenes acumulados, se determinó el coeficiente de riego. Los valores respectivos aparecen en el Cuadro (9.2.2).

Para los canales que atenderán áreas menores a las indicadas en el Cuadro anterior, se determinó el coeficiente de riego en función del área atendible y de los requerimientos del mes de máxima demanda.

Finalmente, para tomar en cuenta la variación diaria de las demandas, se afectaron los coeficientes de un factor variable, en función del área atendible y con dichos valores se elaboró la Gráfica (9.2.1).



## CUADRO (9.2.1)

DEMANDAS MENSUALES DE AGUA  
-miles de m<sup>3</sup>-

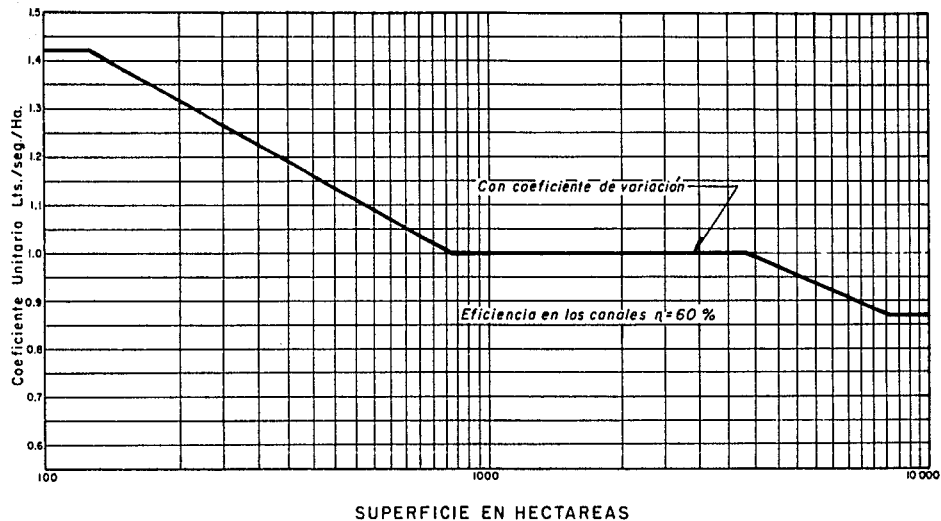
CULTIVO SUPERFICIE ha	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	A N U A L	
AGUACATE	83	74.70	74.70	80.51	109.56	159.36	74.70	74.70	74.70	74.70	74.70	74.70	1,021.73	
ALJOLFI	2,486					2,239.20	2,239.20	2,239.20	2,239.20	2,960.72			11,917.52	
APROZ	406					2,415.70	2,923.20	2,212.70	365.40	507.50			8,424.50	
CACAHUATE	4					3.60	3.60	3.60	3.60				14.40	
CHILE	12	15.60	21.36	25.20	16.20							10.80	89.16	
FRIJOL I	3,708	6,461.92	6,711.48	4,820.40								3,337.20	21,321.00	
FRIJOL V	1,631						1,647.90	1,647.90	1,647.90	1,647.90			6,591.60	
JITOMATE	4	5.68	6.76	8.44	7.84						3.60	4.32	36.84	
JITOMATE	102	105.06	151.41	212.18	220.42	241.02							1,022.79	
MELON	1			0.96	1.43	2.32	0.90						5.61	
PAPAYO	55	49.50	49.50	52.80	73.15	107.25	49.50	49.50	49.50	49.50	49.50	49.50	678.70	
PEPINO	2	1.90								1.80	3.48	3.40	10.58	
PLATANO	65	102.05	102.05	126.10	132.60	164.45	81.90	68.25	61.75	58.50	103.25	115.70	96.85	1,213.55
SANDIA	40	38.00								36.00	67.60	68.00	211.60	
SORGO	41		36.90	66.51	134.07	50.43	36.90						344.81	
SOYA V	2,487					2,238.30	2,238.30	2,238.30	2,238.30	2,238.30			11,191.50	
TANACO	3,389	4,846.27	7,164.68	8,031.93								3,050.10	23,112.98	
T O T A L		11,690.65	14,201.74	13,375.42	157.71	853.47	7,154.23	9,281.55	8,527.65	6,177.10	7,619.77	216.58	6,787.77	87,208.87

CUADRO (9.2.2)  
COEFICIENTE DE RIEGO

C U L T I V O	LAMINA MENSUAL (mm)	SUPERFICIE PARCIAL (ha)	SUPERFICIE ACUMULADA (ha)	VOLUMEN MENSUAL		COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO	
				PARCIAL (m <sup>3</sup> )	ACUMULADO (m <sup>3</sup> )	1 / (l/s/ha)	2 /
TABACO	237	3,389	3,389	7,184.68	7,184.68	0.876	0.963
JITOMATE	211	4	3,393	6.76	7,191.44	0.876	0.963
CHILE	210	12	3,405	21.36	7,212.80	0.875	0.962
JITOMATE	206	103	3,508	151.41	7,364.21	0.867	0.953
PLATANO	194	65	3,573	102.05	7,466.26	0.863	0.949
FRIJOL I	130	3,708	7,281	6,711.48	14,177.74	0.804	0.884
AGUACATE	97	83	7,364	74.70	14,252.44	0.800	0.880
PAPAYO	96	55	7,419	49.50	14,301.94	0.796	0.875

1 / Coeficiente Unitario de Riego sin coeficiente de variación.  
2 / Coeficiente Unitario de Riego con coeficiente de variación.

GRAFICA (9.2.1)  
COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO



Determinación del coeficiente unitario de drenaje

Como paso previo al dimensionamiento de los drenes destinados a desalojar los excedentes de lluvia de la zona beneficiable, hubo que establecer el coeficiente unitario de drenaje. Con tal fin, se recopiló la información pluviométrica registrada en la estación Zacualpan, localizada en las inmediaciones de la zona beneficiable.

A la vez, se revisó la información de los estudios agrológicos efectuados para el área, a fin de relacionar las características de los suelos con su capacidad de infiltración, y así determinar los volúmenes que deberán desalojar las obras de drenaje. Tal examen demostró que los suelos de la zona son, en su mayor parte, de textura media y el resto corresponde a suelos de textura ligera. Adoptando el criterio de Chow, según el cual esos suelos corresponden al tipo B, y de acuerdo con el uso del terreno, se consideró, para ese tipo de suelos, un número de curva<sup>(\*)</sup> de 76, a fin de poder determinar la precipitación en exceso.

Adicionalmente, y tomando en cuenta las recomendaciones agronómicas relacionadas con los daños que causa a los cultivos la persistencia de inundaciones, se estimó conveniente diseñar el drenaje con capacidad suficiente para desalojar los excedentes de lluvia en 24 horas.

Para ello, se recopiló la información referente a la lluvia en dicho lapso procedente de la mencionada estación, estos datos sirvieron para calcular los valores de la precipitación en 24 horas, con periodos de retorno de 2, 5 y 10 años, valores que resultaron de 126, 171 y 201 mm, respectivamente.

\* Referidos a las magnitudes adoptadas por el Servicio de Conservación de Suelos de los EE.UU.

Para elegir la tormenta más conveniente que se utilizaría en el diseño del drenaje pluvial, 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 elegir la tormenta asociada a una frecuencia de 10 años.

Finalmente, con objeto de estimar la variación del coeficiente, en relación a la superficie drenada, se determinaron los coeficientes unitarios siguiendo el criterio del Servicio de Conservación de Suelos del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos, que considera un rango de aplicación entre 250 y 25 000 ha, con suelos cuya pendiente es menor o igual a 1 %. Las relaciones así obtenidas aparecen ilustradas en la Gráfica (Q.3.1).

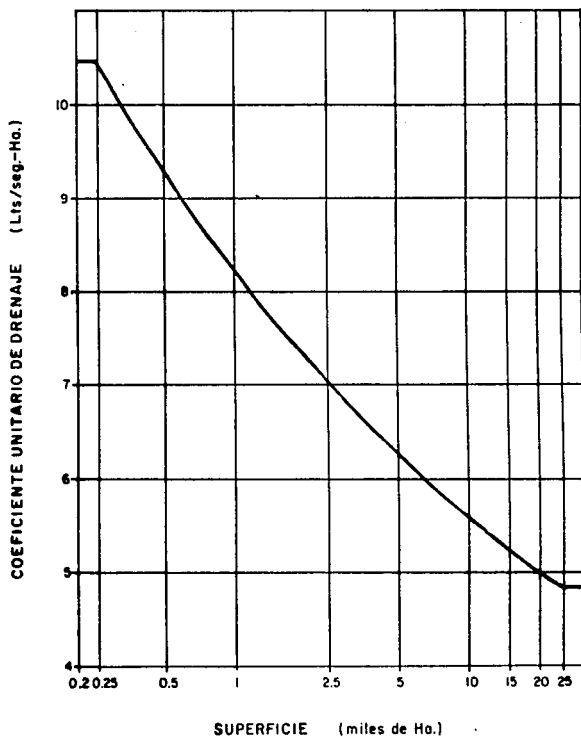
#### 0.4 Dimensionamiento hidráulico y descripción de las obras

##### A. PRESA DE ALMACENAMIENTO EL REFILION

La presa de almacenamiento El Refilión, principal obra de cabeza del sistema, ha sido diseñada para una capacidad total de 65.1 millones de metros cúbicos, de los cuales 5.0 corresponderían a azolves, 45 a riego y 15.1 a superalmacenamiento.

La cortina de esta presa tendría una altura máxima de 62.60 m construida con materiales graduados, teniendo su corona 10 m de ancho y 267.5 de longitud. Constituida por un núcleo de 8.0 m de ancho en la corona, integrado por material impermeable compactado, que habría de desplantarse sobre la brecha andesítica, formando taludes 0.5:1 en ambos paramentos; adosados al núcleo se formarían sendos cuerpos de transición compuestos por filtros de grava y arena seleccionados. Los respaldos de la cortina, tanto aguas arriba como aguas abajo,

GRAFICA (9.3.1)  
COEFICIENTE UNITARIO DE DRENAJE



estarían conformados por grava, arena y rezaga, productos de excavaciones, formando taludes 2.25:1 y protegidos con una chapa de enrocamiento de 2.00 m de espesor en el paramento de aguas arriba y de 1.50 m en el de aguas abajo.

La obra de excedencias se alojaría en la margen derecha constituida por un tajo de acceso con plantilla de 40 m de ancho a la elevación 818.50. Se ligaría a un cimacio de eje recto, situado a la elevación 818.00, de perfil Creager, de cresta libre y de sección rectangular, que descargaría a un canal de 400 m de largo y 40 de ancho. Dicho canal funcionaría con régimen supercrítico y en su extremo se hallaría un deflector de 5.0 m de radio.

Por su parte, la obra de toma se hallaría compuesta por una torre alojada en la ladera derecha, de donde arrancarían una galería con sección en herradura de 4.0 m de diámetro. Al inicio de la torre de operación se alojarían las rejillas de protección, estando su umbral a la elevación 792.75. Dicha galería se prolongaría por unos 140 m, donde se conectaría a una estructura amortiguadora de sección trapecial de 30 m de largo. La operación se hará desde la torre de maniobras situada a la elevación 828.00, accionando compuertas deslizantes cuadradas de 1.50 m de lado, siendo dos de ellas de emergencia y otras dos de servicios.

En el Plano No. 1 se muestra el esquema general de la presa mientras que sus características principales figuran en el Cuadro (9.4.1).

CUADRO (9.4.D)

CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LA PRESA  
DE ALMACENAMIENTO EL REFILION

CONCEPTO	UNIDAD	MAGNITUD
Capacidad útil	hm <sup>3</sup>	45.50
Capacidad para azolves	hm <sup>3</sup>	4.50
Sobrecapacidad	hm <sup>3</sup>	15.10
Elevación de la cresta vertedora	m	819.00
Carga hidráulica	m	4.42
NAME	m	823.42
Elevación de la corona	m	826.00
Gasto de diseño del vertedor	m <sup>3</sup> /s	822.00
Longitud de la cresta vertedora	m	40.00
Capacidad obra de toma	m <sup>3</sup> /s	10.50
Elevación umbral obra de toma	m	792.75

B. PRESA DERIVADORA PASO DE AROCHA

Esta presa ha sido diseñada para derivar del río Miravalles un gasto de 9.00 m<sup>3</sup>/s, dando tránsito a una avenida de 1 600 m<sup>3</sup>/s, que corresponde, en forma aproximada, a la acaecible con un periodo de retorno de 100 años. Dicha presa sería de tipo flotante, constituida fundamentalmente de enrocamiento, con un muro central de concreto simple de 1.00 m de espesor, 8.50 m de altura y 163 m de longitud, que funcionaría como cresta vertedora. Aguas arriba de este muro, se colocaría un cuerpo de material impermeable compactado, con corona de 4.00 m y taludes de 3:1, que se desplantaría en una



trincheras excavadas en el cauce del río Miravalles; la protección de este material sería una chapa de enrocamiento junteado de 1.5 m de espesor.

Hacia aguas abajo del muro de concreto, se colocaría enrocamiento en una longitud de 88 m, apoyado en filtros de arena y grava seleccionada con taludes de 12:1. Su espesor mínimo sería de 3 m, rematando en una trincheras de 6 m de profundidad, que se excavaría en el cauce del río y se rellenaría del mismo material. Para brindarle mayor rigidez, se colocarían 6 costillas de concreto simple de 1.50 m de profundidad, alojadas en sendas excavaciones hechas en el mismo enrocamiento y transversalmente a la corriente, con separaciones de 12 m de centro a centro; asimismo, se colocaría concreto simple entre los huecos del enrocamiento dejando únicamente secciones de 1 m<sup>2</sup> de área, mismos que funcionarían como lloraderos.

La obra de toma, localizada en la margen derecha, estaría constituida por dos conductos, de 1.22 m de base y 1.62 m de altura, con compuertas deslizantes en la entrada de las mismas medidas. Para su protección se construiría una estructura de limpia a la entrada de la toma, equipada con dos compuertas radiales de 1.50 m de base por 3.0 m de altura así como canales de acceso y de descarga de 3.50 m de ancho y que suman 342 m de longitud.

En el Plano No. 2 se muestra el esquema general de la presa, mientras que sus características principales figuran en el Cuadro (9.4.2).

**CUADRO (9.4.2)**  
**CARACTERISTICAS HIDRAULICAS DE LA**  
**PRESA DERIVADORA PASO DE AROCHA**

CONCEPTO	UNIDAD	MAGNITUD
Avenida de diseño	m <sup>3</sup> /s	1 000.00
Carga hidráulica	m	3.20
Longitud de la cresta vertedora	m	166.00
Elevación de la cresta vertedora	m.s.n.m.	83.50
Elevación al NAME	m.s.n.m.	86.70
Elevación del nivel de operación	m.s.n.m.	88.20
Capacidad obra de toma	m <sup>3</sup> /s	9.00

### C. CANALES PRINCIPALES

#### Canal principal de la margen derecha

El canal principal de la margen derecha, cuyo origen queda situado en la toma de la presa derivadora Paso de Arocha, tendría una capacidad en su inicio de 7.88 m<sup>3</sup>/s y un desarrollo de 22.62 km. Sería de sección trapecial, con taludes 1.5:1 y totalmente revetido de concreto.

Sus características hidráulicas y geométricas figuran en el Cuadro (9.4.3), y las estructuras por él requeridas en el Arreglo (9.4.4).

CUADRO (9.4.3)

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS E HIDRAULICAS  
DE LOS CANALES PRINCIPALES

T R A M O ( km a km )	Q (m3/s)	A (m2)	V (m/s)	b (m)	d (m)	r (m)	n	s
MARGEN DERECHA								
0+000 - 3+580	7.58	8.56	0.89	1.85	1.85	1.005	0.016	0.00020
3+580 - 15+420	1.92	3.19	0.60	1.05	1.15	0.613	0.017	0.00020
15+420 - 17+090	0.97	1.72	0.57	0.75	0.85	0.451	0.018	0.00020
17+090 - 22+620	0.66	1.16	0.57	0.60	0.70	0.371	0.018	0.00040
MARGEN IZQUIERDA								
0+000 - 2+350	6.05	6.64	0.91	1.55	1.65	0.885	0.016	0.00025
2+350 - 8+900	3.27	4.10	0.80	1.20	1.30	0.696	0.017	0.00030
8+900 - 11+850	2.76	3.60	0.77	1.20	1.20	0.651	0.017	0.00030
11+850 - 14+500	1.61	2.40	0.62	0.90	1.00	0.532	0.017	0.00030
DOMBEO								
0+000 - 6+700	1.61	2.40	0.67	0.90	1.00	0.532	0.017	0.00030
REBOMBEO								
0+000 - 3+890	0.97	1.72	0.57	0.75	0.85	0.451	0.018	0.00030
3+890 - 7+610	0.57	1.16	0.50	0.60	0.70	0.371	0.018	0.00030
7+610 - 10+640	0.16	0.36	0.46	0.30	0.40	0.207	0.018	0.00055

CANAL PRINCIPAL DE LA MARGEN IZQUIERDA

Por su parte, el canal principal de la margen izquierda, con origen en el km 3 + 580 del canal de la margen derecha y que cruzaría el río Miravalles mediante un sifón de 100 m de longitud, tendría una capacidad inicial de 6.06 m<sup>3</sup>/s y un desarrollo de 14.80 km. Sería de sección trapezoidal, con taludes de 1.5:1 y totalmente revestido de concreto. Sus características hidráulicas y geométricas aparecen en el Cuadro (9.4.3) y las estructuras por él requeridas en el Arreglo (9.4.4).

CUADRO (9.4.4)  
ESTRUCTURAS DE LOS CANALES PRINCIPALES

ESTRUCTURAS	CANTIDAD			
	Margen Derecha Gravedad	Margen Izquierda		
		Gravedad	bombeo	Rebombeo
Toma lateral alcantarilla	13	10	8	8
Toma lateral	1	-	-	-
Toma granja alcantarilla	24	16	12	21
Toma granja	2	-	-	1
Represas	14	11	8	11
Alcantarillas bajo canal	8	3	8	3
Entrada de agua	2	4	1	2
Desfogue de excedencias	1	2	1	1
Desfogues totales	5	5	2	2
Rápidas	1	2	-	1
Caidas	27	9	-	2
Puente vehículo	-	1	-	-
Sifones	3	3	-	1
Puente canal	-	-	-	1

En el proyecto se considera servir, mediante bombeo y rebombeo, un área de 1 588 ha, de las cuales 689 corresponden al canal de bombeo, que observaría un desarrollo de 8.7 km. Asimismo, 899 ha serían atendidas por el de rebombeo, con un desarrollo de 10.84 km. Las características geométricas e hidráulicas de éstos ya fueron mencionadas en el Cuadro (9.4.3).

Cabe aclarar que las plantas de bombeo y rebombeo tendrían capacidades de 1.81 y 0.97 m<sup>3</sup>/s y elevarían el agua 17 y 28.50 m de altura, respectivamente. Sus características y ubicación detallada figuran en el Cuadro (9.4.5).

CUADRO (9.4.5)  
PLANTAS DE BOMBEO

CONCEPTO	CANAL PRINCIPAL	CANAL DE REBOMBEO
	Km 14+500	Km 0+700
<b>CARACTERÍSTICAS</b>		
Área servida (ha)	689.1	899.3
Gasto total (m <sup>3</sup> /s)	1.81	0.97
Altura efectiva (m)	17.00	28.50
Número de unidades	3	3
Paseos	1	2
Potencia por unidad * (H.P.)	154	131
<b>MOTORES</b>		
Revolución por minuto	1 170	1 170
Potencia por unidad* (H.P.)	150	150
<b>TRANSFORMADORES</b>		
Potencia por unidad (kV)	150	150

\* Potencia comercial.

#### D. REDES DE DISTRIBUCION

##### Margen derecha

Este sistema de distribución, al igual que en la margen izquierda, estaría constituido por canales laterales, sublaterales y ramales que han sido dimensionados para gastos estimados de 0.18 hasta 0.44 m<sup>3</sup>/s y cuya longitud total es de 35.12 km. (correspondientes, en su totalidad, a zonas regables por gravedad); los canales se hallarían revestidos de concreto en toda su longitud y sus secciones serían de forma trapecial, con taludes 1.5:1, que se ajustarían a las especificaciones del Cuadro (9.4.6).

CUADRO (9.4.6)  
-CARACTERISTICAS DE LOS CANALES DE DISTRIBUCION-  
-MARGEN DERECHA-

SECCION TIPO	BASE (m)	TIRANTE ( m )	BORDO LIBRE ( m )	LONGITUD EN KILOMETROS
2	0.30	0.40	0.18	26.00
3	0.45	0.45	0.18	2.02
4	0.45	0.55	0.18	3.62
5	0.60	0.60	0.20	1.02
TOTAL				35.12

Las estructuras requeridas por dicha red, aparecen indicadas en el Arreglo (9.4.7).

**CUADRO (9.4.7)**  
**ESTRUCTURAS DE LOS CANALES DE DISTRIBUCION**  
**-MARGEN DERECHA-**

CONCEPTO	NUMERO
Toma sublateral alcantarilla	3
Toma sublateral	2
Toma ramal alcantarilla	2
Toma granja alcantarilla	61
Toma granja	20
Represas	56
Caídas	103
Rápidas	8

**Margen izquierda**

El sistema de distribución estaría constituido por canales laterales sublaterales y ramales, que han sido dimensionados para gastos que alcanzan desde 0.16 hasta 1.53 m<sup>3</sup>/s y cuya longitud total sería de 104.38 km. De éstos, 83.78 km corresponderían a zonas regables por gravedad, 8.27 por bombeo y 12.31 km a las de rebombeo. Estos canales se hallarían revestidos de concreto en toda su longitud y sus secciones, de forma trapecial con taludes 1.8:1, se ajustarían a las especificaciones que indica el Cuadro (9.4.8).

**CUADRO (94.8)**  
**-CARACTERISTICAS DE LOS CANALES DE DISTRIBUCION-**  
**-MARGEN IZQUIERDA-**

SECCION TIPO	BASE ( m )	TIRANTE ( m )	BORDO LIBRE ( m )	LONG. EN KM.	ZONA REGADA POR GRAVEDAD	ZONA REGADA POR BOMBO	ZONA REGADA POR RESPONDO
2	0.30	0.40	0.15	48.65	8.27	12.31	
3	0.45	0.45	0.15	9.80	-	-	
4	0.45	0.55	0.15	7.67	-	-	
5	0.60	0.60	0.20	5.98	-	-	
7	0.75	0.75	0.20	6.02	-	-	
8	0.75	0.85	0.20	2.67	-	-	
10	0.90	1.00	0.20	2.78	-	-	
<b>TOTAL</b>				<b>83.78</b>	<b>8.27</b>	<b>12.31</b>	



Las estructuras requeridas por dicha red aparecen en el Arreglo (9.4.9).

**CUADRO (9.4.9)**  
**ESTRUCTURAS DE LOS CANALES DE DISTRIBUCION**  
**-MARGEN IZQUIERDA-**

CONCEPTO	NUMERO EN ZONAS REGADAS POR:		
	GRAVEDAD	BOMBEO	REBOMBEO
Toma sublateral alcantarilla	14	1	1
Toma sublateral	3	1	3
Toma ramal alcantarilla	4	-	-
Toma ramal	3	-	-
Toma subramal alcantarilla	2	-	-
Toma granja alcantarilla	139	14	20
Toma granja	82	10	11
Represas	137	14	24
Caídas	128	18	42
Rápidas	8	3	8
Sifón	1	-	-

**E. SISTEMA DE DRENAJE**

Para el desalajo de los excedentes de lluvia y de los retornos de riego, se construiría un sistema de drenes a cielo abierto, con una capacidad fluctuante entre 2.58 y 8.10 m<sup>3</sup>/s. La longitud total de estos drenes sería de 38.38 km, correspondiendo a la margen derecha 18.08 y a la izquierda

21.44 km y tendrían secciones trapeziales con taludes de 1.5:1, además de las restantes características que se consignan en el Cuadro (9.4.10).

**CUADRO ( 9.4.10 )**  
**CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE LOS DRENS**

SECCION TIPO	BASE (m)	CORTE MEDIO ( m )	CAPACIDAD MEDIA ( $\frac{m^3}{s}$ )	MARGEN DERECHA	MARGEN IZQUIERDA
				Longitud en (km)	
1	1.00	1.50	4.00	16.05	-
1	1.00	1.50	4.00	-	21.44
<b>TOTAL</b>				<b>39.39</b>	

Las estructuras requeridas por este sistema aparecen detalladas en el Arreglo (9.4.11).

**CUADRO (9.4.11)**  
**ESTRUCTURAS DE LA RED DE DRENAJE**

CONCEPTO	NUMERO DE ESTRUCTURAS	
	MARGEN DERECHA	MARGEN IZQUIERDA
Unión de drenes	3	5
Caídas	2	5
Entradas de agua de lote a dren	148	110

## F. SISTEMA DE CAMINOS

Se ha previsto también construir un sistema de caminos internos, cuya longitud total sería de 210.62 km. Estas vías han sido clasificadas, en razón de sus características, en principales y secundarias.

Las principales desarrollarían, en la margen izquierda, un total de 40.03 km, de los cuales 14.80 km se hallarían ubicados paralelamente al canal principal, 6.70 km al canal de bombeo, 10.84 km al canal de rebombeo y los restantes 8.19 km serían caminos de enlace. De estos últimos, 5.57 km pertenecerían a la zona de gravedad, 1.48 km a la de bombeo y 1.14 a la del rebombeo. Las vías secundarias desarrollarían 104.36 km, donde 83.78 km corresponderían a gravedad, 8.27 km al bombeo y 12.31 km al rebombeo.

En la margen derecha, estas vías principales desarrollarían un total de 31.11 km; 22.62 km irían paralelamente al canal principal y 8.49 km corresponderían a caminos de enlace. Serían secundarios 35.12 km.

Todos estos caminos, y los de enlace, estarían destinados a intercomunicar la zona de riego; tendrían estas vías 6.00 m de corona y un revestimiento de materiales selectos de 0.20 m de espesor.

Los caminos secundarios, que se ubicarán paralelamente a los canales de distribución, estarían llamados a facilitar por una parte, el acceso a las parcelas y por la otra las labores de operación y conservación de los sistemas; tendrían 4.00 m de ancho en la corona y revestimiento de 0.15 m de espesor. Como el ancho de estos caminos corresponde al de un carril de circulación, se ha previsto construir libramientos a cada kilómetro de su trazo.

CUADRO (9.4.12)

CARACTERISTICAS DE LOS CAMINOS

TIPO DE CAMINO	ANCHO DE:		MARGEN DERECHA Gravedad	MARGEN IZQUIERDA			T O T A L
	CORONA (m)	REVESTIMIENTO (m)		Gravedad	Bombeo	Rebombeo	
PRINCIPAL	6.00	5.40	22.62	14.50	6.70	10.64	54.46
SECUNDARIO	4.00	3.55	35.12	83.78	8.27	12.31	139.48
DE ENLACE	6.00	3.40	8.49	5.57	1.48	1.14	16.68
T O T A L			66.23	103.85	16.45	24.09	210.62

Las características geométricas de estas vías figuran en el Cuadro (9.4.12) y sus correspondientes estructuras en el Arreglo (9.4.13).

CUADRO (9.4.13)  
 6  
 ESTRUCTURAS DE LA RED DE CAMINOS

CONCEPTO	NUMERO DE ESTRUCTURAS	
	MARGEN DERECHA	MARGEN IZQUIERDA
Vados	12	8
Puentes vehiculos	2	-

El Plano No. 3 muestra un esquema de los sistemas de conducción, distribución, drenaje y caminos.

#### G. OBRAS COMPLEMENTARIAS

Como obras complementarias para el funcionamiento del sistema, se ha previsto edificar un local destinado a las oficinas del Distrito y las demás instalaciones que figuran en el Cuadro (9.4.14).

CUADRO (9.4.14)  
OBRAS COMPLEMENTARIAS

CONCEPTO	MARGEN IZQUIERDA	MARGEN DERECHA
Edificio para las oficinas del Distrito	1	-
Casas para canalero	2	1
Casas para presero	-	1
Casetas para las instalaciones de bombeo	2	-
Línea telefónica (km)	78	39
Estructuras aforadoras	329	116

#### H. TRABAJOS PREAGRICOLAS

Debido a que la mayor parte de los suelos por beneficiar ya se explotan a base de riego o temporal, sólo sería necesario llevar a cabo labores preagrícolas en ciertas áreas que presentan impedimentos para su incorporación a la producción.

En la superficie cubierta por vegetación de selva baja (587 ha), sería necesario realizar trabajos de desmonte,

desenraice, junta, quema, paso de rastra pesada y emparejamiento.

Por otra parte, aquellas superficies con topografía desfavorable (1 754 ha), requerirían, para el control del agua de riego parcelario, de la construcción de un sistema de terrazas de camellón a base de surcos y fajas de contorno, con un espaciamiento entre ellas de 25 m en los suelos de segunda (1 291 ha), y de 20 m en los de tercera que comprenden 454 ha.

Finalmente, en el resto del área (5 970 ha), sería preciso efectuar una nivelación ligera.

#### 9.5 Afectaciones e indemnizaciones

Al entrar en operación la Presa El Refilión, su área de embalse inundaría 383 ha. Dentro de ésta quedan localizadas 298 ha dedicadas a usos agrícolas y 98 que aún se encuentran enmontadas. En el Cuadro (9.5.1), se muestra la magnitud de estos terrenos, así como su uso actual y el monto de la indemnización que habría de pagarse por estos conceptos.

Asimismo, quedaría anegado el poblado denominado El Refilión, con dos casas abandonadas y 63 viviendas habitadas por 206 personas. Dicho poblado cuenta con servicio de agua potable, electrificación y alumbrado público. Existe, además, un Jardín de Niños y una Escuela Primaria con dos aulas.

También resultaría afectada una planta deshidratadora a cargo de INMECAFE, con una capacidad de producción, anual de 5 000 ton de café; el área que ocupa es del orden de 2500 m<sup>2</sup>.

Igualmente, se presenta la necesidad de desviar la Carretera Federal 200, Puerto Vallarta-Tepic, efectuando una

relocalización de 3.5 km. Dicho camino podría utilizarse como acceso para la construcción de la presa.

Finalmente de la misma forma, en la zona de riego serían afectadas por las obras de conducción, distribución, drenaje y caminos 204 ha, cuyas características de calidad, uso actual e importe de la indemnización correspondientes se muestra en el Cuadro (9.5.2).

#### 9.6 Presupuesto y programas de inversión

El monto de las inversiones correspondientes a la ejecución de este proyecto es de 52,014.24 millones de pesos (incluyendo Impuesto al Valor Agregado) a precios de 1988, según puede observarse en el Cuadro (9.6.1). De su examen, se puede apreciar que el costo de las obras de cabeza representa el 46.2 % de este total y que los conceptos más significativos restantes corresponden a los sistemas de conducción y redes de distribución, con un 36.7 % de este mismo agregado. Asimismo, se han considerado las obras complementarias y los trabajos preagrícolas. La maquinaria y equipo requeridos para conservación de las obras, aparecen en forma detallada en el Cuadro (9.6.2).

Por lo que se refiere a la programación de las obras, se ha considerado que el proyecto podría realizarse en un plazo de tres años, en el curso de los cuales se erogarían las inversiones correspondientes, de acuerdo a las indicaciones del Cuadro (9.6.3).



CUADRO (9.5.1)  
INDEMNIZACION POR ALMACENAMIENTO

C O N C E P T O	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO EN PESOS	IMPORTE EN MILES DE PESOS
VASD EL REFILION (NAME 823.42)				
POR TERRENOS 1_/	ha	353.00		229,400.28
Agrícola de riego anual	ha	35.00	2,298,600.00	80,451.00
Agrícola de temporal anual	ha	220.00	574,650.00	126,423.00
Enmontados	ha	98.00	229,860.00	22,526.28
POR VIVIENDAS 2_/	casa	65.00		262,614.83
Tipo "A"	casa	17.00	2,160,645.69	36,730.98
Tipo "B"	casa	24.00	3,131,459.40	75,155.03
Tipo "C"	casa	21.00	5,769,447.69	121,158.14
Tipo "D"	casa	3.00	9,856,894.83	29,570.68
POR DESVIO DE CARRETERA 3_/	km	3.05	global	757,024.97
POR INDUSTRIA 4_/	m2	2,500.00	230,909.69	577,274.24
T O T A L				\$1,826,314.32

\* Los precios unitarios se tomaron de los siguientes proyectos:

- 1\_/ Por terrenos, con precios comerciales en la zona del proyecto del río Acaponeta, Nay.
- 2\_/ Por viviendas, con precios del proyecto Elota-Piactla, Sin., año 1988, actualizado con tasas de crecimiento del Banco de México a diciembre de 1988.
- 3\_/ El precio unitario global en la zona del proyecto, precio de 1988.
- 4\_/ Costo por metro cuadrado en las oficinas para Distrito de Riego del Proyecto Presidio-Baluarté, Sin. 1988.

CUADRO (9.5.2)

INDEMNIZACIONES POR TERRENDOS EN LA ZONA DE RIEGO

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO EN PESOS	IMPORTE EN MILES DE PESOS
DRENAJE	ha	39		46,565.81
				*****
AGRICOLA BAJO RIEGO ANUAL	ha	21		38,693.10
De primera	ha	9	2,298,600	20,687.40
De segunda	ha	10	1,532,400	15,324.00
De tercera	ha	2	1,340,850	2,681.70
AGRICOLA TEMPORAL ANUAL	ha	15		7,298.06
De primera	ha	7	574,650	4,022.55
De segunda	ha	7	421,410	2,949.87
De tercera	ha	1	325,635	325.64
ENMONTADOS	ha	3		574.65
De primera	ha	1	229,860	229.86
De segunda	ha	2	172,395	344.79
*****				
T O T A L	ha	294		\$349,119.04
*****				
* Precios comerciales en la zona del Proyecto Acazoneta, Nay.				

CUMBO (9.6.1)

## RESUMEN DE LAS INVERSIONES, ALTERNATIVA (3)

-En miles de peses-

CONCEPTO	CONSTRUCCION	ADQUISICIONES	OTROS	SUMA	SUPERVISION Y ADMINISTRACION	IMPREVISTOS	SUBTOTAL	I.V.A.	TOTAL
<b>OBRAS BASICAS</b>	29,404,878.81	3,462,145.71		32,867,024.52	3,256,702.45	5,373,558.95	41,497,285.91	617992.88	43764878.80
Presas de almacenamiento El Refillón	14,091,260.82	817,190.61		14,908,451.43	1,490,845.14	2,459,894.49	18,859,191.06	282878.66	21688069.72
Presas derivadoras Paso de Aracha	1,419,117.33	190,055.91		1,609,173.24	160,917.32	265,513.58	2,035,604.15	305340.62	2340994.77
Canales principales	5,486,796.51	653,833.50		6,140,630.01	617,063.80	1,018,153.75	7,775,847.56	1170877.04	8776724.01
Sistemas de distribución	6,486,917.37	687,549.57		7,174,466.94	717,446.69	1,183,787.05	9,075,700.68	1361355.10	10437055.78
Sistemas de drenaje	429,484.96	19,499.79		449,184.75	44,918.48	74,113.40	568,216.71	85232.81	633449.52
Sistemas de caminos	1,209,025.29	37,543.80		1,246,569.09	124,454.91	205,683.89	1,576,707.79	236536.47	1813146.25
Planta de bombeo	282,076.53	726,472.53		1,008,549.06	100,854.91	166,440.59	1,275,844.56	191372.48	1467186.75
<b>OBRAS COMPLEMENTARIAS</b>	508,871.73			508,871.73	50,887.18	83,963.84	643,722.73	96558.41	740281.14
Casas para canalero	48,117.36			48,117.36	4,811.74	7,929.36	60,858.46	9130.27	69978.73
Sistemas de comunicación	264,453.93			264,453.93	26,445.39	43,624.90	334,524.22	50180.13	384714.35
Estructuras aforadoras	93,782.88			93,782.88	9,378.29	15,474.18	118,635.34	17793.30	136430.64
Oficinas para el distrito	102,517.56			102,517.56	10,251.76	16,915.40	129,684.71	19652.71	149137.42
<b>TRABAJOS PREAGRICOLAS</b>	578,442.69			578,442.69	57,844.27	95,443.05	731,730.01	107759.50	841489.50
Desmote	159,292.98			159,292.98	15,929.30	26,283.34	201,505.62	30225.84	231731.46
Nivelación	402,293.31			402,293.31	40,229.33	66,378.40	508,901.04	76325.16	585226.19
Obras de prolección	16,856.40			16,856.40	1,685.64	2,781.31	21,223.35	3198.50	24521.85
<b>INDENIZACIONES</b>			2,175,433.25	2,175,433.25			2,175,433.25		2175433.25
En la zona de la presa de almacenamiento			1,826,314.32	1,826,314.32			1,826,314.32		1826314.32
En la zona de riego			349,119.03	349,119.03			349,119.03		349119.03
<b>MAQUINARIA Y EQUIPO PARA CONSERVACION</b>		765,257.18		765,257.18			765,257.18	114802.58	880160.76
<b>TOTAL</b>	330,492,493.23	63,927,502.89	82,175,433.25	476,595,429.47	63,365,433.90	85,552,965.84	645,512,829.18	86,500,714.37	1,521,014,243.55

CUADRO (9.6.2)  
 MAQUINARIA Y EQUIPO PARA CONSERVACION  
 (En miles de pesos)

C O N C E P T O	CAPACIDAD	UNIDAD	CANTIDAD	IMPORTE
Draga de arrastre Link Belt	3/4	yd3	1	232,771.56
Traxcavo articulado Michigan Mod. 85	2 1/2	yd3	1	136,789.69
Tractor JD-4025 equipado con Motoescropa y Slopemower	145	HP	1	50,538.55
Motoconformadora Huber Mod. F-1400	140	HP	1	115,447.19
Camión de volteo Ford	6	M3	1	103,896.72
Camión pipa	10 000	Lts	1	26,935.76
Mezcladora Mipsa Mod. R10	6	Sacos	1	1,949.98
Compresor VT-5 y Sandblaster	250	P.C.M.*	1	27,000.89
Soldadora Lincoln Mod. SAE-300	300	Amps	1	7,321.04
Rodillo Liso vibratorio Dynapac Mod. CA-25	125	HP	1	62,705.80
T O T A L				\$765,357.17

\* Pies cúbicos por minuto.

CUADRO (9.6.3)

## PROGRAMA DE LAS INVERSIONES (3)

-En miles de pesos-

CONCEPTO	CONSTRUCCION	ADQUISICIONES	OTROS	S U M A	AÑO 1	AÑO 2	AÑO 3
OBRAS BÁSICAS	29,404,878.81	3,462,145.71		32,867,024.52	5,758,759.20	15,155,924.03	11,452,331.29
Presa de almacenamiento El Refillón	14,091,260.82	817,190.61		14,908,451.43	1,490,833.65	7,454,244.87	5,963,372.91
Presa derivadora Paso de Arecha	1,419,117.33	190,055.91		1,609,173.24	804,586.62	804,586.62	
Canales principales	5,486,796.51	683,833.50		6,170,630.01	1,295,835.75	2,221,443.66	2,653,350.60
Sistemas de distribución	6,486,917.37	687,549.57		7,174,466.94	1,793,835.89	3,730,704.42	1,650,126.63
Sistemas de drenaje	429,684.96	19,499.79		449,184.75	122,323.83	249,510.85	57,350.07
Sistemas de caminos	1,299,025.29	37,543.80		1,246,569.09	251,543.46	675,443.61	319,582.02
Planta de bombeo	282,076.53	726,472.53		1,008,549.06			1,008,549.06
OBRAS COMPLEMENTARIAS	508,871.73			508,871.73		213,348.39	295,523.34
Casas para cabalero	45,117.36			45,117.36		22,602.90	25,514.46
Sistemas de comunicación	264,453.93			264,453.93		105,773.91	158,680.02
Estructuras aforadoras	93,782.88			93,782.88		23,443.72	70,339.16
Oficinas para el distrito	102,517.56			102,517.56		61,525.86	40,991.70
TRABAJO PREAGRICOLAS	578,442.69			578,442.69	173,505.99	289,240.50	115,696.20
Desmonte	159,292.98			159,292.98	47,772.57	79,646.49	31,873.92
Nivelación	402,293.31			402,293.31	120,676.50	201,165.81	80,451.00
Obras de protección	16,856.40			16,856.40	5,056.92	8,428.20	3,371.28
INDICIZACIONES			2,175,433.35	2,175,433.35	2,175,433.35		
En la zona de la presa de almacenamiento			1,826,314.32	1,826,314.32	1,826,314.32		
En la zona de riego			349,119.03	349,119.03	349,119.03		
MAQUINARIA Y EQUIPO PARA CONSERVACION		765,357.18		765,357.18			765,357.18
SUPERVISION Y ADMINISTRACION	3,049,219.32	316,214.57		3,365,433.89	593,226.52	1,565,852.29	1,206,355.08
IMPREVISTO	5,031,211.88	521,754.04		5,552,965.92	978,823.76	2,583,656.28	1,990,485.89
SUBTOTAL	38,572,624.43	4,765,471.50	2,175,433.35	45,513,529.23	9,679,748.82	19,808,021.49	16,025,748.98
I. V. A.	5,785,893.67	714,820.73		6,500,714.40	1,451,962.32	2,971,204.72	2,077,547.36
T O T A L	44,358,518.10	5,480,292.23	2,175,433.35	52,014,243.68	11,131,711.14	22,779,226.21	18,103,296.34

## CONCLUSIONES

La metodología aplicada al presente estudio tiene varios objetivos a lo largo de su desarrollo, entre los que figuran el detallar los recursos naturales de la zona, haciendo énfasis fundamentalmente en los suelos, la disponibilidad de agua y los aspectos geológicos. Además de describir y analizar la utilización actual de los recursos naturales, destacando las modalidades de explotación, los rendimientos, costos y precios de los productos obtenidos, así como la descripción de las instalaciones y obras básicas disponibles en la región y los mecanismos de distribución de la producción existente. También se detalla la situación económica y social de los pobladores del área beneficiable. Por otra parte se presentaron y clasificaron, los sistemas hidráulicos alternativos sin descuidar su compatibilidad con otras obras ya realizadas o por erigir, se evaluaron tales proyectos proponiendo los programas de inversión respectivos, considerando los gastos sistemáticos correspondientes. Lo anterior permitió seleccionar las alternativas en función de sus costos y aquellas que resultaron de la misma clase se sujetaron a un análisis comparativo más detallado.

Una vez seleccionada una alternativa de inversión en función de su tamaño y costo, se afinó su diseño de acuerdo con lo asentado en las especificaciones del caso.

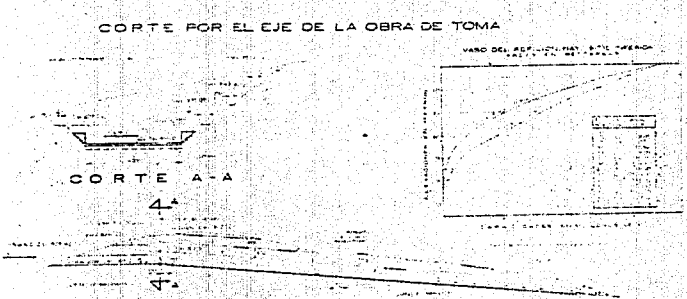
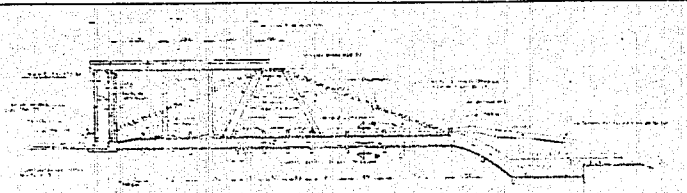
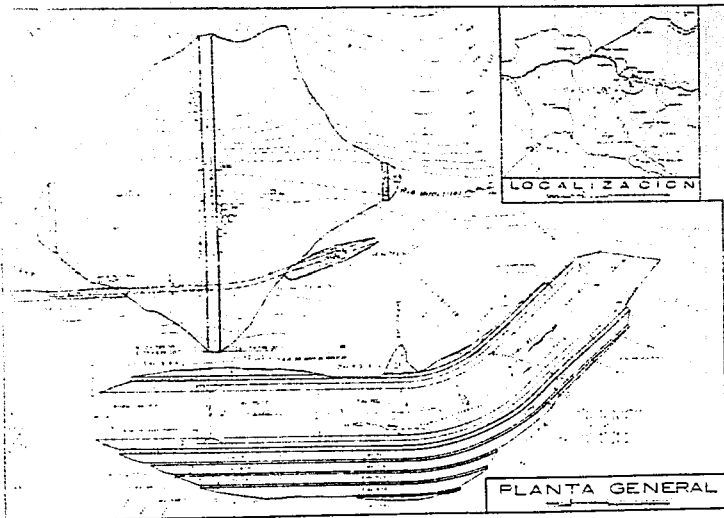
Por lo demás, para apoyar el desarrollo del área y de acuerdo a lo expuesto con anterioridad, el riego resulta imprescindible para el desarrollo de la agricultura en la zona del proyecto.

## BIBLIOGRAFIA

- BENASSINI, Aurelio. Instrucciones generales para la localización y diseño de canales y sus estructuras menores. S. A. R. H., México, 1971.
- BRAMBILA Michel, Jorge. Estructuras en zonas de riego. S. A. R. H., México, 1978.1978.
- CONSULTORES, S. A. "Metodología para diseñar las obras en las zonas de riego" en: Planeación y desarrollo. S. A. R. H., México, 1978.
- DE ALBA Castañeda, Jorge H. y Ernesto R. Mendoza Sánchez. Factores de consistencia de costos y precios unitarios. Fundel, A. C., Facultad de Ingeniería, UNAM, 1988.
- DOVALI Ramos, Antonio. Fundamento de la metodología propuesta para la estimación de avenidas máximas en cuencas y presas pequeñas. S. A. R. H., México, 1982.
- HERRERA Delgado, Joaquín. Obras de toma en presas de almacenamiento. S. A. R. H., México, 1980.
- KING, W. Manual de hidráulica.
- KRYNINE, Dimitri P. y William R. Judd Principios de geología y geotecnia para ingenieros. Omega, Barcelona, España, 1972. Ma, 1972.
- LINSLEY, Ray K. y Joseph B. Franzini. Ingeniería de los recursos hidráulicos. CECSA, México, 1978.
- LINSLEY, Ray K., Max A. Kohler y Joseph L. H. Paulus. Hidrología para ingenieros. Mc Graw-Hill, México, 1980.
- LOZOYA Corrales, Julio. "A.2.2 Obras de toma", "A.2.10 Obras de excedencias" y "A.2.12 Obras de Desvío" en: Manual de diseño de obras civiles-hidrotécnica. Comisión federal de electricidad, México, 1983.
- MARSAL, Raúl J. y Daniel Resendiz Núñez. Presas de enrocamiento. LIMUSA, México, 1979.

- PUERIFOY, R. L. Métodos planeamiento y equipos de construcción. Diana, México, 1978.
- ROBLES Linares, Luis. Pequeños almacenamientos. S.A.R.H., México, 1982.
- SOTELO Avila, Gilberto. Hidráulica General Vol. I. LIMUSA, 1978.
- SOTELO Avila Gilberto. Hidráulica General Vol. II. Facultad de Ingeniería.
- SPRINGALLG, Rolando. Hidrología. Instituto de ingeniería. Publicación D7, UNAM, 1970.
- SPRINGALLG G., Rolando. Drenaje en cuencas grandes. Instituto de Ingeniería, Publicación No. 146, UNAM, 1967.
- TORRES Herrera, Francisco. Obras hidráulicas. LIMUSA, México, 1980.
- TRUEBA Coronel, Samuel. Hidráulica. CECSA. México, 1982.
- VEGA Roldan, Oscar. Presas de almacenamiento y derivación. Instituto de Ingeniería, UNAM, 1983.
- VELASCO Sánchez, Octavio. Presas de derivación. S.A.R.H., México, 1980.
- VELASCO Sánchez, Octavio. Proyectos de plantas de bombeo. S.A.R.H., México, 1980.
- ZAMUDIO Morales, José M. Apuntes de presas derivadoras. Fac. de Ingeniería, UNAM, 1965.





**PRINCIPALES DATOS DE LA OBRA**

ESTADO	CHILE
REGION	ANTOFAGASTA
PROVINCIA	ANTOFAGASTA
MUNICIPIO	ANTOFAGASTA
COMUNA	ANTOFAGASTA
PROYECTO	...
FECHA	...
...	...

**DATOS DEL PROYECTO**

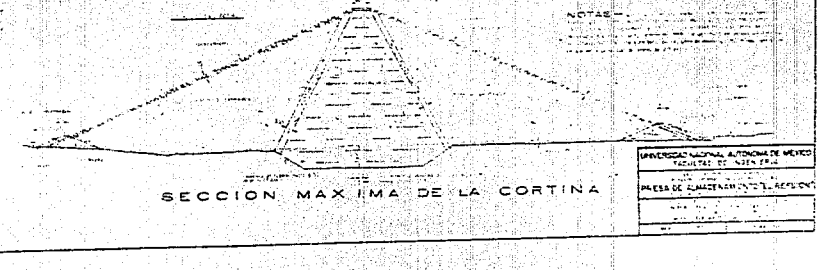
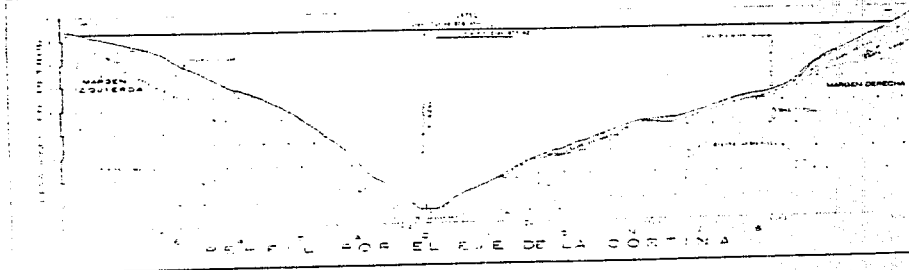
...	...
...	...
...	...
...	...
...	...

**NOTAS**

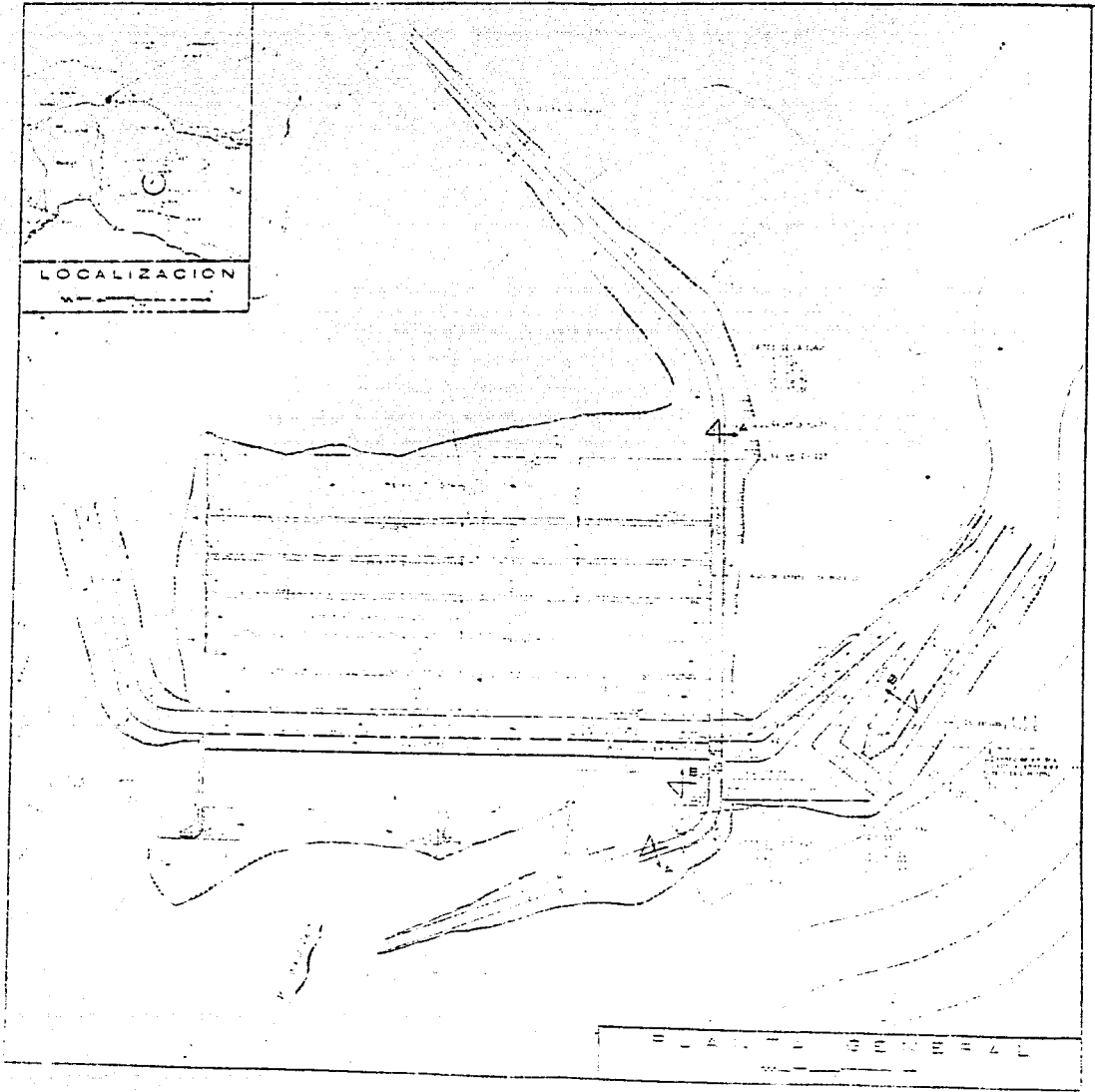
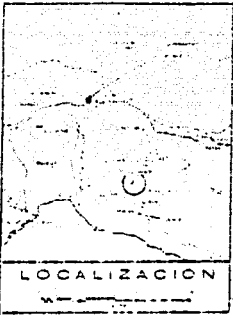
1. ...

2. ...

3. ...



INGENIERIA NACIONAL AUTONOMA DE CHILE  
 FACULTAD DE INGENIERIA  
 PUNTA DE ALAMENOS N° 1, RECIEN  
 ...



Escala General



DERIVACION  
PASO DE ARCHA

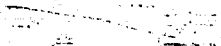
CANAL PRINCIPAL



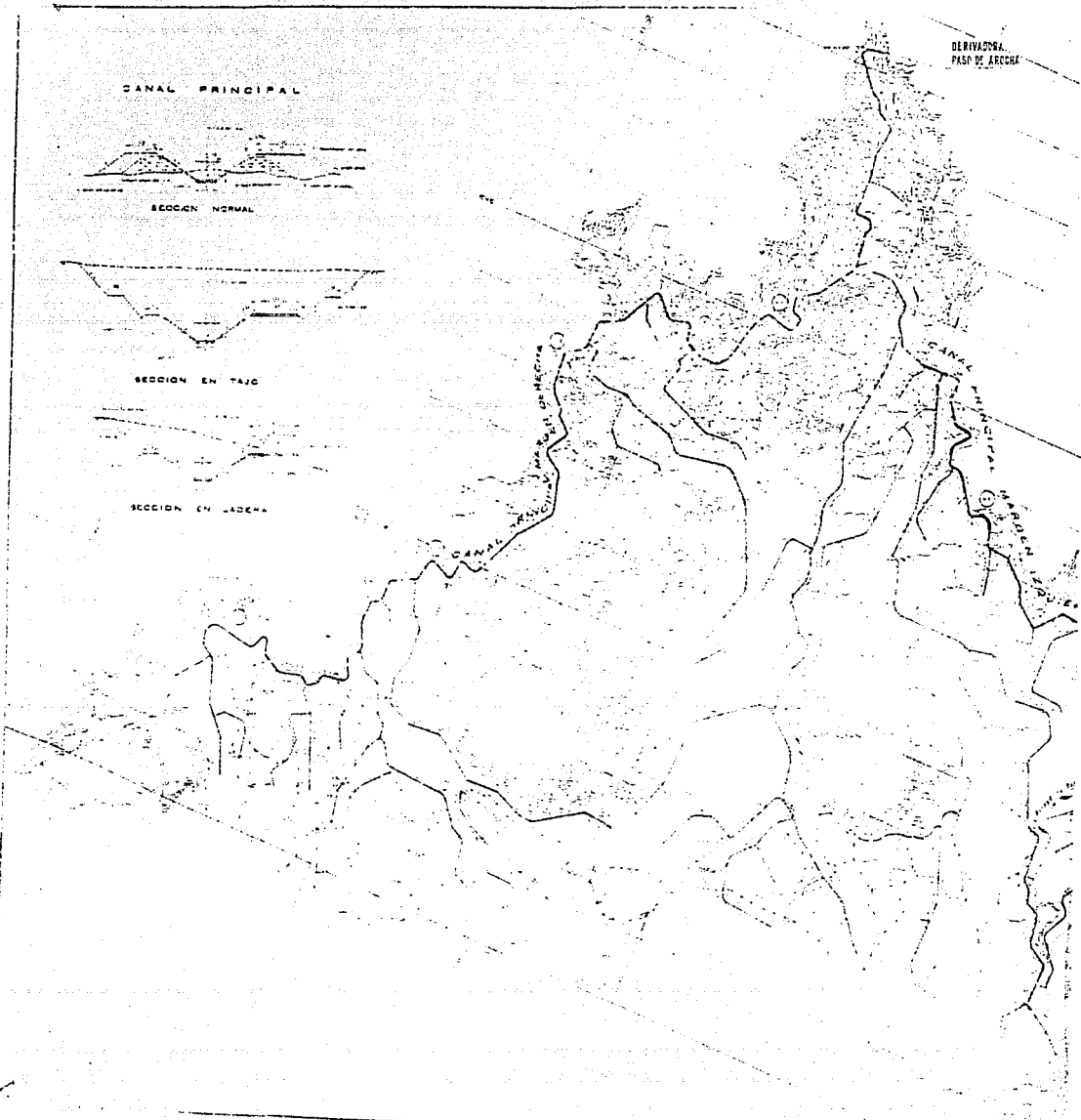
SECCION NORMAL



SECCION EN TAJO



SECCION EN LADERA



SECCION CARRETERA DE ENLACE

RED DE DISTRIBUCION

SECCION TIPO A - A

SECCION TIPO ZHENEK

SECCION TIPO A - B

GENERAL BRANCHED		GENERAL BRANCHED	
LINE NO.	LENGTH	LINE NO.	LENGTH
1	1.2	1	1.2
2	1.5	2	1.5
3	1.8	3	1.8
4	2.1	4	2.1
5	2.4	5	2.4
6	2.7	6	2.7
7	3.0	7	3.0
8	3.3	8	3.3
9	3.6	9	3.6
10	3.9	10	3.9
11	4.2	11	4.2
12	4.5	12	4.5
13	4.8	13	4.8
14	5.1	14	5.1
15	5.4	15	5.4
16	5.7	16	5.7
17	6.0	17	6.0
18	6.3	18	6.3
19	6.6	19	6.6
20	6.9	20	6.9
21	7.2	21	7.2
22	7.5	22	7.5
23	7.8	23	7.8
24	8.1	24	8.1
25	8.4	25	8.4
26	8.7	26	8.7
27	9.0	27	9.0
28	9.3	28	9.3
29	9.6	29	9.6
30	9.9	30	9.9
31	10.2	31	10.2
32	10.5	32	10.5
33	10.8	33	10.8
34	11.1	34	11.1
35	11.4	35	11.4
36	11.7	36	11.7
37	12.0	37	12.0
38	12.3	38	12.3
39	12.6	39	12.6
40	12.9	40	12.9
41	13.2	41	13.2
42	13.5	42	13.5
43	13.8	43	13.8
44	14.1	44	14.1
45	14.4	45	14.4
46	14.7	46	14.7
47	15.0	47	15.0
48	15.3	48	15.3
49	15.6	49	15.6
50	15.9	50	15.9
51	16.2	51	16.2
52	16.5	52	16.5
53	16.8	53	16.8
54	17.1	54	17.1
55	17.4	55	17.4
56	17.7	56	17.7
57	18.0	57	18.0
58	18.3	58	18.3
59	18.6	59	18.6
60	18.9	60	18.9
61	19.2	61	19.2
62	19.5	62	19.5
63	19.8	63	19.8
64	20.1	64	20.1
65	20.4	65	20.4
66	20.7	66	20.7
67	21.0	67	21.0
68	21.3	68	21.3
69	21.6	69	21.6
70	21.9	70	21.9
71	22.2	71	22.2
72	22.5	72	22.5
73	22.8	73	22.8
74	23.1	74	23.1
75	23.4	75	23.4
76	23.7	76	23.7
77	24.0	77	24.0
78	24.3	78	24.3
79	24.6	79	24.6
80	24.9	80	24.9
81	25.2	81	25.2
82	25.5	82	25.5
83	25.8	83	25.8
84	26.1	84	26.1
85	26.4	85	26.4
86	26.7	86	26.7
87	27.0	87	27.0
88	27.3	88	27.3
89	27.6	89	27.6
90	27.9	90	27.9
91	28.2	91	28.2
92	28.5	92	28.5
93	28.8	93	28.8
94	29.1	94	29.1
95	29.4	95	29.4
96	29.7	96	29.7
97	30.0	97	30.0
98	30.3	98	30.3
99	30.6	99	30.6
100	30.9	100	30.9

GENERAL BRANCHED		GENERAL BRANCHED	
LINE NO.	LENGTH	LINE NO.	LENGTH
1	1.2	1	1.2
2	1.5	2	1.5
3	1.8	3	1.8
4	2.1	4	2.1
5	2.4	5	2.4
6	2.7	6	2.7
7	3.0	7	3.0
8	3.3	8	3.3
9	3.6	9	3.6
10	3.9	10	3.9
11	4.2	11	4.2
12	4.5	12	4.5
13	4.8	13	4.8
14	5.1	14	5.1
15	5.4	15	5.4
16	5.7	16	5.7
17	6.0	17	6.0
18	6.3	18	6.3
19	6.6	19	6.6
20	6.9	20	6.9
21	7.2	21	7.2
22	7.5	22	7.5
23	7.8	23	7.8
24	8.1	24	8.1
25	8.4	25	8.4
26	8.7	26	8.7
27	9.0	27	9.0
28	9.3	28	9.3
29	9.6	29	9.6
30	9.9	30	9.9
31	10.2	31	10.2
32	10.5	32	10.5
33	10.8	33	10.8
34	11.1	34	11.1
35	11.4	35	11.4
36	11.7	36	11.7
37	12.0	37	12.0
38	12.3	38	12.3
39	12.6	39	12.6
40	12.9	40	12.9
41	13.2	41	13.2
42	13.5	42	13.5
43	13.8	43	13.8
44	14.1	44	14.1
45	14.4	45	14.4
46	14.7	46	14.7
47	15.0	47	15.0
48	15.3	48	15.3
49	15.6	49	15.6
50	15.9	50	15.9
51	16.2	51	16.2
52	16.5	52	16.5
53	16.8	53	16.8
54	17.1	54	17.1
55	17.4	55	17.4
56	17.7	56	17.7
57	18.0	57	18.0
58	18.3	58	18.3
59	18.6	59	18.6
60	18.9	60	18.9
61	19.2	61	19.2
62	19.5	62	19.5
63	19.8	63	19.8
64	20.1	64	20.1
65	20.4	65	20.4
66	20.7	66	20.7
67	21.0	67	21.0
68	21.3	68	21.3
69	21.6	69	21.6
70	21.9	70	21.9
71	22.2	71	22.2
72	22.5	72	22.5
73	22.8	73	22.8
74	23.1	74	23.1
75	23.4	75	23.4
76	23.7	76	23.7
77	24.0	77	24.0
78	24.3	78	24.3
79	24.6	79	24.6
80	24.9	80	24.9
81	25.2	81	25.2
82	25.5	82	25.5
83	25.8	83	25.8
84	26.1	84	26.1
85	26.4	85	26.4
86	26.7	86	26.7
87	27.0	87	27.0
88	27.3	88	27.3
89	27.6	89	27.6
90	27.9	90	27.9
91	28.2	91	28.2
92	28.5	92	28.5
93	28.8	93	28.8
94	29.1	94	29.1
95	29.4	95	29.4
96	29.7	96	29.7
97	30.0	97	30.0
98	30.3	98	30.3
99	30.6	99	30.6
100	30.9	100	30.9

V.B. 06 A  
 AREA OF STUDY  
 AREA NO. 100-351  
 3-17-68  
 GENERAL BRANCHED  
 PROPOSED  
 EXISTING  
 DATA SOURCE  
 DATA SOURCE NO.  
 DATE  
 SOURCE  
 TYPE

ESCALA 20:100

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO  
 INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y ESTADISTICAS  
 DISEÑO Y CONSTRUCCION DE OBRAS DE INFRAESTRUCTURA  
 DE TRANSPORTES

