

## **INFORME FINAL DEL PROYECTO**

### **RD1704.1**

# ***Análisis de alternativas para el desarrollo de proyectos de zonas de riego y drenaje en climas tropicales***

COORDINACIÓN DE RIEGO Y DRENAJE

SUBCOORDINACIÓN DE CONTAMINACIÓN Y DRENAJE AGRÍCOLA

**Diciembre de 2017**

---

## INDICE

I.- ANTECEDENTES .....	1
II.- ACTIVIDADES.....	1
1. Revisión y análisis de estudios básicos.....	2
1.1 Topográfico.....	2
1.2 Geológico .....	2
1.3 Agrológico.....	3
1.4 Agroclimatológico .....	3
1.5 Uso actual del suelo .....	4
1.6 Socioeconómico.....	4
1.7 Tenencia de la tierra.....	5
1.8 Hidrológico .....	6
1.9 Banco de materiales.....	6
1.10 Mercado .....	7
1.11 Impacto ambiental.....	7
1.12 Freatimétrico.....	8
2. Diagnóstico de la situación actual.....	8
3. Programación agrícola .....	9
4. Análisis de alternativas (solo aplica al estudio de prefactibilidad).....	10
5. Evaluación económica de las alternativas .....	10
6. Anteproyecto de la alternativa seleccionada (solo aplica para el estudio de factibilidad) .....	11
7. Costo de las obras (solo aplica para el estudio de factibilidad).....	11
8. Evaluación económica y financiera basada en el anteproyecto de la alternativa seleccionada.....	11
9. Análisis de sensibilidad.....	12
10. Conclusiones y recomendaciones.....	13

10.1. Identificación y Análisis de Componentes Técnicos de Alternativas de Aprovechamiento de Aguas Superficiales y Subsuperficiales en Estudios de Prefactibilidad de Grandes Zonas de Riego y Drenaje .....	13
10.1.1. Fuentes de abastecimiento .....	18
<b>Presas de Almacenamiento</b> .....	19
<b>Presas de uso agrícola en el país</b> .....	21
<b>Presas: contenedores de agua</b> .....	26
<b>Dimensionamiento hidrológico de presas de almacenamiento</b> .....	36
10.1.2. Presas de Derivación .....	42
<b>Introducción</b> .....	42
<b>Localización</b> .....	43
<b>Tipos de Presas Derivadoras</b> .....	43
<b>Partes de una Presa Derivadora</b> .....	44
<b>Estudios Previos</b> .....	44
<b>Diseño Hidráulico de una Presa Derivadora</b> .....	49
<b>Diseño del Canal Desarenador</b> .....	51
<b>Diseño del Vertedor de Excedencias</b> .....	54
<b>Diseño Estructural</b> .....	54
10.1.3. Redes de Canales y Caminos .....	62
<b>Canales de tierra y canales revestidos</b> .....	64
<b>Canales entubados</b> .....	66
10.1.4. Control de Drenes a Cielo Abierto .....	67
10.1.5. Sistemas de Riego .....	71
<b>Riego por Gravedad</b> .....	72
<b>Riego por Goteo</b> .....	90
10.1.6. Sistema de Manejo de Agua Mediante Reservorios (pólder) .....	95
<b>Reservorios para almacenar agua</b> .....	99
10.1.7. Pozos profundos .....	109
<b>Etapas de la construcción de los pozos</b> .....	111

<b>Funcionamiento de los pozos profundos</b> .....	111
<b>Mantenimiento preventivo del pozo</b> .....	111
<b>Características de los pozos profundos</b> .....	113
<b>Partes principales de un pozo profundo</b> .....	113
<b>Métodos de perforación</b> .....	115
<b>Sistema Cutzamala</b> .....	116
10.1.8. Redes de Canales y Caminos .....	118
<b>Canales de tierra y canales revestidos</b> .....	120
<b>Canales entubados</b> .....	122

## I.- ANTECEDENTES

Durante la realización de los Estudios de Factibilidad del Plan Hidráulico Interconectado del Noroeste (PLHINO) y del Canal Centenario (Canal Nayarit), se identificó la conveniencia de llevar a cabo un análisis detallado de las posibles alternativas de desarrollo que pueden proponerse en la planeación de grandes zonas de riego y drenaje. Es de especial interés aplicar dichos análisis al caso del trópico húmedo, donde se requiere hacer frente a la despetrolización de la economía, generando oportunidades de desarrollo en otras actividades económicas, como por ejemplo en la agricultura, lo cual se lograría con la incorporación de grandes zonas de riego y drenaje a la producción de alimentos.

## II.- ACTIVIDADES

Un Estudio de prefactibilidad y factibilidad técnica y económica para el desarrollo hidroagrícola debe llevar a cabo tomando como elemento de referencia la información de los estudios básicos y específicos que lo anteceden, y su desarrollo incluirá las actividades:

1. Revisión y análisis de estudios básicos
  - 1.1 Topográfico
  - 1.2 Geológico
  - 1.3 Agrológico
  - 1.4 Agroclimatológico
  - 1.5 Uso actual del suelo
  - 1.6 Socioeconómico
  - 1.7 Tenencia de la tierra
  - 1.8 Hidrológico
  - 1.9 Banco de materiales
  - 1.10 Mercado
  - 1.11 Impacto ambiental
  - 1.12 Freatimétrico
2. Diagnóstico de la situación actual
3. Programación agrícola
4. Análisis de alternativas
5. Evaluación económica de las alternativas

6. Anteproyecto de la alternativa seleccionada
7. Costo de las obras
8. Evaluación económica y financiera basada en el anteproyecto de la alternativa seleccionada
9. Análisis de sensibilidad
10. Conclusiones y recomendaciones

A continuación se describen sucintamente cada uno de los estudios mencionados, los cuales son indispensables de realizar, a fin de someter al análisis de la SHCP el posible financiamiento del proyecto.

## 1. Revisión y análisis de estudios básicos

### 1.1 Topográfico

En el estudio a nivel de prefactibilidad se utilizará principalmente la información topográfica de INEGI, para generar una configuración topográfica basada en sus modelos digitales de elevación, escala 1:50,000. La información procesada se presentará en planos a escala 1:50,000 con curvas con equidistancia vertical al menos a cada 10 m. En caso de que se considere necesario, se realizarán las verificaciones de información en campo que resulten necesarias a fin de realizar una estimación fundamentada de las obras de infraestructura de riego y drenaje.

En el estudio a nivel de factibilidad se llevará a cabo la revisión y análisis de la información contenida en los estudios topográficos realizados por la CONAGUA; así mismo, se efectuará un recorrido de campo para identificar la ubicación de los diferentes bancos de control horizontal y vertical de CONAGUA e INEGI. Se digitalizarán los planos topográficos que se considere sean de utilidad para el proyecto, realizados por la CONAGUA, en aquellos casos que sea posible se escanearán, georeferenciarán y vectorizarán los planos de interés. Para las zonas de riego que presenten información topográfica poco confiable o incompleta, se obtendrá la configuración topográfica con métodos directos o indirectos. Los planos del estudio topográfico se presentarán en escala 1:5,000 con curvas de nivel a cada metro.

### 1.2 Geológico

En el estudio a nivel de prefactibilidad se llevará a cabo la revisión y análisis de los estudios geológicos realizados con anterioridad por CONAGUA, INEGI o el Servicio Geológico Mexicano, se efectuarán recorridos de campo con la finalidad de verificar las condiciones geológicas en los sitios de las obras hidráulicas. A partir de lo anterior, se emitirá un diagnóstico general que indique si existen condiciones geológicas para la construcción de dichas obras. En el estudio a nivel de factibilidad se complementará la información con algunas pruebas de campo.

### 1.3 Agrológico

En el estudio a nivel de prefactibilidad se realizarán verificaciones de las series y clases de suelos descritos en estudios previos; se describirán las principales características de los suelos y su potencial agrícola en términos de los cultivos más viables desde el punto de vista agrológico que pudieran implantarse en la zona de proyecto considerando cultivos extensivos, plantaciones, hortalizas, etc.; además, se emitirán recomendaciones en cuanto uso y manejo de suelos.

En el estudio a nivel de factibilidad se revisarán los estudios agrológicos realizados con anterioridad, para identificar las series y clases de suelos existentes en la zona del proyecto. Se determinará el potencial edáfico de las zonas de riego propuestas. Se verificará la existencia de superficies aptas para su incorporación al riego. Con la información agrológica disponible se verificará la calidad de los suelos mediante el sistema de clasificación para fines de riego y se incluirá un análisis de aptitud respecto a los cultivos. Se realizarán verificaciones de campo de las principales características de los suelos, y muestreos y análisis químicos de agua y suelo. Se describirá la génesis y morfología de los suelos, así como su correlación con el sistema FAO/UNESCO para generar una clasificación homogénea. Se formularán recomendaciones sobre alternativas de manejo de suelos de las zonas de riego del proyecto.

### 1.4 Agroclimatológico

En el estudio a nivel de prefactibilidad, con base en el análisis de las variables climatológicas, aunado a las relaciones agua-suelo-planta identificadas en la zona, se cuantificarán las deficiencias o excedencias de agua o humedad a través del año mediante climogramas, se clasificará el clima imperante en la zona del proyecto, haciendo las recomendaciones en cuanto a tipos de cultivos, períodos de siembra y uso consuntivo.

En el estudio a nivel de factibilidad se analizará la información climatológica de las estaciones ubicadas dentro de la zona de influencia, para determinar los requerimientos de riego de los cultivos que se producen actualmente en la región y de los que se pretende establecer. Se determinará la evapotranspiración de referencia (ET<sub>o</sub>) mediante el método de Penman-Monteith considerando los registros de clima (temperatura, humedad relativa, velocidad del viento, radiación solar y precipitación). Los coeficientes de cultivo se tomarán de las bases de datos de la FAO.

### *1.5 Uso actual del suelo*

En el estudio a nivel de prefactibilidad se revisará y complementará la información de uso actual del suelo de la zona del proyecto mediante cartografía de INEGI para identificar superficies y tipo de explotación: agrícola, pecuario, forestal, reserva ecológica, cuerpos de agua y otros.

Es importante mencionar que se mantendrán fuera de la zona de proyecto todas las superficies en donde el cambio de suelo requiera ser modificado de forma sustancial, por ejemplo, no serán sujetas de incorporación las zonas donde se tenga presencia de manglares o relictos de selva baja, a fin de mantener las condiciones de flora y fauna que imperen en dichas zonas. Actualmente una proporción significativa de la superficie donde se plantea la ejecución del proyecto de riego y drenaje, se destina a la producción de cultivos y pastos bajo el régimen de temporal, en dichas zonas, se considera que el cambio de uso del suelo no es significativo, ya que seguirán realizándose actividades relacionadas con un mismo sector productivo bien sea la agricultura o la ganadería. En todo caso, el planteamiento es modernizar los sistemas de producción con la finalidad de que se incremente sensiblemente su productividad.

En el estudio a nivel de factibilidad se revisará la información de INEGI referente al uso de suelo de la zona del proyecto. Se identificará la distribución de los diferentes usos de suelo (pecuario, forestal, agrícola, urbano, ecológico y otros); se indicarán los cultivos establecidos (anuales y perennes); y se verificará la información más importante mediante recorridos de campo y entrevista a productores agrícolas. A partir de los resultados, se propondrán cambios de uso de suelo de acuerdo a su capacidad productiva. La información procesada se presentará en planos a escala de 1:20,000.

### *1.6 Socioeconómico*

En el estudio a nivel de prefactibilidad, a partir de las estadísticas de INEGI, se recopilará, procesará y analizará la información más representativa de la zona en cuanto a estructura poblacional, migración, escolaridad, vivienda, servicios, población económicamente activa, etc. Esta información se complementará mediante entrevistas de campo que permitan identificar la principal problemática social que se debe atender para fomentar el crecimiento productivo de la zona, destacando aquella problemática que afecte el desarrollo del proyecto.

En el estudio a nivel de factibilidad se realizará levantamiento de campo de información socioeconómica de una muestra representativa estadísticamente, atendiéndose lo relativo a la estructura poblacional, ocupación, niveles de bienestar social, migración y problemática de tipo social que pudiera influir para el desarrollo del proyecto; es decir, los factores limitantes que puedan frenar o retardar la madurez del proyecto, entre ellos: i) interés de los beneficiarios por el proyecto, ii) conflictos agrarios por linderos, iii) rentismo y venta de tierras, iv) actitud de los usuarios hacia la realización del proyecto, v) actitud y disposición de los beneficiarios a la participación en la inversión para el desarrollo de las obras. Como parte de los resultados del estudio, se incluirá una matriz de frenos y acciones a implementar y la perspectiva de los cambios sociales y económicos que se lograrían con la realización del proyecto.

### *1.7 Tenencia de la tierra*

En el estudio a nivel de prefactibilidad se elaborará una relación preliminar de usuarios de las zonas de riego y drenaje beneficiados por el proyecto, a partir de la información recopilada en el Registro Agrario Nacional (RAN) y complementada con el parcelamiento obtenido de ortofotos digitales de INEGI. Se describirá la tenencia de la tierra predominante y su estratigrafía, a manera de identificar posibles impactos en la realización del proyecto, así como para la priorización de ejecución tanto de las obras de infraestructura como de zonas productivas.

En el estudio a nivel de factibilidad Se realizará el análisis de la tenencia de la tierra, con apoyo de información levantada en campo, para definir las alternativas de solución en cuanto a la problemática que pudiese afectar la realización de las obras hidráulicas propuestas, indicando: i) la superficie física actual y la beneficiada, ii) la relación de usuarios según el RAN, iii) tipo de propiedad, iv) estratificación de la tenencia por régimen de propiedad, v) parcelas promedio por régimen de propiedad.

## 1.8 Hidrológico

En el estudio a nivel de prefactibilidad se estimarán los escurrimientos mensuales a partir de los registros de estaciones hidrométricas representativas en la zona. En el estudio a nivel de factibilidad se revisarán los estudios hidrológicos existentes y se recopilará la información hidroclimatológica e hidrométrica requerida para verificar, en caso de ser necesario, la disponibilidad hídrica de las cuencas de los ríos de la Planicie costera del Estado de Tamaulipas. Se tendrán como aspectos fundamentales:

- a) *Actualización de la información hidroclimatológica.* Se revisará y actualizará la información hidroclimatológica consultando las bases de datos ERIC y BANDAS. Con base en esta información, se actualizarán los datos estadísticos de evaporación, precipitación, escurrimientos a nivel mensual, para los ríos de la Planicie costera del Estado de Tamaulipas.
- b) *Extracciones y demandas.* Se identificarán las concesiones (en el REPGA) sobre los diferentes usos del agua en los ríos de la Planicie costera del Estado de Tamaulipas, con el fin de que se consideren dichos volúmenes en el análisis de la disponibilidad y gasto ecológico, determinado con base en la “Norma oficial mexicana para la conservación del régimen de caudales ecológicos en cuencas hidrológicas”.
- c) *Funcionamiento de vasos.* Se realizarán las simulaciones de funcionamiento de vaso, únicamente de las alternativas que lo requieran, mediante modelos computacionales.

## 1.9 Banco de materiales

A nivel de prefactibilidad, se tendrán en cuenta los estudios existentes de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, referentes a bancos de materiales, se localizarán y caracterizarán en lo general los bancos de materiales disponibles para la construcción de las obras hidráulicas.

En el estudio a nivel de factibilidad Se recopilarán y revisarán los estudios de bancos de materiales elaborados por CONAGUA o determinados por SCT. Se presentará la información básica de los bancos identificados, sus ventajas y desventajas (limitantes) con fines de explotación y las recomendaciones requeridas para su aprovechamiento.

### 1.10 Mercado

En el estudio a nivel de prefactibilidad se revisará la información contenida en estudios de mercado elaborados con anterioridad. Con el fin de sustentar la comercialización de los volúmenes de producción de los diferentes cultivos propuestos, se analizará la condición de mercado actual en el ámbito regional, nacional e internacional. Se analizará la situación en lo general para la oferta y la demanda de los productos agrícolas. En este apartado se tendrán en cuenta las opciones que existen en la zona de proyecto para producir y, sobre todo, comercializar los productos agrícolas y pecuarios de forma que los impactos de las inversiones puedan registrarse en el menor tiempo posible, a fin de incrementar los beneficios del proyecto y en consecuencia, identificar esquemas que permitan alcanzar los indicadores propuestos por la SHCP para el financiamiento de este tipo de proyectos.

En el estudio a nivel de factibilidad se considerarán entre los principales aspectos que deberá atender, se tiene: i) describir a nivel regional y nacional la demanda y la oferta de los principales productos agrícolas que se producen en el área de influencia del proyecto, ii) describir el proceso de comercialización y puntos de venta de los diferentes cultivos que se desarrollen en el área de proyecto, iii) identificar la existencia de prácticas desleales de comercialización de los productos agrícolas, iv) identificar la existencia de vicios en los canales de comercialización, v) indicar las ventajas cualitativas de la competencia de cultivos de exportación y comerciales de nivel nacional, que será necesario considerar para su implantación en el área de proyecto, vi) estimar la oferta a nivel regional, nacional e internacional de productos agrícolas derivados del proyecto en el horizonte de planeación, y vii) realizar el balance oferta-demanda de los principales cultivos a establecer con el proyecto. Se presentarán conclusiones y recomendaciones que orienten sobre la situación que se tendrá una vez que se encuentre en operación el proyecto.

### 1.11 Impacto ambiental

En el estudio a nivel de prefactibilidad se emitirá un diagnóstico general de impacto ambiental que permita identificar los impactos ambientales significativos como consecuencia de la construcción de las obras, además se estimará en forma general la gravedad de dichos impactos y se propondrán algunas recomendaciones para atenuar sus efectos.

En el estudio a nivel de factibilidad se llevará a cabo un informe preliminar de impacto ambiental, apoyándose en los estudios existentes y normatividad vigente de la SEMARNAT, mediante la ponderación de la problemática ambiental derivada de la construcción de las obras hidráulicas, haciendo énfasis en los impactos que se causarían en la flora y fauna; identificando los productos o sustancias que se emplearán durante la construcción y pudieran causar un impacto negativo; e indicando las emisiones, descargas o residuos producidos en la operación del proyecto que generen un impacto ambiental.

Es importante mencionar que se mantendrán fuera de la zona de proyecto todas las superficies donde pueden identificarse *a priori* situaciones que pueden elevar el riesgo de impacto ambiental relacionado con la ejecución del proyecto, por ejemplo, no serán sujetas de incorporación las zonas donde se tenga presencia de manglares o relictos de selva baja, a fin de mantener las condiciones de flora y fauna que imperen en dichas zonas. Se tendrá en cuenta la presencia de áreas naturales protegidas o sitios RAMSAR, de forma que se considere su preservación de forma prioritaria.

### 1.12 Freatimétrico

En el estudio a nivel de prefactibilidad se identificarán y localizarán pozos de observación del manto freático construidos en la zona o pozos someros o norias utilizadas para riego, a fin de llevar a cabo observaciones del nivel freático durante un periodo de tiempo que permita apreciar las variaciones de la superficie de los mantos freáticos someros que deben tenerse en cuenta para llevar a cabo el desalojo de excesos de agua. Con los registros de la profundidad del nivel freático se elaborarán mapas de isobatas para identificar áreas con problemas de manto freático somero e isohipsas para conocer la dirección del flujo. A partir de estos mapas se propondrán los estudios al nivel de detalle requerido. En el estudio de factibilidad se incrementará la densidad de muestreo en la zona o zonas que resulten identificadas como producto del análisis de alternativa efectuado en el estudio de prefactibilidad.

## 2. Diagnóstico de la situación actual

Con base en el análisis de la información de los estudios técnicos, socioeconómicos y de las visitas de campo a la zona de proyecto, se realizará un diagnóstico del área del proyecto. Se identificarán los factores que requieren atención, las acciones que se

deben llevar a cabo y los beneficios que se podrían obtener con la construcción de las obras.

Se realizará un diagnóstico general de las condiciones de desarrollo de la agricultura y la ganadería en la zona de proyecto, identificando las acciones que deben llevarse a cabo a fin de incrementar de forma significativa la producción y la productividad asociadas con dichas actividades económicas.

Se identificarán las fortalezas y debilidades que existan en la zona del proyecto y que tengan influencia en el desarrollo del mismo; así como las oportunidades y las amenazas que se identifiquen para su ejecución. Finalmente, se elaborará una matriz, en la que se establezcan los factores que impidan o frenen el desarrollo del proyecto.

### **3. Programación agrícola**

En el estudio de prefactibilidad se considerarán alternativas de producción en el área de proyecto para la situación actual y con proyecto; se propondrá una cédula de cultivos con rendimientos esperados y costos de producción, además se estimarán los beneficios agrícolas, fundamentados en las recomendaciones de los estudios agrológico, agroclimatológico, uso actual del suelo, socioeconómico y de mercado. Se tendrán en cuenta tanto cultivos extensivos, como plantaciones, hortalizas, etc.;

En el estudio de factibilidad se elaborará una cédula de cultivos considerando los aspectos de mercado, suelos, disponibilidad de agua, clima y de uso del suelo. Se considerarán los precios y costos de producción contenidos en los paquetes tecnológicos productivos, reportados en el SIAP y proporcionados por productores con diferente nivel de tecnificación. Se considerarán al menos tres escenarios de tecnificación con niveles tradicional, conservador y óptimo. Se presentará la programación agrícola por cultivo y ciclo agrícola (otoño-invierno, primavera-verano y perennes) para el horizonte de planeación de 30 años. Para la situación actual y con proyecto, se presentará la superficie por cultivo, rendimiento, precio medio rural, volumen y valor de la producción, costo de producción, costo total de producción y utilidad neta. De igual manera, se indicarán las láminas y volúmenes netos y brutos, según los niveles de tecnificación considerados.

#### **4. Análisis de alternativas (solo aplica al estudio de prefactibilidad)**

Con base en la información de estudios previos, se analizarán las posibles alternativas de solución del proyecto. Se formularán al menos tres alternativas de solución, a partir de los estudios de factibilidad, anteproyectos y proyectos ejecutivos existentes para porciones particulares de la zona de proyecto.

Se determinará el costo de las alternativas considerando costos índice para las obras hidráulicas, según es indicado por el Manual de Normas y Servicios Técnicos de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA): por km para canales principales, laterales, drenes y caminos; y por hectárea para red interparcelaria e indemnizaciones, y costos globales para las obras de infraestructura ganadera, indicando la fecha de vigencia para los precios considerados.

Se plantea el análisis de al menos tres alternativas, entre las cuales se tiene:

- a) Suministro del agua de riego a través de presas de almacenamiento.
- b) Suministro del agua de riego desde pozos profundos para aprovechar las aguas de los acuíferos subyacentes a la zona de proyecto.
- c) Una combinación de las dos alternativas anteriores.

#### **5. Evaluación económica de las alternativas**

Se utilizará una metodología basada en el análisis de la relación beneficio-costos empleando diversos factores e indicadores como el valor presente neto, la relación beneficio-costos, la tasa interna de retorno y el período de recuperación de la inversión. Se tomará un horizonte de planeación de 30 años. El flujo de costos estará integrado por las inversiones anuales para canales, drenes, caminos, zonas de riego parcelarias, infraestructura ganadera, así como los costos de operación, conservación y mantenimiento para cada una de las alternativas propuestas.

Para el flujo de beneficios se tomará en cuenta la utilidad esperada de acuerdo con la programación agrícola, considerando la situación actual y con proyecto. Con base en lo anterior se calcularán los indicadores económicos de cada una de las alternativas consideradas. Una vez identificada la alternativa más viable desde el punto de vista

técnico y económico, se recomendará la ejecución de un estudio de factibilidad técnica, social y económica del proyecto para dicha alternativa.

## **6. Anteproyecto de la alternativa seleccionada (solo aplica para el estudio de factibilidad)**

Se determinarán las características geométricas, hidráulicas y cantidades de obra de la alternativa seleccionada; incluyendo zonas de riego, canales principales, canales laterales, drenes, caminos y estructuras especiales. La información se presentará en planos a escala 1:5,000, excepto los planos generales de conjunto que serán a escala 1:20,000 para su visualización e interpretación adecuada.

## **7. Costo de las obras (solo aplica para el estudio de factibilidad)**

Se calculará el costo directo de la alternativa seleccionada, utilizando los precios unitarios proporcionados por la CONAGUA y actualizados al 2017, en caso de no contar con algunos conceptos se procederá a su estimación.

Se estimarán, a nivel de anteproyecto, los principales costos indirectos: i) administración requeridos durante el proceso de construcción, ii) indemnización que se originarán por la construcción de las obras del proyecto, y iii) imprevistos que generalmente pueden ocurrir durante el desarrollo del proyecto.

Se formulará un programa de construcción de las obras, representado en un diagrama de Gantt, y se incluirá el programa anual de inversiones en forma desglosada por concepto de obra.

## **8. Evaluación económica y financiera basada en el anteproyecto de la alternativa seleccionada**

Para la situación sin proyecto se determinarán en el horizonte de planeación de 30 años los ingresos o beneficios como producto del plan de cultivos actual; y para la situación con proyecto se incluirán los cultivos más viables para el horizonte de planeación, establecidos en la programación agrícola con base en los estudios agrológico y de mercado, así como de las condiciones y experiencias alcanzadas por

los productores en los cultivos actuales en la zona de influencia del proyecto. Con los datos generados se definirá el flujo de costos y el de beneficios que generará el proyecto durante su horizonte de planeación de 30 años. Se tendrán en cuenta los siguientes aspectos:

- a) *Flujo de costos.* Se presentará el flujo de costos, considerando las inversiones, a precios constantes del año de evaluación, así como las referentes a los costos anuales directos e indirectos, acordes con el programa de inversiones definido en el apartado de costo de las obras; adicionalmente se cuantificará y considerará: i) costos de operación que aseguren el buen funcionamiento de la obra, para evitar en lo posible contingencias por seguridad y operación de la infraestructura y ii) costos de mantenimiento para conservar y mantener en buen funcionamiento las obras, una vez que se encuentren en su fase de operación.
- b) *Flujo de beneficios.* El flujo de beneficios estará constituido por la diferencia resultante entre la situación con proyecto, menos la situación sin proyecto. Dichos beneficios se incorporarán gradualmente en la situación con proyecto según el programa de inversiones y maduración del proyecto. Para los beneficios por incremento de la productividad se considerará la maduración de rendimientos y la incorporación de superficies a la producción.
- c) *Evaluación económica.* La evaluación económica se realizará con los costos y beneficios correspondientes al proyecto, aplicando el flujo de efectivo neto a precios constantes del año de evaluación y no debe considerar impuestos o subsidios. Se calcularán los siguientes indicadores de rentabilidad: Tasa Interna de Retorno (TIR), Valor Presente Neto (VPN) y la relación Beneficio Costo (B/C), aplicando la tasa de descuento del 10%.

## 9. Análisis de sensibilidad

Por la incertidumbre que se pudiera presentar en algunas de las variables que influyen en la determinación de los costos y beneficios del proyecto, se deberá realizar un análisis de sensibilidad, modificando las variables más importantes que pueden afectar la rentabilidad del proyecto, como pueden ser: el desfaseamiento de la incorporación de las áreas de riego, los tiempos de maduración de los rendimientos de los cultivos, los niveles de la oferta y demanda de los productos agrícolas; los costos anuales de operación y mantenimiento de la infraestructura; los ingresos o beneficios esperados, el retraso en la ejecución del proyecto conforme a lo programado y los incrementos en los costos de inversión derivados de los efectos inflacionarios que se pudiesen presentar durante el tiempo de ejecución de las obras.

Este análisis permitirá determinar los niveles máximos de costos que el proyecto puede soportar; y los niveles mínimos de beneficios estableciéndose el punto de equilibrio donde del proyecto no presenta utilidades ni pérdidas.

## 10. Conclusiones y recomendaciones

Se elaborarán las conclusiones del estudio de factibilidad para el “Estudio de prefactibilidad y factibilidad técnica y económica para el desarrollo hidroagrícola de la Planicie costera del Estado de Tamaulipas” a fin de indicar si los beneficios esperados son superiores a las inversiones que se destinen a la construcción de las obras del proyecto; las consecuencias que resulten en caso de que el proyecto no se realizara; así mismo, se indicarán las recomendaciones más pertinentes para la toma de decisiones.

A continuación se presenta una descripción de los elementos que deben considerarse en el manejo de aguas superficiales y aguas subterráneas en la elaboración de los Estudios de Prefactibilidad y Factibilidad Técnica de grandes zonas de riego y drenaje.

### 10.1. Identificación y Análisis de Componentes Técnicos de Alternativas de Aprovechamiento de Aguas Superficiales y Subsuperficiales en Estudios de Prefactibilidad de Grandes Zonas de Riego y Drenaje.

#### Introducción

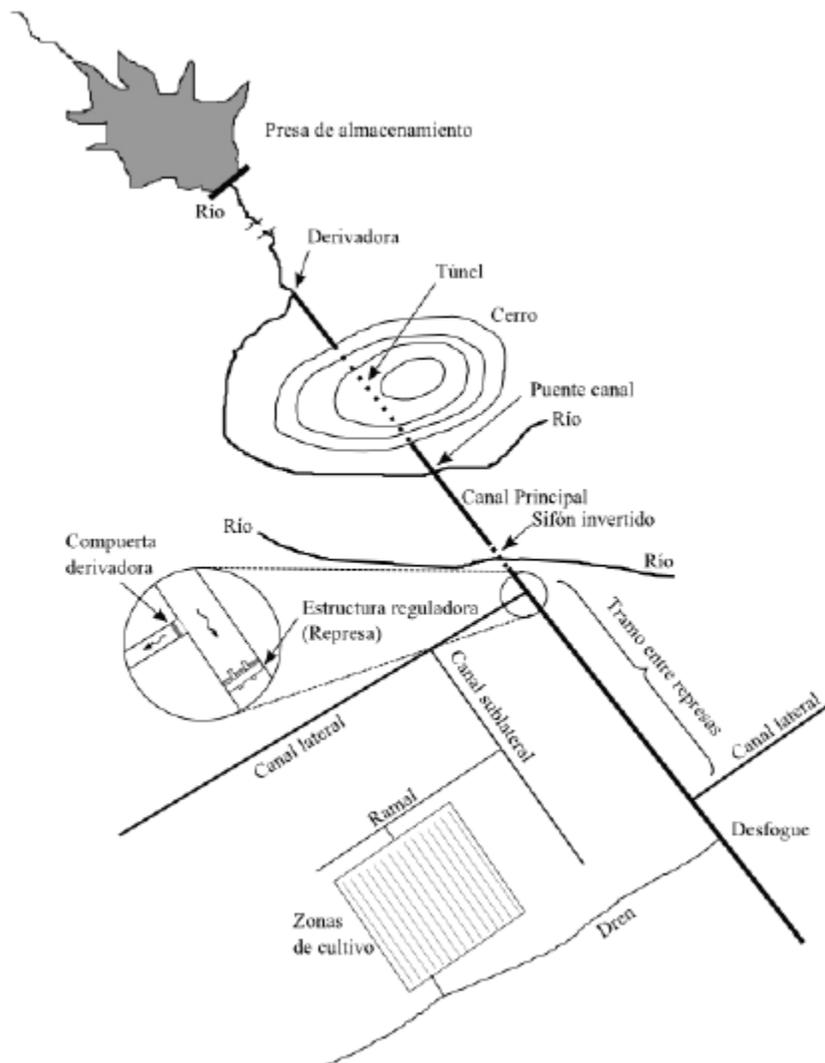
Durante la realización de un estudio de prefactibilidad, la principal dificultad técnica se presenta al momento de ejecutar el análisis de alternativas, debido a que por condiciones de normatividad de la Secretaría de Hacienda y Crédito Público (SHCP) es necesario presentar al menos tres y de preferencia cinco alternativas en el análisis de una nueva zona de riego y drenaje.

Por la razón indicada, es conveniente disponer de un documento donde se presente de manera condensada algunas de las características de los elementos técnicos que deben conformar las alternativas bajo análisis, a fin de que se agilice el proceso de obtención de las características técnicas generales en términos de volúmenes de obra aproximados, a los cuales se deberán aplicar los costos índice de referencia a fin de llevar a cabo el costeo de las obras a nivel de prefactibilidad.

El análisis de alternativas debe tener como punto de partida el tipo de fuente de suministro de agua para riego que se propone emplear, es importante tener en cuenta tanto fuentes de agua superficial como subterránea, así como conocer las características generales de los elementos técnicos que deben tenerse en cuenta en cada tipo de aprovechamiento.

Asimismo, es importante establecer elementos de verificación entre los estudios básicos más importantes, a saber: Topográfico, Geológico, Agrológico, Agroclimatológico, Uso Actual del Suelo, Socioeconómico, Tenencia de la Tierra, Hidrológico, Banco de Materiales, Mercado e Impacto Ambiental, con las alternativas bajo análisis en lo general y con la alternativa seleccionada en particular, de esta manera, se estará en condiciones de evitar fallas en la homogeneidad de la información técnica utilizada o producto de los estudios básicos con la información empleada en el análisis de alternativas y es la alternativa seleccionada.

Un distrito de riego está conformado por usuarios, áreas de cultivo, una fuente de abastecimiento y la infraestructura de riego, compuesta a su vez de canales de riego, drenes, estructuras reguladoras, de seguridad, auxiliares de conducción y drenaje, y edificios que permitan la administración del agua. Adicionalmente, existe toda una infraestructura para el manejo y comercialización de las cosechas. La mayoría de los DR tienen como fuente de abastecimiento una presa. En ocasiones, la presa se encuentra muy alejada de la zona de riego y, en tales casos, el agua se conduce al DR utilizando el río; en otros casos, la presa entrega el agua directamente a canales construidos ex profeso para conducirla hasta las zonas de cultivo. En la figura 60 se muestra un esquema simplificado de algunos de los componentes de la infraestructura.



**Figura 60. Esquema simplificado de la infraestructura en un distrito de riego.**

Cuando se conduce el agua por medio de un río, es necesaria una segunda presa a la que se le llama “derivadora”, que es, básicamente, un bordo colocado transversalmente sobre el río para elevar el nivel del agua y desviarla hacia el canal con el que se inicia la red de canales propiamente dicha.



**Figura 61. Derivadora San Fernando en el río Nazas, Distrito de Riego 017 Región Lagunera. Cortesía de Takarai, Cd. Lerdo, Durango.**



**Figura 62. Derivadora San Fernando en funcionamiento. Las compuertas de la izquierda alimentan el canal Santa Rosa-Tlahualilo, y las compuertas de la derecha son la entrada del canal Sacramento.**

Generalmente, a este primer canal se le conoce como “canal principal” o red mayor, y a los canales que de éste se derivan se les conoce como “red menor”, y se pueden clasificar como “canales laterales” y, a su vez, a los canales derivados de este canal lateral se les conoce como “canales sublaterales”. De allí en adelante, a los pequeños canales derivados de un sublateral se les conoce como “ramales”. Sobre los canales se tienen estructuras transversales y laterales. Las primeras tienen como función “remansar” el agua para controlar las extracciones o derivaciones hacia las tomas directas, canales laterales, sublaterales o ramales.

Las estructuras laterales son las compuertas de los canales laterales; dichas compuertas sirven para controlar la cantidad de agua que se deriva.

Todos los componentes anteriores forman la parte sustantiva de la infraestructura; es decir, estas partes son las más directamente relacionadas con el cumplimiento del objetivo que se persigue al manejar el agua en los DR. Sin embargo, también se tienen estructuras y partes que son indispensables para la seguridad y conducción del agua, así como edificios donde se tienen oficinas, talleres o bodegas. Por ejemplo, podría ser necesario cruzar cerros y ríos; para ello se pueden tener túneles, sifones invertidos o puentes-canal. O podrían tenerse ingresos de agua por lluvia a los canales, por lo que se tienen desfuegos o sifones de emergencia. En la figura 64 se presenta la organización de las diferentes estructuras que conforman la totalidad de la infraestructura.

La gran mayoría de las áreas bajo riego en México se abastecen y distribuyen el agua de riego por medio de sistemas que funcionan por gravedad. Por un lado, estos sistemas son económicos porque reducen los requerimientos y costos de energía, y tienen menor inversión inicial, pero se tienen menores eficiencias de conducción y distribución del agua de riego y mayores necesidades de personal con experiencia, que cuente con disponibilidad de atender el manejo de la infraestructura las 24 horas del día.

Existen condiciones que no son propias al manejo de la infraestructura. Por ejemplo, las condiciones socioeconómicas de los productores, el vandalismo, la limpieza de estructuras, insectos peligrosos, azolves y emergencias ocasionadas por la falta de energía eléctrica; o precipitaciones extraordinarias que deben de tomarse en cuenta para operar la infraestructura.

Como parte de la modernización integral del riego, se ha iniciado un programa de mejoramiento de la infraestructura hidroagrícola, tal como el entubamiento de canales para aprovechar las condiciones topográficas y tener métodos de riego de baja presión.



**Figura 64. Esquema de la infraestructura para la administración y manejo del agua en canales de riego.**

### 10.1.1. Fuentes de abastecimiento

Los DR tienen varios tipos de fuentes de abastecimiento, donde se pueden identificar cinco principales. Se anotan, a manera de ejemplo, algunos DR abastecidos de tal manera:

- Presa de almacenamiento: la mayoría de los DR del norte del país destacan por su magnitud: el DR 011 Alto Río Lerma, Gto; 014 San Luis Río Colorado, BC-Son; 010 Culiacán-Humaya-San Lorenzo; 063 Guasave y 075 Río Fuerte, Sin.; 017 Región Lagunera Coah. y Dgo.; 018 Colonias Yaquis, 038 Río Mayo y 041 Río Yaqui, Son.; 005 Delicias, Chih.; 025 Bajo Río Bravo, 026 Bajo Río San Juan y 086 Río Soto La Marina, Tam. y el 092C Río Pánuco Unidad Chicayán, Ver.

- Pozos profundos: el volumen de agua que se extrae de una presa es muy superior al extraído de los pozos. Sin embargo, hay DR en los que los pozos son la única fuente, como son el 066 Santo Domingo, BCS; 037 Altar-Pitiquito-Caborca; 051 Costa de Hermosillo y 084 Costa de Guaymas, en Sonora.
- Manantiales: 002 Mante Tamaulipas (manantial El Nacimiento) y 049 Río Verde SLP (manantial Media Luna).
- Plantas de bombeo: 050 Acuña-Falcón Coah. y Tam. y 092b Pujal Coy I fase, SLP.
- Aguas de Reúso: aquí se incluye el reúso de aguas residuales urbanas: 003 Tula, 100 Alfajayucan y 112 Ajacuba, Hgo., y el 088 Chiconaultla, Méx.
- Derivación de ríos: 035 Antigua, Ver.; 039 Río Frío, Tam.; 043 Estado de Nayarit; 053 Estado de Colima, y 097 Lázaro Cárdenas, Mich.

La mayor parte de los DR, aun cuando tienen una fuente de abastecimiento principal, muchos poseen una combinación de varias, de tal forma que, por ejemplo, los DR cañeros cuentan con un área específica de riego con “vinazas” (agua residual industrial de los ingenios) y áreas que se riegan por derivación o almacenamiento con “aguas claras”. En el caso del DR 029 Xicoténcatl Tam., se tiene un área regada por la presa de almacenamiento Emilio Portes Gil, otra parte por derivación del río Frío y una sección de riego con las aguas residuales del ingenio Aarón Sáenz Garza. Los DR 038 y 041, en Sonora, del volumen total utilizado, alrededor del 10-15%, es de pozos profundos. En el estado de Tamaulipas, el DR 026 se abastece de la presa Marte R. Gómez principalmente, pero puede utilizar agua de la presa internacional Falcón a través del DR 025 mediante la planta de bombeo Anzaldúas-Rode. A su vez, el DR 025 puede recibir agua por gravedad de la presa de almacenamiento Marte R. Gómez del DR026 y, además, ambos DR cuentan con una zona de riego por plantas de bombeo directas del río Bravo, en un superficie equivalente al 5-8% del total.

## Presas de Almacenamiento

Las presas, en general, tienen varios usos, no solamente de almacenamiento; también pueden servir para la producción piscícola o la recreación. Otras tienen funciones de regulación de avenidas potencialmente peligrosas o la importante labor de producción de energía eléctrica. El tema de presas de almacenamiento es muy amplio. En este documento, sólo se mencionarán las partes más importantes de las presas.

Una presa de almacenamiento se forma al colocar un elemento estructural que retiene el agua de un río y, al hacerlo, forma una laguna artificial llamada “vaso”. Los tres elementos básicos que la constituyen son:

- Obra de retención: estructura que retiene al agua, asimismo llamada “cortina o dique”; fundamentalmente es un bordo construido de diversos materiales como piedra y tierra; también se usa concreto hidráulico.
- Obra de toma: es la parte por donde se extrae el agua de manera controlada para suministrar agua a las zonas de riego; coloquialmente se le conoce como “toma” o “compuertas”.
- Obra de excedencias: es la parte de la presa por la que se desalojan las cantidades de agua excedentes que no pueden ser almacenadas porque la presa ha llegado al máximo de su capacidad. Se le conoce también como “vertedor” o “vertedor de demasías”. El vertedor puede ser de cresta libre, donde la descarga es función del nivel del almacenamiento, sin intervención humana; o de cresta controlada, donde generalmente se ubican compuertas cuya descarga es operada por personal técnico.

En algunos casos, en los vertedores de cresta libre se coloca una sobreelevación con agujas o tablonés de madera para aumentar la capacidad de almacenamiento. En este caso, se debe ser muy cuidados al colocar este dispositivo una vez pasada la temporada de lluvias. En la figura 65 se observa la colocación de agujas de madera para sobreelevar el vertedor de la presa Marte R. Gómez, previo a la avenida causada por el huracán *Alex*, en julio de 2010.

En México existen más de 4 mil 462 presas; 667 de ellas están consideradas como grandes, por su capacidad de almacenamiento.

En nuestro país, la principal función de las presas es la generación de energía; en menor medida se utilizan para actividades agrícolas, sobre todo en el norte de la República.

En México, la presa de mayor capacidad es la Belisario Domínguez ubicada en el estado de Chiapas, le sigue la Infiernillo localizada en Guerrero y Michoacán.

## Presas de uso agrícola en el país



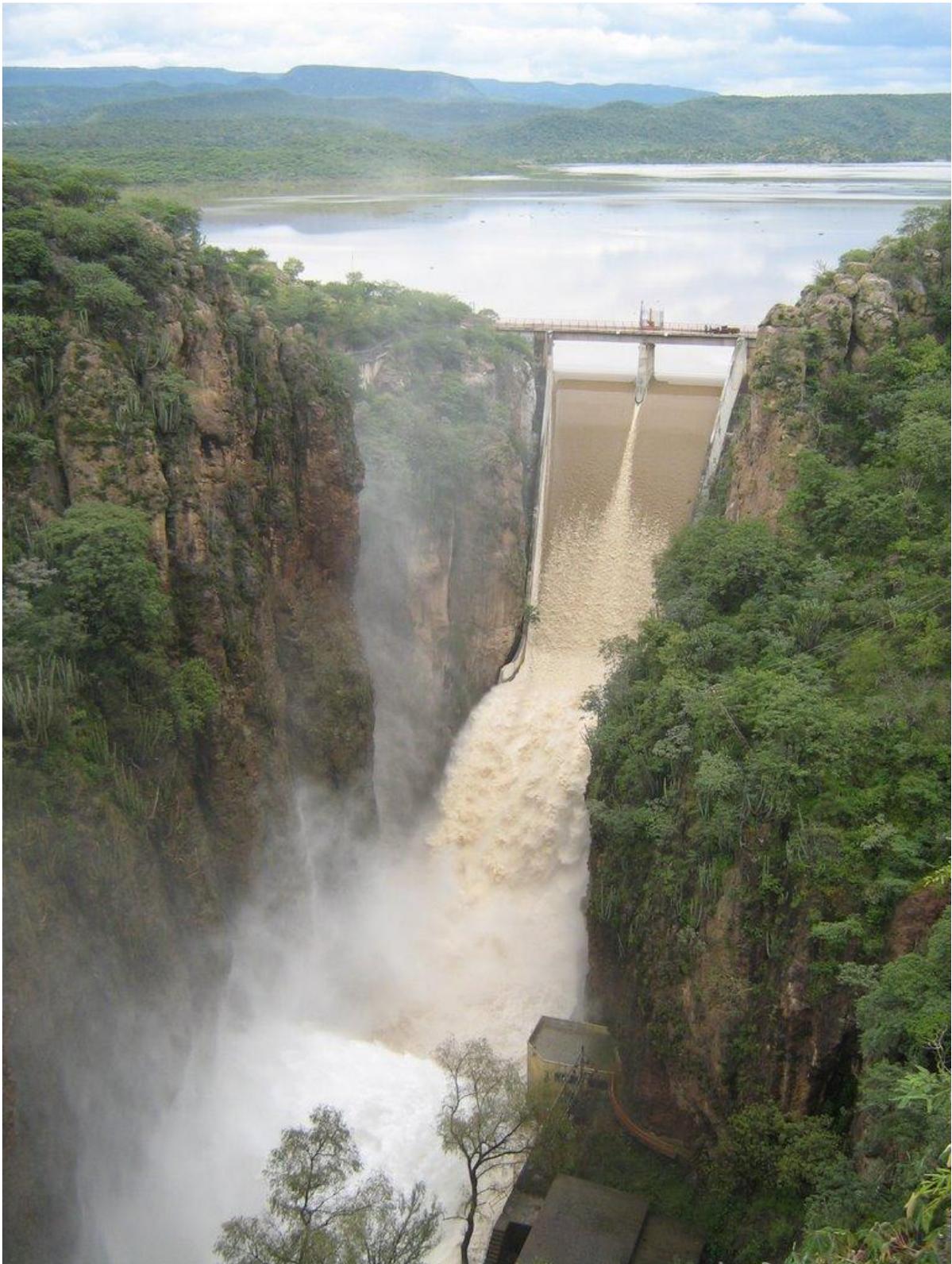
### Registros en 138 presas de uso agrícola en el país

La agricultura de riego consiste en llevar cantidades necesarias de agua mediante diversos métodos o sistemas a los cultivos. Este tipo de agricultura requiere de cierta inversión, su aplicación permite que los cultivos sean rentables, es una práctica un tanto compleja al estar determinada por varios factores como las necesidades propias del cultivo; por ejemplo los contenidos de agua en cultivos como la lechuga y el jitomate superan el 90%; las características de los suelos; el equipo de riego; las condiciones meteorológicas; pero principalmente la disponibilidad de agua, ya que constituye un recurso cada vez más escaso.



En el país actualmente se cuenta con **138 presas** de almacenamiento cuyo uso está destinado al riego de superficies agrícolas, dando así, la oportunidad de incrementar la productividad en esas zonas.

De acuerdo con el Boletín de almacenamiento en presas de uso agrícola, publicado por el Servicio de Información, Agroalimentaria y Pesquera (SIAP), el porcentaje promedio de almacenamiento decenal se ubica al 51%, 1,842 millones de metros cúbicos menos que el mismo periodo en 2016. Las presas ubicadas en la Región Sur abastecen con 29.6% del almacenamiento actual del país, reportando 13,762.3 millones de metros cúbicos, seguido de la Región Noreste con 26.8%, con 12,487.9 millones de metros cúbicos.



El estado que cuenta con un mayor número de presas es **Jalisco** (24), seguido de **Michoacán** (19) y **Sinaloa** (11). Los estados de Colima, Morelos, Nayarit, Puebla, Tlaxcala y Veracruz cuentan con una sola presa.

Al 10 de julio **cuatro** presas se encuentran ya al 100% de almacenaje, Juan Sabines Gutiérrez (Chiapas), La Calera (Guerrero), Presidente Benito Juárez (Oaxaca) y Revolución Mexicana (Guerrero). La presa que mayor **nivel máximo de almacenamiento de aguas ordinarias** tiene es la presa Dr. Belisario Domínguez, ubicada en el estado de Chiapas, municipio Venustiano Carranza, siendo de 15,549.2 millones de metros cúbicos, teniendo al 10 de julio, 48.4% de almacenamiento.



Tabla 1. Principales presas según capacidad de almacenamiento, 2009

Nombre oficial	Nombre común	Capacidad total (NAMO) (Hectómetros cúbicos)	Entidad federativa a/)
Dr. Belisario Domínguez	La Angostura	12 762	Chiapas
Infiernillo	Infiernillo	12 500	Guerrero-Michoacán de Ocampo
Nezahualcóyotl	Malpaso Raudales	10 596	Chiapas
Presidente Miguel Alemán	Temascal	8 119	Oaxaca
Solidaridad	Aguamilpa	5 540	Nayarit
Internacional La Amistad	La Amistad	4 462	Coahuila de Zaragoza-Texas
Internacional Falcón	Falcón	3 912	Tamaulipas-Texas

Nombre oficial	Nombre común	Capacidad total (NAMO) (Hectómetros cúbicos a/)	Entidad federativa
General Vicente Guerrero Consumador de la Independencia Nacional	Las Adjuntas	3 910	Tamaulipas
Lázaro Cárdenas	El Palmito	3 336	Durango
Adolfo López Mateos	El Humaya o Varejonal	3 072	Sinaloa
Álvaro Obregón	El Oviachic	2 989	Sonora
Plutarco Elías Calles	El Novillo	2 963	Sonora
Miguel Hidalgo y Costilla	El Mahone	2 921	Sinaloa
Luis Donaldo Colosio	Huites	2 908	Sinaloa
La Boquilla	Lago Toronto	2 894	Chihuahua
José López Portillo	El Comedero	2 800	Sinaloa
Miguel de la Madrid	Cerro de Oro	2 600	Oaxaca
Leonardo Rodríguez Alcaine	El Cajón	2 282	Nayarit
Gustavo Díaz Ordaz	Bacurato	1 860	Sinaloa
Manuel Moreno Torres	Chicoasén	1 632	Chiapas
Carlos Ramírez Ulloa	El Caracol	1 521	Guerrero
Adolfo Ruíz Cortines	Mocúzari	1 114	Sonora
Ángel Albino Corzo	Peñitas	1 091	Chiapas
Cuchillo-Solidaridad	El Cuchillo	1 025	Nuevo León
Marte R. Gómez	El Azúcar	995	Tamaulipas
Presidente Benito Juárez	El Marqués	946	Oaxaca
Ing. Fernando Hiriart	Zimapán	930	Hidalgo-Querétaro de Arteaga
Solís	Solís	870	Guanajuato
Lázaro Cárdenas	La Angostura	864	Sonora
Sanalona	Sanalona	673	Sinaloa
Venustiano Carranza	Don Martín	614	Coahuila de Zaragoza
Estudiante Ramiro Caballero Dorantes	Las Ánimas	571	Tamaulipas

Nombre oficial	Nombre común	Capacidad total (NAMO) (Hectómetros cúbicos)	Entidad federativa
Josefa Ortíz de Domínguez	El Sabino	514	Sinaloa
Cajón de Peña	Tomatlán o El Tule	511	Jalisco
José María Morelos	La Villita	510	Michoacán de Ocampo-Guerrero
Chicayán	Paso de Piedras	468	Veracruz de Ignacio de la Llave
Constitución de Apatzingán	Chilatán	450	Jalisco
Ing. Aurelio Benassini Vizcaíno	El Salto	415	Sinaloa
El Gallo	El Gallo	410	Guerrero
Valle de Bravo	Valle de Bravo	391	México
Francisco Zarco	Las Tórtolas	365	Durango
Plutarco Elías Calles	Calles	340	Aguascalientes
Manuel Ávila Camacho	Valsequillo	331	Puebla
General Ramón Corona Madrigal	Trigomil	324	Jalisco
Tepuxtepec	Tepuxtepec	323	Michoacán de Ocampo
Ing. Luis L. León	El Granero	309	Chihuahua
Ing. Guillermo Blake Aguilar	El Sabinal	300	Sinaloa
José López Portillo	Cerro Prieto	300	Nuevo León
Francisco I. Madero	Las Vírgenes	296	Chihuahua
Laguna de Yuriria	Yuriria	288	Guanajuato
Manuel M. Diéguez	Santa Rosa	258	Jalisco
Federalismo Mexicano	San Gabriel	255	Durango
Vicente Guerrero	Palos Altos	250	Guerrero

FUENTE: CONAGUA. Atlas del agua en México, 2011.

## Presas: contenedores de agua

En México hay más de 5 mil presas y bordos, de éstos últimos no se tiene un registro completo debido a que son pequeñas obras de almacenamiento de agua, en su mayoría hechos de terracería



Presas: Contenedores de agua

La capacidad de almacenamiento de agua del país asciende a 150 mil millones de metros cúbicos ( $m^3$ ), lo que es equivalente a 19 veces la cantidad de agua del lago de Chapala (7 mil 900 millones de  $m^3$ ). El 80% del líquido es retenido por 181 presas. La ubicación de las mismas sigue, entre otros factores, el régimen hidrológico de la corriente, la topografía y características geológicas del sitio, así como las poblaciones a las que se destinará la generación de energía eléctrica, abastecimiento público e irrigación y control de las avenidas.

En el mapa 4.1 se muestra la ubicación de las principales presas de México, así como su Nivel de Aguas Máximas Ordinarias (NAMO). La operación de la presa se lleva a cabo entre el Nivel de Aguas Mínimas de Operación (NAMINO) y el NAMO, que es el máximo nivel con que se puede operar la presa para satisfacer las demandas.

MAPA 4.1 Principales presas en México, 2014



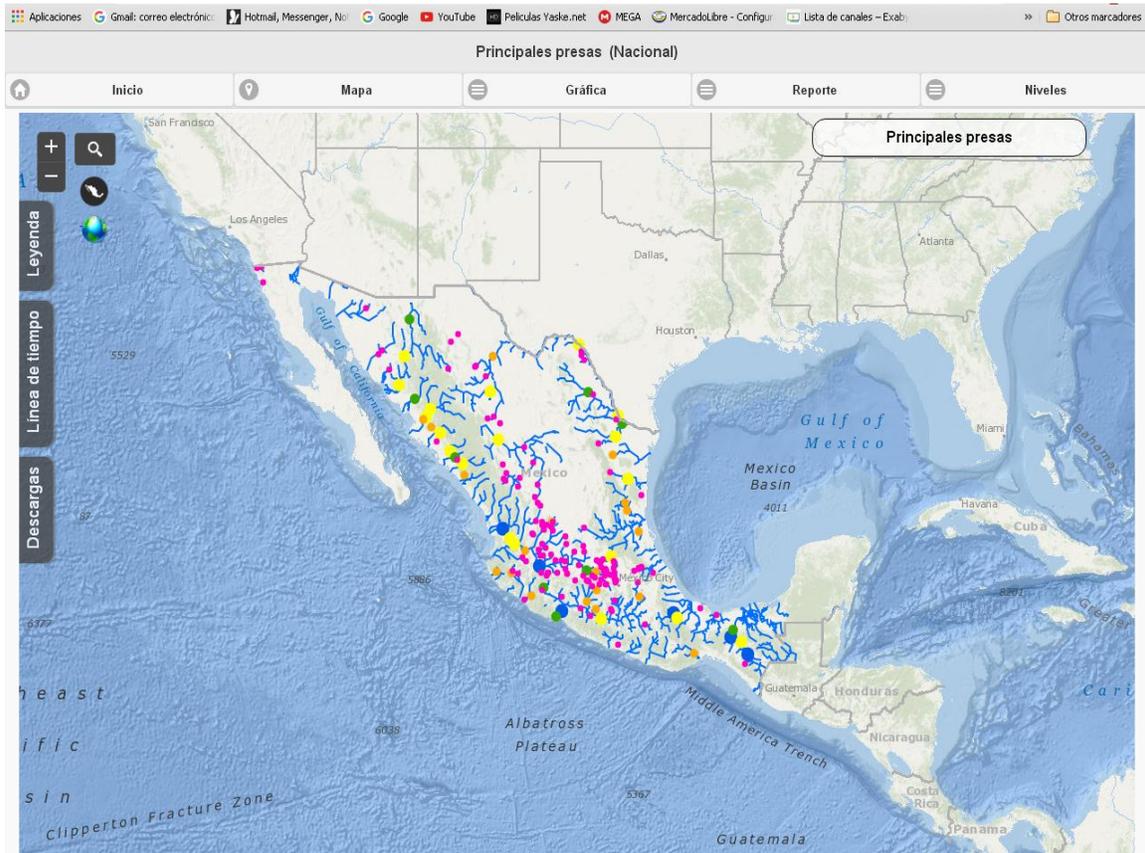
Nota: Se muestran los nombres de las presas con capacidad mayor a 1 000 hm<sup>3</sup>  
Fuente: CONAGUA (2015a).

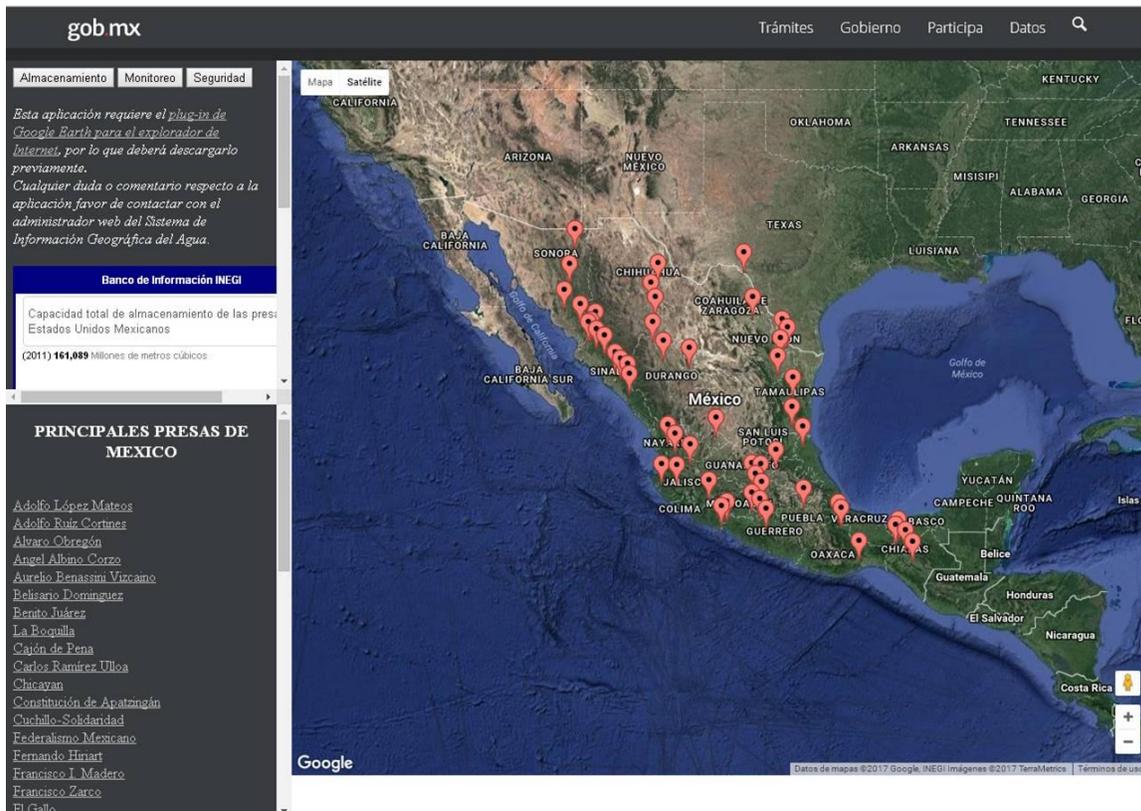
## NUMERALIA

150 mil millones de m<sup>3</sup> es la capacidad de almacenamiento de agua en el país, lo que es equivalente a 19 veces la cantidad de agua del lago de Chapala (7 mil 900 millones de m<sup>3</sup>)

5 mil 163 presas y bordos con los que cuenta la República Mexicana  
181 presas son las que acumulan el 80% del agua de México









**Nota: El volumen acumulado se localiza tomando en cuenta únicamente el año agrícola actual.**

Sitio/Distrito	Medidor/Tipo	Gasto	Volumen	Nivel	Lectura más reciente
1. Adolfo Lopez Mateos/DR 010	Rittmeyer-Risonic Modular ATTC	1	1,731,400	0	2016-11-21 16:00:00
2. Agustin Melgar/DR 017	Eastech-Vantage 2210 AGL NAT	81.218	435,358,354	2.017	2017-05-10 03:06:00
3. Benito Juarez M Derecha/DR 019	Panametrics-AT868 ATTC	1.027	18,014,852	-	2017-03-12 00:00:00
4. Benito Juarez MI/DR 019	Rittmeyer-Risonic Modular ATTC	0	697,299,136	0	2017-04-05 00:45:00
5. Cajon de Peña/DR 093	Rittmeyer-Risonic 2000 ATT	9.99	95,047,100	0.999	2017-05-01 17:15:00
6. Cañon Fernandez 1/DR 017	Eastech-Vantage 2210 AGL NAT	89.754	141,641,000	2.763	2017-07-19 14:38:00
7. Cañon Fernandez 2/DR 017	Sontek-Sontek ADL	0	0	0	2017-07-19 14:36:00
8. Carcamo Carranza/DR 017	Panametrics-AT868 ATTC	0.924	20,249,057	-	2017-07-19 14:35:00
9. Cazadero/DR 034	Rittmeyer-Risonic 2000 ATTI	0	388,660	0	2017-07-19 07:00:00

<b>Nota: El volumen acumulado se localiza tomando en cuenta únicamente el año agrícola actual.</b>					
<b>Sitio/Distrito</b>	<b>Medidor/Tipo</b>	<b>Gasto</b>	<b>Volumen</b>	<b>Nivel</b>	<b>Lectura más reciente</b>
10. Cointzio T1/DR 020	Panametrics-DF868 ATTC	0	26,326,390	-	2017-04-06 14:15:00
11. Cointzio T2/DR 020	Panametrics-DF868 ATTC	0.644	83,995,361	-	2017-06-23 19:30:00
12. Cointzio T3/DR 020	Krohne-Krohne MED TT	0	53,721,288	0	2017-06-23 19:30:00
13. Cointzio T4/DR 020	Krohne-Krohne MED TT	0.692	163,589,056	0	2017-07-14 11:45:00
14. Constitucion de Apatzingan/DR 097	Panametrics-AT868 ATTC	0	0	-	2016-04-18 00:00:00
15. CP Humaya 5+000/DR 010	Rittmeyer-Risonic Modular ATT	74.969	2,121,386,752	4.31	2017-05-02 07:00:00
16. CP MI Chapultepec/DR 016	Rittmeyer-Risonic Modular AGL NAT	0.786	41,549,496	0.415	2017-03-10 22:41:25
17. CP Oriental 1+500/DR 010	Rittmeyer-Risonic Modular ATT	0	35,211,016	1.414	2017-05-02 02:30:06
18. CP Rosales 0+600/DR 010	Rittmeyer-Risonic Modular ATT	17.167	634,432,176	2.105	2017-05-02 07:00:04
19. Cuauhtemoc/DR 037	Rittmeyer-Risonic Modular ATTC	0	18,406,582	0	2017-05-02 02:15:10
20. Derivadora Panotla (CPMD)/DR 056	Rittmeyer-Risonic Modular ATT	0	19,476,934	0.137	2017-05-02 08:00:00
21. El Chique/DR 034	Rittmeyer-Risonic 2000 ATTI	0.258	15,029,722	0	2017-07-05 05:45:00
22. El Tintero/DR 042	Panametrics-AT868 ATTC	19.2	0	-	2017-05-02 03:15:00
23. Eustaquio Buelna/DR 074	Rittmeyer-Risonic Modular ATTC	0	39,623,106	0.83	2016-08-26 18:15:10
24. Fco I Madero T1/DR 005	Panametrics-AT868 ATTC	0	65,427,329	-	2017-07-19 14:35:00
25. Fco I Madero T2/DR 005	Panametrics-AT868 ATTC	0.046	68,048,934	-	2017-07-19 14:36:00
26. Fco Villa M. Derecha/DR 052	Panametrics-AT868 ATTC	0.51	3,643,000	-	2017-05-02 04:00:00
27. Fco Villa M. Izquierda/DR 052	Panametrics-AT868 ATTC	0	0	-	2017-05-02 04:00:00
28. Fco Villa T. Principal/DR 052	Panametrics-AT868 ATTC	0.01	685,200	-	2017-05-02 04:00:00

<b>Nota: El volumen acumulado se localiza tomando en cuenta únicamente el año agrícola actual.</b>					
<b>Sitio/Distrito</b>	<b>Medidor/Tipo</b>	<b>Gasto</b>	<b>Volumen</b>	<b>Nivel</b>	<b>Lectura más reciente</b>
29. Guadalupe Victoria/DR 052	Panametrics-AT868 ATTC	0	-16,230,280	-	2017-07-19 14:36:00
30. Guillermo Blake/DR 063	Panametrics-AT868 ATTC	4.91	71,187,500	-	2017-05-02 03:00:00
31. Guillermo Lugo S. (La Polvora) T1/DR 013	Panametrics-AT868 ATTC	0	66,480,529	-	2017-07-19 14:39:00
32. Guillermo Lugo S. (La Polvora) T2/DR 013	Panametrics-AT868 ATTC	0	2,522,387	-	2017-07-19 14:39:00
33. Gustavo Diaz Ordaz/DR 063	Panametrics-DF868 ATTC	0.9	10,135,400	-	2017-05-02 02:00:00
34. Ignacio Allende/DR 034	Panametrics-AT868 ATTI	0	17,788,416	-	2017-07-19 14:36:00
35. Josefa Ortiz de Dominguez/DR 076	Rittmeyer-Risonic Modular ATT	19.985	1,227,965,632	2.181	2017-05-02 07:00:00
36. La purisima/DR 011	Eastech-Vantage 2200 AGL NAT	0	381,078,100	0	2017-01-20 16:15:00
37. Las Estacas/DR 016	Accusonic-+8510 ATT	0	164,743,390	0.294	2017-07-19 14:36:00
38. Las Lajas/DR 089	Panametrics-AT868 ATTC	0	0	-	2016-04-18 00:00:00
39. Lat. Norte Xochitlan/DR 030	Rittmeyer-Risonic Modular ATT	0	59,556,900	0.14	2017-05-02 05:00:00
40. Leobardo Reynoso/DR 034	Panametrics-AT868 ATTC	0.6	77,683,200	-	2017-03-15 15:00:00
41. Los Olivos/DR 097	Eastech-Vantage 4600 ATTC	0	0	0	2016-02-28 15:15:00
42. Luis L Leon/DR 090	Panametrics-AT868 ATTC	0	39,619,900	-	2017-05-02 03:00:00
43. Manuel Avila Camacho/DR 030	Rittmeyer-Risonic 2000 ATT	6.173	88,748,920	1.234	2017-07-17 12:30:00
44. Miguel Aleman/DR 034	Panametrics-DF868 ATTC	8.172	68,503,671	-	2017-07-19 14:29:00
45. Mocuzarit Presa/DR 038	Rittmeyer-Risonic Modular ATT	4.573	1,186,660,032	0.465	2017-07-19 12:26:00
46. P Jose Lopez Portillo/DR109	Panametrics-DF868 ATTC	0	11,600	-	2017-05-02 02:15:00
47. Palmito Tubo 1/DR 017	Panametrics-AT868 ATTI	0	0	-	2017-07-19 14:40:00

<b>Nota: El volumen acumulado se localiza tomando en cuenta únicamente el año agrícola actual.</b>					
<b>Sitio/Distrito</b>	<b>Medidor/Tipo</b>	<b>Gasto</b>	<b>Volumen</b>	<b>Nivel</b>	<b>Lectura más reciente</b>
48. Palmito Tubo 2/DR 017	Panametrics-AT868 ATTI	247.4	0	-	2016-05-18 17:15:00
49. Palmito Tubo 3/DR 017	Panametrics-AT868 ATTI	0	0	-	2016-04-18 00:00:00
50. Paso Nacional/DR 017	Rittmeyer-Risonic 2000 ATT	152.555	685,431,872	2.694	2017-07-19 06:15:00
51. Peña del Aguila/DR 052	Panametrics-AT868 ATTC	0	21,040,771	-	2017-07-19 14:36:00
52. Presa Derivadora Piedras Blancas/DR 097	AD-AD AD	0	0	0	2016-04-18 00:00:00
53. San Gabriel T Izq/DR 103	Vantage-Vantage 4400 ATTC	0.001	58	0	2017-07-19 13:45:00
54. San Gabriel T principal/DR 103	Panametrics-AT868 ATTC	30.894	97,783,129	-	2017-07-19 13:45:00
55. San Ildefonso/DR 023	Rittmeyer-Risonic Modular ATTC	1.206	34,864,808	0.989	2017-05-02 08:00:00
56. Sanalona/DR 010	Panametrics-AT868 ATTC	0	1,660,273	-	2017-07-19 13:40:00
57. Sanalona CFE/DR 010	Panametrics-AT868 ATTC	1.086	76,152,832	-	2017-07-19 13:38:00
58. Santiago Bayacora/DR 052	Panametrics-AT868 ATTC	1.92	51,037,300	-	2017-05-02 04:00:00
59. Solis T1/DR 011	Panametrics-AT868 ATTC	0	21,713,709	-	2017-07-19 14:35:00
60. Solis T2/DR 011	Panametrics-DF868 ATTC	0.19	36,977,201	-	2017-06-19 17:56:00
61. Tuxpan 0+130/DR 045	Rittmeyer-Risonic 2000 ATT	2.644	322,230,112	0.967	2017-06-15 12:00:00
62. Tuxpan 21+740/DR 045	Eastech-Vantage 2210 AGL Nivel	6.83	191,995,000	0.94	2017-07-19 14:37:00
63. Tuxpan Canal Durazno/DR 045	Eastech-Vantage 2210 AGL NAT	2.173	114,514	0.409	2017-04-09 03:27:00
64. Tuxpan Nivel Presa/DR 045	Eastech-Vantage 2210 Nivel NIV ULT	0	0	1755.115	2017-06-15 22:22:00
65. Urepetiro/DR 061	Rittmeyer-Risonic Modular ATTC	0	24,182	0	2017-06-16 07:45:00
66. Vicente Guerrero/DR 105	Rittmeyer-Risonic Modular ATTC	2.839	55,836,500	2.176	2017-05-02 03:30:04
67. Zarco/DR 017	Endress-Endress & Hauser	0	0	1212.555	2017-07-19 14:30:00

<b>Nota: El volumen acumulado se localiza tomando en cuenta únicamente el año agrícola actual.</b>					
<b>Sitio/Distrito</b>	<b>Medidor/Tipo</b>	<b>Gasto</b>	<b>Volumen</b>	<b>Nivel</b>	<b>Lectura más reciente</b>
	NIV RAD				
68. Zicuiran/DR 097	Endress Hauser- Prosonic 90w ATTC	0	0	0	2016-04-18 00:00:00

## Dimensionamiento hidrológico de presas de almacenamiento

### Introducción

Independientemente de cual sea el uso que se le da a una presa de almacenamiento, su función principal es mantener el depósito lleno para asegurar la disponibilidad del recurso en tiempos de sequía. Para asegurar que esto ocurrirá, es necesario plantear un adecuado diseño hidrológico de una presa de almacenamiento. Para la realización de un diseño hidrológico de la capacidad útil de una presa de almacenamiento, es necesario que se cuente con una serie de registros históricos hidrometeorológicos del sitio en cuestión. Aunque generalmente éstos son insuficientes para el diseño de proyectos hidráulicos, sólo sirven únicamente para ver el proyecto desde una sola perspectiva. Es por ello que a partir de los registros históricos, se crean los registros sintéticos, que son datos que permitirán mirar el proyecto bajo varias perspectivas o bajo diferentes escenarios. No se debe descartar el hecho de la presencia de las pérdidas y volúmenes sobrantes, que dicho depósito de almacenamiento pueda tener, es por ello que la simulación hidrológica es una herramienta útil cuando se tienen este tipo de situaciones. Por ello, se hace necesario crear un paquete para el análisis de dichos datos, para conocer los más críticos y así dar la capacidad más razonable en una presa de almacenamiento. Está es una razón por la cual se tomará como método de comparación, el Diagrama de Rippl.

### Periodo crítico

Se define como el periodo durante el cual un almacenamiento va de una condición de presa llena a una presa vacía, sin que exista volumen vertido durante este periodo. El periodo crítico comienza desde que la presa de almacenamiento se encuentra llena y termina cuando ésta misma empieza a vaciarse. El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos de América (1975) (McMahon y Mein, 1986) define al periodo crítico como una condición de presa llena atravesando la condición de presa vacía, terminando cuando la presa de almacenamiento está totalmente llena nuevamente.

El periodo crítico, se encuentra en un registro histórico localizando la suma menor de entradas totales de 48 meses consecutivos, es decir 4 años. Con este periodo de tiempo se considera que la cantidad de agua que se recibe en el almacenamiento, es mínima con respecto al resto del registro, con esto se tiene la seguridad de que el almacenamiento pueda soportar un periodo de sequía de cuatro años como mínimo, satisfaciendo las necesidades de la población.

## Diagrama de Rippl

Esta técnica, también llamada curva masa, fue propuesta en 1883 por Rippl y permite realizar un estimado del almacenamiento requerido de una presa. Este método se crea con el objetivo de tener un proceso racional con el cual se pueda estimar la capacidad de almacenamiento requerida para hacer frente a la demanda de cierta población. Este método consiste en tener una gráfica acumulativa del volumen neto de almacenamiento. Por medio del cálculo de los valores de los volúmenes de entrada históricos acumulados, para posteriormente trazar una gráfica con éstos y el intervalo de tiempo correspondiente, éste puede ser por varios meses o años. Este diagrama tendrá la forma de la curva que se presenta en la figura 2.1. La pendiente de la curva masa en cualquier periodo de tiempo, es una medida del volumen de agua en ese periodo de tiempo.

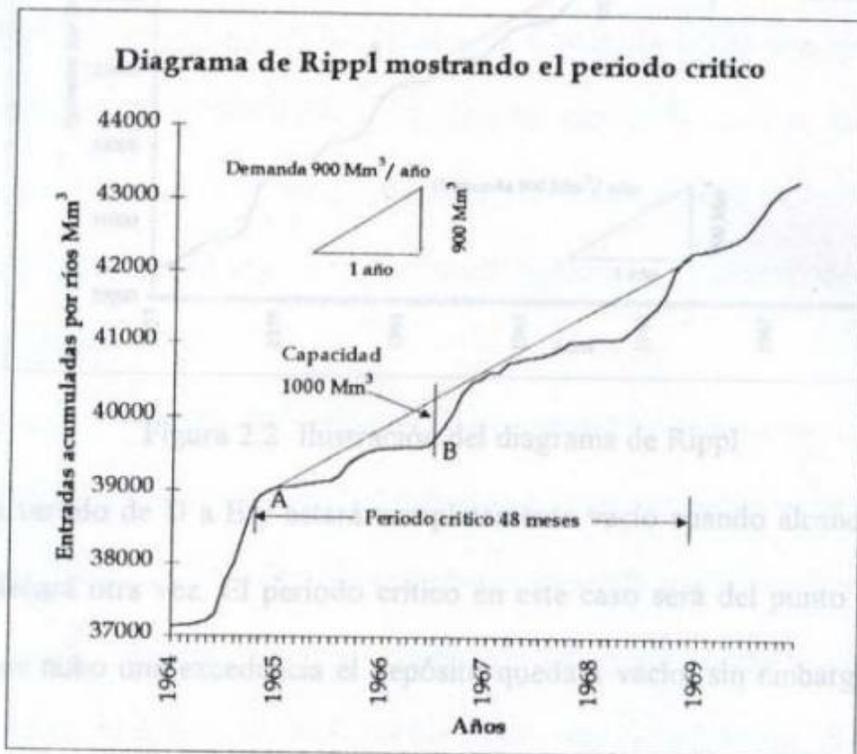


Figura 2.1. Diagrama de Rippl mostrando el periodo crítico

La curva de demanda representa la razón de salida del depósito y se dibuja tangente a los puntos más altos de la curva masa. Las curvas de demanda, que son líneas rectas representan una demanda constante. Según Raghunath (1985). Si la demanda no es uniforme, su línea correspondiente será curva. Debe darse por sentado que el depósito está lleno donde quiera que la línea de demanda intercepte la curva masa, entonces la distancia máxima entre la línea de demanda y la curva, representa la capacidad requerida de la presa para satisfacer la demanda que se obtuvo. La distancia vertical entre las tangentes sucesivas indica el volumen de agua sobrante que pasará sobre el vertedor (Linsley et al., 1992).

En la Figura 2.1, se da a conocer el periodo crítico y la letra A representa el punto en donde la pendiente manifiesta la demanda, la cual es tangente a la curva. Por Figura 2.1 Diagrama de Rippl mostrando el periodo crítico otra parte el punto B representa la distancia mayor entre la tangente o pendiente y la curva. Esta distancia nos representa la capacidad requerida para la demanda que representa la pendiente. En la figura 2.2 se muestra una gráfica en donde C1 y C2, son intersecciones que representan las capacidades requeridas para satisfacer la demanda establecida. Y se puede observar que C2, es más grande que C1, por tanto la capacidad de diseño será C2.

Se da por hecho que en el periodo de tiempo cero, en este caso en 1957, el depósito estará lleno, esto es, por que en el momento que la presa comience a funcionar, es porque esta al total de su capacidad. En el punto A indica que está lleno, comenzará a vaciarse de A a B y se llenará nuevamente de B a D.

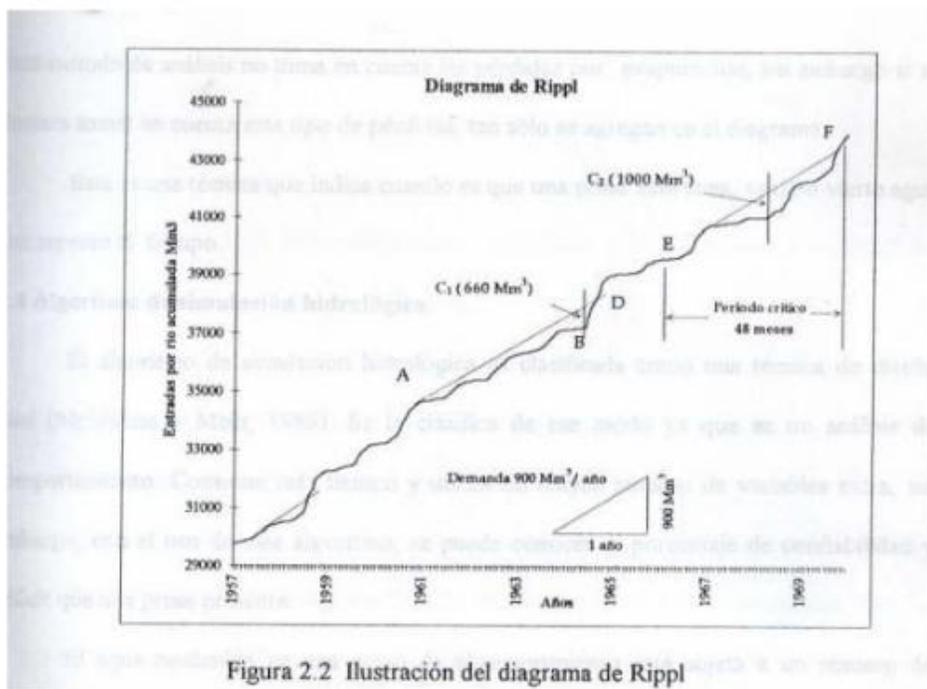


Figura 2.2 Ilustración del diagrama de Rippl

Habrà vertido de D a E y estarà completamente vacía cuando alcance el punto F y entonces se llenarà otra vez. El periodo crítico en este caso serà del punto E a F es decir despuès de que hubo una excedencia el depòsito quedarà vacío, sin embargo esto no serà permanente. Mientras tanto, se da por hecho, que el depòsito està lleno en el tiempo cero y consecuentemente en el comienzo del periodo crítico. Al utilizar los datos històricos implica que no pueden existir sequías mayores a las existentes en el registro dado. En este mètodo se tiene algunas limitaciones, como por ejemplo, que la demanda es usualmente constante, y ademàs que las capacidades estimadas por medio del procedimiento de curva masa se incrementan en la medida que el registro incrementa en tamaño, por lo tanto es difícil relacionar la vida útil de una presa relacionada con el tamaño de su capacidad útil. La evaporación en este tipo de análisis no se toma en cuenta, pero si se deseara tomar en cuenta este tipo de pèrdidas, la curva masa tendrìa que ir un poco màs abajo en cada año de estudio

dependiendo la cantidad de la evaporación. En conclusión el diagrama de Rippl, es una técnica que indica cuando es que una presa está llena, vacía o vierte agua con respecto al tiempo.

### *Algoritmo de simulación hidrológica*

El algoritmo de simulación hidrológica es clasificado como una técnica de diseño final (McMahon y Mein, 1986). Se le clasifica de ese modo ya que es un análisis de comportamiento. Consume más tiempo y utiliza un mayor número de variables extra, sin embargo, con el uso de este algoritmo, se puede conocer el porcentaje de confiabilidad y déficit que una presa presente.

Las pérdidas son un punto importante en el almacenamiento de agua en una presa, pudiendo citar como las más importantes la evaporación del agua de la superficie del depósito en cuestión, la distribución del agua o demanda y el volumen sobrante que se derrama sobre el vertedor. Por otro lado, en un almacenamiento no todo son pérdidas, ya que también recibe entradas, por medio de la precipitación, escurrimiento por ríos e infiltraciones. Cabe mencionar que en los depósitos grandes y poco profundos se pierde más agua por evaporación, ya que la superficie es mayor que la de un depósito angosto y muy profundo.

La demanda, es la cantidad de agua extraída deseada del depósito para el uso por el cual fue creado. Ya sea, para abastecimiento de agua potable a las ciudades, a una industria, para el almacenamiento de riego en climas áridos y semiáridos, riego complementario en climas húmedos y subhúmedos o bien para satisfacer el déficit de las fuentes normales de abastecimiento, por ejemplo de acuíferos o lagos.

En lo que a volumen sobrante se refiere, éste se debe al exceso de agua que el depósito tiene cuando existen precipitaciones importantes y la presa tiene la cantidad de agua suficiente para el abastecimiento requerido.

La precipitación y el escurrimiento por ríos, generalmente se cuantifican en los almacenamientos, ya que estos volúmenes son de magnitud importante para éste.

En cuanto a las infiltraciones, éstas ordinariamente no son valoradas ya que es un elemento difícil de evaluar. Es por ello que regularmente no se tienen los elementos necesarios para la medición de los volúmenes correspondientes a éste concepto, sin embargo, éstas contribuyen aunque de manera discreta, a las salidas que intervienen en la presa o vaso de almacenamiento.

El ciclo hidrológico representa un proceso entero de circulación y redistribución del agua por la atmósfera y la tierra. El proceso se mueve constantemente a través de un balance entre el agua de la tierra y la humedad de la atmósfera. En tierra, el balance se representa por la siguiente expresión de la ley de conservación de la masa.

$$\Delta S = E_s + PA - E_{TA} - D - V_v - I - F \quad (2.1)$$

donde:

$\Delta S$ : Cambio en el almacenamiento ( $L^3/T$ )  
Es: Esguerrimiento superficial  
P: Precipitación  
A: Área de la presa de almacenamiento  
E<sub>T</sub>: Evaporación  
D: Demanda  
V<sub>V</sub>: Volumen vertido  
I: Infiltración  
F: Filtraciones

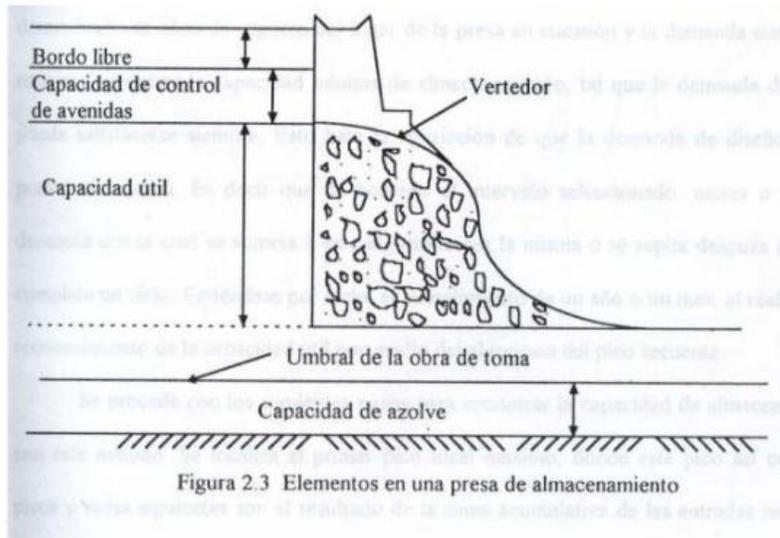
Para cualquier vaso, la expresión mostrada anteriormente, representa un balance de masa entre las entradas, salidas y el cambio de almacenamiento producido dentro del vaso (Chow, 1969).

Para poder ser empleada en el algoritmo de simulación hidrológica, la ecuación deberá sufrir una pequeña modificación, la cual consiste en eliminar el término de infiltraciones, las cuales como ya se dijo anteriormente, son difíciles de cuantificar y el término de filtración puede llegar a tener un valor significativo. Con la ayuda de la ecuación ya modificada, se podrá encontrar la confiabilidad de regulación que la presa posee, bajo las características físicas que se le proporcionen al programa que ejecutará a esta ecuación. Al hablar de confiabilidad se refiere a un índice numérico que indica de alguna forma, la confianza o garantía que se tienen de que la extracción posible no sea menor que la demanda (Thomas, 1979). Es decir, que se contabilizan el número de veces que la presa de almacenamiento estuviera por debajo de la capacidad muerta, con los valores correspondientes a entradas por ríos. Con cada cantidad alcanzada, se obtiene el porcentaje correspondiente, el que complementa a la unidad, representa el porcentaje de confiabilidad que la presa posee bajo las características físicas dadas inicialmente, este porcentaje de confiabilidad debe de estar lo más cercano al 95%. En este proyecto, el porcentaje de déficit que se consideró como ideal fue de un 5%.

En la Figura 2.3, se muestran los elementos constitutivos de una presa de almacenamiento. Donde, la capacidad útil, se utiliza para regular los esguerrimientos o entradas por ríos y hace posible los abastecimientos. El siguiente elemento hace referencia a la capacidad muerta o al umbral de la obra de toma. La capacidad de control de avenidas, está reservada para reducir el potencial de daños aguas abajo por inundación.

Cuando el viento sopla sobre un canal abierto de agua, se forman olas, y el nivel principal de la superficie del agua puede cambiar. El fenómeno llamado marea de viento, es significativo solo en reservas poco profundas. Cuando se diseña una presa, la cresta de la presa debe ser diseñada mayor al nivel máximo de la presa de almacenamiento para prever el efecto generado por el viento. La altura adicional de la cresta de la presa por el efecto de las olas, se conoce como bordo libre (Roberson, 1988).

Todos estos elementos son sumados para calcular la capacidad total de una presa de almacenamiento, pero para el caso en específico de este proyecto, solo se calculará la capacidad útil de la presa de almacenamiento.



### Resiliencia

La resiliencia, es la probabilidad de que un sistema se recupere de una falla una vez que ésta sobrevenga. La resiliencia tiene como función primordial, expresar cómo se comporta la presa de almacenamiento, y se calcula como la razón del volumen de la capacidad útil de la presa entre el volumen promedio de los escurrimientos anuales. La manera en que se expresa este indicador es

la siguiente: si éste es mayor que dos, entonces quiere decir, que la presa almacena agua por completo y la derrama normalmente, si el indicador es menor que dos, la presa atraviesa por un periodo de sequía.

En conclusión, la resiliencia es un valor que ayuda a detectar la deficiencia que pueda tener un almacenamiento.

$$\text{Resiliencia} = \frac{\text{Capacidad útil de la presa}}{\text{Vol. promedio de escurrimientos anuales}}$$

### 10.1.2. Presas de Derivación



#### Introducción

La presa derivadora es un obstáculo que se opone al paso de la corriente en un cauce, para elevar el nivel del agua a una cota suficientemente alta que permita salvar una de las márgenes y poder extraerse del sitio, así como dominar topográficamente otros sitios. Se usa cuando las necesidades de agua son menores que el gasto mínimo de la corriente, es decir, no se requiere almacenamiento.

La forma de captar agua de una corriente superficial mediante una toma directa varía según el volumen de agua por captar, el régimen de escurrimiento (permanente o variable), su caudal en época de secas y durante avenidas, niveles de agua máximo y mínimo en el cauce, velocidad, pendiente del cauce, topografía de la zona de captación, constitución geológica del suelo, material de arrastre, y otros factores que saltan a la vista en el proceso de selección del tipo de obra de captación por toma directa.

En escurrimientos perennes, en la época de estiaje, cuando el nivel del agua no alcanza a cubrir la toma, lo más conveniente es la construcción de un dique.

En el presente trabajo nos adecuamos a las condiciones topográficas y edafológicas para satisfacer las necesidades del riego por laderas y abastecimiento de agua para usos domésticos.

Para llevar a cabo el proyecto de una obra de toma en forma satisfactoria, es necesario considerar los aspectos hidráulicos de manera cuidadosa, requiriéndose definir para la ubicación seleccionada, los siguientes aspectos:

- Los caudales promedio, máximo y mínimo del escurrimiento en el cauce.
- Los niveles asociados a los caudales máximos, medios y mínimos de operación.



**Fotografía tomada por n. Pastelin mostrando vista aérea de la presa derivadora lomo de toro invadida por lirio acuático, excepto los canales. Yuriria, guanajuato, presa derivadora lomo de toro, 1972**

## Localización

La localización de una presa derivadora está definida primordialmente por la topografía del cauce, así como la conducción, que definen a su vez las alternativas económicas de las obras.

## Tipos de Presas Derivadoras

Por su eje en la planta, se clasifican en:

- a) Rectas
- b) Curvas

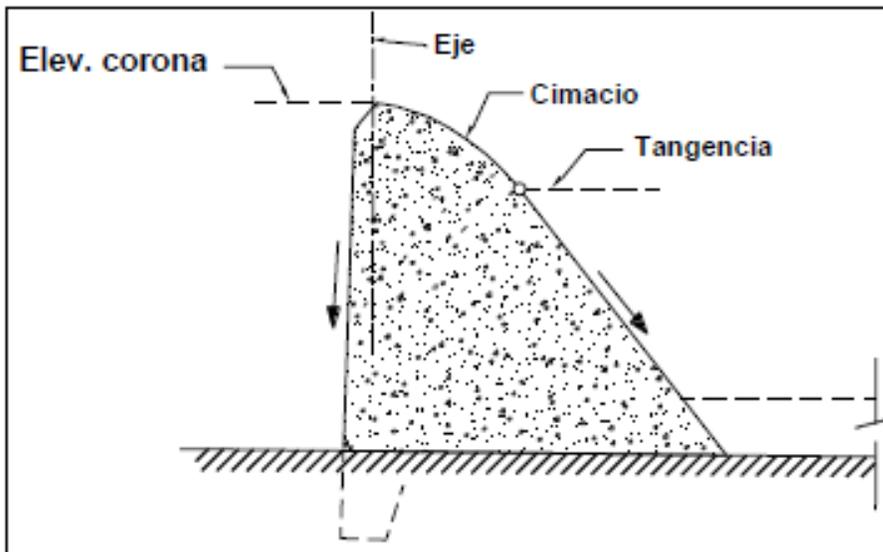
De acuerdo a los materiales utilizados, se divide en:

- a) Rígidas
- b) Flexibles
- c) Mixtas

## Partes de una Presa Derivadora

Las partes de una presa derivadora se dividen en:

1. Cortina o Dique Derivador
2. Bocatoma
3. Desarenador



**Figura 1. Sección típica de cortina vertedora rígida.**

## Estudios Previos

### *Estudios Hidrológicos*

Previo al diseño hidráulico de la presa, es necesario realizar el estudio hidrológico correspondiente, el cual permitirá conocer el volumen o caudal de agua que puede llevar una corriente superficial.

Es posible establecer este volumen de agua mediante aforos. A continuación se presentan los dos métodos básicos de aforo más utilizados:

### **a) Método de la Relación Sección-Velocidad.**

Este método es el más usado para aforar corrientes. Consiste básicamente en medir la velocidad en varios puntos de la sección transversal de una corriente, y después calcular el gasto por medio de la ecuación de continuidad:

$$Q = VA \quad (1)$$

Donde:

V= Velocidad media en la sección (m/s)

A= Área hidráulica de la sección (m<sup>2</sup>)

La velocidad del flujo en una sección transversal de una corriente, tiene una distribución como la que se muestra en la Figura 2.

Para determinar el gasto, no es suficiente medir la velocidad en un solo punto, sino que es necesario dividir la sección transversal del cauce en varias secciones llamadas *dovelas* (Figura 2).

El gasto que pasa por cada dovela es:

$$q_i = a_i V_{mi} \quad (2)$$

$q_i$ =Caudal que pasa por la dovela  $i$  (m<sup>3</sup>/s).

$a_i$ = Área correspondiente a la dovela  $i$  (m<sup>2</sup>).

$V_{mi}$ = Velocidad media en la dovela  $i$  (m/s).

La velocidad media  $V_{mi}$  se puede tomar como la medida a una profundidad de 0.6 (medida a partir del nivel de la superficie del agua) aproximadamente, donde  $y_i$  es el tirante medido al centro de la dovela cuando éste no es muy grande; en caso contrario conviene tomar al menos dos medidas, a profundidades de 0.2 y 0.8 de  $y_i$ ; así la velocidad media sería:

$$V_{mi} = \frac{(V_{20} + V_{80})}{2} \quad (3)$$

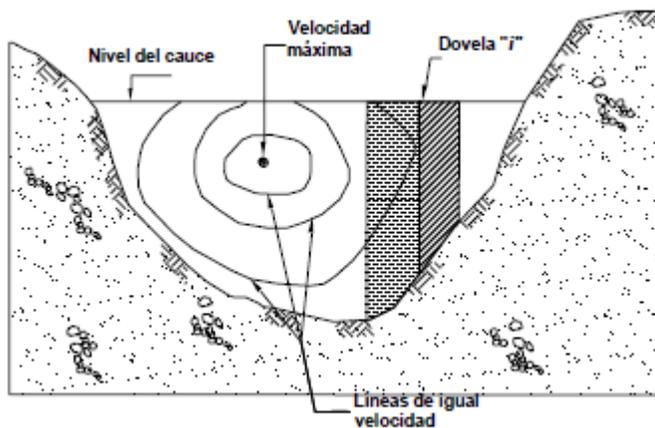
Donde  $V_{20}$  y  $V_{80}$  son las velocidades medidas a  $0.2y_i$  y  $0.8y_i$  respectivamente. Cuando  $y_i$  es muy grande puede ser necesario tomar tres o más lecturas de velocidad en la dovela y promediarlas. Es recomendable medir la profundidad de la dovela cada vez que se haga un aforo.

Entonces el gasto total, que pasa por la sección del cauce analizada, es:

$$Q = q_1 + q_2 + \dots + q_n = \int q_i \quad (4)$$

Dónde

n = número total de dovelas



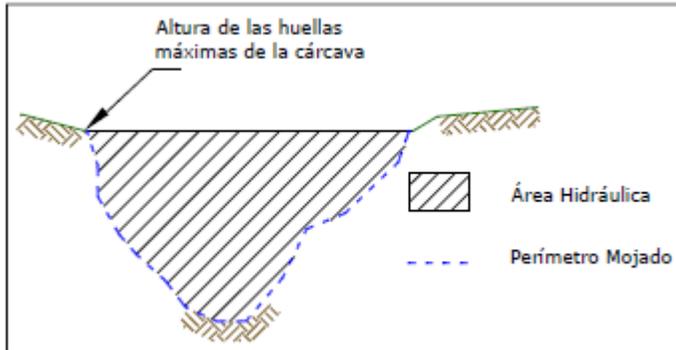
**Figura 2. Distribución de la velocidad del flujo en una sección transversal.**

La velocidad del flujo se mide con molinetes, instrumentos que cuentan con una hélice o rueda de aspas que giran impulsadas por la corriente y, mediante un mecanismo eléctrico transmiten por un cable el número de revoluciones por minuto o por segundo con que gira la hélice. Ésta velocidad angular se traduce después a velocidad del agua usando una fórmula de calibración que previamente se determina para cada aparato en particular.

### **b) Método de huellas máximas**

Éste método se basa en la aplicación de la fórmula de Manning (Ecuación 5). Solo aplicable cuando quedan señales después de haberse presentado una avenida máxima. Pero con este método no se tiene certeza de la frecuencia con que ocurrió dicho evento.

Para determinar el caudal, se escoge un tramo de cauce por donde ocurrió la avenida máxima, procurando que el tramo tenga la pendiente lo más uniforme posible y la sección lo más regular.



**Figura 3. Elementos de una sección transversal.**

Según la fórmula de *Manning*, la velocidad es:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2} \quad (5)$$

Dónde:

$R$  = Radio hidráulico, m.

$S_f$  = Pendiente de la línea de energía específica.

$n$  = Coeficiente de rugosidad de *Manning*.

De la ecuación de continuidad se tiene que:

$$Q = V * A \quad (6)$$

Dónde:

$Q$  = Gastos de la avenida máxima en m<sup>3</sup>/s.

$A$  = área hidráulica, m<sup>2</sup>.

$V$  = velocidad, m/s.

Utilizando las ecuaciones (5) y (6) se puede escribir:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S_f^{1/2} \quad (7)$$

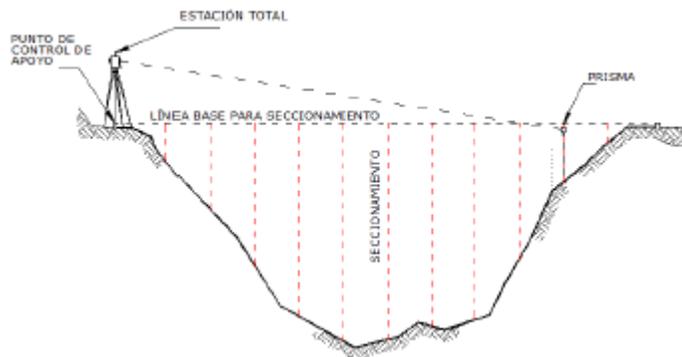
## Estudios Topográficos

Una vez determinado el sitio donde se ubicará la presa, es necesario obtener el perfil de la sección transversal por medio de un levantamiento topográfico. De ésta manera, se podrá obtener el área de dicha sección, que será utilizada para la estimación del gasto de diseño y en el dimensionamiento de la estructura.

Para realizar el levantamiento topográfico en el extremo izquierdo de la sección, se establece un punto de inicio, se define su elevación y con GPS se identifican sus coordenadas.

Se secciona el cauce a distancias iguales o arbitrarias, desde el punto de inicio hasta el punto que se encuentre lo más cercano a la altura del punto de inicio (Figura 4).

Se tomarán las lecturas de los puntos a cada una de estas alturas a lo largo del trayecto, como se muestra en la Figura 4.



**Figura 4. Levantamiento topográfico de la sección de la Boquilla**

Si algún punto del cauce no es visible en el aparato, se lleva a cabo los cambios de estación convenientes para tener la configuración completa de la sección donde estará situada la boquilla.

Se procesan los datos y se obtiene el perfil de la sección con su respectiva área.

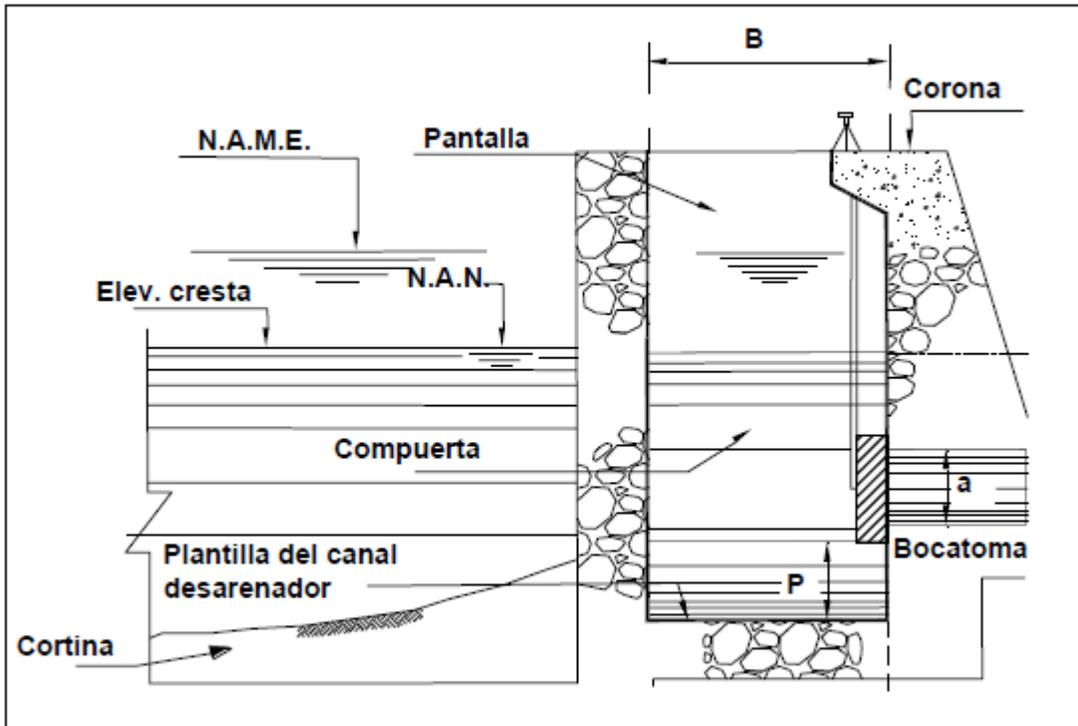
## Diseño Hidráulico de una Presa Derivadora

El diseño hidráulico de la presa derivadora, de acuerdo a nuestras condiciones planteadas inicialmente, consiste en determinar las dimensiones de: bocatoma, canal desarenador, vertedor de demasías y estanque amortiguador (Figura 5).

### *Cálculo Hidráulico de la Bocatoma*

El tipo de obra que se elija, debe satisfacer las siguientes condiciones:

- La bocatoma se localizará en un tramo de la corriente que esté a salvo de la erosión, del azolve y aguas arriba de cualquier descarga de tipo residual.
- La cota en el conducto de la toma se situará a un nivel inferior al de las aguas mínimas de la corriente.
- La boca de entrada llevará una rejilla formada por barras y alambón con un espacio libre de 3 a 5 cm; la velocidad media a través de la rejilla será de 0.10 a 0.15 m/s, para evitar en lo posible el arrastre de material flotante.
- La velocidad mínima dentro del conducto será de 0.6 m/s, con el objeto de evitar azolve.
- El límite máximo de velocidad queda establecido por las características del agua y el material del conducto.



**Figura 5. Bocatoma, canal desarenador y dique derivador en presa derivadora.**

*Obtención de las Dimensiones del Orificio*

Para un mejor funcionamiento hidráulico de la bocatoma, es conveniente que el orificio trabaje ahogado y es recomendable que como mínimo se tenga un ahogamiento de 0.1 m; con esta información se utiliza la expresión del gasto en orificios:

$$Q = C \cdot A \sqrt{2gh} \quad (8)$$

Dónde:

- Q = gasto de derivación o gasto normal en la toma (m<sup>3</sup>/s).
- C = es el coeficiente de descarga para el orificio particular analizado.
- A = es el área del orificio, (m<sup>2</sup>).
- g = es la aceleración de la gravedad, 9.81 m/s<sup>2</sup>.
- h = es la carga hidráulica sobre el orificio (m).

### Determinación de la Capacidad del Mecanismo Elevador

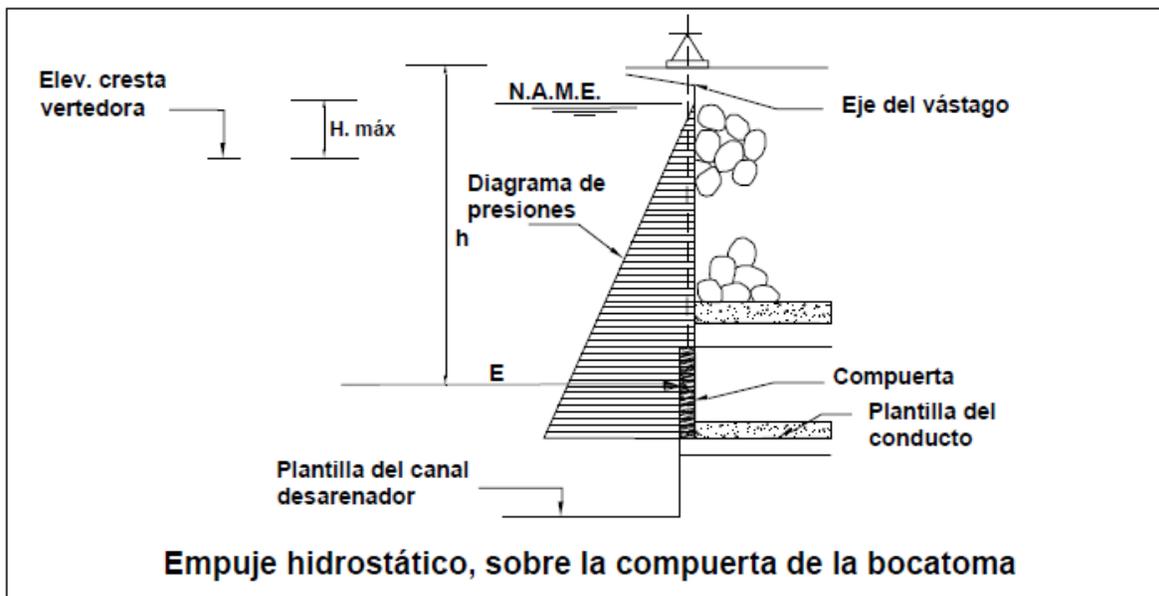
La determinación de la capacidad del mecanismo, se realiza cuando se tiene el NAME, de acuerdo a la Figura 6.

Dónde:

$C_{me}$  = Capacidad del mecanismo elevador, en kg.

$f$  = fuerza de fricción que se produce en las guías de la compuerta originada por el empuje hidrostático (E), que actúa en la hoja de la compuerta = E en la que:  $f = E \cdot \mu$  = coeficiente de fricción que puede considerarse para efectos de diseño de 0.35 para compuertas de hierro fundido con asientos de hierro pulidos a máquina.

$W_c$  y  $W_v$  = Pesos de la Compuerta y Vástago, en kg.



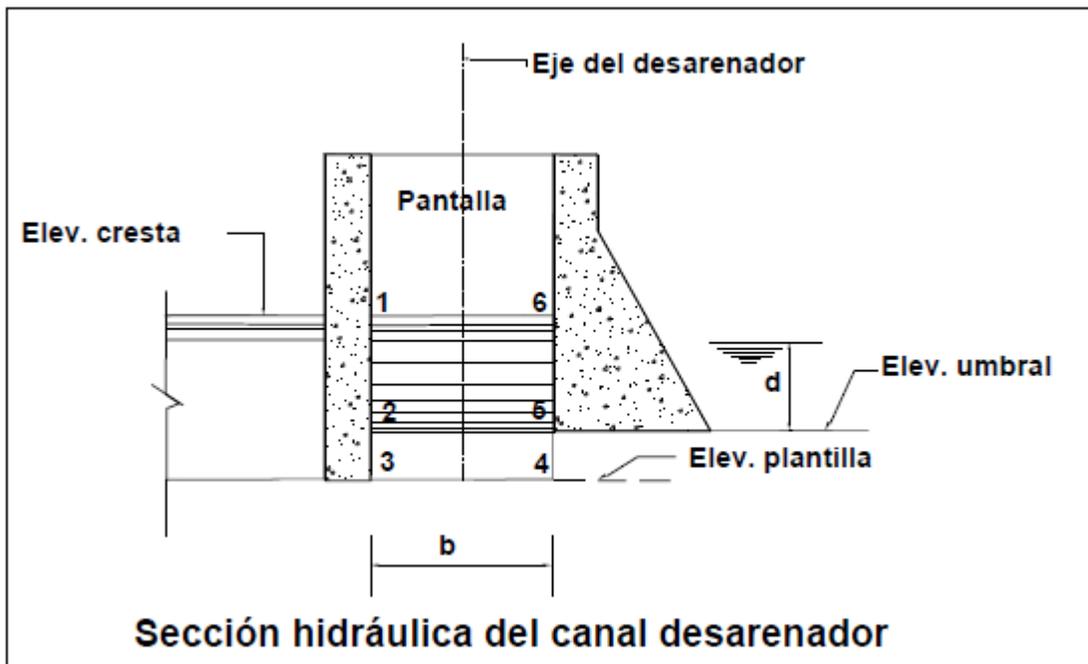
**Figura 6. Mecanismo elevador en bocatoma de presa derivadora.**

### Diseño del Canal Desarenador

La determinación de las características geométricas del desarenador se basa en las condiciones de funcionamiento, y así, para determinar dichas características, se consideran fundamentalmente dos formas de operación del canal:

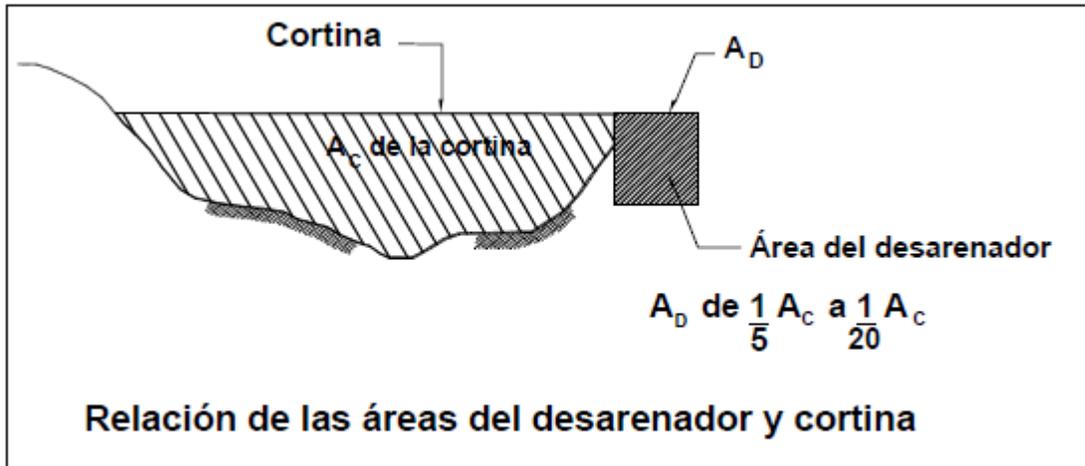
- 1) Canal desarenador cerrado y obra de toma abierta.
- 2) Canal desarenador abierto y obra de toma cerrada.

*Canal desarenador cerrado y obra de toma abierta.*



**Figura 7. Derivación a obra de toma con desarenador cerrado.**

Una vez que se haya elegido la velocidad del agua dentro de desarenador, y, considerando que la superficie libre del agua se encuentra a la altura de la cresta del dique derivador, el diseño del canal se reduce a determinar su ancho.



**Figura 8. Relación de las áreas del desarenador y cortina.**

Se establece que el área del desarenador debe estar entre 1/5 y 1/20 del área de la cortina, como se observa en la Figura 8.

Otro criterio establece que el área del desarenador ( $A_D$ ) será de 1.5 a 2 veces el área de la bocatoma, y que la velocidad en el área activa de la bocatoma debe quedar entre 0.3 y 0.6 m/s.

*Canal desarenador abierto y bocatoma cerrada*

Esta condición de funcionamiento tiene como objetivo desalojar los materiales o azolves que se hayan acumulado frente a la toma, a través de la apertura y cierre de las compuertas del desarenador. Para restablecer el flujo, se recomienda una velocidad ( $V_D$ ) entre 1.5 y 3.5 m/s. De Manning establece que:

$$S = \left( \frac{V_D \times n}{r^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \quad (10)$$

S = pendiente de diseño del canal desarenador.

$V_D$  = velocidad de salida del desarenador.  
 $r$  = radio hidráulico, m.  
 $n$  = coeficiente de rugosidad de Manning.

## Diseño del Vertedor de Excedencias

W. P. Creager ideó un perfil al que denominó cimacio, siendo el más usado en obras de excedencias de presas, tanto derivadoras como de almacenamiento.

La función que establece la relación entre el caudal y las dimensiones del vertedor está dada por:

$$Q = CLH^{3/2} \quad (11)$$

Dónde:

$Q$  = gasto de avenida máxima,  $m^3/s$ .

$C$  = coeficiente de gasto = 2 m/s para vertedor tipo cimacio (Creager o Scimeni).

$L$  = longitud del vertedor, m.

$H$  = carga del vertedor, m.

Los valores de  $L$  y  $H$  se eligen considerando las condiciones físicas del sitio para ubicar la cortina, previendo el costo de la misma, las excavaciones que se originan, la altura de los muros de protección y de encauzamiento, etc.

## Diseño Estructural

El diseño estructural se realiza para el dique derivador, el estanque amortiguador, la losa de operación de la compuerta radial (si la hubiera), y la pantalla.

*Cargas que Actúan Sobre el Dique Derivador*

### a) Peso propio (P)

Éste será calculado de acuerdo al material empleado.

Para pesos volumétricos del material de construcción se pueden considerar los expuestos en el Cuadro 1.

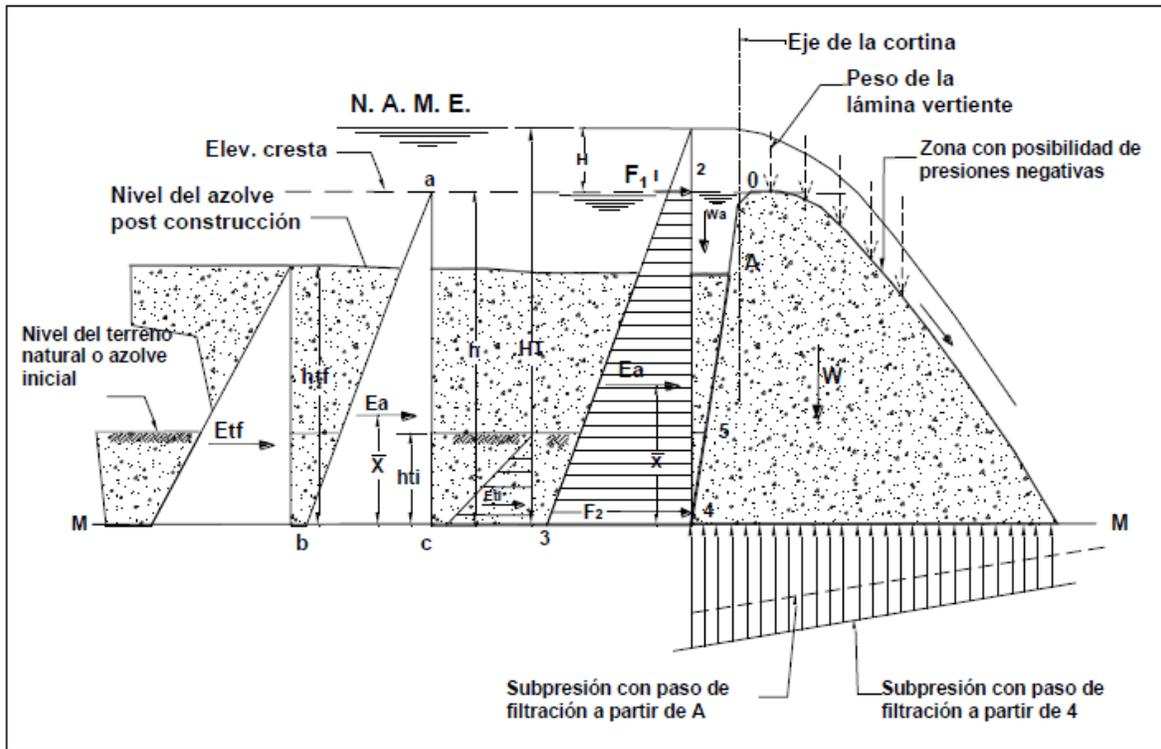


Figura 9. Cargas actuantes sobre la cortina vertedora.

Cuadro 1. Peso volumétrico de materiales de construcción.

Material	Peso volumétrico en Kg/m <sup>3</sup>
Mampostería	2,000
Concreto simple	2,200
Concreto ciclópeo	2,200
Concreto	2,000
Enrocamiento acomodado	1,800
Enrocamiento a volteo	1,800
Arcilla compactada	1,800
Arena y grava	1,600

### b) Presión hidrostática

RD1704.1.-Análisis de alternativas para el desarrollo de proyectos de zonas de riego y drenaje en climas tropicales.

Se considerará la presión del agua que actúa sobre el paramento de aguas arriba de la cortina.

Cuando el paramento aguas arriba sea inclinado el empuje total tiene dos componentes:  $E_a$  y  $W_a$  (Figura 9).

Si la condición de estabilidad de la cortina es derramando con el gasto máximo de diseño, el diagrama de presiones deberá ser el 1-2-3-4 de la Figura 9, cuyo valor del empuje es:

$$E_a = \left( \frac{F_1 + F_2}{2} \right) (H_T - H) \quad (12)$$

$$F_1 = \omega_a H \quad F_2 = \omega_a H_T \quad (13)$$

El punto de aplicación de este empuje se localiza en el centroide del diagrama trapecial, es decir:

$$\bar{X} = \frac{h}{3} \left( \frac{2F_1 + F_2}{F_1 + F_2} \right) \quad (14)$$

Cuando el nivel del agua se considere hasta la cresta vertedora, el diagrama que debe tomarse será el "abc", cuyo valor del empuje es:

$$E_a = \frac{\omega_a h^2}{2} \quad \text{y} \quad \bar{X} = \frac{h}{3} \quad (15)$$

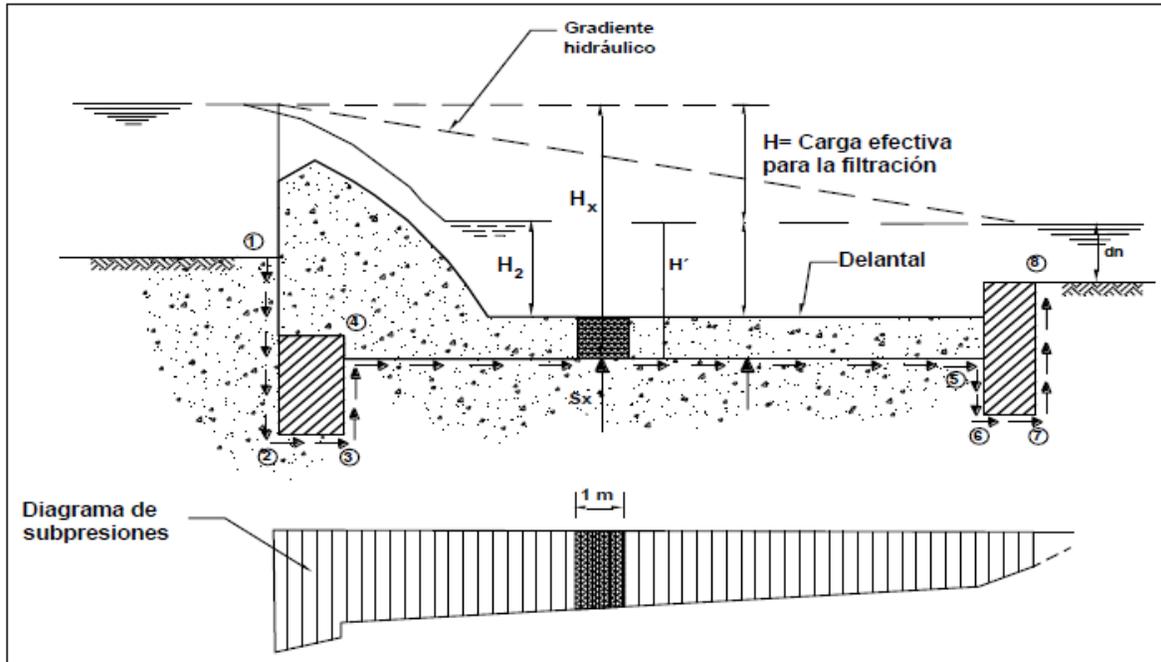
El peso del agua ( $w_a$ ) sobre el paramento aguas arriba, cuando éste es inclinado favorece a la estabilidad de la cortina y su valor será el área 0-2-4, multiplicado por el peso volumétrico del agua  $\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$  y aplicada sobre su centro de gravedad de la figura.

### c) Subpresión

Es una presión debida al agua de filtración que actúa en la cimentación de la cortina con sentido de abajo hacia arriba, y, por lo tanto, es desfavorable a la estabilidad de la cortina.

Por lo general, se utiliza el criterio de la trayectoria de filtración para determinar la magnitud de la subpresión.

Con la ayuda de un delantal rígido se pueden contrarrestar dichas subpresiones, como se indica en la Figura 10. El espesor del delantal se calcula verificando que su peso, en cualquier punto, sea por lo menos igual al valor de la subpresión en dicho punto.



**Figura 10. Trayectoria de subpresiones con un delantal rígido.**

El valor de la subpresión en un punto cualquiera se obtiene mediante la siguiente ecuación:

$$S_x = \left( H + H' - H \frac{Lx}{L} \right) \omega_a \quad (16)$$

Donde:

$S_x$  = subpresión en el punto  $x$ ,  $\text{kg}/\text{m}^2$ .

$H$  = carga efectiva que produce la filtración (igual a la diferencia de niveles hidrostáticos aguas arriba y aguas abajo de la cortina), m.

$H'$  = profundidad de un punto cualquiera con respecto al punto a donde se inicia el recorrido de filtración, m.

$HLx/L$  = carga perdida en un recorrido  $X$ , m.

#### **d) Espesor de un delantal rígido**

Para asegurar la estabilidad de los delantales y zampeados, el espesor de los mismos se calcula verificando que su peso, en cualquier punto, sea por lo menos igual al valor de la subpresión en dicho punto. Teóricamente:

$$e_m = S_x \quad (17)$$

Donde:

$m$  = Peso volumétrico del material de que está hecho el delantal

$e$  = Espesor de la sección en ese punto  $x$

$S_x$  = La subpresión considerada para un ancho unitario.

Por razones de seguridad se acostumbra que el peso de los delantales sea mayor que el valor de la subpresión, y se ha adoptado que guarden una proporción de 4/3, para las condiciones más críticas, o sea que:

$$\frac{3}{4} e \omega_m = S_x \quad (18)$$

Por lo tanto, el valor del espesor para fines prácticos será:

$$e = \frac{4}{3} \frac{S_x}{\omega_m} \quad (19)$$

Para cuando se tiene un tirante de agua ( $H_2$ ), sobre la sección que se está analizando, el espesor valdrá:

$$\frac{3}{4} e \omega_m = S_x - H_2 \omega_a \quad (20)$$

Donde:

$$e = \frac{4}{3} \frac{S_x - H_2 \omega_a}{\omega_m} \quad (21)$$

Siendo:

$H_2$  = tirante de agua en la sección considerada, m.

$a$  = peso volumétrico del agua,  $\text{kg}/\text{m}^3$ .

Para las condiciones de estabilidad de una presa derivadora, con cortina rígida de poca altura, se concreta el cálculo de un muro de retención considerando las fuerzas que se han descrito anteriormente y verificando que se cumplan los tres requisitos fundamentales (volcamiento, deslizamiento y esfuerzos máximos).

### e) Empuje de tierras o sedimentos y azolves ( $E_t$ )

Debido a los azolves y acarrees en general que deposita la corriente aguas arriba de la cortina, se tendrá una presión que deberá tomarse en cuenta.

El empuje de estos materiales se puede determinar usando la fórmula de Rankine, la cual está dada por:

$$E_t = \frac{1}{2} \gamma h_t^2 \left( \frac{1 - \text{Sen } \varphi}{1 + \text{Sen } \varphi} \right) = \frac{1}{2} \gamma h_t^2 \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (22)$$

Donde:

$E_t$  = Empuje activo de tierras o sedimentos, kg.

$h_t$  = Espesor de tierras o sedimentos, m.

$\varphi$  = Ángulo formado con la horizontal y el talud natural de los acarrees. Para arena y grava, aproximadamente  $34^\circ$ .

= Peso específico del material sumergido en el agua, en kg/m<sup>3</sup>.

El peso se determina:

$$\gamma = \gamma' - \omega_a (1 - K) \quad (23)$$

Donde:

$\gamma'$  = peso específico del material fuera del agua o seco, kg/m<sup>3</sup>.

$\omega_a$  = peso volumétrico del agua = 1000 kg/m<sup>3</sup>.

$K$  = por ciento de vacíos en el material, por lo general = 0.30.

### **f) Factor de seguridad al volcamiento.**

Teóricamente se evita, pasando la resultante dentro de la base, sin embargo se aconseja que caiga dentro del tercio medio de ésta, o bien que el cociente de dividir la suma de los momentos de las fuerzas verticales ( $\Sigma FV$ ), entre la suma de los momentos de las fuerzas horizontales ( $\Sigma FH$ ), sea mayor o igual que el coeficiente de seguridad que se adopte. Generalmente este coeficiente es de 1.5.

### **g) Factor de seguridad al deslizamiento.**

Se evitará esta falla cuando el coeficiente de fricción de los materiales en contacto sea mayor que el coeficiente de dividir las fuerzas horizontales entre las fuerzas verticales que actúan en la estructura, y despreciando la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales en el plano de deslizamiento. En la práctica se acostumbra que este coeficiente sea mayor de 2 ó 2.5.

### **h) Esfuerzo de los materiales.**

Se puede presentar una falla en los materiales cuando los esfuerzos a que estén trabajando sean mayores que los especificados como admisibles para ellos. Esta falla se evitará verificando que en cualquier sección de la estructura se tengan esfuerzos menores que los permisibles. Particularmente, en el plano de desplante de la estructura se deberán tener esfuerzos de compresión solamente, ya que el terreno no admite tensiones. Esto se consigue haciendo que la resultante de las cargas pase por el tercio medio de la sustentación.

Hay que recordar que, para un muro cualquiera, el esfuerzo, debido a un sistema de cargas horizontales y verticales, está dado por la siguiente expresión:

$$f = \frac{\sum Fv}{A} + \frac{Mx}{Ix} \quad (24)$$

Y que, el valor de los esfuerzos máximos se obtiene para cuando:

$$Ix = \frac{bh^3}{12}; x = \frac{h}{2} \quad (25)$$

Sustituyendo estos valores en la expresión general del esfuerzo, se tiene:

$$f = \frac{\sum fv}{bh} \pm \frac{6 \cdot \sum fv \cdot e}{bh^2} \quad (26)$$

$$f_{max} = \frac{\sum fv}{\sum bh} \left( 1 + \frac{6e}{h} \right) \quad (27)$$

$$f_{min} = \frac{\sum fv}{\sum bh} \left( 1 - \frac{6e}{h} \right) \quad (28)$$

Donde:

$f$  = Esfuerzo del material en la base de la cortina, en kg/cm<sup>2</sup>.

$A$  = Área de la sección considerada de ancho unitario, en cm<sup>2</sup>.

$x$  = Distancia del eje neutro a la fibra considerada, en cm.

$I_x$  = Momento de inercia de sección, en cm<sup>4</sup>

$e$  = Excentricidad de la resultante, en cm.

$b$  = Ancho unitarios de la sección, en m.

$h$  = Longitud de la sección analizada, en cm.

Observando los diagramas de esfuerzos que se pueden presentar (Figura 11), se ve que el diagrama (a) indica únicamente esfuerzos de compresión, es decir que el esfuerzo de tensión, originado por el momento, fue menor que la compresión producida por las cargas verticales.

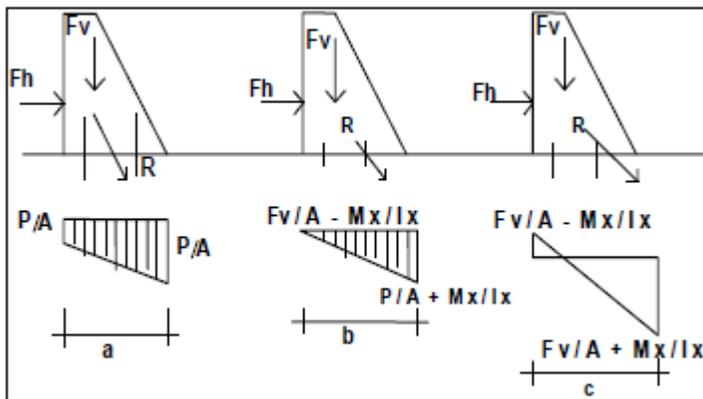
En el diagrama (b) los esfuerzos de compresión y tensión resultaron ser iguales. Finalmente en el diagrama (c) los esfuerzos originados por el momento flexionante resultan ser mayores que los esfuerzos debidos a las

cargas verticales. De lo anterior se concluye, para que se tengan esfuerzos de compresión únicamente, como límite la excentricidad ( $e$ ) deberá tener:

$$\frac{6e \sum f_v}{bh^2} = \frac{\sum f_v}{bh} \quad (29)$$

Por lo tanto:

$$e = \frac{h}{6} \quad (30)$$



**Figura 11. Diagramas de esfuerzos posibles en un muro de retención.**

Es decir, para que tengan únicamente esfuerzos de compresión, la resultante del sistema de fuerzas deberá pasar, cuando más, la sexta parte de la base, es decir, el punto de aplicación de la resultante deberá estar dentro del tercio medio de la base.

En ocasiones, las cortinas de mampostería resultan con esfuerzos de tensión, lo que teóricamente no se debe permitir; no obstante, por razones prácticas, se admitirán estas tensiones siempre y cuando no rebasen un valor igual al 10% de la compresión de la mampostería.

Cuando se tengan cortinas rígidas de gran altura en presas derivadoras, el procedimiento de cálculo que se emplee será el mismo que se utiliza en las cortinas de gravedad.

### 10.1.3. Redes de Canales y Caminos

La parte más importante de la infraestructura de los sistemas de distribución de agua para fines de riego es la red de canales. Los canales son los conductos, a cielo abierto o cerrados, por los cuales se lleva el agua desde las fuentes de abastecimiento y se distribuye a las áreas de riego. En el documento intitulado *Canal Systems Automation Manual (Manual de automatización de sistemas de canales*, Buyalsky et al., 1991), se menciona que el objetivo de la conducción del agua determina la clasificación general de los canales:

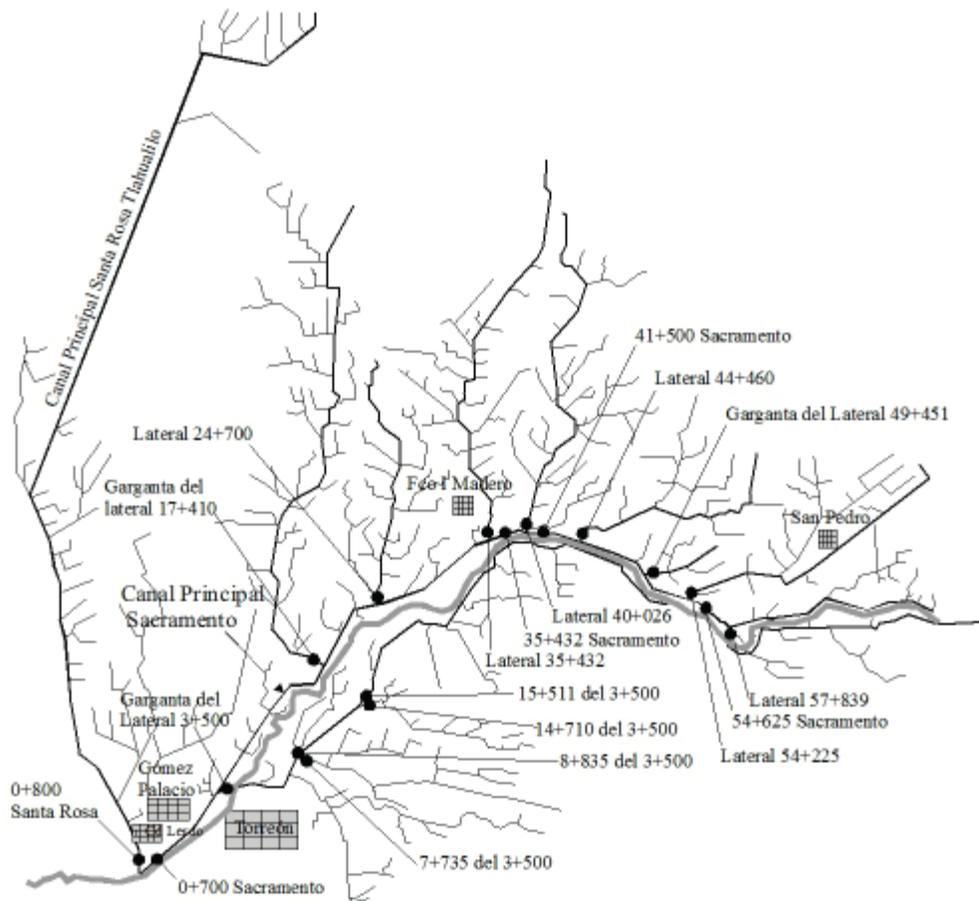
- **Canal de entrega.** En estos canales se tiene una fuente única de captación; por ejemplo, desde un almacenamiento hasta los puntos individuales de entrega. En este caso, el canal va disminuyendo su tamaño conforme se va entregando el agua.
- **Canal de recolección.** En este tipo de canales van recolectando agua de diferentes fuentes (pozos profundos o entradas de agua de lluvia). Contrariamente al caso anterior, los canales deben ir aumentando de tamaño. Este tipo de canales no es común en nuestro país.
- **Canal de conexión.** Por estos canales se conduce agua desde una fuente única de abastecimiento hacia una ubicación diferente, sin entradas ni salidas en su recorrido.

En México se manejan conceptos parecidos pero no iguales. Cuando se tiene un canal en el que la única intención es el traslado del agua desde un sitio de abastecimiento, regularmente una presa o un río, hasta el inicio de la zona de riego, se dice que se tiene un *canal de conducción*. También es común escuchar que se tiene el “tramo muerto” del canal, que implica que no existen aprovechamientos. Ya en la zona de riego es necesario que el canal se derive y se forme la red de canales para distribuir el agua en las diferentes áreas de cultivo. En este caso, se tiene lo que se llama “canales o red de distribución”.

Generalmente, a este primer canal se le conoce como “canal principal”, y a los canales que de éste se derivan se le conoce como “canales laterales”; a su vez, a los derivados de este canal lateral se les conoce como “canales sublaterales”. De allí en adelante, a los pequeños canales derivados de un sublateral se les conoce como “ramales” y “subramales”.

Sobre los canales se tienen estructuras transversales y laterales. Las primeras tienen como función “remansar” el agua para controlar las extracciones o derivaciones hacia los canales laterales, sublaterales o ramales. Se aclara que este arreglo se tiene en caso de tener el método de operación “nivel constante aguas

arriba”, donde el nivel de agua que se quiere controlar está aguas arriba de la estructura de regulación (aguas abajo del tramo). Estos conceptos se aclararán más adelante.



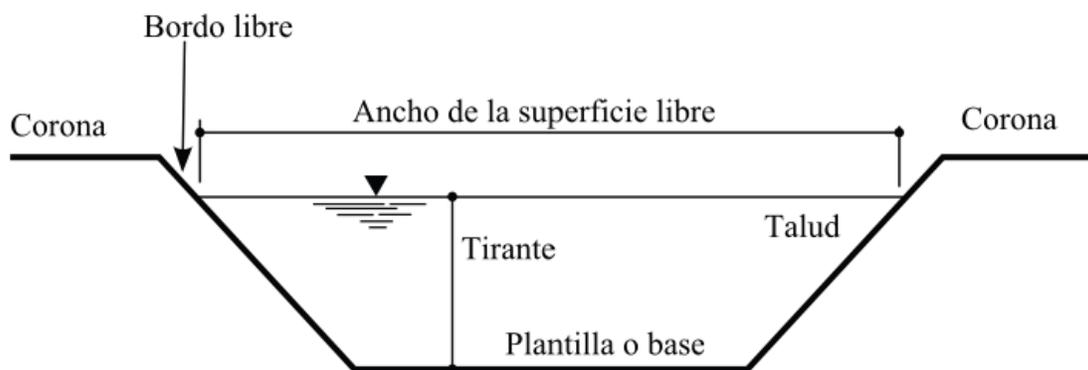
**Figura 68. Ejemplo de una red de canales. Distrito de Riego 017 Región Lagunera, Coah. y Dgo.”. Se resaltan los canales donde se ubican estaciones hidrométricas ultrasónicas.**

### Canales de tierra y canales revestidos

Otra clasificación se refiere al material de construcción de los canales. Así, se tienen canales de tierra y canales revestidos. Cuando se construye un canal en tierra se conforma una sección geométrica trapecial; sin embargo, conforme se va

teniendo escurrimiento, la sección va cambiando hasta tomar una sección transversal cercana a una parábola.

Para evitar la infiltración los canales se revisten de lozas de concreto hidráulico. En este caso, la sección es estable y no cambia con el efecto del paso del agua. Las diferentes partes geométricas de un canal, cuando está revestido, son: plantilla o base, talud, coronas y bordo libre. La plantilla es el ancho de la parte inferior del canal; también se le llama “base”. El talud es la inclinación de las paredes y la corona es la parte superior de los taludes.



**Figura 69. Elementos geométricos e hidráulicos de la sección transversal de un canal revestido.**



**Figura 70. Canal de tierra con una sección de revestimiento, colocado para fines de hidrometría ultrasónica. DR 041 Río Yaqui, Son.**

Desde el punto de vista hidráulico se tienen componentes tales como “el tirante”, nombre común que se le da a la profundidad del agua; el ancho de la superficie libre del agua no requiere mayor definición. La rugosidad del canal es un aspecto fundamental, depende de la superficie del material del fondo y de las paredes. Así, se tiene la rugosidad del concreto o de la tierra, o bien, si se tiene maleza en los taludes o en el fondo, la rugosidad necesariamente

### **Canales entubados**

Actualmente, se dispone de una gran cantidad de plásticos para uso en la agricultura.

Los canales entubados con plásticos representan condiciones económicas y de instalación favorables sobre los tubos de concreto y otros materiales. Normalmente, cuando se tienen canales con capacidad menor a 1.00 m<sup>3</sup>/s, el

entubado resulta a menudo más económico que el revestimiento con concreto hidráulico, sobre todo cuando la reposición de terracerías implica acarreo importantes. Cuando se dispone de carga natural en los canales, estos pueden funcionar como tuberías, y el entubado puede utilizarse para disponer de sistemas de riego parcelario de baja presión, multicompuertas, poliductos, con lo que se mejora sensiblemente la eficiencia de aplicación del riego.

Un canal entubado funciona como tal si el flujo del agua es debido a la acción de la gravedad (presión atmosférica); sus estructuras de control suelen ser represas. Cuando en un conducto cerrado el agua circula por una presión diferente a la atmosférica, entonces se tiene una condición de tubería; sus estructuras de control suelen ser válvulas.

#### **10.1.4. Control de Drenes a Cielo Abierto**

Una parte fundamental de los DR es la red de drenaje. Se trata, normalmente, de canales excavados en tierra con un nivel inferior al de la superficie del terreno, o bien, arroyos naturales que, como su nombre lo dice, tienen la función de desalojar el agua excedente de las zonas de cultivo, ya sea el agua que escurre por sobre-riego o por entradas de aguas de lluvia (asimismo llamadas “aguas broncas”). A este tipo de red de drenaje se le denomina “drenaje horizontal”. La red de drenaje también sirve como apoyo para abatir los niveles freáticos en las zonas de riego, situación muy importante en áreas con salinidad; su importancia es mayor en función de la precipitación de la región y de la presencia de salinidad.

Existen casos en que aparentemente no se requiere, como en el DR 017 Región Lagunera Coah.-Dgo., donde no se tiene una red de drenaje horizontal como tal, pero se tiene un drenaje vertical importante para el funcionamiento de los pozos profundos de la comarca, donde la extracción supera ampliamente la recarga.

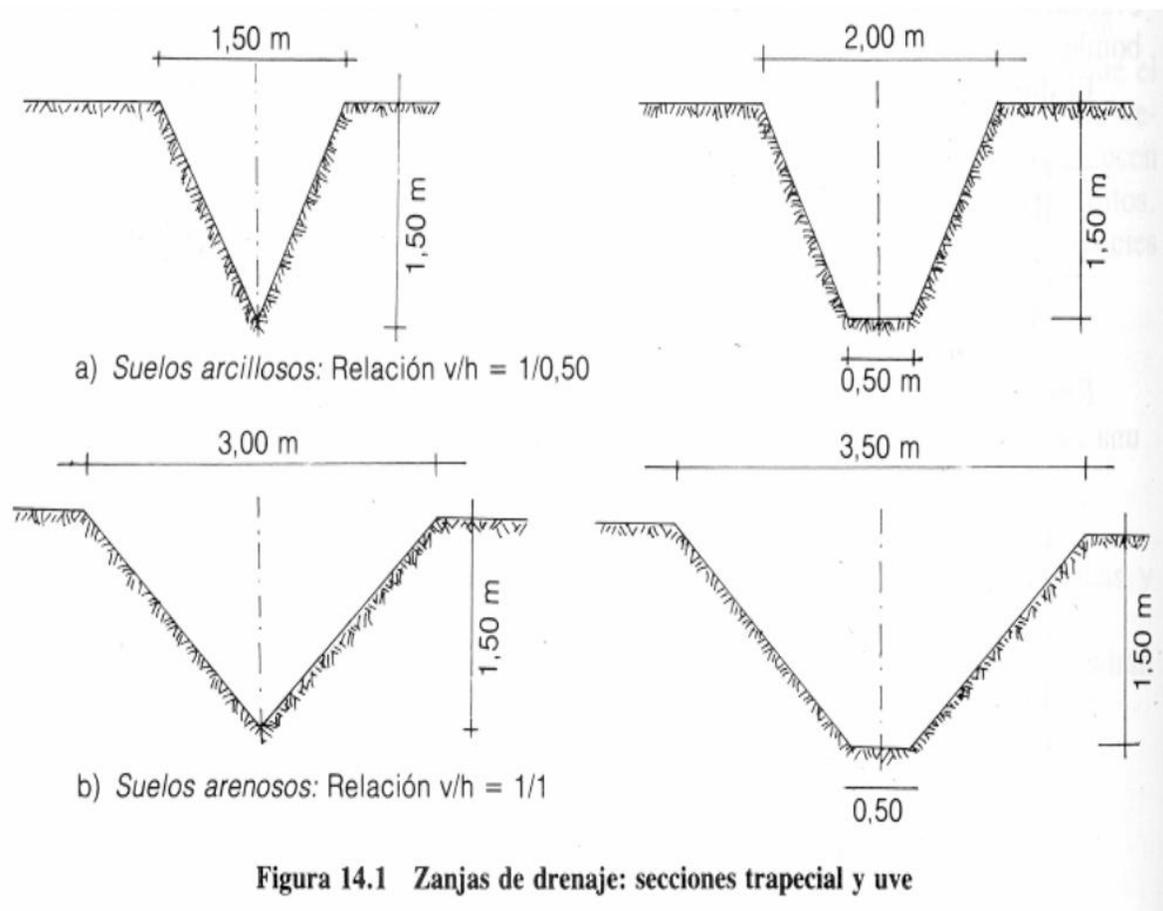
Parte positiva:

Son las zanjas realizadas a cielo abierto con objeto de facilitar su saneamiento =====> resultan económicas, fáciles de limpiar y evacuan cantidades importantes de agua si su pendiente es adecuada.

Parte negativa:

-son un obstáculo para la mecanización y obligan a la división de parcelas por líneas – El sistema suele estar formado por una serie de zanjas abiertas sobre las parcelas que se reúnen en uno o varios colectores y que desembocan en un curso natural de agua o emisario.

– Las zanjas suelen presentar sección trapezoidal o en uve, con las paredes laterales más o menos inclinadas según los tipos de suelos. En los suelos agrícolas son habituales pendientes variables entre 1/0,50 y 1/1 (vertical/horizontal). Los suelos con textura más gruesa requieren taludes con menor pendiente (Fig.14. I).



– En las zanjas de sección trapezoidal, la dimensiones de la base puede tener unos 50 cm de anchura y profundidad variable según sea la capacidad de desagüe necesaria pero, normalmente, no superior a 2 m.

- Para una zanja de 1,50 m de profundidad y paredes laterales con talud 1/1, se tendría en la base superior un ancho de 3,50 m. Esto representaría ya un auténtico canal de desagüe que entorpecería en forma notoria la mecanización de estas parcelas.

## Capítulo 2

### MANEJO DEL RÉGIMEN DE HUMEDAD EN EL SUELO

#### 2.1 Introducción

El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA) ha desarrollado investigación y tecnologías eficientes que permiten superar la problemática asociada a los excesos de agua en los terrenos productivos, así como detener la degradación de los recursos agua, suelo y bosque, contando con la participación directa de los productores. A continuación se presenta la tecnología generada y adaptada por el IMTA para el manejo del régimen hídrico de los suelos aplicada en el sureste de México.

#### 2.2 Distrito de temporal tecnificado 002 Zanapa-Tonalá, Tabasco

Se llevó a cabo el manejo del suelo y agua con drenaje superficial semicontrolado utilizando la infraestructura hidroagrícola del DTT y sus drenes y estructuras de paso en caminos. Se levantó el perfil longitudinal del dren y se diseñaron vertedores con la finalidad de mantener el nivel del agua 60 cm abajo del nivel del suelo, lo que permitió evacuar sólo los excesos sin poner en riesgo la infraestructura (**Figura 2.1**).

Se logró mantener un contenido de humedad en el suelo apto para el desarrollo del cultivo de pasto durante 45 días después de haber terminado el periodo de lluvias (**Figura 2.2**). También se evaluó la máquina zanjeadora tipo Dondi en la construcción de 10 km de drenes superficiales parcelarios, con un rendimiento de 200 metros por hora. La capacitación en servicio ha permitido que a la fecha se hayan construido aproximadamente 80 km de drenes, se hayan obtenido buenas cosechas y se hayan evitado enfermedades en las pezuñas del ganado vacuno (**Figura 2.3**).



### 10.1.5. Sistemas de Riego

Tabla 1. Clasificación de los métodos de riego.

Métodos de riego	Subsuperficial	Nivel freático controlado	
		Tubería regante enterrada	
	Superficial	Inundación total	Melgas a nivel
			Melgas con pendiente
			Cajetes
		Inundación parcial	Surcos en contorno
			Surcos con pendiente
			Corrugaciones
	Presurizado	Multicompuertas	
		Goteo	Emisión puntual (gotero individual)
			Emisión continua(cinta regante)
		Borboteo	
		Microaspersión	Nebulizador
			Microchorro
Microaspersor			
Aspersión		Fijos	
		Semifijos	
		Movimiento continuo	

Los sistemas de riego permiten la aplicación de agua y químicos en el agua, de manera directa y puntual. La clasificación de los sistemas de riego toma en cuenta factores como el diseño de emisor (sistema de bombeo), tipo de gota y alcance de la gota. Un factor determinante es el tipo de cultivo, puesto que dependiendo de éste se selecciona la forma de riego.

De los 6,2 millones de hectáreas (ha) que tienen instalaciones de riego en México, unos 4,2 millones ha (67%) se riegan con agua superficial y el resto, unos 2 millones ha (33%), se riegan mediante bombeo de agua subterránea. Aproximadamente 3,3 millones ha corresponden a 80 sistemas mayores, principalmente distritos de riego (DR). Los restantes 2,9 millones ha se distribuyen entre más de 30 mil pequeñas unidades de riego (UR) y comunales según Isaac Parra.

El promedio de tamaño de parcela es relativamente pequeño; por regla general, menos de 1 ha especialmente en las unidades de riego. Al mismo tiempo, muchos terratenientes

poseen granjas de más de 50 ha y granjas familiares, que combinan posesiones individuales de tierra y pueden superar las 500 ha.

### Infraestructura de riego y superficie de regadío

Origen del agua	DR (%)	Superficie (%)	UR (%)	Superficie (%)	Sistema (%)	Superficie (%)
Presas	56	46	4	14	4	41
Derivación	17	11	7	20	8	16
Aspersión	1	1	4	6	2	3
Bombeo	1	2	8	10	10	6
Pozos	10	10	74	47	73	27
Agua superficial + Agua subterránea	15	12	3	4	3	7
<b>TOTAL</b>	<b>84 DR</b>	<b>3.300.000 ha</b>	<b>39.490 UR</b>	<b>2.956.032 ha</b>	<b>39.574 sistemas</b>	<b>6.256.032 ha</b>

Fuente: FAO

Los proyectos de riego más importantes de México son: Proyecto San Lorenzo-Río Culiacán-Río Humaya, Proyecto Río Yaqui, Proyecto Río Fuerte, Proyecto Río Colorado, Proyecto curso bajo del Río Bravo, Proyecto del curso alto del Río Lerma, Proyecto Región Lagunera, Proyecto Guasave, Proyecto Río Mayo, Proyecto Lázaro Cárdenas y Proyecto Delicias. Las áreas de regadío de estos proyectos van de unas 250.000 hectáreas hasta alrededor de 80.000 hectáreas cada una.

### Riego por Gravedad

#### Introducción

El riego por Gravedad incluye una variedad de tipos de riego que tienen la característica común de que el agua se aplica en la superficie del suelo y se distribuye en el campo por gravedad, de modo que el caudal de riego disminuye a lo largo del campo debido a la infiltración del terreno. El hecho de que la fuerza de la gravedad realice la distribución del agua hace que no sea necesario disponer de complejas

estructuras de distribución de agua cubriendo la parcela a regar, como las tuberías de los sistemas de aspersión o goteo. Por otro lado, tampoco es necesario presurizar el agua para obtener una correcta y uniforme distribución. Esto hace que los sistemas de riego por gravedad tengan ventajas económicas claras: no necesitan complejos equipos que graven al agricultor con sus amortizaciones, ni es preciso bombear el agua por encima del nivel de la parcela, con el consiguiente ahorro energético. Cuando los sistemas de riego por superficie están bien diseñados y son manejados de forma adecuada, el riego por superficie es muy eficiente y permite el riego uniforme de la parcela. Sin embargo, cuando estos sistemas están mal diseñados u operados, o cuando no están adaptados a las condiciones particulares de una finca, estas ventajas se ven anuladas por otros costes que pueden estar ligados al sistema, como unas elevadas necesidades de mano de obra, disminuciones en la producción o poca eficiencia en el uso del agua.

#### *Definición del sistema de riego por gravedad.*

Consiste en conducir una corriente de agua desde una fuente abastecedora hacia los campos y aplicarla directamente a la superficie del suelo por gravedad, cubriendo total o parcialmente el suelo.

#### *Características principales.*

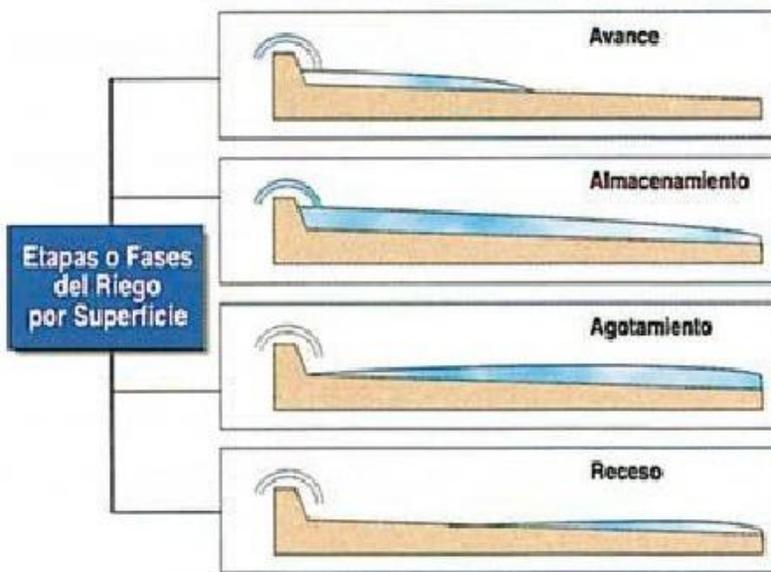
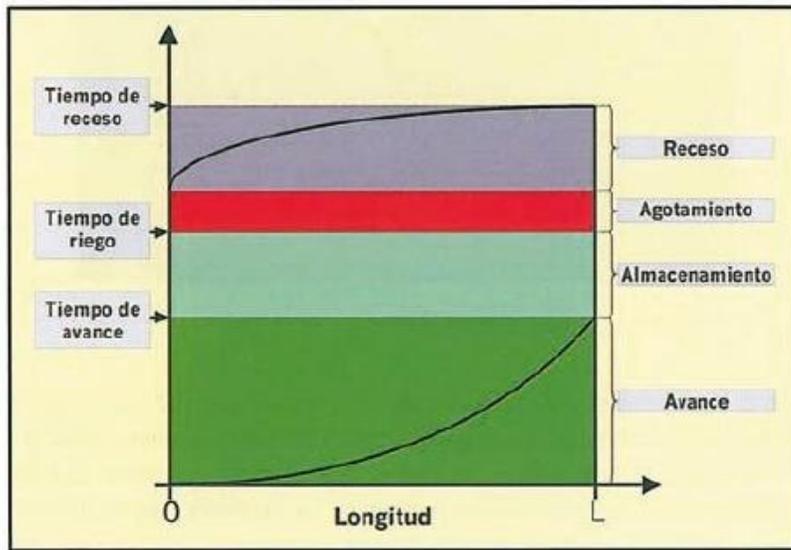
La característica principal del riego por gravedad es la forma de distribuir el agua en el suelo. Al avanzar el agua sobre la superficie del suelo se produce simultáneamente la distribución del agua en la parcela y la infiltración de la misma en el perfil del suelo.

#### *Fases del sistema de riego por gravedad*

En cualquier sistema de riego por superficie, la aplicación del agua a la parcela implica una serie de etapas o fases en referencia al movimiento del agua, su almacenamiento sobre la superficie del suelo y su infiltración. En cualquier sistema de riego se pueden producir todas estas etapas o fases, pero en determinados casos alguna de ellas puede no existir. Un desarrollo habitual o normal de un riego por superficie consiste en lo siguiente:

- Avance del agua sobre la superficie a partir del momento en que comienza a ser aplicada. Se origina el avance de ésta por la superficie del suelo hasta alcanzar el punto más lejano considerando que ha finalizado el avance cuando todos los lugares a los que debe llegar el agua se han mojado.

- El avance del agua sobre el suelo puede tener una duración muy diversa dependiendo del tipo de sistema de riego por superficie, pero básicamente depende de: el caudal aplicado, la pendiente, la longitud del camino que debe recorrer el agua y de la capacidad de infiltración del suelo. A mayor caudal, mayor pendiente y menor longitud de parcela, menor será el tiempo necesario para que el agua cubra todos los puntos de la parcela y se complete el avance. Como se verá a continuación, a efectos de cantidad de agua infiltrada con el riego lo ideal es que el avance sea rápido para que todos los puntos de la parcela permanezcan mojados el tiempo más parecido posible, pero esto supone un riesgo de erosionar el suelo.
- Una vez que se completa el avance, si aún continúa la aplicación de agua a la parcela, ésta comienza a almacenarse sobre el suelo a la vez que continúa infiltrándose. En esta etapa del riego, todos los puntos de la parcela que deben recibir agua y ya se han mojado, comienzan a almacenarla. Se puede admitir que el almacenamiento comienza cuando se completa el avance y continúa hasta que se corta el suministro de agua, es decir, hasta que se alcanza el tiempo de aplicación del riego, denominado tiempo de riego. Si el suministro de agua se corta justo cuando se ha completado el avance, no se producirá el almacenamiento de agua sobre el suelo.
- Cuando se ha cortado el suministro de agua en cabecera, la infiltración del agua en el suelo, unida al escurrimiento si hay pendiente, hace que el agua almacenada sobre la superficie vaya desapareciendo poco a poco, tiempo durante el cual se produce el agotamiento paulatino del agua que existe sobre el suelo. En un momento determinado algún lugar de la parcela queda humedecido pero sin agua en superficie, terminando con ello la fase de agotamiento y comenzando la etapa o fase de receso, que se prolonga hasta que el agua desaparece totalmente de la superficie del suelo. Si la parcela no tiene pendiente y está perfectamente nivelada, el receso se produce simultáneamente en todos los puntos. De lo contrario, lo habitual será que el receso comience en cabecera y termine en cola.



Tiempo de avance de receso en el riego por superficie.

- A. TIEMPOS CARACTERÍSTICOS DEL RIEGO Durante el desarrollo normal de un riego por superficie, delimitado aproximadamente por las fases descritas anteriormente, se pueden establecer unos tiempos característicos. En concreto se diferencian los siguientes:

- **TIEMPO DE AVANCE:** es el tiempo, medido desde que comienza el riego, que el agua tarda en llegar a todos y cada uno de los puntos de la parcela. Es muy variable dependiendo del manejo que se haga del riego.
- **TIEMPO DE RECESO:** medido desde el inicio del riego, es el tiempo en que toda el agua desaparece de la superficie del suelo

Ambos tiempos característicos, de avance y de receso, se determinan tomando como referencia toda la longitud de la parcela. Sin embargo, el agua alcanzará cada punto de ella y posteriormente desaparecerá en tiempos de avance y receso diferentes (Figura 6). De esta manera, en cada punto “p”, el agua habrá llegado en un tiempo de avance hasta ese punto y habrá desaparecido en un tiempo de receso determinado.

- **TIEMPO DE INFILTRACIÓN:** es el tiempo que el agua está en contacto con el suelo durante el riego y por lo tanto se estará infiltrando en él. Para cada punto, es la diferencia entre el tiempo en que se haya producido el receso y en el que haya llegado el agua en ese lugar. Normalmente es mayor en zonas de cabecera y menor en zonas de cola de la parcela.
- **TIEMPO DE RIEGO:** es el tiempo que dura la aplicación de agua a la parcela de riego. Lo habitual es que en riego por superficie todos estos tiempos se midan en minutos.

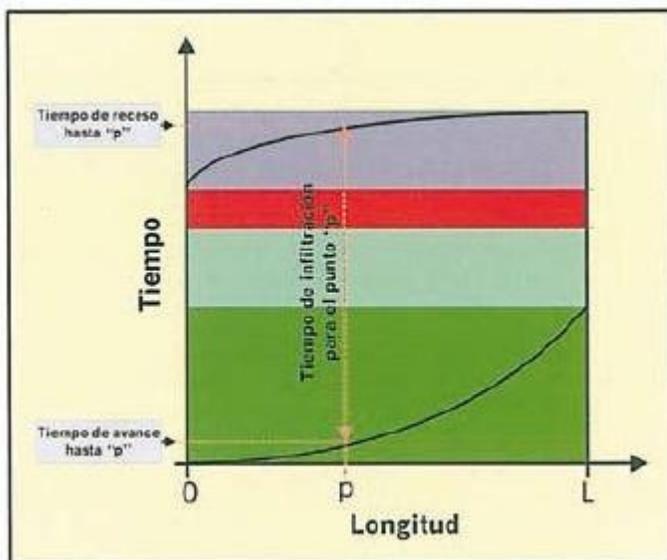
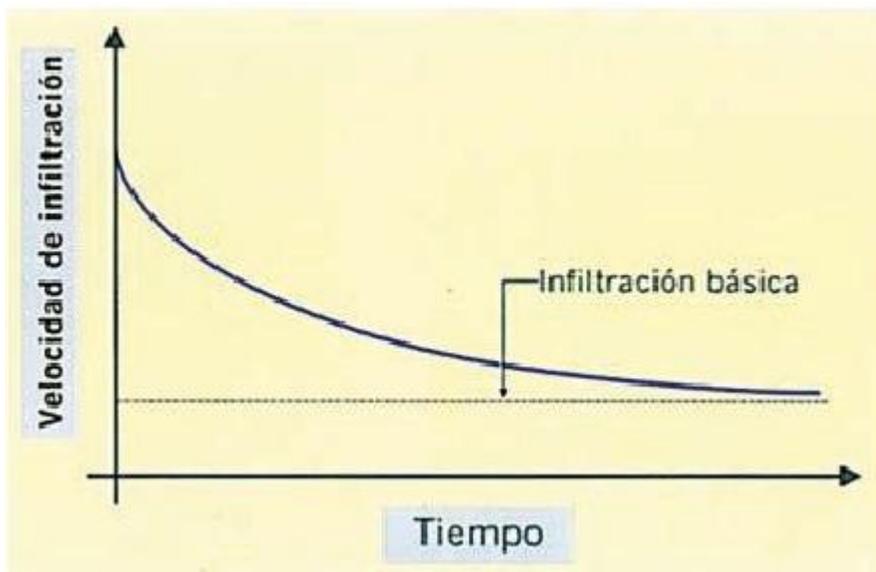


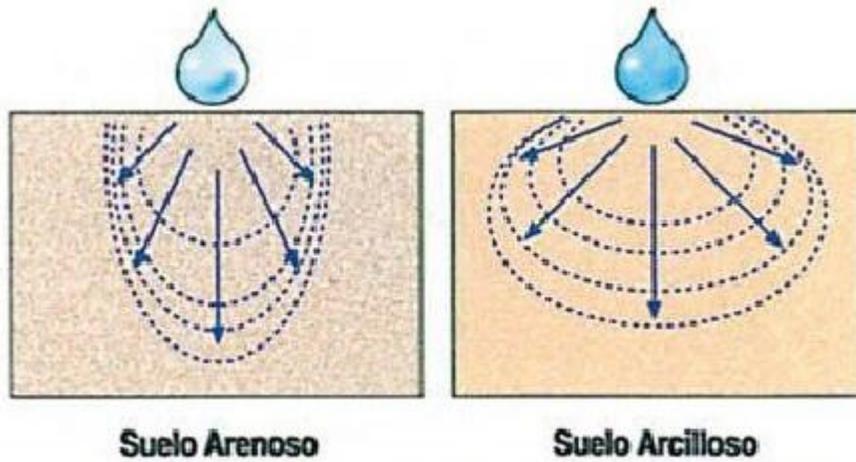
Diagrama de avance-receso de un riego por superficie con representación del tiempo de infiltración.

## B. INFILTRACIÓN DEL AGUA. LÁMINA DE AGUA INFILTRADA

El suelo es un medio poroso formado por partículas sólidas y por poros (que pueden contener agua, aire o ambos a la vez) de forma que cuando el agua está en contacto con él se desplaza de unos poros a otros en todas las direcciones. En el riego por superficie el agua discurre sobre el suelo cubriéndolo por completo o en parte, por lo que una mayor o menor infiltración depende de las características físicas del suelo y del tiempo que el agua está en contacto con él (tiempo de infiltración). Dicho de otra forma, el agua se infiltra en el suelo al ritmo que éste admita a diferencia del riego localizado o aspersión en que la infiltración también depende de la cantidad de agua que se esté aplicando. El riego se realiza normalmente cuando el suelo está bastante seco y la planta necesita agua. En estas condiciones, la infiltración es bastante rápida ya que los poros tienen poca cantidad de agua en su interior y el suelo es capaz de infiltrarla con facilidad. A medida que los poros se van llenando de agua, ésta se hace más lenta y si la infiltración prosigue durante un tiempo prolongado, el agua termina por infiltrarse a un ritmo muy lento que prácticamente no cambia, representado por la llamada infiltración básica.

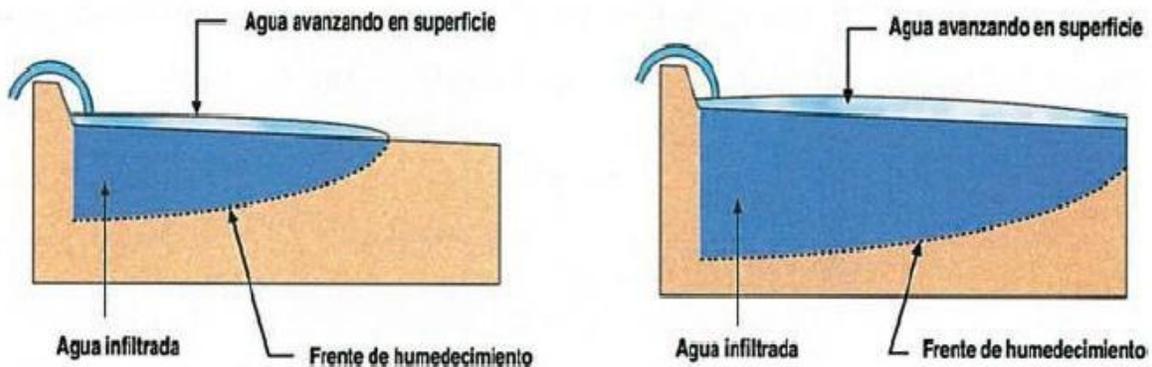


Curva que refleja la variación de la infiltración del agua en un suelo a medida que pasa el tiempo.



Patrones de infiltración típicos de suelos arenosos y arcillosos.

En una parcela de riego por superficie el agua se aplica normalmente en uno de sus extremos, por lo que unas zonas estarán cubiertas de agua más tiempo que otras y así la cantidad de agua infiltrada será distinta. Generalmente en cabecera se infiltra más agua que en cola, y el tiempo que debe durar el riego está en función de la cantidad de agua que requiera el cultivo y de la velocidad con que el suelo infiltra el agua. Si durante la ejecución de un riego se diera un corte al suelo, se podría observar la cantidad de agua infiltrada en cada punto de la parcela y cómo evoluciona el frente de humedecimiento. De la misma manera, si se ira el perfil del suelo una vez concluido el riego se podría observar la “altura” de agua que se ha infiltrado a lo largo de la parcela, lo que se denomina como lámina de agua infiltrada.



Perfil del agua infiltrada durante el avance y durante el humedecimiento del suelo.

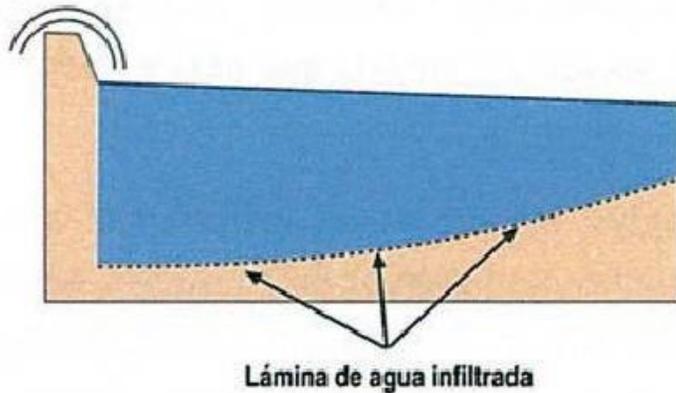
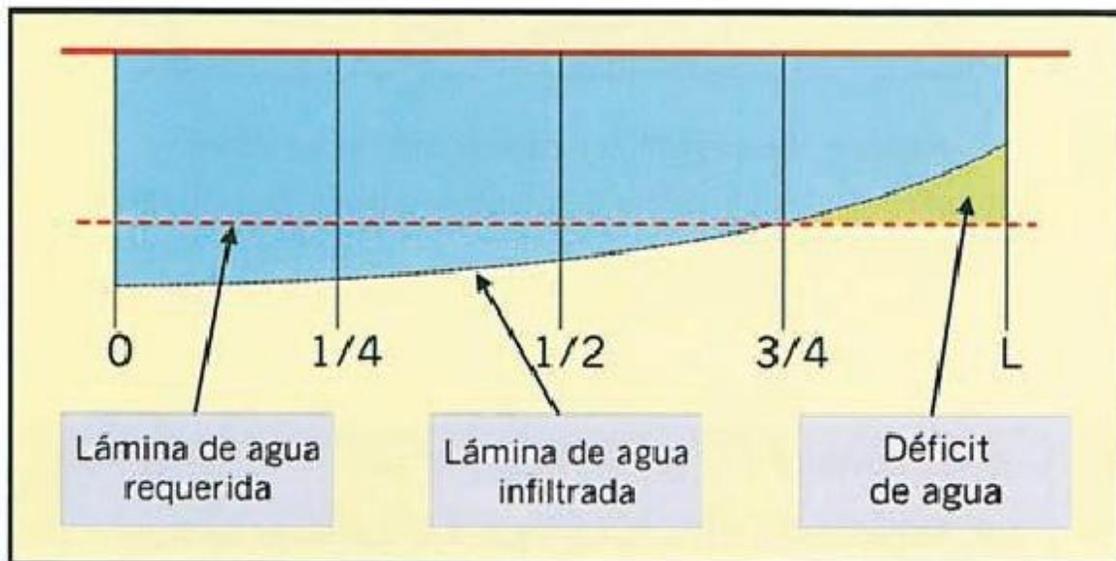


Lámina de agua infiltrada tras un riego.



Criterio de diseño en riego por superficie relativo a la uniformidad: permitir déficit sólo en el último cuarto de la parcela.

### C. LONGITUD O DIMENSIONES

La longitud de la parcela en el riego por surcos o las dimensiones de los tablares y de las fajas, son factores que pueden modificarse con cierta facilidad para realizar los riegos de la forma más eficiente posible. En cualquier caso, la geometría de las

parcelas suele estar delimitada por barreras físicas como caminos, canales, arroyos, etc. que reducen las posibilidades de adaptación a las dimensiones óptimas. Para un uso eficiente del agua es preciso tener en cuenta que las dimensiones deberán de ser menores cuanto más ligero o arenoso sea el suelo (y mayor su velocidad de infiltración), con objeto de conseguir completar la fase de avance del agua rápidamente. A medida que la infiltración es menor (suelos más arcillosos) los surcos pueden tener mayor longitud y los tablares y fajas mayor superficie. En estos casos será necesario aplicar caudales elevados lo que puede provocar un serio riesgo de erosión del suelo. Dependiendo del valor de la infiltración básica del suelo (infiltración tras un tiempo prolongado), se pueden recomendar las siguientes longitudes para surcos de riego:

Velocidad de infiltración básica (milímetros / hora)			
	Menor de 4 (suelo arcilloso)	De 4 a 12 (suelo franco)	Mayor de 12 (suelo arenoso)
Pendiente (%)	Longitud (metros)		
0.1	350-500	200-450	80-150
0.3	400-800	300-600	150-400
0.5	400-750	300-500	120-300
1.0	250-600	220-450	80-250
2.0	200-400	150-350	50-150

De forma análoga, para fajas con una pendiente del 0.3%, muy usual y recomendada, y en función del tipo de suelo (características de infiltración), pueden ser bastante adecuadas las dimensiones que se presentan a continuación:

Tipo de suelo	Anchura (metros)	Longitud (metros)
Arenoso	10-12	50-80
Franco	10-15	100-200
Arcilloso	10-15	150-300

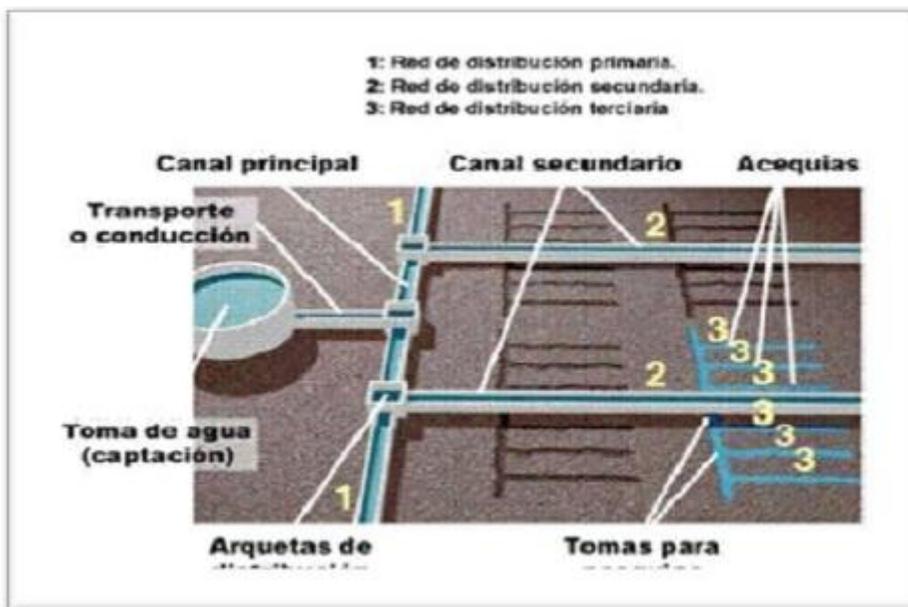
Siempre que el resto de factores de diseño lo permitan, debe considerarse la posibilidad de diseñar las parcelas de riego lo más grandes posible, con objeto de favorecer la mecanización del resto de operaciones y disminuir la mano de obra para realizar el riego.

#### 3.4. Elementos del sistema de riego pro gravedad:

a) Sistema de distribución del agua:

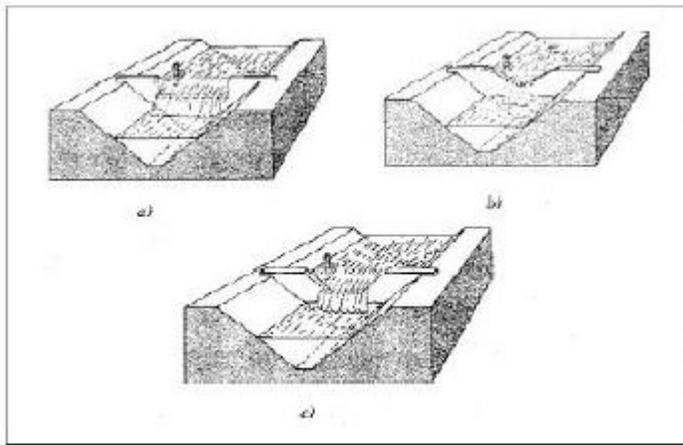
El sistema de distribución está compuesto por un conjunto de obras e instalaciones que transportan el agua desde el punto de captación hasta la cabecera de los canteros o unidades de riego por superficie y de un sistema de evacuación del exceso de agua de escorrentía y de percolación de los campos de cultivo.: Un sistema de distribución en riego por superficie consta de los siguientes elementos

- Captación: puede ser desde un embalse, azud de derivación desde un río, o un pozo para agua subterránea.
- Red principal o de conducción: transporta el agua desde el punto de captación hasta el inicio de la zona regable.
- Red de distribución: se encarga de distribuir el agua a cada uno de los campos de riego por superficie.
- Red terciara: en el entorno de las parcelas de riego. Son los ramales de último orden de la red de distribución y conducen el agua hasta la cabecera del cantero o unidad de riego.
- Red de avenamiento y drenaje: cumple el objetivo de evacuar el agua sobrante de los campos de cultivo y conducirla hasta la red de drenaje natural de forma que el exceso de humedad no perjudique el desarrollo del cultivo.



b) Sistemas de aforo:

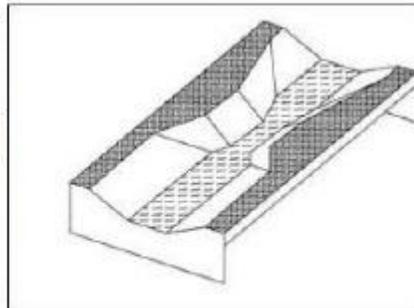
Este tipo de elementos es de gran importancia ya que permiten el control exacto del caudal de agua que hay que aplicar en el cantero de riego, además favorecen la tarificación del agua en función del volumen de agua consumido y no en función de la superficie regada. Existen diversos dispositivos que permiten el aforo, entre ellos podemos destacar los vertederos, aforadores tipo Parshal y RBC, y aforadores modulares de estrechamiento largo.



Vertederos. a) Rectangular; b) Triangular; c) Trapezoidal



Aforador RBC o de "cresta"

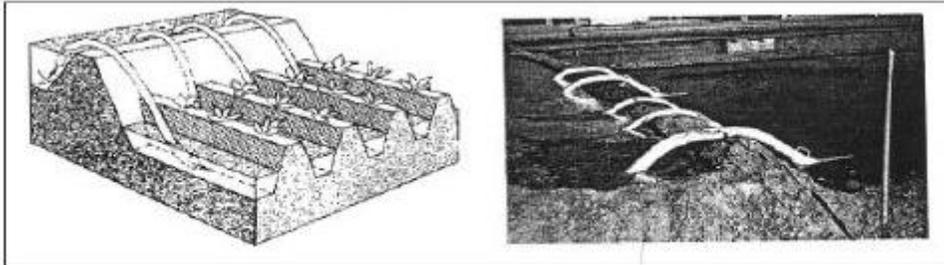


Aforador modular de estrechamiento

### c) Sistemas de aplicación

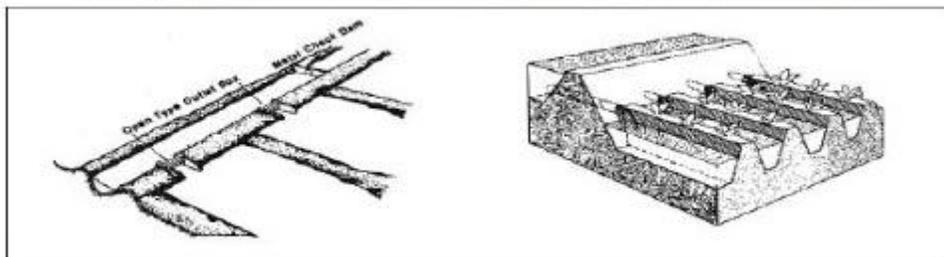
Para que se produzca un buen reparto de los caudales aplicados a los canteros o surcos, es decir, para que exista una buena modulación, se pueden utilizar los siguientes métodos: Sifoncillos: el agua se modula mediante unas mangueras en las

que se origina un sifón a través del cual el agua pasa al cantero sobre el lomo del surco. Si se mantienen constante el nivel del agua en la acequia de servicio.



*Sifones*

**Caños:** pequeñas tuberías que atraviesan el los del surco (figura 8.14).



*Caños*

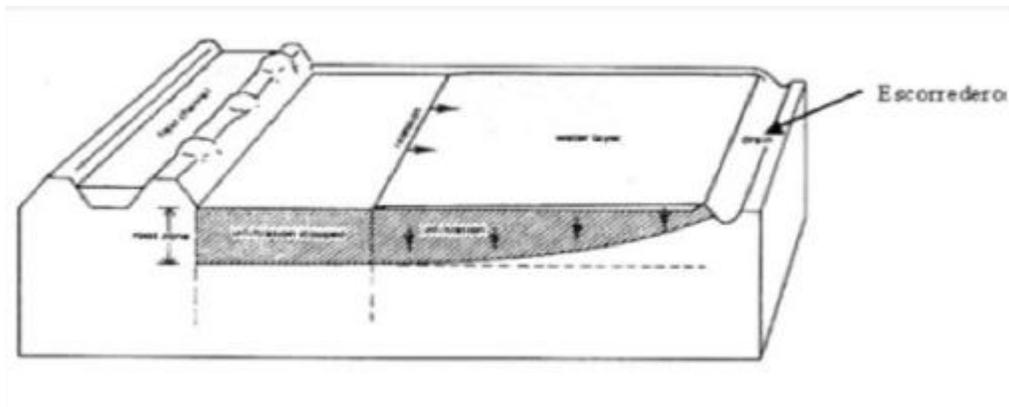
Compuertas en acequias revestidas: suelen existir una serie de compuertas en la hijuela para mantener el nivel del agua y unas compuertas laterales que dan servicio a las canteras. En el caso de acequias de tierra, el agua pasa de unas acequias a otras o bien a parcela mediante unas barreras de tierra llamadas tornas. Válvulas de alfalfa: Tubería que asoma al exterior con la capacidad de regular el caudal a verter con la ayuda de una válvula manual. Tuberías con compuertillas: en el caso de que la distribución del agua sea mediante tuberías a baja presión o exista un desnivel entre la toma de la red de distribución, este método constituye una forma ideal de modular el caudal en surcos: si existe una carga de agua uniforme en la hijuela.



*Tuberías con compuertas*

d) Sistemas de evacuación:

Tan importante es la aplicación de agua como la evacuación de la escorrentía generada en el riego. Por tanto, es imprescindible sistematizar el tablar de riego con canales y acequias que faciliten la operación de drenaje. Así tenemos desde las Página 12 escorrederos que serían las acequias de último orden hasta las azarbetas que son las de primer orden.



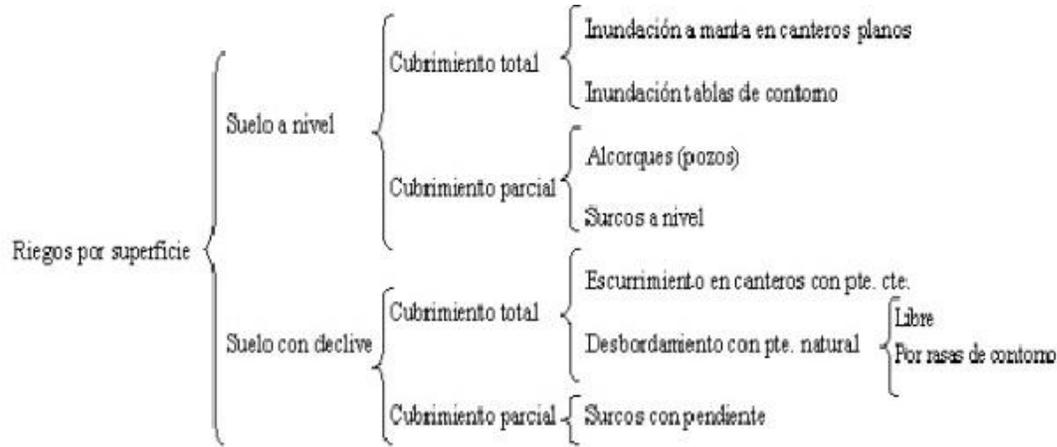
e) Sistemas de evacuación:

Tan importante es la aplicación de agua como la evacuación de la escorrentía generada en el riego. Por tanto, es imprescindible sistematizar el tablar de riego con canales y acequias que faciliten la operación de drenaje. Así tenemos desde las Página 12 escorrederos que serían las acequias de último orden hasta las azarbetas que son las de primer orden.

*Tipos de riego por gravedad*

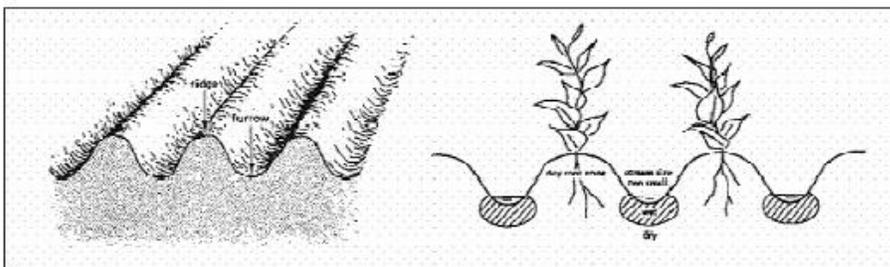
Las unidades de operación en riego, objeto de diseño, se denominan tablas y se trata de una parcela más o menos regular dividida en canteros, sobre los que se aplica el riego. Si el suelo tiene pendiente tenemos los riegos por escurrimiento y si no tiene, riegos por inundación. Esta es la clasificación más simple del riego por Gravedad. Se podría clasificar los métodos de riego por superficie atendiendo además de la pendiente, por el grado de cubrimiento del agua en la parcela, de esta manera tenemos las siguientes modalidades de riego: De todas estas modalidades

estudiaremos con mayor detalle los tres tipos de riegos que son más representativos, como son: riego por surco, riego por fajas y riego por canteros o tablares.

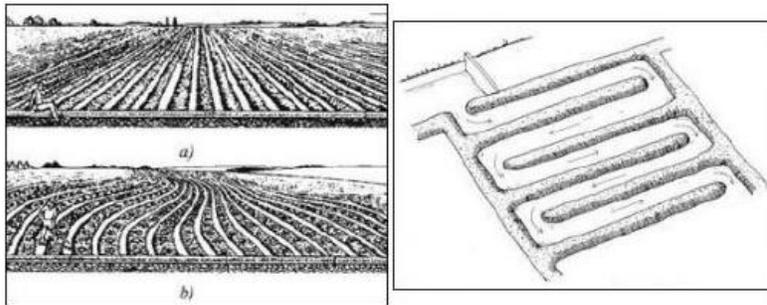


### A. Riego por surco

El riego por surco es el habitual de los cultivos en línea, en el surco el agua discurre por su parte inferior y las plantas generalmente ocupan los lomos del mismo, como se muestra en la figura



Forma de los surcos El número de surcos que se riegan simultáneamente puede ser ajustado al caudal disponible. El coste de inversión es muy bajo y la construcción del surco puede realizarla el propio agricultor. Esta modalidad de riego por superficie tiene limitaciones en cuanto al riesgo de erosión, alta escorrentía al final del surco y alta infiltración en suelos arenosos. Los surcos lineales son los más frecuentes pero cuando hay fuerte pendiente, ésta se evita mediante los surcos de contorno como se muestra en la figura. En determinadas ocasiones para aumentar la longitud de los surcos se pueden diseñar estos en forma de zigzag.



*Tipos de surcos. a) Lineales;  
b) Contorno.*

*Surcos en zig-zag*

Riego por surcos a nivel



Riego de por surcos con pendiente



## B. Riego por tablares

En este sistema de riego el terreno se divide en compartimentos cerrados separados por medio de diques o caballones de unos 50 cm de altura. Estas zonas, de forma rectangular o cuadrada, son los denominados tablares o canteros; dentro de ellos se vierte un volumen de agua que queda estancada y va infiltrando en el suelo. En general es conveniente que el caudal de agua sea elevado aunque su magnitud dependerá de las dimensiones de los tablares y el riesgo de erosión. El agua puede aplicarse bien por una sola entrada o por varias. El tamaño de los compartimentos depende sobre todo del caudal de agua disponible y de la textura del suelo, pero normalmente oscilan entre 0.3 y 3 hectáreas, debiendo corresponder los tamaños menores a los suelos arenosos. Explanando el suelo con tecnología láser y utilizando grandes caudales, también se riegan tablares de hasta 10 ó 15 has con los que se puede conseguir tanto una alta eficiencia de aplicación como un menor coste asociado al riego en mano de obra y preparación del terreno. Cuando se emplean

grandes caudales en riego por tablares, es conveniente que existan estructuras especiales en cabecera para evitar la erosión.



#### C. Riego por fajas:

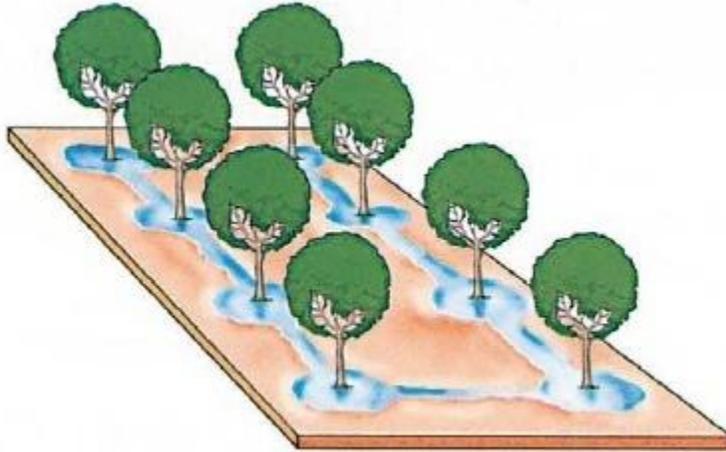
En este tipo de riego, el terreno se divide en franjas rectangulares estrechas, llamadas fajas o melgas, separadas unas de otras mediante caballones dispuestos longitudinalmente. Suelen realizarse acequias de abastecimiento en el exterior superior de las fajas, y canales de desagüe en el extremo inferior. El agua discurre a lo largo de las fajas formando una lámina delgada que se va infiltrando poco a poco al tiempo que avanza. Las fajas deberán tener una pendiente longitudinal muy uniforme con el fin de conseguir una buena distribución del agua. Las pendientes más recomendadas son las que están comprendidas entre el 0,2 y 0,5%. En los suelos arcillosos se puede llegar a disponer las fajas casi a nivel (sin pendiente), y en suelos arenosos la pendiente no deberá ser mayor de un 2%. Las fajas no deberán tener pendiente transversal.

#### D. Otros tipos de riego

Además de los tipos de sistemas anteriores, existen otros utilizados en el riego por superficie aunque no de forma frecuente, por lo que sólo se describirán de forma muy breve.

- **RIEGO POR ALCORQUES:** consiste en el trazado de acequias de tierra que conectan unas pozas u hoyos realizados en torno a los troncos (alcorques),

que se van llenando de agua a medida que esta avanza por la acequia. Es un tipo de riego utilizado con cierta frecuencia para el riego de árboles.



- RIEGOS “DE CAREO” DE ZONAS DE MONTAÑA: se trata de una acequia que corre casi a nivel sobre una ladera y tiene pequeñas salidas por las que el agua fluye escurriendo ladera abajo. Es un riego poco eficiente y uniforme, pero no requiere ninguna sistematización del terreno y permite incrementar considerablemente el rendimiento de las praderas con muy poca inversión. Se utiliza donde se dispone de agua abundante. Si no se controlan bien los caudales se pueden producir serios problemas de erosión
- RIEGOS POR BOQUERAS: consiste en aprovechar las avenidas que se producen en los cauces (ramblas) de zonas áridas cuando llueve. Suelen emplearse para dar riegos de apoyo así como para el lavado de sales en lugares donde no existan otros métodos más apropiados para ello.
- POZAS: se utilizan en zonas con pendientes acusadas y para cultivos arbóreos como es el caso del olivar. Las pozas tienen como función almacenar el agua de lluvia y quedar a disposición de la planta durante un periodo de tiempo, que varía dependiendo de las condiciones climáticas. En años con escasa lluvia, estas pozas pueden llenarse mediante mangueras siempre y cuando se disponga de agua en los alrededores. Normalmente las pozas están cerradas pero hay ocasiones en que están comunicadas entre sí, disponiendo entonces de una especie de canal de desagüe.

### *Ventajas del sistema de riego por gravedad*

Las ventajas del riego por superficie frente al resto de métodos de riego son principalmente las siguientes:

- Bajo coste de inversión, si no se precisa una explicación previa, y de mantenimiento de las instalaciones.
- Son riegos que no están afectados por las condiciones climáticas como viento, humedad ambiental, etc. como ocurre con el riego por aspersión.
- La calidad del agua no influye (a excepción de las sales) y es posible regar con aguas de baja calidad, no aptas para otros métodos de riego como localizado.
- No requieren consumo de energía, al menos desde que el agua llega a parcela. Se consume energía cuando es preciso elevarla desde el lugar de origen a menor nivel que la parcela.
- Por el movimiento del agua esencialmente vertical cuando se infiltra, son muy aptos para lavar sales.
- Las estructuras usadas para controlar el agua y distribuirla suelen estar fabricadas con materiales de bajo coste e incluso realizadas con el propio suelo.
- No se requiere energía para aplicar el agua
- Bajo coste de inversión y mantenimiento
- Son aptos para lavado de sales
- Estructuras de control, facilidad y economía
- Se pueden usar aguas de mala calidad aunque no salinas
- No afectados por las condiciones del clima

### *Desventajas del sistema de riego por gravedad*

Se pueden destacar los siguientes:

- Los sistemas de riego por superficie suelen tener menor eficiencia en el uso del agua que los de otros métodos, si bien con adecuados diseño y manejo se puede conseguir valores muy aceptables.

- Dado que el suelo distribuye e infiltra el agua, la cantidad de agua infiltrada depende mucho de las características del mismo que pueden variar considerablemente incluso dentro de la misma parcela.

Se requieren terrenos con nula o escasa pendiente y exigen una explicación precisa.

No es muy adecuado para dar riegos ligeros, sobre todo en suelos arenosos, donde el agua infiltra rápidamente.

Se moja toda o gran parte de la superficie del suelo, por lo que habrán de programarse otra serie de prácticas culturales (aclorado, abonado, aplicación de herbicida o fitosanitario, recolección, etc.) para que no interfieran con el riego.

Puede producir alteraciones en la estructura del suelo y perjudicar el desarrollo de las raíces.

Variabilidad en la infiltración de agua

Precisa una pendiente reducida y uniforme

Menor eficiencia si el manejo es incorrecto

No es bueno para riegos someros en suelos ligeros

Requieren una explicación precisa

Los riegos han de programarse teniendo en cuenta otras prácticas. En cualquier caso pueden existir otras ventajas o inconvenientes atendiendo a la zona donde se desarrollen los riegos, pero sea cual sea la situación, se puede admitir que los riegos por superficie son los más flexibles (admiten cambios de cultivo, de sistema, de caudales aplicados, etc.) y económicos.

## Riego por Goteo



Método de aplicación gota a gota, nutrientes y agroquímicos directamente en la zona radicular de las plantas, en proporción controlada, lo que permite minimizar el consumo de agua y otros componentes.

Sistema apropiado para riego de árboles y arbustos en invernaderos y exteriores, en los que se pretenda localizar el agua en cada planta a través de un emisor.

El número de emisores por planta varía de acuerdo al tamaño de emisor o volumen de sustrato. Los emisores se pueden clasificar por la forma de disipar la presión de las tuberías (forma de expulsión de líquido), distinguiéndose los que son goteros propiamente de las mangueras y cintas de riego.

Dentro de los goteros tenemos los de largo conducto (microtubo, helicoidales, laberinto), los goteros vórtex y los autocompensados; estos últimos incorporan un elemento flexible que se deforma por acción de la diferencia de presión del agua antes y después del gotero, manteniendo el caudal de forma constante aunque existan variaciones de presión dentro de la manguera de riego, en un rango determinado de presión (rango de compensación).

Se recomienda su uso en condiciones en las que existan diversas bajas de presión, así como en terrenos con varios desniveles.

Los sistemas de riego presurizado aplican el agua directamente al suelo mediante emisores que requieren una presión mínima para su funcionamiento, por lo que estos sistemas de riego utilizan una serie de tuberías para hacer llegar el agua desde la fuente de abastecimiento hasta los emisores (ilustración 1).

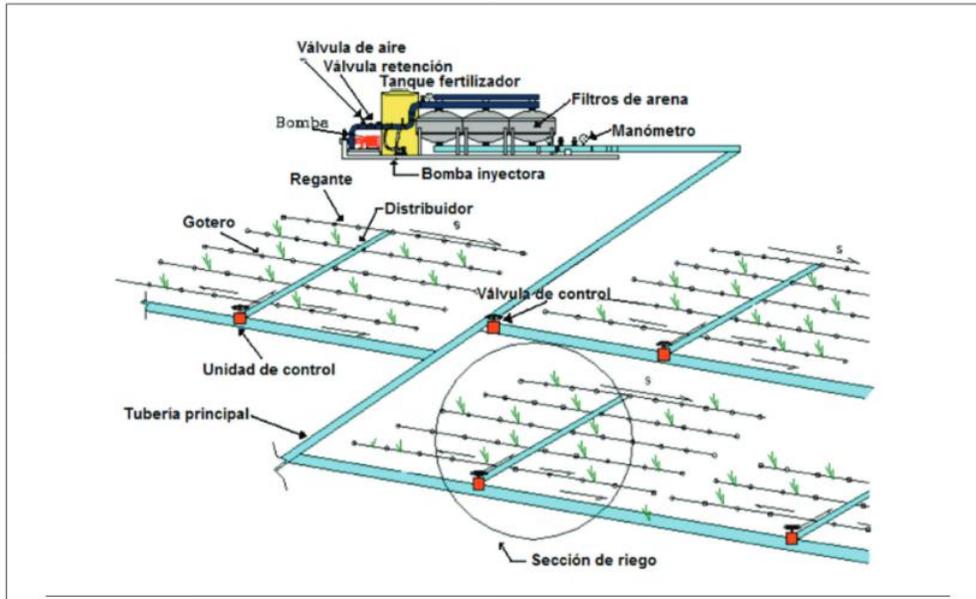


Ilustración 1. Componentes de un sistema de riego localizado.

a) Multicompuertas

Este tipo de sistema de riego está integrado por una red de tubería que funciona a una presión menor de  $1.0 \text{ kg/cm}^2$ , una serie de hidrantes colocados en puntos estratégicos de la parcela, los codos de arranque para conectar el hidrante y las tuberías de multicompuertas que entregan el agua en la cabecera de la parcela a la presión atmosférica (ilustraciones 2 y 3). Los diámetros de las tuberías de multicompuertas pueden ser de 160, 200 y 250 mm (6, 8 y 10 pulgadas), con separación entre compuertas de acuerdo con la separación entre surcos (0.70, 0.80, 1.0 m). El material de este tipo de tuberías normalmente es PVC (ilustración 4); sin embargo, para sistemas operados con carga hidráulica natural, se puede utilizar manguera enrollable de polietileno de baja densidad (ilustración 5).



Ilustración 2. Tubería multicompuertas.



Ilustración 3. Codo de arranque.

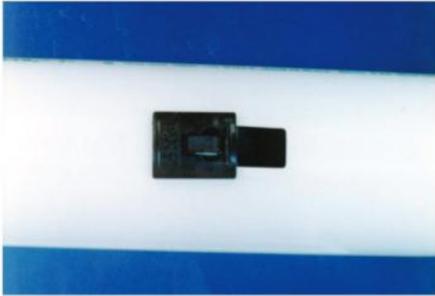


Ilustración 4. Tubería multicompuertas de PVC.



Ilustración 5. Tubería multicompuertas de PEBD.

b) Goteo

Este sistema de riego funciona con una presión de 1.5 a 2.5 kg/cm<sup>2</sup>; los emisores aplican el agua con gastos que varían de 0.5 a 10 l/h con separaciones de 0.3 a 2.0 m. Usualmente, se colocan sobre la superficie del suelo, o bien, enterrados (ilustraciones 6 y 7). La distribución del agua dentro del suelo con este tipo de emisores está en función de la textura del suelo, por lo que la separación y gasto de los goteros depende de las características físicas del suelo.



Ilustración 6. Goteros de emisión puntual.



Ilustración 7. Cinta regante.

c) Microaspersión

Este sistema de riego funciona con una presión de 2.0 a 3.0 kg/cm<sup>2</sup>; el gasto varía de 20 a 200 l/h. Se utiliza frecuentemente en frutales de baja demanda, por lo que normalmente es suficiente un solo emisor por árbol para satisfacer la demanda de agua del cultivo. El diámetro

o alcance de mojado se distribuye sobre una superficie mediana y depende de la boquilla del emisor (ilustraciones 8 y 9). La ventaja de este sistema de riego es que no depende de las características hidráulicas del suelo para humedecer la zona de raíces.



Ilustración 8. Microaspersor con elevador. con Ilustración 9. Boquilla de microaspersor.

#### d) Aspersión

Este sistema de riego funciona con una presión de 3.0 a 4.5 kg/cm<sup>2</sup>; el gasto varía de 0.2 a 0.6 l/h. Se utiliza frecuentemente en cultivos de cobertura total como las gramíneas. El diámetro o alcance de mojado se distribuye sobre una superficie relativamente grande, la cual depende del tipo de aspersor. La ventaja de este sistema de riego es que no depende de las características hidráulicas del suelo para humedecer la zona de raíces. Una desventaja de todos los tipos de sistemas de aspersión (fijo, semifijo y movimiento continuo) consiste en que la distribución del patrón de mojado es muy sensible al efecto del viento (ilustraciones 10 y 11).



Ilustración 10. Aspersión semifijo (portátil manual).



Ilustración 11. Pivote central (movimiento continuo).

### **10.1.6. Sistema de Manejo de Agua Mediante Reservorios (pólder)**

Un pólder es una superficie de terreno ganado al mar usando un procedimiento muy peculiar que ha llevado a que cerca del treinta por ciento de la superficie de los Países Bajos sean pólders, zonas ganadas a las aguas a lo largo de los siglos. Se van desecando zonas cuadrículadas de las que se bombea el agua hacia los extremos y eso también ha ayudado a crear el País de los canales, un lugar lleno de vías de agua que muchos pueden creer que no sirven para nada pero que en realidad son los puntos por los que se sigue distribuyendo el agua que se toma con bombas (y en la antigüedad con molinos de viento) para que podamos vivir aquí.

Cuando se crea un pólder y vives en el mismo, dependes totalmente de la cooperación con tus vecinos. Da igual su orientación política o religiosa, si no logras entenderte con ellos tarde o temprano se destruirá vuestro pólder porque la única forma de mantenerlo con buena salud es colaborando, aunando esfuerzos. Aquí no valen los divos y aquellos que solo creen en sí mismos, si nos dejamos de tratar, el castillo de arena se desmorona. El poldermodel explica como es posible que en este país pudieran convivir protestantes y católicos, socialistas y liberales, ricos y pobres. A todos les une que para sobrevivir hemos de dejar las diferencias a un lado. De ahí viene también la tolerancia holandesa, la obligación de permitir a todos expresarse, escuchar a los demás antes de tomar una decisión.

Por extensión, el término «pólder» se aplica a todos los terrenos húmedos (como marismas, lagos y llanuras aluviales) que han sido desecados con fines agrícolas, industriales o portuarios. Fuera de los Países Bajos, se han construido pólderes principalmente en Francia (antiguas marismas costeras de La Vendée, Saintogne y Flandes), en Bélgica, en Italia (en la Toscana, el Lacio y el Véneto), en España (en Andalucía y en Asturias), en Israel (en el Valle de Jule), en Portugal, en Japón, en Egipto y en Singapur (Isla Jurong).



Imagen de un polder en los Países Bajos, tomada desde un satélite.



Pólder



Molinos (bombas) en el dique del pólder Overwaard en Kinderdijk.

Diques, canales, polders (tierras ganadas al mar) y reservorios que se combinan con el ambiente y que permiten a los habitantes estar protegidos de crecidas y de lluvias abundantes. ¿La estrategia? El planeamiento, sobre la base de los escenarios del cambio climático que modificarán drásticamente la frecuencia de las tormentas, el régimen de precipitaciones y el aumento del nivel del mar.

Según estudios internacionales, el 70% de las capitales del mundo se encuentran en zonas costeras o en los márgenes de ríos. Cada vez hay más zonas urbanas con más de 5 millones de habitantes; por lo general, son las personas con menos recursos económicos quienes se instalan en zonas con riesgo de inundaciones.

Entre esas capitales están Buenos Aires, el norte y el sur del conurbano y La Plata, zonas golpeadas duramente por el agua en estos dos últimos años. Las estrategias holandesas podrían ser un buen ejemplo a seguir si se tiene en cuenta que el delta del Rin, por caso, comparte características con el del Paraná o que el Mar del Norte golpea, sin tregua, las costas cuando soplan vientos fuertes, como las sudestadas que afectan a porteños y bonaerenses.

Con el aumento de los niveles del mar, que muchos expertos prevén que sea de 1 a 1,5 metros en este siglo, y con el cambio en las lluvias, la protección contra las inundaciones es una cuestión central.

Con la más alta tecnología de control de inundaciones, en los Países Bajos son conscientes del daño que las crecidas de los océanos y los ríos pueden causarles. La ingeniería hidráulica evoluciona en esta región desde la Edad Media y sus 16,7 millones de habitantes han "mantenido los pies secos" (keep dry feet) gracias a una red de diques, canales y maravillas de la ingeniería, como la barrera de Maeslant, cerca de Rotterdam. Allí dos compuertas flotantes, cada una de la misma longitud que la torre Eiffel, se cierran automáticamente para proteger la ciudad y su puerto principal cuando surgen amenazas de tormenta en el Mar del Norte. Aunque hasta el momento no se ha utilizado, cada año se hace una prueba de su funcionamiento.

Los deltas, tal como el del norte de Buenos Aires, que fue epicentro de los daños que varias tormentas han dejado en los últimos diez días y que ha sido escenario de las inundaciones más graves de la década, también son un desvelo para los holandeses.

Para ellos, los valles y las tierras que están en estas zonas son los más productivos, a pesar de que más de medio país vive en constante amenaza de inundación por estar 6 metros por debajo del nivel del mar.

Imágenes satelitales, minería de datos, simulaciones e innovación constante son algunas de las herramientas que este país combina para los proyectos que tiene en marcha en vista de las peores recurrencias de lluvias en 400 años (en varios de los proyectos hidráulicos de la Argentina las recurrencias máximas calculadas no superan los 20 años).

## **Reservorios para almacenar agua**

El almacenamiento de agua en reservorios permite tener, al productor agropecuario, un suministro de agua de buena calidad en el verano o durante las sequías o veranillos que se presentan en invierno. Los reservorios se pueden construir para almacenar aguas de escorrentía provenientes de quebradas y ríos, o para capturar aguas llovidas, lo que se puede definir como cosecha de agua de lluvia. En ese sentido, Nasr (1999) define la cosecha de agua como “la recolección del agua de escorrentía para su uso productivo”, mientras que, según la FAO (2000), la captación de agua de lluvia está definida como “la recolección de escorrentía superficial para su uso productivo, y que puede lograrse de las superficies de tejados, así como de corrientes de agua intermitentes o efímeras”.

Tomando en cuenta la relación entre el área de recolección y el área de depósito del agua se pueden anotar las siguientes categorías para cosecha de lluvia: (1) Cosecha de agua en techos, (2) Cosecha de agua para consumo animal, (3) Cosecha de agua inter-lineal (4) Microcaptación, (5) Captación de mediana escala o macrocaptación, (6) Captación de gran escala (áreas de captación con muchos kilómetros cuadrados, necesitan estructuras muy complejas y grandes redes de distribución). En este manual se incluye ejemplos de construcción de estructuras que pueden ubicarse en la categoría de macrocaptación o captación de mediana escala, por ser las que se pueden adaptar mejor a las necesidades de los pequeños y medianos productores agropecuarios. También, se incluye un ejemplo de captación de agua de techos, puesto que es una posibilidad para abastecer de agua actividades agrícolas a pequeña escala como huertas. Las características principales de los sistemas de macrocaptación son:

- Captación de aguas de escorrentía superficial, laminar y de arroyos.
- Escorrentía superficial almacenada en el perfil del suelo.
- Área de captación, generalmente de 30 a 200 metros de radio.
- Se requiere de suficiente superficie para ubicar las áreas de captación, almacenamiento y siembra.
- Relación área de captación/área de cultivo, usualmente de 2:1 a 10:1.
- Vía preparada para el vertedero del exceso de agua. Los principales componentes de un sistema de macrocaptación son:
  - El área de captura, en donde se recolecta el agua para ser transportada hasta el reservorio.
  - El área de almacenaje o reservorio (reservorio artificial, perfil del suelo, acuíferos subterráneos).
  - El área objetivo o de uso del agua (agricultura, uso doméstico o industrial).

### *Tipos de reservorios*

- Reservorios Dique-represa, con las siguientes variantes:
  - Reservorios Dique-Represa
  - Reservorios Dique-Represa con revestimiento
  - Reservorio Dique-Represa con gaviones
- Reservorios Excavados, con las siguientes variantes:
  - Reservorio Excavado
  - Reservorio Excavado con revestimiento
- Reservorios Estanque, con las siguientes variantes:
  - Reservorios Estanque
  - Reservorios Estanque con revestimiento
  - Reservorio Envase
  - Reservorio Dique Escalonado

### **2.1.1 Reservorios Dique – Represa**

Los embalses de represa almacenan gran parte del agua por encima de la superficie original del terreno. Se construyen en áreas con pendientes suaves a moderadas y donde la represa se puede levantar transversalmente a una depresión. El embalse se llena con agua de escorrentía.

Se considera que un estanque es de represa, cuando la profundidad del agua embalsada encima de la superficie sobrepasa 90 cm.

El reservorio Dique-represa con revestimiento es necesario cuando los suelos no son arcillosos y se tiene alta infiltración del agua. Los principales tipos de revestimiento son plástico y geomembrana de PVC.

La variante con gaviones se puede utilizar donde hay suficiente piedra para armar el dique. En este caso, no es necesario hacer movimientos de tierra en la depresión natural donde se construye el reservorio.

### **2.1.2 Reservorios Excavados**

Los reservorios excavados almacenan gran parte del agua debajo del nivel original del suelo. Se construye en terrenos relativamente planos y donde hay sitios adecuados para construir una represa. Se puede llenar, tanto con el agua de escorrentía como por la infiltración de agua subterránea en la excavación.

### **2.1.3 Reservorio Estanque**

Este tipo de reservorio es muy similar al excavado, con la diferencia que el nivel del agua se puede llevar por encima del suelo, mediante la construcción de paredes, principalmente de concreto. Se recomienda para zonas donde otros materiales de construcción no se encuentren disponibles. Cuando



*Figura 1: Reservorio Escavado.  
Cerro Negro de Nicoya.*

los suelos no son arcillosos, el piso se puede revestir con concreto, plástico o geomembrana de PVC.

#### **2.1.4 Reservorio Envase**

Son envases de diferentes tipos y tamaños. Pueden ser, por ejemplo, envases plásticos, estañones de metal o cisternas construidas de concreto. Normalmente, este tipo de reservorio se utiliza para capturar aguas de techos. Puesto que la capacidad de almacenaje no es grande, el agua se utiliza, principalmente, para regar huertas caseras, escolares, entre otros.

#### **2.1.5 Reservorio Dique Escalonado**

Es una variación del reservorio dique – represa con el cual se aprovecha la pendiente del terreno para construir diques en serie y, de esta forma, rebajar costos por movimientos de tierra.

Los tipos de reservorios aludidos son desarrollados con mayor detalle en secciones posteriores de este manual.

## 2.2. Elementos por considerar para la construcción de reservorios

Los elementos básicos por ser tomados en cuenta a la hora de construir un reservorio son (ver Figura 2).

### 2.2.1 Selección del sitio

El diseño y construcción adecuados de los reservorios son indispensables para asegurar el éxito de estas obras, además de hacerlos más fáciles de cuidar, más seguros y económicos.

De acuerdo con Peroto (2004) es ideal considerar en los aspectos constructivos del reservorio el punto más alto de la finca, de modo que el agua pueda llegar desde este punto hasta cualquier lugar de la propiedad. Sin embargo, no siempre es posible tener las condiciones adecuadas para lograr lo anterior. Si la estructura solo puede ubicarse en un punto muy bajo, será necesario considerar la implementación de bombeo.

La selección del sitio adecuado es clave para el éxito del reservorio. Debe tomarse en cuenta la topografía del terreno, la textura del suelo, el destino donde se usará el agua y la disponibilidad de la fuente de agua; estos factores se detallan a continuación.

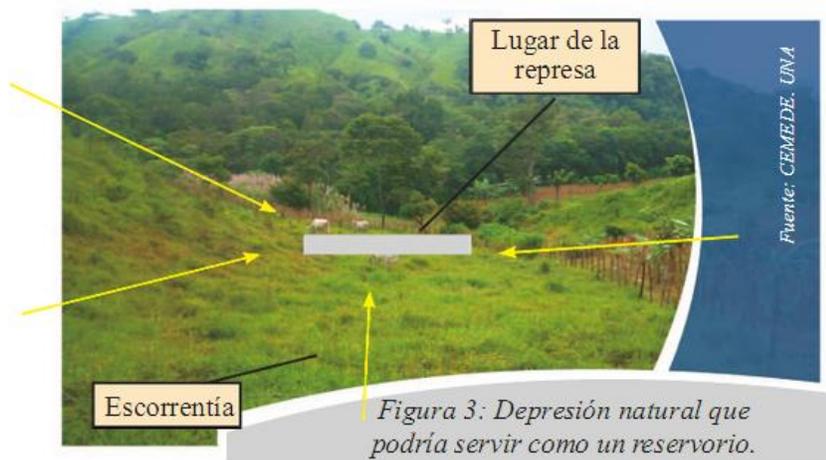


### Topografía

La ubicación ideal para un reservorio es una depresión natural ancha y plana con una garganta estrecha en el extremo inferior, que permita embalsar el agua con una represa transversal.

El sitio más económico es el que permite represar la mayor cantidad de agua, con profundidad suficiente, usando la represa de menor tamaño y con el mínimo movimiento de tierra.

Deben evitarse sitios poco profundos, donde sea difícil controlar malezas, que podrían perjudicar la calidad del agua, debido a la descomposición de las malezas, así como áreas con nacientes de agua, quebradas o ríos permanentes.



Para estanques excavados se escogen áreas planas, tomando en cuenta que por cada metro cúbico de agua almacenada, es preciso excavar y retirar un metro cúbico de tierra.

Una alternativa para aumentar la capacidad de almacenamiento sin incrementar la excavación, es usar la tierra removida para construir diques laterales, debidamente compactados, que permitan almacenar agua por encima del nivel natural del terreno.

También, es importante considerar la presencia de piedras, especialmente para el caso de la construcción de un reservorio tipo dique-represa con gaviones.

### **Textura del suelo**

Es preferible construir los estanques en suelos de texturas arcillosas, que al compactarse adquieren cierta impermeabilidad y estabilidad; sin embargo, si se emplean geomembranas de PVC o plástico, pueden construirse en suelos de texturas francas y arenosas.

Los afloramientos de rocas, grava o arena, pueden causar problemas por la excesiva infiltración y por el debilitamiento de las estructuras, por lo que deben evitarse en lo posible, o bien, recubrirse con materiales impermeables y resistentes antes de construir el embalse.

### **Ubicación**

Debe procurarse la ubicación más ventajosa, de acuerdo con el uso del agua, para evitar la necesidad de bombeo. Si el estanque es para abastecer abrevaderos o agricultura, es ideal utilizar la gravedad para el transporte del agua, por lo que conviene ubicarlo en una zona elevada de la finca, pero con suficiente área de captación para llenarlo en invierno. En fincas extensas y en áreas planas es inevitable el uso de bombas.

En caso de querer utilizar un reservorio, cuya fuente de agua sea un techo, es conveniente ubicarlo cerca de la construcción, para reducir costos en las tuberías de transporte del agua. De igual forma, el reservorio debe estar ubicado lo más cerca posible del lugar donde se utilizará el agua.

### **Fuente de agua y área de drenaje**

Si el estanque se llena con agua de escorrentía, es preferible que ésta provenga de pastizales cercados, con buena cobertura, para reducir el arrastre de sedimentos. En caso que la cantidad de sedimentos arrastrados sea alta, puede construirse una caja de sedimentación a la entrada del embalse.

Otra manera de contener los sedimentos es realizando prácticas de control de erosión en el terreno, como es el establecimiento de barreras de contorno, montículos en contorno o medias lunas, barreras vivas, entre otros.

Para evitar la contaminación, debe evitarse el ingreso de agua proveniente de corrales y alcantarilla, así como la entrada de animales.



Figura 4: Posible ubicación de un sitio para un reservorio.

#### Definición del volumen de agua posible de capturar

La posibilidad de capturar agua de lluvia combina muchas variables. Destacan la pendiente del terreno, que idealmente no debe ser menor de 3 ó 5 por ciento, la precipitación acumulada anual caída en el sitio, el área de captación de aguas y la posibilidad de almacenamiento.

Preliminarmente, se puede determinar el área de captación requerido por una actividad dada mediante la ecuación:

Ecuación 1	$A = 0,03 U/Pma$
	Donde:
	A: Área de captación en metros cuadrados.
	U: Requerimiento de agua anual en litros.
	Pma: Precipitación anual en milímetros.

Esta estimación preliminar permite conocer el posible volumen por almacenar para tiempos cortos de uno a tres meses (Frasier y Myers 1983).

Para conocer la precipitación media mensual y la precipitación media anual acumulada, es necesario consultar las bases de datos del Instituto Meteorológico Nacional (IMN) o cualquier otro ente afín. Se presenta algunos ejemplos sobre el tema.

No toda la lluvia que cae en un área determinada puede ser capturada y almacenada, debido a pérdidas por infiltración, según el tipo de suelo y la evaporación. Teniendo en consideración este fenómeno, en el Cuadro 1 se presenta valores de eficiencia del escurrimiento del agua en distintas coberturas de suelo.

*Cuadro 1. Eficiencia de escurrimiento estimado en superficies.*

Eficiencia de escurrimiento estimado	
Eficiencia de escurrimiento estimado	Tipo de superficie
90%	Para superficies lisas, impermeables como techos en metal, en teja asfáltica, de concreto, entre otros.
80%	Para superficies en grava o pavimentadas.
60%	Para suelos tratados.
30%	Suelo en su estado natural.

*Fuente: Frasier y Myers (1983).*

Entonces, el volumen de agua posible por utilizar está dado por:

<b>Ecuación 2</b>	<b>Vol = E x Pma x A</b>
	Donde:
	E: eficiencia de escurrimiento.
	A: Área de captación en metros cuadrados.

### 2.2.2. Capacidad de almacenamiento

Para determinar el volumen de agua requerido, debe tenerse en cuenta el uso que se le dará a ella, así como las pérdidas por evaporación e infiltración y el agua de reserva. Si el estanque es de forma geométrica no hay ninguna dificultad para calcular el volumen, ya que se usan los cálculos de geometría general, si es de forma irregular, se debe hacer el levantamiento topográfico (con teodolito o estación total) para posteriormente estimar el volumen<sup>3</sup>.

<sup>3</sup> El software SURFER permite calcular volúmenes a partir de un levantamiento topográfico. Es muy utilizado en el mundo, aunque en el mercado existen otras opciones.

Es necesario considerar la evacuación del exceso de aguas dentro del reservorio, de lo contrario, existe el riesgo del rebalse y, por lo tanto, daño a la infraestructura.

En caso de áreas de captación grandes, es decir, superiores a dos hectáreas, es necesario utilizar el llamado **Método Racional**, el cual es bastante complejo, y requiere de conocimientos técnicos en hidrología. Si se quiere profundizar en el tema, se puede consultar el Anexo 2.

En el caso de reservorios con áreas de captación pequeñas (menos de dos hectáreas), se puede solventar la posibilidad de los rebaleses, dejando previstas tuberías de drenaje. Para este caso, se recomienda la instalación de tubos de 150 mm (6") o mayores.



*Figura 8: Instalación de tuberías de drenaje en un reservorio.*

#### 2.2.4. Tubería de conducción del reservorio a la zona de cultivo

Se recomienda utilizar tubería de conducción para evitar pérdidas por infiltración que se pueden dar en un canal abierto, ya sea en tierra o revestido. La idea de la tubería es maximizar el uso del agua, por lo cual, para este tipo de estructura siempre es recomendable. La tubería puede ser en PVC o mangueras de poliducto.

Es importante considerar el diámetro de conducción, es decir, que tenga la capacidad de llevar la cantidad de caudal que se necesita en el diseño, además de la cédula o el grosor (SDR), para soportar la presión a que va a ser sometido.

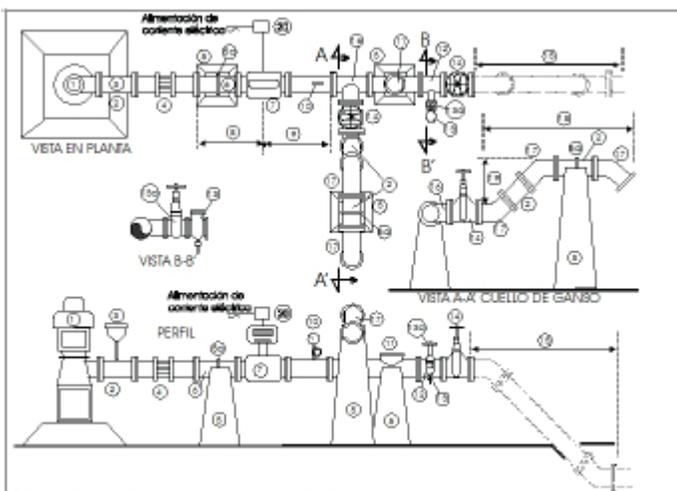
El Cuadro 2 muestra por diámetro de tubería las cantidades de tubos con SDR (grosor) diferente, que pueden soportar diferentes presiones, las cuales están en unidades **PSI** o libras por pulgada cuadrada (pounds per square inch).

Puesto que las PSI son medidas de presión del sistema inglés, es necesario convertirlas al sistema métrico (a metros de columna de agua, mca)

## 1. Identificación y análisis de componentes técnicos de alternativas de aprovechamiento de aguas subsuperficiales en estudios de prefactibilidad de grandes zonas de riego y drenaje

### 10.1.7. Pozos profundos

Otra fuente de abastecimiento de agua en los DR son los pozos profundos. En ocasiones, el agua extraída se conduce a canales, pero en la mayoría de los casos se dirige a las superficies de cultivo por conducciones pequeñas, o bien, por tubería. En forma breve y sin detalle, se puede decir que un pozo tiene las siguientes partes: a) perforación, en la que se encuentra el ademe y los filtros, generalmente de grava entre el ademe y la pared de la perforación; la tubería de succión y el equipo de bombeo (bomba + motor). En los DR, la mayoría de los pozos profundos están equipados con bombas sumergibles); b) caseta e instalaciones eléctricas. En ocasiones no se tiene una caseta propiamente dicha, sino sólo una pared o nicho para soportar los tableros; c) tren de descarga, en el que tiene una serie de accesorios como pueden ser válvulas de admisión y expulsión de aire, válvula *check*, válvula de sobrepresión, filtros, medidor y válvulas de seccionamiento, y d) medidor, también se pueden encontrar juntas constructivas (Gibault o Dresser); asimismo, pueden existir derivaciones.



Número	Accesorio	Función
1	Motor.	Suministrar energía a la bomba (en este caso sumergible).
2	Carretes de Fo. Fo.	Unión de partes.
3	Válvula para admisión y expulsión de aire	Evita registro falso de gasto.
4	Junta mecánica (tipo Gibault o Dresser).	Unión del equipo del bombeo con el tren de descarga; facilita la instalación y retiro de las partes.
5	Atraques.	Soporte del tren de descarga; un buen atraque disminuye movimientos alargando la vida útil del tren de descarga. Puede ser de concreto armado o fierro estructural.
5a	Sujeción del tubo con el atraque.	
6	Carretes de tubo soldable (cédula 40) bridado en los extremos.	Unión del medidor con el tren de descarga. Las longitudes se tienen en los números 8 y 9.
7	Medidor electromagnético en carrete.	Medición de la extracción.
8	Tramo recto aguas arriba del medidor.	Requisito para mantener la precisión del medidor. El tramo recto se mide a partir del centro del medidor.
9	Tramo recto aguas abajo del medidor.	
10	Manómetro.	Revisión de la presión de trabajo; debe marcar, preferentemente, en el segundo tercio del rango.
11	Válvula <i>check</i> .	Protege todo el tren de descarga, incluyendo el medidor; recomendable para sistemas presurizados grandes con compuertas de seccionamiento.
12	TE de Fo. Fo.	Instalación de válvula aliviadora de presión.
13	Válvula aliviadora de presión.	Protege al tren de descarga, incluyendo el medidor, del golpe de ariete.
13a	Válvula de compuerta.	Sirve cerrar el sistema cuando se requiere mantenimiento en la válvula aliviadora de presión.
14	Válvula de seccionamiento.	Útil para mantener aislado el sistema en caso de reparación.
15	Tubería de la red.	Continuación del tren de descarga hacia el sistema presurizado.
16	TE de Fo. Fo.	Derivación hacia el cuello de ganso.
17	Codo de 45° de Fo. Fo.	Parte del cuello de ganso, junto con los carretes.
18	Cuello de ganso.	Mantiene el tubo lleno en la zona del medidor.
19	Elevación mínima del cuello de ganso respecto del tubo: 2 diámetros.	Se requiere para asegurar la función del cuello de ganso.

**Figura 67. Esquema general de un tren de descarga en el caso de bomba sumergible.**

Un pozo profundo es una perforación en el subsuelo, la cual va revestida de una tubería con el fin de impedir el derrumbe, esta tubería es ranurada en su parte inferior para que el acuífero aporte con agua y pueda ser extraída mediante bombas de

distintos accionamientos. La profundidad del pozo se determina realizando un estudio previo basado en técnicas como la radiestesia u otros estudios más acabados.

## **Etapas de la construcción de los pozos**

### Etapas de la perforación

Preparación y montaje previo de los equipos y su instalación en el sitio definido.

Instalación del equipo de perforación: anclaje de la torre, instalación de la manija o agarrador en forma de T, los tubos de perforación y la broca, la excavación de las fosas de lodo, instalación de la bomba y manguera de inyección.

Perforación: proceso de rotación y percusión generada por los operadores.

## **Funcionamiento de los pozos profundos**

### CONSTRUCCIÓN DE LOS EQUIPOS DE PERFORACIÓN

Funciona al introducir aire por el fondo del recipiente, el aire introducido reduce la densidad del líquido y las burbujas de aire ascienden estos factores combinados provocan un flujo de agua hacia arriba si este flujo de agua es separado del resto del recipiente por una división, se generara un flujo circulante de tal modo que el aire introducido proporciona la mezcla y la aireación.

Para realizar el mantenimiento preventivo del pozo se debe:

- Tapar el orificio de salida del agua del cabezal del pozo.
- Bombear varias veces en posición de cada punto cardinal, norte-sur y este-oeste, hasta que brote agua entre las uniones del cuerpo y el embolo.
- Se destapa bruscamente el orificio de salida del agua, y se sigue bombeando por un tiempo adicional
- Este procedimiento se debe realizar regularmente y también cuando se note dificultad para bombear o disminución del caudal.

## **Mantenimiento preventivo del pozo**

El pozo mismo - US\$ 80,900 para uno grande (300 metros de profundidad) S US\$ 48,500 para uno pequeño (120 metros de profundidad).

Superestructura - (torre de agua de 100 m<sup>3</sup> S 15 metros de altura, abrevaderos, alrededores de la fuente, canales, etc.) costaron entre US\$ 64,700 S US\$ 80,900:

Equipo para extraer el agua - US\$ 24,300 8 km de red de tuberías desde el pozo - US\$ 64,700 a 72,800.

## COSTOS

## VENTAJAS

El sistema tiene la ventaja de que requiere un pequeño espacio comparado con sistemas convencionales y debido a la alta tasa de aireación puede tratar residuos de alta DBO .

Una excelente opción de obtener agua, sin tener que influir mucho en el terreno y paisaje, dentro de sus ventajas destacan la fiabilidad y economía en relación a las norias fabricadas en la antigüedad.

Puesta en marcha es casi inmediata.

Pozo profundo no existe riesgo de caída de una persona o un niño dentro de el.

## DESVENTAJAS

Los costos de instalación por cada pozo son altos por lo que requiere optimizar su número.

Se requiere información cualitativa acerca del sitio donde se van a instalar los pozos

## VENTAJAS Y DESVENTAJAS

Tiene una altura de 30 m hasta los 100 m.

Tiene una presión de 10 atmosferas.

Las brocas de perforación tienen diámetros de 3 1/2" o de 5 1/2" a 6", para entubar o encamisar el pozo con tubería de 2" o 4" respectivamente.

La perforación se realiza con un equipo de rotación, por el sistema de circulación directa, se utilizan brocas tricónicas, tipo piña y el fluido de perforación

Los diámetros de perforación varían generalmente entre 25 cm y 60 cm (10" y 24") y los diámetros de entubación, entre 15 cm y 50 cm (6" y 20")

El material es de acero

La distancia mínima que debe existir entre un pozo y una letrina, un tanque séptico o un pozo de absorción es de 50 metros.

La distancia mínima que debe existir con un relleno sanitario, basurero, un tanque enterrado con tóxicos, lagunas es de 500 m

## Características de los pozos profundos

Limpieza del pozo, entubado del pozo, instalación del sello sanitario, instalación de la bomba de agua y cabezal.

Cuidados, control de posibles fuentes de contaminación y mantenimiento del pozo.  
Etapa post perforación

### INVERSIONES PREVIAS

Incluye la realización del inventario de fuentes de agua en la zona.

Establecer las características del terreno.

Selección del sitio de perforación en un lugar alejado de fuentes de contaminación, en concertación con la comunidad para garantizar su participación en todo el proceso.

Es útil el apoyo en estudios hidrogeológicos previos que facilitan la ubicación de los acuíferos.

Perforación hecha en el terreno a través de diferentes formaciones Geológicas, hasta profundidades mayores de 30 m., con la finalidad de interceptar un Acuífero y explotarlo con fines de abastecimiento para consumo humano y que ha sido Debidamente revestida con tubería.

## Partes principales de un pozo profundo

### 1. El hueco perforado.

Es la perforación que se realiza en el subsuelo con el objetivo de atravesar capas permeables que contengan agua (acuíferos) para ser captadas mediante un tubo metálico. Esta perforación debe tener un diámetro y una verticalidad tal que debe permitir la instalación de una tubería de un diámetro menor y del filtro de grava que la rodea. Esta perforación se hace con un equipo de perforación mecánico o hidráulico

Es la protección sanitaria que tiene el pozo contra la contaminación procedente de la superficie o de acuíferos superiores contaminados. Consiste en aislar las primeras capas atravesadas en la perforación por medio de una lechada de cemento o mortero cuya profundidad puede oscilar entre 20 y 50 m dependiendo de la profundidad del pozo.

### 2. Antepozo

Es una obra civil que se hace en la boca del pozo al inicio del proceso de perforación para estabilizar su parte superior y controlar probables derrumbes superficiales. Consiste en un hueco-excavado manualmente de dos a tres metros de profundidad de un diámetro tal que permita la instalación de una tubería en lámina de hierro de un diámetro entre 24" y 36" según sea el diámetro del pozo. Entre esta tubería y el

huevo excavado debe quedar un vacío o espacio anular mínimo de 3" que debe ser rellenado con mortero.

3. Sello sanitario.

4. Tubería de revestimiento.

Es la tubería que se instala en forma vertical dentro del hueco perforado. Es generalmente de acero al carbón o PVC de un diámetro que varía entre 6 y 18 pulgadas con espesores de 1/4 a 3/8 de pulgada. Se instala soldada y bien nivelada. Debe quedar totalmente vertical dentro del hueco perforado.

5. Filtros.

Es el área de captación del pozo por donde entra el agua del acuífero que se está aprovechando. Es un tubo del mismo diámetro de la tubería de revestimiento que tiene unas aberturas o perforaciones para que el agua del acuífero pueda entrar al pozo.

6. Filtro de grava.

Se instala en el espacio anular o vacío que existe entre el hueco perforado y la tubería de revestimiento, va continua desde el fondo del pozo hasta la superficie. Garantiza en alto grado el buen rendimiento del pozo puesto que su función es la de retener las arenas que tenga el acuífero para que el agua salga limpia y sin sedimentos en suspensión.

7. Anclaje.

Son los elementos que se instalan en la boca del pozo para sostener la tubería de revestimiento desde la superficie, puesto que esta nunca debe quedar apoyada sobre el fondo de la perforación sino colgada desde la superficie hasta que sea rellenado de grava. Garantiza la verticalidad del pozo y consiste en dos rieles de acero de dos a tres metros de largo cada uno apoyados sobre la superficie del terreno y soldados al tubo del pozo por medio de platinas de acero.

1. Localización.

2. Sello sanitario.

3. Perforación

En la localización de un pozo de abastecimiento público lo más importante a tener en cuenta es: Altura topográfica. En lo posible se debe localizar en un sitio alto para ganar presión al distribuir el agua. Sin embargo, muchas veces el mejor sitio para perforar un pozo se localiza en las partes bajas.

En un pozo de abastecimiento público la construcción del sello sanitario es lo que primero se debe hacer para evitar cualquier riesgo de contaminación desde el inicio de

la perforación. Inicialmente se hace una perforación de un diámetro tal que permita la instalación de un tubo metálico de un diámetro mayor que la tubería de revestimiento del pozo más el filtro de grava

La perforación del pozo se realiza gracias a los movimientos de percusión y rotación manual de la broca y de los tubos de perforación. La inyección del lodo facilita la construcción del pozo. Como se anotó anteriormente, de acuerdo al número de tramos de varilla corrugada soldadas al tubo central de la broca, se consigue un mayor o menor diámetro de perforación.

### **Métodos de perforación**

- a) Excavación manual.
- b) Movimiento de percusión
- c) Movimiento de rotación
- d) Rotación circulación directa.
4. Muestreo y columna litológica.
5. Registro eléctrico
6. Instalación del sistema de inyección de lodos

La circulación de lodo durante la perforación tiene como propósito además de traer a la superficie el material excavado, evitar que las paredes del pozo se derrumben. El sistema consta de dos fosas excavadas en el terreno, unidas por un canal, una bomba manual de lodo y una manguera de inyección para lodo.

Una vez terminado el sondeo exploratorio se toma el registro eléctrico del pozo que consiste en bajar una sonda dentro de la perforación. La sonda está conectada por medio de un cable a un equipo eléctrico que está en la superficie del terreno, mediante el cual se envía una corriente eléctrica. Este aparato registra la RESISTIVIDAD y la DIFERENCIA de POTENCIAL de las capas atravesadas en la perforación, parámetros asociados a la calidad de agua que contienen los acuíferos. Gráfica dos curvas, una enfrentada a la otra con respecto a la profundidad. Los valores de la resistividad se dan en ohmios-metro y la diferencia de potencial en milivoltios.

Las muestras de las capas atravesadas en la perforación se colectan metro a metro, en la boca del pozo, luego de limpiarlas un poco se almacenan en bolsas plásticas y se van enumerando conforme a la profundidad donde se vayan encontrando. Así se obtiene lo que se llama el perfil "estratigráfico o litológico" del pozo, el cual es importante para su diseño.

## Sistema Cutzamala

Como ejemplo del empleo de energía para el bombeo de grandes volúmenes de agua se muestra a continuación el caso del Sistema Cutzamala, principal fuente de suministro de agua potable para la Zona Metropolitana de la Ciudad de México.

El Sistema Cutzamala abastece a 11 delegaciones del Distrito Federal y 11 municipios del Estado de México, es uno de los sistemas de abastecimiento de agua potable más grandes del mundo, no sólo por la cantidad de agua que suministra (aproximadamente 485 millones de metros cúbicos anualmente), sino por el desnivel (1 100 m) que se vence. Aporta el 18% del abastecimiento para todos los usos de la Cuenca del Valle de México, calculado en 82 m<sup>3</sup>/s, que se complementa con el Sistema Lerma (6%), con la extracción de agua subterránea (73%) y con ríos y manantiales (3%)<sup>3</sup>.

El bombeo del Sistema, necesario para vencer el desnivel, ocasiona un significativo consumo de electricidad.

En el año 2008, la electricidad empleada fue de 1.29 TWh, lo que representó el 0.56% de la generación total de energía eléctrica del país para ese año, y su costo fue de 1 844 millones de pesos. Por comparación, el costo representó el 6.4% del presupuesto ejercido de la CONAGUA para ese mismo año.

Cutzamala está integrado por siete presas derivadoras y de almacenamiento, seis estaciones de bombeo y una planta potabilizadora con las características que se indican en la [tabla T4.14](#).

#### T4.14 Características de los elementos que componen el Sistema Cutzamala

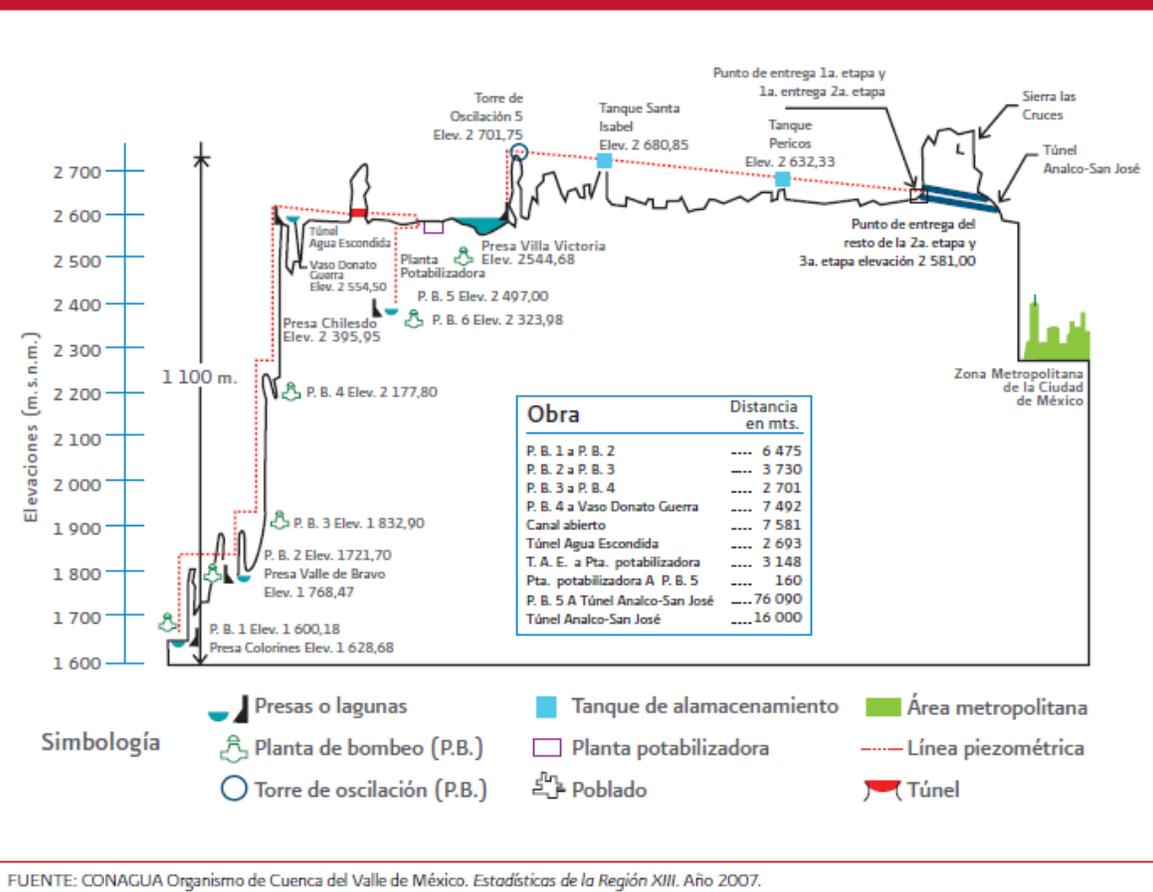
Elemento	Tipo	Capacidad	Elevación (msnm)	Observaciones
Tuxpan	Presa derivadora	5 hm <sup>3</sup>	1 751.00	Altura al NAME 1 763.00
El Bosque	Presa de almacenamiento	202 hm <sup>3</sup>	1 741.40	Altura al NAME 1 743.00
Ixtapan del Oro	Presa derivadora	0.5 hm <sup>3</sup>	1 650.00	Altura al NAME 1 699.71
Colorines	Presa derivadora	1.5 hm <sup>3</sup>	1 629.00	Altura al NAME 1 677.50
Valle de Bravo	Presa de almacenamiento	395 hm <sup>3</sup>	1 768.00	Altura al NAME 1 833.00
Villa Victoria	Presa de almacenamiento	186 hm <sup>3</sup>	2 545.00	Altura al NAME 2 607.50
Chilesdo	Presa derivadora	1.5 hm <sup>3</sup>	2 396.00	Altura al NAME 2 359.05
Planta de bombeo 1	Bombas	20 m <sup>3</sup> /s	1 600.18	
Planta de bombeo 2	Bombas	24 m <sup>3</sup> /s	1 721.70	Opera en serie con la P.B. 3 y 4
Planta de bombeo 3	Bombas	24 m <sup>3</sup> /s	1 832.90	Opera en serie con la P.B. 2 y 4
Planta de bombeo 4	Bombas	24 m <sup>3</sup> /s	2 178.88	Opera en serie con la P.B. 2 y 3
Planta de bombeo 5	Bombas	24 m <sup>3</sup> /s	2 497.00	
Planta de bombeo 6	Bombas	5 m <sup>3</sup> /s	2 323.98	
Planta potabilizadora Los Berros	Planta potabilizadora	20 m <sup>3</sup> /s	2 540.00	

NOTA: NAME= Nivel de Aguas Máximas Extraordinarias. P.B.= Planta de bombeo.  
msnm: Metros Sobre el Nivel del Mar

FUENTE: CONAGUA. Organismo de Cuenca Aguas del Valle de México.

La **gráfica G4.9** muestra el desnivel que se tiene que vencer desde la parte más baja en la Planta de Bombeo No. 1 para conducir el agua a la Torre de Oscilación No. 5 y posteriormente conducirla por gravedad a la ZMVM.

#### G4.9 Perfil del Sistema Cutzamala



FUENTE: CONAGUA Organismo de Cuenca del Valle de México. Estadísticas de la Región XIII. Año 2007.

Cabe comentar que el Sistema Cutzamala está sujeto a las variaciones en el régimen hidrológico de sus elementos. En los últimos años se han presentado disminuciones en el volumen de las presas de almacenamiento del Sistema.

#### 10.1.8. Redes de Canales y Caminos

La parte más importante de la infraestructura de los sistemas de distribución de agua para fines de riego es la red de canales. Los canales son los conductos, a cielo abierto o cerrados, por los cuales se lleva el agua desde las fuentes de abastecimiento y se distribuye a las áreas de riego. En el documento intitulado *Canal Systems Automation Manual (Manual de automatización de sistemas de*

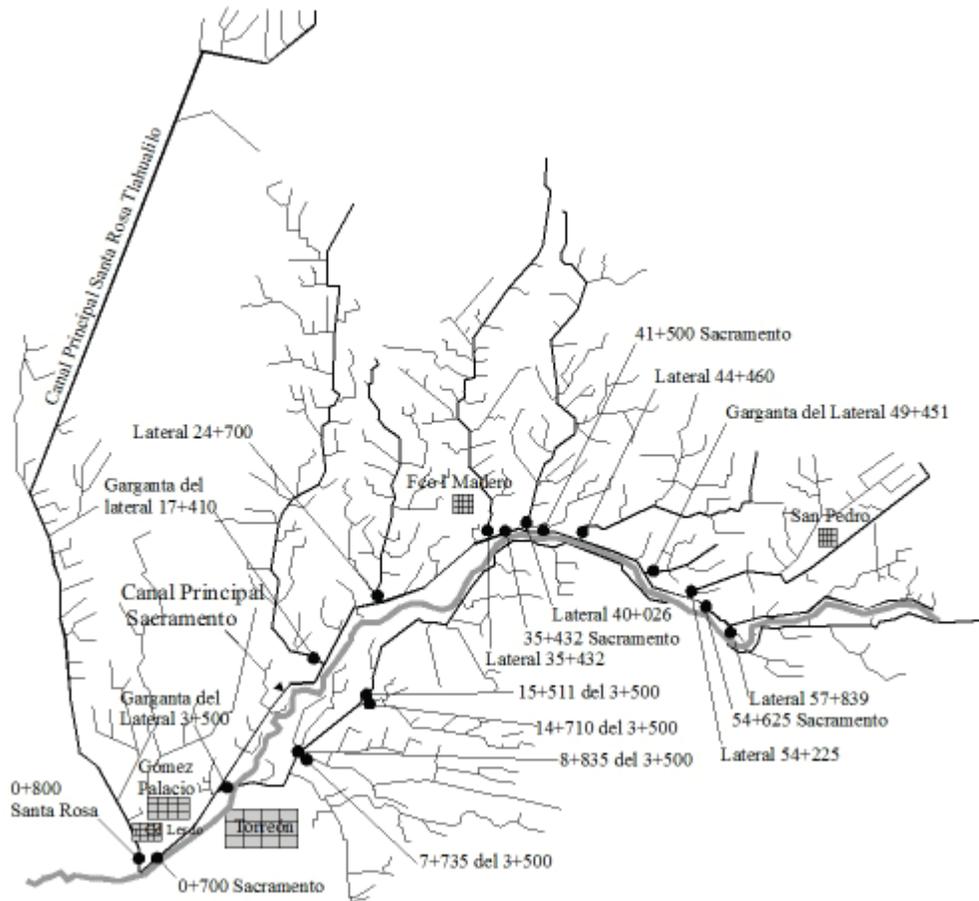
canales, Buyalsky *et al.*, 1991), se menciona que el objetivo de la conducción del agua determina la clasificación general de los canales:

- **Canal de entrega.** En estos canales se tiene una fuente única de captación; por ejemplo, desde un almacenamiento hasta los puntos individuales de entrega. En este caso, el canal va disminuyendo su tamaño conforme se va entregando el agua.
- **Canal de recolección.** En este tipo de canales van recolectando agua de diferentes fuentes (pozos profundos o entradas de agua de lluvia). Contrariamente al caso anterior, los canales deben ir aumentando de tamaño. Este tipo de canales no es común en nuestro país.
- **Canal de conexión.** Por estos canales se conduce agua desde una fuente única de abastecimiento hacia una ubicación diferente, sin entradas ni salidas en su recorrido.

En México se manejan conceptos parecidos pero no iguales. Cuando se tiene un canal en el que la única intención es el traslado del agua desde un sitio de abastecimiento, regularmente una presa o un río, hasta el inicio de la zona de riego, se dice que se tiene un *canal de conducción*. También es común escuchar que se tiene el “tramo muerto” del canal, que implica que no existen aprovechamientos. Ya en la zona de riego es necesario que el canal se derive y se forme la red de canales para distribuir el agua en las diferentes áreas de cultivo. En este caso, se tiene lo que se llama “canales o red de distribución”.

Generalmente, a este primer canal se le conoce como “canal principal”, y a los canales que de éste se derivan se le conoce como “canales laterales”; a su vez, a los derivados de este canal lateral se les conoce como “canales sublaterales”. De allí en adelante, a los pequeños canales derivados de un sublateral se les conoce como “ramales” y “subramales”.

Sobre los canales se tienen estructuras transversales y laterales. Las primeras tienen como función “remansar” el agua para controlar las extracciones o derivaciones hacia los canales laterales, sublaterales o ramales. Se aclara que este arreglo se tiene en caso de tener el método de operación “nivel constante aguas arriba”, donde el nivel de agua que se quiere controlar está aguas arriba de la estructura de regulación (aguas abajo del tramo). Estos conceptos se aclararán más adelante.



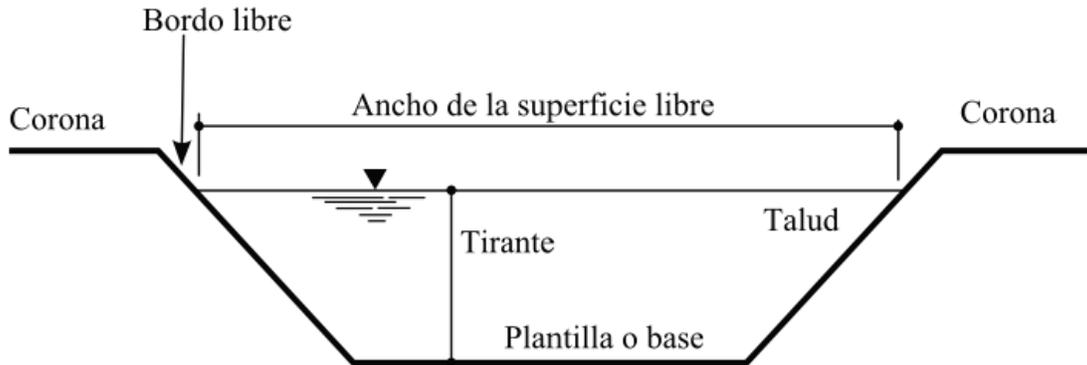
**Figura 68. Ejemplo de una red de canales. Distrito de Riego 017 Región Lagunera, Coah. y Dgo.”. Se resaltan los canales donde se ubican estaciones hidrométricas ultrasónicas.**

### Canales de tierra y canales revestidos

Otra clasificación se refiere al material de construcción de los canales. Así, se tienen canales de tierra y canales revestidos. Cuando se construye un canal en tierra se conforma una sección geométrica trapecial; sin embargo, conforme se va teniendo escurrimiento, la sección va cambiando hasta tomar una sección transversal cercana a una parábola.

Para evitar la infiltración los canales se revisten de lozas de concreto hidráulico. En este caso, la sección es estable y no cambia con el efecto del paso del agua. Las diferentes partes geométricas de un canal, cuando está revestido, son: plantilla o base, talud, coronas y bordo libre. La plantilla es el ancho de la parte inferior del

canal; también se le llama “base”. El talud es la inclinación de las paredes y la corona es la parte superior de los taludes.



**Figura 69. Elementos geométricos e hidráulicos de la sección transversal de un canal revestido.**



**Figura 70. Canal de tierra con una sección de revestimiento, colocado para fines de hidrometría ultrasónica. DR 041 Río Yaqui, Son.**

Desde el punto de vista hidráulico se tienen componentes tales como “el tirante”, nombre común que se le da a la profundidad del agua; el ancho de la superficie libre del agua no requiere mayor definición. La rugosidad del canal es un aspecto fundamental, depende de la superficie del material del fondo y de las paredes. Así, se tiene la rugosidad del concreto o de la tierra, o bien, si se tiene maleza en los taludes o en el fondo, la rugosidad necesariamente

### **Canales entubados**

Actualmente, se dispone de una gran cantidad de plásticos para uso en la agricultura.

Los canales entubados con plásticos representan condiciones económicas y de instalación favorables sobre los tubos de concreto y otros materiales.

Normalmente, cuando se tienen canales con capacidad menor a  $1.00 \text{ m}^3/\text{s}$ , el entubado resulta a menudo más económico que el revestimiento con concreto hidráulico, sobre todo cuando la reposición de terracerías implica acarreos importantes. Cuando se dispone de carga natural en los canales, estos pueden funcionar como tuberías, y el entubado puede utilizarse para disponer de sistemas de riego parcelario de baja presión, multicompuertas, poliductos, con lo que se mejora sensiblemente la eficiencia de aplicación del riego.

Un canal entubado funciona como tal si el flujo del agua es debido a la acción de la gravedad (presión atmosférica); sus estructuras de control suelen ser represas. Cuando en un conducto cerrado el agua circula por una presión diferente a la atmosférica, entonces se tiene una condición de tubería; sus estructuras de control suelen ser válvulas.