



UNIVERSIDAD DE CHILE

COMISION NACIONAL DE RIEGO

AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL

ORGANIZACION DE ESTADOS AMERICANOS

ENCUADERNACIÓN

-198-

En : Lomo

Escribir con letra dorada :

RIEGO Y DRENAJE

Empaste : Tela color verde

DISEÑO DE PROYECTOS DE RIEGO Y DRENAJE

TOMO II

3 AL 24 DE OCTUBRE DE 1995

SANTIAGO - CHILE

ORGANIZA:

FACULTAD DE CIENCIAS
AGRARIAS Y FORESTALES



DEPARTAMENTO DE
INGENIERIA Y SUELOS



UNIVERSIDAD DE CHILE

COMISION NACIONAL DE RIEGO

AGENCIA DE COOPERACION INTERNACIONAL

ORGANIZACION DE ESTADOS AMERICANOS

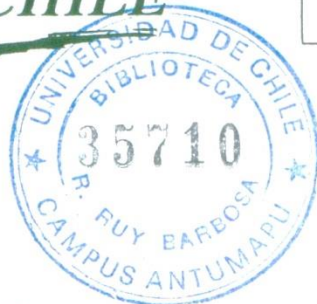
III CURSO INTERAMERICANO

**DISEÑO DE
PROYECTOS DE
RIEGO Y DRENAJE**

TOMO II

3 AL 24 DE OCTUBRE DE 1995

SANTIAGO - CHILE



ORGANIZA:

**FACULTAD DE CIENCIAS
AGRARIAS Y FORESTALES**



**DEPARTAMENTO DE
INGENIERIA Y SUELOS**



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS AGRONOMICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA Y SUELOS



JHA/pvo.

Santiago, Septiembre 24 de 2003.

Señor
Pedro Calandra B.
Director
Biblioteca Ruy Barbosa
PRESENTE

Señor Director:

La presente tiene por objeto autorizar a usted, fotocopiar los tomos I y II del Libro Diseño de Proyectos de Riego y Drenaje, los que serán puesto a disposición de los alumnos de la Facultad.

Sin otro particular, saluda atentamente a usted.



Julio Haberland Arellano

TOMO II

TEMA VIII

**Planificación y Diseño de Obras
Hidráulicas**

TEMA IX

Preparación de Suelos Para Riego

TEMA X

**Diseño de Sistemas de Distribución y
Métodos de Riego**

TEMA XI

Drenaje de Suelos Agrícolas

TEMA XII

**Evaluación de Pequeños Proyectos de
Riego**

TEMA VIII

Planificación y Diseño de Obras Hidráulicas

DISEÑO DE PROYECTOS DE RIEGO Y DRENAJE

PLANIFICACION Y DISEÑO DE OBRAS HIDRAULICAS

Luis Arrau de Canto
Ingierno Civil
Dirección de Riego (MOP)

PLANIFICACION DE RECURSOS HIDRAULICOS

GENERALIDADES

El riego fue la primera evidencia del uso de obras para un mejor aprovechamiento del agua. Hoy en día, para este recurso son múltiples los usos que requieren de su planificación:

- riego
- doméstico (AP)
- municipal
- generación de energía
- industrial
- navegación
- recreación
- control de calidad
- control de crecidas
- protección del medio ambiente

Luego, la planificación de los recursos hidráulicos tiene por objetivo fundamental dar el "máximo aprovechamiento al recurso en forma integral". Esto significa, por lo general, estimular el desarrollo económico de ciertas zonas, usando y controlando en forma adecuada los recursos hidráulicos naturales y aumentándolos cuando sea necesario, para satisfacer las necesidades de agua en cantidad y calidad, y minimizando las pérdidas de vidas humanas, daños materiales cuya causal es el agua y los efectos negativos del impacto ambiental.

OBJETIVOS DE CARACTER GENERAL

- i) Perfeccionar las técnicas de control de agua.
- ii) Desarrollar y mejorar los métodos para conservar y aumentar las disponibilidades de agua en cantidad y distribución temporal.

- iii) Desarrollar y mejorar los métodos de control de contaminación, de modo de proteger y mejorar la calidad de los recursos hídricos.
- iv) Desarrollar y mejorar los métodos y la eficiencia de la recolección de los datos de terreno necesarios para lograr una adecuada planificación y diseño de las obras de aprovechamiento del agua.
- v) Desarrollar y mejorar los métodos de evaluación de los desarrollos de los recursos hidráulicos de modo de obtener una maximización de los beneficios socio-económicos netos.

DISCIPLINAS O ASPECTOS INVOLUCRADOS EN UN DESARROLLO DE RECURSOS HIDRAULICOS

Un desarrollo de recursos hidráulicos es un problema netamente interdisciplinario, debiendo considerarse en su estudio aspectos de diverso tipo:

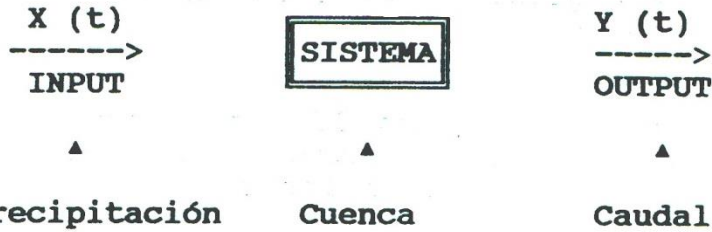
- hidráulicos e hídricos
- económicos
- estructurales y de mecánica de suelos
- sociológicos
- biológicos
- políticos
- geológicos y topográficos
- agrológicos
- ecológicos
- legales
- tecnológicos, etc.

Desde el punto de vista estrictamente económico, el objetivo es lograr una eficiencia económica (e.g. máximo Beneficio Neto). Este concepto es muy relativo, debido al problema "humano" (los deseos humanos no son cuantificables exclusivamente en términos económicos). Otro problema lo constituye tener que cuantificar en términos económicos aspectos tales como el control de calidad, pérdida de vidas humanas, etc. También existen restricciones de tipo técnico.

Todo lo anterior conduce a una Programación Matemática, cuyos resultados serán considerados como Herramientas de Decisión, y cuya ejecución requiere del planteamiento de un Modelo de la realidad.

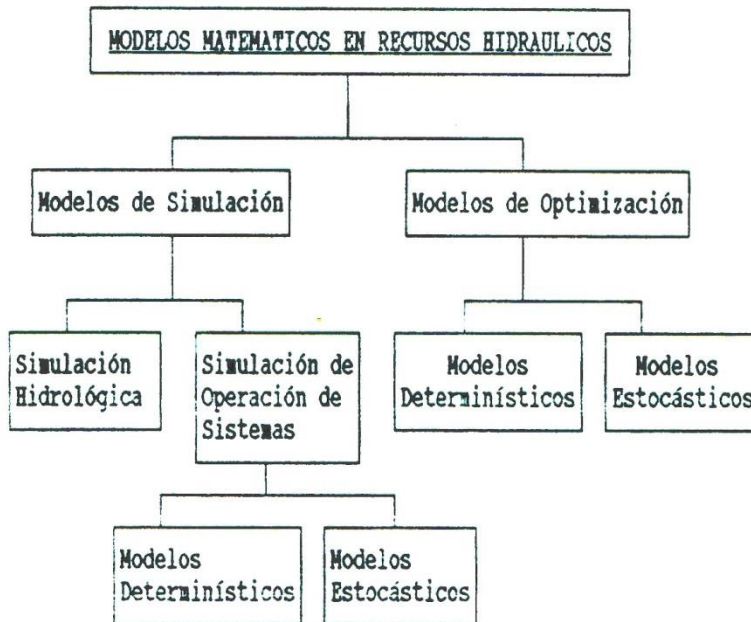
TEORIA GENERAL DE MODELOS

- Modelos de Análisis o de Caja Negra



Ejemplo: Precipitación Cuenca Caudal

- Modelos de Síntesis: tratan las interrelaciones entre las componentes del sistema.



Los modelos estocásticos son aquellos cuyos comportamiento y resultados se deben a procesos aleatorios, en tanto que los modelos determinísticos trabajan fundamentalmente con una estadística hidrológica conocida determinísticamente.

Los Modelos de Simulación corresponden a un proceso de duplicación de lo esencial de un sistema, es decir, se simula el comportamiento de un sistema durante un cierto período. En general, se entiende por simulación, la "técnica de reproducir la esencia de un sistema sin reproducir el sistema en sí". Existen varios tipos de simulación:

- física (modelos hidrológicos)
- analógica (ej: analogías eléctricas para simular flujos en medios permeables).
- matemática (o digital): trabaja con elementos de decisión lógicos y elementos algebraicos: no representa íntegro el sistema real sino que las partes básicas.

En estos modelos, se evalúa una Función Objetivo, sin optimizarla internamente. A través del análisis de un conjunto de posibilidades, se comparan los resultados y se escoge el mejor (se puede no llegar al óptimo).

Los Modelos de Optimización, por su parte, también corresponden a una esquematización del sistema real, pero se optimiza la función objetivo dentro del modelo mismo.

A continuación, se esquematiza una comparación general entre ambos tipos de modelos:

<u>MODELOS DE SIMULACION</u>	<u>MODELOS DE OPTIMIZACION</u>
Se evalúa en forma externa la función objetivo, sin optimizarla internamente.	Llevan incorporada una función objetivo, que se optimiza internamente.
Permiten ir variando las alternativas dependiendo de los resultados anteriores, de acuerdo con el conocimiento externo de la realidad, por parte de la persona que está operando el modelo.	Cada caso analizado es independiente del anterior.
Es posible incluir una función medidora de la "efectividad" del sistema.	Requieren simplificar en demasía el sistema real.
En sistemas muy complejos, el número de alternativas puede crecer bastante, no siendo posible analizar una cantidad adecuada de ellas en forma práctica.	Permiten analizar problemas con gran cantidad de alternativas en un tiempo razonable.
El proceso requiere de análisis intermedios de tipo "manuales" para pasar de una alternativa a otra, lo que le da lentitud a la obtención de los resultados.	Los resultados son obtenidos mucho más rápido y en forma matemática.

SIMULACION HIDROLOGICA Y OPERACIONAL

La simulación hidrológica pretende representar fenómenos hidrológicos en una cierta cuenca: infiltraciones, recuperaciones, evapotranspiraciones, etc. En general, requiere de la calibración de parámetros, para lo cual es muy útil toda información de terreno como los sondeos que entregan resultados de permeabilidades, granulometrías y otras características, las calidades de aguas, información de tipo climático, fisiográfico, vegetacional, mediciones pluviométricas y fluviométricas, etc.

Para el desarrollo de estos modelos, es muy importante considerar los escurrimientos en régimen natural, debiendo adecuarse las estadísticas, por cuanto se trata de interpretar y modelar las leyes naturales de los escurrimientos en una cuenca.

Por su parte, en la simulación operacional de Sistemas se plantea un modelo que incorpora todas las obras hidráulicas existentes o posibles para una cierta cuenca o región, y analiza las posibilidades de manejo de aguas dentro de la cuenca. En general, no se incluyen parámetros cuyo valor no se conozca, y el modelo funciona sólo a base de balances de agua.

Existe también el caso de modelos que incluyen tanto una simulación hidrológica y operacional. Generalmente, estos modelos son complejos y deben ser abordados por etapas, en las que se calibran previamente los parámetros del comportamiento de la cuenca y luego se procede al análisis operacional.

Etapas de una simulación de operación de sistemas

- 1) Definición del sistema: Configuración que incluye todas las redes de flujo del agua, así como las obras.
- 2) Análisis de la estadística hidrológica y síntesis de datos (se adaptan para su uso en simulación).
- 3) Definición de las variables de diseño del sistema y valores o rangos de los parámetros físicos de las variables involucradas (definir tasas de evaporación, volumen de embalse, etc.).
- 4) Establecer las reglas de operación: conjunto de políticas en cuanto a almacenaje y entrega de agua de un embalse, bombeo, acuífero, etc.
- 5) Evaluación de costos de diseño y beneficios asociados a las variables de diseño con los distintos resultados (se puede incluir una función cuantificadora global de la efectividad del sistema).

- 6) Formular programa de computación.
- 7) Verificar el modelo.
- 8) Operar el modelo.
- 9) Analizar los resultados.
- 10) Evaluación económica de los diferentes diseños (incluyendo tasas de interés, períodos de previsión, etc.).

Tipos de variables de un modelo de simulación

- 1) Variables de decisión, o de diseño: Varían de una simulación a otra (tamaño de obras, metas de demandas, reglas de operación, etc.). Son controlables.
- 2) Variables de estado: Son variables intermedias que definen el comportamiento del sistema después de cada intervalo de tiempo de trabajo, normalmente 1 mes. Así definidas, estas variables caracterizan la situación del sistema en un instante dado.
- 3) Variables exógenas: Describen el comportamiento de factores externos al sistema mismo, es decir, su valor depende de causas ajenas a nuestro control (son no controlables), como por ejemplo los derechos de agua.
- 4) Relaciones funcionales: Describen las interacciones entre las componentes internas del modelo, como por ejemplo, la conversión de volumen de agua en KWH de energía para un estado de embalse.
- 5) Constantes: Elementos físicos, tasas de evaporación, obras existentes, etc.
- 6) Insumos: Básicamente las disponibilidades de agua en algún punto (fluviometría).
- 7) Resultados: Pueden ser beneficios, seguridades de riego, superficies regadas, generaciones hidroeléctricas, etc.

Ejemplo típico: Un embalse para riego.

Se desea dimensionar un embalse para riego, definiendo su volumen V , y determinar la superficie a regar S , bajo el supuesto de que no existen limitaciones de suelos.

Datos:

- Estadísticas de caudales medios mensuales X_i [m^3/s]
- Evaporación desde el lago del embalse: E_i [mm/mes]
- Demanda de riego mensual (es variable exógena si el patrón de cultivos está fijo): D_i^n ($m^3/s/ha/mes$)
- Superficie del lago del embalse: $A_i = f(V_i)$

En este caso, las variables de estado del sistema son las siguientes:

- V_i = estado del embalse a comienzos del mes i
- R_i = rebases en el mes i
- D_i^s = demanda suplida para riego en el mes i

Las variables de decisión son, el volumen del embalse, la superficie a regar y las reglas de operación. Se entiende por reglas de operación, al conjunto de estrategias de decisión que permiten determinar el volumen de agua a suplir en cada temporada de riego, en función de las condiciones de estado del embalse, del pronóstico de caudales del río para la temporada de riego, etc. La definición de estas reglas permite establecer las características de interanualidad o estacionalidad de la regulación del embalse.

La función cuantificadora de efectividad del sistema (objetivo) puede ser la siguiente:

$$FO = \sum_i (B_i - C_i)$$

La función de beneficios dependerá del tamaño de la superficie a regar y de la seguridad de riego, S_h , en tanto que los costos dependerán del volumen del embalse y del tamaño de la superficie de riego.

$$S_h (\%) = 100 - F (\%)$$

$$F (\%) = 100 * n / N$$

siendo:

n = cantidad de años fallados

N = cantidad total de años simulados

Para establecer cuándo un año es fallado, se requiere definir un esquema o criterio, el cual puede ser todo lo flexible que se quiera, o tan rígido como suponer que basta que falte una gota de agua en relación a la demanda, para que el año sea fallado. El problema tiene varias facetas y en él influyen el tipo de cultivos, las funciones de producción, etc.

Un criterio posible, utilizado en Chile para la aplicación de la Ley 18.450 de Fomento al Riego, es el siguiente: "Se entenderá que el caudal es suficiente en un año cualquiera del período estadístico considerado, cuando existe a lo sumo un mes en que la demanda supera el caudal medio mensual disponible originándose un déficit menor o igual al 15% de dicha demanda, o bien cuando existen a lo sumo dos meses consecutivos en los cuales se producen déficit, siendo cada uno de éstos inferiores o iguales al 10% de las demandas de los meses respectivos".

Así planteado el problema, las ecuaciones que rigen este modelo, dados un valor de V y de S, son las siguientes:

- Ecuación de continuidad del embalse:

$$V^S_i + X_i - c * E_i * A_i - D^n_i * S = V^S_{i+1}$$

- Decisiones lógicas:

- 1° Si $0 \leq V^S_{i+1} \leq V$
 entonces $D^S_i = D^n_i, R_i = 0$
- 2° Si $V^S_{i+1} \geq V$
 entonces $R_i = V^S_{i+1} - V, V^S_{i+1} = V, D^S_i = D^n_i$
- 3° Si $V^S_{i+1} < 0$
 entonces $D^S_i = (V^S_i + X_i - c * E_i * A_i) / S$
 $V^S_{i+1} = 0, R_i = 0$

Luego de cada año de simulación, se puede calcular B_i en función de las entregas, en tanto que C_i sería dato, ya que V y S lo son. Así, después de un período completo de simulación, se puede calcular el valor de la función cuantificadora del sistema y la seguridad de riego. Luego, habrá que darse otros valores de V y S, y repetir el proceso de simulación, para finalmente escoger los mejores resultados.

Caso general de un modelo de simulación operacional

Un caso bastante general, consiste en suponer que se tiene una disponibilidad de recurso de agua, QAF, para satisfacer varias demandas:

- QR : Demanda de riego
- QAP: Demanda de agua potable
- QEN: Demanda de energía
- QIN: Demanda industrial
- QMI: Demanda de minería
- QCC: Demanda para control de calidad

En este caso, se debe efectuar un balance de aguas aplicando todas las reglas de operación y prioridades que se establezcan para los diferentes usos. La situación se ilustra en tabla siguiente:

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
AÑO	MES	QAF	QR	QAP	QEN	QIN	QMI	QCC	QEV	QFIL	QE	VE	QV
'	'	'	'	'	'	'	'	'	'	'	'	'	'

En la Tabla anterior, siendo QEV la evaporación desde el embalse, QFIL las filtraciones, QE la entrega total desde el embalse, VE el volumen acumulado al final del período, y QV el caudal vertido, las columnas deben llenarse de la siguiente forma:

- Col (1) y (2) : según período de estadística a considerar
- Col (3) : datos estadísticos
- Col (4) a (9) : según demandas y reglas se operación
- Col (10) : según tasa de evaporación (dato) y estado del embalse (superficie del espejo de agua del lago)
- Col (11) : según leyes de infiltración: datos generalmente puntuales ==> hay que determinar una ley empírica a través de correlaciones
- Col (12) : suma de Col (4) hasta Col (11)
- Col (13) : Col (13) del mes anterior + Col (13) - Col (12) (con la debida unificación de unidades)
- Col (14) : sólo en caso que Col (13) sea mayor que la capacidad (V). En este caso, recalcular Col (13) ----> V. Si hay uso para control de crecidas, la capacidad será diferente según el mes.

UN MODELO DE OPTIMIZACION PARA EL RIEGO

Se presenta a continuación, un modelo de Programación Lineal para el caso general de un proyecto de riego, en el cual se trata de definir las superficies a cultivar de cada rubro, de modo de optimizar el beneficio neto de la producción, respetando las disponibilidades de agua, suelos, factores de comercialización, etc.

La función objetivo, "g", es la siguiente:

$$g = \max \sum_z \sum_s \sum_k BN_{k,s,z} X_{k,s,z}$$

en que:

$X_{k,s,z}$ = hectáreas a regar del cultivo k, en suelo tipo s, en el sector de riego z.

$BN_{k,s,z}$ = beneficio neto por hectárea del cultivo k, en el suelo s y sector z.

El cálculo de $BN_{k,s,z}$ se realiza de acuerdo con la siguiente expresión:

$$BN_{k,s,z} = P_{k,z} X_{k,s,z} - C_{k,s,z} X_{k,s,z}$$

Las restricciones son:

1) Disponibilidad de agua a repartir mensual:

$$\sum_z \sum_s \sum_k D_{k,s,z} X_{k,s,z} \leq q_m \quad \forall m$$

en que:

$D_{k,z,m}$ = tasa de riego del cultivo k, en la zona z, en el mes m.

q_m = agua disponible para mes m.

En la ecuación anterior, se ha supuesto que la tasa de riego mensual no varía según el tipo de suelo y, por otro lado, que incluye la eficiencia de conducción hasta el sector z.

Con regulación anual de un embalse, la ecuación anterior sería de la forma:

$$\sum_z \sum_s \sum_k \sum_m D_{k,s,z} X_{k,s,z} \leq Q$$

en que "Q" corresponde al volumen total de agua disponible para la temporada.

2) Disponibilidad total de suelos regables en la cuenca:

$$\sum_k X_{k,s,z} \leq S_{s,z} \quad \forall s,z$$

3) Rango de uso de suelos en cada sector:

$$SI_z \leq \sum_s \sum_k X_{k,s,z} \leq SS_z \quad \forall z$$

SI_z y SS_z corresponden a los valores mínimos y máximos a cultivar del suelo z , ya sea por disponibilidad de mano de obra, estrategias geopolíticas, combatir cesantía, etc.

4) Dedicaciones máximas y mínimas de los suelos a cada cultivo en cada sector:

$$LI_{k,z} \leq \sum_s X_{k,s,z} \leq LS_{k,z} \quad \forall k,z$$

en que $LI_{k,z}$ y $LS_{k,z}$ son los límites inferior y superior para el cultivo k en el sector z .

También puede representarse esta restricción en forma porcentual:

$$KI_{k,z} \sum_k \sum_s X_{k,s,z} \leq \sum_s X_{k,s,z} \leq KS_{k,z} \sum_k \sum_s X_{k,s,z} \quad \forall k,z$$

en que $KI_{k,z}$ y $KS_{k,z}$ son los porcentajes mínimo y máximo a cultivar del cultivo k en la zona z , con respecto al total cultivado en la zona z .

5) Producciones máximas y mínimas de cada cultivo.

$$LI_k \leq \sum_s \sum_z X_{k,s,z} \leq LS_k \quad \forall k$$

6) No negatividad:

$$X_{k,s,z} \geq 0 \quad \forall k,s,z$$

BIBLIOGRAFIA.

Investigación Operativa, Análisis de Sistemas, Oscar Barros V., Fac. Ciencias Físicas y Matemáticas, Editorial Universitaria, 1974.

Métodos y Modelos de Investigación de Operaciones, Juan Prawda, Editorial Limusa, 1977.

Hidrología y Recursos Hidráulicos, Rafael Heras, Publicación # 120 de C.E.H.y D.G de O.H., Madrid, 1976.

Modelo de Decisiones para la Asignación Regional del Agua de Riego en una Cuenca, Basilio Espíldora C., Luis Arrau del C., CRH 77-3-I, Centro de Recursos Hidráulicos Universidad de Chile, 1977.

Operación del Sistema Paloma Considerando Control de Crecidas, Luis Arrau del C., Enrique Kaliski K., CRH 82-10-E, Centro de Recursos Hidráulicos Universidad de Chile, 1982.

DISEÑO DE OBRAS HIDRAULICAS

EMBALSES

Definiciones y conceptos

- 1) **Obras de regulación de Aguas:** Aquellas cuyo objetivo es acumular agua para satisfacer necesidades en forma planificada.
- 2) **Presa:** Muro, de diversos materiales posibles, que se construye a través de un río, estero, arroyo u otro curso de agua, para almacenarla a fin de derivarla fuera del cauce o regular su curso.
- 3) **Embalse:** Gran depósito que se forma artificialmente, por lo general cerrando la boca de un valle mediante un dique o presa, y en el que se almacenan las aguas de un río o arroyo, a fin de utilizar en el riego de terrenos, en el abastecimiento de agua potable de poblaciones, en la producción de energía eléctrica, etc. También se denomina embalse a las aguas así acopiadas.
- 4) **Area de inundación:** Zona de aguas arriba de la presa, factible de quedar cubierta por las aguas en algún momento.
- 5) **Embanque:** Sedimentos o materiales sólidos, en general, acarreados por los ríos y que quedan atrapados en el embalse, disminuyendo su capacidad de almacenamiento de agua.
- 6) **Presas de embalse:** Conjunto de obras que permiten almacenar el agua requerida de regulación. Los componentes principales son:
 - a) Muro de presa.
 - b) Obras de desviación: Desvían el río durante la construcción del muro.
 - c) Obras de evacuación (vertedero): Extraen los caudales de exceso, impidiendo que el agua pase por encima del muro.
 - d) Obras de toma: Extraen el agua desde el embalse en forma controlada.

- e) **Area de inundación:** Aun cuando no pueda corresponder a una obra de ingeniería propiamente tal, es importante por la inversión que puede significar en expropiaciones, además de las labores constructivas previas que pueden requerir desmontes, cambios de ubicación de caminos, de líneas férreas, de líneas de AT, o de teléfonos, etc.
- 7) **Propósitos:** Los usos, destinos o propósitos posibles de las aguas de un embalse son diversos, como por ejemplo: riego, agua potable, producción de energía, usos industriales, control de avenidas, agua para el ganado o para animales salvajes, esparcimiento, aplicaciones domésticas o municipales, regulación de corrientes, control de calidad.
- 8) **Tipos de usos de las aguas:** Se distinguen los siguientes:
- a) **Uso consuntivo,** es aquel en que las aguas se consumen y no es posible reutilizarlas sino hasta dentro de un tiempo difícilmente cuantificable. El riego es un uso consuntivo.
- b) **Uso no consuntivo,** es aquel en que las aguas no se consumen ni se degradan en calidad, siendo posible su planificación y utilización inmediata para otro propósito.
- 9) **Volumen de regulación:** Es el volumen necesario para regular las aguas de acuerdo con los objetivos. Se calcula sobre la base de una simulación o balance entre las necesidades de agua y el agua disponible.
- 10) **Capacidad total de embalse:** Debe ser definida considerando su vida física útil. Existe una pérdida de capacidad debido al embanque del área de inundación. Usualmente, se denomina "volumen muerto" o "volumen para embancamiento" a aquel volumen contenido bajo el nivel de las obras de captación de las aguas. De esta manera, la capacidad total del embalse queda definida por la suma del volumen muerto más el volumen de regulación. El nivel de aguas alcanzado para lograr este volumen se denomina "nivel máximo normal".
- 11) **Altura de la presa:** Debe calcularse como la altura que corresponde al nivel máximo normal, más una revancha adicional, en cuyo cálculo se integran varios conceptos, tales como la carga de agua necesaria para el vertedero, oleaje, asentamiento del muro, etc.

12) Clasificación de las presas de embalse según su propósito:

- a) De propósito simple: Satisfacen un solo objetivo.
- b) De propósitos múltiples o multipropósitos: Están destinadas a satisfacer más de una necesidad en conjunto.

13) Clasificación de presas según sus características de operación:

- a) Obras de pequeña magnitud: Regulación horaria, diaria o de fin de semana.
- b) Obras de regulación estacional o anual.
- c) Obras de regulación multianual.

14) Clasificación de presas según su tamaño: Grandes presas y pequeñas presas. De acuerdo con la clasificación del ICOLD (International Commission on Large Dams), las grandes presas corresponden a aquellas de a lo menos 15 millones de m^3 o bien con otras características especiales, como por ejemplo de gran longitud del muro.

15) Clasificación de presas según el uso principal:

- a) Presas de almacenamiento: Embalsan el agua en los períodos en que sobra, para utilizarla cuando escasea.
- b) Presas de derivación: Su función fundamental es proporcionar carga necesaria para derivar el agua hacia las zanjias, canales u otros sistemas de conducción al lugar en que se van a usar. Suelen denominarse barreras.
- c) Presas reguladoras: Su función principal es retardar el escurrimiento de las crecidas normales y disminuir el efecto de las mayores. Pueden cumplir otras funciones, tales como recargar acuíferos, atrapar sedimentos, etc.

16) Clasificación según proyecto hidráulico:

- a. Presa vertedora: Puede descargar aguas sobre su coronamiento, por lo que debe estar hecha de materiales no erosionables por la descarga, tales como concreto, mampostería, madera, acero, etc.

b) Presa no vertedora: Se proyecta para que no pase el agua por sobre su coronamiento, lo que permite ampliar las alternativas de materiales a utilizar (tierra, enrocado, etc.).

17) **Clasificación según los materiales más comunes constitutivos del muro:** Aun cuando existen otros materiales tales como la madera, por ejemplo, la clasificación más usual es la siguiente:

a) Presas de tierra.

b) Presas de enrocado o de otros materiales permeables con pantalla impermeable, como por ejemplo las CFRD (Concrete Face Rockfill Dam) con cuerpo de material fluvial.

c) Presas de concreto:

- De gravedad
- De arco
- De contrafuertes
- De hormigón rodillado

Una presa de embalse debe cumplir tres funciones básicas: Impermeabilidad, estabilidad y capacidad vertedora. Estos requisitos han motivado que la mayoría de las presas estén compuestas por más de un material, existiendo una diversidad de diseños. A continuación, se muestra una serie de ejemplos de presas existentes en el mundo.

18) **Ejemplos típicos de muros de presas no vertedoras:** En el Cuadro 1, se muestran y describen ejemplos típicos de muros de Presas no vertedoras.

Cuadro 1.

EJEMPLOS TÍPICOS DE MUROS DE PRESAS NO VERTEDORAS		
TIPO	PERFIL TÍPICO	DESCRIPCION
Presa homogénea	<p>zona permeable zona impermeable dren</p>	Cuerpo completo es impermeable, con excepción de algunas obras para prevenir erosión.
Presa zonificada	<p>zona impermeable zona permeable zona semi-permeable</p>	Presa en general impermeable, pero con 2 zonas de transición, que cumplen la función de filtro y dan estabilidad.
Presa con núcleo central	<p>zona impermeable zona permeable zona semi-permeable</p>	Presa similar a la anterior, en la que el núcleo impermeable es mucho más esbelto.
Presa con núcleo central inclinado	<p>zona impermeable zona permeable zona semi-permeable</p>	El mismo concepto anterior, pero adaptada la geometría a condiciones específicas del lugar.

Cuadro 1. (continuación)

EJEMPLOS TÍPICOS DE MUROS DE PRESAS NO VERTEDORAS		
TIPO	PERFIL TÍPICO	DESCRIPCIÓN
Presa con membrana impermeable		El cuerpo no es lo suficientemente impermeable, por lo que requiere de una membrana impermeable, que puede ir por aguas arriba o por el centro.
Presa con diente de fundación		Presa con núcleo impermeable y con una transición semipermeable, que requiere prolongar hacia la fundación la impermeabilidad, hasta alcanzar la roca impermeable.
Presa con núcleo y pared moldeada		El mismo concepto anterior, pero la impermeabilidad de la fundación se logra con una pared moldeada.
Presa homogénea sobre fundación impermeabilizada con pilas		Presa homogénea que requiere una impermeabilización de la fundación, que se logra a base de pilas. Los drenes al pie aseguran una salida del flujo de filtración sin migración de materiales.

Cuadro 1. (continuación)

EJEMPLOS TÍPICOS DE MUROS DE PRESAS NO VERTEDORAS		
TIPO	PERFIL TÍPICO	DESCRIPCIÓN
Idem anterior, impermeabilizada con inyección	<p>The diagram shows a dam cross-section with a horizontal drain ('dren horizontal') and a drain at the toe ('dren de pie'). Below the dam, a dashed line indicates 'inyección especial' (special injection) into the foundation.</p>	El mismo concepto anterior, pero la impermeabilización de la fundación se logra con inyecciones especiales.
Idem anterior impermeabilizada con cortina de concreto	<p>The diagram shows a dam cross-section with a horizontal drain ('dren horizontal') and a drain at the toe ('dren de pie'). A vertical concrete curtain ('cortina de concreto') is shown extending from the dam down to the foundation.</p>	El mismo concepto anterior, pero la impermeabilización se logra con una cortina de concreto o pared moldeada.
Presa con núcleo impermeable e impermeabilización de la fundación	<p>The diagram shows a dam cross-section with an impermeable core ('impermeable') and a permeable foundation ('permeable') resting on rock ('roca').</p>	Presa que requiere prolongar su núcleo hacia la fundación, pero no hasta la roca. Se acepta un flujo subterráneo, pero se alarga la línea de flujo bajo el impermeable.
Presas con extensión del núcleo hacia aguas abajo y carga al pie, con o sin dren	<p>The diagram shows a dam cross-section with an impermeable core ('impermeable') and a berm ('berma') at the toe. A drain ('dren') is shown at the base, with a note '(puede o no ser usado)'. The length of the impermeable core is labeled as $L > 2.5 h$.</p>	Concepto parecido al anterior, en que se logra alargar la línea de flujo bajo el estrato impermeable, a la vez que ésta tiene un cuerpo mayor. Para asegurar estabilidad del talud de aguas abajo, se agrega una berma o carga al pie.

Cuadro 1. (continuación)

EJEMPLOS TÍPICOS DE MUROS DE PRESAS NO VERTEDORAS		
TIPO	PERFIL TÍPICO	DESCRIPCIÓN
<p>Presas sobre fundación estratificada y pozos de alivio</p>		<p>Presas cuya fundación tiene un estrato impermeable sobre su fundación permeable, y requiere aliviar presiones para evitar levantamientos al pie.</p>
<p>Presas con alfombra impermeable por aguas arriba</p>		<p>Presas con núcleo y semi-permeable, que requiere un dren aguas abajo del núcleo y que se agrega una alfombra impermeable por aguas arriba para alargar el recorrido de las líneas de flujo por la fundación.</p>
<p>Presas con membrana impermeable, parcial o total</p>		<p>Presas fundadas en zona muy permeable, que requiere impermeabilizar toda el área de embalse con una membrana. El dren asegura la estabilidad de la membrana cuando la presa está vacía.</p>

19) Características de los materiales: Se indican en el Cuadro 2.

PROPIEDADES PROMEDIO DE LOS SUELOS						
Grupo de Clasificación del suelo	Compactación Proctor		Permeabilidad, k, pies/año	Resistencia al Corte		
	Dens. máx. del material seco (lb/pie ³)	Proporción óptima de agua (%)		C _v (lb/plg ²)	C _u (lb/plg ²)	tan φ
GW	>119	<13,3	27,000±13,000	(*)	(*)	>0,79
GP	>110	<12,4	64,000±34,000	(*)	(*)	>0,74
GM	>114	<14,5	>0,3	(*)	(*)	>0,67
GC	>115	<14,7	>0,3	(*)	(*)	>0,60
SW	119±5	13,3±2,5	(*)	5,7±0,6	(*)	0,79±0,02
SP	110±2	12,4±1,0	>15,0	3,3±0,9	(*)	0,74±0,02
SM	114±1	14,5±0,4	7,5±4,8	7,4±0,9	2,9±1,0	0,67±0,02
SH-SC	119±1	12,8±0,5	0,8±0,5	7,3±3,1	2,1±0,8	0,66±0,07
SC	115±1	14,7±0,4	0,3±0,2	10,9±2,2	1,6±0,9	0,60±0,07
ML	103±1	19,2±0,7	0,59±0,23	9,7±1,5	1,3±(*)	0,62±0,04
ML-CL	109±2	16,8±0,7	0,13±0,07	9,2±2,4	3,2±(*)	0,62±0,06
CL	108±1	17,3±0,3	0,08±0,03	12,6±1,5	1,9±0,3	0,54±0,04
OL	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)
MH	82±4	36,3±3,2	0,16±0,10	10,5±4,3	2,9±1,3	0,47±0,05
CH	94±2	25,5±1,2	0,05±0,05	14,9±4,9	1,6±0,86	0,35±0,09
OH	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)	(*)

- ± Indica límites de 90% de confianza del valor medio.
- * Denota datos insuficientes.
- > Es mayor que.
- < Es menor que.

ASPECTOS GENERALES DE DISEÑO

Presas de Tierra

Todas las presas deben ser seguras y estables durante la construcción y operación. Para ello, en el caso de las presas de tierra deben cumplirse los siguientes requisitos básicos:

- El muro debe estar a salvo de ser sobrepasado durante las crecidas.
- Taludes estables en todo momento, incluso durante un vaciado rápido.
- El muro debe ser diseñado de modo de no imponer fatigas excesivas a la fundación.
- Debe controlarse el flujo de filtraciones de modo de evitar peligros de erosión interna.
- El muro debe no ser sobrepasado por el oleaje.
- El talud de aguas arriba debe protegerse contra la erosión por efecto de oleaje, en tanto que el coronamiento y el talud de aguas abajo deben protegerse contra la erosión debida al viento y la lluvia.

Presas de tierra y enrocado

Estas presas corresponden a un poco más de la mitad de las existentes en el mundo. Básicamente, están compuestas por núcleo, filtros y espaldones (Figura 1).

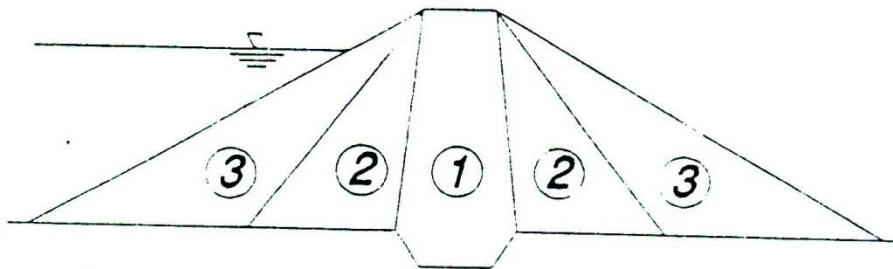


Figura 1. Perfil típico de presa de tierra y enrocado

1) Núcleo:

- Impermeable
- Poco compresible
- Deformable y plástico
- Resistencia al esfuerzo de corte relativamente baja

2) Filtro:

- Más permeable que el núcleo y capaz de retener finos
- No debe penetrar en los huecos del espaldón
- Poco compresible
- Resistencia al esfuerzo de corte comparable con la del espaldón

3) Espaldón:

- Alta resistencia al esfuerzo de corte
- Poco compresible
- Inalterable ante los agentes climáticos

Presas de enrocado

Están constituidas por rocas de varios tamaños, cuya función es dar estabilidad, más una pantalla impermeable, que en lo posible se recomienda construir en el talud de aguas arriba. Los requisitos son análogos a las presas de tierra, con la salvedad que no presentan problemas de vaciado rápido. Por el contrario, necesitan de frecuentes vaciados para inspeccionar la pantalla impermeable, en aquellos casos en que está ubicada en el talud de aguas arriba.

Presas de hormigón

a) Gravitacional: Resisten las cargas de agua y todo el resto de las sollicitaciones solamente por su peso propio. Es necesario verificar estabilidad al deslizamiento y volcamiento, así como de la fundación, considerando las siguientes fuerzas en el caso general:

- Carga de agua en condiciones de vertimiento de crece de diseño
- Peso propio del muro
- Subpresión
- Presión de sedimentos
- Presión de hielos
- Fuerzas sísmicas
- Reacción de la fundación



- b) En arco: Los conceptos básicos son un poco diferentes, siendo el análisis más complejo, por la geometría y por existir fuerzas sobre los apoyos laterales (estribos), que toman la mayor parte de la carga. Es usual para su cálculo construir modelos generalmente a escala 1:100 y medir allí los esfuerzos y deformaciones.
- c) De contrafuerte: Análisis similar al caso gravitacional, con las adecuaciones propias de la distribución de esfuerzos que corresponda, según el tipo de losas y su unión a los contrafuertes.
- d) De hormigón rodillado: El cuerpo de la presa está constituido de un hormigón especial con baja cantidad de cemento, pero dosificado y colocado con procedimientos que garantizan resistencias adecuadas. Pueden llevar una "chapa" de hormigón normal, especialmente en su zona vertebral. Son de muy rápida construcción, lo que presenta grandes ventajas.

Etapas de un proyecto de presa de embalse:

- Recolección de antecedentes básicos
- Reconocimientos preliminares de terreno
- Estudios de alternativas y de factibilidad
- Anteproyecto de las obras
- Proyecto de las obras
- Construcción
- Operación

Escalas normales de planos para la zonas de las obras:

- De reconocimiento, entre 1:20.000 y 1:10.000. A veces planchetas 1:25.000 y 1:50.000
- Estudios preliminares y selección de alternativas, 1:10.000
- Para estudios del anteproyecto, 1:2.000 a 1:1.000
- Anteproyecto, 1:500 y en casos complejos 1:100
- Proyecto, similar anteproyecto, pero con escalas pequeñas para los detalles

Curvas de embalse

Son dos gráficos que entregan la superficie inundada o espejo de agua y el volumen, en función del nivel del lago. Normalmente, no se justifican levantamientos taquimétricos, sino que basta con levantamientos aerofotogramétricos, escala 1:10.000 (Figura 2).

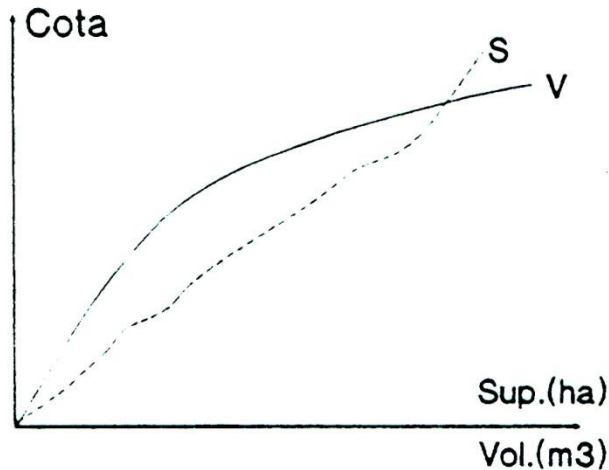


Figura 2. Curvas de superficie y volumen embalsado.

Antecedentes de detalle a nivel de anteproyecto

- Estadísticas de caudales medios mensuales
- Estudios de crecidas
- Estudios de sedimentación y de arrastre sólido
- Estudios geológicos
- Perfiles sísmicos resistivimétricos
- Sondajes
- Pozos de reconocimiento
- Zanjas y calicatas
- Galerías de reconocimiento
- Estudios de mecánica de suelos en empréstitos, fundaciones y apoyos laterales.

Algunos criterios de diseño

Tipo de muro

En general, queda condicionado por factores técnicos de diverso tipo, a saber:

- Topografía: relación largo coronamiento v/s altura
- Geología y condiciones de fundación y apoyo
- Materiales disponibles para la construcción
- Ubicaciones y tamaño del vertedero
- Problemas sísmicos

Si al considerar todos estos factores se definen varias alternativas, se toma la decisión sobre la base de aspectos económicos.

Altura del muro para presas de tierra y enrocado

La altura es la magnitud fundamental que determina el muro de la presa. Sobre el nivel máximo normal, definido a partir del volumen muerto más el volumen de regulación, es necesario agregar una revancha compuesta por la suma de los siguientes efectos:

- i) Carga del vertedero: Para un perfil de la cresta con la forma de la lámina vertiente (ver figura 5 y 6), las expresiones son las siguientes:

Vertedero sin compuertas: $Q = C_0 * L * H_0^{3/2}$

Vertedero con compuertas: $Q = 2/3 * \sqrt{2g} * CL(H_1^{3/2})$

en que:

Q: Caudal de diseño en pie³/seg, H y L en pies

Coefficientes C_0 y C en figuras 7 y 8 respectivamente

ii) **Altura de la ola:**

Fórmula de Stevenson: $H = 2,5 + 1,5 * \sqrt{F} - 4\sqrt{F}$

Fórmula de Molitor: $H = 0,17 * \sqrt{VF} + 2,5 4\sqrt{F}$

Fórmula de Creager: $H = \frac{F^{0,37} * V^{0,48}}{3,41}$

Bureau of Reclamation: $H = 2,5 + 1,5 * \sqrt{F} - 4\sqrt{F}$

en que:

H: Altura de la ola en pie

V: Velocidad del viento en millas/hora

F: Fetch en millas

El valor de H así calculado se multiplica por un factor de seguridad, normalmente 1,5, para obtener la revancha por el concepto de oleaje.

iii) **Asentamiento del muro y de la fundación:** En general, se acepta un 1% de la altura total como altura de prevención contra asentamientos.

iv) **Otros:** En zonas con heladas es necesario agregar una revancha adicional, conforme al correspondiente espesor de hielo que se produzca.

Taludes

Criterios del Bureau of Reclamation para el caso de adecuado presas de tierra, se muestran en el Cuadro 3, 4 y 5. En tanto en la

Cuadro 3.

TALUDES RECOMENDADOS PARA LAS PRESAS DE TIERRA HOMOGÉNEAS SOBRE CIMEN- TACIONES ESTABLES						
Ca- so	Tipo	Propósito	Sujeta a desembalse rápido ¹	Clasificación de los suelos ²	Talud de aguas	
A	Homogénea u homogénea modificada	Regulación o almacena- miento	No	GW, GP, SW, SP	Permeable, no adecuado	
				GC, GM, SC, SM	2½:1	2:1
				CL, ML	3:1	2½:1
				CH, MH	3½:1	3½:1
B	Homogénea modificada	Almacenam- iento	Sí	GW, GP, SW, SP	Permeable, no adecuado	
				GC, GM, SC, SM	3:1	2:1
				CL, ML	3½:1	2½:1
				CH, MH	4:1	2½:1

1. Velocidades de desembanque de 6 plg o más después de períodos de almacenamiento a niveles elevados en el vaso.
2. Los suelos OL y OH no se recomiendan para las porciones mayores de las presas de tierra homogéneas. Los suelos Pt son inadecuados

Cuadro 4.

TALUDES QUE SE RECOMIENDAN PARA LAS PRESAS PEQUEÑAS DE TIERRA DE SECCION COMPUESTA EN CIMENTACIONES ESTABLES							
Ca-so	Tipo	Propó-sito	Sujeta a desembalse rápido ¹	Clasificación del ma-terial		Talud de aguas	
				exterior	del nú-cleo ²	arriba	abajo
A	Compuerta con el nú-cleo "míni-mo" ³	Cual-quiera	No crítico ⁴	No es crí-tico; Re-lleno de roca, GW, GP, SW (gravoso) o SP (gr-avoso)	No es crítico, GC, GM, SC, SM, CL, ML, CH o MH.	2:1	2:1
B	Compuerta con el nú-cleo "máxi-mo"	Regula-ción o almace-namiento	No		GC, GM	2:1	2:1
					SC, SM	2½:1	2½:1
					CL, ML	2½:1	2½:1
					CH, MH	3:1	3:1
C	Compuerta con el nú-cleo "má-ximo"	Almace-namiento	Sí		GC, GM	2½:1	2:1
					SC, SM	2½:1	2½:1
					CL, ML	3:1	2½:1
					CH, MH	3½:1	3:1

3. Los dedembalses "rápidos" son los de 6 plg por día o mayores después de almacenamientos prolongados a altos niveles en el vaso.
4. Los suelos OL y OH no se recomiendan para las porciones mayores de los núcleos de las presas de tierra. Los suelos Pt son inadecuados.
5. En la Figura 3 se muestran los tamaños "mínimo y máximo" de los núcleos.
6. El desembanque rápido no afectará el talud de aguas arriba de un terraplén compuesto que tenga una cubierta permeable grande del lado de aguas arriba.

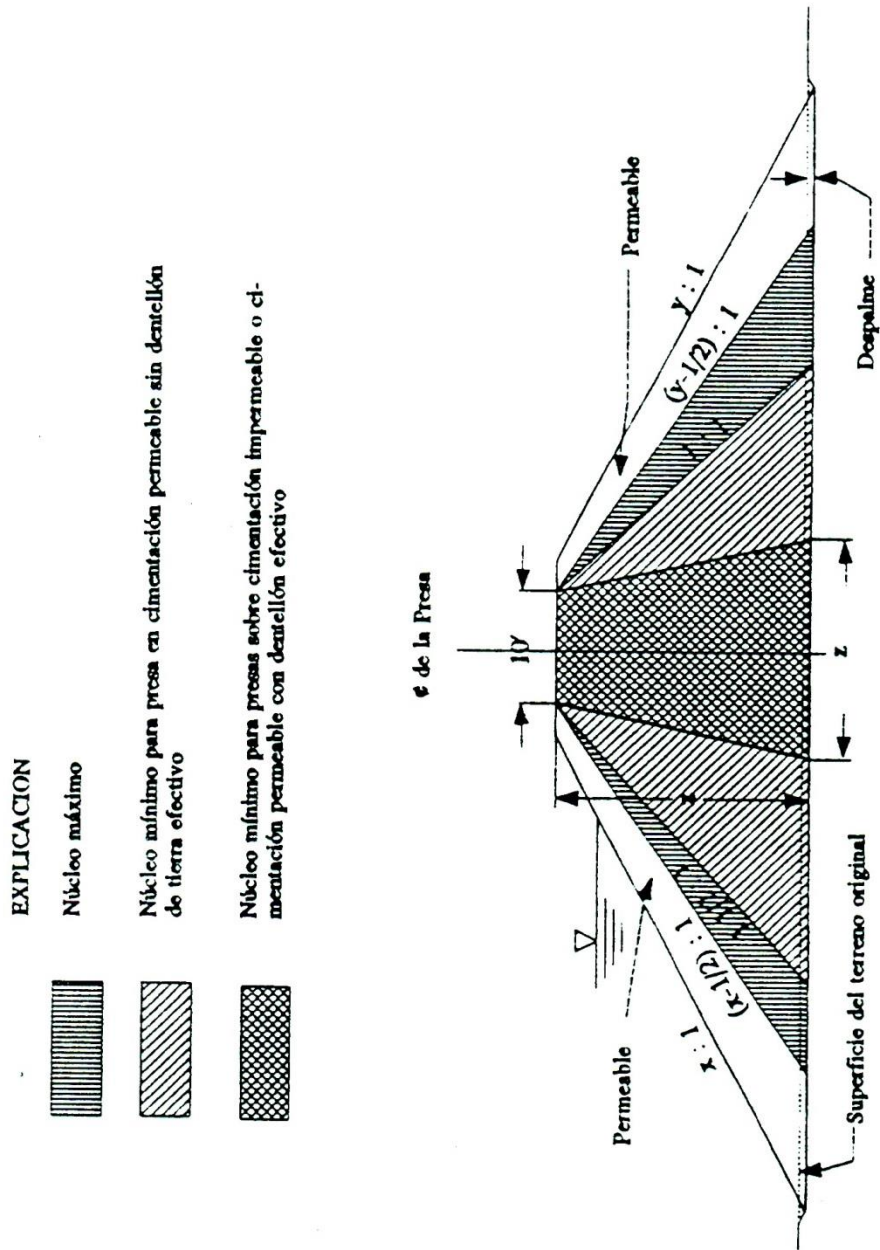


Figura 3. Variación de tamaños de los núcleos impermeables en los terraplenes compuestos.

Cuadro 5.

TALUDES RECOMENDADOS PARA LOS RELLENOS ESTABILIZADORES PARA PRESAS CONSTRUIDAS SOBRE CIMENTACIONES SATURADAS DE LIMO Y ARCILLA							
Consistencia	Nº promedio de golpes por pie a una profundidad de la cimentación igual a la altura de la presa	Grupo del suelo ²	Taludes para las diferentes alturas de la presa (pies)				
			50	40	30	20	10
Blanda	Menor de 4	Pruebas y análisis especiales de suelos requeridos.					
Mediana	De 4 a 10	SM	4½:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		SC	6:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		ML	6:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		CL	6½:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		MH	7:1	5½:1	4½:1	3½:1	3:1
		CH	13:1	10:1	7:1	4:1	3:1
Firme	De 11 a 20	SM	4:1	3½:1	3:1	3:1	3:1
		SC	5½:1	4½:1	3½:1	3:1	3:1
		ML	5½:1	4½:1	3½:1	3:1	3:1
		CL	6:1	4½:1	3½:1	3:1	3:1
		MH	6½:1	5:1	4:1	3:1	3:1
		CH	11:1	9:1	6:1	3:1	3:1
Dura	Más de 20	SM	3½:1	3:1	3:1	3:1	3:1
		SC	5:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		ML	5:1	4:1	3½:1	3:1	3:1
		CL	5:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		MH	5½:1	4:1	3:1	3:1	3:1
		CH	10:1	8:1	5½:1	3:1	3:1

7. Pruebas estándar de penetración.

8. Sistema de Clasificación Unificado de Suelos.

Ancho coronamiento

En general, depende de:

- Filtraciones a través de la presa
- Altura de la presa
- Resistencia al esfuerzo sísmico
- Posibles requerimientos de vialidad
- Practicabilidad de construcción

Fórmula del Bureau of Reclamation:
(para presas pequeñas)

$$W = \frac{H}{5} + 10$$

en que:

H: Altura máxima en pies

W: Ancho en pies

Filtraciones

Para el cálculo de filtraciones es usual utilizar la Ley de Darcy:

$$Q = k * i * A$$

en que:

Q: Caudal

i = H/L : Gradiente hidráulico

k: Coeficiente de permeabilidad de Darcy

A: Area transversal al escurrimiento

Las fuerzas de filtración quedan expresadas por la siguiente ecuación:

$$F = \tau_w * h * A = \tau_w * i * L * A$$

por unidad de volumen:

$$F = i * \tau_w$$

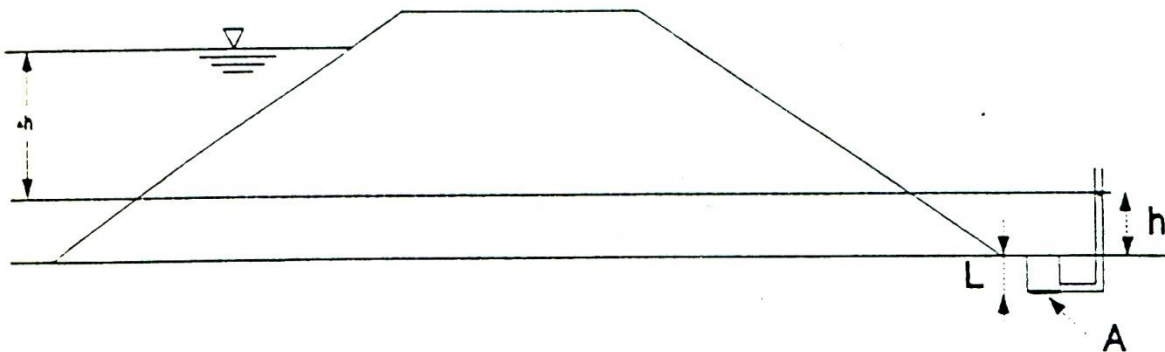


Figura 4. Ejemplo de mediciones de fuerzas de filtración.

En la figura 4:

h : Carga de agua sobre el nivel del terreno

Δh : Pérdida de carga entre el lago y el punto de medición del piezómetro

Se define como gradiente hidráulico crítico, al necesario para anular la presión efectiva en la base del suelo:

$$\tau_b * L * A - \tau_w * i_c * L * A = 0 \implies i_c = \frac{\tau_w}{\tau_b}$$

Filtros

Para que un material actúe como filtro de otro, denominado base, es necesario que se verifiquen las siguientes condiciones:

$$5 < \frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{15} \text{ base}} < 40$$

$$\frac{D_{15} \text{ filtro}}{D_{85} \text{ base}} < 5$$

$$\frac{D_{50} \text{ filtro}}{D_{50} \text{ base}} < 25$$

Además, en aquellos casos en que hay tubos colectores de drenaje, debe verificarse:

$$\frac{D_{85} \text{ filtro}}{\text{Abertura máxima tubo}} > 2$$

Crecida de Diseño y Capacidad del Vertedero

El Bureau of Reclamation establece básicamente los tres criterios siguientes:

- Si al fallar la estructura existe el riesgo de ocasionar pérdidas de vidas humanas, entonces la crecida de proyecto es equivalente a la crecida máxima probable.
- Si al fallar la estructura existe el riesgo que cauce grandes daños materiales y en la operación de la obra, pero no pérdidas de vidas humanas, entonces la crecida puede ser menor pero calculada en condiciones de suelo casi saturado.
- Si al fallar provocará solamente la pérdida de la estructura con pocos daños adicionales, entonces la crecida puede ser menor a la máxima probable y calculada en condiciones iniciales de suelo seco.

En Chile, es usual para las grandes obras calcular crecidas de diseño con períodos de retorno entre 1.000 y 5.000 años.

Una vez determinada la crecida de diseño afluente al embalse, es necesario determinar finalmente la capacidad del vertedero.

Longitud del umbral del vertedero

$$Q = m * l * h \sqrt{2gh}$$

La determinación es un problema económico:
(Figura 5)

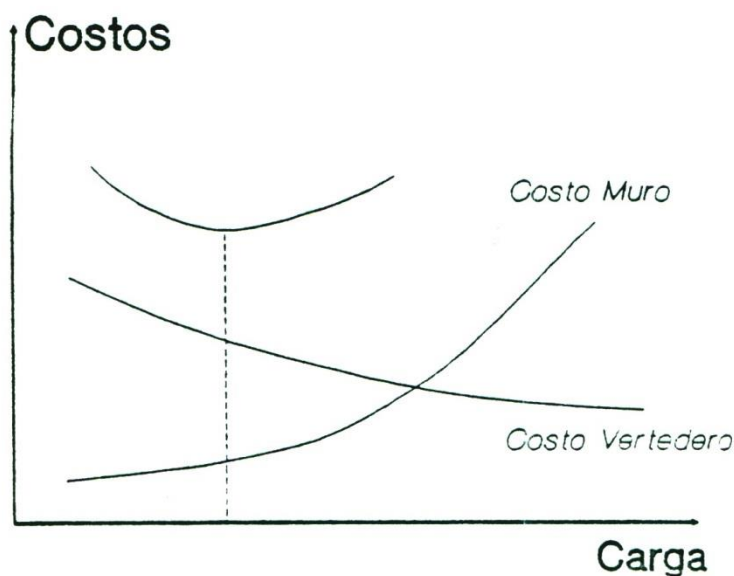


Figura 5. Gráfico de análisis de la longitud del umbral del vertedero.

La longitud mínima está limitada por aspectos hidráulicos-estructurales:

$$q = Q/L < 150 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Obras de Entrega

Por lo general, la capacidad de las obras es un dato del problema. Para la ubicación de las obras en relación a los niveles del embalse, se utiliza la siguiente relación entre la carga y la sección.

$$H = K * \frac{Q^2}{A^2}$$

en que:

A: Sección del conducto de entrega

Q: Caudal de diseño de la obra de entrega

K: Coeficiente que involucra las pérdidas de carga

Si se desea que el embalse pueda entregar el caudal de diseño en condiciones de mínimo volumen embalsado, es necesario elevar el nivel máximo de proyecto en la correspondiente magnitud de carga requerida según se señala en la figura 6.

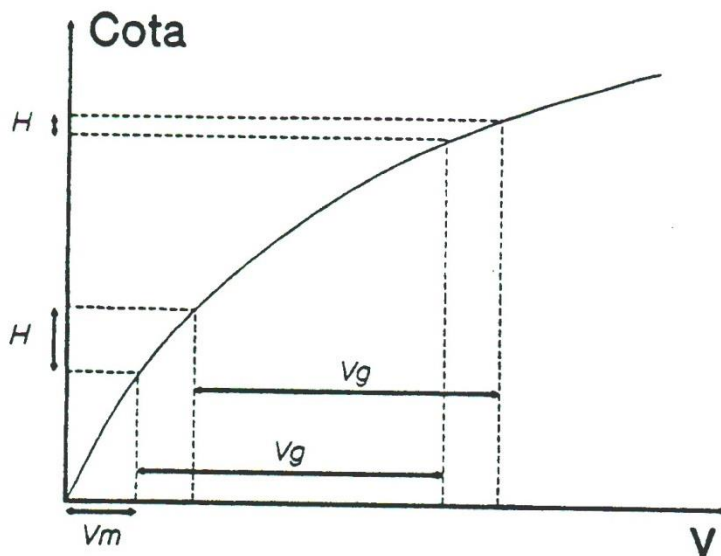


Figura 6. Gráfico de cálculo del incremento de nivel.

en la cual:

V_m : Volumen muerto

V_g : Volumen de regulación

H : Incremento de nivel

H_c : Carga requerida para entrega de caudal de diseño con volumen mínimo.

Las obras de entrega quedan por lo general conformadas por los siguientes elementos:

- 1) **Estructura de toma:** Capta los caudales requeridos desde el embalse: Normalmente es de hormigón y tiene forma de torre con uno o más orificios protegidos con rejas, que evitan la entrada de elementos extraños. En algunos casos tienen compuertas que cierran la boca de entrada para permitir inspecciones, sin tener por objeto regular caudales.
- 2) **Conducto de entrega:** Usualmente es una tubería de hormigón o metálica, que trabaja en presión.

3) **Elemento regulador:** Tiene por objeto entregar en forma controlada los caudales que se precisan del embalse. Existen de diversos tipos:

- Compuertas planas
- Compuertas de sector
- Válvulas: de mariposa, esféricas, de chorro hueco, de aguja

Las válvulas de chorro hueco y de aguja son muy utilizadas, pues permiten regular bastante bien los caudales ante exigentes cargas hidráulicas.

4) **Disipador de Energía:** Es la estructura terminal de las obras de entrega. Su diseño depend del tipo de elemento regulador, y no es siempre necesaria esta obra: muchas veces basta con un aquietador de ondas a la salida de las válvulas.

Obras de desviación durante la construcción

La definición de la capacidad de conducción de estas obras es un problema que involucra un compromiso entre el costo y seguridad. Se deben considerar los siguientes aspectos:

- Duración de la construcción de la presa
- Costos de los posibles daños si las obras son inundadas
- Costo del retraso en la construcción y puesta en servicio de la obra
- Seguridad de los trabajadores y de los habitantes aguas abajo

Los diferentes criterios utilizados para tomar la decisión son los siguientes:

- Mediante comparación entre daños y costos
- Sobre la base de las crecidas históricas, adoptando la mayor observada o amplificándola hasta por 2 en caso que los registros sean muy cortos
- Una proporción, generalmente $1/3$ a $2/3$, del caudal de diseño del vertedero
- Según pautas o normas: los márgenes normales consideran períodos de retorno desde 20 hasta 100 años para presas no vertedoras.
- Sobre la base de otras obras similares

Lo usual en Chile, para presas no vertedoras, es calcular estas obras para una crecida con período de retorno 20 años.

Los métodos de desviación más típicos son:

- A través de ataguías y túneles
- A través de ataguías y un conducto por el muro de la presa
- Por medio de canales de desviación a través de la presa, que deben ser cerrados en época de estiajes. En caso que ello no sea factible, este método debe ser combinado con otro

ASPECTOS OPERACIONALES EN EL CASO DE UN EMBALSE DE RIEGO

Volumen de regulación y seguridad de riego

En Chile, salvo algunas excepciones, las principales demandas de regadío se producen a partir del mes de septiembre, para culminar en marzo o abril. Se puede observar que no coincide la temporada de riego con el período normal de lluvias, mayo a agosto, razón por la cual un mayor aprovechamiento de los ríos para fines de regadío requiere de obras de regulación.

La determinación del volumen del embalse normalmente es definida mediante un modelo de simulación operacional interanual, tal como se describe en capítulo aparte, que permite dimensionar el embalse sobre la base de ciertas reglas de operación, para determinada seguridad de riego.

Para embalses de regulación multianual, se puede también efectuar un cálculo sencillo y rápido, en términos anuales y suponiendo que la demanda es la misma todos los años, como se aprecia en la siguiente figura:

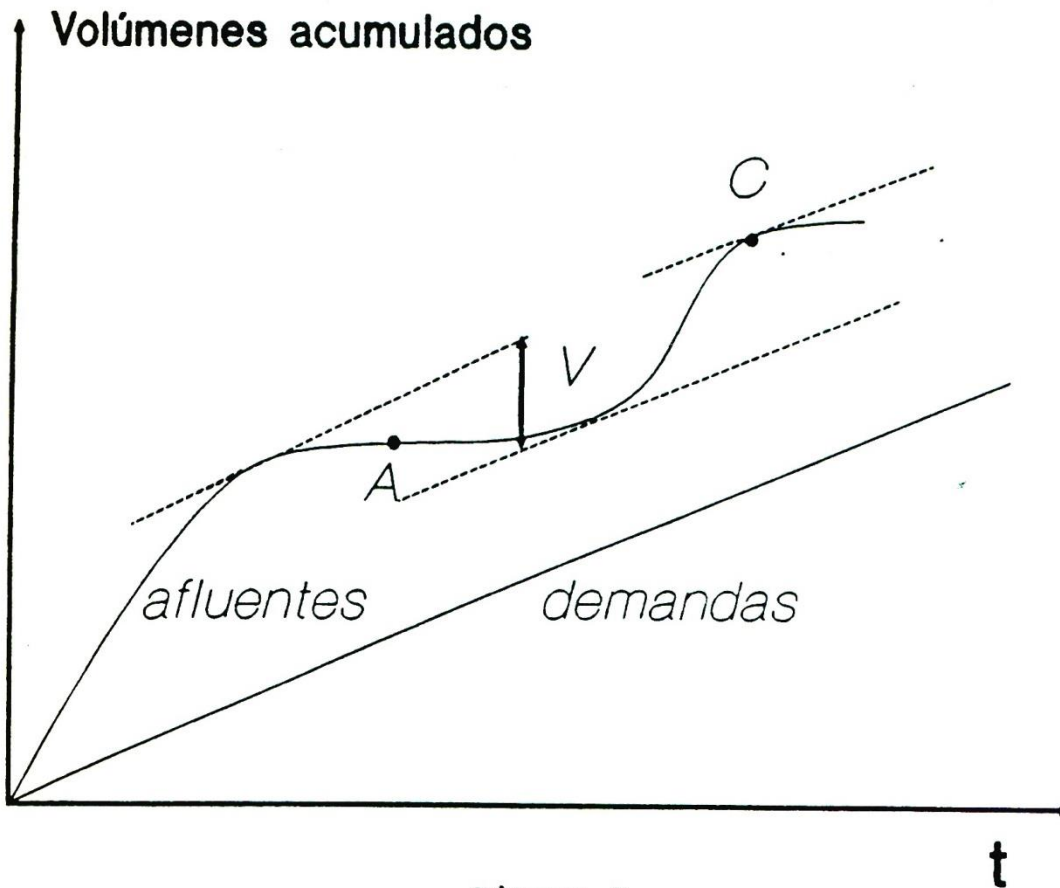


Figura 7.

En la Figura 7, se puede observar que aparentemente no se necesitaría regulación. Sin embargo, en el punto A, por ejemplo, la tangente a la curva de afluentes es menor que la demanda: en ese instante no hay agua suficiente si es que no se acumuló previamente. "V" es el volumen necesario de regulación para poder satisfacer la demanda en cualquier instante, hasta el punto C.

Otros usos posibles de un embalse de riego

En países como Chile, cuyos ríos más importantes para el desarrollo de grandes obras de riego presentan regímenes de escurrimiento mixto, pluvio-nival, o bien mantienen una cierta ley de escurrimiento relativamente conocida, es común desarrollar metodologías de pronósticos de escurrimientos para la temporada de riego. Esta característica facilita el estudio y la conveniencia de destinar los embalses de riego en forma adicional para el control de crecidas. La conveniencia es clara en muchos casos, debido a los grandes daños que ocasionan las crecidas aguas abajo de los embalses: la gente se acostumbra a tener un río regulado y termina instalando

casas y plantaciones agrícolas en plena caja de río, buscando siempre estar cerca del agua...

Otro uso típico de un embalse de riego, que se ve facilitado por la belleza natural del país, se refiere al esparcimiento o recreación, aceptando en todo caso que este último uso es más compatible con las presas para generación hidroeléctrica.

Por la importancia que presentan estos usos, se incluye a continuación una enumeración de los factores que deben considerarse en cada uno, según los criterios del Bureau of Reclamation.

Control de Crecidas (Avenidas)

"En el estudio y proyecto de las obras y estructuras para el control de avenidas deberán considerarse los siguientes factores:

- La relación del costo del control a los beneficios obtenidos por la reducción de los daños acumulados, debe ser favorable en comparación con otros procedimientos con los que se obtengan beneficios semejantes, tomando en consideración el interés público.
- El almacenamiento temporal debe ser suficiente para disminuir la frecuencia de las avenidas menores.
- Hasta donde sea posible, el método de control deberá ser automático en vez de manual.
- Cualquier control de avenidas deberá ser efectivo. Una seguridad hipotética aguas abajo es más peligrosa que una ausencia absoluta de control".

Esparcimiento

"Se deben considerar los siguientes factores con respecto al fomento de proyectos para esparcimientos:

- Debe contarse con el volumen conveniente de agua para tomar en cuenta las pérdidas por evaporación y para mantener el agua a un nivel dentro de las limitaciones supuestas como base para el desarrollo de zonas de esparcimiento y residenciales en sus riberas.
- El agua se debe mantener libre de contaminación dentro de límites prácticos.
- Si se va a utilizar para baño, debe tener el agua la profundidad adecuada en las cercanías de una playa tendida.

- Cuando las diversiones acuáticas vayan a ser de naturaleza variada, se debe zonificar la ribera para separar las que se interfieran, como en zonas residenciales, para acampar, para día de campo, baño y navegación deportiva. Comúnmente se hacen las instalaciones necesarias mínimas para el uso y seguridad del público, como caminos de acceso, estacionamientos, rampas o muelles, hornillas y mesas y servicios sanitarios. Otros servicios, como moteles, comercios y diversiones comerciales, generalmente se dan por concesión.
- La ribera deberá tener una pendiente relativamente grande, siempre que sea posible de manera que un descenso ligero del nivel del agua exponga el mínimo de superficie. Además, la variación de nivel normal que se utilice en la operación no deberá tener superficies extensas de poca pendiente que tengan aspecto desagradable cuando queden cubiertas. También se debe tomar en cuenta el uso probable de los terrenos en los planos que se propongan y en las estimaciones para la adquisición de los derechos de vía del vaso. Son menos costosas servidumbres para las avenidas máximas y avenidas poco frecuentes que la compra directa y permiten el uso privado de las riberas".

CANALES

Los canales son el principal medio físico para la conducción de las aguas desde su fuente de origen hacia las áreas de riego. En algunas zonas, por razones climáticas, topográficas, de accesibilidad, o de costos de mantención, entre otras, se usan otros medios como las tuberías o túneles, etc. Sin embargo, por razones económicas, en prácticamente la totalidad de los proyectos el canal está siempre presente, ya sea en la conducción o en la distribución de las aguas.

El buen diseño de un canal es, por lo tanto, muy importante para ahorrar costos de construcción, operación, mantención y de pérdidas de agua. Este diseño queda condicionado por variados factores, pero muy especialmente por las características de permeabilidad de los terrenos que el canal recorre. Desde este punto de vista, se distinguen dos grandes grupos de canales, los revestidos y los que no requieren revestimiento. El cálculo de la capacidad de porteo es el mismo para ambos casos, variando solamente un parámetro básico, definido como la "rugosidad".

Es costumbre en Chile usar como valor representativo de la rugosidad el coeficiente "n" de Manning, que permite efectuar los cálculos según la siguiente expresión:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} J^{1/2}$$

$$R = S/P$$

$$Q = v * S$$

en que:

S = área (m²)

v = velocidad (m/s)

Q = caudal (m³/s)

R = radio hidráulico, en m

P = perímetro mojado, en m

J = pendiente, en tanto por uno

n = coeficiente de rugosidad de Manning

CANALES REVESTIDOS

Existe una gran diversidad de materiales que se usan para revestir un canal, distinguiéndose tres grandes grupos de revestimientos:

- Duros, con materiales como hormigón, asfalto, albañilería o mampostería de piedra o ladrillo, shotcrete, losetas de hormigón, suelo-cemento o plástico.
- De suelo, que puede ser suelto o compacto, grueso o delgado o también mezclas de suelo y bentonita.
- De membrana enterrada, que puede ser a base de bentonita, o plástica, o bien asfalto esparcido in situ o prefabricado.

Los revestimientos más comunes en Chile corresponden a los del primer grupo, en especial el hormigón. Para ellos se indican a continuación algunos criterios normales de diseño.

Coeficiente de rugosidad

Aún cuando el valor de n no es constante para un determinado material, porque se ha observado que depende del radio hidráulico, se recomiendan los siguientes valores de diseño:

Hormigón	:	0,015	a	0,016
Asfalto	:	0,015		
Albañilería de piedra	:	0,018		
Shotcrete	:	0,018		

También, es necesario considerar que el coeficiente puede aumentar a través de los años debido al deterioro de las juntas, o crecimiento de vegetación. Por lo tanto, es muy importante la mantención del canal. Se ha observado que el crecimiento de las plantas acuáticas puede llegar a incrementar el coeficiente de rugosidad hasta en un 30%. Desde este punto de vista, el asfalto presenta en algunos casos una desventaja frente al hormigón, por cuanto su superficie negra absorbe más calor y crea un ambiente más propicio para el desarrollo de la vegetación.

Existen también fórmulas para considerar casos en que el canal tiene diferentes tipos de revestimientos a lo largo de su recorrido. En este caso, se puede calcular un coeficiente de rugosidad equivalente (Open Channel Hydraulics, Ven Te Chow), o bien realizar análisis independiente por tramos. Otro aspecto a considerar es el caso de curvas muy cerradas, para lo cual es usual incrementar el coeficiente de rugosidad. Se recomienda que, en lo posible, el radio mínimo del eje del canal sea de 3 a 5 veces el ancho superior.

Pendiente y Sección Transversal

Ambas dimensiones están íntimamente ligadas, por cuanto una mayor pendiente permite reducir la sección transversal, pero aumenta la longitud del canal. Lo usual en canales de riego es buscar la mínima pendiente una vez definida el área de riego. Son comunes las pendientes entre 0,001 y 0,0005. La pendiente tiene también directa relación con la velocidad, la cual tiene valores máximos y mínimos aceptables según las características del problema.

Con respecto a la sección transversal, la más económica en cantidad de material es aquella que tenga el menor perímetro mojado, resultando así la semicircular. Sin embargo, por razones de técnicas constructivas y de empalme hidráulico, las secciones más usadas son las trapeciales y rectangulares.

Desde el punto de vista constructivo, es necesario determinar si es más económico un talud empinado, que requiere menor cantidad de cortes pero necesita moldajes, o un talud que permita el uso de hormigón colocado como pavimento, sin moldajes, para lo cual el Bureau of Reclamation ha normalizado la relación $H : V = 1,5 : 1$.

Desde el punto de vista hidráulico, se debe asegurar un escurrimiento alejado en al menos un 10% de la crisis, en todas las secciones.

Por su parte, la relación entre el ancho de la base y la altura es un problema de carácter económico, variando usualmente entre 1 y 2.

Otro aspecto importante de considerar es la ubicación de la napa freática, cuando está por sobre el fondo del canal. Es necesario verificar que la presión hidrostática externa no haga colapsar el revestimiento cuando el canal se vacía. La solución consiste en la instalación de drenes, o barbacanas, pero estos elementos pueden significar vías de pérdida de aguas en algunos casos.

Velocidad del Escurrimiento

La velocidad del agua generalmente está limitada por los valores que producen erosión en el revestimiento, lo que depende del tipo de material en suspensión. Si no es muy abrasivo, se pueden aceptar 3 a 4 m/s, en tanto que con un agua limpia se puede llegar a 12 m/s sin daños importantes. En este último caso, se requieren exigentes terminaciones en el hormigón, irregularidades no superiores a 1 cm en las superficies, para evitar daños por cavitación. Sin embargo, cuando el hormigón no es armado se exigen velocidades no superiores a 2,5 m/s por razones estructurales. En caso del asfalto, este límite baja a 1,5 m/s.

Con respecto a la velocidad mínima, lo que se trata es evitar la depositación de sedimentos y el crecimiento de plantas acuáticas en el canal. Por lo general, esto se cumple en forma aceptable para velocidades superiores a 0,75 m/s.

Revanchas

Las revanchas son necesarias debido a las ondulaciones o eventuales mayores niveles del agua en el canal, que se pueden producir por una diversidad de factores, muchas veces incontrolables e inciertos. Por lo tanto, es muy difícil establecer una norma universal para la determinación de las revanchas. Es usual que varíen entre un 5% y un 30% de la profundidad del agua, con un mínimo del orden de 15 cm. Para seleccionar una revancha en el rango indicado, es necesario tener en consideración el tamaño del canal, la velocidad del agua, las curvas, los posibles aportes extras durante las lluvias, la existencia de obras de descargas de seguridad, las fluctuaciones del nivel debidas a los movimientos de las compuertas, entre otros factores.

Pérdidas por infiltración

Los diferentes tipos de revestimientos no garantizan la impermeabilidad del canal, existiendo algunas fórmulas empíricas para estimar las pérdidas por infiltración. A continuación, se expone la Fórmula de Davis y Wilson, una de las más utilizadas:

$$S_L = 0,45 C \frac{P_W * L}{4 \times 10^6 + 3650 \sqrt{v}} H_W^{1/3}$$

en que:

S_L = pérdidas por infiltración (m³ por longitud del canal por día)

L = longitud del canal (m)

P_W = perímetro mojado (m)

H_W = altura del agua en el canal (m)

v = velocidad del agua en el canal (m/s)

C = constante que depende del tipo de revestimiento:

- hormigón (10 cm)	1
- arcilla en masa (15 cm)	4
- asfalto ligero	5
- arcilla (7,6 cm)	8
- mortero de cemento o asfalto	10

CANALES SIN REVESTIR

Taludes, velocidades máximas y coeficientes de rugosidad

Por definición, son excavados en terreno natural o relleno y no tienen tratamientos especiales en el perímetro mojado. Los conceptos y fórmulas para el diseño son básicamente los mismos que en el caso de los canales revestidos, con algunas precauciones especiales para los taludes, las velocidades máximas admisibles y los coeficientes de rugosidad, que dependen del tipo de material en que va excavado el canal.

En el Cuadro 6 se indican los taludes máximos recomendados para diferentes materiales, en tanto que en el Cuadro 7 se recomiendan valores máximos de diseño para la velocidad y en el Cuadro 8 se entrega un rango posible de valores del coeficiente de rugosidad para diferentes características del canal, de acuerdo con las recomendaciones de Ven Te Chow.

Cuadro 6. Taludes recomendados

M A T E R I A L	CUBETA (H) : (V)	MESA (H) : (V)
Roca	Vertical	Vertical
Conglomerados finos	1 : 2	1 : 2
Toscas	3 : 4	1 : 2
Arcillas	1 : 1	3 : 4
Trumaos	1,5 : 1	1 : 1
Arenas	2 : 1	1,5 : 1

Cuadro 7. Velocidades máximas

M A T E R I A L	VELOCIDAD MAXIMA (m/s)
Roca en buen estado	4,5
Conglomerados firmes	2,5
Roca descompuesta y toscas	2,5
Ripio bien conglomerado	2,0
Ripio suelto	1,2
Tierra vegetal o arcillosa	1,0
Trumaos	0,7
Arenas	0,5

Cuadro 8. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning

TIPO DE CANAL	MINIMO	MEDIO	MAXIMO
CANALES EXCAVADOS O DRAGAS			
a) TIERRA, RECTOS Y UNIFORMES			
Limpio, recién terminado	0,016	0,018	0,020
Limpio en uso	0,018	0,022	0,025
Con grava, sección uniforme, limpio,	0,022	0,025	0,030
Con pasto corto, poca maleza.	0,022	0,027	0,033
b) TIERRA, CON CURVAS Y DESCUIDADO.			
Sin vegetación	0,023	0,025	0,030
Con pasto y algo de maleza	0,025	0,030	0,033
Gran cantidad de maleza o algas en canales profundos	0,030	0,035	0,040
Fondo de tierra y lados de piedra en bruto.	0,028	0,030	0,035
Fondo de piedra y lados con maleza.	0,025	0,035	0,040
Fondo de guijarros y lados limpios.	0,030	0,040	0,050
c) EXCAVADO MECANICAMENTE O DRAGADO.			
Sin vegetación	0,025	0,028	0,033
Lados con algo de matorrales.	0,035	0,050	0,060
d) EXCAVADO EN ROCA			
Liso y uniforme	0,025	0,035	0,040
Irregular, dentado	0,035	0,040	0,050
e) CANALES SIN MANTENCION, MALEZAS Y MATORRALES SIN CORTAR			
Malezas densas de altura comparable con la profundidad del escurrimiento.	0,050	0,080	0,120
Fondo limpio, con matorrales en los lados.	0,040	0,050	0,080
Idem, a niveles máximos de escurrimiento.	0,045	0,070	0,110
Matorrales densos a niveles altos de escurrimiento.	0,080	0,100	0,140

Curvaturas, velocidades mínimas y revanchas

La curvatura permitida depende de varios factores, tales como la capacidad, velocidad, características del suelo y sección del canal, los cuales deben conjugarse para evitar la erosión en las curvas y el desarrollo de ondas no deseables. Sin embargo, no hay fórmulas estandarizadas para el cálculo del valor límite en cada caso. En términos generales, el radio del eje del canal puede estar en el rango comprendido entre 3 y 7 veces el ancho superficial.

Con respecto a las revanchas, valor en el cual influye también una serie de factores, en los canales pequeños es usual definirlos como un 15% de la altura, con un mínimo de 0,20 m y un máximo de 0,50 m. Para canales grandes, el Bureau of Reclamation recomienda valores mayores, como por ejemplo 1,20 m para canales con capacidad sobre 85 m³/s.

Por su parte, es necesario verificar que el diseño cumpla en todo punto con una velocidad mínima para prevenir la depositación de los materiales sólidos en suspensión. Aun cuando son varios los factores que intervienen y es muy importante la experiencia del proyectista, se puede efectuar una primera aproximación con la fórmula de Kennedy:

$$v = \beta h^{0,64}$$

en que :

v = velocidad media límite que no produce depositación, en m/s.

β = coeficiente que depende de la naturaleza del material en suspensión.

h = altura del agua, en m.

Se recomienda usar los siguientes valores de β :

Suelos arenosos finos	: 0,53
Suelos arenosos gruesos	: 0,58
Légamo arenoso arcilloso	: 0,64
Légamo grueso	: 0,70

Pérdidas por Filtración

Al no tener revestimientos y estar los canales por lo general excavados en suelos permeables, es necesario considerar en el cálculo del caudal de diseño una pérdida por infiltración. El cálculo es bastante inexacto, toda vez que en muchos casos hay además recuperaciones o aportes al canal debido a la existencia de napas altas o derrames de riego, etc. Sin embargo, se ha desarrollado una serie de fórmulas empíricas para estimar la infiltración pura, algunas de las cuales se resumen a continuación:

1) Fórmula de Moritz

$$S = 0,2 C \sqrt{Q/v}$$

en que:

S = pérdida en pie³/s, por milla de canal

Q = caudal en pie³/s

v = velocidad media del flujo, en pie/s

C = coeficiente que depende del tipo de material en que va excavado el canal.

Valores de C: (Bureau of Reclamation)

- Grava cementada y tosca con arena	: 0,34
- Suelo arcilloso	: 0,41
- Légamo arenoso	: 0,66
- Ceniza volcánica	: 0,68
- Ceniza volcánica con arena	: 0,98
- Arena y ceniza volcánica o arcilla	: 1,20
- Suelo arenoso con roca	: 1,68
- Suelo arenoso y de grava	: 2,20

2) Molesworth y Yennidumia

$$S = c L P \sqrt{R}$$

en que :

S = pérdidas durante la conducción (m³/s/km)

L = longitud del canal (km)

P = perímetro mojado (m)

R = profundidad media hidráulica (m)

c = varía entre 0,0015 para arcillas y 0,0030 para arenas

3) Fórmula de la India

$$S = c a d$$

en que:

S = pérdida total (pie³/s)

a = área del perímetro mojado (millones de pie²)

d = altura del agua en el canal (pie)

c = constante, que varía entre 1,1 y 1,8

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE CONSTRUCCION

Por la importancia que tiene el correcto diseño y construcción de los canales de riego, se entregan a continuación las Especificaciones Técnicas Especiales para la construcción de canales de la Dirección de Riego del Ministerio de Obras Públicas, de Chile.

Disposiciones Generales

Para iniciar el estudio de un canal, la Dirección de Riego entregará todos los datos relativos a superficies por regar, tasas de riego, estudio de los recursos de agua disponibles y planificación general de la obra. Basándose en estos datos y en las normas que a continuación se detallan, el contratista proyectará la obra. La Dirección de Riego se reserva el derecho de variar cualquiera de las normas y valores que se indican en las presentes especificaciones, toda vez que así lo aconsejare alguna característica especial de la obra.

El estudio del canal comprenderá las siguientes etapas:

- 1) Reconocimiento.
- 2) Anteproyecto.
- 3) Proyecto.

1) Reconocimiento

El reconocimiento comprenderá los siguientes puntos:

- a) Estudio de las características de la región, con indicación de la topografía y geología generales. Se hará una descripción detallada de la posible bocatoma y del trazado propuesto, indicando la pendiente media de las laderas, posible formación geológica, apreciación de las características de los materiales encontrados, etc.
- b) Nivelación de puntos de referencia colocados aproximadamente cada 500 m a lo largo del trazado.
- c) Levantamiento de transversales en los puntos más característicos de cada región, con un espaciamiento no mayor de 500 m, indicando el material que forme el terreno.
- d) Sección de canal, con y sin revestimiento que se propone para cada sector, de acuerdo a la velocidad admisible, a las características topográficas, a las pérdidas en el camino y al cálculo económico.

- e) Apreciación del posible costo de la obra, indicando las disponibilidades de encontrar agregados para el hormigón, las vías de acceso a la obra, disponibilidades de mano de obra y demás datos que sirvan para apreciar el costo.
- f) Discusión de otros posibles trazados, con apreciación fundada del desarrollo y características que tendrían las posibles soluciones.

En conocimiento de los antecedentes anteriores, la Inspección elegirá el o los trazados que le parezcan más convenientes y el contratista podrá pasar a la etapa siguiente.

2) Anteproyecto

El anteproyecto comprenderá los siguientes puntos:

- a) Estacado de todo el canal, colocando estacas a una distancia máxima de 20 m. El estacado, cuando el terreno tenga pendiente superior al 20%, se irá por la intersección de la cota de agua con el terreno; en pendientes inferiores irá por el eje del posible canal. En todo caso la Inspección Fiscal fijará el criterio definitivo.
- b) Levantamiento de perfiles transversales frente a cada estaca. Estos perfiles abarcarán 8 veces al ancho de boca del canal o un ancho igual a $(2h/p)$ en m, siendo h la altura de aguas y p la pendiente media transversal. En todo caso el mínimo será de 20 m y el máximo de 200 m.
- c) Levantamiento de una franja taquimétrica de un ancho igual a 3 veces el ancho resultante para los transversales. En todo caso, la Inspección podrá ordenar el levantamiento de planos topográficos especiales para estudiar un mejor trazado.
- d) Nivelación de puntos de referencia colocados aproximadamente cada 500 m a lo largo del trazado, relacionándolos con el estacado y con el levantamiento taquimétrico. Los P.R. deberán quedar colocados en monolitos de hormigón de $0,3 * 0,7$ m como mínimo, con un trozo de cañería de $3/4"$ en el centro. El monolito deberá quedar enterrado y con su individualización clara. Cuando se encuentre una obra de arte definitiva, construida cercana al trazado, se aprovechará para colocar un P.R. en ella.
- e) Cálculo de secciones de acuerdo a las características del trazado y los materiales encontrados. Se deberá justificar la sección adoptada con un presupuesto aproximado, comparativo con las otras posibles soluciones.

Necesariamente una de las soluciones comparadas debe ser de canal revestido.

- f) Confección de pozos de reconocimiento cada 500 m si no se aprecia variación en la formación del terreno, y en los lugares en que se presente una formación característica, clasificando los materiales encontrados de acuerdo con la dureza, permeabilidad y estabilidad de ellos. Estos pozos deberán tener como mínimo una profundidad de $h+pb$ medido en m, siendo h la altura de aguas, b el ancho de boca y p la pendiente media transversal. Si se encuentra roca sana, no será necesario profundizar el pozo, sino llegar a ella.
- g) Cálculo del eje hidráulico general del canal. Este eje se calculará para el gasto máximo previsto y para un gasto igual al 50% del anterior. En gradas de bajada y entrada de obras de arte, se deberá verificar que para cualquiera que sea el gasto que escurra, las velocidades aguas arriba sean aceptables. Al estudiar el eje hidráulico se evaluarán las pérdidas del canal, si la permeabilidad del terreno presenta dudas, el contratista deberá presentar un ensayo de permeabilidad de muestras no perturbadas u otro ensayo que sea aceptable de acuerdo con la Inspección.
- h) Determinación aproximada de pérdidas de carga económicas, necesarias en las obras de arte.
- i) Confección de un perfil longitudinal que indicará los siguientes datos, frente a cada estaca:
- Distancia acumulada de eje rojo (kilometraje)
 - Distancia entre estacas
 - Cubicaciones parciales de cortes
 - Cubicaciones parciales de terraplenes
 - Cubicaciones acumuladas de terraplenes
 - Cotas de estacado
 - Cota de eje rojo en el terreno
 - Cota de fondo
 - Pendientes y pérdidas de carga
 - Distancias acumuladas del estacado (kilometraje)

En el perfil longitudinal se dibujará la sección correspondiente a cada sector, con todos los datos necesarios para definirla y sus características hidráulicas, este dibujo se repetirá en cada metro del rollo. Además, se indicará el resultado de las calicatas ejecutadas dibujando el perfil encontrado frente a la estaca correspondiente, este perfil se dibujará con la forma de la sección del canal para evaluar el porcentaje de cada material que resultará en la excavación. Para designar los materiales encontrados se indicará su dureza, haciendo mención a su clasificación según normas de Casagrande.

También se indicará la toponimia más importante de la franja estudiada.

Al final del perfil longitudinal se indicará la cubicación total del movimiento de tierra, indicando la cantidad de material blando, duro y roca que compone la cubicación total de acuerdo con la clasificación siguiente:

- Material blando es todo el excavable sin uso de explosivo, quedan comprendidos en esta categoría la tierra vegetal, terrenos arcillosos, conglomerados blandos, arena, ripio y bolones de un volumen inferior a 5 dm^3 .
 - Material duro es el que es necesario remover con explosivos, quedan comprendidos en esta categoría la tosca, los conglomerados duros, la roca descompuesta y los bolones cuyo volumen esté comprendido entre 5 dm^3 y 50 dm^3 .
 - Se clasifica como roca, la roca sana y los bolones superiores a 50 dm^3 .
- j) Confección de un plano de planta en el que se indicará los estacados efectuados, los puntos de referencia, deslindes de propiedad, topografía del terreno, caminos, postaciones, canales, vías férreas y todos los detalles interesantes del terreno. En este plano se proyectará al eje rojo del canal, indicando el kilometraje de él y las curvas con radio, desarrollo, ángulo y tangentes.
- k) Levantamientos de planos de situación de las zonas en las que se ubicarán las principales obras de arte.
- l) Presupuesto aproximado del movimiento de tierra. Para hacer este presupuesto deberá tenerse en cuenta al posible plan de trabajo y confirmar que la maquinaria que se piensa ocupar en la faena tiene un gálibo compatible con las dimensiones de las secciones proyectadas. Además, deberá estudiar la faena de modo de que sea posible formar un camino de borde a lo largo de todo el canal.

El anteproyecto del canal deberá ser aprobado por la Dirección de Riego, antes de que el contratista pase a la última etapa del trabajo.

3) Proyecto

El proyecto definitivo del canal comprenderá los mismos puntos indicados en el anteproyecto, tomando en cuenta las observaciones formuladas por la Dirección de Riego y el eje hidráulico producido por las obras de arte proyectadas y todos los nuevos antecedentes acumulados. Se deberá agregar, además,

un estudio del plan de trabajo y de los costos detallados de toda la obra, un presupuesto completo de ella y la lista de las superficies que sería necesario expropiar para construir la obra, tomando en cuenta, para fijar el ancho de la franja, la excavación y los desmontes resultantes. En la lista de expropiaciones se indicará el nombre del propietario afectado, la superficie correspondiente a cada uno y el kilometraje del eje rojo que limita cada predio. En el plano de planta se deberá indicar también la franja de expropiación con sus detalles.

Obras de Arte

En el estudio de las obras de arte, se distinguen dos etapas.

1) Anteproyecto

De todas las obras de arte mayores se presentará un anteproyecto en el que se comparará las distintas soluciones posibles. La Inspección, de acuerdo con el estudio que presente el contratista, resolverá en definitiva la solución adoptada.

Para la comparación de las diversas soluciones, el contratista deberá presentar la cubicación de cada una de ellas, con un estudio de costo aproximado, y un anteproyecto en el que se indicarán los detalles más importantes, de modo que se pueda formar una idea clara de las ventajas e inconvenientes de la solución.

2) Proyecto

Una vez aprobado por la Dirección de Riego, el anteproyecto de las obras de arte mayores, se presentará el proyecto definitivo de ellas, que contará de los siguientes puntos:

a) Planos

Planos completos con los cortes y detalles necesarios para que en la construcción no haya ninguna duda acerca de lo proyectado. Los detalles se entregarán a escala conveniente indicando en cada uno de ellos, la enfierradura y la dosificación del hormigón empleado. En cada obra se indicará además un resumen de los cálculos hidráulicos y se dibujará el eje hidráulico desarrollado para el gasto máximo. Se anotará también todas las indicaciones principales contenidas en las especificaciones técnicas y que se refieran a condiciones especiales de la obra proyectada.

b) Cubicaciones

Se hará una cubicación detallada de cada obra de arte incluyendo los siguientes ítem:

- Hormigones de diferentes tipos
- Fierro en barras indicando la cantidad de cada diámetro
- Fierro en perfiles detallando los perfiles usados
- Moldajes rectos
- Moldajes curvos
- Excavación con y sin agotamiento
- Rellenos
- Otros ítem especiales que aparezcan en las obras

En los planos entregados se copiará la cubicación completa. Para estudiar las cubicaciones de las excavaciones se tendrá en cuenta no solo la teóricamente necesaria sino también la excavación que se debe ejecutar para que pueda construirse, de acuerdo con el plan de trabajo.

En las excavaciones con agotamiento, se debe indicar el gasto posible y las demás características del agotamiento.

c) Especificaciones

Se presentará las especificaciones técnicas completas para la construcción de la obra.

d) Estudio de costos

Se hará un estudio de costos directos completo de los diversos ítem que aparezcan en las obras. El estudio se basará en el plan de trabajo que se indicará como justificación del estudio, y en los jornales usuales en la zona, en el sistema de trabajo, en el costo de los materiales puestos en la zona. Se acompañará todos los datos que se han tomado en cuenta para hacer el estudio.

e) Presupuesto completo de las obras

Obras Menores

Para las obras menores se presentará los mismos antecedentes indicados en el número anterior y sólo se podrá prescindir del plan de trabajo, aplicándose los costos unitarios calculados en las otras obras, con las correcciones que correspondan.

Para los proyectos definitivos de estas obras menores, se tendrá en cuenta las normas y planos tipos aprobados por la

Dirección del M.O.P. y por las demás empresas de utilidad pública cuyas obras interfirieran con las proyectadas.

BASES PARA LOS CALCULOS HIDRAULICOS

Velocidades aceptables

Cuadro 9. Velocidad máxima según tipo de material.

TIPO DE MATERIAL	MAXIMA (m/s)
roca sana	4,5
conglomerados firmes	2,5
toscas	2,5
ripios bien conglomerados	2,0
arcillas	1,0
trumaos	0,7
arenas	0,5
revestimientos de hormigones para aguas limpias	6,0
con pequeño arrastre	4,0
con arrastre	3,0
revestimientos de suelo cemento	3,0

Las velocidades mínimas en aguas con arrastre no serán inferiores al 60% de las anteriores. Si el agua lleva mucho arrastre sólido se deberá consultar un desarenador.

Taludes aceptables

Cuadro 1. Taludes recomendados.

M A T E R I A L	CUBETA (H) : (V)	MESA (H) : (V)
Roca	Vertical	Vertical
Conglomerados finos	1 : 2	1 : 2
Toscas	3 : 4	1 : 2
Arcillas	1 : 1	3 : 4
Trumaos	1,5 : 1	1 : 1
Arenas	2 : 1	1,5 : 1

En canales revestidos el contratista deberá estudiar el talud conveniente para facilitar la construcción.

Radio s mínimos

Para las curvas se aceptarán como mínimo, un radio igual a 5 veces el ancho superficial de la sección mojada del canal.

Coefficientes de rugosidad

Se usarán los siguientes coeficientes de rugosidad según lo definido por Manning:

- canales en madera	n = 0,010
- canales en metal u hormigón	n = 0,014
- canales en albañilería	n = 0,018
- canales en tierra o mampostería sin emboquillar	n = 0,025
- canales en roca	n = 0,040

En tramos de canales con muchas curvas, se calculará el coeficiente de rugosidad de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$n_c = n (A + 1)$$

siendo n el coeficiente de la tabla anterior y:

$$A = \frac{S}{L} \sum \frac{D}{R}$$

en que:

- S es el ancho superficial de la sección mojada
- L es la longitud del tramo
- D es el desarrollo de cada curva
- R es el radio de curvatura.

Si en la longitud L con coeficiente A existe un tramo parcial de más de 500 m en que el coeficiente A difiera más de un 5% con el anterior, será necesario subdividir el tramo.

Los cálculos anteriores se aplicarán a canales medianos y grandes, para pequeños canales de distribución y acequias se aplicarán coeficientes especiales previo acuerdo con la Inspección.

Revanchas

Se proyectarán en general revanchas equivalentes a un 15% de la altura normal de aguas respectiva, con un mínimo de 0,20 m y un máximo de 0,50 m.

En canales que se desarrollen en laderas de más de un 20% de pendiente media transversal, se deberá verificar que la distancia horizontal entre el agua al fondo del canal y la superficie del terreno sea igual a 2 veces al altura de aguas del canal, en caso contrario se deberá aumentar la revancha.

Alejamiento de la crisis

Sólo se aceptarán ejes hidráulicos en los cuales el Bernoulli esté alejado por lo menos un 10% del crítico, evitándose los torrentes.

Pérdidas de carga

Las pérdidas de carga en embudos de entrada, salida, ensanches bruscos y paulatinos, resaltos, etc. se calcularán de acuerdo con las recomendaciones del texto del Ing. Sr. F. J. Domínguez. Se adoptarán los coeficientes indicados en dicho texto para calcular la carga de vertederos, descarga de orificios y todo lo que no se indique específicamente en estas bases.

En sifones se considerarán las siguientes pérdidas:

- Pérdidas de entrada: 0,1 de la altura de velocidad del sifón.
- Pérdidas por curvas: De acuerdo a la altura de seguridad del gráfico de "Hydro-electric Handbook" de Creager & Justin 1937 página 119.
- Pérdidas de salida: Según cálculo de acuerdo a la forma del embudo y previa aprobación de la Inspección.
- Pérdidas por frotamiento: De acuerdo con la fórmula de Von Karman y Colebrook pudiendo usarse el gráfico de Moody tomando el valor máximo indicado.

En todo caso deberá verificarse que las velocidades resultantes aguas arriba del sifón sean aceptables, al considerar solamente un 80% de las pérdidas calculadas.

Para el cálculo de eje hidráulico en rápidos de descarga se usará el método de L. Standish Hall para escurrimiento de alta velocidad.

Para el cálculo de colchones de agua, se tendrá en cuenta las recomendaciones indicadas en el folleto Stilling Basin editado por el Bureau of Reclamation de U.S.A.

Dimensionamiento de las Obras y Recomendaciones Generales

Terraplenes

En general se evitarán los terraplenes, debiendo ir la sección mojada del canal, en corte. Sólo en casos muy justificados y debidamente aprobados por la Inspección se aceptarán terraplenes que abarquen parte o el total de la sección mojada, consultándose en esos casos algún revestimiento.

Compuertas de descarga

Como norma general se proyectarán compuertas de descarga a una distancia máxima de 5 km entre ellas, aprovechando las quebradas o desagües que atraviesa el canal. Estas compuertas deberán ser capaces de eliminar el total del gasto que pueda llevar el canal considerando la sección completa con revancha inclusive.

Forma de la sección

Para proyectar la sección del canal se deberá considerar que la altura de agua h debe ser superior a $0,6 S^{0,5}$ siendo S la sección de escurrimiento. En general, se evitará los escurrimientos en torrentes.

Sifones

En sifones no se usarán velocidades inferiores a 2,5 m/seg para que no se produzca el depósito de los materiales en suspensión, en el caso que sea necesario aceptar velocidades más bajas se adoptarán precauciones especiales.

En la entrada se tomarán las medidas recomendadas por el Bureau of Reclamation para que el sifón trabaje ahogado.

Antes de cada sifón de importancia, se proyectará una compuerta de descarga con el objeto de poder cortar el canal si es necesario efectuar alguna reparación.

Si el arrastre sólido del canal es importante, se proyectará un desripiador antes de la entrada.

Se proyectarán puertas de hombre donde sea necesario para que el sifón se pueda vaciar y visitar fácilmente. La distancia máxima entre puertas de hombre será de 200 m.

En sifones que vayan enterrados se deberán proyectar cámaras que permitan colocar el equipo de bombas necesario para el vaciado del sifón.

Canoas

Se proyectarán de modo que sea posible a los celadores del canal cruzar por encima de ellas.

Si la canoa es de importancia, deberá dejarse una compuerta de descarga aguas arriba de ella.

Caídas

Las caídas se proyectarán de acuerdo con las recomendaciones del Bureau of Reclamation en cuanto a forma de la cresta del vertedero, del rápido y del colchón de aguas.

Antes de las caídas se dispondrá una sección de control para que el agua no se acelere aguas arriba de ella.

Compuertas

Se proyectarán de los tipos de sector o deslizantes, en ambos casos se tomarán en cuenta los diseños de las firmas especialistas en la construcción de compuertas para el proyecto de la hoja y de los mecanismos de elevación.

En general, se usarán estructuras desarmables. En las compuertas deslizantes se dispondrá rieles de bronce para guiar la hoja, evitando el deslizamiento de dos materiales iguales. La presión máxima de contacto entre bronce y bronce es de 20 Kg/cm².

Para proyectar los mecanismos se adoptarán los siguientes coeficientes de roce:

- Fierro sobre fierro	0,70
- Bronce sobre fierro	0,65
- Bronce sobre bronce	0,45

Se tendrá en cuenta que el esfuerzo máximo necesario en el brazo del mecanismo debe ser inferior a 30 Kg.

El ajuste de las compuertas debe proyectarse de acuerdo con el uso que tendrá en la práctica y si es necesario se especificarán elementos de goma para hacer estancos los ajustes.

La viga que soporte el vástago de la compuerta debe calcularse para resistir esfuerzos de tracción y compresión iguales.

Bases para los Cálculos de Estabilidad

Para calcular la estabilidad de las estructuras se tendrá en cuenta las recomendaciones y normas oficiales chilenas, elaboradas por el Inditecnor.

Fatigas

Para el hormigón y el fierro se aceptarán las fatigas límites fijadas en las normas Inditecnor. La fatiga del fierro se disminuirá en 15% en los parámetros en contacto con el agua y se proyectará un recubrimiento mínimo de 5 cm en esa zona.

En el hormigón se indicará el tipo de fierro y de hormigón usado y se indicará la dosificación de este último que sea necesario para obtener la resistencia requerida, basándose en la calidad de los áridos disponibles.

Para las fatigas de tracción en los hormigones se aceptará un 7% de la carga de ruptura del hormigón respectivo.

Para las fundaciones se aceptarán las siguientes fatigas:

- Roca sana	22	kg/cm ²
- Arenisca	9	"
- Conglomerados y toscas	6	"
- Ripio firme	6	"
- Ripio suelto	4	"
- Arenas y tierras vegetales	1	"
- Escombros y fangos	< 0,5	"

En estructuras de fierro en contacto con agua, se aceptará la fatiga indicada anteriormente y se proyectará un espesor superior en 1 mm al necesario, para seguridad contra la oxidación, aunque se especifique el uso de pinturas especiales. El espesor total resultante no podrá ser inferior a 6 mm.

Sismicidad

Todas las estructuras se calcularán para las cargas corrientes y se comprobarán para el efecto sísmico, con coeficiente de 0,10.

Sifones y tubos

Para el cálculo de sifones y tubos se usará el método descrito en el folleto "Stress Analysis of Concrete Pipe"

editado por el Bureau of Reclamation o el método de Emperger, calculando las secciones de hormigón y fierro en fase II y comprobándolos en fase I.

En sifones metálicos deberá presentarse un cálculo completo de fatigas secundarias.

Canoas

En general las canoas se calcularán en fase II, comprobándose la super-estructura en fase I si el gasto del canal es superior a $5 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Muros de sostenimientos

Los muros de sostenimiento de alturas inferiores a 5m, se calcularán según el método de Resal.

Sub-presiones y fundaciones

En las fundaciones no se aceptará que menos del 50% de la superficie de fundación esté comprimida y se calculará con un momento resistente igual o superior a 1,5 veces el momento de volcamiento.

Se considerarán subpresiones, de acuerdo con la siguiente tabla:

- Arena y Ripio	100%
- Arcilla y tosca	30%
- Roca	15%

Túneles

Para calcular el sostenimiento de los túneles se recomienda el método de Terzaghi, Proctor & White y en general se exigirá que los datos de terreno sean muy exactos.

En todo túnel proyectado deberá presentarse un perfil del cerro hecho a base de de de piques o sondajes distanciados no más de 50 m uno de otro en los accesos. En la zona que exista un techo de roca que dé seguridad se podrá prescindir de los piques.

Tolerancia Topográfica

Se aceptarán los siguientes errores en los trabajos topográficos.

- Nivelación de puntos de referencia:..... 1 cm/km
- Nivelación de estacas:..... 3 cm/km
- Cierres de poligonales taquimétricas :
 - en altura..... 5 cm/km
 - angular..... $2 \sqrt{n}$
en minutos, siendo n el número de estaciones.
 - distancia..... $2 \sqrt{L}$
en metros, siendo L el desarrollo en km.

Para los levantamientos taquimétricos se deberán tomar los puntos necesarios para que a la escala en que se dibuja, la distancia entre los puntos tomados no exceda de 2 cm.

Planos

Para el reconocimiento y anteproyecto, se presentarán los planos exigidos en original, para los proyectos definitivos, se presentarán dibujados a tinta china sobre tela, excepto los perfiles transversales que se podrán entregar dibujados en papel transparente y a lápiz.

Para los planos de planta de eje rojo se usará la escala 1:1.000, para el perfil longitudinal se usará en horizontal 1:1.000 y en vertical 1:100. Para los planos de situación 1:500 y para los perfiles transversales 1:100.

Para las obras de arte se usará en general la escala 1:100 o 1:50, y para los detalles se usará la escala que sea apropiada entre las siguientes: 1:1 - 1:5 - 1:10 - 1:20.

Todos los planos se entregarán en rollos de 50 cm de alto, el contratista deberá consultar con la Inspección el formato de las carátulas y de las anotaciones usadas. En los planos de eje rojo se indicará los dobleces necesarios para seguir el desarrollo del canal.

CICA S.A.

ingenieros consultores

El Desarrollo es Compatible con la Protección Ambiental



Desde 1975 dedicados
al desarrollo de
los recursos naturales
renovables y a la
solución de
problemas ambientales



*Av. 11 de Septiembre 2260, Cf. 131
Fonos 2515933 - 2517191 Fax 2337041*

TEMA IX

Preparación de Suelos para Riego

DISEÑO DE PROYECTOS DE RIEGO Y DRENAJE

PREPARACION DE SUELOS PARA EL RIEGO (NIVELACION DE TERRENOS)

Oscar Miranda N.
Ing. Agrónomo M.Sc.
P. Universidad Católica de Chile

INTRODUCCION

Hoy es condición básica nivelar los terrenos antes de establecer las siembras y plantaciones de frutales, con el propósito de aumentar la eficiencia y uniformidad del riego superficial.

En el pasado se creía que, para el desarrollo y producción de las plantas, la nivelación de los terrenos producía más problemas que ventajas. Actualmente se ha podido constatar que la nivelación del terreno resulta técnica y económicamente factible de realizarla, ya que los costos de mano de obra se reducen considerablemente y la eficiencia y uniformidad de los riegos aumenta significativamente.

Una nivelación bien hecha le dará al agricultor muchas satisfacciones y constituye una de las inversiones agrícolas que producen un mayor retorno de capital. Si la nivelación es mal ejecutada, ésta será un motivo de desagrado para el productor.

FACTORES A CONSIDERAR EN UNA NIVELACION

Previo a efectuar una nivelación, es necesario tener presente los siguientes factores:

Profundidad del suelo

Si el suelo es poco profundo y la nivelación programada considera cortes significativos de la capa fértil del suelo, no se aconseja ejecutarla. Pues, se ha comprobado que las plantas que crecen sobre un sub-suelo deficiente en cuanto a propiedades químicas y físicas desfavorables, disminuyen los rendimientos y calidad de la fruta.

Topografía accidentada y ondulaciones fuertes

La topografía afecta directamente el costo de la nivelación. A mayor desuniformidad, mayor será el movimiento

de tierra que deberá efectuarse para conseguir una pendiente uniforme en la dirección del riego.

En términos generales es posible establecer la siguiente pauta:

Mov. leve	< 300	m ³ /ha	(económico)
Mov. medio	300 - 600	m ³ /ha	(aceptable)
Mov. importante	600 - 900	m ³ /ha	(justificación necesaria)
Mov. excesivo	> 900	m ³ /ha	(antieconómico)

Permeabilidad del suelo

Suelos arenosos o suelos con alto contenido de materia orgánica, se caracterizan por poseer un alto grado de infiltración (> 7 cm/hr); no resulta recomendable su nivelación, optándose por algún sistema de riego mecánico (goteo o microaspersión).

Presencia de un nivel freático

Si el nivel freático está cercano a la zona de raíces (0,5 - 1,0 m), no se recomienda efectuar la nivelación sin antes solucionar el problema de drenaje.

LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO E INGENIERIA

El cálculo de movimiento de tierra debe basarse en un levantamiento topográfico muy preciso, el cual permita seleccionar las pendientes óptimas y también obtener un balance apropiado de cortes y rellenos.

Antes de iniciar el estudio topográfico, el potrero a nivelar se debe estacar cada 20 m con estacas de unos 70 cm de longitud y de 1x2 pulgadas de espesor; se requieren 25 estacas por hectárea.

El levantamiento topográfico determina las elevaciones del terreno en cada estaca, y permite separar por medio de las curvas de nivel, los sectores o terrazas que deben ser consideradas y niveladas en forma separada. Además previo al levantamiento topográfico, es necesario preparar el suelo donde se efectuará el movimiento de tierra; para ello el potrero debe estar arado y rastreado.

Mediante el plano topográfico, es posible además realizar una completa planificación física de la plantación, donde aparecen claramente delimitados los caminos, las pendientes y, largos y tamaño de las unidades o cuarteles de riego (Figura 1).

El Cuadro 1, señala la disposición de una terraza de nivelación de 1,6 ha (160 x 100 m) estacado a 20 x 20 m. Allí aparecen las elevaciones promedio de filas y columnas.

En la práctica, existen varios métodos de nivelación, pero en el caso de plantaciones frutales, el método que otorga mejores beneficios es el de los perfiles promedios ajustados mediante la técnica de mínimos cuadrados, donde las elevaciones de filas y columnas son graficadas (Figuras 2 y 3).

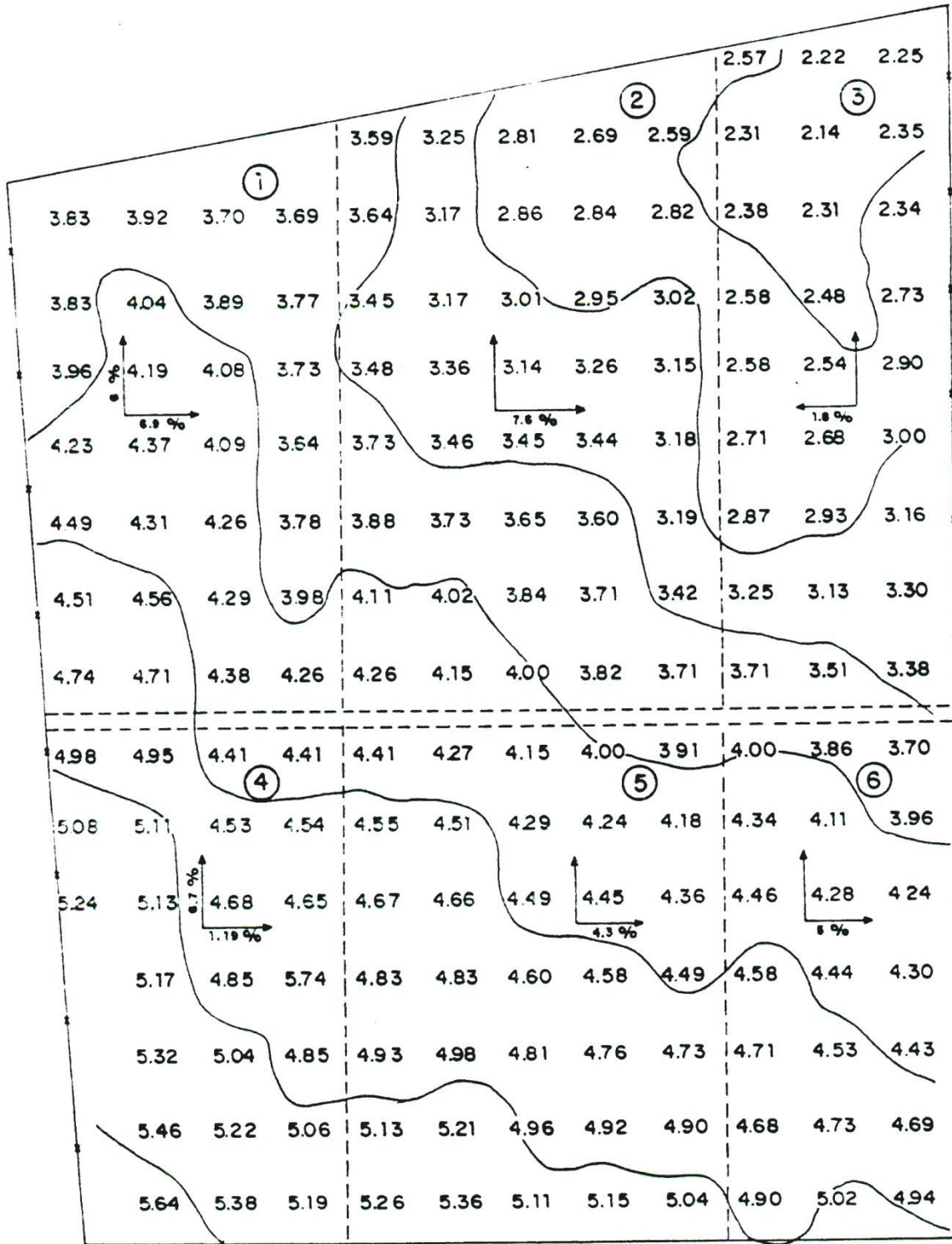


Figura 1. Plano de diferentes sectores de nivelación de un potrero, indicándose los caminos, las pendientes, y los largos y tamaños de los cuarteles de riego.

Cuadro 1. Ejemplo de elevaciones promedio de filas y columnas de una terraza de nivelación de 1,6 ha.

F\C	A	B	C	D	E	Prom. FILAS
1	3,59	3,25	2,81	2,69	2,59	2,99
2	3,64	3,17	2,86	2,84	2,82	3,07
3	3,45	3,17	3,01	2,95	3,02	3,12
4	3,48	3,36	3,14	3,26	3,15	3,28
5	3,73	3,46	3,45	3,44	3,18	3,45
6	3,88	3,73	3,65	3,60	3,19	3,61
7	4,11	4,02	3,84	3,71	3,42	3,82
8	4,26	4,15	4,00	3,82	3,71	3,99
	3,77	3,54	3,34	3,29	3,13	Promedio COLUMNAS

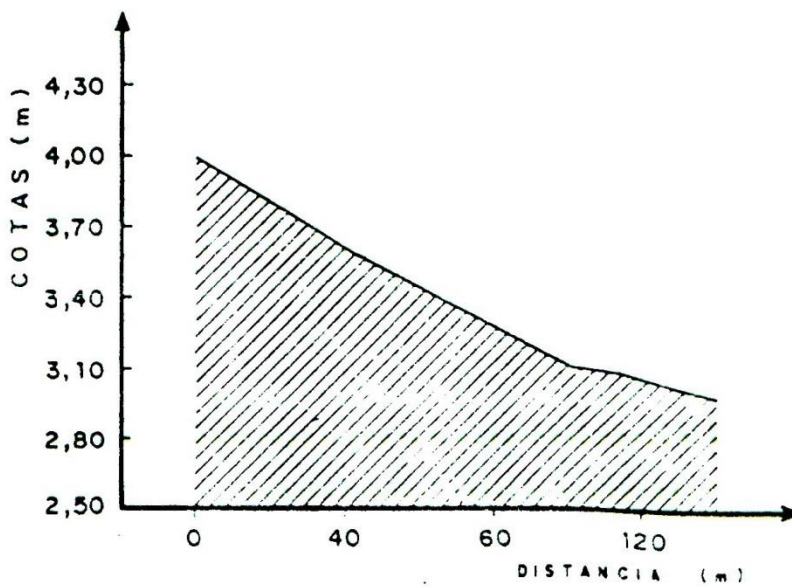


Figura 2. Perfil promedio de filas.

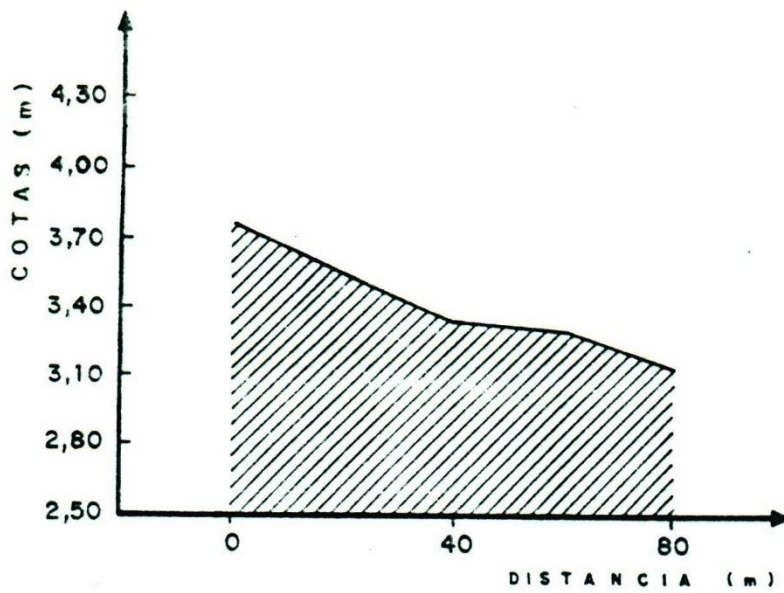


Figura 3. Perfil promedio de columnas.

Los pasos a seguir en el cálculo del movimiento de tierra son los siguientes:

1. Se anota en un papel milimetrado la ubicación de las estacas y los límites del sector de nivelación como se indica más abajo (Sector 1).

F\C	A	B	C	D
1	3,83	3,92	3,70	3,69
2	3,83	4,04	3,89	3,77
3	3,96	4,19	4,08	3,73
4	4,23	4,37	4,09	3,64
5	4,49	4,31	4,26	3,78
6	4,51	4,56	4,29	3,98
7	4,74	4,71	4,38	4,26

2. Se determina la elevación promedio de filas y columnas

F\C	A	B	C	D	Elev. Prom. FILAS (Y)
1	3,83	3,92	3,70	3,69	3,77
2	3,83	4,04	3,89	3,77	3,88
3	3,96	4,19	4,08	3,73	3,99
4	4,23	4,37	4,09	3,64	4,08
5	4,49	4,31	4,26	3,78	4,21
6	4,51	4,56	4,29	3,98	4,33
7	4,74	4,71	4,38	4,26	4,52
	4,23	4,30	4,09	3,33	<u>4,11</u>
	Elevación Promedio COLUMNAS (X)				

3. Determinación y ubicación del centro de mesa o centro del sector de la nivelación.

El valor del centroide corresponde al promedio general de filas y columnas, en éste caso 4,11 y se ubica en la intersección de las diagonales del sector.

3,83	3,92	3,70	3,69
3,83	4,04	3,89	3,77
3,96	4,19	4,08	3,73
4,23	4,37	* 4,09	3,64
CENTROIDE			
4,49	4,31	4,26	3,78
4,51	4,56	4,29	3,98
4,74	4,71	4,38	4,26

Cuando la figura es irregular, el centroide geométrico puede ser ubicado suspendiendo un modelo a escala de la figura estudiada, en varias posiciones, y usando un cordel y plomada como guía, para poder trazar líneas verticales a través de la figura desde el punto de suspensión. Este método se ilustra en la Figura 4.

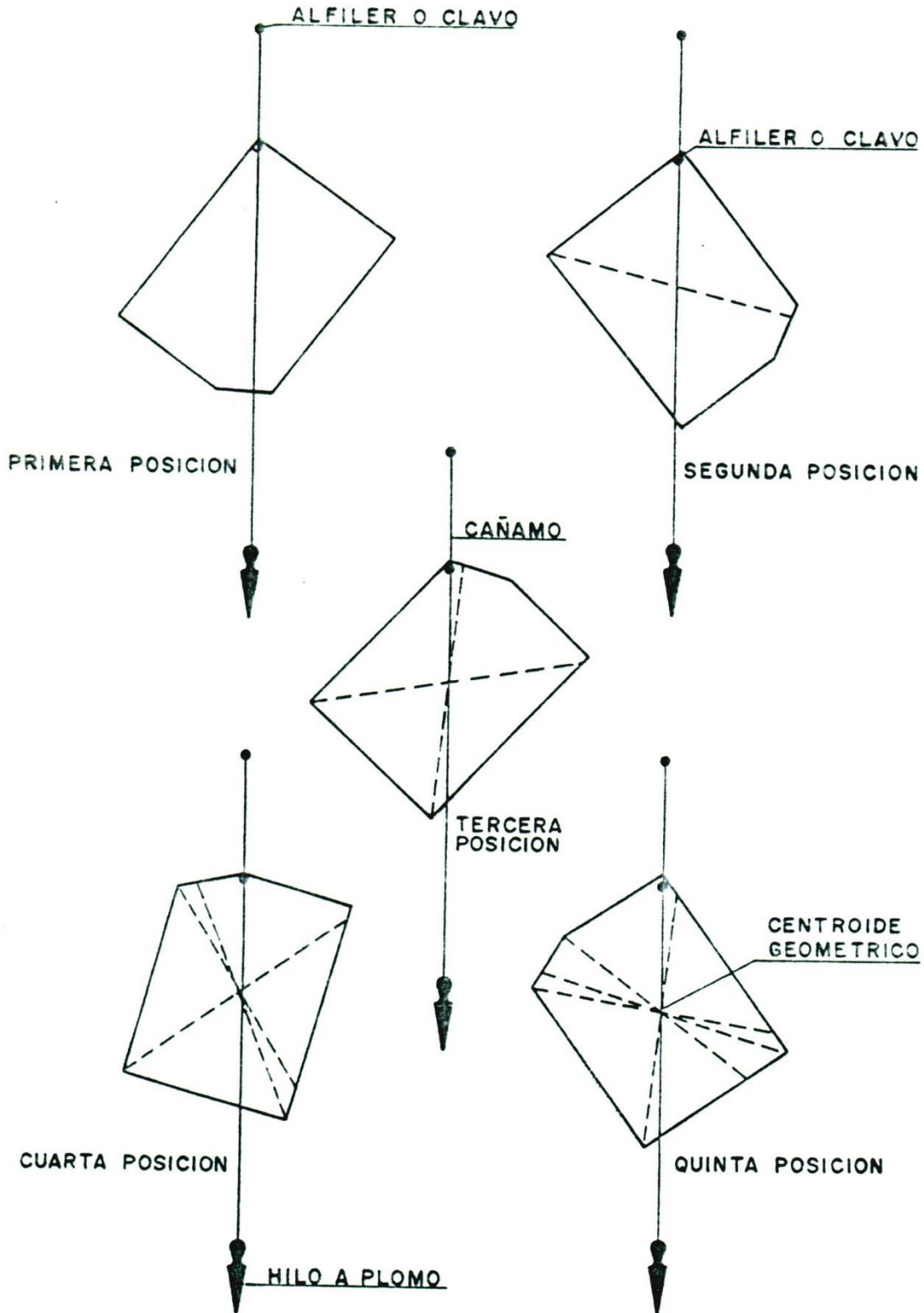
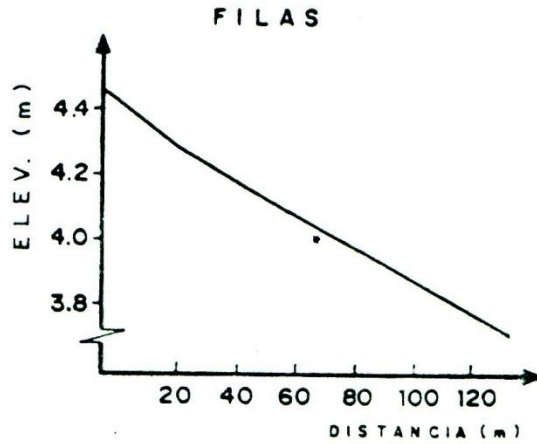
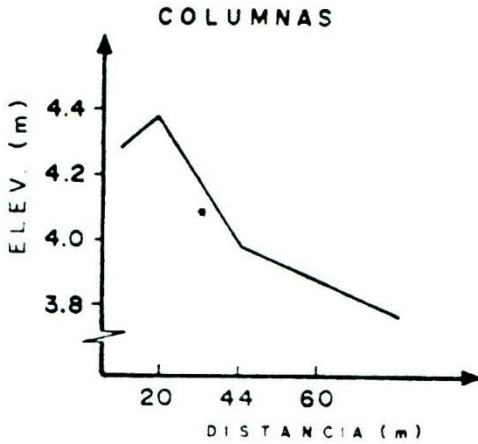
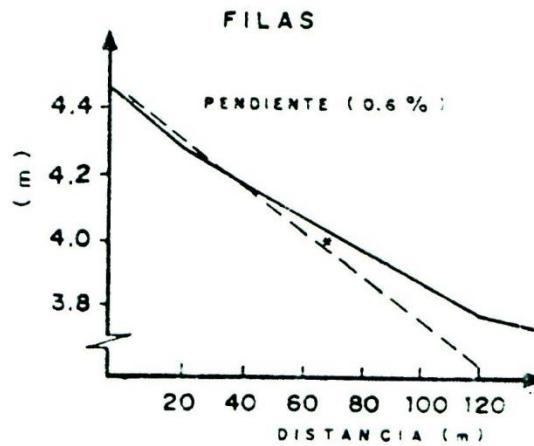
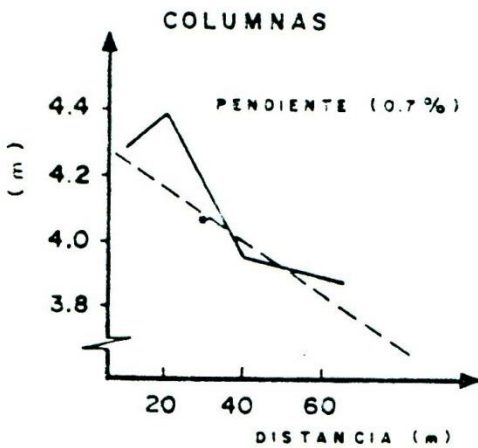


Figura 4. Determinación del centroide geométrico, en figuras irregulares.

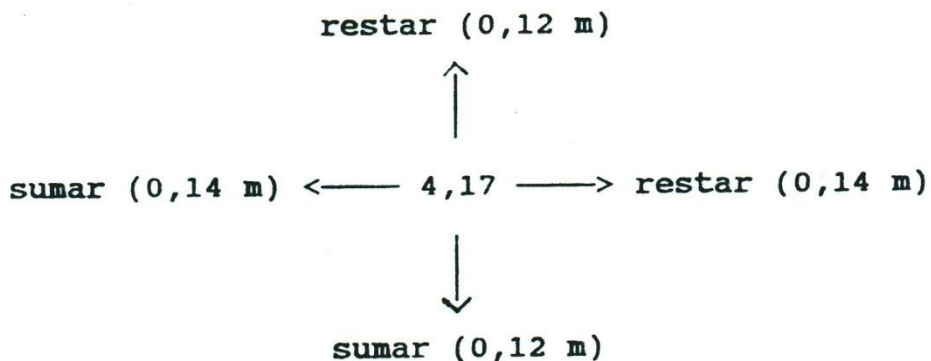
Los valores promedios de filas y columnas, se grafican tal como se señala en las figuras.



5. Se determina la mejor recta que ajuste a las condiciones promedios del terreno, tomando sobre el eje del centroide tal como se indica en las figuras.



6. Como el centroide no quedó sobre una estaca del terreno, sino que está en la fila 4 y entre las columnas B y C, lo ubicaremos en la columna B y la fila 4, para ello su nuevo valor dado la pendiente (0,7%) corresponde a 4,17.
7. A partir de éste valor, se determinan las nuevas elevaciones del terreno.



Tal como se señala a continuación:

3,83	3,92	3,70	3,69
3,95	3,81	3,67	3,54
0,12	-0,11	-0,03	-0,05
3,83	4,04	3,89	3,77
4,07	3,93	3,79	3,66
0,24	-0,11	-0,10	-0,11
3,96	4,19	4,08	3,73
4,19	4,05	3,91	3,77
0,23	-0,14	-0,17	0,04
4,23	4,37	4,09	3,64
4,31	4,17	4,03	3,89
0,08	-0,20	-0,06	0,25
4,49	4,31	4,26	3,78
4,43	4,29	4,15	4,01
-0,06	-0,02	-0,11	0,23
4,51	4,56	4,29	3,98
4,55	4,41	4,27	4,13
0,04	-0,15	-0,02	0,15
4,74	4,71	4,38	4,26
4,66	4,53	4,39	4,25
-0,08	-0,18	0,01	-0,01

8. En la figura anterior, se puede observar que si la diferencia entre la cota de terreno y la cota proyectada es negativa, corresponde a un corte. Por el contrario, si la diferencia es positiva, se trata de un relleno.
9. Para determinar si la nivelación está balanceada, se deben sumar todos los cortes y dividirlos por número de rellenos, en este caso:

$$\frac{\Sigma c}{\Sigma r} = \frac{2,28}{1,76} = 1,3$$

La relación corte/relleno debe ser cercana a 1,3, con el propósito de que exista una adecuada compensación y los rellenos no bajen por efecto de la lluvia o los riegos.

10. Para determinar el movimiento de tierra, se debe multiplicar el total de los cortes, por el área de influencia de 1 estaca.

$$\text{Ej.: } 2,28 \text{ m} \times 400 \text{ m}^2 = 912 \text{ m}^3$$

11. Si este sector se divide por la superficie del sector de la nivelación, da el promedio por hectárea, en éste caso:

$$\frac{912 \text{ m}^3}{1,6 \text{ ha}} = 570,82 \text{ m}^3/\text{ha}$$

En la Figuras 5 y 6, se presentan, respectivamente el relieve general del potrero en tres dimensiones y el resultado final de la nivelación.

La técnica de la nivelación consiste en determinar una línea recta (pendiente), que mejor ajuste a las elevaciones promedios de filas y columnas (mínimos cuadrados) es decir, a las condiciones naturales del potrero.

Se puede observar en las Figuras 3 y 4, que cualquier pendiente que no se ajuste a las condiciones naturales del suelo, eleva en forma significativa el movimiento de tierra.

En la actualidad existen programas computacionales que facilitan los cálculos del movimiento de tierra.

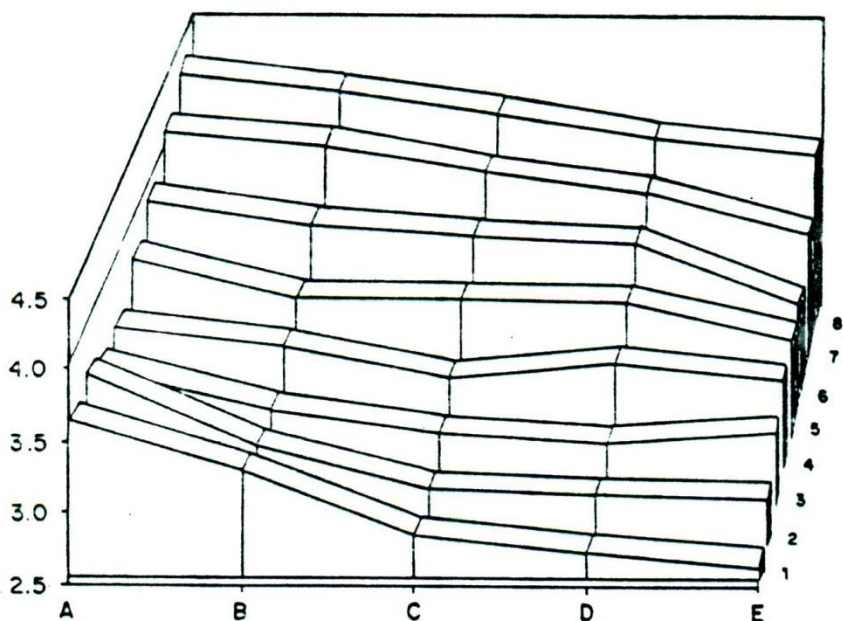


Figura 5. Relieve del potrero de la Figura 2, antes de nivelarlo.

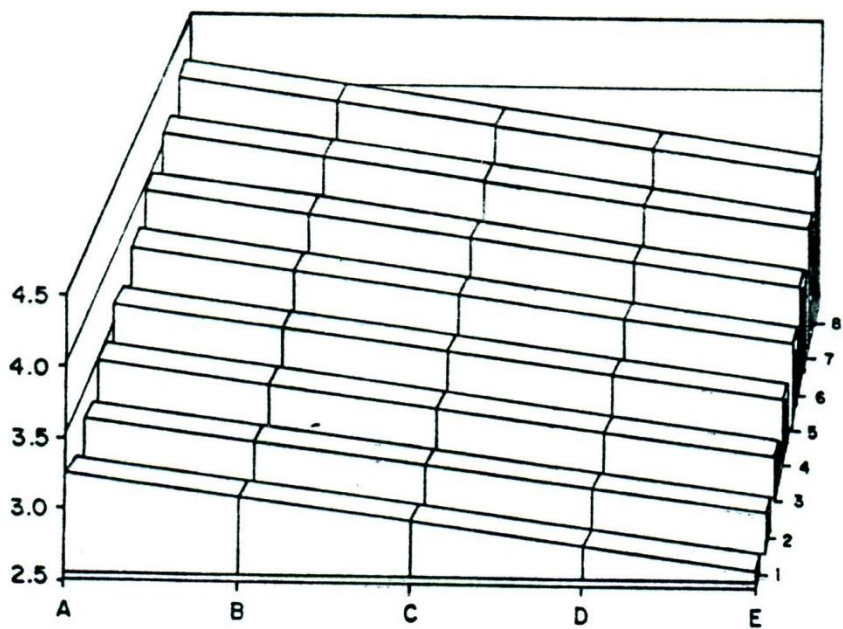


Figura 6. Relieve del potrero de la Figura 2, después de nivelarlo.

PREPARACION DE SUELOS PARA RIEGO

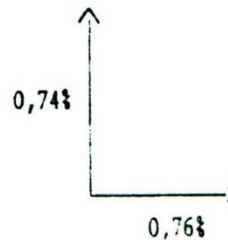
En el Cuadro 2, se señala el plano de cortes y rellenos determinado a través del computador. En dicha salida se indica además la superficie nivelada, los m³ a mover, los m³/ha, las pendientes ajustadas y la relación corte/relleno.

La relación corte/relleno debe ser superior a 1,0; en otras palabras, debe existir un volumen mayor de cortes, con el propósito de satisfacer las necesidades de relleno, debido a la compactación que sufre el suelo durante la nivelación. La relación corte/relleno varía en función de la textura del suelo, siendo cercana a 1,3 - 1,4 en los suelos arcillosos.

CUADRO 2 PLANO DE CORTES Y RELLENOS DETERMINADO A TRAVES DE COMPUTADOR

Plano óptimo corregido según la relación CUT/FILL pedida

3,59	3,25	2,81	2,69	2,59	IDENTIFICACION: Cliente o Propietario: REGION: VI COMUNA: REQUINOA FUNDO: EL DELIRIO POTRERO: SECTOR DE NIVELACION: 2	
3,19	3,81	3,67	3,54	2,58		
-0,40	-0,21	-0,07	-0,04	-0,01		
3,64	3,17	2,86	2,84	2,82	RESUMEN DE RESULTADOS	
3,33	3,18	3,03	2,88	2,73		
-0,31	0,01	0,17	0,04	-0,09		
3,45	3,17	3,01	2,95	3,02	HECTAREAS TOTALES : 1,60	
3,48	3,33	3,18	3,03	2,88	METROS CUBICOS : 913,31	
0,03	0,16	0,17	0,08	-0,14	INDICE RELATIVO : 570,82	
					FACTOR DE CORRELACION	
: 0,00	3,48	3,36	3,14	3,26	3,15	EXCAVACIONES-(CUT) : 2,28
	3,63	3,48	3,33	3,18	3,02	NUMERO DE EXCAVACIONES : 21,00
	0,15	0,12	0,19	-0,08	-0,13	RELLENO-(FILL) : 1,76
						NUMERO DE PUNTOS DE RELLENO
: 19,00	3,73	3,46	3,45	3,44	3,18	CUT/FILL CALCULADO : 1,30
	3,78	3,63	3,48	3,32	3,17	CUT/FILL PEDIDO : 1,30
	0,05	0,17	0,03	-0,12	-0,01	
	3,88	3,73	3,65	3,60	3,19	
	4,55	4,41	4,27	4,13	3,32	
	0,04	-0,15	-0,02	0,15	0,13	
	4,11	4,02	3,84	3,71	-3,42	
	4,07	3,92	3,77	3,62	3,47	
	-0,04	-0,10	-0,07	-0,09	0,05	
	4,26	4,15	4,00	3,82	3,71	
	4,22	4,07	3,92	3,77	3,62	
	-0,04	-0,08	-0,08	-0,05	-0,09	



OBSERVACIONES:

FILA 1 COLUMNA 1 = EL VALOR EXEDE DE LOS 30 CM

FILA 2 COLUMNA 1 = EL VALOR EXEDE DE LOS 30 CM

FILA 1 COLUMNA 1 ES EL MAYOR VALOR DE CORTE O RELLENO QUE EXEDE DE LOS 30 CM

MAQUINARIA DE NIVELACION

En una nivelación intervienen diferentes tipos de equipos, desde bulldozers y retroexcavadoras, en el caso de habilitación de nuevos terrenos, a equipos escarificadores, subsoladores y chisels, necesarios para mejorar la estructura del suelo después de la nivelación.

Si el potrero a nivelar ha sido preparado adecuadamente (arado y rastreado), lo más indicado para ejecutar la nivelación son traillas de una capacidad de 1,5 - 3 m³ accionadas y remolcadas por tractores de 50 a 100 HP.

COSTO DE NIVELACION

En la actualidad es frecuente que los agricultores contraten el trabajo de movimiento de tierra sobre la base de m³/ha, y no por horas de operación de la maquinaria, como se acostumbraba antes.

Resulta mucho más cuantitativo y transparente para el productor, pagar por m³ de tierra movida y no por las vueltas del operador del equipo de nivelación.

Todo trabajo de nivelación debe estar precedido de un estacado, un acucioso levantamiento topográfico, un estudio que minimice los cortes de suelo y, de diferentes alternativas de nivelación.

El costo del m³ actualmente oscila entre 0,025 a 0,030 UF, valor que no incluye el petróleo, la pensión, ni alojamiento para el operador.

El estudio de topografía y determinación del movimiento de tierra, junto con el petróleo, pensión y alojamiento para el operador, representa alrededor de un 15% del costo del m³.

NIVELACION DE HUERTOS Y PARRONALES Y ESTABLECIDOS

Introducción

Actualmente existe un gran número de huertos y parronales de exportación, plantados sin nivelación previa. Esta situación trae como consecuencia, una baja eficiencia de uniformidad y aplicación del agua durante los riegos.

Es posible observar también bajo estas condiciones, un número excesivo de acequias y desagües que dificultan el paso de la maquinaria durante las pulverizaciones y la cosecha. En adición a lo anterior, en estos huertos existe una mayor

incidencia de enfermedades, y presentan bajas producción y calidad de la fruta:

Es común encontrar huertos y parronales sin nivelación, plantados en la dirección de la mayor pendiente, lo que origina problemas de erosión y de infiltración, debido a la gran velocidad que puede alcanzar el agua en los surcos de riego.

Durante las últimas temporadas se ha estado mejorando con éxito las situaciones anteriores en varios huertos y parronales de la zona central, mediante la nivelación de la entrelínea por medio de maquinaria apropiada, estudios y personal especializado.

Evaluación del problema

Generalmente el mejor indicador de la magnitud del problema son las mismas plantas, las cuales presentan algunos síntomas tales como: lento o nulo crecimiento vegetativo; inadecuado crecimiento de los brotes; hojas pequeñas; colores anormales de hojas; desfoliación temprana; madurez adelantada; mala calidad y baja producción de fruta.

En adición a ésta sintomología, para el diagnóstico del problema, es necesario efectuar un levantamiento topográfico detallado del o de los sectores afectados. El levantamiento se realiza generalmente escala 1:1000, con una densidad de observaciones de acuerdo con la distancia de plantación; las curvas de nivel se dibujan generalmente cada 25 cm.

Los antecedentes topográficos son luego evaluados mediante un programa computacional, el cual indica la mejor alternativa de nivelación, desde un punto de vista técnico y económico. Generalmente se requiere que los cortes de suelo sean menores a la profundidad de los rastrajes y surqueaduras que efectúa habitualmente el agricultor, con el propósito de minimizar el posible daño a las raíces.

Como se expresó anteriormente, muchas veces estos huertos y parronales son regados bajo condiciones de pendiente excesiva, lo que se traduce en serios problemas de infiltración, ya que el agua en los surcos aumenta su velocidad y por consiguiente disminuye el área de mojadura. Esto origina déficit de plantas y pérdida de vigor.

Cuando esta situación se presenta, se aconseja nivelar la entrehilera y regar perpendicularmente, siempre y cuando la pendiente en el otro sentido sea menor.

Otra situación común de encontrar en algunos huertos y parronales, es la escasa pendiente de riego, produciendo problemas al escurrimiento del agua. En éstas circunstancias

se hace necesario aumentar la pendiente, mediante la nivelación de la entrehilera.

Alternativa de solución

Sobre la base de los estudios topográficos y del análisis computacional, se procede en terreno a delimitar los cortes y rellenos necesarios para permitir una pendiente uniforme en la dirección de riego.

En aquellas situaciones en que la pendiente de riego sea mayor a un 1%, se aconseja al agricultor cambiar el riego al sentido perpendicular; siempre y cuando la distancia de plantación y la pendiente así lo permitan.

Este trabajo se ejecuta generalmente por hora, dado la imposibilidad de giro del tractor y trailla dentro del huerto o parronal.

El costo de los estudios junto con el petróleo, pensión y alojamiento para operadores, representan aproximadamente un 5 - 10% del valor de la ejecución del movimiento de tierra, necesario para la nivelación. De acuerdo con la experiencia recogida para nivelar la entrehilera, se requieren entre 10 - 15 h /ha. La mayoría de las veces estos costos son reducidos a la mitad si el agricultor aporta el tractor, contratando sólo los estudios, traillas y operadores especializados.

Se ha podido comprobar en un gran número de huertos y parronales, que es técnica y económicamente factible mejorar las condiciones de riego mediante la nivelación controlada de la entrehilera. En varios casos, como complemento a éste tipo de nivelación, se ha implantado un sistema de Riego Californiano de alta eficiencia.

BIBLIOGRAFIA

Bell R.M. 1956. Nivelación de terrazas para el riego. Curso Internacional de Capacitación en Métodos y Prácticas de Riego. Notas sumarias y extractos. FAO - OEA Ministerio de Agricultura, República de Chile.

Booher L J. 1974. Surface Irrigation FAO Agricultural Development Paper N° 95. FAO Land and Water Development Series N° 3.

Hart W.E. 1975. Irrigation System Design. Department of Agriculture Engineering, Colorado State University Fort Collins, Colorado.

Miranda O. 1991. Nivelación de terrenos para plantaciones frutales. Curso Manejo de Suelos en Huertos Frutales. Depto. de Ingeniería y Suelos Facultad de Ciencias Agrarias y Forestales. Universidad de Chile. Publicación Miscelánea Agrícola N° 35.

TEMA X

Diseño de Sistemas de Distribución y Métodos de Riego

DISEÑO DE PROYECTOS DE RIEGO Y DRENAJE

DISEÑO DE SISTEMAS DE DISTRIBUCION Y METODOS DE RIEGO

Raúl Ferreyra E.
Ing. Agrónomo M. Sc.
Instituto de Investigaciones
Agropecuarias

Gabriel Sellés V.
Ing. Agrónomo Dr.
Universidad de Chile

METODOS DE RIEGO

El éxito o fracaso de una agricultura de riego depende en gran medida del método de riego, el cual debe permitir que el cultivo alcance su máximo rendimiento sin deteriorar el suelo (erosión, lixiviación de nutrientes, concentraciones de sales). No existe un método de riego ideal o uno mejor que otro, que se pueda emplear en forma eficiente en todas las condiciones de suelo y cultivo; los métodos de riego se diseñan para determinadas condiciones de operación, teniendo presente los siguientes aspectos:

- a) Factores de cultivo. Entre éstos se debe considerar: densidad de siembra o plantación, tipo de crecimiento, susceptibilidad a enfermedades, especialmente las del cuello de la planta.
- b) Factores relacionados con el agua de riego. Especialmente la disponibilidad o abundancia del recurso y la calidad, con énfasis en el contenido de sales de ésta.
- c) Factores del suelo. Interesan especialmente la pendiente y la velocidad de infiltración.
- d) Factores humanos. Interesa la preparación del personal y las posibilidades de capacitarlo, en especial cuando se trata de métodos presurizados.

Un análisis de los factores anteriores, permite un ordenamiento de los métodos de riego adaptables de acuerdo a la preferencia del agricultor, para luego compatibilizarlos con los métodos de distribución de agua en el predio, realizando el diseño óptimo de los métodos de riego.

Hasta aquí es la etapa netamente técnica de los métodos de riego, para luego efectuar un análisis económico-financiero y finalmente definir el método de riego gravitacional o presurizado a emplear.

RIEGO TENDIDO

Llamado también por inundación, desborde o anegamiento, es el método más antiguo empleado en la agricultura regada del país, pero a la vez el más ineficiente; consiste en dejar escurrir el agua desde los canales, los que son trazados por los sectores más altos de los potreros. Entre las ventajas del método tendido se señalan:

- Permite regar cultivos de siembra densa como cereales y praderas.
- No se requiere nivelar el terreno, sólo eliminar los problemas de microrelieve para facilitar la aplicación del agua, contribuyendo a mejorar la eficiencia.
- No requiere de una alta inversión inicial, la cual se limita básicamente al trazado de regueros.
- Se puede emplear en todos los suelos posibles de regar, con mayor o menor eficiencia, dependiendo de las características del suelo, topografía y caudal disponible.
- Se requieren pocas estructuras hidráulicas permanentes, se limitan a la construcción de pretilas y canoas.
- Se puede emplear en suelos poco profundos y ondulados, donde la habilitación de suelos no es posible.

Las posibles ventajas que presenta el método se ven disminuidas al analizar las limitaciones del método:

- La eficiencia de aplicación no superara el 25 a 30%, lo cual significa que de 100 litros que se aplican, sólo se aprovechan entre 20 a 30 litros, perdiéndose el resto por escurrimiento superficial o percolación profunda.
- Existen altos riesgos de erosión de suelo, especialmente en los tramos o en aquellos con alta pendiente.
- Alta desuniformidad de aplicación del agua, quedando sectores con exceso de agua de riego y otros con déficit.
- Gran subdivisión del campo, debido a la gran cantidad de regueros y desagües que se trazan.
- Presenta altos requerimientos de mano de obra.

Criterios de Mejoramiento del Riego Tendido

A diferencia de los métodos gravitacionales tecnificados, en el riego por tendido no hay criterios de diseño definidos, por lo tanto, se sugiere tener presente algunos aspectos que permitan mejorar la eficiencia al usar este método.

1. Conceptos Básicos. Aplicar conceptos de riego como tiempo, frecuencia de riego, lámina de agua a reponer y caudal máximo no erosivo.
2. Trazado de canales. Se deben trazar los canales de acuerdo al caudal a conducir y a la pendiente del suelo. En suelos con pendientes fuertes o con problemas de microrelieve, conviene trazar los regueros en curvas de nivel; de esta forma los canales siguen aproximadamente las curvas de nivel del terreno, pero el canal debe llevar una pendiente de acuerdo a los criterios de diseño. La separación de los regueros está determinada por la pendiente del suelo en el sentido del riego (perpendicular al canal), la altura de agua a reponer y el caudal a aplicar.
3. Uso de cajas de distribución. Para derivar el agua entre canales, éstas también se pueden emplear como compuertas para detener el flujo en éstos.
4. Uso de manta. Para detener el agua en los canales en vez de "taquear" con tierra o "champas", con lo cual se produce menor erosión del suelo, menor contaminación del agua y se ahorra tiempo.
5. Uso de sifones. Una vez que se ha detenido el flujo del agua y elevado el nivel del agua en el canal, usar sifones para aplicar el agua al terreno, en vez de estar abriendo "bocas" o "salidas" en los taludes de los canales.

RIEGO POR SURCOS

En este método el agua escurre por pequeños canales, infiltrándose en el suelo por el fondo y paredes de los mismos (avance horizontal y vertical del agua), con lo cual se consigue un humedecimiento uniforme en todo el perfil del suelo.

Las principales ventajas del método son las siguientes:

- Permite regar cultivos sensibles al humedecimiento del suelo en la zona del cuello o tronco de la planta.
- Se consigue en forma fácil una aplicación uniforme del agua en el perfil del suelo.

- Se logran buenas eficiencias de aplicación, del orden del 50 al 60%.
- Se logra un buen control sobre el caudal de agua aplicado a los surcos.
- Los costos de operación son relativamente bajos, especialmente en mano de obra.
- Se adapta a los cultivos sembrados o plantados en hileras como hortalizas, frejoles, papas, frutales.

Este método también tiene algunas limitaciones, como ser:

- Se requiere nivelación del suelo en el sentido del riego.
- No es recomendable utilizarlo en suelos con pendientes mayores al 2%.
- Para lograr las eficiencias señaladas se debe considerar criterios de diseño y manejo: tiempo de riego, largo de surco, caudal a emplear, espaciamiento entre surcos y pendiente del suelo.
- Requiere costo de inversión, cuya magnitud está determinada fundamentalmente por la nivelación de suelos.
- El agua con exceso de sales provoca problemas de acumulación de éstas en la parte alta de los surcos.
- No se recomienda emplear en suelos con alta velocidad de infiltración como los arenosos, ya que se subdivide mucho el terreno por la gran cantidad de canales y surcos cortos.

Parámetros de Diseño

El diseño del riego por surco debe incluir los siguientes aspectos:

Sección del surco

La sección del surco de riego determinará en gran medida el perfil de humedecimiento del suelo. La forma y sección del surco ésta determinada por el implemento que se utilice para confeccionarlo, inicialmente puede ser triangular, trapezoidal o semicircular, pero después de los primeros riegos éstos tienden a una forma semicircular o parabólica.

Espaciamiento de surcos

La separación entre los surcos está en función de tres factores:

- a) Cultivo. En la mayoría de los cultivos, la distancia entre las hileras de siembra determina la distancia entre los surcos; pero en algunos cultivos es factible modificar la distancia entre las hileras de siembra; por ejemplo, en remolacha se puede sembrar en hileras a 30-32 cm y luego una entre hilera de 58 a 60 cm, trazándose el surco de riego entre las hileras anchas.
- b) Maquinaria agrícola. La distancia entre los surcos está limitada también por la posibilidad de ajustar los equipos de siembra, cultivo y cosecha; de tal forma que el diseño del riego no dificulte el trabajo de la maquinaria agrícola.
- c) Tipo de suelos. En los suelos arenosos se obtiene un humedecimiento mayor en profundidad, que en el sentido transversal al surco; en cambio en los de textura arcillosa el humedecimiento horizontal es mayor que en profundidad.

El espaciamiento se puede estimar mediante la siguiente relación:

$$E = Pr \times Cs$$

donde :

E = Espaciamiento de los surcos (m)

Pr= Profundidad radicular del cultivo (m)

Cs= Factor que depende del tipo de suelo, tiene los siguientes valores:

2,5 para suelos arcillosos

1,5 para suelos francos

0,5 para suelos arenosos

Una forma práctica de verificar si el espaciamiento calculado es el correcto, consiste en trazar dos surcos a la distancia calculada o recomendada y se riega, luego de 24 horas se observa si el humedecimiento del suelo entre los surcos es parejo, muestreando con un barreno o pala a diferentes distancias entre éstos; si se observa que no se humedece en forma uniforme se debe reducir la distancia entre surcos.

Largo del surco

Un óptimo diseño del largo del surco permite que la infiltración del agua a lo largo de éste sea uniforme, con el mínimo de diferencias entre el agua infiltrada en la cabecera y final del surco. El largo de los surcos depende de:

- a) Pendiente. En suelos con pendientes más suaves se pueden emplear surcos de mayor longitud, que en los suelos con pendientes fuertes.
- b) Textura. En suelos arcillosos los largos pueden ser mayores que en los suelos arenosos.
- c) Profundidad radicular. En aquellos cultivos con arraigamiento profundo se pueden emplear surcos más largos, que en cultivos de arraigamiento superficial.
- d) Caudal. A mayor caudal empleado el largo del surco debe ser menor.

El largo óptimo de los surcos, se determina en base al tiempo de riego en el período de mayor demanda de agua del cultivo, considerando las pérdidas por percolación. En el Cuadro 1, se dan valores de largos de surcos recomendables para diferentes condiciones.

Cuadro 1. Longitud (m) de los surcos de riego, según pendiente y textura del suelo.

TEXTURA	GRUESA			MEDIA			FINA		
	LAMINA DE AGUA A APLICAR (cm)								
S%	5	10	15	5	10	15	5	10	15
0.25	150	220	265	250	350	440	320	460	535
0.50	105	145	180	170	245	300	225	310	380
0.75	080	115	145	140	190	235	175	250	305
1.00	070	100	120	115	165	200	150	230	260
1.50	060	080	100	095	130	160	120	175	215
2.00	050	070	085	080	110	140	105	145	185
3.00	040	055	065	065	090	110	080	120	145
5.00	030	040	050	050	070	085	065	090	105

Tiempo de Riego

Se calcula de la siguiente expresión:

$$Tr = \left[\frac{Hr \times (n+1)}{K} \right]^{1/(n+1)}$$

donde :

Tr = Tiempo de riego (min).

Hr = Altura de agua a reponer (cm).

n = Pendiente de la curva de infiltración.

K = Constante de la ecuación de velocidad de infiltración.

En riego por surcos se considera un porcentaje de percolación el cual está dado por la calidad del agua de riego, que varía entre 0,002 y 1,0 y aumenta de sur a norte del país. El factor de relación de tiempos R, se puede calcular de la siguiente relación:

$$R = 0,5 \left[\frac{n + 1}{P} \right] - 1$$

donde :

R = Relación de tiempo, factor.

P = Porcentaje de percolación permisible.

n = Pendiente de la curva de velocidad de infiltración.

Con las ecuaciones anteriores podemos determinar el tiempo que debe demorar el agua en recorrer el largo del surco, la que se denomina tiempo final y se calcula por la relación:

$$T_f = \frac{T_r}{R}$$

donde:

T_f = Tiempo final (min).

T_r = Tiempo de riego, calculado de la ecuación de infiltración acumulada.

R = Relación de tiempo.

Los largos de surcos que se muestran en el Cuadro 1, son valores que no siempre son posibles de conseguir en terreno, por lo que se deben tomar como sugerencias, y adecuarlos a las condiciones particulares. Una forma de hacerlo en función del tiempo de riego es la siguiente: se determina el avance del agua en los surcos, para lo cual se selecciona un surco que sea representativo del potrero en el sector más homogéneo de éste; se estaca el surco cada diez metros y se anota el tiempo en que el agua llega a cada estaca (Curva de Avance); con el tiempo determinado y la curva de avances se establece el largo máximo permisible.

Caudal a Aplicar

El caudal de agua a aplicar a los surcos debe ser el máximo permisible, de modo que permita un rápido avance del frente de humedad hasta el final del surco, sin producir erosión del suelo (se observa por el arrastre de partículas de suelo en el fondo del surco). Este caudal se denomina "Caudal máximo no erosivo" y se puede estimar por la expresión:

$$Q_{max} = \frac{0,63}{S}$$

donde :

Q_{max} = Caudal máximo no erosivo (l/s).

S = Pendiente del terreno en el sentido del riego (%).

Con el objeto de reducir las pérdidas por escurrimiento al final del surco, cuando el agua llega a este sector se reduce a la mitad del caudal empleado inicialmente, lo cual se llama caudal reducido:

$$Q_{red} = 0,5 \times Q_{max}.$$

donde:

Q_{red} = Caudal reducido (l/s).

Q_{max} . = Caudal máximo (l/s).

Otra tecnología para mejorar la eficiencia del método es regar dos surcos contiguos con un sifón: se riega durante un cierto tiempo un surco, cuando la velocidad de avance del agua en el primer surco disminuye, se riega el segundo surco, una vez que se vuelve a reducir la velocidad del agua en el surco n°2, se cambia el agua al surco n° 1 y se repite el procedimiento, hasta que se completa el tiempo de riego en ambos surcos; esta tecnología se puede combinar con el concepto del caudal reducido. Esta tecnología se conoce como riego por pulsos.

Variaciones del Riego por Surcos

El método de riego por surcos se puede modificar de acuerdo a condiciones del suelo o de cultivo.

- Surcos rectos. Se puede usar en hortalizas, chacras, árboles frutales y viñas; y, en terreno planos con pendientes no superiores al 2%, en sentido del riego. Se puede emplear en la mayoría de los surcos, los tiempos de riegos y caudales, a las condiciones de textura y pendiente de suelo.
- Surcos en zig-zag. Esta variación se puede emplear en terrenos con mucha pendiente o baja velocidad de infiltración. La disposición de los surcos permite aumentar la longitud de éstos con lo cual se reduce la pendiente media, se disminuye la velocidad del agua en el surco y se puede permitir un mayor tiempo de permanencia del agua en el surco.
- Surcos en contorno. Básicamente se puede utilizar en los mismos cultivos que los surcos rectos, pero con pendientes de suelo de hasta 8%; los surcos tienen una pendiente de 0,2 a 0,5%. No es recomendable emplearlo en texturas arenosas, ni en suelos que se agrieten al secarse.

- Corrugaciones. Se puede emplear en suelos con pendientes uniformes de hasta 10% y texturas medias a finas. Este método consiste en conducir el agua en el sentido de la máxima pendiente mediante pequeños surcos llamados corrugaciones. Se pueden regar cultivos densos como cereales y praderas. Las corrugaciones se hacen una vez que el cultivo se ha sembrado. Los camellones de las corrugaciones son pequeños y no dificultan el paso de la maquinaria. Las corrugaciones tienen forma de V o U, de unos 5 a 10 cm de profundidad separadas 40 a 75 cm; se pueden emplear en conjunto con métodos de inundación, como bordes o platabandas.

Riego por Bordes o Platabandas

El agua escurre por una superficie nivelada (platabanda), delimitada por dos pretilos ó camellones (bordes) paralelos a la platabanda en el sentido de la pendiente. Se obtienen eficiencias entre un 50 al 60%, para lo cual se debe conseguir un equilibrio entre los factores de diseño como ser: caudal a aplicar, ancho y largo de las platabandas y pendiente del suelo, para disminuir las pérdidas de agua por percolación profunda o escurrimiento superficial; este método de riego es recomendable en cultivos de siembra densa, que cubren toda la superficie del terreno, como son praderas y cereales.

Se requiere una buena nivelación del terreno en el sentido del riego, con una labranza de suelos que contribuya a mantener éste sin problemas de microrelieve (utilización de equipos de labranza vertical o tecnologías de cero labranza) y un buen control del caudal a aplicar, con el objeto de minimizar las pérdidas por escurrimiento superficial o percolación profunda.

Con el propósito de mantener una altura de agua uniforme en todo el ancho de la platabanda, la pendiente en el sentido transversal del riego debe ser mínima, en lo posible sin pendiente.

La pendiente en el sentido del riego puede ser 7%, en la medida que la pendiente del suelo es mayor, se deben extremar los cuidados en el manejo del agua.

Cuadro 2. Variaciones del método de riego por surcos

Método de riego	Cultivo	Topografía	Suelo	Observaciones
Surcos rectos	Maravilla maíz, frejol papas, remolacha.	Pendientes uniformes, hasta 2%	Sin limitaciones, ajustando largo a textura.	Se adapta a cultivos mecanizados.
Surcos en contorno	Iguales a surcos rectos.	Pendientes hasta 7%	Texturas medias a arcillosas que no se agrieten.	Peligro de erosión por agua que des- borde de los surcos.
Surcos en zig-zag	Viñas y huertos.	Pendientes menores al 1%	Suelos con baja velocidad de infiltración.	Peligro de erosión al desbordarse los surcos.

Los factores de diseño incluyen la determinación de:

-Caudal. El método requiere de altos caudales, éste se calcula mediante las siguientes relaciones:

$$Q_{max} = 0,1765 \times [S_o]^{-0,75} \quad \text{para cultivos pocos densos}$$

$$Q_{max} = 0,353 \times [S_o]^{-0,75} \quad \text{para cultivos densos}$$

donde :

Q_{max} = es el caudal máximo en l/s, por metro de ancho de platabanda.

S_o = es la pendiente del terreno.

Cuando el agua llega al final de la platabanda se debe reducir el caudal a un tercio del caudal inicial, el que se mantiene hasta completar el tiempo de riego.

$$Q_{red} = Q_{max}/3$$

donde :

Q_{red} = Caudal reducido (l/s).

Q_{max} = Caudal máximo (l/s).

-Ancho de la platabanda. El ancho depende de factores como: caudal disponible, tipo de maquinaria a emplear. Idealmente el ancho de las platabandas debe ser múltiplo entero de la maquinaria más ancha a emplear en el cultivo a establecer y la altura de agua a aplicar. En el Cuadro 3, se entregan valores de largos recomendados y caudales para diferentes condiciones de suelo.

-Diseño de los bordes. La altura de los bordes está en función de la altura de agua a aplicar D_0 , de acuerdo a la expresión:

Cuadro 3. Dimensiones y caudal a aplicar en platabandas.

Textura del Suelo	Pendiente %	Lámina Neta, cm	Tamaño Platabanda		Gasto l/s
			Largo (m)	Ancho (m)	
Gruesa	0.25	5	150	15	225
		10	245	15	200
		15	400	15	170
	1.00	5	90	12	35
		10	150	12	70
		15	275	12	70
	2.00	5	60	9	35
		10	90	9	30
		15	185	9	30
Media	0.25	5	245	15	200
		10	400	15	170
		15	400	15	100
	1.00	5	150	12	70
		10	305	12	70
		15	400	12	70
	2.00	5	90	9	30
		10	185	9	30
		15	305	9	30
Fina	0.25	5	400	15	115
		10	400	15	70
		15	400	15	40
	1.00	5	400	12	70
		10	400	12	35
		15	400	12	20
	2.00	5	400	9	30
		10	400	9	30
		15	400	9	20

$$D_o = \left[\frac{Q_{\max} \times n}{[S_o]^{0,5}} \right]^{3/5}$$

donde :

Q_{\max} = Caudal máximo en m³/seg.

n = Rugosidad, con un valor de 0,05 para praderas y 0,15 para cultivos altos (trigo).

La altura de los bordes se calcula por la relación:

$B = 1,2 \times D_o$

donde :

B = Altura del borde (cm).

D_o = Altura del agua (cm).

Los bordes deben tener una base ancha, 2 a 2,4 m, de modo que permitan la siembra de éstos, no entorpeciendo el paso de la maquinaria.

-Largo de la platabanda. El largo de las platabandas se determina de acuerdo a la curva de avance, empleando la metodología usada para surcos.

Los bordes en contorno constituyen una modificación a lo expuesto, en que los bordes siguen aproximadamente las curvas de nivel del terreno. Esta metodología se emplea en el cultivo de arroz y se adapta también a praderas, cereales y en general, a todos los cultivos que no son sensibles a las inundaciones; no se recomienda para suelos de texturas gruesas, o aquellos con velocidad de infiltración muy alta.

CONDUCCION Y DISTRIBUCION DE AGUAS EN METODOS SUPERFICIALES**Tuberías con Compuertas Californiano Móvil**

La conducción de agua a baja presión en tubos de PVC de acoplamiento rápido, similares a los empleados en riego por aspersión y la salida a los surcos a través de compuertas regulables, ofrece un buen procedimiento para el control del caudal. Dicho procedimiento permite regar terrenos no bien sistematizado con cultivos hortícolas, donde la disposición de los surcos y de la acequia de cabecera cambia de un año a otro (Ferreyra, 1989, IPA N° 51).

Este sistema funciona con reducida carga, entre 0,20 y 0,5 m, que puede lograrse en el predio en un canal. Un equipo de tuberías con compuertas, está así compuesto por un ramal principal y una o más tuberías laterales o regadoras; o bien puede estar compuesto directamente por una tubería lateral, cuya toma está directamente en el canal o acequia de distribución (Figura 1 y 2).



Figura 1. Croquis de un sistema móvil de distribución de agua a partir de una cámara de entrada.

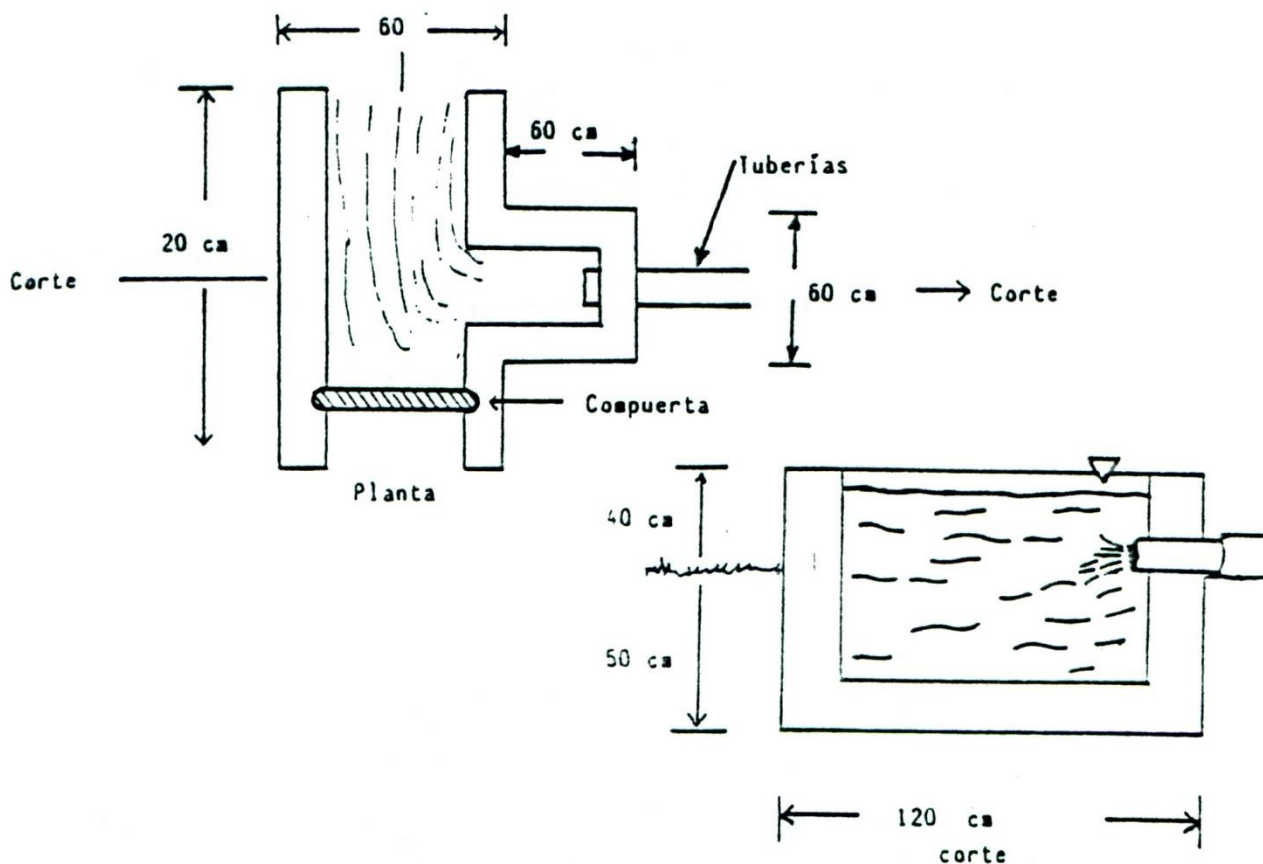


Figura 2. Cámara de entrada.

La línea principal y secundaria pueden ser tuberías de concreto de baja presión, enterradas. Las salidas a la superficie se realizan por medio de hidrantes que permiten un rápido acoplamiento del lateral. La distancia entre hidrantes es la longitud del paño de riego, en la dirección de los surcos.

Para regar por este procedimiento, se tiende el lateral en la cabecera del paño de riego, se abren las compuertas que corresponden al número de surcos que pueden atenderse con el caudal disponible y se pone en funcionamiento el sistema.

Cumplido el tiempo de aplicación, se cierra el primer grupo de compuertas y se abren las de otros grupos. Concluido el riego del número de surcos que puede suplir un lateral, se cambia la posición del mismo y se continúa, de manera tal que se vuelve a la posición inicial, en el lapso que se comprende el turno o intervalo de riego.

Conducción y Distribución de Aguas por Tuberías Fijas (California Fijo)

Otro sistema de distribución de agua que se utiliza en frutales y espárragos, es a través de tuberías enterradas.

Descripción y componentes del sistema

Básicamente el sistema consta de una tubería cabecera de conducción subterránea, en la cual el agua es distribuida a los surcos de riego mediante tubos elevadores.

En la Figura 3 aparecen los componentes de este sistema.

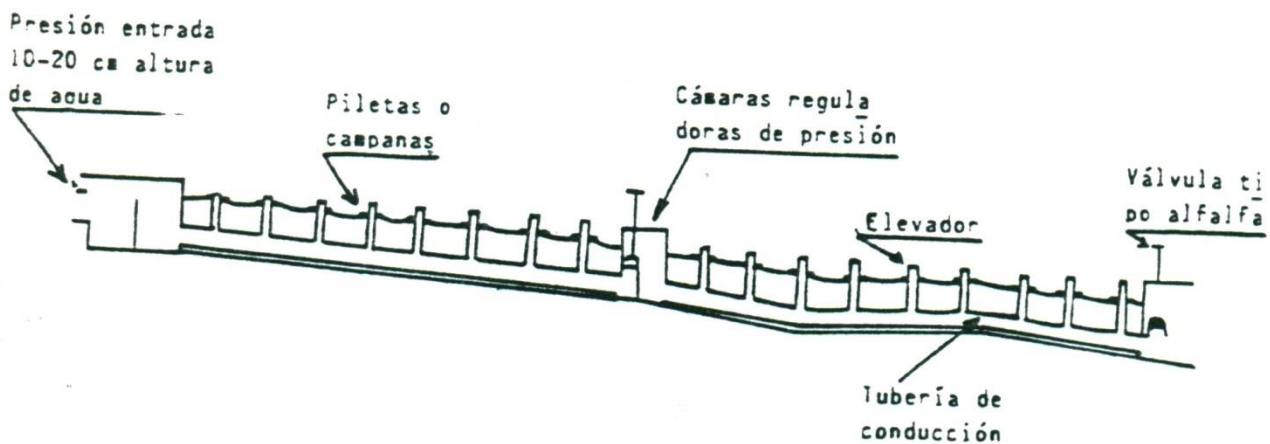


Figura 3. Sistema de distribución de agua por tuberías a baja presión.

Tuberías de conducción

La tubería de conducción puede ser de:

- Cemento comprimido
- Polietileno
- P.V.C.

La utilización de un material u otro, dependerá fundamentalmente de su incidencia en el costo del sistema.

Esta tubería se debe enterrar y su profundidad dependerá del tipo de material utilizado. En general, se recomienda realizar una zanja 40 cm de ancho por 70 cm de profundidad.

Elevadores

Los elevadores (Figura 4) son generalmente de P.V.C. y su diámetro depende del caudal que se desee entregar.

<u>Diámetro</u>	<u>Caudal l/s</u>
50 mm	0,5 - 1,0
63 mm	1,0 - 3,5
75 mm	3,5 - 9,5

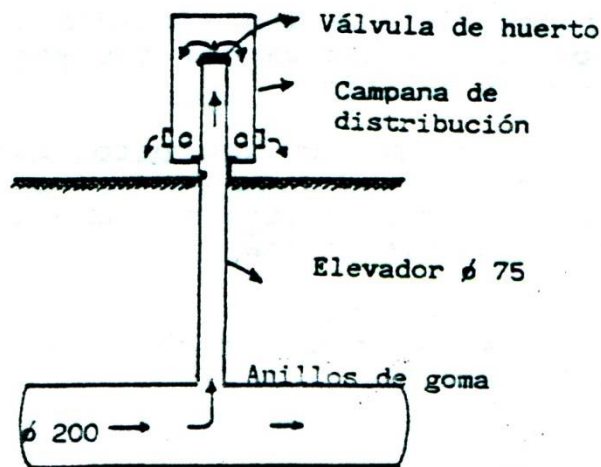


Figura 4. Elevador y campana de distribución.

En la misma Figura se aprecia el sistema de conexión del elevador a la tubería de conducción, cuando ésta es de P.V.C. (mediante anillo de goma).

La ubicación de cada elevador es frente a la hilera de planta, de manera de no entorpecer el paso de la maquinaria.

La altura del elevador es variable, de manera que en todas las descargas tengan la misma presión de salida de agua, con el objeto de obtener un caudal constante y uniforme.

Campanas de distribución

Las campanas se instalan con el objeto de proteger el suelo de la erosión. Estas son de P.V.C.; además se ha incorporado un regulador de caudal, "válvulas de huerto", que ayuda a ajustar los flujos en las salidas o elevadores.

Consideraciones para el Diseño de un Sistema de Distribución de Agua de Tuberías a Baja Presión

Para realizar el diseño de este sistema, es necesario conocer los siguientes antecedentes:

- * Perfil topográfico de la cabecera del cuartel de riego; y,
- * Caudal máximo no erosivo, el caudal depende del suelo y pendiente.

Luego es necesario que las pérdidas por fricción sean tales que, la presión dinámica del sistema sea igual o muy parecida a la presión estática.

Como antecedente de un correcto funcionamiento del sistema, es necesario que el área de la tubería de conducción debe ser igual o menor que la suma de las áreas de las salidas que funcionan en forma simultánea.

Este tipo de sistema funciona con presiones bajas en la entrada, las cuales fluctúan entre 5-20 cm de altura de columna de agua (Figura 3).

Mangas de Polietileno Superficial

La manga de polietileno puede ser otra alternativa para mejorar la distribución de agua. Para esto se utiliza una manga de polietileno agrícola de 0,2-0,3 mm de espesor y de 30 a 50 cm de diámetro, dependiendo del caudal y/o largo de la cabecera, con orificios frente en cada surco de riego.

INIA desarrolló durante 1991-1992, un sistema de inversión similar al Californiano fijo que reemplaza la tubería enterrada de P.V.C., por una manga de polietileno.

Mangas de Polietileno Enterrada

Comúnmente, la manga de polietileno se ha utilizado para realizar la conducción y distribución en superficie, con la limitación de su duración (deterioro por luz ultravioleta) y la facilidad que tiene para romperse; sin embargo, enterrándola mejora enormemente sus cualidades y puede ser usada como si fuera un tubo rígido.

El agua, igual que en el Californiano fijo, es distribuida a los surcos de riego mediante el uso de tubos elevadores y campanas de distribución y, una vez instalado, no difiere visualmente. En la Figura 5 y 6 aparecen los componentes principales del sistema.

Manga de conducción

Para la conducción se usa una manga de 0,25 mm de espesor y de un diámetro variable, que depende del caudal disponible (Cuadro 4) y del área que se desea regar. Esta manga se entierra a unos 80 cm de profundidad, teniendo la precaución de que el ancho de la zanja coincida exactamente con el diámetro de la manga, con el fin de evitar que se ovale al tapar la zanja (Figura 7).

Cuadro 4. Capacidad de conducción aproximada para distintos diámetros de manga (l/s)

Pendiente (%)	200 mm	300 mm	400 mm
0,20	10	30	60
0,50	17	50	110
1,00	25	70	155
1,50	30	90	190

El sistema está basado en el principio de la incomprensibilidad de los líquidos en un medio estanco. Es decir la manga prácticamente no se deforma al momento de someterla a cargas externas, al estar enterrada. Luego, para la buena utilización del sistema, cuando no está en uso es requisito fundamental mantenerla permanentemente llena con agua (no agua corriente sino estanca). Así se impide cualquier aplastamiento no deseado, que reduciría la capacidad de conducción de la manga.

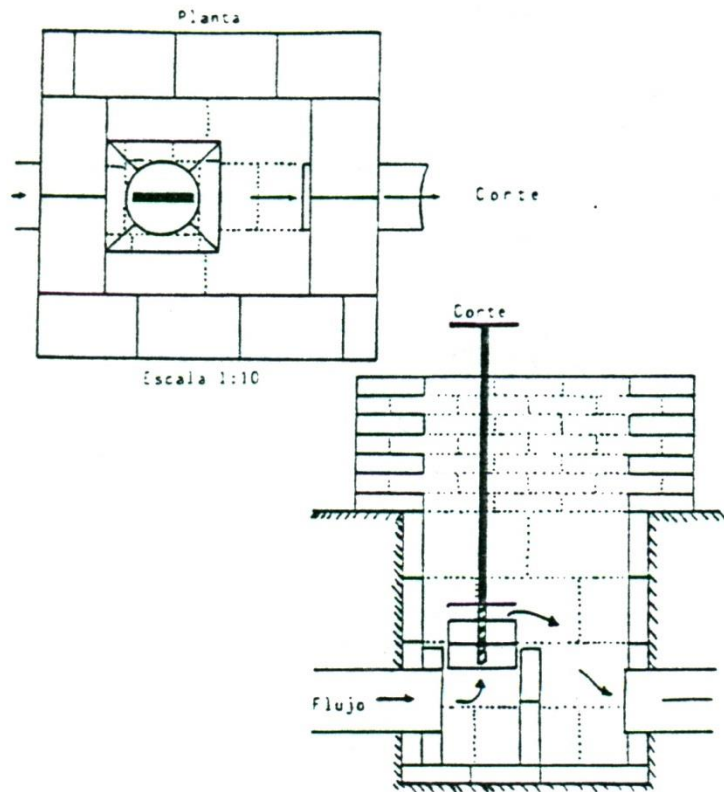


Figura 5. Cámara rompecarga.

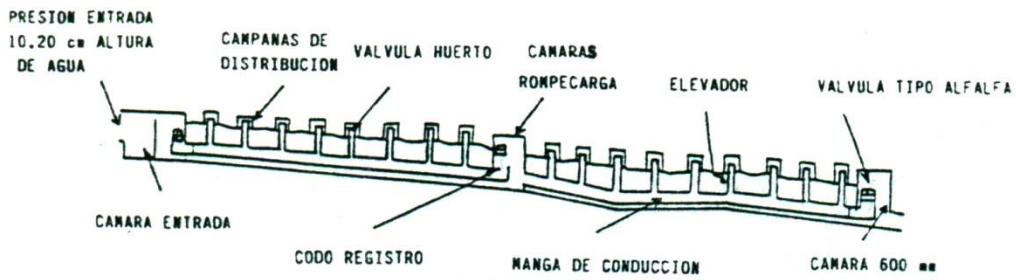


Figura 6. Descarga elevadores.

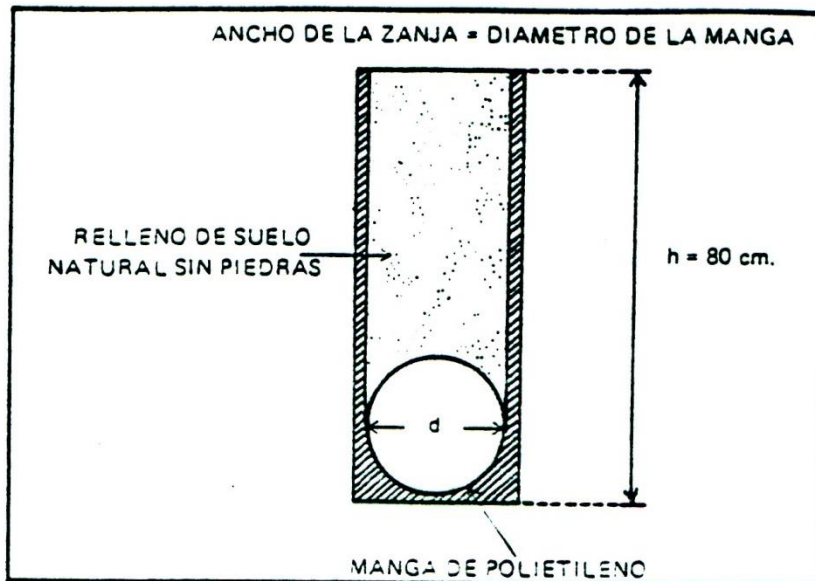


Figura 7. Ancho y profundidad de instalación de la manga.

Otra preocupación especial que hay que tener, es que el material de relleno esté sin piedras, ramas u otros objetos con bordes agudos que pudieran dañar al polietileno. Además, el proceso de compactación debe ser practicado cuidadosamente.

Elevadores

Para distribuir el agua de riego en la superficie se utilizan los denominados elevadores, o tubos de P.V.C. sanitario, cuyo diámetro es de 75 mm. Los elevadores se ubican frente a cada hilera de plantas, con el fin de no entorpecer el paso de la maquinaria, y a la altura suficiente para poder colocar encima una campana de distribución y la válvula de huerto.

En estas condiciones, todas las descargas tendrán la misma presión de salida del agua y el caudal será uniforme y constante (Figuras 8 y 9).

En la Figura 10 se muestra un esquema general de la instalación del elevador y sus accesorios, como así también un detalle del acople entre el P.V.C. y el film de polietileno. Esta unión debe ser absolutamente sellada, ya que si se pierde agua, implica el vaciamiento de la manga.

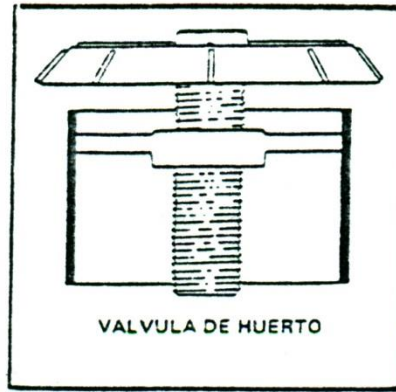


Figura 8. Válvula de huerto.

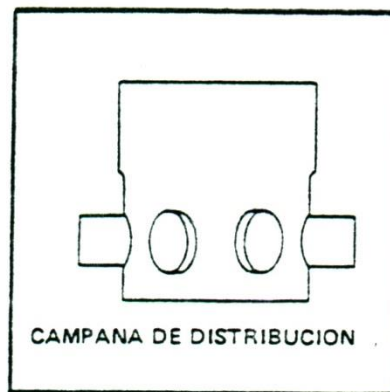


Figura 9. Campana de distribución del agua.

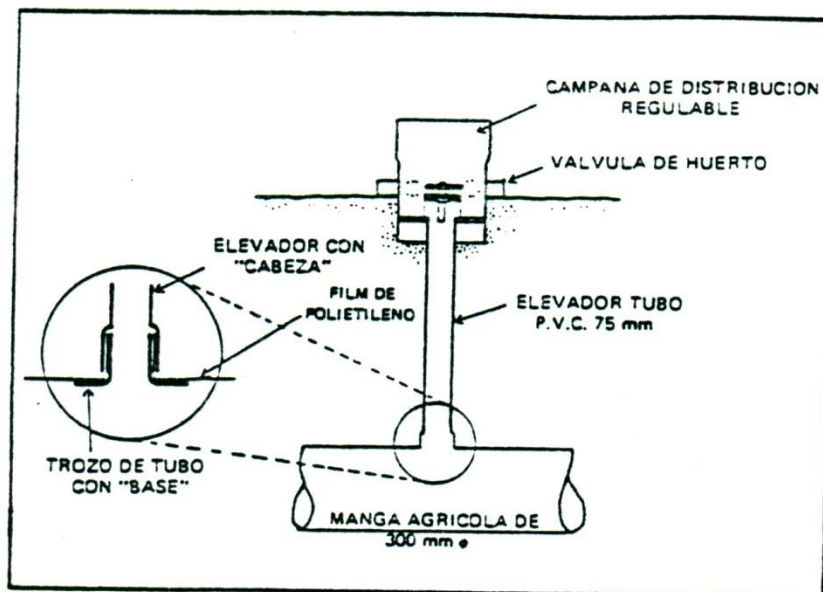


Figura 10. Unión del elevador con la manga.

Cámara de entrada

En la Figura 11 se presenta una vista de planta perfil de la cámara de entrada. Consiste en una estructura de albañilería con un muro intermedio que actúa como trampa de arena, una toma de agua del canal y un codo registro con una válvula alfalfa (Figura 12) conectado a la manga, a objeto de poder mantenerla llena en el momento de enterrarla y cuando no está en uso.

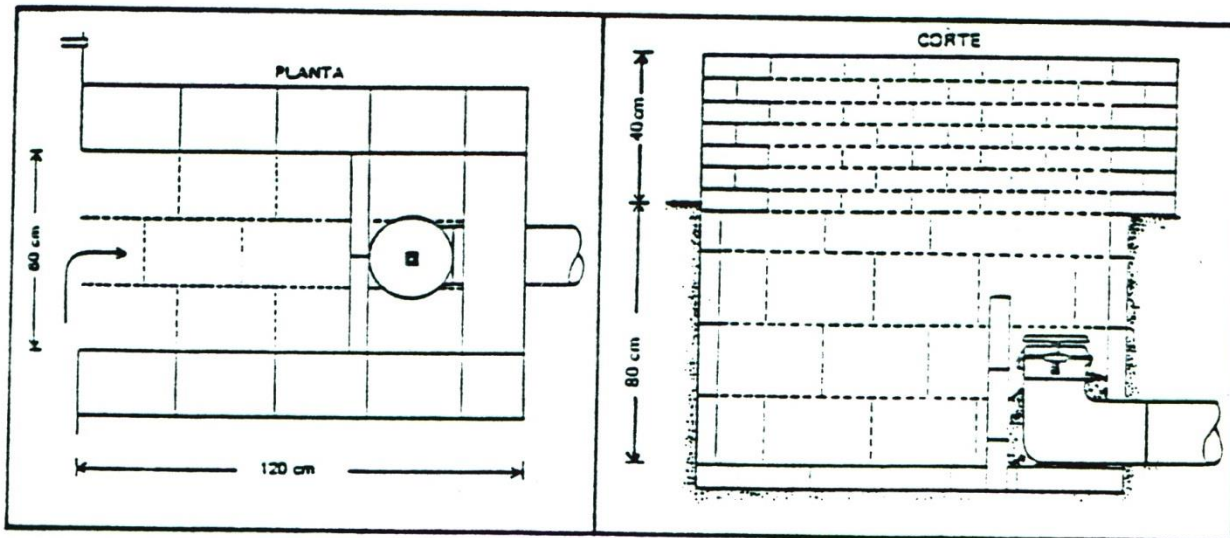


Figura 11. Cámara de entrada.

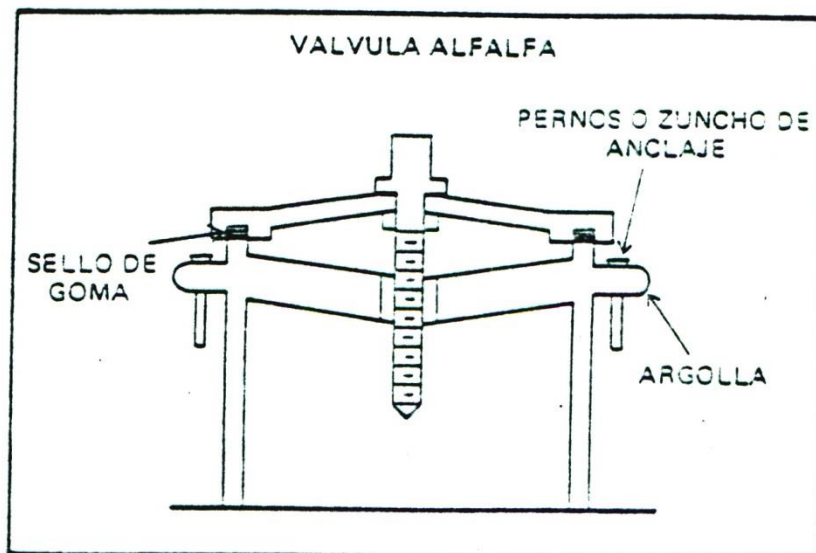


Figura 12. Válvula alfalfa.

Cámara rompecarga

Debido a las condiciones de topografía de los campos de riego, cuyas pendientes naturales se inclinan en el sentido perpendicular al riego, es necesario cada cierto tramo interrumpir el flujo continuo en el interior de la manga, mediante una conexión a la presión atmosférica. Si esto no se realizara, la presión en el interior aumentaría en tal magnitud que, además de correr el riesgo de una ruptura, provocaría serias dificultades en el control de los caudales de las salidas, objetivo que persigue optimizar este sistema.

Para la conexión se utilizan unas cámaras, cuyo detalle se puede observar en la Figura 13.

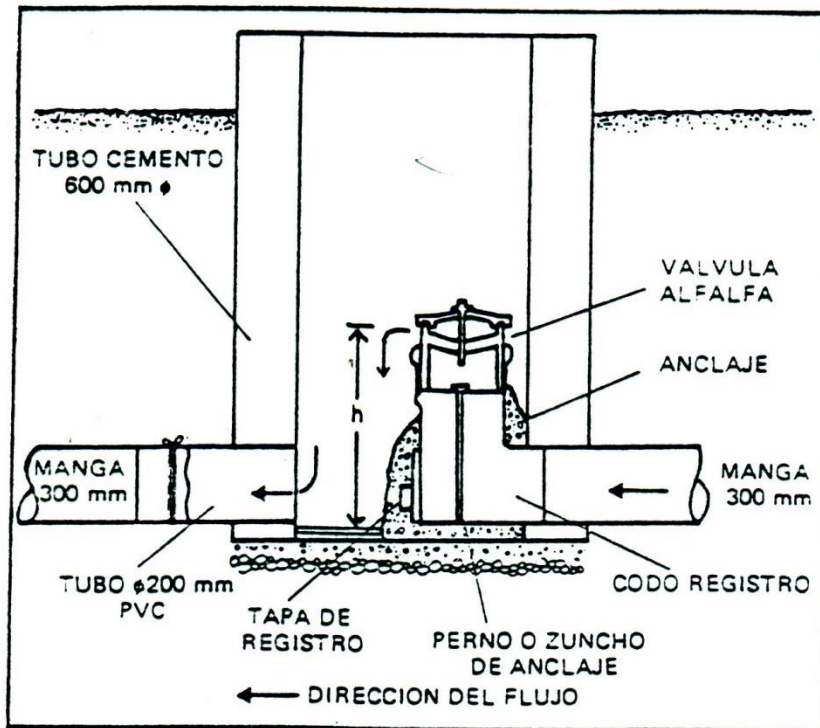


Figura 13. Cámara rompecarga.

En esta cámara se instala una válvula alfalfa a la misma altura o nivel que la entrada de la cámara anterior, de manera de impedir que la manga se vacíe. Esta altura "h" (Figura 13), está relacionada con la pendiente del terreno y la distancia entre cámaras. La distancia entre cámaras debe permitir la regulación de las presiones y la instalación de un válvula alfalfa bajo el nivel del terreno (h menor o igual a 80 cm). En el Cuadro 5 se indican algunas combinaciones.

Cuadro 5. Valor de la altura (h) y su relación con la pendiente.

Pendiente (%)	Distancia entre cámaras (m)	Altura "h" (cm)
0,25	100	25
0,50	100	50
0,75	100	75
1,00	75	75
1,25	50	63
1,50	50	75
1,75	30	52
2,00	30	60

Costos

Los costos de los sistemas de distribución se indican en el siguiente Cuadro:

Cuadro 6. Estudio costos de instalación de diferentes sistemas de distribución de agua por hectárea.

CALIFORNIANO FIJO P.V.C.*	CALIFORNIANO MOVIL*	MANGAS POLIETILENO EN SUPERFICIE*	MANGAS DE POLIETILENO** ENTERRADA
159.545	21.610	25.018	88.595

* Pesos agosto de 1988.

** Si se descuentan la mano de obra, que puede estar en el campo y los componentes de distribución que pueden ser instalados en una 2a. etapa, el costo por ha es de \$ 48.595.

DISEÑO DE RIEGO POR ASPERSION

Generalidades

El riego por aspersion consiste en conducir el agua a presión por medio de tuberías hasta el terreno a regar y aplicarla en forma de lluvia a través de rociadores o aspersores.

Hay ciertas condiciones que favorecen el riego por aspersion, siendo insustituible en condiciones como las que se señalan a continuación:

- a) Terrenos de topografía irregular, ondulados y de pendiente fuerte, en cuyo caso la conducción de agua en tuberías resuelve los problemas de acequias.
- b) Suelos poco profundos, en los cuales no pueden realizarse trabajos de nivelación y deben aplicarse reducidas láminas de agua en cada riego.
- c) Suelos que presentan alta velocidad de infiltración, en los que el uso de riego superficial puede significar importantes pérdidas de agua por percolación profunda. Al mismo tiempo en suelos de alta erodabilidad, donde el escurrimiento de agua en superficie puede producir importante transporte de partículas.

Este método de riego tiene aplicaciones adicionales, tales como la distribución de fertilizantes junto con el agua de riego (fertirrigación) y el control de heladas, siempre que el equipo se diseñe especialmente para este último fin.

El riego por aspersion también presenta inconvenientes, entre los que se encuentran:

- a) Altos costos de inversión en equipos, aún cuando en algunas situaciones el riego por aspersion resulta más económico que los que implica la nivelación de suelos para riego superficial.
- b) Altos costos de operación en aquellos equipos que requieren impulsión mecánica para dar la presión necesaria (costo de energía).
- c) Su uso se ve limitado en áreas ventosas, donde este afecta la distribución y eficiencia en la aplicación del agua.
- d) No es posible aplicarlo en áreas donde el caudal no es continuo, a menos que se cuente con un tranque acumulador que permita asegurar continuidad de caudal entre dos turnos de entrega de agua al predio.

- e) Aguas de mala calidad, en particular aguas de alto contenido de sales.

Componentes de un Equipo de Riego por Aspersión

Un equipo de riego está integrado por los siguientes componentes:

Equipo motobomba

Este tiene por objetivo aspirar el agua desde una fuente de abastecimiento e impulsarla a través del sistema con la presión suficiente para hacer funcionar los aspersores y compensar las pérdidas de energía en las tuberías.

Esta parte del equipo se omite cuando la fuente de agua está a una elevación tal, de manera que la energía necesaria para hacer funcionar el equipo es provista por el desnivel.

Tuberías

Las tuberías permiten conducir el agua desde el equipo motobomba hasta los aspersores.

Se distinguen:

- Tuberías laterales, que llevan los aspersores,
- Tubería subprincipal que entrega a las laterales,
- Tubería principal, que entrega agua a la subprincipal, y
- Tuberías de conducción que lleva agua desde la fuente de abastecimiento hasta el principal.

En función de la movilidad de la tuberías los equipos se pueden clasificar en:

- i) Sistema portátil: tanto las laterales como las principales e incluso el sistema de bombeo pueden ser transportadas en forma manual. En este sistema las tuberías se unen entre sí mediante acoplamientos rápidos, y son generalmente de aluminio o PVC.
- ii) Sistema semifijo: en que las laterales se desplazan manualmente por el campo, siendo generalmente de aluminio o PVC. La subprincipal, principal y de conducción permanecen enterradas. La entrega de agua desde la subprincipal a las laterales se realiza mediante valvulas. La tuberías enterradas son normalmente de asbesto cemento o PVC.

iii) Sistemas fijo: en este tipo de sistemas tanto las laterales como las demás tuberías van enterradas. Las tuberías normalmente son de asbesto cemento o PVC.

Aspersores

Corresponden a los dispositivos que tienen por finalidad la aplicación directa de agua al terreno.

Hidráulica de los Aspersores

El gasto o caudal (q) que entrega un aspersor es función de la presión de operación y del diámetro de la boquilla, según la siguiente relación:

$$q = C * A * [2 * g * P]^{1/2} \quad (1)$$

q = en m^3/s

C = es el coeficiente de gasto y su valor 0,98

A = es el área de circulación de la boquilla, en m^2 , que es función de su diámetro, d , ($A = 0,785 * d^2$)

g = aceleración de gravedad ($9,8 m/s^2$) y

P = presión de operación del aspersor, en metros de columna de agua (m.c.a.)

El gasto de un aspersor el l/s se puede escribir:

$$q \text{ (l/s)} = 0,0034 * d^2 * p^{1/2}$$

donde d está en mm y P en metros.

la relación entre los caudales de dos aspersores será:

$$\frac{q_1}{q_2} = \frac{(P_1)^{1/2}}{(P_2)^{1/2}} \quad (3)$$

La expresión anterior permite determinar el caudal de un aspersor, cuando se conoce el caudal de uno de ellos y la relación de presión entre ambos:

$$q_1 = q_2 * [P_1/P_2]^{1/2} \quad (4)$$

Clasificación de los Aspersores en Función de la Presión de Operación

De acuerdo a la presión de operación los aspersores se pueden clasificar en:

- i) Aspersores de baja presión, cuya presión de operación varía entre 1 y 2 atm. Especial utilidad tienen en el riego de frutales, debajo de la copa. Tienen un limitado radio de influencia.

- ii) Aspersores de presión intermedia, entre 2 y 4 atm. Este tipo de aspersores es el más utilizado, adaptándose a todo tipo de suelo y cultivo. El diámetro de mojadura puede alcanzar entre 30 a 40 m.
- iii) Aspersores de alta presión, entre 4 y 7 atm. Corresponde a aspersores gigantes, o cañones, especialmente adaptados para cultivos elevados, tales como maíz y caña de azúcar. El diámetro del circulo de mojamiento puede variar entre 60 y 150 m.

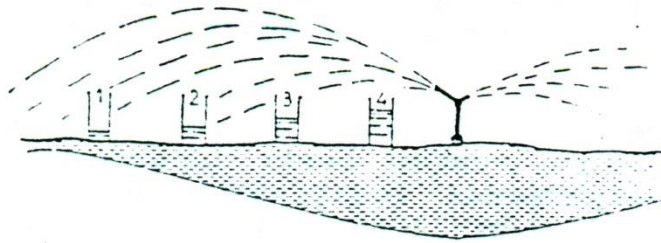
Comercialmente se encuentra disponible una larga gama de aspersores, los que varían desde aspersores fijos de bajo gasto, hasta aspersores rotativos gigantes (cañones) que descargan sobre $60 \text{ m}^3/\text{hr}$ (16,6 l/s).

Los aspersores más comunes utilizados son los rotativos de impacto. Estos son confeccionados con una o dos boquillas, con una gran variedad de diámetros, con presiones de operación de entre 2 a 4 atm. y descargas entre 0,1 y 0,8 l/s.

El mojamiento típico de un aspersor rotativo se presenta en la Figura N° 1. Se puede observar que al alejarse del emisor, la cantidad de agua aplicada disminuye. Para que se produzca un riego uniforme, los radios de mojamiento deben, por lo tanto, traslaparse.

Accesorios

Un equipo de riego por aspersión esta integrado por una cierta cantidad de elementos adicionales, o accesorios, que facilitan la conducción y distribución del agua, así como también el control del sistema. Entre los más importantes se pueden señalar: conexiones (codos, tees, elevadores, etc.), válvulas, ventosas, reguladores de presión, filtros, inyectores de fertilizantes, etc.



- Reparto de la lluvia de un aspersor.

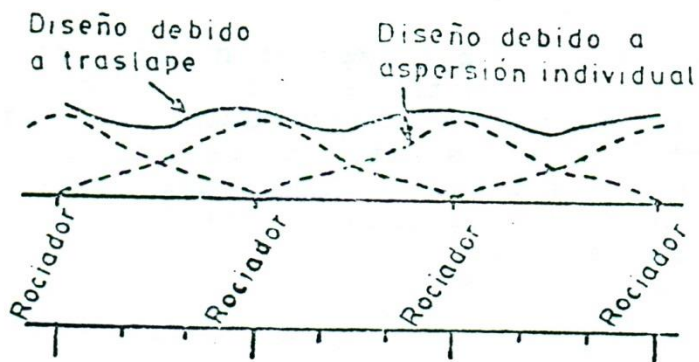


Figura 1. Mojamiento típico de un aspersor y efecto del traslape sobre el mojamiento.

Diseño de Riego por Aspersión

El diseño de riego por aspersión incluye uno agronómico y uno hidráulico.

El diseño agronómico corresponde la determinación de:

- Evapotranspiración del cultivo,
- Lámina de reposición,
- Velocidad de infiltración básica,
- Frecuencia de riego y superficie mínima de riego diario
- Selección del modelo de aspersor y disposición de los mismos en el campo,
- Número de laterales necesarios para cumplir el programa de riego,
- Determinación de caudales requeridos.

El diseño hidráulico corresponde al cálculo de los diámetros de tuberías requeridos para que el sistema funcione cumpliendo ciertos requisitos mínimos establecidos y a la selección del equipo de bombeo, si este fuera necesario.

Diseño agronómico

El diseño agronómico implica conocer características del cultivo a regar (evapotranspiración, sensibilidad al déficit hídrico, profundidad de raíces) y el suelo en que está implantado el cultivo (textura, profundidad, retención de humedad, velocidad de infiltración básica, etc.).

Determinación de la evapotranspiración

La evapotranspiración de un cultivo corresponde a las pérdidas de agua por transpiración de las plantas y evaporación directa desde la superficie del suelo.

Esta se puede estimar a partir de la evaporación medida en un evaporímetro de bandeja clase A, o alguno de los otros métodos que se tratan en el capítulo 4 (Demandas de agua).

La evapotranspiración a considerar para fines de diseño corresponde a la del mes de máxima demanda (ET_{max}).

El valor de ET máxima puede ser el promedio mensual diario del mes de máxima demanda o bien el promedio de los 10 días de mayor demanda en el mes de máxima demanda.

Lámina de reposición

La lámina de reposición (hd) corresponde a la cantidad de agua necesaria para suplir el déficit de humedad del suelo (DHA), producto de la extracción de agua por parte del cultivo.

El valor de hd se obtiene de aplicar un coeficiente de extracción máxima (P) al total de agua que puede retener un suelo en el rango explorado por la zona de raíces del cultivo (hr).

El valor de P depende del cultivo y de la evapotranspiración potencial del área de estudio. Valores de P para diferentes cultivos y diferentes condiciones de evapotranspiración potencial se presentan en el Cuadro N° 1.

Cuadro 1. Valores de P para distintas condiciones de evapotranspiración.

Grupo de Cultivo	ETmax mm/día				
	2	4	6	8	10
1	0,50	0,35	0,25	0,20	0,18
2	0,67	0,48	0,35	0,28	0,22
3	0,80	0,60	0,45	0,38	0,30
4	0,88	0,70	0,55	0,45	0,40

Grupo 1: Cebolla, pimiento papa

Grupo 2: repollo, vid, tomate

Grupo 3: alfalfa, cítricos, maravilla, frutales, trigo

Grupo 4: Soya, remolacha, tabaco, sorgo

La retención de humedad de un suelo (hr) debe ser medida en terreno (ver capítulo 3) o estimada a partir de la textura del suelo utilizando tablas (Cuadro N° 2).

Cuadro 2. Retención de humedad del suelo (hr) según su textura, expresada en mm/m.

Textura	Retención
Arenosa	80
Franco-arenosa	120
Franca	170
Franco-arcillosa	200
Arcillo-arenosa	210
Arcillosa	230

Para cuantificar la lámina de reposición se utiliza la siguiente relación:

$$hd = P * hr * H \quad (5)$$

Donde:

- hd = Lámina de reposición (mm)
- P = Coeficiente obtenido del Cuadro 1
- hr = Retención de humedad (Cuadro 2)
- H = Profundidad de raíces de cultivo (m)

Velocidad de infiltración básica

La velocidad de infiltración básica, o estabilizada, corresponde al valor instantáneo de velocidad de infiltración, cuando su variación en el tiempo, entre dos períodos de medición, no supera un 10% de su valor. La velocidad de infiltración puede ser medida en terreno (ver Capítulo 3) o bien se puede estimar a partir de tablas, para distintas condiciones de textura de suelo (ver Cuadro 3).

Cuadro 3. Velocidad de infiltración básica de suelos de diferentes texturas (mm/hora).

Textura	Velocidad de infiltración básica (mm/hora).
Arcilla	1 - 5
Franco-arcillosa	6 - 8
Franco	7 - 10
Franco-arenosa	8 - 12
Arenosa	10 - 25

En el caso de suelos con pendiente, la velocidad de infiltración básica a considerar debe ser corregida por un factor que refleja su efecto sobre el escurrimiento superficial de agua.

Los factores de reducción se presentan en el Cuadro 4.

Cuadro 4. Factores de reducción de la velocidad de infiltración básica en función de la pendiente del terreno.

Pendiente (%)	Reducción (%)
0 - 5	0
6 - 8	20
9 - 12	40
13 - 20	60
> 20	75

Cálculo de la frecuencia de riego y de la superficie mínima de riego diario

La frecuencia de riego en el mes de máxima demanda se calcula a partir de la siguiente relación:

$$Fr = \frac{hd}{ET_{max}} \quad (6)$$

Fr = corresponde a la frecuencia de riego, en días, para el mes de máxima demanda.

hd = a la lámina de reposición, en mm.

ET_{max} = a la evapotranspiración del cultivo en el mes de máxima demanda, en mm/día.

Para regar todo el campo con la frecuencia de riego adecuada es necesario regar diariamente una determinada superficie mínima tal, que al término de un ciclo de días equivalente a la frecuencia de riego se complete el aporte de agua a toda la superficie. Para calcular la superficie mínima de riego diario se usa la siguiente relación:

$$SMR = \frac{ST}{Fr} \times 7/6 \quad (7)$$

SMR = superficie mínima de riego diario (há),

ST = superficie total a regar (ha),

Fr = frecuencia de riego en el mes de máxima demanda (días),

7/6 = factor de corrección que considera el riego sólo en 6 días de los 7 de la semana. Se considera entonces un día a la semana para la mantención de equipos.

Selección y disposición de los aspersores

La condición más importante que hay que satisfacer con la selección y disposición de los aspersores, es el logro de una buena distribución del agua (alto coeficiente de uniformidad) y una buena eficiencia de aplicación.

Estos dos aspectos están determinados por la infiltración básica, el efecto de la pendiente del terreno y la velocidad del viento.

Tomando en cuenta estos factores, la selección del aspersor se realiza en función de su presión de trabajo y del espaciamento, utilizando para ello los catálogos de comportamiento de diferentes modelos de aspersores de los distintos fabricantes.

El aspersor que se seleccione debe arrojar una intensidad de lluvia ligeramente inferior a la velocidad de infiltración básica del suelo de modo a evitar el escurrimiento superficial, la cual se estima a partir de la siguiente relación:

$$I_{pp} \text{ (mm/h)} = \frac{q_a \text{ (l/s)}}{A \text{ (m}^2\text{)}} * 3.600 \quad (8)$$

donde:

I_{pp} = es la intensidad de precipitación en mm/h.

q_a = es el gasto del aspersor en l/s.

A = es el área de mojado de cada aspersor, dada por su espaciamento sobre la lateral (E_{sl}) y entre laterales (E_{el}), en m^2 .

Por otra parte, la presión de operación del mismo debe estar entre 2,5 a 3,5 atmósferas como máximo, para no sobrecargar la bomba e incurrir en gastos innecesarios de energía, salvo que se trate de cañones de riego. En todo caso los catálogos de los fabricantes indican los rangos más adecuados de presión de funcionamiento.

Es necesario tomar en cuenta que a objeto de mantener una alta uniformidad del riego debe existir un traslape de mojado entre aspersores, por lo que el distanciamiento entre aspersores, tanto sobre la lateral (E_{sl}) como entre laterales (E_{el}), será función del diámetro de mojado y de la velocidad del viento.

En el Cuadro 5 se presentan espaciamentos recomendados, en función del diámetro de mojado, para dos tipos de disposiciones: en cuadrado u en triángulo.

Cuadro 5. Espaciamiento de los aspersores en función de la velocidad del viento, por disposiciones en cuadrado y triángulo.

Velocidad del viento (m/s)	En cuadrado Separación entre aspersores	En triángulo Separación entre aspersores
Sin viento	65 % D	75 % D
2	60 % D	70 % D
3,5	50 % D	60 % D
> 3,5	30 % D	30 % D

La disposición más utilizada de los aspersores es en cuadrado o rectángulo siendo las más comunes las de: 6 x 6, 6 x 12, 12 x 18, 12 x 12. Normalmente corresponden a múltiplos de 6 debido a que las tuberías se fabrican en esa longitud.

Las disposiciones en triángulo presentan un mayor recubrimiento, pero su implantación en terreno puede presentar dificultades, en particular en equipos con laterales móviles, por lo que normalmente se prefiere la disposición en cuadrado.

El espaciamiento de los aspersores lo debe determinar a voluntad el diseñador, tomando en cuenta además de lo ya señalado, las dimensiones del terreno, el uso del menor número de unidades posibles y de las características de los aspersores en cuanto a su descarga, presión de operación y diámetro de mojado.

La selección del aspersor se realiza por tanteo entre varios modelos hasta encontrar el que más se adapte a las condiciones de cada situación en particular.

Un modelo tipo de aspersor, con sus características de funcionamiento se presenta en el Cuadro 6.

Como se ve en el cuadro, a cada presión le corresponde un caudal y un diámetro de mojado, según el diámetro de la boquilla.

Cuadro 6. Rociador de círculo completo N° 30 W. Ejemplo de catálogo.

P (atm)	Boquilla 9/64"		Boquilla 5/32"		Boquilla 11/64"		Boquilla 3/16"		Boquilla 3/64"		Boquilla 7/32"	
	D (m)	Q (l/s)	D (m)	Q (l/s)	D (m)	Q (l/s)	D (m)	Q (l/s)	D (m)	Q (l/s)	D (m)	Q (l/s)
1.76	24.5	0.18	25.0	0.22	25.5	0.27	26.0	0.31	26.0	0.37	27.0	0.43
2.11	24.5	0.20	26.0	0.24	27.0	0.29	27.5	0.35	28.5	0.41	29.0	0.48
2.46	25.5	0.22	26.0	0.26	27.5	0.32	28.5	0.38	29.5	0.45	30.5	0.52
2.82	25.5	0.23	27.0	0.28	28.0	0.34	29.0	0.40	30.0	0.48	31.0	0.56
3.17	25.5	0.24	27.0	0.30	28.5	0.36	30.0	0.43	31.0	0.51	31.5	0.59
3.52	26.0	0.25	27.5	0.31	29.0	0.38	30.5	0.45	31.5	0.53	32.5	0.62
3.87	26.0	0.27	27.5	0.33	29.5	0.40	31.0	0.47	31.5	0.56	32.5	0.65
4.22	26.5	0.28	28.0	0.34	29.5	0.41	31.0	0.49	32.0	0.58	33.0	0.67

P = presión

D = diámetro de momento (m)

Q = descarga (l/s)

Cálculo del tiempo de riego

Una vez seleccionado el aspersor y definida la intensidad de precipitación, se procede a calcular el tiempo de riego, para ello es necesario conocer la lámina de reposición, la eficiencia de aplicación y la intensidad de lluvia del aspersor.

$$TR = \frac{hd}{Efa * Ipp} \quad (9)$$

Efa = eficiencia de aplicación, en fracción

TR = tiempo de riego en horas

Ipp = intensidad de lluvia del aspersor (mm/h)

Normalmente con fines de diseño Efa se considera como 0,75 (75% de eficiencia).

Número de posturas al día

Como número de posturas al día (NP/día) se conoce al número de oportunidades que una misma lateral puede ser cambiada de posición en un día. Para ello se utiliza la relación:

$$NP/\text{día} = \frac{\text{hora de trabajo efectivo al día}}{\text{tiempo de riego}} \quad (10)$$

El tiempo efectivo de trabajo debe ser determinado por el diseñador de acuerdo a la realidad local. Normalmente se consideran 24 horas diarias con 20 horas de riego efectivas, dejándose un margen de 4 horas para el cambio de tuberías.

Disposición, longitud de laterales y número de aspersores por lateral

En general, las laterales son colocadas paralelas a las curvas de nivel del terreno, a fin de evitar diferencias de presión debido a cambios de elevación del terreno, dejando la tubería subprincipal en el sentido de la mayor pendiente.

Por otra parte, cuando los vientos son fuertes, se recomienda colocar las laterales de manera de formar un ángulo de entre 45° a 90° con respecto a los vientos predominantes, esto permite lograr una mejor distribución del agua.

El proyectista deberá estudiar la situación particular de cada terreno, analizando un plano topográfico con curvas de nivel y geometría del predio. En el plano debe estar señalada la fuente de agua y su cota topográfica.

En base a los aspectos señalados deberá decidir sobre la mejor orientación de los laterales y la ubicación de la tubería subprincipal y principal.

De este análisis saldrá la longitud (o longitudes) de las laterales (ver Figura 2 a modo de ejemplo).

En todo caso es necesario recordar, como se verá en el diseño hidráulico, que existe una tolerancia máxima de variación de presiones dentro del sistema, a objeto de que la variación de caudales entre aspersores extremos no supere el 10 a 15 %. Estos aspectos serán considerados en detalle en el diseño hidráulico.

Una vez definida la longitud de la lateral, se procede a estimar el número de aspersores por lateral, lo cual se puede obtener de la siguiente relación:

$$Na = \frac{Ll - (x+y)}{Esl} + 1 \quad (11)$$

- Na = número de aspersores en el lateral.
- Ll = longitud de la lateral.
- x = distancia entre la tubería subprincipal y el primer aspersor.
- y = distancia entre el último aspersor al final del campo.
- Esl = espaciamiento de los aspersores sobre la lateral.

Cuando X e Y, son iguales a 1/2 de Esl, entonces el número de aspersores sobre la lateral se determina como:

$$Na = \frac{Ll}{Esl} \quad (12)$$

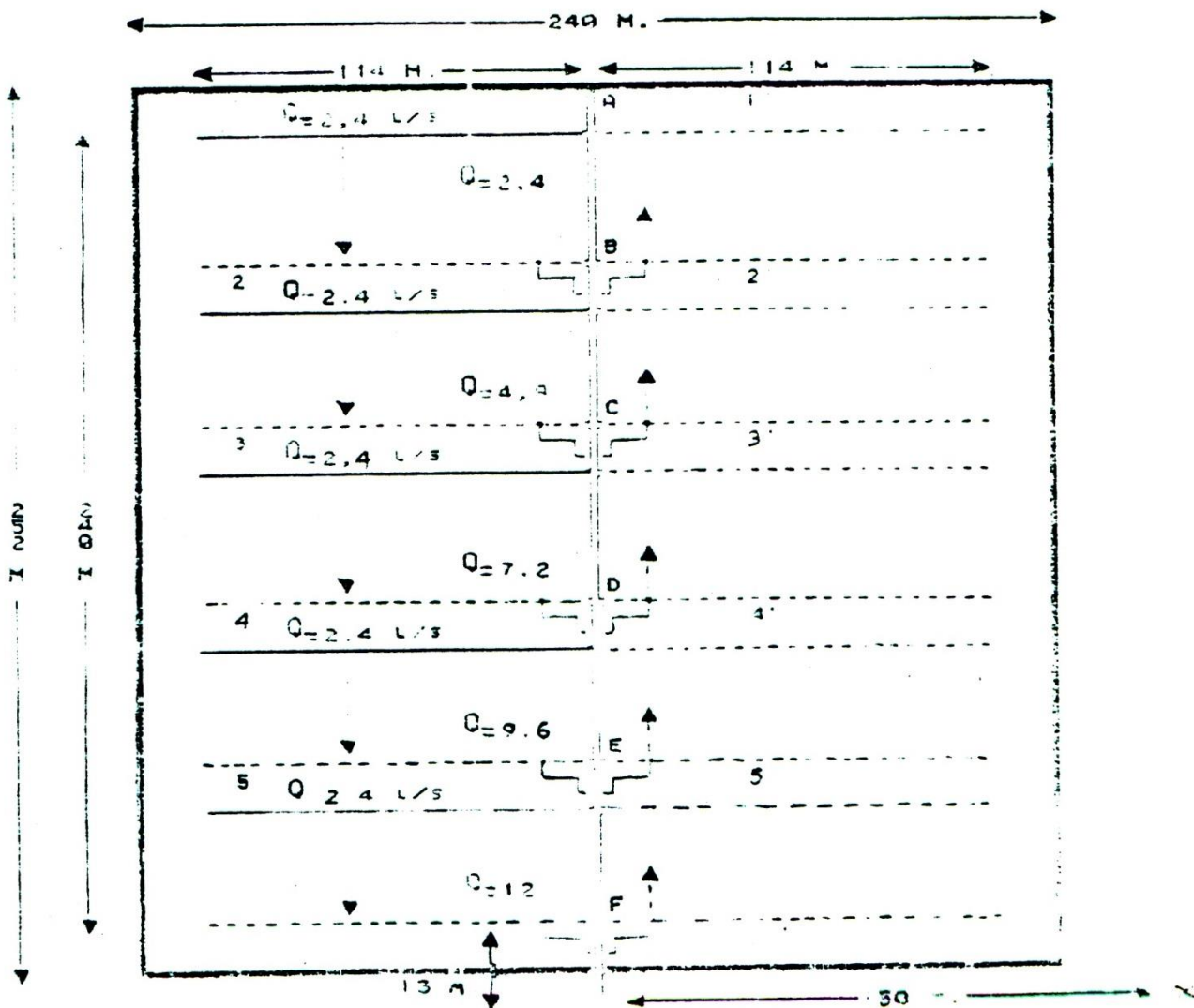


Figura 2. Equipo de riego por aspersión mostrando disposición de laterales y de la subprincipal.

Número de laterales necesarios para regar la superficie mínima

Para determinar el número de laterales que deberán funcionar simultáneamente para regar la superficie mínima es necesario determinar la superficie de riego de una lateral (SRL). Esta se calcula conociendo el número de aspersores por lateral (N_a), el área de mojado de cada aspersor ($A = E_{sl} * E_{el}$) y el número de posturas diarias (NP/día):

$$SRL = N_a * A * NP/día \quad (13)$$

SRL = superficie que riega cada lateral (m^2)
 N_a = número de aspersores por lateral
 A = área que moja un aspersor (m^2)
 $A = E_{sl} * E_{el}$
 NP/día = número de posturas al día

El número de laterales (N_l) necesarias para regar la superficie mínima se calcula:

$$N_l = \frac{SMR}{SRL} \quad (14)$$

N_l = número de laterales para regar la superficie mínima de riego diario.
 SMR = superficie mínima de riego diario.

Caudal real requerido

El caudal requerido por cada lateral (q_l) se calcula multiplicando el caudal de cada aspersor (q_a) por el número de aspersores por lateral (N_a).

$$q_l = q_a * N_a \quad (15)$$

El caudal requerido en el sistema (Q_t) se calcula multiplicando el q_l por el número de laterales necesarias para regar la superficie mínima (N_l).

$$Q_t = q_l * N_l \quad (16)$$

Ejemplo de diseño agronómico de un sistema de riego por aspersión (sistema móvil)

a) Datos preliminares:

Cultivo: trébol
 lámina de reposición (hd): 45 mm
 velocidad de infiltración básica: 6,5 mm/h
 ETmax: 9 mm/día
 velocidad de viento: 3,5 m/s
 Eficiencia de aplicación (Efa): 75% o 0,75 (valor normal de diseño)
 Superficie total: 6,048 hás (252 m * 240 m, fig N° 2)
 Topografía plana, con pendiente transversal despreciable y longitudinal de 0,5%.

b) Frecuencia de riego en el mes de máxima demanda (relación 6):

$$Fr = \frac{45 \text{ mm}}{9 \text{ mm/día}} = 5 \text{ días}$$

c) Superficie mínima de riego diario (relación 7):

$$SMRT = \frac{6,048 \text{ ha}}{5 \text{ días}} * 7/6 = 1,41 \text{ ha/día}$$

d) Selección del aspersor:

Se utiliza la información dada por los fabricantes en los catálogos. La presión de operación debe encontrarse entre 2,5 y 3,5 atm, la intensidad de lluvia debe ser inferior a la velocidad de infiltración básica. Es necesario probar con varios aspersores. En el caso del ejemplo, con la ayuda del catálogo modelo presentado en el Cuadro 6 se seleccionó el aspersor de boquilla 9/64", cuyas características son:

Presión de operación (PO) = 3,17 atm = 31,7 m.c.a.
 Descarga = 0,24 l/s
 Diámetro de mojado = 25,5 m

Se decidió una disposición en cuadrado. Dado que la velocidad del viento es de 3,5 m/s, se considera un traslape de 50% del diámetro de mojado (Cuadro 5):

$$\text{Espaciamiento} = 25,5 * 50/100 = 12,75 \text{ m}$$

Se escoge 12 m. dado que las tuberías se comercializan en tramos de 6 m. Se comprueba la intensidad de lluvia, según la relación 8:

$$I_{pp} \text{ (mm/h)} = \frac{0,24 \text{ (l/s)}}{12 \text{ m} * 12 \text{ m}} * 3.600 = 6 \text{ mm/h}$$

La I_{pp} es inferior a la velocidad de infiltración básica. De no ser así es necesario seleccionar otro modelo de aspersor, o el mismo aspersor con otra boquilla.

e) Cálculo del tiempo de riego (relación 9):

$$TR = \frac{45 \text{ mm}}{0,75 * 6\text{mm/h}} = 10 \text{ horas}$$

f) Número de posturas al día (relación 10):

Se considera 20 horas efectivas de riego, con 4 horas de cambio de tuberías:

$$NP/\text{día} = \frac{20 \text{ horas/día}}{10 \text{ horas}} = 2 \text{ posturas al día}$$

g) Disposición y longitud de las laterales:

De acuerdo a las características del terreno y la dirección de los vientos predominantes, se decide colocar las laterales en el sentido de la menor pendiente (pendiente transversal igual a cero) y en 45° respecto de la dirección del viento. Se decide una subprincipal al centro, lo que da una longitud máxima de las laterales es de 114 m, dejando 6 m de distancia entre el último aspersor y el límite del campo.

Como norma general es preferible tener una línea subprincipal al centro, lo que determina laterales más cortas y de menor diámetro.

h) Número de aspersores en la lateral:

Dado que el terreno es regular, se considera que la distancia del primer aspersor a la línea principal es igual a la distancia entre el último aspersor y el borde del campo, se utiliza la relación (12):

$$N_a = \frac{114 \text{ m}}{12 \text{ m}} = 9,5 \text{ aspersores} = 10 \text{ aspersores}$$

i) Número de laterales para regar la superficie mínima:

Se calcula la superficie que riega una lateral, según la relación 13:

$$SRL = 10 * (12 * 12) * 2 = 2.880 \text{ m}^2 = 0,288 \text{ ha}$$

Luego, según la relación 14 se determina el número de laterales para regar la superficie mínima:

$$N_l = \frac{1,41 \text{ ha/día}}{0,288 \text{ ha/lat}} = 4,9 = 5 \text{ laterales}$$

j) Caudal por lateral y total del sistema:

Según la relación 15, el caudal por cada lateral es de 2,4 l/s y el caudal total del sistema (relación 16) es de 12 l/s.

Diseño Hidráulico

Una vez definido los aspectos considerados en el diseño agronómico se procede realizar el diseño hidráulico, que consiste en determinar los diámetros de las tuberías tanto laterales, subprincipal, principal y de conducción, las presiones requeridas y la selección de la clase de tubería.

Dimensionamiento de la tubería lateral

El dimensionamiento de la lateral consiste en la determinación de la máxima variación de presiones a lo largo de la lateral, el diámetro de la lateral, su largo y la presión a la entrada y al final de la misma.

Determinación de la variación máxima de presión

El criterio básico de selección del diámetro de las tuberías estipula que la diferencia de caudales entre aspersores extremos de una lateral no debe sobrepasar el 10% del caudal de diseño para una presión dada. Esto significa, que la variación de presión, debido a pérdidas de carga por roce y diferencias de cota entre los extremos de la tubería lateral,

entre el primer y último aspersor no debe ser superior al 20% de la presión de operación de estos (ver punto Hidráulica de los aspersores).

La variación de presión máxima aceptable a lo largo de la lateral (var H) queda entonces definida por la relación siguiente:

$$\text{var H} = [\text{Pf} + (z)] < 20\% \text{ P.O} \quad (17)$$

var H = variación máxima de presión en la lateral, en m.c.a.
 Pf = pérdidas por fricción, en m.
 z = diferencia de nivel (o de cotas) entre los extremos de la tubería, en m.
 P.O = presión de operación de los aspersores en m.

El valor de z podrá ser positivo (+ z) si la lateral va cuesta arriba y negativo (- z) si la tubería va cuesta abajo. Si la tubería está horizontal z es igual a 0.

Determinación del largo y diámetro de la lateral

El diseñador para cumplir con los requisitos señalados en el punto anterior puede proceder actuando sobre el largo o sobre el diámetro de la tubería, o en condiciones complicadas sobre ambos.

En relación al largo, ya se señaló que es preferible, como norma general, que la subprincipal se coloque formando un eje en el centro del campo, de tal forma que las laterales tengan un largo menor y cada una conduzca menos agua, lo que significa tuberías de menor diámetro y facilitar las operaciones de traslado de estas.

Una vez definido a priori el largo de la lateral, se procede a determinar su diámetro mediante tanteos, hasta que la variación máxima de presión (var H) sea inferior al 20%.

Para ello se utiliza cualquiera de las formulas empíricas que determinan pérdidas de carga en tuberías, en función del gasto que conduce la tubería, de su diámetro y de su longitud.

Sin embargo, debido a que en la lateral el gasto va disminuyendo a lo largo de la misma, consecuencia de la salida de agua por los aspersores, la pérdida de carga es necesario corregirla utilizando un factor (Factor F) que depende del número de aspersores sobre la lateral.

Este factor toma en cuenta la reducción armónica de caudal que se produce a través de los aspersores a lo largo de la lateral.

Las fórmulas más utilizadas en aspersión son las de Scobey y Hazzen - Williams.

Cuadro 7. Valores de F.

Número de salidas	m = 1,85	m = 1,90
1	1.0	1.0
2	0.639	0.634
3	0.535	0.528
4	0.486	0.480
5	0.457	0.451
6	0.435	0.433
7	0.425	0.419
8	0.415	0.410
9	0.409	0.402
10	0.402	0.396
11	0.397	0.392
12	0.394	0.388
13	0.391	0.384
14	0.387	0.381
15	0.384	0.379
16	0.382	0.377
17	0.380	0.375
18	0.379	0.373
19	0.377	0.372
20	0.376	0.370
22	0.374	0.368
24	0.372	0.366
26	0.370	0.364
28	0.369	0.363
30	0.368	0.362
35	0.365	0.359
40	0.364	0.357
50	0.361	0.355
100	0.356	0.350
Más de 100	0.351	0.345

Fórmula de Scobey

$$P_f = 0,536 * q^{1,9} * D_i^{-4,9} * K_s * L * F \quad (18)$$

- P_f = pérdidas por fricción en la lateral en m
- q = caudal total en la lateral, en l/s.
- D_i = diámetro interno de la tubería, en pulgadas.
- L = longitud de la lateral, en m.
- F = factor de corrección por salidas múltiples para Scobey.
- K_s = coeficiente de Scobey.

Ks toma los siguientes valores:

0,428 para tubos de aluminio con acoples y de 6 m de largo.
 0,42 para tubería de aluminio con acoples y de 9 m de largo
 0,32 para tubos de asbesto-cemento y P.V.C.

Fórmula de Hazzen - Williams

$$P_f = 1699,18 * q^{1,851} * D_i^{-4,869} * C^{-1,851} * L * F \quad (19)$$

Pf, q, Di y L tienen el mismo significado que la fórmula de Scobey. F corresponde al factor de corrección de salidas múltiples para Hazzen - Williams.

C = coeficiente de Hazzen - Williams y tiene los siguientes valores:

120, para tubos de aluminio con acoples y 6 m de largo;
 145, para asbesto cemento;
 150, para P.V.C.

Para determinar el valor de F se puede utilizar la siguiente ecuación :

$$F = \frac{1}{m+1} + \frac{1}{2N} + \left[\frac{m-1}{6N^2} \right]^{1/2} \quad (20)$$

Donde m adquiere el valor de 1,9 para la fórmula de Scobey y 1,851 para la fórmula de Hazzen - Williams.

N, corresponde al número de salidas (Nº de aspersores sobre la lateral).

Los valores de F para Scobey y Hazzen - Williams se presenta en el Cuadro 7.

El cálculo del diámetro de la tubería se realiza entonces por tanteo probando varios diámetros y comprobando si la variación de presión (var H) es inferior al 20% de la presión de operación. Es necesario recordar que varH corresponde a la suma de las pérdidas por fricción (Pf) y el desnivel del terreno (z).

EL cálculo de pérdidas de carga se puede realizar mediante el uso de planillas electrónicas o calculadoras programables, ingresando valores de diámetro de tuberías disponibles en el mercado.

De no contar con estos elementos, se pueden usar tablas resueltas, como las que se presentan en el anexo, en las cuales se ingresa con los argumento de caudal en la lateral y diámetro buscando la pérdida de carga que se genera, la que está normalmente expresada en m/100 m (Hf%).

$$Pf = \frac{Hf\% * L * F}{100} \quad (21)$$

Ejemplo de cálculo de diámetro de lateral

Tomando en cuenta los antecedentes presentados en el diseño agronómico, se va a calcular el diámetro de la lateral.

Datos:

- a) Largo de la lateral = 114 m
- b) Número de aspersores = 10
- c) caudal total del lateral = 2,4 l/s
- d) desnivel (z) = 0, laterales paralelas a las curvas de nivel.
- e) var H máximo 20% P.O = 0.2 * 31,7m = 6,34 m
- f) se utilizará tubería de aluminio de 6 m de largo, con acoples rápidos.

Las pérdidas de carga se calcularán utilizando la fórmula de Scobey (Ks = 0,428).

Se procede a tantear diámetros, utilizando para determinar las pérdidas de carga, en este caso, la fórmulas de Scobey (relacion 18) o bien de la tabla 1 del anexo y se determina el valor de F utilizando la relación (20) o el Cuadro 7.

Los resultados, aplicando las relaciones 18 y 20 para tuberías de 3" y 2" y 1,5" se presentan en la tabla siguiente adecuadamente programada obtenido de una planilla de cálculos (Lotus 1-2-3 o Quatro Pro):

Cuadro 8. Cálculo del diámetro de la lateral.

varH max	Nº Asp.	F	Q l/s	L m	De pul	Di pul	Pf m	z m	VarH cal	z P.O.
6,34	10	0,396	2,4	114	3,0	2,92	0,285	0	0,285	0,9
6,34	10	0,396	2,4	114	2,0	1,92	2,22	0	2,22	7,0
6,34	10	0,396	2,4	114	1,5	1,42	9,3	0	9,3	31,0

Di = De - 2e; e = espesor de la tubería, en las mismas unidades de De, se obtiene de los catálogos de fábrica.

De los diámetros probados, solo el de 3 y 2" cumplen con los requisitos (var H < 20% PO), por razones de costo de las tuberías se elige el de 2", aún cuando la variación de presión es mayor que en el de 3"

Es necesario tomar en cuenta que en algunas circunstancias un sólo diámetro a lo largo de la lateral, no entrega la pérdida por fricción requerida, necesitándose la combinación de tramos de lateral de diámetros distintos.

Sin embargo desde un punto de vista práctico no es recomendable utilizar en las laterales tuberías de diámetros distintos pues, sobre todo en el caso de traslado manual de las tuberías, complica demasiado la operación al obligar a mantener siempre un mismo orden de las tuberías lo que prolonga la labor de cambio. En estas circunstancias es preferible usar un solo diámetro que de pérdidas por fricción inferiores al 20%, y recarguen ligeramente la inversión inicial.

Por otra parte, tampoco es recomendable utilizar para las laterales tuberías de 4" siendo preferible en estos casos elegir aspersores de menor gasto o laterales más cortas.

Cálculo de la presión en la cabecera de la lateral

Para calcular la presión en la cabecera de la lateral, se aplica una de las siguientes relaciones, según la situación del terreno:

- Si el terreno es plano (Figura 3):

$$P_m = P_o + \frac{3}{4} * P_f + P_e \quad (22)$$

P_m = presión en la cabecera de la lateral (m),
 P_o = presión de operación del aspersor,
 P_f = pérdida por fricción,
 P_e = altura del elevador que sostiene al aspersor,
 $3/4$ = Factor para considerar la presión de operación del aspersor en el centro de la lateral y no en un extremo.

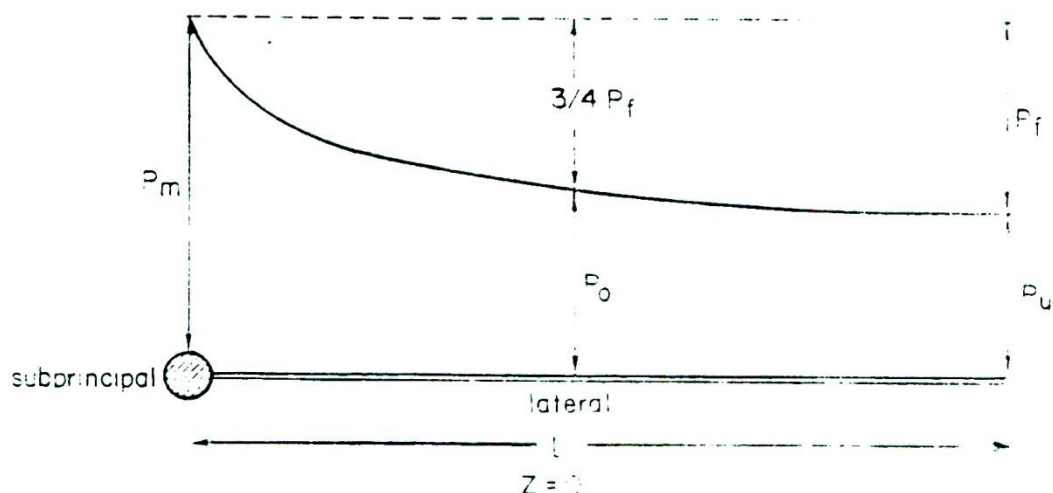


Figura 3. Distribución de las pérdidas de carga a lo largo de una lateral.

- Si el terreno está en pendiente (Figura 4):

a) Si el sentido de circulación del agua es en contra pendiente (la tubería asciende):

$$P_m = P_o + \frac{3}{4} * P_f + P_e + \frac{Z}{2} \quad (23a)$$

donde $Z/2$, en m, corresponde a la mitad de la diferencia de nivel entre los extremos de la lateral.

b) Si el sentido de circulación del agua es a favor de la pendiente (la tubería descende):

$$P_m = P_o + \frac{3}{4} * P_f + P_e - \frac{Z}{2} \quad (23b)$$

En el caso de que en la cabecera de la lateral se coloquen válvulas o reguladores de presión es necesario adicionar a la presión P_m la pérdida de carga generada por estos accesorios.

La pérdida de carga que produce un regulador de presión es función de su diámetro y del caudal, los valores son entregados en los catálogos de fabricación.

Por otra parte, si la subprincipal está enterrada, es necesario agregar la profundidad de la tubería subprincipal.

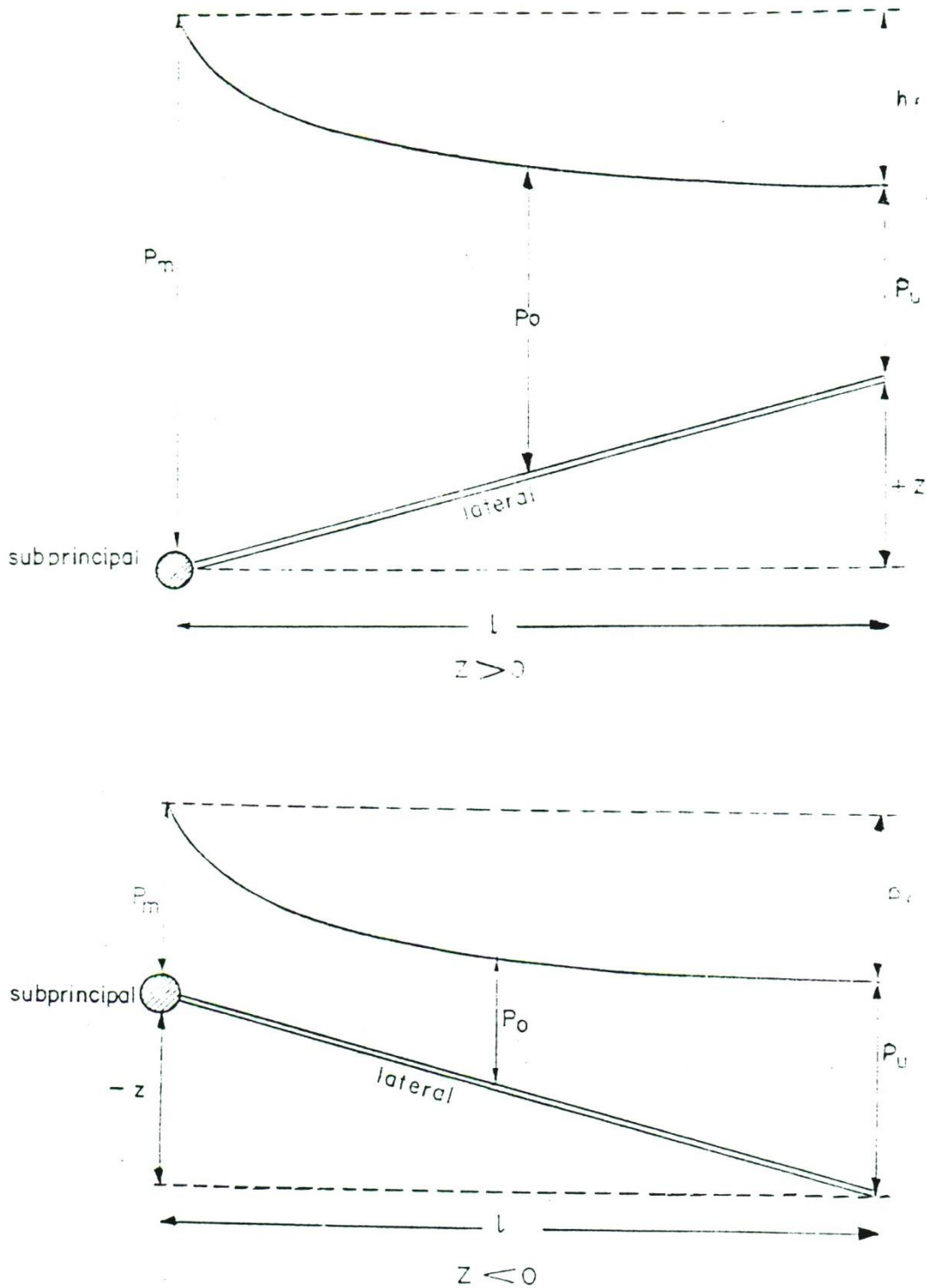


Figura 4. Determinación de P_m y P_u en tuberías en pendiente.

Cálculo de la presión al final de la lateral

- Si el terreno es plano:

$$P_u = P_m - P_f \quad (24)$$

P_u = presión en el último aspersor de la lateral

P_m = presión al inicio de la lateral

P_f = pérdidas por fricción a lo largo de toda la lateral

- Si el terreno está en pendiente:

a) Si el sentido de circulación del agua es en contra pendiente (la tubería asciende).

$$P_u = P_m - P_f - Z \quad (25)$$

donde Z , en m, corresponde a la diferencia de nivel entre los extremos de la lateral.

b) Si el sentido de circulación del agua es a favor de la pendiente (la tubería desciende).

$$P_u = P_m - P_f + Z \quad (26)$$

Ejemplo de cálculo de presión al inicio y final de la lateral

a) Si se toma el ejemplo que se viene desarrollando, tenemos:

P_f para tubería de 2" = 2,2 m

Presión de operación del aspersor 31,7 m

$Z = 0$

Se considera que los aspersores están puestos en un elevador de 0,5 m de alto en tubería de 3/4" (las pérdidas de por fricción en el elevador son despreciables: en este caso, aplicando Scobey para 0,24 l/s se tiene una P_f de 0,03 m).

Según la relación (22) y (24)

$$P_m = 31,7 + 3/4 * 2,2 + 0,5 = 33,15 \text{ mca}$$

$$P_u = 33,85 - 2,2 = 31,65 \text{ mca}$$

b) Supongamos que las laterales están en un terreno con pendiente de 0,20% y el sentido de la circulación del agua es contra pendiente (tubería ascendente).

$$Z = 0,20 * 114/100 = 0,23 \text{ m}$$

Según la relación (23a) y (25)

$$P_m = 31,7 + 3/4 * 2,2 + 0,5 + 0,23/2 = 33,96 \text{ m}$$

$$P_u = 33,96 - 2,2 - 0,23 = 31,53 \text{ m}$$

c) Si se considera que en el mismo terreno la lateral está a favor de la pendiente (relaciones (23b) y (26):

$$P_m = 31,7 + 3/4 * 2,2 + 0,5 - 0,23/2 = 33,73 \text{ mca}$$

$$P_u = 33,73 - 2,2 + 0,23 = 31,76 \text{ mca}$$

Dimensionamiento de la subprincipal porta laterales

En los sistemas portátiles la tubería subprincipal es móvil, normalmente de aluminio o PVC.

En los sistemas semifijo y fijo, la tubería subprincipal va enterrada, normalmente a una profundidad variable entre 0,6 a 0,8 m.

En este último tipo de sistemas los tubos son de asbesto-cemento o PVC, con elevadores de entrega y válvulas de salida (normalmente tipo Y), a una distancia equivalente al espaciamiento entre laterales.

Por economía los elevadores y las válvulas de salida se pueden colocar al doble del espaciamiento entre laterales, de tal manera que desde una válvula se puedan alimentar 3 posiciones de laterales. Dos posturas de la lateral que se conectan directamente a la válvula y una tercera en posición intermedia entre dos válvulas que se alimenta por un tubo de conexión de longitud equivalente a la distancia entre laterales, que puede ser de aluminio o plástico (polietileno negro).

Se debe tener presente que en este caso, además de las pérdidas por fricción en el elevador y en la válvula, es necesario tomar en cuenta las pérdidas por fricción en el tubo de conexión.

Para el dimensionamiento de la subprincipal, que lleva el agua a las laterales, se requiere:

- determinar su largo.
- determinar su ubicación en el campo.
- determinar el gasto máximo que conducirá la subprincipal en cada tramo de acuerdo a la secuencia de operaciones de las laterales.
- determinar la variación máxima de presión a lo largo de la principal.
- determinar pérdidas por fricción en tuberías de diferentes diámetros.
- determinar la presión en los nudos que limitan cada tramo de subprincipal, de acuerdo a la secuencia de operaciones de las laterales.
- seleccionar los diámetros apropiados.

Longitud y ubicación de la tubería subprincipal

La longitud de la tubería subprincipal dependerá de las dimensiones del terreno y de la planificación física que se haga del sistema de riego.

En terrenos regulares, el largo de la subprincipal corresponderá al largo del terreno, menos la mitad del espaciamiento entre laterales en el extremo final, además es necesario descontar la distancia que existe entre el borde inicial y la primera salida de los aspersores (que en el mejor de los casos puede corresponder también a la mitad del espaciamiento entre aspersores). El tramo entre el borde inicial del terreno y la primera salida de lateral se considera como parte de la red principal o de conducción (ver Figura 2).

Sin embargo en algunas circunstancias la longitud podrá estar limitada por los caudales a mover o las pendientes del terreno o por sus dimensiones, resultando más económico tener subprincipales separadas, alimentadas desde una tubería principal, constituyendo una red (Figura 5).

En cuanto a su ubicación, esta puede ser al centro del terreno a regar. Su ubicación queda definida fundamentalmente por la longitud máxima que se le asigna a las laterales.

Gasto máximo de la subprincipal

El gasto máximo que conduce la principal en sus diferentes tramos depende del gasto de cada lateral, del número de laterales que funcionan simultáneamente y de la secuencia de operación de las laterales.

El análisis de la secuencia de operación de las laterales permite determinar las posiciones críticas que establecerán los máximos flujos de agua en los diferentes tramos de la tubería subprincipal, definiendo los nudos que limitan cada uno de ellos.

Este análisis debe ser realizado con cuidado, puesto que será el que limite la capacidad del equipo y el que en definitiva debe ser respetada en el campo una vez instalado el sistema, a objeto de no tener problemas posteriores de falta de presión.

Una forma de proceder para realizar este análisis es determinar número de posiciones que cubre cada lateral y ver su secuencia de desplazamiento.

Esto se obtiene a partir del número total de posiciones de las laterales a lo largo de la subprincipal, dividido por el número de laterales, determinadas en el diseño agronómico.

Cuando la tubería principal se ubica en el centro del terreno a regar, el número de posiciones totales a lo largo de la tubería subprincipal se determina utilizando la siguiente relación:

$$PTP = \frac{2 * Lep}{Eel} \quad (27)$$

donde :

PTP : es el número total de posiciones de lateral a lo largo de la subprincipal.

Lep : es la longitud efectiva de la tubería subprincipal, en m.

Eel : corresponde al espaciamiento entre laterales, en m.

El valor 2, indica que las laterales se desplazan por ambos lados de la principal.

Para determinar el número de posiciones que cubrirá cada lateral, se procede a dividir PTP, por el número total de laterales:

$$Ppl = \frac{PTP}{Nl} \quad (28)$$

Ppl = número de posiciones cubiertas por una lateral

Nl = número de laterales.

Una vez definido el número de posiciones cubiertas por cada lateral el diseñador deberá definir si cada lateral

cubrirá el número de posiciones que le corresponde por un solo lado de la principal o por ambos lados. Esto último es preferible puesto que se reduce la distancia de desplazamiento de las laterales, lo que aumentará la eficiencia en el traslado de las tuberías.

Con los criterios señalados se procede gráficamente en el plano a determinar la posiciones críticas de las laterales y el caudal máximo que llevará la tubería subprincipal en cada tramo y se identifican los nudos.

Ejemplo de análisis de secuencia de operación y determinación de gasto máximo por tramo de subprincipal

En el caso del ejemplo que se ha venido desarrollando, el terreno tiene una longitud de 252 m, la subprincipal tiene una ubicación central (ver Figura 2), con 5 laterales funcionando simultáneamente, y una distancia entre laterales (Eel) de 12 m.

Como se trata de un terreno regular el largo efectivo de la subprincipal (Lep) es de $252 - 12 = 240$ m (se descuentan 6 m en el extremo final y 6 m en el extremo inicial (ver punto Longitud y ubicación de la tubería subprincipal)).

Aplicando las relaciones (27) y (28), se obtiene un número de 8 posiciones cubiertas por cada lateral. Se decide que cada lateral cubrirá 4 posiciones por cada lado de la principal.

Basado en esta decisión se analiza la secuencia de operación de cada lateral determinándose el caudal que circula por cada tramo de la subprincipal. Esto se muestra en la Figura 2, donde se indica además los nudos que limitan cada tramo (A, B.....)

Variación máxima de la presión a lo largo de la subprincipal

Existen varios criterios para determinar la variación máxima de presión a lo largo de la subprincipal.

Uno de ellos establece que la variación máxima de presión a lo largo de la subprincipal no debe ser superior al 15% ("criterio del 15%") de la presión de operación del aspersor:

$$\text{Var Hsp} = [P_f + (Z)] < 15\% P.O \quad (29)$$

Donde Var Hsp, corresponde a la variación de presión a lo largo de la subprincipal. +Z si la tubería asciende; -Z si la tubería desciende).

Considerando este criterio para el diseño de la subprincipal, más el de 20% de la P.O en las laterales, se tiene que la variación máxima de presión entre aspersores extremos no superará al 35% de la presión de operación del aspersor. Lo anterior significa que la variación de caudal entre el primer aspersor de la lateral que ocupa la primera posición al inicio del campo y el último aspersor de la lateral que ocupe la última posición en el extremo distal del campo no variará en más de 16%.

Existen otros criterios más exigentes que establecen que la variación de presión en todo el sistema (lateral y subprincipal) no supere el 20% de la PO, con lo que la variación máxima de caudal entre aspersores extremos no supera el 10%.

También es necesario tomar en cuenta que la velocidad del agua dentro de las tuberías debe variar en un rango de 0,6 y 2,25 m/s, siendo recomendable 1,5 m/s.

Es necesario señalar que en el caso de sistemas gravitacionales, la principal limitante es la presión disponible, por lo que la selección de diámetros estará limitado por ella. Si la situación está muy ajustada se deberán escoger aquellos diámetros que produzcan las menores pérdidas de carga.

Cálculo de las pérdidas por fricción

Para las pérdidas por fricción en tuberías de distinto diámetro se utilizan tanto las formulas de Scobey o de Hazzen - Williams.

El cálculo se realiza tramo a tramo para varios diámetros, hasta lograr que la variación de presión en la principal no supere el 15% de PO del aspersor.

Si corresponden a un sistema móvil, estas son normalmente de aluminio, donde los diámetros se expresan en pulgadas, en este caso se puede utilizar la formula de Scobey:

$$Pf = 0,536 * q^{1,9} * D_i^{-4,9} * Ks * L \quad (30)$$

Pf = perdidas por fricción en la lateral en m.c.a.

q = caudal total en el tramo, en l/s.

D_i = diámetro interno de la tubería, en pulgadas.

L = longitud del tramo, en m.

Ks = 0,428, par tubos de 6 m de largo o 0,4 para tubos de 9 m de longitud.

En el caso de sistemas semifijos y fijos, donde las tuberías van enterradas se ocupa de asbesto cemento o PVC. En estas últimas tuberías el diámetro está en mm.

La formula de Scobey, adaptada para utilizar el diámetro de la tubería en mm, queda de la siguiente forma.

$$P_f = 41 * 10^5 * Q^{1,9} * D_i^{-4,9} * K_s * L \quad (31)$$

P_f = pérdidas por fricción en el tramo de principal considerado, en m.

Q = caudal total en el tramo considerado, en l/s.

D_i = diámetro interno de la tubería, en milímetros.

L = longitud del tramo, en m.

K_s = 0,32 para tuberías de asbesto-cemento y PVC.

También se puede utilizar la formula de Hazzen-Williams, utilizando los coeficientes C apropiados para cada tipo de tubería.

Como el cálculo de los diámetros en cada tramo se realiza por tanteo, este se puede comenzar con un diámetro inicial que se puede estimar por la fórmula empírica, derivada de Bresse, que entrega valores de diámetro interior para diferentes caudales, con velocidades aproximadas de 1,5 m/s, valores aceptables para el riego por aspersión:

$$D_i = 29,41 * Q^{1/2} \quad (32)$$

donde D_i está en mm y Q en l/s

En Chile existe tubería de PVC, en clases 4, 6 y 10, en diámetros que varían entre 50 mm (equivalente a 1,5") y 355 mm (equivalente a 14 ").

Para efectuar este calculo se debe confeccionar una tabla que identifique cada tramo, su caudal, longitud, diámetro y, pérdida de carga y diferencias de nivel (2). Este se puede realizar utilizando una planilla electrónica (Lotus 1-2-3 o Quatro Pro) o calculadoras programables.

Determinación de presiones en cada nudo de la subprincipal

El cálculo de presiones se inicia por el nudo más distal de la subprincipal, es decir el que corresponde a la posición de la última lateral.

En este punto la presión debe ser igual a la presión requerida al inicio de la lateral (P_m), incrementada en el caso de sistemas semifijos y fijos donde la subprincipal está enterrada, por las pérdidas de carga debido a la válvula, al elevador y a la profundidad a la cual esta enterrada la subprincipal (normalmente entre 0,6 a 0,8 m):

$$P_{spf} = P_m + P_{fv} + P_{fesp} + P_h \quad (33)$$

P_{spf} = presión en el último nudo de la tubería subprincipal, en m.

P_m = presión al inicio de la lateral, en m.

P_{fv} = pérdida de carga debido a la válvula, en m.

P_{fesp} = pérdida de carga debido al elevador de la subprincipal

P_h = profundidad de la subprincipal respecto de la superficie del suelo.

En el caso de que las válvulas de entrega se ubiquen espaciado por medio, como se señalado en 3.2.2, a P_{spf} es necesario agregar las pérdidas por fricción de la tubería de conexión entre la válvula y la lateral en tercera posición.

La presión en cada nudo de la subprincipal se obtiene adicionando a la presión del nudo anterior las pérdidas por fricción en el tramo, adicionando o restando las diferencias de nivel (Z) si la subprincipal está en un terreno con pendiente:

- Si el terreno es plano:

$$P(n) = P(n-1) + P_{f[(n-1)-n]} \quad (34)$$

$P(n)$ = presión en el nudo n , en m.

$P(n-1)$ = presión en el nudo anterior.

$P_{f[(n-1)-n]}$ = pérdidas por fricción en el tramo limitado por los nudos n y $n-1$, en m.

El cálculo se inicia desde el último nudo, el cual tiene una presión P_{fsp} .

- Si el terreno es con pendiente:

a) En la subprincipal el agua circula en contra de la pendiente (la tubería asciende).

$$P(n) = P(n-1) + P_{f[(n-1)-n]} + Z_{[(n-1)-n]} \quad (35)$$

$Z_{[(n-1)-n]}$ = desnivel existente entre los nudos n y $n-1$.

b) En la subprincipal el agua circula a favor de la pendiente (la tubería desciende):

$$P(n) = P(n-1) + Pf_{[(n-1)-n]} - Z_{[(n-1)-n]} \quad (36)$$

Finalmente se comprueba si la variación de presión en los extremos de la subprincipal no supera el 15% de la PO. De no ser así se varía el diámetro de la tubería comenzando por aquel tramo que presenta la mayor pérdida de carga.

Todos los cálculos se realizan rápidamente en planillas electrónicas adecuadamente programadas.

Ejemplo de cálculo de la subprincipal

Este cálculo se puede hacer rápidamente en una planilla electrónica, en este ejemplo se realizará un cálculo paso a paso para fines ilustrativos.

La tubería subprincipal es de PVC, está enterrada a 0,6 m, con elevadores de 2", de 0,7 m de alto y una válvula de compuerta del mismo diámetro para conectarse a la lateral, espaciados cada 24 m, de tal manera que una posición de lateral se alimenta desde un tubo de conexión de aluminio, de 12 m de longitud.

El terreno tiene una pendiente de 0,25%, y el agua circula a favor de la pendiente (ver figura N°2).

- En primer lugar se determina varHm máximo, (15% PO del aspersor:

varHsp = 0,15 * 31,7 = 4,75 m; incluye pérdidas de carga (Pf) y variaciones de nivel (relación 29).

- En segundo lugar se calcula la presión requerida en el último nudo (Pspf), según la relación (33).

La presión requerida al inicio de la lateral (Pm) es 33,85 m.

La pérdida en un elevador (Pfsp) de 2", para 2,4 l/s (gasto de cada lateral) es de 0,3 m/m aproximadamente (Cuadro 13). La pérdida en 0,7 m es de 0,21 m.

La pérdida en la válvula (Pfv), Cuadro 14, es equivalente a la producida en un tubería de 2" de 2 m de longitud para el

caudal pasante (2,4 l/s). Aplicando Scobey se tiene 0,2 m. La subprincipal está enterrada a 0,6 m (Ph).

$$P_{spf} = 33,85 + 0,21 + 0,2 + 0,6 = 34,95 = 34,86$$

Se aproxima a 35 m.

A lo anterior es necesario agregar la pérdida de carga que se produce en el tubo de conexión de 12 m de longitud que alimenta la lateral entre válvulas.

Se supone de 2" de diámetro.

Según Scobey ($K_s = 0,428$), para 2,4 l/s y 12 m, $P_f = 0,5$ m, por lo que finalmente:

$$P_{spf} = 35 + 0,5 = 35,5 \text{ m}$$

- En tercer lugar, utilizando la fórmula derivada de Bresse se determina el diámetro aproximado para cada tramo (relación 32), para luego iniciar el tanteo con varios diámetros:

tramo A-B, 2,4 l/s, $D = 45,5$ mm; D externo comercial próximo, 50 mm
 tramo B-C, 4,8 l/s, $D = 64,4$ mm;
 tramo C-D, 7,2 l/s, $D = 78,9$ mm;
 tramo D-E, 9,6 l/s, $D = 91,1$ mm;
 tramo E-F, 12 l/s, $D = 101$ mm; D externo comercial próximo, 110 mm

- En cuarto lugar se inicia el cálculo de P_f , según Scobey ($K_s = 0,32$), para cada tramo y varias tuberías partiendo de 50 mm hasta 125 mm, un diámetro superior al determinado. Para el cálculo se utiliza el diámetro interno del tubo por lo que es necesario descontar el espesor que dan los catálogos de los fabricantes ($D_i = D_e - 2e$).

Cuadro 9. Pérdidas de carga en las tuberías de los diferentes tramos de subprincipal.

Tramo	q (l/s)	L (m)	PERDIDAS POR FRICCIÓN (m) EN CADA TRAMO						
			móvil seleccionado, en mm						
			50	63	75	90	110	125	
A-B	2,4	48	2,58	0,83	0,35	0,14			
B-C	4,8	48		3,09	1,32	0,54	0,20		
C-D	7,2	48			2,85	1,16	0,44	0,23	
D-E	9,6	48			4,93	2,01	0,76	0,40	
E-F	12,0	48			7,53	3,07	1,15	0,62	

- En quinto lugar se realiza el cálculo de la variación de presión (varHsp), comenzando por los diámetros estimados a partir de la relación de Bresse. Si esta solución sobrepasa el 15% de PO, se comienzan a aumentar los diámetros, partiendo por aquellos que producen las mayores pérdidas de carga.

En este caso dado que la tubería desciende (está a favor de la pendiente) Z tiene signo menos y $\text{varHsp} = \text{Pf} - Z$

- Z se calcula a partir de la pendiente del terreno (0,25%) y de la longitud de cada tramo:

$$-Z = P\% * L[(n-1)-n]/100 = 0,25 * 48/100 = -0,12 \text{ m.}$$

La secuencia de cálculos se presentan en la tabla siguiente:

En ella se aprecia que los diámetros estimados sobrepasan el 15%, por lo que se fue variando el diámetro de los tramos partiendo por los de mayor Pf, hasta llegar a la solución adecuada, representada por el tanteo.

Cuadro 10. Diámetros de tubería para cada tramo de la subprincipal.

TRAMO	P%	L(m)	Z(m)	DIAMETROS BRESSE			TANTEO i		
				D(mm)	Pf(m)	VarHsp	D(mm)	Pf(m)	VarHsp
A-B	0,25	48	-0,12	50	2,58	2,46	63	0,83	0,71
B-C	0,25	48	-0,12	63	3,09	2,97	75	1,32	1,2
C-D	0,25	48	-0,12	75	2,85	2,73	90	1,16	1,04
D-E	0,25	48	-0,12	90	2,01	1,89	110	0,76	0,64
E-F	0,25	48	-0,12	110	1,15	1,03	110	1,15	1,03
Total					11,68	11,08		5,22	4,62
% P						34,95			14,57

Finalmente se determinan las presiones en cada uno de los nudos, aplicando la relación (36), partiendo del último nudo (A) cuya presión (Pspf) es de 35,5 m.

$$\begin{aligned}
 P(A) &= P_{spf} = 35,5 \text{ m} \\
 P(B) &= 35,5 + 0,83 - 0,12 = 36,21 \text{ m} \\
 P(C) &= 36,21 + 1,32 - 0,12 = 37,41 \text{ m} \\
 P(D) &= 37,41 + 1,16 - 0,12 = 38,45 \text{ m} \\
 P(E) &= 38,45 + 0,76 - 0,12 = 38,95 \text{ m} \\
 P(F) &= 38,95 + 1,15 - 0,12 = 40,12 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Es necesario tomar en cuenta que en determinadas circunstancias el criterio de 15% no puede ser aplicable. Por ejemplo en el caso de sistemas de riego en laderas donde la fuente de agua se encuentra en la parte más baja.

El uso del criterio 15% resultaría en subprincipales muy cortas y de gran diámetro, lo que encarece el sistema. En estos casos la principal o la tubería de conducción pueden cumplir las veces de subprincipal, alimentando directamente las laterales. Para evitar las variaciones de presión excesivas entre laterales, se pueden utilizar reguladores de caudales en cada una de ellas. Las pérdidas de carga que producen estos reguladores se obtienen de los catálogos de los fabricantes.

Por otra parte, en el caso contrario, es decir cuando la tubería desciende en terrenos con mucha pendiente, el efecto de la gravedad (Z), significa ganancias importantes de presión a lo largo de la subprincipal, lo que permite producir pérdidas de fricción altas, utilizando tubos de menor diámetro. Se podría incluso llegar a utilizar diámetros de tubería tales, que la pérdida por fricción sea muy similar a Z , y mantener presiones bastante uniformes a lo largo de la tubería.

Tuberías principales y de conducción

Este tipo de tuberías están presentes en sistemas grandes compuestos por varias subprincipales con sus respectivas laterales (Figura 5). Las tuberías principales llevan agua a los diferentes puntos del terreno para alimentar subprincipales, formando una verdadera red y su diseño depende de la secuencia de operaciones de las diferentes subprincipales que componen el sistema y de los caudales a transportar. En este caso es importante mantener un equilibrio de caudales entre los diferentes subprincipales que conforman la red.

La tubería de conducción corresponde a la tubería que lleva el agua desde la fuente hasta el primer nudo de la principales.

En los sistemas pequeños, que cuentan de una subprincipal, la tubería de conducción y la principal son equivalentes.

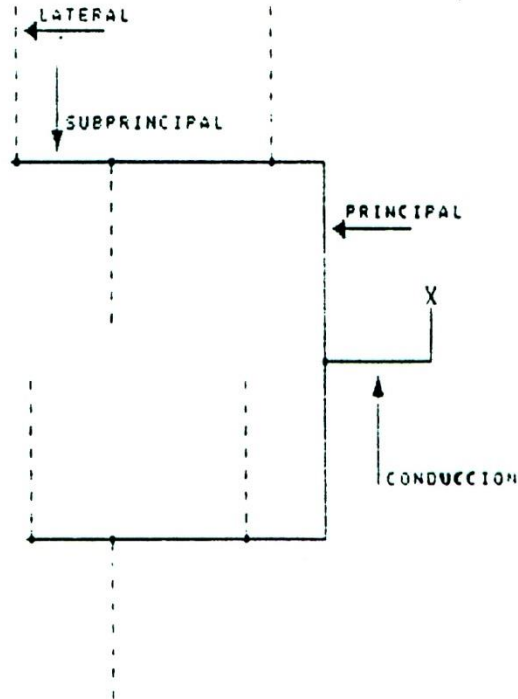


Figura 5. Sistema de riego por aspersión con más de una subprincipal, constituyendo una red.

La pérdida de presión es la principal consideración en el diseño, produciéndose dos situaciones básicas, de acuerdo al origen de la presión:

Donde se utiliza presión debida a la gravedad, o sea por diferencia de elevación, se pueden presentar 2 situaciones:

- a) La diferencia de alturas es apenas suficiente para proporcionar una presión adecuada de funcionamiento, en este caso será necesario usar tubos de mayor diámetro y minimizar las pérdidas por fricción para evitar bombeo.
- b) Cuando la diferencia de alturas es muy superior a la necesaria, el problema radica en reducir el exceso de presión, lo cual se logra utilizando tuberías de poco diámetro.

Donde la presión requerida proviene de bombeo, el problema consiste en seleccionar los diámetros y materiales de la tubería principal que darán como resultado un equilibrio razonable entre los costos anuales de bombeo y el costo de tubería. El objetivo es el diseño de menor costo.

Para determinar el diámetro óptimo existen varios criterios de distinta complejidad:

a) Criterios prácticos:

Estos criterios prácticos se pueden utilizar en diseños de pequeña envergadura, relativamente sencillos. Para casos complejos es necesario tomar en cuenta criterios más elaborados y precisos.

- Método de la pérdida de carga unitaria

Consiste en seleccionar los diámetros de las tuberías de manera que las pérdidas por fricción no excedan a 0,023 m/m de tubería.

- Método de la velocidad permisible

Este método establece una velocidad límite máxima en la tubería principal. Los valores más comunes a usar son entre 0,6 y 2,25 m/s. Por debajo del primer valor los diámetros son excesivos y la tubería es cara. Para las velocidades superiores a 2,25 las pérdidas de carga adquieren valores muy elevados que sobrecargan excesivamente la bomba y aceleran el envejecimiento de la tubería. Se recomienda no sobrepasar el valor 1,5 m/s.

El diámetro se puede estimar a partir de la relación (32), y comprobar la velocidad.

Una vez obtenido el diámetro se estiman las pérdidas por fricción par calcular finalmente los requerimientos de impulsión.

b) Fórmulas clásicas:

Existen una serie de fórmulas clásicas que permiten estimar el diámetro óptimo de las tuberías principales y de conducción, partiendo de ciertas hipótesis que relacionan el diámetro de la tubería con el costo de la energía, el costo de la tubería y la amortización, entre otros aspectos.

Una de las formulas es la de Mendiluce, la cual supone que el costo de la tubería varia linealmente con su diámetro y el flujo es turbulento.

La fórmula de Mendiluce es :

$$D = 1,913 * [(k p n)/(P a efb)]^{0,167} * Q^{1/2} \quad (37)$$

D = diámetro interior de la tubería, en m.
 k = coeficiente de pérdida de carga de la tubería.
 p = precio del kwh.
 n = número de horas de bombeo al año.
 P = costo de la tubería.
 a = factor de amortización.
 efb = eficiencia del grupo motobomba.
 Q = caudal en m³/s.

Para determinar k se emplea la siguiente expresión:

$$k = 10,54 / c^{1,851} \quad (38)$$

C = coeficiente C de la fórmula de Hazzen-Willians, que depende del material de construcción de la tubería.

El factor de amortización se determina:

$$a = [(1 + r)^t * r] / [(1 + r)^t - 1] \quad (39)$$

donde :

r = interés en tanto por uno
 t = período de amortización de la tubería

c) Determinaciones más complejas:

Han sido desarrollados métodos más complejos y precisos para la determinación económica de los diámetros de las tuberías, que entregan soluciones más apropiadas, que deben ser utilizados en sistemas mas grandes y de mayor complejidad de diseño.

Para su solución es indispensable el uso del computador, de otra forma su cálculo es largo y tedioso.

Entre ellos se pueden señalar :

- Método de la comparación de costos:

Se trata de seleccionar los diámetros en los cuales la suma de los costos fijos de la tubería y de los costos de energía son mínimos. Para ello se debe determinar para cada diámetro de tubería los costos fijos anuales, el costo unitario de energía al año, las pérdidas por fricción en m/m de cada tubería seleccionada, la potencia requerida para vencer

las pérdidas de carga, hasta llegar a determinar la suma mínima de costos fijo y de energía.

- Método simplificado de las diferencias.

Consiste en analizar las diferencias de costos fijos anuales entre dos diámetros y determinar el caudal límite en el cual los costos de energía, debido a la mayor fricción en la tubería de menor diámetro, son iguales a las diferencias de costos fijos debidos al costo más elevado de la tubería de mayor diámetro.

- Programación lineal.

La programación lineal es una técnica matemática, que permite la optimización de soluciones. El enunciado matemático completo de un problema de programación lineal incluye un conjunto de ecuaciones lineales simultaneas, las cuales representan las condiciones del problema, y una función lineal que expresa el objetivo del problema.

Ejemplo de cálculo de la tubería de conducción utilizando criterios de la pérdida unitaria:

En el ejemplo que se viene realizando, la distancia entre la primera válvula y la fuente de agua es de 165 m. Se considera que la diferencia de nivel entre los extremos es despreciable.

Aplicando el método de la pérdida de carga unitaria (0,023 m/m de tubería), las pérdidas máximas en la conducción no debieran superar los 3,8 m ($0,023 * 165$):

Para determinar el diámetro de la tubería o de las tuberías que cumplen con esta condición se procede por tanteo, utilizando la formula de Scobey para el gasto que conduce la tubería (12 l/s) considerando un largo unitario (1 m).

Aplicando Scobey se tiene par diámetros de 90, 110 y 125 mm se tiene:

Diámetro en mm	Pf en m/m
90	0,064
110	0,025
125	0,013

De acuerdo a la tabla, un diámetro de 90 mm tiene pérdidas que exceden con creces el límite de 0,023 m/m.

La tubería de 110 mm está en un rango aceptable, por lo que es posible aceptar este diámetro. El diámetro 125 mm presenta pérdidas de carga muy bajas.

En consecuencia, las pérdidas de presión a lo largo de la tubería subprincipal son:

$$0,025 \text{ m/m} * 165 \text{ m} = 4,12 \text{ m};$$

La presión manométrica en la fuente de agua corresponde a la presión en el nudo F más las pérdidas por fricción en la conducción (Z=0):

$$40,12 + 4,12 = 44,24 \text{ m}$$

Como se verá más adelante para calcular la presión de impulsión de la bomba es necesario adicionar las pérdidas singulares.

Si se quiere mantener una Pf de 3,8 m en toda la tubería de conducción, se puede utilizar una combinación de diámetros entre 110 y 125 mm.

Esto se obtiene de la siguiente forma:

$$Pf = Pf_{u1} * L_1 + Pf_{u2} * (L_t - L_1) \quad (40)$$

- Pf = Pérdidas en el tramo.
- Pf_{u1} = Pérdidas unitarias (m/m) en tubería de diámetro 1.
- Pf_{u2} = Pérdidas unitarias (m/m) en tubería de diámetro 2.
- L₁ = longitud del tramo con tubería diámetro 1.
- L_t = longitud total del tramo considerado.
- (L_t - L₁) = longitud del tramo con tubería de diámetro 2.

En el ejemplo :

$$3,8 = 0,025 * L_{110} + 0,013 * (165 - L_{110})$$

$$L_{110} = \frac{3,8 - 0,013 * 165}{(0,025 - 0,013)} = 138 \text{ m};$$

La longitud de en 125 mm, es de 160 - 138 = 27 m;

La conducción debiera estar compuesta por 138 m de tubería de 110 mm y 27 mm de tubería de 125 mm.

En este caso la presión manométrica en la fuente de agua, sin considerar las pérdidas singulares, corresponde a:

$$40,12 + 3,8 = 43,92 \text{ m}$$

Determinación de las pérdidas singulares

Se denomina pérdidas singulares a aquellas pérdidas menores debido a codos, tees, reducciones uniones, accesorios en general, etc. Es necesario tomar en cuenta su magnitud y sumarlas a las pérdidas por fricción.

En la sección 5.3 se entregan algunos criterios para determinar pérdidas en accesorios. En anexo se entrega información adicional.

En el diseño de equipos complejos se debe hacer un inventario de todos los accesorios que están presentes en la red y determinar sus pérdidas de acuerdo a lo establecido en los catálogos de los fabricantes.

En sistemas sencillos y relativamente pequeños, las pérdidas singulares se pueden estimar como un 15 a un 20% de las pérdidas por fricción totales.

En el caso que se incluyan reguladores de presión, las pérdidas por fricción de estos reguladores se determinan de los catálogos de fabricación.

Ejemplo de cálculo de pérdidas singulares

Las pérdidas singulares se estimarán como un 20% de la pérdidas totales de fricción:

pérdidas en la lateral	:	2,22 m
pérdidas en la subprincipal:	5,98 m	
pérdidas en la conducción	:	4,12 m
		12,32 m

Total pérdidas por fricción: 12,32 m

Pérdidas singulares : $0,2 * 12,32 = 2,46 \text{ m}$

Los requerimientos de presión en la fuente de agua o requerimientos de impulsión son:

$$44,24 + 2,46 = 46,7 \text{ m} = 47 \text{ m}$$

Determinación de los requerimientos de impulsión

En el Capítulo VII se trató ampliamente los aspectos relacionados con bombas de diferentes tipos, sus característi-

cas y selección, por lo tanto aquí el tema se tomará superficialmente.

Para determinar la dimensión de la unidad de bombeo es necesario conocer las condiciones máximas de operación a saber: el caudal y la carga dinámica total.

El caudal está determinado por el gasto máximo del equipo de riego por aspersión y la carga dinámica total, que corresponde a la presión que se requiere para el funcionamiento de los aspersores (PO), más todas las pérdidas por fricción, singulares y desnivel existentes entre el punto de bombeo y la lateral más lejana (Presión de impulsión), a la cual se le adiciona las pérdidas de carga en el chupador de la bomba y el desnivel existente entre la superficie del agua y esta última (altura de succión). Se agregan las pérdidas de carga de la válvula de pie en la base del chupador y las pérdidas debido a la válvula de retención, a la salida de la bomba y la llave de paso general del sistema.

Los requerimientos de potencia de la bomba se pueden calcular:

$$HP = \frac{Q * CDT}{75 * Efb * Efm/100} \quad (41)$$

- Q = caudal total, l/s.
- CDT = presión manométrica total, en m.
- Efb = eficiencia de la bomba.
- Efm = eficiencia del motor.

Ejemplo de cálculo de potencia de la bomba

En el ejemplo que se viene realizando, la presión de impulsión corresponde a 47 m.

La bomba está instalada a 3 metros de la superficie del agua, con un chupador de 75 mm, con una válvula de pie del mismo diámetro, a la salida tiene una válvula de retención de 4" y una llave de compuerta del mismo diámetro.

La CTD es :

Presión de impulsión	:	47	m
Pérdidas en la válvula de retención	:	0,11	m
Altura de succión	:	3	m
Ff en chupador de 75 mm (Scobey) y válvula de pie (ver 5.4)	:	4,4	m
<hr/>			
CDT	:	54,51	m

La potencia requerida, considerando una eficiencia de 70%, por tratarse de una motobomba eléctrica es de:

$$\text{HP} = \frac{12 * 54,5}{75 * 0,75} = 11,6 = 12$$

Sin embargo, es preferible seleccionar las bombas a partir de las curvas características, proporcionan los fabricantes para cada uno de los modelos de bombas de que disponen. Estas curvas muestran la interrelación entre el caudal, la carga dinámica total, la potencia y la eficiencia, para diferentes velocidades de rotación.

En la Figura 6 se muestra un ejemplo de curva característica. Para el caso del ejemplo, una a CDT de 55 m y un gasto de 12 l/s (720 l/min), es proporcionado por una bomba de 13 HP, con un rodete de 230 mm de diámetro, funcionando con una eficiencia de 67 %.

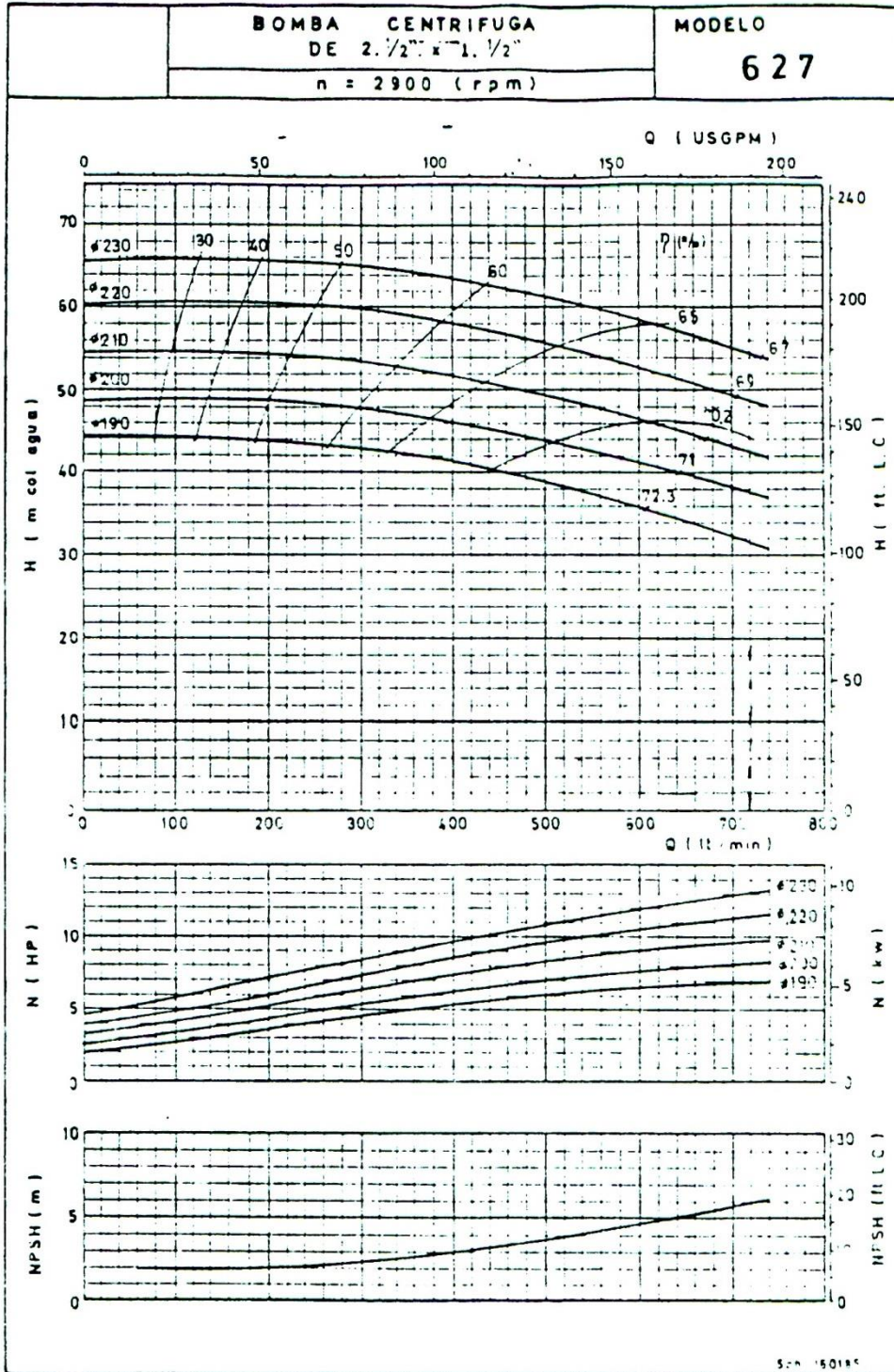


Figura 6. Curva característica de una motobomba.

Selección de la clase de tubería a utilizar

La clase de la tubería corresponde a la resistencia a la presión de trabajo que están sometidas. Las diferentes clases de tubería y las resistencias máximas a la presión se presentan en el Cuadro 11.

Cuadro 11. Clase de tubería para conductos cerrados, a presión.

Clase	Presión nominal de trabajo a 20 °C		
	kg/cm ²	lbs/plg ²	m.c.a.
4	4	60	40
6	6	90	60
10	10	150	100

La clase de tubería a utilizar se selecciona según la presión máxima de trabajo a lo que estarán sujetas las tuberías. Esta presión puede corresponder a la dinámica o a la suma de la presión estática más la producida por el golpe de ariete.

CRITERIOS DE DISEÑO PARA ALGUNOS ACCESORIOS UTILIZADOS EN SISTEMAS DE RIEGO POR ASPERSION

A continuación se presentan ciertos criterios para el diseño de algunos accesorios. Algunos de ellos se justifican en equipos mayores fijos o semifijos.

Puntos Purga de Aire

La acumulación de aire en los puntos altos de las tuberías de conducción reduce la sección de paso del agua aumentando las pérdidas por fricción y reduciendo el gasto. La instalación de puntos de purga de aire en la red de tuberías reduce los gastos de bombeo y los efectos de golpe de ariete. Se utilizan normalmente en las principales en sistemas fijos y semifijos y en las tuberías de conducción. Los puntos de aire permiten evacuar las bolsas de aire dentro de la tubería en el momento del llenado, permite la entrada de aire cuando se produce el desagüe.

Las válvulas de aire (ventosas) se instalan en cada punto alto en la red de tuberías. Para permitir la evacuación del aire, hay que diseñar la pendiente de la línea de tuberías no menor de 0,2%, y con una velocidad del agua no inferior a 0,5 m/s. En sistemas grandes las válvulas de aire no debieran estar distanciadas a más de 500 m en una principal o en las tuberías de conducción.

Tubos Elevadores para Aspersores

Estos son los que conectan los aspersores con la tubería principal, cuyo objetivo es evitar la interferencia del chorro por el follaje del cultivo, como la turbulencia en el movimiento vertical del agua.

La longitud del tubo elevador depende del cultivo y del caudal de descarga de cada aspersor. Las longitudes mínimas recomendables se presentan en el Cuadro 12.

Cuadro 12. Longitudes mínimas de los elevadores para aspersores.

Caudal (l/s)	Longitud (cm)	Diámetro (pulgadas)
0,64	15	3/4
0,64 - 1,58	25	3/4
1,58 - 3,16	30	1
3,16 - 7,60	45	1

Tubo Elevador de la Subprincipal y Válvula

El tubo elevador de la principal tiene el papel de distribuir el agua desde la tubería enterrada al lateral porta aspersores, por medio de una válvula. En los sistemas portátiles, donde la principal esta en superficie, la distribución hacia las laterales se realiza normalmente con una T de acoplamiento rápido.

En sistemas fijos y semifijos es necesario emplear especial atención en escoger el diámetro del elevador, su método de armado, la válvula y su conexión a la lateral.

El diámetro del elevador se elige en función del caudal, de tal manera que tenga una pérdida de presión reducida. En el Cuadro 13 se presenta el diámetro de elevador recomendado para diferentes caudales, y las pérdidas de carga en un largo de 1 m.

A las pérdidas debido al elevador es necesario adicionar la pérdida que produce la válvula. La función de la válvula es la de abrir y cerrar el paso de agua y también regular la presión, existen varios tipos de válvulas, siendo las más utilizadas las de rosca de tipo Y, existiendo en el mercado desde 3/4 hasta 3 pulgadas. Las pérdidas de carga de las válvulas están dadas por los fabricantes.

La ubicación de los elevadores a lo largo de una principal enterrada dependerá del espaciamiento de las laterales, colocándose espaciamiento por medio, y de tal manera que una válvula cubra tres posiciones de la lateral. Dos que se acoplan directamente a la válvula (una a cada lado) y una tercera, hasta la cual el agua es llevada por una tubería de conducción. En estos casos, es necesario adicionar a las pérdidas de carga de la lateral la pérdida de esta tubería de conexión.

Cuadro 13. Pérdidas de carga (m/m) en elevadores de diferente diámetro.

Descarga (m ³ /hr)	Diámetro del elevador en pulgadas		
	1½	2	3
5	0,12		
10	0,40	0,30	0,05
15	1,75	0,60	
20	3,10	1,10	0,20
25	5,00	1,65	
30	7,20	2,30	0,40
35	10,00	3,10	
40		4,00	0,70

Otros Accesorios

Dentro de un equipo de riego por aspersión es necesario utilizar una serie de accesorios menores, tales como codos Tees, reductores, acoples, etc. Para cada uno de estos accesorios se puede a partir de tablas determinar sus pérdidas de carga, que por su pequeña magnitud se denominan singulares. una forma de estimarlos es asumirlos como un valor global que se estima del orden del 20% de la pérdidas del total de las pérdidas por fricción en las tuberías.

Si en el sistema se incluyen reguladores de presión, filtros, etc., será necesario utilizar las pérdidas de carga que recomiendan los fabricantes, para los diferentes diámetros y caudales.

A continuación, a manera de ejemplo, en el Cuadro N° 13 se presenta la pérdida de carga producida por diferentes accesorios en tuberías de 2, 4 y 8 pulgadas, expresada como longitud equivalente de tubería del mismo diámetro.

Cuadro 14. Pérdida de carga de diferentes accesorios, expresados como longitud equivalente de tubería.

Accesorio diámetro	Válvula de pie	Válvula de retención	Llave de compuerta	Codo de 90°	T de derivación
2"	5	3	2	1	0,75
4"	8	5	2,5	2	1,5
8"	11	7	3	2,9	2,3

Golpe de Ariete

Se conoce como golpe de ariete a la sobre opresión, respecto de la presión estática del sistema, que se origina al detener súbitamente el flujo de agua en una tubería de conducción de agua a presión. Este incremento de la presión se produce por la transformación de la energía cinética del agua en energía de presión. Se puede graficar el fenómeno asimilándolo al choque de un convoy de ferrocarril contra un obstáculo, deteniendo violentamente su movimiento y ocasionando un avance y retroceso de los carros después del choque, aumentando la presión sobre el obstáculo, hasta llegar al reposo.

El golpe de ariete se puede producir por las siguientes razones:

- Apertura o cierre muy rápido de una válvula.
- Golpe externo que origina la rotura de una tubería.
- Al comenzar el funcionamiento de una bomba.
- Al parar el funcionamiento de una bomba.

Para calcular el golpe de ariete existen dos situaciones:

- Cuando la detención del flujo se produce en forma instantánea, por cerrado rápido de válvulas, parada de bombas o rotura de tuberías (tiempo de parada inferior al "tiempo crítico").
- Cuando el cierre de las válvulas se produce en un tiempo superior al "tiempo crítico".

Se entiende por "tiempo crítico" (T_c) corresponde al tiempo de traslado de la onda de presión (ida y vuelta) a lo largo de la tubería de conducción. El T_c se calcula según la siguiente expresión:

$$T_c = \frac{2 * L}{V_w} \quad (42)$$

L = Longitud de la tubería, en m.
 Vw = Velocidad de la onda de propagación (m/s).

Vw se calcula a partir de la expresión siguiente:

$$Vw = 1,420 * [e * E / (e * E + K * D_e)]^{1/2}$$

Donde:

- 1,420 = Corresponde a la velocidad de las ondas sonoras en el agua (m/s).
 e = Espesor de la tubería (m).
 E = Modulo de elasticidad de la tubería (kg/m²).
 K = Modulo de elasticidad del agua (kg/m²).
 D_e = Diámetro externo de la tubería (m).

Módulos de elasticidad para tuberías de diferentes materiales y para el agua se presentan en el Cuadro 15.

Cuadro 15. Módulo de elasticidad de materiales usados en tuberías y para el agua (kg/m²).

Material	Módulo de elasticidad
Asbesto cemento	2,4 * 10 ⁹
P.V.C.	3,0 * 10 ⁸
Agua	2,0 * 10 ⁸

a) Cálculo del golpe de ariete por detención instantánea del flujo.

En esta situación el cálculo del golpe de ariete se obtiene de la siguiente expresión:

$$H = 0,0101 * V_o * [(K * E * e) / (e * E + K * D_e)]^{1/2} \quad (44)$$

H = Golpe de ariete, en m.
 V_o = Velocidad de circulación del agua en la tubería, antes del cierre o detención del flujo (m/s).

En estas circunstancias se puede utilizar la formula de Michaud:

$$H = \frac{L * V_o}{g * T} \quad (45)$$

g = Aceleración de gravedad ($9,8 \text{ m/s}^2$).
 T = Tiempo efectivo del cierre en s.

El cálculo de la presión correspondiente al golpe de ariete tiene mucha importancia en sistemas fijos y semifijos de cierta magnitud, en particular en terrenos con pendiente.

Para la selección de tuberías (clase) es necesario conocer la presión máxima a la que estará sometido el sistema de riego.

Para ello para diferentes tramos del sistema se debe conocer la presión dinámica y la magnitud de la suma de la presión estática más el golpe de ariete.

La clase de tubería se selecciona de acuerdo a la presión que presente la mayor magnitud (presión dinámica o suma de la presión estática más el golpe de ariete).

Accesorios del Equipo de Bombeo

Manómetros

Los manómetros son necesarios para indicar y controlar la presión existente en el sistema.

Medidores de agua

Permite medir y registrar los volúmenes de agua aplicados.

Válvula de retención

Se instalan a la salida de la impulsión, con el fin de impedir automáticamente el regreso del flujo hacia la bomba cuando esta se detiene o no está trabajando.

Llave de paso

Sirven para cortar completamente el flujo de agua de la bomba y aislarla del resto del sistema.

BIBLIOGRAFIA

Benami, A y Ofen, A. 1984. Irrigation engineering. IIIC, IESP. Israel. 257p.

CIDIAT. 1982. Manual de riego por aspersión. Serie Riego y Drenaje RD-28. 135p.

D'At de Sanint - Foulc, J. 1972. El riego por aspersión. Editores Técnicos Asociados. Barcelona. 252p.

Hurd, C.J. 1969. Guía para el riego por aspersión. AID. 90p.

Misión Técnica de Israel. 1975. Riego por aspersión. Criterios de diseño y problemas específicos. Desarrollo Integral de La Joya. Arequipa, Perú. 47p (miograf).

Pizarro, F. 1987. Riegos localizados de alta frecuencia. Ediciones Mundi-Prensa. Madrid. 459p.

DISEÑO EQUIPOS DE RIEGO LOCALIZADO

El mayor desafío de toda sociedad es el incrementar la producción de alimentos y conservar el recurso agua, para adecuarlos a las necesidades del mañana. Constantemente han sido desarrolladas nuevas tecnologías para afrontar este desafío. Por ejemplo, los avances del riego en las décadas pasadas han sido importantes, siendo el riego localizado una de las últimas innovaciones para la aplicación del agua, representando un avance definitivo en la tecnología de la irrigación, contribuyendo significativamente a la producción de alimentos y ahorro del agua, especialmente en aquellas regiones que fueron improductivas.

Este método de riego puede ser definido como la aplicación localizada del agua, a través de dispositivos ubicados a lo largo de tuberías (o goteros microaspersores, difusores, cintas etc).

A pesar de todas las potenciales ventajas de utilizar el sistema de riego localizado, como un medio para ahorrar agua de riego, existen muchos problemas inherentes. Un primer problema es la economía de un sistema de riego localizado. El sistema al estar compuesto por un red de tuberías y equipos hidráulicos, el costo de la inversión inicial es elevado y está directamente relacionado con el diseño. Sin embargo, el tender hacia sistemas de menor mano de obra y gran costo inicial involucrada, hace que se considere una mayor atención en la optimización del diseño para minimizar estas inversiones.

Aspectos Generales

Ventajas del riego localizado

Existen muchas referencias que resumen las ventajas de este método de riego y su comparación con los otros métodos de aplicación de agua.

Se sabe que los requerimientos de agua para riego pueden ser menores con riego localizado que con los otros métodos tradicionales. Los ahorros dependen del cultivo, suelo, condiciones ambientales y de la eficiencia de riego. La razón principal dada para este ahorro de agua es la pequeña porción de volumen de suelo a mojar, la disminución de la superficie evaporante, la mínima escorrentía de agua en el campo y la controlada profundidad de percolación debajo de la zona radicular, (Aljibury, 1974).

Howell et al (1981) revisó más de 50 reportes de investigaciones sobre respuesta del cultivo al riego localizado, publicado en la última década. Cuando se compara

el riego localizado con otros métodos de aplicación o sin riego, los rendimientos son iguales o mayores en todos los casos.

Existen evidencias experimentales que muestran que las aguas de con algún grado de salinidad pueden ser usadas con riego por localizado reduciendo los daños al cultivo.

La minimización del peligro de salinidad a las plantas regadas por riego localizado puede atribuirse a la disminución de la concentración de la solución del suelo, como consecuencia de la alta frecuencia de riego utilizada para mantener altos contenidos de agua en la zona radicular, Bernstein and Francois (1973).

El riego por goteo ofrece considerablemente flexibilidad en la fertilización, Chesness et al. (1976) indica que fertilizantes, herbicidas, insecticidas, fungicidas pueden ser abastecidos para mejorar la producción del cultivo.

La propagación de malas hierbas puede reducirse bajo riego localizado debido a que solamente se humedece una fracción de la superficie del suelo.

Los equipos de riego localizado tiene unos costos de bombeo reducidos debido a que las presiones de operación son considerablemente menores comparados con otros tipos de sistemas presurizados.

Desventajas del riego localizado

Se han encontrado algunos problemas en los mecanismos de aplicación de agua con equipo de Riego localizado para suelos diferentes, calidad de agua y condiciones ambientales.

Entre las más importantes desventajas de este método de riego comparado con otros métodos se pueden citar: (1) Obstrucción de los emisores; (2) limitaciones técnico-económicas.

Bucks et al. (1977) manifiesta que la obstrucción de los emisores es considerado el más serio problema en riego localizado, a menos que sean tomadas medidas preventivas.

Componentes del sistema

En el diseño de los componentes y partes de los sistemas de riego localizado han ocurrido muchos avances significativos. Los componentes básicos de un sistema de Riego localizado incluye bomba, filtros, líneas de distribución, emisores y otros controles y equipos de monitoreo; como se muestra esquemáticamente en la Figura 1.

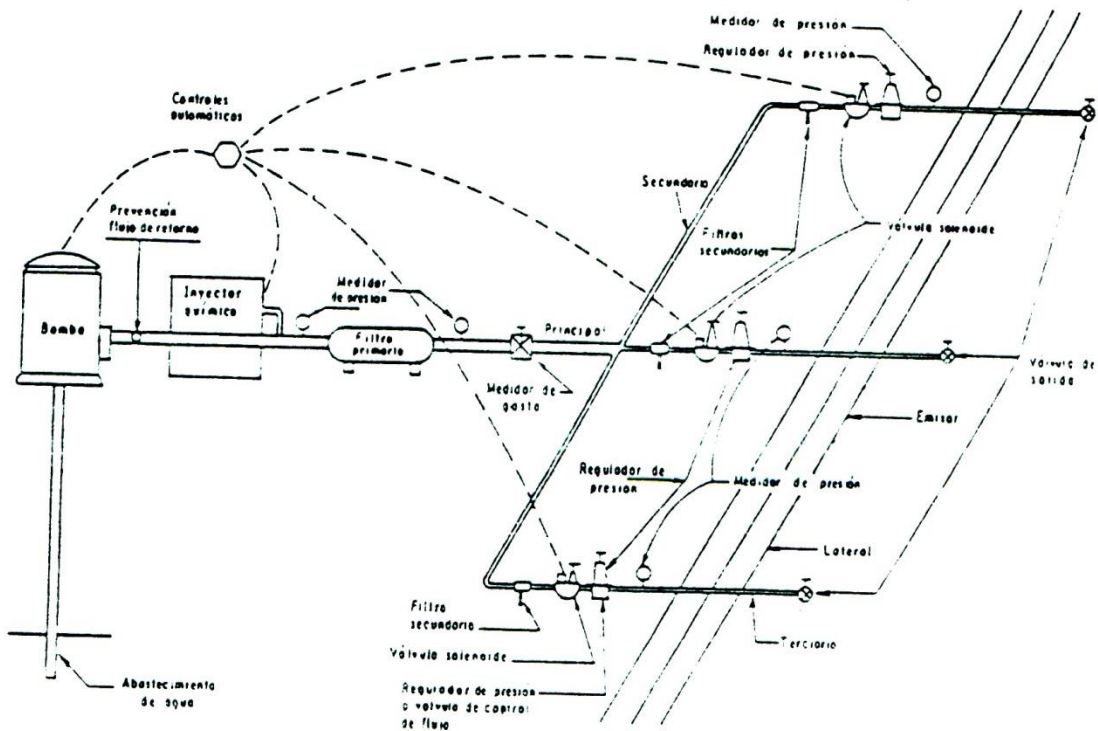


Figura 1. Esquema típico de un sistema de riego por goteo.

Tuberías principales y secundarias

Están constituidas por conductos que transportan el agua desde la fuente hasta las unidades o subunidades; se ha generalizado el uso de materiales plásticos (PVC), que deben ir enterrados para evitar daños, fracturas o descomposición por los rayos solares.

Las longitudes estarán condicionadas por el trazado, el tamaño y número de las unidades de riego.

El dimensionamiento del diámetro tendrá que estar basado en criterios económicos.

Terciarios

Las tuberías terciarias, dentro de las unidades de riego, son las que llevan el agua a las tuberías laterales.

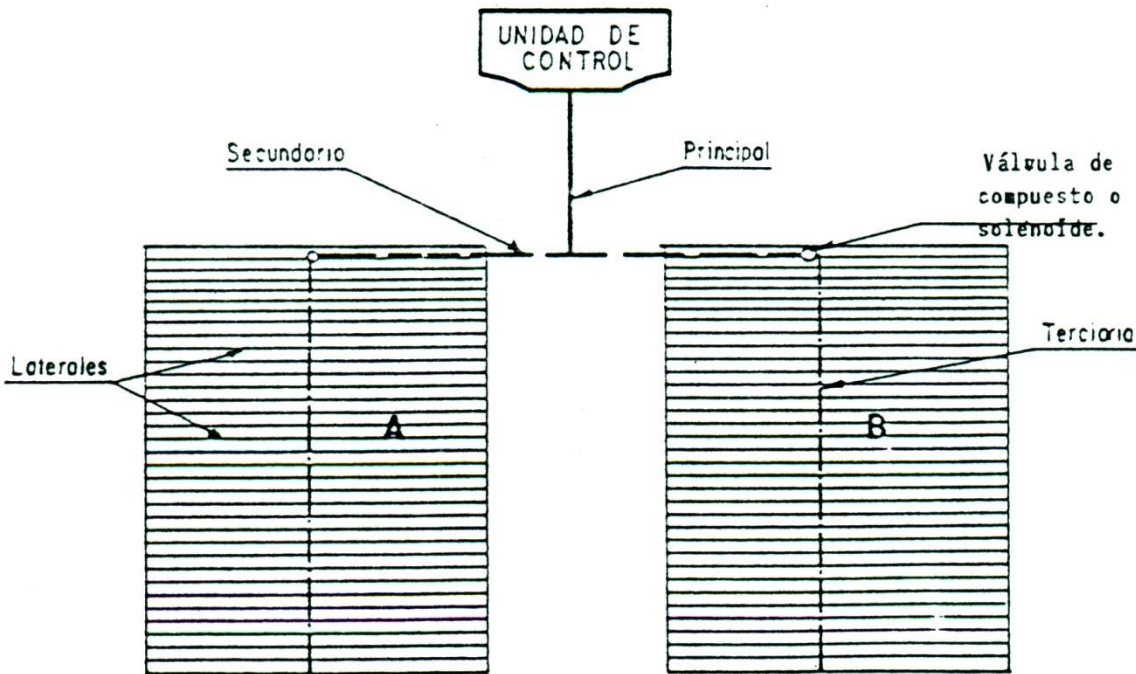
El material utilizado es tuberías de cloruro de polivinilo, PVC las que tendrá que ir enterradas.

Laterales

Son líneas que están conectadas al emisor, generalmente son de PEHD en diámetros entre 12 y 16 mm.

Existen en el mercado ciertas tuberías laterales perforadas que aplican directamente el agua, sin necesidad de emisor especiales.

A continuación se presenta un esquema una instalación, en la que se muestran la unidad de control, llamado también cabezal, la tubería principal y secundarias, y las denominadas "Unidades de Riego" que están compuestas por la terciaria más los laterales.



A, B : Unidad de riego.

Emisores

Los emisores son los últimos puntos del sistema por donde se aplica agua al suelo de una forma controlada; de su buena selección dependerá lo adecuado del diseño.

Un emisor eficiente es aquel que cumple las siguientes características:

- Descarga baja, uniforme y constante (2-120 l/h), para una carga de 10 a 20 m.
- Debe tener una sección hidráulica adecuada para evitar obstrucciones por lo que su fabricación debe ser precisa.
- Debe ser económico y compacto.
- Resistente a la contaminación química y ambiental.
- Reducida pérdida de carga en el sistema de conexión.

DISEÑO AGRONOMICO

Introducción

El diseño agronómico es el componente fundamental en todo proyecto de riego, y los riego localizados no son una excepción. Es la parte en la que los errores tienen consecuencias más graves; de nada sirven unos afinados cálculos hidráulicos en la instalación de riego o una perfecta elección de los automatismos, si se parte de un diseño agronómico equivocado cuya consecuencia es, por ejemplo, la salinización del suelo por falta de lavado o la insuficiencia en el volumen de suelo humedecido, por instalar un número equivocado de emisores. Por otra parte, como también ocurre en los demás métodos de riego, el diseño agronómico es la parte del proyecto que más dificultades presenta, tanto de tipo conceptual como de dificultad de cuantificar mediante fórmulas, coeficientes, tablas, etc. una serie de cuestiones en la que interviene la biología. Por todo ello es una fase del trabajo donde hay que extremar el sentido común y la observación de la realidad.

El diseño agronómico es parte del proyecto en cuando decide una serie de elementos de la instalación tales como números de emisores, disposición de los mismos, etc. Además proporciona unos datos básicos para el posterior diseño hidráulico, como caudal por emisor y planta, duración del riego, etc.

El diseño agronómico se desarrolla en dos fases:

- 1° Cálculo de las necesidades de agua.
- 2° Determinación de la dosis, frecuencia y tiempo de riego.
Número de emisores por planta y caudal del emisor.

Finalmente debe decidir acerca de la disposición de los emisores.

De estos temas trata este capítulo. A lo largo del mismo y como complemento de la teoría, se irá estudiando un caso práctico, concretamente el de riego por goteo de parronales en las zona de San Felipe. Al final del capítulo se incluyen una recopilación del caso citado de parronales.

Necesidades de Agua

A efectos de diseño, lo que interesa conocer acerca de las necesidades de agua es su valor máximo, en función del cual se dimensionan posteriormente las instalaciones de riego. Para otro tipo de trabajos puede interesar el cálculo de las necesidades de un cultivo a lo largo de todo su ciclo, como es el caso de los estudios económicos, en los que hay que valorar el costo del agua, o las necesidades anuales de las alternativas para conocer, por ejemplo, la superficie que se puede abastecer con un embalse. En este trabajo nos vamos a limitar al estudio de la necesidades máximas.

Cálculo de la Evapotranspiración Potencial (ET_o)

El cálculo de ET_o se puede realizar a bases de la metodología propuesta en la publicación "Las Necesidades de Agua en los Cultivo" (FAO 1976). En el caso del ejemplo se calculará por el método de la bandeja de evaporación clase A. La evaporación de bandeja de San Felipe aparece en el Cuadro 1, donde también se indica la ET_o siendo el valor máximo el de Febrero (5.9 mm/día).

Cuadro 1. Evaporación de bandeja clase "A". San Felipe (mm/día).

MES	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
Eb	8.3	8.4	5.4	3.6	2.1	1.4	1.2	2.1	3.4	4.8	6.9	7.6
Kp	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
ET _o	5.8	5.9	3.8	2.5	1.5	1.0	0.8	1.5	2.4	3.4	4.8	5.3

Kp = Coeficiente de bandeja (ET_o = Eb x Kp).

donde :

Eb = Evaporación de bandeja Clase A

Kp = Coeficiente de bandeja

ET_o = Evapotranspiración potencial

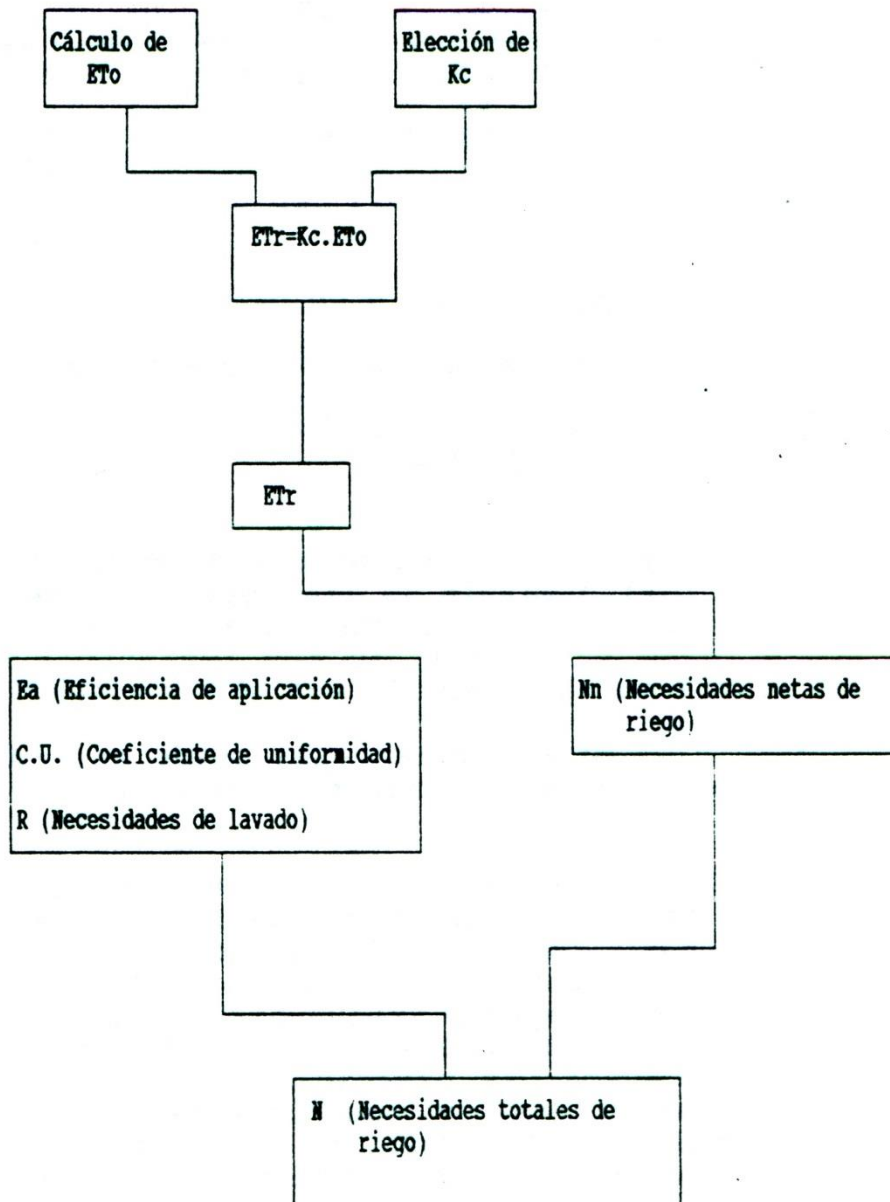


Figura 2. Esquema del cálculo de las necesidades máxima de agua, en riegos localizados de alta frecuencia.

En el Cuadro 2 se adjuntan los coeficientes de cultivos (Kc) de la vid, además se presenta el cálculo de la evapotranspiración real ($ETr = ETo * Kc$) para un parronal de vides en San Felipe.

La evapotranspiración máxima corresponde a meses de Febrero con 5,8 mm/día.

Cuadro 2. Cálculo evapotranspiración real.

	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.
Kc	0.51	0.51	0.59	0.91	0.99	0.99	0.99	0.79	0.76	0.2	0.2	0.2
ET _o	1.5	2.4	3.4	4.8	5.3	5.8	5.9	3.8	2.5	1.5	1.0	0.8
ET _r	3.0	3.0	2.2	4.4	5.3	5.7	5.8	3.0	1.9	0.3	0.2	0.2

Necesidades Netas (Nn)

Las necesidades netas de riego se pueden calcular :

$$Nn = ET - Pe - Gw \pm w \quad (1)$$

Aunque estadísticamente en el mes de máximas necesidades se produzca una cierta lluvia la precipitación efectiva Pe, no debe tenerse en cuenta. En efecto, dada la alta frecuencia de riego, que a veces es diaria, es muy improbable que siempre ocurra una lluvia en el intervalo entre dos riegos.

En cuanto al aporte capilar (Gw) puede ser importante en los casos en que la capa freática esté próxima. Su calculo es materia difícil.

La variación de almacenamiento de agua del suelo (w) generalmente no se debe tener en cuenta para el cálculo de las necesidades máximas: los riegos localizados pretenden mantener próximo a cero el potencial hídrico del suelo, lo que consiguen reponiendo con alta frecuencia el agua extraída. Si se permite que las necesidades de los cultivos se satisfagan con el agua almacenada, la humedad del suelo y el potencial hídrico irán disminuyendo y posiblemente alcancen valores alejados del óptimo. No obstante puede haber situaciones particulares en que esté justificado el incluir w en el cálculo.

Por tanto, en la mayoría de los casos se cumplirá que $Nn = ET$. Este es desde luego el caso del ejemplo estudiado:

$$Nn = 5,8 \text{ mm/día}$$

Recordemos el que no tener en cuenta Pe y w es a efectos de las necesidades máxima, que son las que intervienen en el diseño. Para el cálculo de las necesidades anuales sí deben considerarse dichas magnitudes.

Necesidades Totales (Nt)

Para el cálculo de las necesidades totales a partir de las necesidades netas hay que tener en cuenta tres hechos:

- Pérdida de agua por percolación.
- Necesidades de lavado.
- Falta de uniformidad del riego.

Eficiencia de Aplicación de Riego Localizado (Ea)

Varios autores informan acerca de los valores de Ea. Entre ellos seleccionamos los proporcionados por Keller (1978) según el cuál, para la estimación de Ea hay que distinguir dos casos.

- 1° Climas áridos, en los que para el cálculo de Nn no se ha tenido en cuenta la precipitación efectiva (Pe). Los valores de Ea se muestran en la Tabla 1.

Tabla 1. Valores de Ea en climas áridos.

PROFUNDIDAD DE RAICES (m)	TEXTURA			
	MUY POROSA (grava)	ARENOSA	MEDIA	FINA
< 0,75	0,85	0,90	0,95	0,95
0,75 - 1,50	0,90	0,90	0,95	1,00
> 1,50	0,95	0,95	1,00	1,00

En riego por difusores o microaspersión, disminuir estos valores en 0,10.

- 2° Climas húmedos, en los que para el cálculo de Nn se ha tenido en cuenta Pe. Los valores de Ea se muestran en la Tabla 2.

Tabla 2. Valores de Ea en climas húmedos.

PROFUNDIDAD DE RAICES (m)	TEXTURA			
	MUY POROSA (grava)	ARENOSA	MEDIA	FINA
< 0,75	0,65	0,75	0,85	0,90
0,75 - 1,50	0,75	0,80	0,90	0,95
> 1,50	0,80	0,90	0,95	1,00

En riego por difusores o microaspersión, disminuir estos valores en 0,05.

Necesidades de Lavado

El cálculo de las necesidades de lavado R es asunto complicado. Su estudio detallado se puede ver en "Drenaje Agrícola y recuperación de suelos salinos" (F. Pizarro, Ed. Agrícola, Madrid, 1985). Un método más sencillo de cálculo aunque menos correcto, consiste en calcular LR según:

$$LR = \frac{CEi}{2CEe} \quad (2)$$

donde:

CEi: Conductividad eléctrica del agua de riego.

CEe: Conductividad eléctrica del extracto de saturación del suelo, valor que se impone como objetivo a conseguir con el lavado, y que depende de los cultivos a implantar.

Ejemplo

Retomemos nuestro ejemplo parronales en el punto en que lo habíamos dejado: $Nn = 5,8$ mm/d. Para el cálculo de Nt hay que conocer CU , Ea y LR .

CU : Se establece en $0,90$ y depende del diseño.

Ea : Clima árido, profundidad de raíces: $0,75-1,50$ m, textura: entre media y pesada; $Ea = 0,95$.

LR : $CEi = 0,5$ mmhos/cm

$CEe = 1,5$ mmhos/cm (parronales, producción del 100%)

$$LR = \frac{CEi}{2CEe} = \frac{0,5}{2 * 1,5} = 0,17$$

$$K = 1 - Ea = 1 - 0,95 = 0,05$$

$$K = LR = 0,17$$

Se elige el valor de K , de $0,05$ debido a que en esta zona llueve en invierno y no hay peligro de salinización. En zonas con peligro de salinización se acoje el valor más alto.

Aplicando:

$$Nt = \frac{Nn}{(1-K) * CU} = \frac{5,8}{(1-0,05) * 0,9} = 6,78 \text{ mm/día}$$

que también se puede expresar así:

- Necesidades diarias por árbol (marco $4 * 4$) parronal:

$$6,78 * 4 * 4 = 108,5 \text{ l/árbol día}$$

- Caudal ficticio continuo 24 horas:

$$q = \frac{6,78 * 10.000}{24 * 3.600} = 0,79 \text{ l/seg ha}$$

Dosis, Frecuencia y Tiempo de Riego, Número de Emisores por Planta y Caudal Emisor

En la fase de diseño agronómico todas estas magnitudes están relacionadas entre sí, de forma que una variación en alguna de ellas modifica a las demás. Por tal razón hay que estudiarlas conjuntamente y aunque en principio parezca lo contrario, conviene empezar por el número de emisores por planta.

Número de Emisores por Planta

El número de emisores por planta determina una característica agronómica muy importante de los riegos localizados: el porcentaje de superficie mojada. Veamos en primer lugar las necesidades de los cultivos a este respecto y después estudiaremos el área mojada por cada emisor y los muy variados sistemas de distribución espacial de éstos.

Porcentaje de Superficie Mojada

Una de las características de Riego Localizado es precisamente la localización, es decir, el aplicar el agua solamente a una parte del suelo. A efectos de diseño es necesario establecer un mínimo de volumen de suelo a humedecer. En frutales del 30-40 por 100 pueden ser suficientes. Con estos valores el porcentaje de raíces que absorben el agua es mucho mayor, ya que la concentración de raíces en el bulbo húmedo pueden aumentar entre el 200 y el 400 por 100.

En la práctica del diseño, el concepto de porcentaje de suelo mojado se sustituye por el de "porcentaje de superficie mojada", que aunque menos significativo, es más fácil de manejar y medir. Este parámetro fue definido por Keller y Karmeli (1974) como la relación expresada en tanto por 100, entre área mojada por los emisores y el área total. En 1978, Keller y Merriam estandarizan que el área mojada se mida a 30 cm de profundidad y posteriormente H. Abreau sugiere que esa medida se haga a la profundidad en que la densidad radicular sea máxima.

<u>P. Mínimo</u>	
Clima húmedo	20%
Clima árido	33%

En cambio en el caso de cultivos herbáceos el valor de P debe ser mayor, llegando incluso al 70 por 100.

La elección de P es asunto importante: valores altos de P aumentan la seguridad del sistema, sobre todo en caso de avería de la instalación o situaciones de extrema evapotranspiración, ya que el mayor volumen de suelo explorado por las raíces permite a éstas extraer más agua del suelo y resistir más tiempo. En cambio al aumentar P aumenta el coste de la instalación (más emisores por planta, mayores diámetros en las tuberías, etc.). Digamos finalmente que cuanto mayor es el intervalo entre riego, mayor es el riego en caso de un valor de P muy próximo al mínimo.

Area Mojada por un Emisor

Para determinar el área mojada por un emisor conviene hacer una discusión entre microaspersión y goteo, incluyendo en el primer grupo a la amplia gama de difusores y en el segundo a los emisores de bajo caudal que utilizan el propio suelo para la propagación de la humedad.

En el caso de microaspersión puede bastar con medir la superficie efectivamente mojada o calcularla a partir de los datos de los catálogos. Aunque a 30 cm de profundidad el área mojada sea algo mayor, la diferencia se puede despreciar.

En el caso de goteros el asunto es más complejo debido a que intervienen numerosos factores como textura, estratificación del suelo, caudal del emisor y tiempo o volumen de riego que permite extender superficialmente el bulbo en suelos muy permeables.

En términos cuantitativos, el cálculo del área mojada por un emisor se puede hacer por dos procedimientos:

- 1) utilización de tablas; y,
- 2) prueba de campo.

Utilización de tablas

Diversos autores han propuesto una tablas que racionan la extensión del bulbo húmedo con algunos factores que intervienen, generalmente la textura del suelo. El uso de tales tablas será tanto más inadecuado cuanto más factores se ignoren y en este sentido hay que tener en cuenta que, por ejemplo, la simple descripción de la textura de un suelo no informa cuantitativamente en relación con el movimiento de

agua, o que en un factor muy importante a estos efectos, pero muy difícil de tabular, es la estratificación o la presencia de piedras. Por tanto, aunque se llegue a disponer de tablas muy completas en ciertos datos de entrada como caudal del emisor, volumen de agua, etc., su uso adolecerá siempre de inexactitud, por lo que a nivel de diseño deben emplearse con mucha prudencia. Después de esta advertencia, incluimos una de esas tablas, debida a Keller (1978) (Tabla 3).

Tabla 3. Diámetro mojado por un emisor de 4 l/h.

PROFUNDIDAD DE RAICES Y TEXTURA DEL SUELO	GRADOS DE ESTRATIFICACION DEL SUELO		
	HOMOGENEO	ESTRATIFICADO	EN CAPAS
DIAMETRO MOJADO (m)			
Profundidad = 0,80 m			
Ligera	0,50	0,80	1,10
Media	1,00	1,25	1,70
Pesada	1,10	1,70	2,00
Profundidad = 1,70 m			
Ligera	0,80	1,50	2,00
Media	1,25	2,25	3,00
Pesada	1,70	2,00	2,50

Pruebas de Campo

El mejor procedimiento de conocer el área mojada por un emisor consiste en realizar una prueba de campo, la cual debe realizarse en condiciones lo más parecidas posible a las que se presenten posteriormente en el terreno. Las pruebas son fáciles de realizar y no necesitan un equipo muy costoso, a pesar de lo cual y de ser el mejor método, no es frecuente que se hagan a nivel de diseño.

Para realizar las pruebas es necesario tener una idea aproximada de las dosis de riego y del caudal de los emisores a utilizar. Un depósito portátil de unos 200 l., algunos metros de tubería de polietileno y unos emisores es el equipo que se necesita. Aunque las pruebas se pueden hacer de muchas formas, seguimos una sistemática basada en la elaborada por Hernández Abreu.

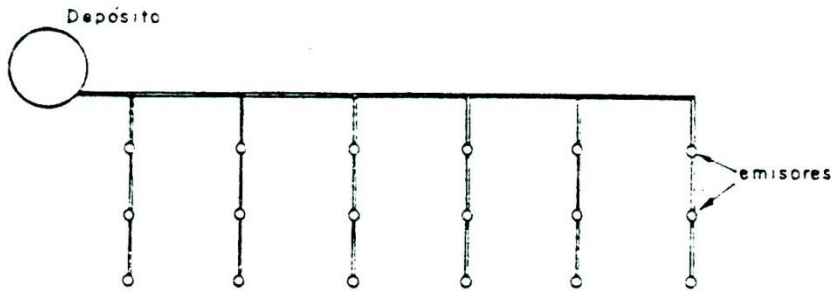


Figura 3. Esquema de la prueba de campo.

En la Figura 3 se muestra un esquema de la prueba. Los emisores, todos iguales, se instalan en grupos de tres y se hace que cada grupo emita un distinto volumen de agua por emisor (V_e), variando el tiempo de riego. El hecho de que haya tres emisores para cada grupo de V_e es para hallar valores medios. Hay que tomar la precaución de espaciar suficientemente los emisores, para que no se produzcan solapes en los bulbos húmedos.

Una vez aplicados los volúmenes, o preferiblemente después de varios ciclos de humedecimiento y secado, se excava el terreno anotando para cada caso el radio (r) y la profundidad (p) del bulbo húmedo, lo que permitirá confeccionar una tabla como la de la Figura 4.

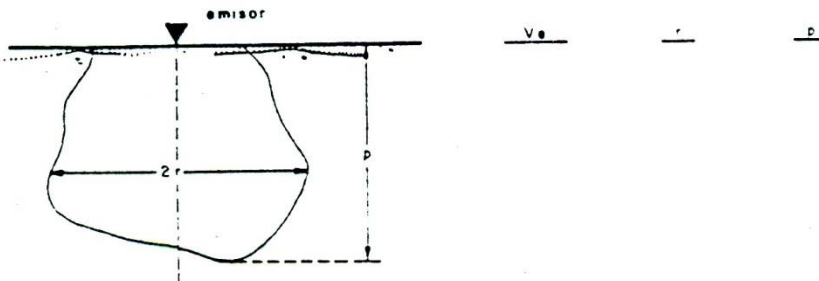


Figura 4. Esquema de muestreo.

La utilización de los datos de esta tabla se explica a continuación con ayuda de un ejemplo.

Cálculo a partir de la prueba de campo

Símbolos:

- Nt = necesidades totales de riego (l/planta día).
- D = dosis de riego (l/planta).
- I = intervalo entre riegos (días).
- Sp = superficie ocupada por planta (m²).
- P = porcentaje de superficie mojada.
- Ae = área mojada por emisor (m²).
- e = número de emisores por planta.
- Ve = volumen de agua por emisor en cada riego (litros).
- qa = caudal medio por emisor (l/h).
- t = tiempo de riego (horas).
- p = profundidad del bulbo húmedo (m).
- r = radio del bulbo húmedo (m).
- pr = profundidad radicular (m).

Fórmulas a utilizar

$$a) 0,9 pr < p < 1,2 pr \quad (3)$$

Esta fórmula establece unos límites a la profundidad del bulbo húmedo, de forma que no sea menor del 90 por 100 de la profundidad radicular ni mayor del 120 por 100 de la misma. Como se verá más adelante, a valores reducidos de p corresponde mayor número de emisores (e) y mayor porcentaje de superficie sombreada (P), es decir, una instalación más cara pero más eficiente desde el punto de vista agronómico.

$$b) e > \frac{Sp * p}{100 * Ae} \quad (4)$$

Esta relación garantiza que el área mojada por todos los emisores que riegan una misma planta sea mayor que las necesidades mínimas definidas por P.

$$c) D = e * Ve \quad (5)$$

$$e * Ve = Nt * I \quad (6)$$

Ejemplo

Continuamos con el ejemplo de los parronales, de los que se había calculado Nt = 108,5 l/árbol día.

Otros Datos

Marco de plantación vides en parronal 4 * 4; Sp = 16 m²
 Profundidad radicular en vides: pr = 1,10 m.

Se impone un porcentaje mínimo de superficie mojada de P = 33 por 100 y un intervalo entre riegos de I = 1 días.

Se prevee la utilización de emisores de qa = 4 l/h.

Los datos de la prueba de campo son:

Cuadro 3.

Ve(l)	r(m)	p(m)
4	0,25	0,30
8	0,33	0,39
12	0,40	0,50
16	0,53	0,63
20	0,58	0,69
24	0,60	0,90
28	0,63	1,05
32	0,64	1,22
36	0,65	1,40
40	0,66	1,60

Aplicando $0,9 pr < p < 1,2 pr$, la profundidad del bulbo debe estar comprendida entre 0,99 y 1,32 m.

Debido a lo anterior se selecciona de la prueba de campo la línea correspondiente a p = 1.22 m, con r = 0,64 m, y Ve = 32 l/h.

$$Ae = \pi r^2 = 1,29 \text{ m}^2$$

Aplicando:

$$e > \frac{Sp * p}{100 * Ae} = \frac{16 * 33}{100 * 1,29} = 4,09$$

Se utilizan 5 emisores, e = 5 con frecuencia diaria I = 1.

Se recalcula el volumen de agua por emisor en cada riego (Ve).

$$Ve = \frac{I * Nt}{e} = \frac{1 * 108,5}{5} = 21,7 \text{ litros}$$

La aplicación de este volumen de agua daría lugar a un bulbo poco profundo. Obsérvese en los datos de la prueba de

campo que con $V_e = 24,1$, la profundidad del bulbo alcanza 0,9 m, inferior al límite antes calculado de 0,99 m. Por tanto, se desecha la solución $e = 5$ emisores.

Para $I = 1$, $e = 4$ y $N_t = 108,5$

$$V_e = \frac{I * N_t}{e} = \frac{108,5}{4} = 27,1 \text{ litros}$$

En la tabla hay un valor muy parecido, $V_e = 28 \text{ l}$, con $r = 0,63 \text{ m}$ y $p = 1,05 \text{ m}$.

Calculemos P según :

$$A_e = \pi r^2 = 1,25 \text{ m}^2$$

$$P = \frac{100 * e * A_e}{S_p} = \frac{100 * 4 * 1,25}{16} = 31,3 \%$$

Esa solución es aceptable. La duración del riego sería:

$$t = \frac{N_t}{e * q_a} = \frac{108,5}{4 * 4} = 6,78 \text{ horas}$$

$$V_e = 6,78 * 4 = 27,1 \text{ l.}$$

$$D \text{ (Dosis de riego)} = e V_e = 4 * 27,1 = 108,5 \text{ l/planta.}$$

Cálculo por Medio de Tablas

Aplicaremos la tabla 3 al mismo ejemplo de los Parronales.

$$N_t = 108,5$$

$$S_p = 4 * 4 = 16 \text{ m}^2$$

$$P = 30 \%$$

$$q_a = 4 \text{ l/h}$$

$$p_r = 1,10 \text{ m}$$

Textura = media.

Grado de estratificación = estratificado.

Interpolando en la tabla 3 se obtiene un diámetro mojado de $2r = 1,25 \text{ m}$.

$$A_e = \pi r^2 = 1,23 \text{ m}^2$$

El número de emisores se calcula igualmente por :

$$e > \frac{S_p * P}{100 * A_e} = \frac{16 * 30}{100 * 1,23} = 3,9$$

Se instalan 4 emisores por árbol. El caudal que recibe un árbol es de $4 * 4$ l/hora. El intervalo de riego es $I = 1$ día. En cada caso, la dosis y la duración del riego serán:

$$D = Nt * I$$

$$D = 108,5 * 1$$

$$t = D/28$$

$$t = 108,5/16 = 6,8 \text{ horas}$$

Disposición de los Emisores

Parte importante del diseño agronómico es la distribución de las tuberías laterales y la disposición de los emisores. Varios condicionantes intervienen en este problema. Por una parte deben cumplirse los requisitos antes estudiados de número de emisores por planta; por otra, los materiales situados sobre el terreno deben permitir la ejecución de las labores, pasos de maquinaria, etc. La topografía obliga a veces a determinadas formas de cultivo (curvas de nivel, por ejemplo) y de distribución de las líneas de riego. Finalmente hay una cuestión de ahorro de inversión de tuberías.

El marco de plantación, aunque hay que señalar que muchas distribuciones tradicionales de cultivos en línea vienen impuestos por razones no puramente agronómicas (suelo, luz, etc.) sino por otras que pueden verse modificadas con los riego localizados como son disposiciones y tamaños de surcos, etc.

A continuación se dan unas ideas de carácter general, aunque en cada caso el proyectista deberá ponderar los factores que intervienen y adaptar estas recomendaciones a su caso particular.

Arboles

En la Figura 5 se muestran algunas disposiciones posibles de emisores para el riego de árboles. Una primera advertencia es que con frecuencia, al realizar la plantación se instala un número de emisores menor que el definitivo y que éstos se van aumentando a medida que el árbol crece. A veces los árboles se plantan con los laterales extendidos pero sin haber colocado aún los emisores, los cuales se instalan después de la plantación.

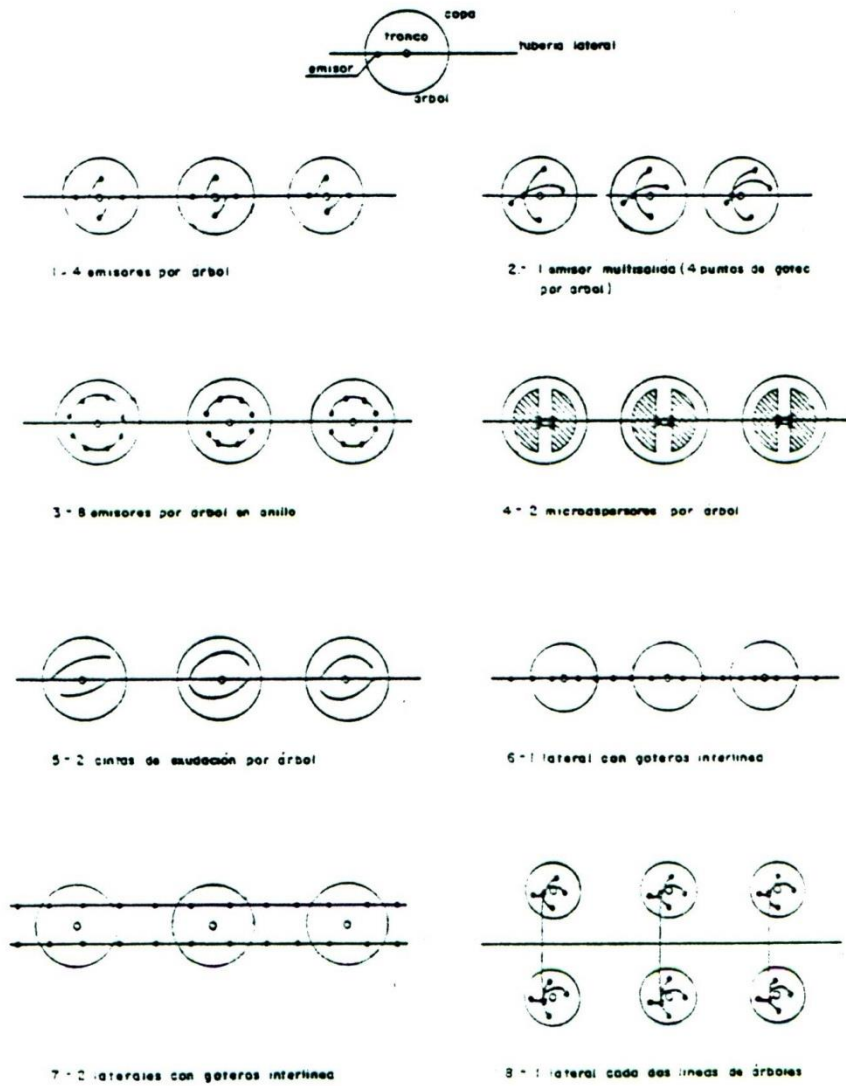


Figura 5. Algunas disposiciones posibles para el riego de árboles.

En el caso de plantaciones jóvenes, como muestra la Figura 6, si los emisores se sitúan de forma que el bulbo húmedo no esté muy próximo a las raíces, éstas pueden encontrar dificultad en atravesar el suelo situado entre el árbol y los bulbos, ya que en esa región habrá poca humedad y mayor concentración de sales. Es recomendable situar los emisores próximos al árbol y cuando éste se desarrolle, desplazar los emisores a su posición definitiva.

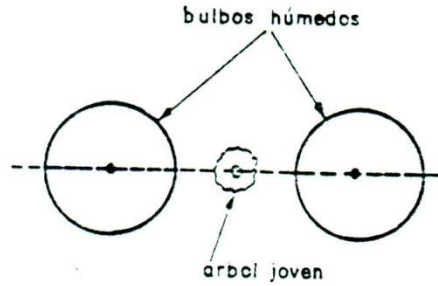


Figura 6.

En el caso de un lateral con goteros interlínea es necesario que los bulbos se solapen. De otra forma las raíces no atravesarán la zona seca y salina situada entre los bulbos (Figura 7) y no alcanzarán los bulbos más alejados.

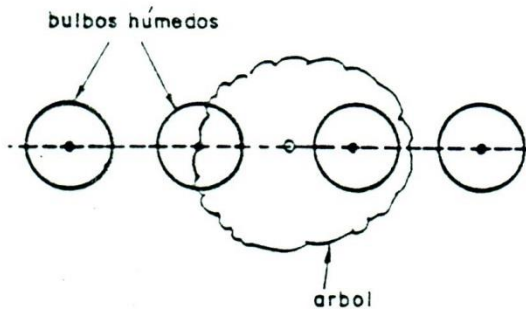


Figura 7.

El traslaje se define en forma de porcentaje respecto al radio del bulbo húmedo. Dicho porcentaje debe estar comprendido entre el 15 y el 30 por 100. En la Figura 8 se muestran dos emisores cuyos bulbos se traslajen una distancia $\ll s \gg$. El radio del bulbo es $\ll r \gg$ y el porcentaje de traslaje se denomina $\ll a \gg$:

Para que se cumpla la condición de traslaje, la separación entre emisores debe ser :

$$S_e = r * (2 - a/100)$$

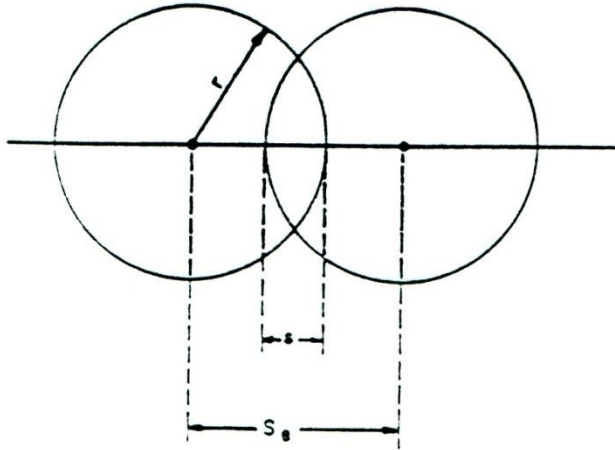


Figura 8. Traslaje de bulbos húmedos

Ejemplo

Siguiendo el ejemplo se calcula la separación entre dos goteros de manera que se produzca un traslaje del 30 por 100, cuando el radio del bulbo húmedo es de 63 cm.

$$S_e = 63 * (2 - 30/100) = 107 \text{ cm} \approx 100 \text{ cm}$$

Si disminuimos el espaciamiento S_e a 100 cm aumentemos el traslaje a 41,3% con un porcentaje de suelo mojado del 24,7%. Esto es aceptable en vides.

$$P = (100 * e * A_e) / S_p = (100 * 4 * 0,989) / 16 = 24,7\%$$

$$A_e = 0,5 * 0,63 * \pi = 0,989 \quad (\text{Area elipse})$$

Cultivos Herbáceos

Los cultivos anuales que se riegan con riego localizado suelen ser los hortícolas. En todos estos cultivos la distancia entre plantas a lo largo de la línea es reducida, del orden de pocos decímetros y en estos casos se recurre no a humedecer cada planta, sino a formar una franja húmeda continua a lo largo de la línea. La disposición típica para el riego de estos cultivos es de una tubería lateral por cada línea de plantas, con emisores muy próximos entre sí de forma que los bulbos húmedos se traslapen, lo que es una condición muy importante para evitar que hayan plantas en la zona seca y salina situada en el borde de los bulbos.

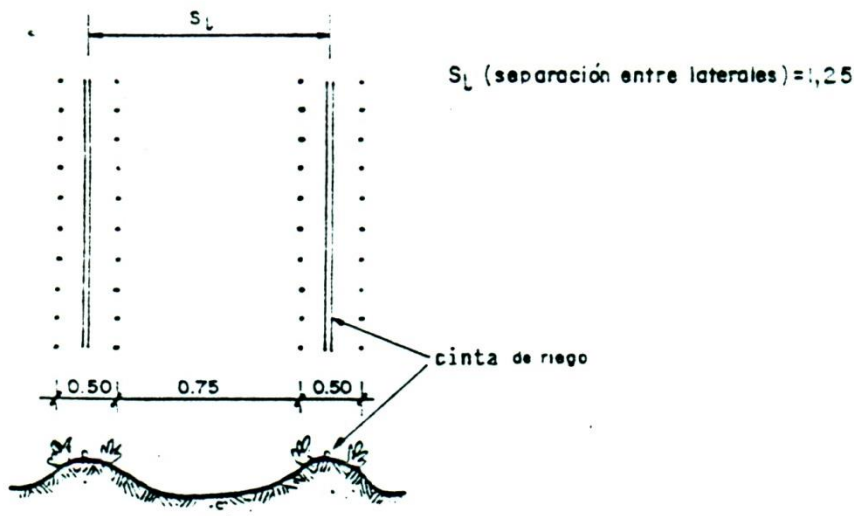


Figura 9.

Muchas empresas de riego han desarrollado tuberías laterales con emisores incorporados a distancias del orden de 20-80 cm, que son muy adecuadas para el riego de los cultivos hortícolas. Asimismo, son muy indicadas las cintas.

La solución de un lateral de riego por cada línea de plantas supone una enorme longitud por ha de este material, por lo que con frecuencia se instala un lateral por cada dos líneas. Para ello normalmente deben modificarse los marcos tradicionales de plantación, manteniendo la misma densidad de plantas pero aproximándolas a los laterales de riego. Como ejemplo, en la Figura 9 se muestra el caso del cultivo de tomate.

Una precaución importante a adoptar en el riego localizado de cultivos anuales es asegurar la humedad necesaria para la germinación. Si la semilla, que generalmente se entierra a poca profundidad, se encuentra a varios decímetros del emisor, se corre el riesgo de que el bulbo húmedo esté más profundo

que la semilla y ésta no germine satisfactoriamente. Para solventar este problema a veces se recurre a instalaciones de aspersión para las primeras fases de la planta.

Ejemplos de Diseño Agronómico Completo

Se incluye dos ejemplos que corresponden a dos casos más frecuentes en riego localizado: cultivos frutales y hortalizas. En el primer caso se trata de parronales y en el segundo de tomate en invernadero.

Cultivo Frutal Parronal

Se trata del ejemplo que se a desarrollado en este capítulo. Para no repetir los cálculos nos limitamos a relacionar los datos mas significativos y los resultados se continuará utilizando en el ejemplo elegido para el cálculo hidráulico.

Cultivo : Parronal (var. sultanina)
Superficie : 11 ha
Marco de plantación : 4 * 4 (4 m entre hileras)
Profundidad de raíces : $pr = 1,10$ m
Conductividad del agua de riego : $CEi = 0,5$ mmhos/cm
Necesidades totales de riego : $Nt = 6,78$ mm/d
Coeficiente de uniformidad : $CU = 0,90$
Necesidades diarias por árbol : 108,5 litros
Caudal continuo 24 horas : 0,79 l/seg/ha
Intervalo entre riegos : $I = 1$ día
Número de emisores por árbol : $e = 4$
Caudal de cada emisor : $qa = 4$ l/h
Volumen de riego por emisor : $Ve = 271$ l
Tiempo de riego : $t = 6,78$ horas
Porcentaje de superficie mojada : $P = 31,3$

Cultivo Hortícola: Tomate Invernadero

El tomate en invernadero se cultiva en diferentes zonas del país, una de ellas es Quillota. Para lo cual se realizará este ejemplo.

Cálculo de las necesidades de agua

El mes de máxima demanda es noviembre con una ET_0 media de 5,18 mm/día. El coeficiente de cultivo es $Kc = 0,86$.

Cuadro 4.

	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
Kc	-	-	-	-	-	-	0,25	0,67	0,96	1,01	0,86	0,56
Eb	-	-	-	-	-	-	1,4	1,9	3,4	5,2	7,4	8,6
Kp	-	-	-	-	-	-	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7	0,7
ETR	-	-	-	-	-	-	0,25	0,89	2,3	3,7	4,5	3,4

$$FTr = Eb * Kp * Kc$$

Necesidades totales : Nt

Se calculan según:

$$Nt = (Nn / (1 - K) * CU)$$

Se impone un CU = 0,90. K será igual

$$K = 1 - Ea$$

Debido a que en esta zona no hay peligro de salinización por las lluvias invernales.

En la tabla 1, para profundidad de raíces < 0,75 m y suelo de textura arenosa, Ea = 0,90.

Cálculo de la dosis, frecuencia y tiempo de riego. Número de emisores por planta y caudal del emisor

En el riego de cultivos de alta densidad, como es el caso del tomate, es preferible realizar los cálculos por m² en vez de por planta.

Se establece un porcentaje mínimo de superficie mojada de P = 50 por 100. Se prueba un emisor de qa = 5 l/metro lineal (emisores cada 20 cm). El radio del bulbo húmedo es: D = 0,80 m.

La experiencia en el país indican utilizar cintas con emisores cada 20 cm en cultivos hortícolas.

$$Ae = D * Se = 0,4 * 0,2 = 0,16 \text{ m}^2$$

El porcentaje de suelo mojado según este es :

$$P = (e * 100 * Ae) / Sp = (5 * 100 * 0,16) / 1,25 = 64\%$$

Como los cálculos se hacen por m lineal, Sp = 1,25

Colocando un lateral cada dos líneas de tomate y los emisores distanciados a 0,2 m se cumple la condición de que el traslape sea como mínimo del 15 por 100. Aplicando :

$$Se = r * (2 - a/100)$$

con $r = 0,40$
 $a = 15$

$$a = (2 - Se/r) * 100$$

$$a = 150\%$$

Los emisores se traslapan en su totalidad.

La cinta Rodrip lleva puntos de emisores distanciados $Se = 0,20$ m. Con una presión de trabajo de 5 m.c.a., el caudal por metro es $qa = 5,0$ l/h. Para un riego diario, el volumen de agua es igual.

$$Ve = I * SI * Nt = 1 * 1,25 * 5,56 = 6,95 \text{ l/h.}$$

y el tiempo de riego:

$$t = Ve/qa = 6,95/5 = 1,39 \text{ horas}$$

DISEÑO HIDRAULICO

Hidráulica de Emisores

En el método de riego localizado el agua es aplicada a presión por las líneas de riego y llega a los emisores, poniéndose en contacto con el suelo a la presión atmosférica. La presión se disipa mediante diversos mecanismos, dependiendo del tipo de emisor; las longitudes, formas y secciones de los conductos determinarán el comportamiento hidráulico del emisor.

Ecuación General de Descarga

El caudal que descargan los emisores está relacionado con la carga hidráulica siguiendo, la gran mayoría de ellos, la siguiente ecuación.

$$q = Kd h^x \quad (7)$$

donde:

q = caudal del emisor.

Kd = coeficiente de descarga característica de cada emisor.

h = carga hidráulica a la entrada de cada emisor.

x = exponente de descarga del emisor, caracterizado por el régimen de flujo dentro del emisor.

La Figura 10, muestra la relación carga-descarga, para varios tipos de emisores. El exponente de descarga del emisor expresa la inclinación de la curva de descarga, siendo evidente la conveniencia de un emisor con un valor de $x = 0$ su curva sería horizontal, paralela al eje de abscisas, por lo cual tendría un caudal constante e independiente de la presión.

Si el emisor tiene un valor de $x = 1$, su curva es otra recta con un ángulo de 45° y por lo tanto el caudal variará en la misma proporción que la presión.

La curva carga-descarga, deberá ser proporcionada por el fabricante, además del rango de presiones en que debe trabajar el emisor.

Coefficiente de Variación de Fabricación

A pesar de los cuidados que se tienen en la fabricación de los emisores, es imposible fabricar dos exactamente iguales con el mismo valor de coeficiente de descarga, K_d . Estas pequeñas diferencias causan grandes variaciones en la descarga.

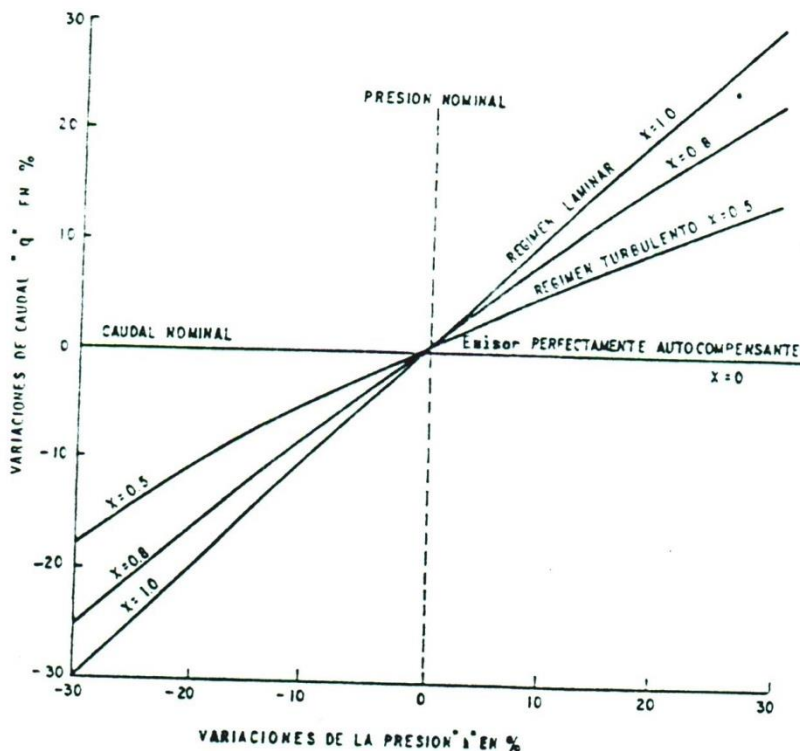


Figura 10. Variaciones de caudal en función de las variaciones de presión para emisores con varios exponentes de descarga x .

Las variaciones en el tamaño de la entrada, la forma y la superficie final son pequeñas en magnitud pero representan un porcentaje relativamente alto de variación. La magnitud de diferencia esperada varía con el diseño del emisor, el material usado en su fabricación y la precaución puesta en su manufactura.

Con un número grande de emisores, se ha comprobado que sus caudales se distribuyen estadísticamente siguiendo una distribución normal, siendo definida por su desviación estándar y su media.

El coeficiente de variación de fabricación del emisor, CV, se usa como una medida de las variaciones de descarga en un grupo de emisores nuevos; este valor deberá ser proporcionado por el fabricante o puede ser estimado de la medición de descargas en una muestra, de por lo menos 50 emisores operando a la presión de referencia.

El valor de CV puede calcularse por la siguiente ecuación:

$$CV = \sigma/q \quad (8)$$

donde:

- CV = coeficiente de variación de fabricación del emisor.
- σ = desviación estandar.
- q = descarga promedio de los emisores muestreados.

Los emisores pueden clasificarse de acuerdo a la siguiente guía:

- Goteros, miniaspersores y difusores.

	$CV \leq 0,05$	Excelente
$0,05 \leq$	$CV \leq 0,07$	Medio
$0,07 \leq$	$CV \leq 0,11$	Marginal
$0,11 \leq$	$CV \leq 0,15$	Pobre
	$CV > 0,15$	Inaceptable

- Cinta

	$CV \leq 0,10$	Bueno
$0,10 <$	$CV \leq 0,20$	Medio
	$CV > 0,20$	Pobre a inaceptable

Cuando una planta recibe agua de más de un emisor, el coeficiente de variación de fabricación queda definido así:

$$CV_s = CV / \sqrt{e} \quad (9)$$

en la cual:

CVs = Coeficiente de variación de fabricación del sistema
e = Número de emisores por planta.

En estos casos, las variaciones de caudal para cada emisor alrededor de la planta es parcialmente compensado por otro distinto.

Sensibilidad a las Obturaciones

Debido a las bajas descargas requeridas en el riego localizado, los canales de flujo del emisor deben tener unas dimensiones determinadas, dado que la sensibilidad a las obturaciones depende fundamentalmente del diámetro de su sección mínima de paso, de la velocidad del agua y de la configuración de la sección.

La sensibilidad a las obturaciones puede ser clasificada, según el diámetro de la sección mínima de paso, de la siguiente manera:

- Muy sensible $d \leq 0,7 \text{ mm}$
- Sensibles $0,7 \text{ mm} \leq d \leq 1,5 \text{ mm}$
- Poco sensibles $d > 1,5 \text{ mm}$

La velocidad de flujo del agua es también importante, sobre todo en los emisores de largo conducto, en los cuales pueden producirse sedimentaciones. Las obturaciones se reducen cuando la velocidad a través de los conductos del emisor toman valores entre 4,2 y 6 m/seg.

Se recomienda que el proceso de filtración no deje pasar partículas de diámetro mayor a 1/10 del diámetro de la sección del emisor.

Tipos de Emisores

Los emisores o dispositivos que permiten un pequeño flujo uniforme de agua a caudal constante, pueden clasificarse en goteros, cinta, miniaspersiones y difusores.

Goteros

Los goteros son emisores colocados sobre el lateral espaciados uniformemente y que logran caudales menores a 12 l/h.

Existen una cierta variedad de estos dispositivos, pudiendo clasificarse en: emisores de largo recorrido, laberinto, orificio, tipo vórtice y autocompensante. Los esquemas de estos se presentan en la Figura 11.

Emisores de largo recorrido

En estos emisores la mayor pérdida de carga ocurre en una suave y larga tubería de pequeño diámetro. El flujo en esta sección es laminar siendo sensibles a las diferencias de presión en el sistema.

Los tubos utilizados tienen diámetros de 0,6 mm a 2 mm, siendo su CV entre 0,02 y 0,05.

La longitud de recorrido, necesaria para lograr una pérdida de carga deseada, con una descarga conocida para flujo laminar, en un emisor de sección circular, puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$L = (h * g * d^4 * \pi) / (q * V) \quad (10)$$

donde :

L = longitud del emisor
h = carga de operación del emisor
g = aceleración de la gravedad
d = diámetro de la tubería
q = descarga del gotero
V = viscosidad cinemática del agua

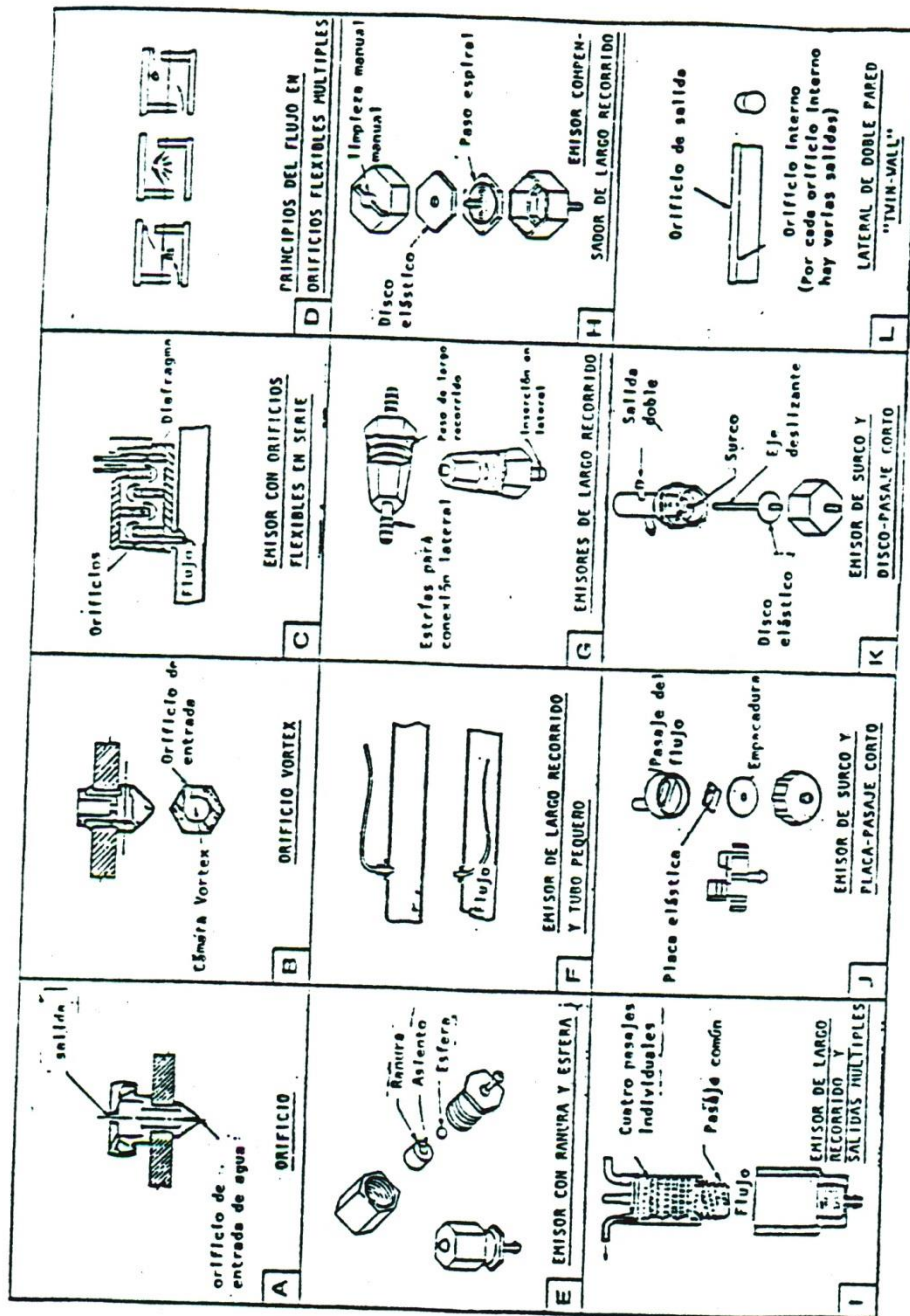


Figura 11. Esquema de algunos tipos de emisores (Salomón, 1977).

Emisores de laberinto

Estos emisores de laberinto están formados por largos conductos tortuosos en los cuales la pérdida de carga es debido a la combinación de fricción en la pared, secciones agudas, contracciones y expansiones, consiguiéndose menores valores de x, normalmente 0,5.

Emisores tipo orificio

En estos emisores el flujo es totalmente turbulento, estos incluyen muchos emisores tipo gotero, cuya salida de agua es a través de uno o varios orificios de pequeño diámetro, con una mayor pérdida de carga. Estos emisores son muy sensibles a las obstrucciones.

La descarga del emisor responde a la ecuación:

$$q = c * a * \sqrt{2gh} \quad (11)$$

donde :

h = carga de operación del emisor

c = coeficiente que depende de las características, de la boquilla, varía entre 0,6 a 1,0.

a = sección transversal de flujo

q = carga del gotero

Emisor tipo vórtice

Estos emisores tienen una cámara circular que produce el flujo vorticial. La entrada del agua tangente a la pared circular de la cámara causa una rápida rotación del agua, formándose un vórtice en el centro de la cámara.

Esto origina que la resistencia al flujo y la pérdida de carga sean mayores en este tipo de emisor que en un orificio simple del mismo diámetro.

La ecuación de descarga es la siguiente:

$$q = c * a * h^{0,4} * \sqrt{2g} \quad (12)$$

El coeficiente c, toma un valor de aproximadamente 0,4.

El valor de CV puede ser bajo, alrededor de 0,04; estos emisores son muy sensibles a las obstrucciones, aunque dependiendo de su diámetro de paso.

Emisores autocompensantes

Son emisores que funcionan con flujo turbulento, contruidos de manera de producir una descarga prácticamente constante en un amplio rango de presiones. La autoregulación se logra a través de una pieza móvil y flexible de goma, en que se deforma bajo los efectos de la presión, disminuyendo la sección de paso del agua y limitando así el caudal, lo cual también puede dar lugar a ser muy sensible en las obstrucciones.

El valor de CV es alto debido a la presencia de piezas móviles. El rango de presiones en la cual actúa la autocompensación está entre 10 y 30 m.

La ecuación de descarga tiene la forma siguiente:

$$q = c * a * h^x * \sqrt{2g} \quad (13)$$

El exponente de descarga x, varía desde 0,5 a 0,0 dependiendo de las características de la sección de flujo y de la elasticidad del material utilizado.

Tuberías de doble pared; tipo "Twin-Wall" y "By Wall"

Estas tuberías constan de dos tubos concéntricos o adyacentes, el agua circula por uno de ellos y pasa a través de pequeños orificios al segundo tubo, desde donde sale al exterior por otras perforaciones.

Por cada orificio interior existe varios orificios exteriores, por lo cual pueden considerarse como goteros de orificio con salida múltiple.

La descarga de un orificio interno puede calcularse por la siguiente ecuación:

$$q = c * a * \sqrt{2g} * (h-h') \quad (14)$$

donde h' es la presión de la cámara externa o secundaria; esta puede estimarse por:

$$h' = h/(1 + m^2) \quad (15)$$

m = número de orificios secundarios por orificio primario.

Miniaspersores y difusores

Estos dispositivos vienen siendo muy utilizados últimamente, descargan caudales menores a 120 l/h, siendo el aire el principal medio de propagación del agua.

Número de Sectores

Para analizar el trazado de la red es indispensable conocer el número de sectores en que se divide el equipo. Esto se obtiene a partir de el tiempo de riego y el tiempo de operación diario. Continuando con los ejemplos de Parronal y tomate bajo Invernadero el número de sectores es de 3 en los frutales y 15 en las hortalizas si suponen un tiempo de operación diarias de 22 horas.

$$N^{\circ} \text{ sectores} = T.\text{riego (h)} / T.\text{operación (h)}$$

Secuencia del Diseño Hidráulico y Cálculo de la Subunidad de Riego

En el diseño de un Riego localizado los cálculos hidráulicos se realizan después del diseño agronómico y basándose además en otros datos como características del emisor elegido, topografía del predio, etc.

En primer lugar (Figura 12) se calcula la tolerancia de caudales; para conseguir una uniformidad de riego ya definida en el diseño agronómico en términos de CU (coeficiente de uniformidad), la relación entre el caudal del emisor que de menos agua (q_{ns}) y el caudal medio de todos los emisores (q_a) no debe ser inferior a un cierto valor, que se calcula en función de CU, del número de emisores por planta y del coeficiente y variación del emisor a utilizar. Calculada la tolerancia de caudales y conocida la ecuación del emisor (relación $q - h$), se calcula la tolerancia de presiones.

Los cálculos anteriores son comunes para toda la instalación de riego. A partir de ellos el cálculo se desarrolla independientemente para cada subunidad de riego que, es la superficie dominada por un regulador de presión.

Las variaciones de presión que se produzcan aguas arriba del regulador de presión son controladas por este aparato y por tanto no modifican la presión de trabajo de los emisores (dentro de ciertos límites y siempre que aguas arriba del regulador la presión supere un mínimo). En cambio, las variaciones de presión que se produzcan aguas abajo del regulador, y que pueden deberse a los desniveles del terreno y a las pérdidas de carga en las tuberías, hacen que los distintos emisores de una misma subunidad estén sometidos a

presiones diferentes y en consecuencia emitan caudales diferentes. Por tanto, la uniformidad del riego depende únicamente de lo que ocurra en el interior de la subunidad y ello justifica la importancia que tiene el diseño de esta parte de la instalación.

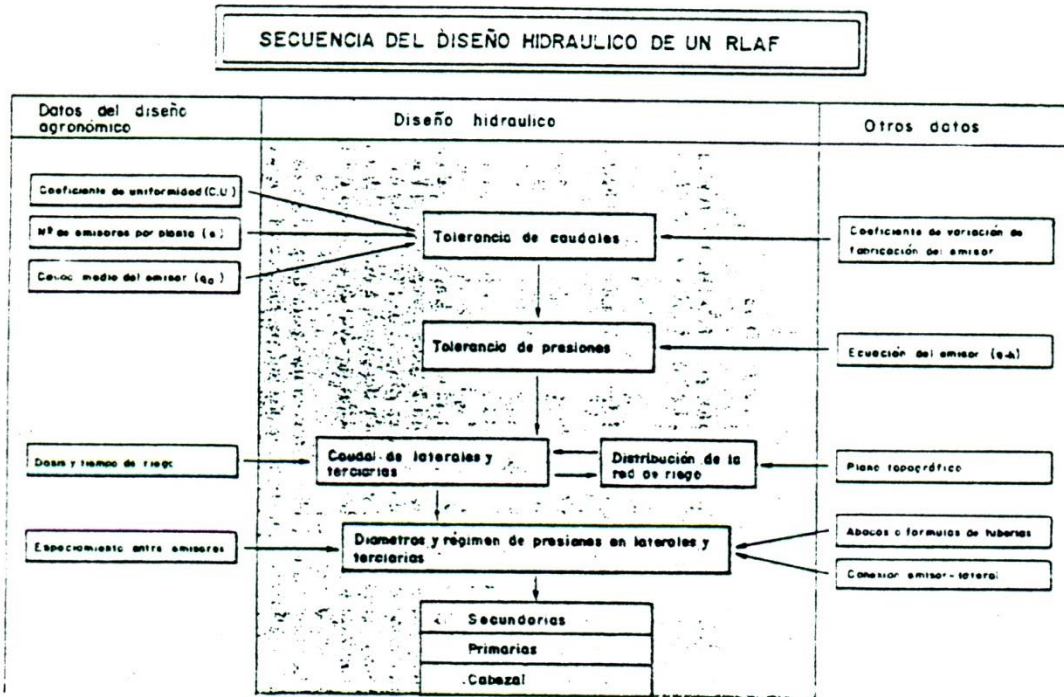


Figura 12.

Para el diseño de una subunidad de riego hay que combinar lo que es puro cálculo hidráulico (determinación de caudales, diámetros y presiones de laterales y terciarias) con la distribución en planta de la red de riego. Aunque en esto cada ingeniero tiene su propio método, es útil empezar por confeccionar una tabla donde para cada pendiente del terreno se establezcan las posibles combinaciones diámetro-longitud máxima del lateral, y a partir de esa tabla dibujar en el plano la distribución de tuberías terciarias. Cualquiera que sea el procedimiento de dibujo de la red de riego, en cálculos hidráulicos consisten en primer lugar en determinar los caudales en laterales y terciarias y a continuación, teniendo en cuenta la tolerancia de presiones, calcular para las mismas tuberías los diámetros y el régimen de presiones. Esta es la fase más complicada del cálculo hidráulico y con ella acaba el diseño de la subunidad. El resto del diseño (secundarias, primarias y cabezal de riego) es más parecido al de cualquier red tradicional de riego por tuberías, con algunas peculiaridades en el caso del cabezal de riego.

La Figura 13 muestra una subunidad, con las presiones (h) y caudales (q) de los distintos elementos que la componen.

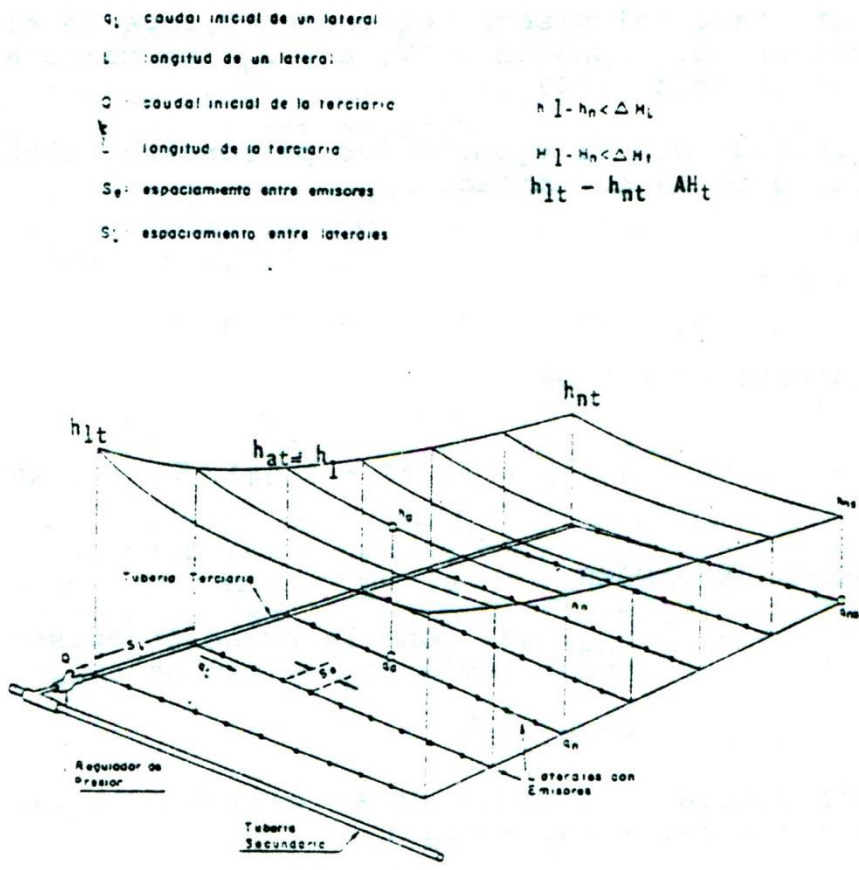


Figura 13. Presiones y caudales en una subunidad de riego.

Las n_t se reservan para la terciaria y las n para los laterales. Los subíndices significan:

- m : valor inicial.
- a : valor medio.
- n : valor mínimo en la terciaria o en un lateral.
- n_s : valor mínimo en toda la subunidad.

Los métodos del cálculo propuestos se basan fundamentalmente en los diferentes estudios y publicaciones de Keller y Rodrigo.

Tolerancia de Caudales

La siguiente fórmula relaciona el coeficiente de uniformidad del riego (CU) con los caudales medio (q_a) y mínimo (q_{ns}) de la subunidad:

$$CU = (1 - (1,27 * CV)\sqrt{e}) * q_{ns}/q_a \quad (16)$$

- CV = coeficiente de variación de fabricación del emisor.
- e = número de emisores que suministran agua a una misma planta.

En esta fase del diseño se conoce CU, que se eligió en el diseño agronómico. Conocidos CV, e y q_a , se calcula q_{ns} según la ecuación anterior (16).

Continuando con el ejemplo los parronales calcularemos el caudal mínimo de la subunidad.

$$\begin{aligned} CU &= 0,90 \\ q_a &= 4 * 4 \text{ l/h} \\ e &= 4 \end{aligned}$$

dado el gotero: CV = 0,04

$$q_{ns} = (0,90 * 4)/(1 - (1,27 * 0,04)/\sqrt{4}) = 3,69 \text{ l/h}$$

Tolerancia de Presiones

Conocidos q_a y q_{ns} , así como la ecuación emisor ($q = kh^x$) se calculan las presiones media (h_a) y mínima (h_{ns}).

$$h = (q/K)^{1/x}$$

La diferencia de presión en el conjunto de la subunidad, ΔH , es proporcional a ($h_a - h_{ns}$):

$$\Delta H_s = M (h_a - h_{ns}) \quad (17)$$

donde M es un factor que depende del número de diámetros que se vayan a emplear en una misma tubería, ya sea terciaria o lateral. Keller recomienda los siguientes valores de M.

Cuadro 5.

	M
Diámetro constante	4,3
2 diámetros	2,7
3 diámetros	2,0

No obstante, como en esta fase de cálculo es difícil saber el número de diámetros, se recomienda utilizar el valor $M = 2,5$.

La fórmula (17) permite calcular la diferencia de presión admisible en la subunidad, que se reparte entre terciaria y laterales:

$$H_s = H_t + H_l \quad (18)$$

H_t = variación de presión admisible en la terciaria

H_l = variación de presión admisible en cada lateral

Hay que señalar que esas variaciones de presión incluyen no sólo las pérdidas de carga en las tuberías, sino también los desniveles topográficos.

En terrenos de poco pendiente se suele hacer:

$$H_t = H_l = H/2 \quad (19)$$

Hay que destacar que tanto la (17) como sus derivadas (18) y (19) son hipótesis que se hacen con objeto de facilitar el cálculo por tanteos, y que al final hay que comprobar que se cumple (16), que es la verdadera condición impuesta a la subunidad.

Ejemplo

$$q_a = 4 \text{ l/h}$$

$$q_{ns} = 3,69 \text{ l/h}$$

ecuación del emisor: $q = 1,38 h^{0,45}$ (q en l/h; h en m)

aplicando:

$$\begin{aligned}\Delta H_s &= M (h_a - h_{ns}) \\ h_a &= 10,64 \text{ m} \\ h_{ns} &= 8,90 \text{ m} \\ \Delta H &= 2,5 (10,64 - 8,90) = 4,35 \text{ m}\end{aligned}$$

Se acepta en principio $\Delta H_t = \Delta H_1$:

$$\Delta H_t = \Delta H_1 = 4,35/2 = 2,18 \text{ m}$$

Diseño de la Subunidad de Riego

El diseño de la subunidad de riego incluye el trazado en planta de terciarias y laterales, la determinación de los caudales de estas tuberías y el cálculo de los diámetros y régimen de presiones. El cálculo se inicia a partir de la presión h_a del gotero medio, y en él se determinan h_1 , h_n , H_1 y H_n (Ver Figura 13) cuyos valores han de cumplir lo establecido sobre tolerancia de presiones:

$$h_1 - h_n < \Delta H_1 \quad (20)$$

$$H_1 - H_n < \Delta H_t \quad (21)$$

Así, en el ejemplo anterior, los laterales deben diseñarse de forma que en ellos la variación de presión no supere 2,18 m, valor que asimismo no debe superarse en la terciaria. Una vez satisfechas esas condiciones, el cálculo se hace a la inversa: partiendo de la presión de entrada en subunidad, H_1 , se calcula h_a y h_{ns} y sus correspondientes q_a y q_{ns} , a partir de los cuales se comprueba que el coeficiente de uniformidad de riego no es inferior al mínimo establecido.

El diseño no es unidireccional sino que generalmente se hace por tanteos, ya que los cálculos pueden dar unos resultados no satisfactorios que obliguen a modificar la distribución en planta o los diámetros de las tuberías.

Cálculo de Laterales

La Figura 14 muestra el caso general de un lateral alimentado en un extremo por la terciaria. El terreno presenta una pendiente "S" y se adopta el convenio de considerar a "S" (y al desnivel $\Delta EL = L * S$) como positivos cuando el agua va hacia arriba y negativos en caso contrario. La presión inicial es h_1 , la última h_c y la mínima h_n , que se produce en el punto en que la curva de presión es tangente al terreno. La presión media es h_a . Las pérdidas de carga por roce h_f .

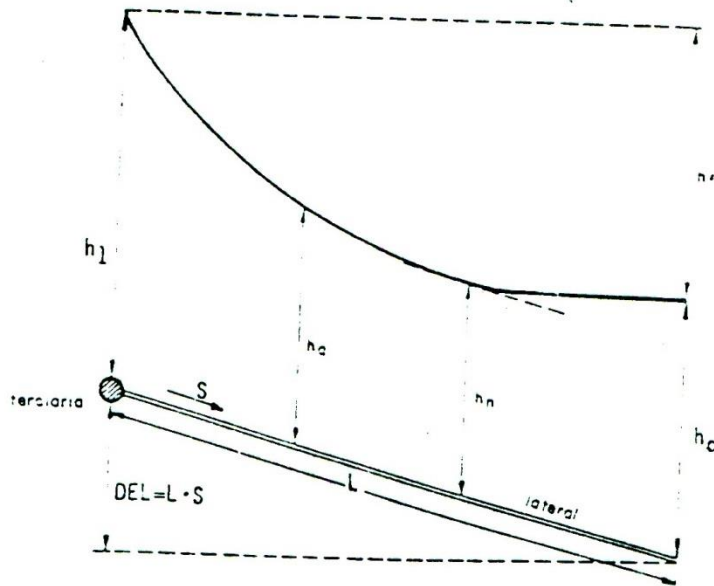


Figura 14.

Cálculos de Tuberías Laterales

La tubería lateral, como se mencionó, es aquella que recibe el agua de la tubería terciaria, y que contiene los emisores o goteros.

Estas tuberías generalmente son de PE, de pequeño diámetro; 12, 16 o 20 mm.

El diseño de laterales comprende la determinación del caudal, la presión de entrada y la longitud; así como las diferencias de presión a lo largo del lateral.

Cuando se tienen terrenos a nivel, es decir la pendiente en la dirección de los laterales es cero, se recomienda colocar los laterales de igual longitud a ambos lados de la terciaria.

En la práctica se presenta el terreno con pendiente en la dirección de los laterales. En este caso los pares de laterales que se alimentan de la terciaria tendrán obligatoriamente longitudes diferentes, para de esta manera tener similares pérdidas de carga totales (fricción y elevación) en el lateral corto, hacia arriba, y el lateral largo, hacia abajo.

Pérdida de Carga por Fricción

En el cálculo de la pérdida de carga continua, que se produce cuando el agua fluye dentro de un conducto, una de las fórmulas más exactas es la de Darcy Weisbach, que es la recomendada para el dimensionamiento de las diferentes tuberías que componen el sistema de riego por goteo.

$$H_f = f * L/D * v^2/2g * 10^3 \quad (22)$$

donde:

- H_f = pérdida de carga por fricción (m).
- f = factor de fricción.
- L = longitud de la tubería (m)
- D = diámetro de la tubería (mm).
- V = velocidad de flujo en la tubería (m/seg).
- g = aceleración de la gravedad (m/seg²).

El factor de fricción f, debe determinarse de tal manera que la ecuación anterior cuantifique la pérdida de energía; por consiguiente f no puede ser una constante, sino que depende de una serie de parámetros, como la velocidad V, el diámetro D, densidad, viscosidad, y de ciertas características de la rugosidad de la pared de la tubería. Recomendándose para diámetros inferiores a 125 mm.

$$J = 7,89 * 10^7 * Q^{1,75} / D^{4,75} \quad (23)$$

y

$$J = 9,59 * 10^7 * Q^{1,828} / D^{4,828} \quad (24)$$

donde :

- J = gradiente de pérdida de carga (m/100 m)
- Q = caudal (l/seg)
- D = diámetro interno de la tubería (mm)

Ecuación que es recomendada para diámetros mayores de 125 mm.

Pérdida de Carga por Conexión de Emisores

El emisor al ser instalado en la tubería lateral causa una obstrucción, provocando una pérdida de carga que depende del tamaño y tipo de conexión, y del diámetro interno del lateral.

Se ha comprobado experimentalmente que esta pérdida de carga es independiente del caudal que circula por la tubería, siempre que este se mantenga entre los límites normales de utilización.

Esta pérdida de carga puede hacerse equivalente a la que se produce en una longitud, f_e , de lateral, la Figura 15, puede servir para estimar estas longitudes equivalentes, si el fabricante no las proporciona.

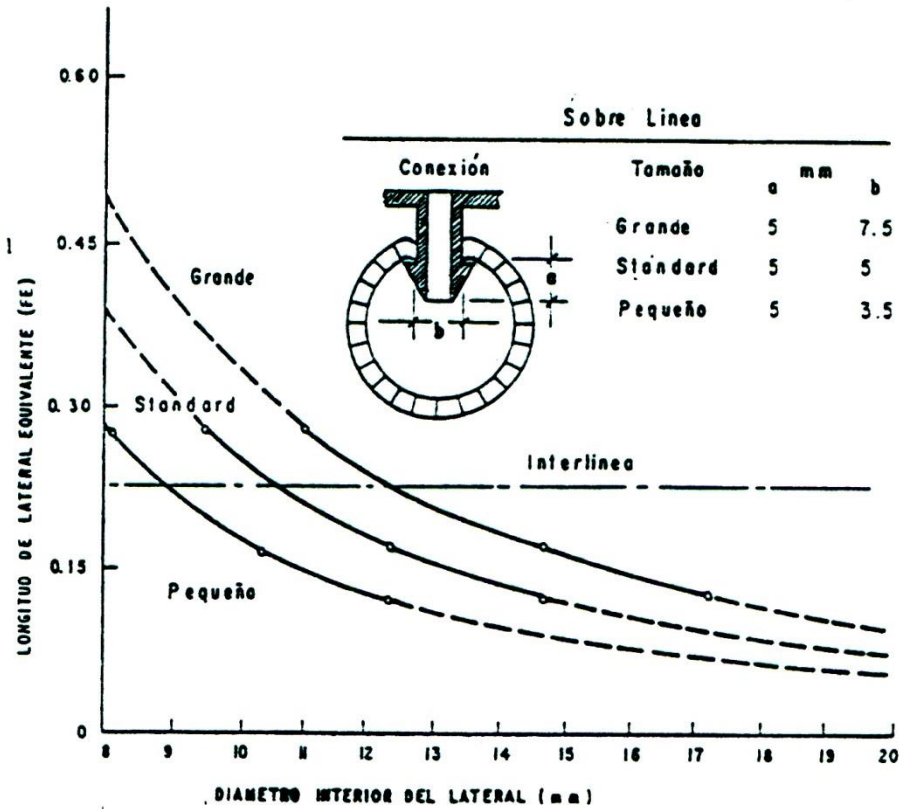


Figura 15. Valores de longitud lateral f_e cuya pérdida de carga equivale a la conexión del emisor.

La longitud equivalente del lateral con emisores L' , puede calcularse por:

$$L' = L (Se + f_e)/Se \quad (25)$$

donde:

L' = longitud equivalente del lateral con emisores (m).

L = longitud real del lateral (m).

Se = separación entre emisores (m).

f_e = longitud de lateral cuya pérdida de carga equivale a la producida por la conexión del emisor (m).

El gradiente de pérdida de carga equivalente es igual a:

$$J' = J (Se + fe)/Se \quad (hf = J * L) \quad (26)$$

donde:

J = gradiente de pérdida de carga en m/100 m.

J' = gradiente de pérdida de carga equivalente del lateral con emisores (m 100 m).

hf = pérdida de carga (m).

Pérdida de Carga en Tuberías con Salidad Múltiples

El comportamiento hidráulico de una lateral es aquel de una tubería con salidas múltiples uniformemente espaciadas. Este se caracteriza por una descarga decreciente en la dirección de flujo, partiendo con un caudal Q, para el extremo aguas arriba y finalizando con q, en extremo aguas abajo. Por lo tanto, la pérdida de carga entre secciones de salidas de tubería, disminuye gradualmente hacia el extremo aguas abajo.

La línea de gradiente hidráulico es una curva con pendiente decreciente desde la parte superior del lateral, disminuyendo a lo largo del resto de la tubería. La pérdida de carga total en el lateral es solamente una fracción de la pérdida de carga ocurrida cuando fluye un caudal Q, en toda la longitud de un conducto cerrado.

Esta pérdida por fricción se estima con la siguiente ecuación:

$$hf = J' * F * L / 100 \quad (27)$$

donde:

hf = pérdida de carga en el lateral (m)

F = coeficiente de reducción para compensar las diferentes pérdidas que ocurren a lo largo del lateral.

El factor F, se ajusta a una función hipérbola (Ferreyra, 1986), de la forma:

$$F = N/(A + B * N) \quad (28)$$

donde:

N = número de goteros o salidas de igual caudal.

A y B = coeficientes de ajuste para plástico o PVC :

A = -3,08;

B = 2,745

Para tuberías de plástico o PVC, la Ecuación 28 puede escribirse así:

$$F = N / (-3,08 + 2,745 * N) \quad (29)$$

Combinando las Ecuaciones (23), (26) y (27) la ecuación para calcular las pérdidas por fricción en una línea de emisores quedará así:

$$hf = F * L/100 * (Se+fe)/Se * 7,89 * 10^7 * Q^{1,75}/D^{4,75} \quad (30)$$

Si x representa la distancia desde el extremo cerrado de la línea hasta el punto en consideración, la pérdida de carga por fricción para la distancia x será:

$$hfx = F(x/100) * (Se + fe)/Se * 7,89 * 10^7 * D^{4,75} Q(x/l)^{1,75}$$

$$hfx = F * (x/100) * J' * (x/L)^{1,75}$$

Dividiendo ambos miembros por L

$$hfx/(L/100) = F * J' * (x/L)^{2,75} \quad (31)$$

La Ecuación (31) es una relación adimensional, mediante la cual se puede estimar la pérdida de carga por fricción en cualquier rango de x, tal que $(0 \leq x \leq L)$, y está representada en la Figura 15.

Cuando el terreno tiene una cierta pendiente, esta podrá expresarse como una abscisa en la Figura 15a, considerando:

$$S = (\Delta EL/L) * 100 \quad (32)$$

donde :

S = pendiente del terreno

(+) tubería subiendo

(-) tubería bajando

ΔEL = diferencia de nivel entre los extremos de la tubería.

En la Figura 16, se pueden observar los distintos casos que se presentan en los laterales hacia arriba, horizontal y hacia abajo, además de los términos a calcularse como, presión promedio (h_a), presión mínima (h_n) y presión de entrada al lateral (h_1).

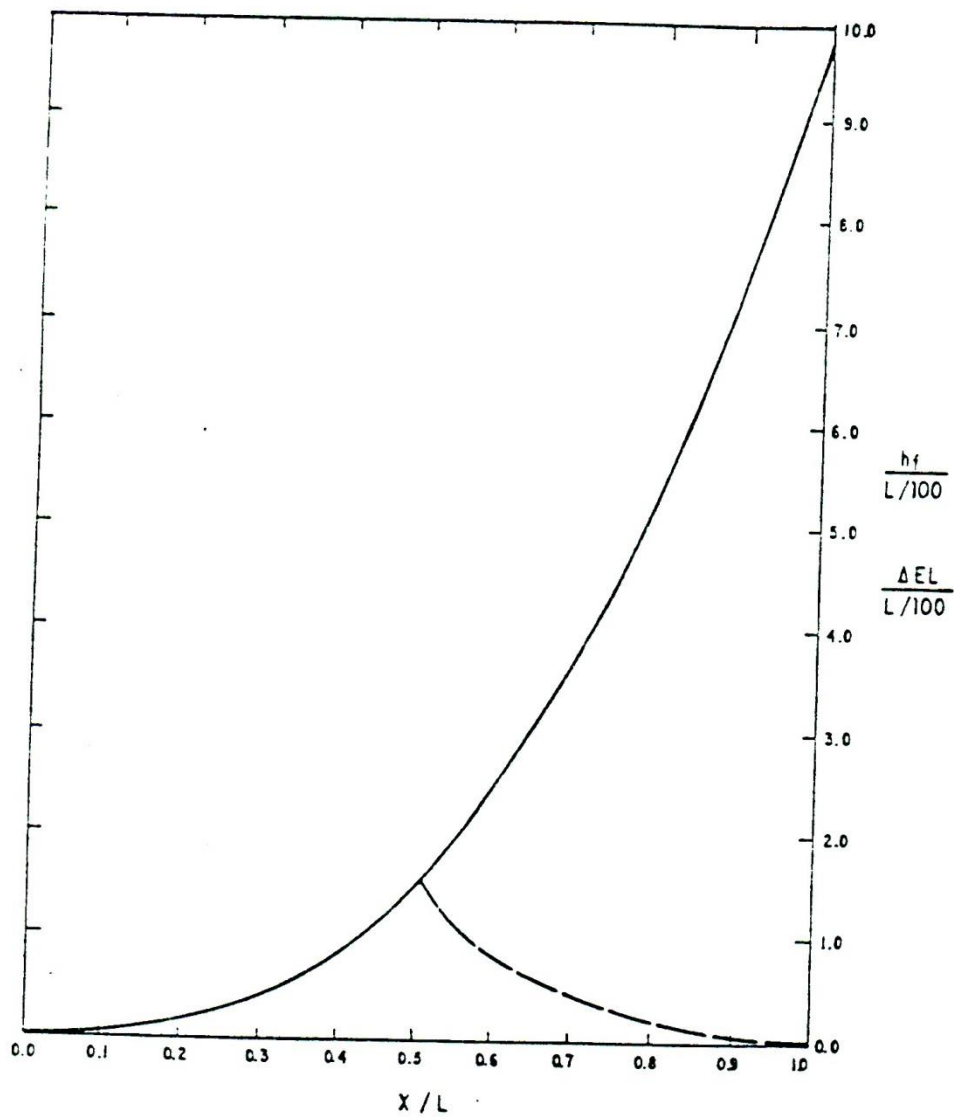


Figura 15. Curva general de fricción para tuberías salidas múltiples y con diámetros, caudales de salida y espaciamento uniforme.

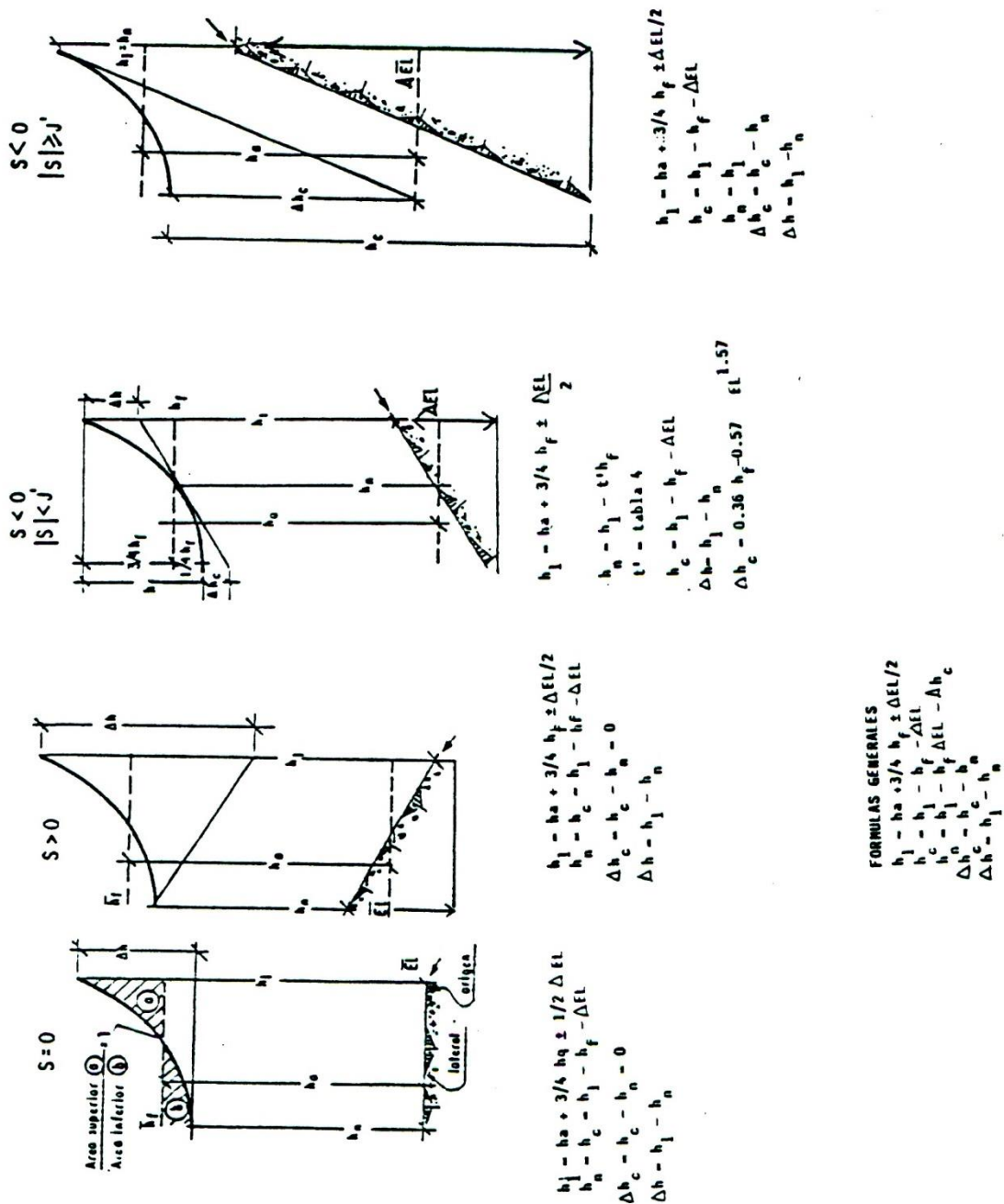


Figura 16.

La presión media será la distancia vertical entre el punto de cota media del terreno y la pérdida de carga media ponderada del lateral.

Para el cálculo de la pérdida de carga media ponderada del lateral se puede partir de la Ecuación (31), integrándola entre los límites $x/L = 0$ y $x/L = 1,0$.

Tabla 4. Lateral alimentado por un extremo.

EL/hf	t'	EL/hf	t'
0,0	1,00	- 1,4	0,21
- 0,1	0,91	- 1,5	0,17
- 0,2	0,83	- 1,6	0,15
- 0,3	0,75	- 1,7	0,12
- 0,4	0,68	- 1,8	0,10
- 0,5	0,62	- 1,9	0,08
- 0,6	0,56	- 2,0	0,06
- 0,7	0,50	- 2,1	0,04
- 0,8	0,45	- 2,2	0,03
- 0,9	0,40	- 2,3	0,02
- 1,0	0,36	- 2,4	0,01
- 1,1	0,31	- 2,5	0,005
- 1,2	0,28	- 2,6	0,002
- 1,3	0,24	- 2,75	0,00

$$hf_x/L * 100 = \int_0^1 J' * F * (x/L)^{2,75} dx = J' * F / 3,75$$

En un esquema de la Figura 17.

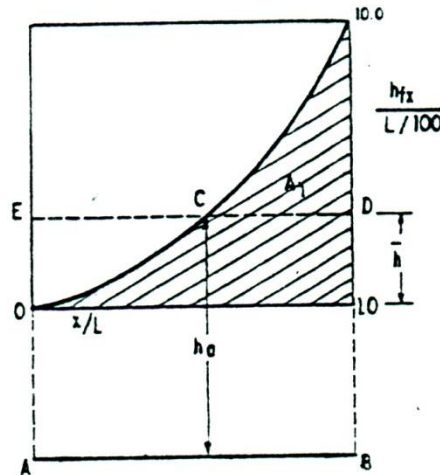


Figura 17.

Area (OEC) = Area (10 CD)

$$A = AB * h$$

$$h = A_1/AB$$

Si $A_1 = J'F/3,75$

$$h = J' * F/3,75 / AB = J'F/3,75$$

$$\text{para } \left. \begin{array}{l} J'F = 10 \\ AB = 1 \end{array} \right\} h = 10/3,75 = 2,67$$

El valor de la ordenada media del área A_1 es 2,67 con el cual se puede calcular el valor de x/L .

$$hfx/(L/100) = F' * J * (x/L)^{2,75}$$

$$2,67 = 10 (x/L)^{2,75}$$

$$x/L = 0,62$$

$$1 - x/L = 0,38$$

Esto significa que a una distancia 0,38 L del punto de alimentación del lateral se ha producido un porcentaje del total de pérdida de carga igual a :

$$(10 - 2,67) * 100 / 10 = 73,3\%$$

En la práctica se toma 75% y 0,4 L; en este punto se ubica la presión media de la tubería si el terreno fuera horizontal.

Caudal del Lateral

El caudal del lateral se calcula con la siguiente expresión.

$$q_l = N * q_a/3600 \quad (33)$$

donde :

q_l = caudal del lateral (l/seg).

q_a = caudal medio del gotero o emisor (l/ha).

N = número de emisores en el lateral= L/Se.

L = longitud del lateral.

Cargas o Presiones en el Lateral

La presión de entrada en un lateral alimentado por extremo está dada por la expresión siguiente, que puede comprobarse en la Figura 16.

$$h_1 = h_a + 3/4 hf \pm 1/2 \Delta E1 \quad (34)$$

donde :

h_1 = presión de entrada en el lateral (m).

h_a = presión media del lateral (m).

En la Figura 16, también se comprueba que :

$$h_n = h_1 - (hf + \Delta EL) - \Delta hc \quad (35)$$

donde:

h_n = presión mínima del lateral (m).

Δhc = diferencia de presión que se produce en el lateral desde el punto de presión mínima hasta el final cerrado.

A partir de la Figura 18 y apoyándose en la Figura 16 se puede conocer el valor de Δhc , necesario para calcular la presión mínima (h_n).

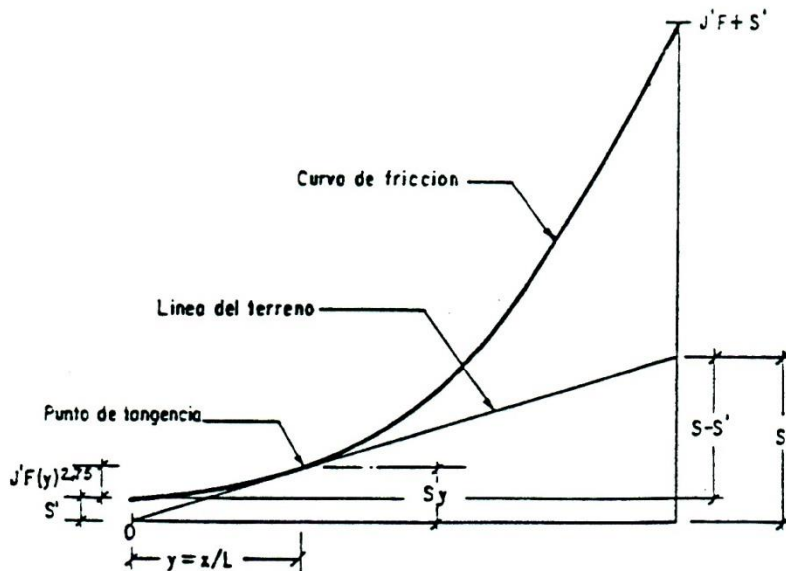


Figura 18. Relaciones utilizadas para laterales alimentados por un extremo.

El lugar de tangencia de la recta que representa el terreno y la curva de fricción, se producirá cuando el gradiente de pérdida de carga entre dos orificios consecutivos (j') tenga la misma pendiente del terreno (s), es decir $s = j'$. La localización de este lugar puede obtenerse diferenciando la Ecuación (31).

$$h_{fx}/(L/100) = F * J' * (x/L)^{2,75}$$

Entre dos salidas consecutivas $F = 1$ pero

$$j' = h_{fx}/L/100/(x/L) \quad (36)$$

$$j' = (J' * (x/L)^{2,75})/(x/L) = J' * (x/L)^{1,75} \quad (37)$$

como $x/L = y$
 $j' = J' * (y)^{1,75}$
 $j' = s$

$$s = J' * (y)^{1,75} ; y = (s/J')^{1/1,75} \quad (38)$$

donde :

y = es el valor de x/L donde la curva de fricción es tangente a la pendiente del terreno.

s = pendiente del terreno

j' = gradiente de pérdida de carga entre dos salidas consecutivas (m/100 m).

Según la Figura 18 se tiene :

$$S/L = (s' + J'F (y)^{2,75})/y \text{ pero } L = 1$$

$$s' = s * y - J' * F * (y)^{2,75} \quad (39)$$

$$\Delta h_c = s' (L/100) \quad (40)$$

Combinando las ecuaciones se obtiene :

$$\Delta h_c = s * y * (L/100) - J' * F * (y)^{2,75} (L/100)$$

$$\Delta h_c = L/100 * s * (s/J')^{1/1,75} - (L/100) * J' * F * (s/J')^{2,75/1,75}$$

$$\Delta h_c = (L/100) * (s^{1,57}/J'^{0,57}) - (L/100) * F * (s^{1,57}/J'^{0,57})$$

$$\Delta h_c = (L/100) * (1-F) * |s|^{1,57} * (J')^{-0,57} \quad (41)$$

En el cálculo de la presión mínima h_n , se pueden distinguir tres casos diferentes (Figura 16) por las características de la pendiente del terreno, a cada uno de ellos se le aplica la Ecuación (35).

1. $S \geq 0$

$$\begin{aligned} h_l &= h_a + 3/4 h_f \pm 1/2 \Delta E_l \\ h_c &= h_l - h_f - \Delta E_l \\ \Delta h &= h_1 - h_n = h_f + \Delta E_l \\ \Delta h_c &= 0 \\ \Delta h_n &= h_c \end{aligned}$$

2. $S < 0$ y $|s| < J'$ (42)

$$\begin{aligned} h_l &= h_a + 3/4 h_f \pm \Delta E_l / 2 \\ h_c &= h_l - h_f - \Delta E_l \\ h_n &= h_l - t' \times h_f \quad (t' \text{ tabla 4}) \\ \Delta h_c &= 0.36 \times h_f - 0.57 \times \Delta E_l \quad 1.57 \\ \Delta h &= h_l - h_n = t' \times h_f \end{aligned}$$

3. $S < 0$ y $|s| \geq J'$

En este caso el lugar de tangencia se produce a la entrada de la tubería, por lo tanto.

$$\begin{aligned} h_l &= h_a + 3/4 h_f \pm \Delta E_l / 2 \\ h_n &= h_1 \\ h_c &= h_1 - h_f - \Delta E_l \\ \Delta h_c &= h_c - h_n \end{aligned}$$

donde h_c , es la presión al final de la tubería (m); E_l tendrá el signo correspondiente, que para este caso es negativo y por lo tanto se sumará a h_1 .

También será necesario calcular la diferencia de presión Δh .

$$\Delta h = h_1 - h_n \quad (43)$$

y deberá comprobarse que : Δh_c ó $\Delta h \leq \Delta H_l$

donde ΔH_l a es la máxima diferencia de presiones permitida en la lateral (m).

La longitud máxima de las laterales se puede estimar para realizar el trazado del equipo antes del diseño hidráulico a partir de las siguientes ecuaciones dependientes del caso:

1. $S \geq 0$

$$18,04 * (S_e + f_e) / D^{4,755} * q_l^{2,753} + S * S_e * q_l - 100 * \Delta H_l * q_a = 0$$

Conociendo el caudal del lateral q_l se puede conocer la longitud máxima del lateral.

2.

a) $S < 0$ y $FJ < S < J$

$$0,114/q_a * ((|S| * D^{4,755} + S_e^{2,75}) / (S_e + f_e))^{1/1,753} < L < 0,192/q_a * ((|S|^{4,755} + S_e^{2,75}) / (S_e + f_e))^{1/1,753}$$

b) $S < 0$ y $S \leq FJ'$

$$\left(\frac{18,04}{S_e} * \left(\frac{(S_e + f_e) D^{4,755}}{q_l^{2,753}} + S * S_e * q_l - 100 * H_l * q_a + (0,068 * D^{2,71}) / (S_e + f_e)^{0,57} * (S + S_e)^{1,57} \right) \right)^{1/1,753} = 0$$

3. $S < 0$ y $|S| \geq J'$

$$L \leq 0,114/q_a * ((|S| * D^{4,755} + S_e^{2,75}) / (S_e + f_e))^{1/1,753}$$

En esta relaciones $q_l = l/s$; $q_a = l/s$; $D = \text{mm}$; $S = \%$; $\Delta H_l = \text{m}$.

Esta longitudes aseguran que Δh o Δh_c es menos que la pérdida de carga permisible en el lateral Δh_l .

Cálculo de las Tuberías Terciarias

Las tuberías terciarias son aquellas que derivan directamente de la principal, entregando el agua a las tuberías laterales.

Estas tuberías generalmente se diseñan con varios diámetros decrecientes, pero para efecto de asegurar su limpieza, se recomienda que el diámetro más pequeño no sea menor que la mitad del diámetro mayor.

En el diseño de estas tuberías de forma telescópica, deberá considerarse el costo adicional que representan los accesorios que hay que instalar, para lo cual tendrá que hacerse un análisis económico.

En terrenos con pendientes menores del 3% en la dirección de la terciaria, será más económico instalarlas en subida o bajada saliendo de la principal.

En el caso de que el terreno sea horizontal ($S = 0$), la terciaria estará alimentada en el punto medio de su longitud.

La mayor velocidad admitida en estas tuberías está alrededor de 2,5 m/seg.

Cuando la tubería terciaria se diseña con un sólo diámetro, su cálculo es idéntico al de las laterales; si su diseño es con cambio de diámetro se presentarán dos casos:

1. Unidad rectangular.
2. Unidad no rectangular.

Tubería Terciaria Sin Cambio de Diámetro

En cualquier caso la variación máxima de presiones en la terciaria será:

$$\Delta H_t = \Delta H_s - \Delta h_c \quad (44)$$

o también:

$$\Delta H_t = \Delta H_s - \Delta h \quad (45)$$

donde:

- ΔH_t = variación máxima de presiones permisibles en la terciaria (m).
- ΔH_s = pérdida de carga permisible en cada unidad de riego (m).
- $\Delta h_c, \Delta h$ = variación máxima de presiones en la lateral (m).

De los valores de ΔH_t deberá utilizarse el menor.

Numero de laterales

El número de laterales queda expresado por la relación de la longitud de la terciaria y el espaciamiento entre laterales.

$$N = L_t / S_l \quad (46)$$

donde:

- N = número de laterales u orificios de la terciaria.
- L_t = longitud de la terciaria (m).
- S_l = espaciamiento entre laterales (m).

Caudal del terciario

$$Q_t = q_l * N \quad (47)$$

Q_t = caudal del terciario (l/seg)

En la práctica pueden presentarse formas de terreno que hacen que no todas las unidades de riego sean rectangulares, con laterales que tienen caudales de entrada diferente por poseer distintas longitudes.

En estos casos es necesario recurrir a un coeficiente de reducción de pérdida de carga F' , debido a descargas espaciadas uniformemente a lo largo de la tubería.

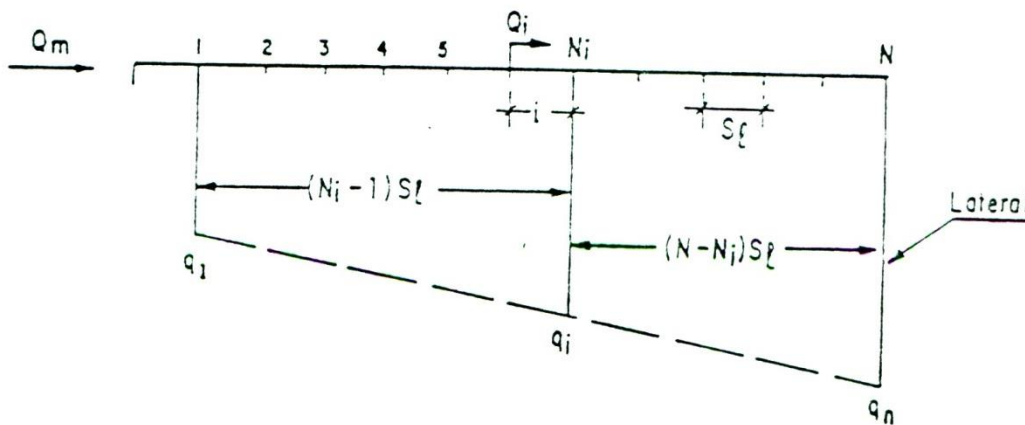


Figura 19. Unidad de riego de forma trapezoidal.

Si se representa en la Figura 19, una unidad de riego de forma trapezoidal como laterales que tienen caudales de entrada $q_1, q_2, q_3, \dots, q_1, \dots, q_n$, proporcionados a sus respectivas longitudes, se tiene que:

$$Q_m = (q_1 + q_n) / 2 * N \quad (43)$$

donde :

q_1 = caudal de entrada al lateral ubicado en la primera entrada.

q_n = caudal de entrada al lateral ubicado en la última entrada.

Q_m = caudal medio de la terciaria.

Keller (1979) propone un factor de forma, expresado como:

$$Sf = qn/qa = qn/(q1 + qn)/2 = 2 * qn/(q1 + qn) \quad (49)$$

en la cual :

Sf = factor de forma de la unidad o subunidad de riego.
q = caudal promedio de los laterales.

Si $L = N * S1$ se tiene la siguiente ecuación:

$$J * F' * L/100 = (J * F' * N * S1)/100 = S1/100 (J1 + J2 + J3 + \dots + Ji + \dots + Jn)$$

$$JF'N = \sum_{i=1}^n Ji$$

$$K * (Q_m^m / D^n) * F' * N = \sum_{i=1}^n K * Qi^m / D^n = K / D^n \sum_{i=1}^n Qi^m$$

$$F' = \frac{\sum_{i=1}^n Qi^m}{N * Q_m^m} \quad (50)$$

$$F' = \left(\sum_{i=1}^n Qi^m * (Sf + (1 - Sf) * ((N - Ni)/(N - 1))^m + (N - Ni + 1)^m) \right) / (N * Q_m^m)$$

$$F' = \sum_{i=1}^n ((Sf + (1 - Sf) * ((N - Ni)/(N - 1))^m + (N - Ni + 1)^m) / (N * Q_m^m)) \quad (51)$$

Esta ecuación esta tabulada en la Tabla 5.

m = exponente mayor valor es 1.75 cuando se usa la fórmula de Darcy Weisback y Blasius.

El valor del coeficiente F', permitirá calcular la pérdida de carga en la terciaria considerando que:

$$Hf = J * F' * (L/100)$$

recordando que el gradiente de pérdida de carga J, será diferente según los diámetros de tuberías sean menores o mayores a 125 mm se utilizaran las Ecuaciones respectivamente.

$$J = 7,89 * 10^7 * (Qt^{1,75}/D^{4,75}) \quad (D < 125 \text{ mm})$$

$$J = 9,59 * 10^7 * (Qt^{1,828}/D^{4,828}) \quad (D > 125 \text{ mm})$$

Tabla 5. Valores de F' para usar con la fórmula de Darcy-Weisbach ($m = 1,75$).
El primer orificio se encuentra a igual distancia de la toma que el segundo orificio.

Nº de orificios	s_f				
	0,0	0,5	1,0	1,5	2
1	1	1	1	1	1
2	0,500	0,544	0,649	0,802	1
3	0,382	0,447	0,546	0,675	0,831
4	0,335	0,403	0,498	0,616	0,756
5	0,310	0,378	0,469	0,582	0,714
6	0,294	0,362	0,451	0,560	0,686
7	0,283	0,350	0,438	0,544	0,667
8	0,274	0,342	0,428	0,533	0,653
9	0,268	0,335	0,421	0,524	0,642
10	0,263	0,330	0,415	0,517	0,634
11	0,259	0,326	0,410	0,511	0,627
12	0,256	0,322	0,406	0,506	0,621
13	0,253	0,320	0,403	0,502	0,616
14	0,251	0,317	0,400	0,499	0,612
15	0,249	0,315	0,398	0,496	0,608
16	0,247	0,313	0,395	0,493	0,605
17	0,246	0,311	0,394	0,491	0,602
18	0,245	0,310	0,392	0,489	0,600
19	0,243	0,309	0,390	0,487	0,598
20	0,242	0,307	0,389	0,485	0,596
22	0,240	0,305	0,387	0,483	0,592
24	0,239	0,304	0,385	0,480	0,590
26	0,238	0,302	0,383	0,478	0,587
28	0,236	0,301	0,382	0,477	0,585
30	0,235	0,300	0,380	0,475	0,583
35	0,234	0,298	0,378	0,472	0,580
40	0,232	0,296	0,376	0,470	0,577
50	0,230	0,294	0,374	0,467	0,574
75	0,227	0,291	0,370	0,463	0,569
100	0,226	0,290	0,369	0,461	0,566
200	0,224	0,288	0,366	0,458	0,563
∞	0,224	0,287	0,364	0,457	0,561

Cargas o presiones en la terciaria

La presión de entrada en el terciario está dada por :

$$h_{lt} = h_l + 3/4 H_f \pm 1/2 \Delta E_l$$

donde :

- h_{lt} = carga o presión de entrada en la tubería terciaria (m).
- h_l = presión de entrada en el lateral (m).
- h_f = pérdida de carga por fricción en la terciaria (m).
- ΔE_l = desnivel entre los extremos de la tubería terciaria (m), será signo positivo flujo hacia arriba, signo negativo flujo en el sentido de la pendiente.

La tubería terciaria sin cambio de diámetro se comporta de la misma manera que los laterales, de forma que la Ecuación (41) puede utilizarse para este caso y escribirla así:

$$\Delta h_{ct} = L/100 * (1 - F') \times |S|^{1,57} * (J')^{-0,57} \quad (52)$$

donde :

Δh_{ct} = diferencia de presión entre el final del terciario y el punto de presión mínima.

La presión mínima en el terciario está dado por la siguiente ecuación:

$$h_{nt} = h_{lt} (h_f + \Delta E_l) - \Delta h_{ct} \quad (53)$$

en la cual:

h_{nt} = presión mínima en el terciario (m).

además:

$$\Delta h_t = h_{lt} - h_{nt} \quad (54)$$

Δh_t = diferencia de presión entre el inicio del terciario y la presión mínima (m).

Para la longitud y diámetro de diseño de la tubería terciaria deberá comprobarse que las diferencias de presiones h_{ct} y h_t , tendrán que ser menores que la variación máxima de presiones permisibles en la tubería terciaria H_t ; es decir:

$$\begin{aligned} h_{ct} &\leq \Delta H_t \\ h_t &\leq \Delta H_t \end{aligned}$$

Tubería Terciaria Con Cambio de Diámetro

El cálculo de la tubería terciaria con cambio de diámetro difiere de la anterior en los puntos tratados a continuación.

Pérdida de carga

La pérdida de carga de una tubería con cambio de diámetro estará expresada así:

$$h_f = h_{f>} - h_{f*} + h_{f<} \quad (55)$$

donde :

- h_f = pérdida de carga por fricción en la tubería terciaria (m).
- $h_{f>}$ = pérdida de carga de la longitud total de la terciaria como si fuera del diámetro mayor (m).
- h_{f*} = pérdida de carga de la longitud de menor diámetro, como si fuera del diámetro mayor (m).
- $h_{f<}$ = pérdida de carga de la longitud de diámetro menor (m).

Presión de entrada

La presión de entrada será diferente según se trate de dos o tres o más diámetros, calculándose por la ecuación siguiente:

$$h_{lt} = h_l + M * h_f \pm 1/2 \Delta E_l \quad (56)$$

donde :

- M = factor aproximado que tiene un valor de 0,6 para tuberías terciarias con dos diámetros y 0,5 para tres o más diámetros.

DISEÑO DE LA RED DE DISTRIBUCION Y CABEZAL DE RIEGO

Diseño de Secundarias y Primarias

La distinción entre tuberías primarias y secundarias responde únicamente al orden que ocupan a partir del cabezal. Algunos autores denominan primarias a todas las tuberías de distribución situadas algunas arriba de las unidades de riego y secundarias a las que conducen el agua desde el comienzo de la unidad hasta los reguladores de presión situados en el origen de las subunidades de riego. En cualquier caso, esa distinción es irrelevante a los efectos del diseño, que se hace de la misma forma en ambas tuberías.

Así como el diseño de una subunida (terciarias y laterales) en los Riego localizados presenta importantes particularidades respecto a otros sistemas de riego, el de las secundarias y primarias es similar en todos los sistemas que conducen agua a presión, no sólo para riego sino incluso para otros fines, como abastecimiento de agua. Por tanto nos vamos a limitar a dar algunas normas prácticas y algunos criterios sencillos de cálculo. El diseño de estas tuberías comprende los apartados siguientes:

- Trazado de la red
- Diámetros y Clase

Trazado de la Red

Existen diversos métodos de optimización del trazado de la red de primarias y secundarias, como es el caso del método de Girette, que resuelve por un método gráfico el emplazamiento óptimo de una bifurcación. Sin embargo en los Riego localizados suelen haber menos libertad para el trazado que en aspersión por ejemplo, ya que las redes vienen más condicionadas por los obstáculos físicos como caminos, deslindes, etc., por las alineaciones de los cultivos sobre todo Frutales y por las extensiones del predio. Aunque ninguna de estas razones es definitiva y puede haber situaciones en que sea recomendable el uso de los métodos de optimización del trazado, con frecuencia se hace sin recurrir a esas sofisticaciones.

Diámetros y Clases

El diseño empieza por situar en la planta de la red de distribución las conexiones a las tuberías terciarias: en esta fase del cálculo ya se habrán diseñado las subunidades de riego, por lo que se conocerá para cada conexión el caudal y la presión necesarios. En cuanto a la presión, no hay que olvidar incluir las pérdidas de carga ocasionadas por las

piezas que pueda haber al comienzo de la terciaria, como reguladores de la presión, válvulas, etc, a menos que dichas pérdidas se hubieran tenido en cuenta al estudiar la subunidad.

A continuación, empezando por los extremos aguas abajo, se calcula el caudal de cada tramo de la red de distribución. A partir de este punto el diseño se hace de forma distinta según los dos casos siguientes:

1. **Presión disponible conocida.** Este es el caso de riego a partir de un depósito o canal de cota conocida, o de una red comunitaria de riegos que suministra el agua a una presión ya establecida.
2. **Presión disponible desconocida.** Cuando la presión la proporciona una instalación de bombeo que forma parte del diseño y que por lo tanto se puede modificar adecuándola a las necesidades.

Presión Disponible Conocida

El cálculo se inicia en el depósito o canal. En este caso hay que empezar por diseñar el cabezal, con los criterios que se estudiarán más adelante, o al menos establecer la máxima pérdida de carga que se va a permitir en el cabezal y la mínima presión de funcionamiento del mismo. A este respecto el cabezal necesitan una presión mínima para funcionar, como es el caso de algunos filtros, contadores y sobre todo inyector hidrúlicos de fertilizantes.

A la presión disponible en el depósito se descuenta la pérdida de carga en el cabezal y a continuación se elige para cada tramo de tubería el diámetro que permita conducir el caudal necesario con la pérdida de carga admisible. Un criterio práctico que se justifica más adelante consiste en empezar seleccionando para cada tramo el diámetro correspondiente a una velocidad no superior a 1,5 m/seg, para lo cual es muy práctica la fórmula (57).

$$D < \sqrt{0,236 Q} \quad (57)$$

A continuación se va desconectando la pérdida de carga de cada tramo, así como la de los puntos singulares, lo que permite calcular la presión disponible en cada conexión a las terciarias. En caso que en algún punto ésta sea insuficiente, se deberán aumentar los diámetros de algunas o todas las tuberías que afectan ese punto. Generalmente se presentarán varias soluciones alternativas y hay que decidir entre ellas eligiendo la que suponga menor costo.

Presión Disponible Desconocida

Cuando la presión se suministra mediante bombeo se presentan menos limitaciones que en el caso de presión conocida y caben numerosas soluciones. Cuanto mayor es el diámetro, mayor es la inversión inicial en tuberías, pero en cambio, como las pérdidas por rozamiento son menores, el consumo energético y su correspondiente costo es menor y a veces también se puede abaratar la instalación de bombeo. En consecuencia, la elección del diámetro es un problema de minimizar los costos anuales de amortización y funcionamiento.

Existen muchos procedimientos de optimizar el diámetro en el caso de bombeo. En lo que sigue vamos a describir algunas de las soluciones clásicas, cómo se resuelve el problema actualmente mediante computador y finalmente un criterio muy sencillo y práctico.

a) Soluciones clásicas

Varios autores han establecido unas fórmulas que permiten calcular el diámetro óptimo, partiendo de distintas hipótesis. A continuación se describen las fórmulas de Mendiluce, Melzer y Vibert.

Fórmula de Mendiluce

Parte de las hipótesis siguientes:

- El costo de una tubería varía linealmente con el diámetro.
- El régimen es turbulento, cumpliéndose:

$$J = K \quad Q^2/D^5$$

La fórmula deducida por Mendiluce es:

$$D = 1,913 * ((k * p * n)/(P * a))^{0,167} * Q \quad (58)$$

donde:

D = diámetro interior de la tubería en m.
K = coeficiente de pérdida de carga de la tubería.

Para su determinación se puede emplear la expresión:

$$K = 10,54/C^{1,85} \quad (59)$$

siendo C el coeficiente de la fórmula de Hazen-Williams que para plásticos vale 150 y para fibrocemento 140.

p = precio de Kwh en pesos.
 n = número de horas al año de bombeo.
 P = costo de la tubería en pesos por metro de diámetro y metro de longitud.
 a = factor de amortización.
 $a = ((1 + r)^t * r) / ((1 + r)^t - 1)$
 r = interés en tanto por uno.
 t = período de amortización de la tubería.
 η = rendimiento total del grupo motobomba.
 Q = caudal en m³/sg.

La fórmula de Mendiluce da buenos resultados si el intervalo de diámetros a que se aplica no es muy grande. Su utilización suele requerir dos o tres iteraciones: se parte de un diámetro D , se evalúa su costo P y se aplica la fórmula 58 obteniendo un valor de D ; si no coincide con el inicial se tantea uno nuevo.

Fórmula de Melzer

Se distingue de la de Mendiluce en que supone que el costo de la tubería es proporcional al peso de la misma. La estática de fluidos permite demostrar que el peso es proporcional al cuadrado del diámetro. La fórmula de Melzer es:

$$D = 1,744 * ((k * p * n)/(P * a))^{0,143} * Q^{0,43} \quad (60)$$

donde los símbolos tienen los mismos significados, que en la de Mendiluce.

Fórmula de Vibert

Vibert supone que el costo de la tubería es proporcional al cuadrado del diámetro, pero el costo de su instalación (apertura de zanja, montaje, etc.) varía linealmente con el diámetro, y se obtiene la siguiente expresión, intermedia entre la de Mendiluce y Melzer:

$$D = 1,822 * ((k * p * n)/ P * a)^{0,154} * Q^{0,46} \quad (61)$$

con el mismo significado de símbolos.

b) Cálculo mediante computador

Las fórmulas anteriores adolecen de que para su deducción ha habido que aceptar alguna relación matemática entre el diámetro y el costo de las tuberías. En la medida que esa relación no se ajuste a la realidad, los resultados serán incorrectos. El empleo de computador evita este inconveniente y presenta además numerosas ventajas:

- Estudio conjunto de toda la red de distribución.
- Se puede trabajar con diámetros comerciales en vez de con los diámetros resultantes de un cálculo.
- Se puede hacer estudios de sensibilidad en relación con los distintos factores que intervienen, como precio del kwh, horas anuales de bombeo, etc.
- Se puede perfeccionar algunos datos. Por ejemplo, en vez de utilizar el coeficiente K de pérdida de carga, se puede determinar en cada caso el régimen hidráulico y emplear la fórmula y coeficiente de fricción f adecuados.

Existen numerosos programas que resuelvan este problema. No vamos a describirlos con detalle y únicamente diremos que se basan en que para cada tramo se suponen distintos diámetros comerciales, o incluso se puede descomponer un mismo tramo en varias longitudes con diámetros distintos. Para cada combinación de diámetros se estudian los gastos de amortización y los energéticos y se selecciona la solución que hace que la suma de ambos sea mínima. Hay programas que permiten estudiar muchas situaciones especiales, como es el caso de una red mallada alimentada por uno o varios puntos, existencia de depósitos intermedios o de cola, servicio puntual o proporcional a la longitud de las tuberías, etc. La aplicación de estos programas a muchos problemas permite comprobar la siguiente conclusión: si se eligen diámetros menores que el óptimo, los costos anuales (amortización + energía) crecen rápidamente; si se eligen diámetros mayores, el crecimiento de los costos es más suave.

c) Criterio práctico

En muchas situaciones reales no se pueden aplicar las fórmulas clásicas ni utilizar el computador, bien por no disponer de los medios necesarios, bien por la sencillez del problema o por la urgencia de tomar una decisión. Para estos casos vamos a proponer un criterio muy sencillo.

La velocidad media del agua debe estar comprendida entre 0,6 y 2,25 m/sg. Por debajo del primer valor los diámetros son excesivos y la tubería muy cara; además las bajas velocidades favorecen la formación de sedimentos. Para velocidades

superiores a 2,25 m/sg las pérdidas de carga adquieren valores muy elevados, se acelera el envejecimiento de las tuberías y empiezan a tener importancia los fenómenos transitorios que pueden obligar a utilizar una mayor clase o a medios especiales de protección.

Se comprueba en la práctica que de los dos límites citados, el superior está más próximo al óptimo en el caso de tuberías grandes y el inferior en el de pequeñas tuberías. Para la mayoría de los casos en los riegos localizados recomendamos el criterio de no sobrepasar la velocidad de 1,5 m/seg, lo que conduce a la siguiente expresión:

$$D > \sqrt{0,236Q} \quad (62)$$

D en mm y Q en l/h.

Diseño del Cabezal de Riego

El cálculo de las tuberías primarias permite conocer el caudal del cabezal de riego y la presión aguas abajo del mismo. El diseño de cada uno de los elementos que constituyen el cabezal, filtros, equipos de fertirrigación, automatismos, etc.) influyen en las pérdidas de carga del cabezal. A este respecto sus componentes se pueden agrupar en tres categorías:

- Elementos cuya pérdida de carga es proporcional al caudal, como contadores, válvulas, etc. Los hidrociclones forman parte de este grupo.
- Elementos cuya pérdida de carga es variable aunque el caudal sea constante. Este es el caso de los distintos tipos de filtros. En el diseño se establece la máxima pérdida de carga admisible en cada filtro, y cuando se alcance ese valor deberá procederse su limpieza.
- Elementos de los que es necesario conocer, además de la pérdida de carga que provocan, la presión mínima de funcionamiento. Este es el caso de algunos automatismos y sobre todo de inyectoros hidráulicos de fertilizantes. Algunos de ellos necesitan además una cierta presión diferencial, lo que obliga a intercalar válvulas en la conducción general, o a aprovechar las pérdidas de carga provocadas por algunos elementos como filtros, reguladores de presión, etc.

La presión aguas arriba del cabezal se obtiene sumando las pérdidas de carga a la presión necesaria aguas abajo. Si la presión obtenida no es suficiente para el funcionamiento de los elementos que requieren una presión mínima, se incrementará en lo necesario.

En el Anexo II se incluyen catálogos que ayudan al cálculo de las pérdidas de carga del cabezal.

En el cabezal instalaremos filtros de malla y grava si el agua proviene de un canal de riego o esta sometida a la luz, cuando esta es de pozo solamente filtro de maya. Utilizaremos como filtro hidrociclona cuando el agua de riego tenga altos contenidos de arena.

Coefficientes de Seguridad

Conocidos el caudal y la presión aguas arriba del cabezal se está en disposición de diseñar la instalación de bombeo. Sin embargo aun hay que introducir unos coeficientes de seguridad.

En primer lugar hay que prever la necesidad ocasional de una presión mayor que la del funcionamiento normal, con objeto de desobturar los emisores, Por este concepto se debe incrementar la presión de bombeo en un 50 por 100 de la presión nominal de los emisores.

Ejemplo del Diseño Completo de un Riego Localizado

Se trata de un diseño de riego por goteo de un predio de 11 ha, dedicada al cultivo de vides de mesa y situada en San Felipe, cuyo plano se concluye la Figura 20. En varias parte de este artículo se han ido estudiando aspectos parciales del diseño de éste ejemplo los cuales se resumen a continuación:

Diseño Agronómico

Cultivo : Vid (Sultanina).
Superficie : 11 ha.
Marco de plantación : 4 * 4 m (4 m entre hileras).
Profundidad de raíces : Pr = 1,10 m.
Conductividad del agua de riego : $CE_i = 0,15$ mmhos/cm.
Necesidades totales de riego : $N_t = 6,78$ mm/d.
Coeficiente de uniformidad : CU = 0,90.
Necesidades diarias por árbol : 108,5 litros.
Caudal ficticio continuo : 0,79 l/seg ha.
Dosis de riego : I = 1 día.
Número de emisores por árbol : e = 4.
Caudal de cada emisor : $q_a = 4$ l/h.
Volumen de riego por emisor : $V_e = 271$ l.
Tiempo de riego : t = 6,78 horas.
Porcentaje de superficie mojada : P = 24,7 por 100.
Espaciamiento entre emisores : Se = 1 m.
Número de sectores : N = 3.
Ht : 2,18 m.
Hl : 2,18 m.

Luego del diseño agronómico es necesario trazar la red de riego en el plano y realizar el diseño hidráulico. Los pasos a seguir y sus cálculos para este ejemplo se detallan a continuación:

Longitud Lateral

1) Conocer J' y $J' * F$

$$J' = 7,89 * 10^7 * (q_l^{1,75} / D^{4,75}) * ((S_e + f_e) / S_e)$$

$$F = N / (-3,08 + 2,74 * N)$$

- Caudal del lateral en 100 m : $q_l = q_a N = 4.100 = 400 \text{ l/h} = 0,0111 \text{ l/s}$
- Número de salidas : $N = 100 / S_e = 100 / 1 = 100$
- Espaciamiento entre emisores : $S_e = 1 \text{ m}$
- Pérdidas de carga por conexión de emisor: $F_e = 0,23$ gotero en línea.
- Factor de salidas múltiples : $F = 0,37$
- J' ($D_i = 13,2 \text{ mm}$) = 9,9 m.c.a. D. Nominal = 16 mm
- JF ($D_i = 13,2 \text{ mm}$) = 3,7 m.c.a. D. Nominal = 16 mm
- J ($D_i = 10,2 \text{ mm}$) = 33,6 m.c.a. D. Nominal = 12 mm
- $J'F$ ($D_i = 0,2 \text{ mm}$) = 12,4 m.c.a. D. Nominal = 12 mm

2) Luego de conocer J' y $J' * F$ es necesario seleccionar la ecuación a utilizar para determinar el largo máximo del lateral.

Pendiente	utilizar ecuación	Caso	
		D13.2	D10.2
- 1,5%		2b	2b
+ 1,5%		1	1
- 0,5%		2b	2b
+ 0,5%		1	1

3) Calcular largo máximo laterales.

Caso 1

$$18,04 * ((Se + fe)/D^{4,755}) * ql^{2,753} + S * Se * ql - 100 * \Delta Hl * qa = 0$$

$$L = ql/qa * Se$$

Para los siguientes diámetro interno se cálculo el largo máximo de los laterales que corresponde a pendiente positiva (+).

Di (mm)	S (%)	Longitud máxima (m)
13,2 mm	+2,2	58,8 m
	+0,5	76,3 m
10,2 mm	+2,2	42,5 m
	+0,5	50,1 m

Caso 2 b

$$18,04 * ((Se + fe)/D^{4,755}) * ql^{2,753} + S * Se * ql - 100 * \Delta Hl * qa + (0,068 * D^{2,71}/(Se + fe)^{0,57}) * (|S| * Se)^{1,57} = 0$$

$$L = ql/qa * Se$$

Di (mm)	S (%)	Longitud máxima (m)
13,2 mm	-2,2	100 m
	-0,5	86 m
10,2 mm	-2,2	60 m
	-0,5	54 m

4) Luego de conocer los largos máximos del lateral se procede a trazar la red de riego en el plano (Figura 20).

Trazado Red de Riego

PLANO EJEMPLO DISEÑO RIEGO POR GOTEO.

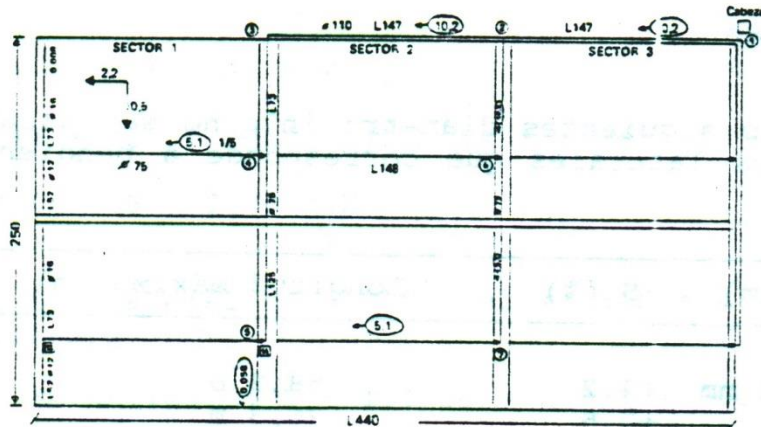


Figura 20. Plano riego por goteo.

Selección de diámetro de las tuberías laterales.

Pendiente (%)	Di (mm)	Longitud máxima	Longitud Real (m)
-0,5	10,2	54	52
+0,5	13,2	76	73

- 1) Posterior al trazado de la red de riego se procede a determinar los caudales que pasan por la red y la longitud de cada tramo (Plano Figura 20).

Longitud y Diámetro de la Terciaria

- 1) Se determina el diámetro de las terciarias que cumpla con las pérdidas de carga permisibles para lo cual se utiliza las ecuaciones:

$$D = \sqrt{0,236 Q}$$

$$D = 65,8 \text{ mm} = D$$

D. Nominal 75 mm

D. Interno 71.4 mm

- Luego se calcula

$$J' = 1,08$$

$$J'F = 0,41$$

$$F = 0,38$$

por lo cual seleccionamos la ecuación del Caso 3. El largo de la terciaria según esta ecuación debe ser menor o igual a 153 m lo que coincide con el trazado y longitud del plano, si no fuera así sería necesario realizar un nuevo trazado donde las terciarias tuvieran la longitud requerida.

2) Selección diámetro de las tuberías principal y secundaria.

$$D = \sqrt{0,236 Q}$$

$$q_l = 5,1 \text{ l/s}$$

$$q_l = 10,2 \text{ l/s}$$

$$D_i = 65,8$$

$$D_i = 93,1$$

$$D. \text{ Nominal } 75 \text{ mm}$$

$$D. \text{ Nominal } 110 \text{ mm}$$

Cálculo Hidráulico

1) Laterales

- Lateral en el sentido de la Pendiente (-) Caso 2.

$$\text{Longitud lateral} = 52 \text{ m}$$

$$\text{Caudal lateral} = 0,058 \text{ l/s}$$

$$\text{Diámetro interno} = 10,2 \text{ mm}$$

$$hf = 2,06 \text{ m.c.a.} \quad hf = J.F (Se + fe)/Se$$

$$\text{Pendiente de carga Permisible en lateral : } H_l = 2,18 \text{ m.c.a.}$$

$$\text{Presión media emisor: } h_a = 10,64 \text{ m.c.a.}$$

$$\text{Presión entrada lateral: } h_l = 11,94 \text{ m.c.a.} \quad h_l = h_a + 3/4 hf \pm EL/2$$

$$\Delta EL / hf = -0,1213$$

$$t' = 0,893$$

$$\text{Presión mínima lateral : } h_n = 10,1 \quad h_n = h_l - t' * hf$$

$$\text{Presión salida lateral : } h_c = 10,4 \quad h_c = h_l - hf - EL$$

Diferencia de presión entre la mínima y la salida:

$$h_c = 0,08 \text{ m.c.a.}$$

$$h_c = 0,36 * hf^{-0,57} * (\Delta EL)^{1,57}$$

Diferencia de presión entre la mínima y la entrada:

$$\begin{aligned} \Delta h &= 1,84 \text{ m.c.a.} \\ \Delta h &= h_l - h_n = t' * h_f \\ \Delta h &< \Delta H_l \end{aligned}$$

- Lateral en contra de la pendiente (+) Caso 1

$$\begin{aligned} \text{Longitud lateral} &= 73 \text{ m} \\ \text{Caudal lateral} &= 0,08 \text{ l/s} \\ \text{Diámetro interno} &= 13,2 \text{ mm} \\ h_f &= 1,49 \text{ m} \end{aligned}$$

Pérdida de carga permisible en la lateral: $\Delta H_l = 2,18 \text{ m.c.a.}$
 Presión media emisor : $h_a = 10,64 \text{ m.c.a.}$
 Presión entrada lateral = $h_l = 12,0 \text{ m.c.a.}$
 Presión mínimo lateral = $h_n = h_c = 10 \text{ m.c.a.}$
 Presión final lateral = $h_c = h_l - h_f - \Delta EL = 10 \text{ m.c.a.}$
 Diferencia entre la presión mínima y final = $\Delta h_c = 0$
 Diferencia entre la presión mínima y entrada = $\Delta h = 2 \text{ m.c.a.}$

$$\Delta h < \Delta H_l$$

- Terciarias

$$\begin{aligned} \text{Longitud terciaria} &= 148 \text{ m} \\ \text{Caudal terciaria} &= 5,1 \text{ l/s} \\ \text{Diámetro interno} &= 71,4 \text{ mm} \\ h_f &= 1,2 \text{ m.c.a.} \\ \text{Pérdida de carga permisible terciaria: } &4,36 - 2 = 2,36 \text{ m.c.a. } H_t \\ \text{Presión media terciaria} &= h_{at} = h_l = 12 \text{ m.c.a.} \\ \text{Presión entrada terciaria} &= 13,36 \text{ m.c.a.} = h_{lt} \\ \text{Presión mínima terciaria} &= 13,36 \text{ m.c.a.} = h_{nt} \\ h_{ct} &= 1,64 \text{ m.c.a.} \\ h_t &= 0,64 \text{ m.c.a.} \end{aligned}$$

$$\Delta h_{ct} < \Delta H_t$$

La presión en cada punto aparece en la Figura 20.

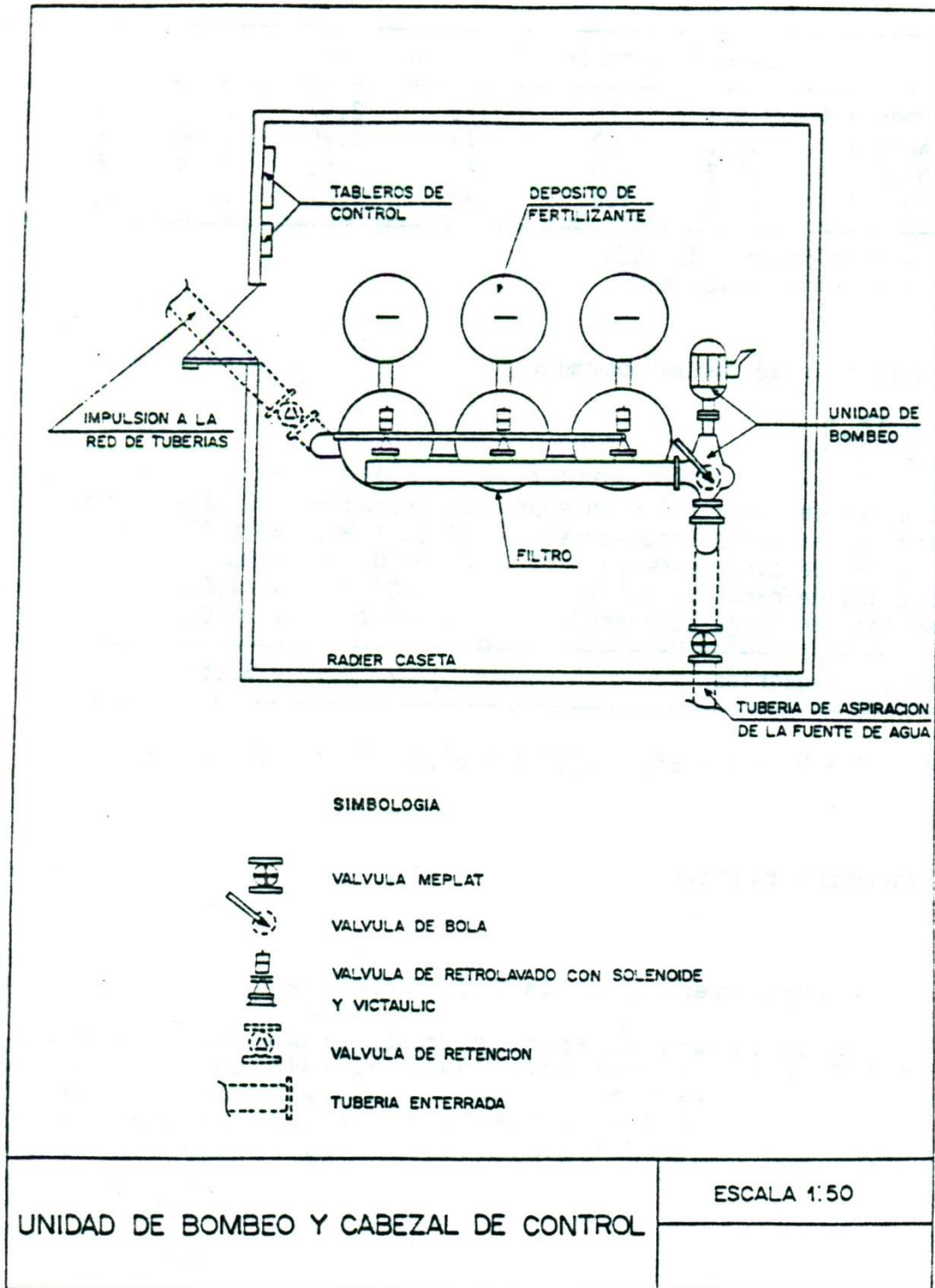


Figura 21.

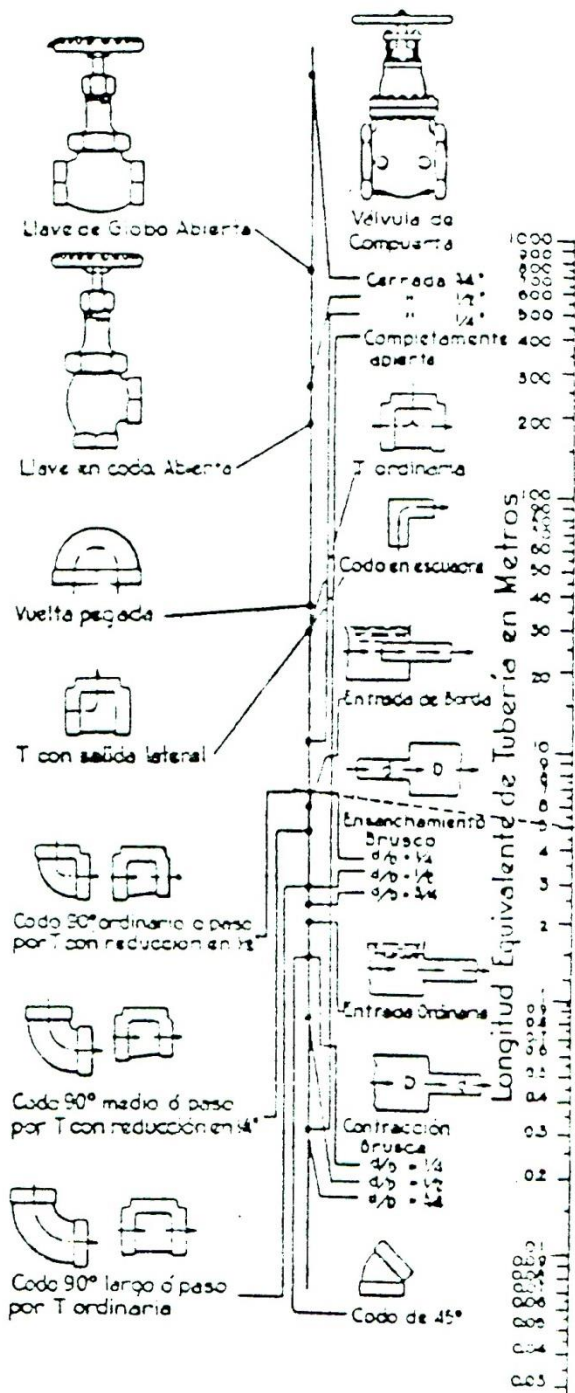
ANEXO

DISEÑO DE PROYECTOS DE RIEGO Y DRENAJE

Pérdidas por fricción (Hf) en m.c.a. por cada 100 m de tubería lateral y principal portátil de aluminio y sus uniones. (Según la fórmula de Scobey y considerando tramos de tubo de 6 m).

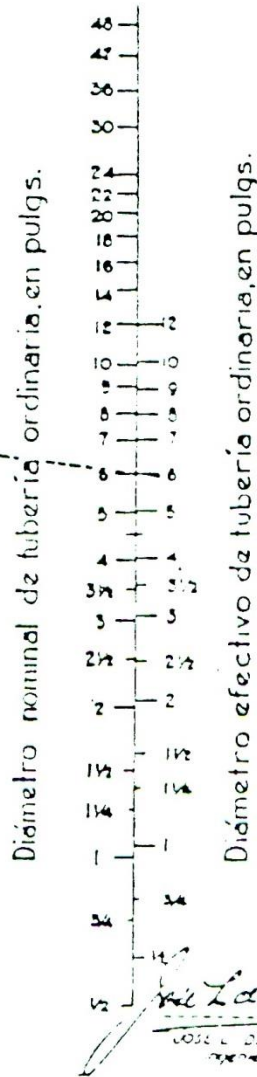
Flujo		2 pulg	3 pulg	4 pulg	5 pulg	6 pulg
l/s	gal/min					
1.26	20	0.32				
1.89	30	2.53				
2.52	40	4.49	0.565	0.130		
3.15	50	6.85	0.858	0.198		
3.79	60	9.67	1.21	0.280		
4.42	70	12.9	1.63	0.376	0.122	
5.05	80	16.7	2.10	0.484	0.157	
5.68	90	20.8	2.63	0.605	0.196	
6.31	100	25.4	3.20	0.738	0.240	0.099
7.57	120		4.54	1.04	0.339	0.140
8.83	140		6.09	1.40	0.454	0.188
10.10	160		7.85	1.80	0.590	0.242
11.36	180		9.82	2.26	0.733	0.302
12.62	200		12.0	2.76	0.896	0.370
13.88	220		14.4	3.30	1.07	0.443
15.14	240		16.9	3.90	1.26	0.522
16.41	260		19.7	4.54	1.47	0.608
17.67	280		22.8	5.22	1.70	0.700
18.93	300		25.9	5.96	1.93	0.798
20.19	320		29.3	6.74	2.18	0.904
21.45	340		32.8	7.56	2.45	1.02
22.72	360		36.6	8.40	2.74	1.13
23.98	380		44.6	9.36	3.03	1.26
25.24	400		44.7	10.3	3.34	1.38
26.50	420			11.3	3.66	1.51
27.76	440			12.3	4.00	1.66
29.03	460			13.4	4.35	1.80
30.29	480			14.6	4.72	1.95
31.55	500			15.8	5.10	1.12
34.70	550			18.9	6.12	2.52
37.86	600			22.2	7.22	2.98
41.01	650			25.9	8.40	3.46
44.17	700			29.8	9.68	3.99
47.32	750			33.8	11.0	4.54
50.48	800				12.5	5.15
53.63	850				14.0	5.78
56.79	900				15.6	6.44
59.94	950				17.3	7.14
63.10	1000				19.0	7.86

Pérdida de Carga por Fricción en Válvulas y Accesorios



Ejemplo: La línea puntuada muestra que la fricción en un codo ordinario de 6" es equivalente aproximadamente a la de 5 metros de tubo ordinario del mismo diámetro.

Nota: Para ensanchamientos y reducciones bruscas úsese el diámetro menor d_2 en la escala de los diámetros de los tubos.



Adaptado a unidades métricas de un diagrama de la Crane Co.

Jose L. de la Parra
 José L. de la Parra
 Ingeniero Civil

TEMA XI

Drenaje de Suelos Agrícolas

DISEÑO DE PROYECTOS DE RIEGO Y DRENAJE

DRENAJE DE SUELOS AGRICOLAS

Norbert Fritsch F.
Ing. Agrónomo, M.Sc.
Universidad de Chile

INTRODUCCION

El drenaje consiste en evacuar el exceso de agua de riego o precipitaciones con el propósito de prevenir el daño a los cultivos, evitar la acumulación de sales en el suelo o mejorar suelos potencialmente útiles para los cultivos ubicados en lugares bajos, que se inundan. Los sistemas de drenaje son costosos de instalar, pero son económicos cuando el aumento de la producción agrícola es mayor que el costo del sistema.

Los problemas de drenaje se dan en dos formas: drenaje superficial y drenaje interno o subsuperficial.

DRENAJE SUPERFICIAL

Los problemas de drenaje superficial se producen en suelos planos, de baja velocidad de infiltración o permeabilidad interna y con microrelieve que impide el escurrimiento superficial del agua de riego o precipitaciones, anegándose los lugares bajos. También se originan por ausencia de un adecuado sistema de evacuación del escurrimiento superficial, tanto de agua de riego como de precipitaciones. Este fenómeno ocurre especialmente en cultivos regados mediante métodos superficiales.

Los anegamientos antes mencionados favorecen enfermedades del cuello de las plantas, especialmente Phytophthora.

Además, en los suelos de baja permeabilidad (arcillosos) la mantención prolongada de agua sobre la superficie del suelo produce una anaerobiosis prolongada en el perfil del suelo que afecta la absorción de agua y nutrientes por las plantas. También, en los lugares afectados por los anegamientos, se produce una excesiva lixiviación de iones nutritivos para las plantas, con la consecuente disminución de rendimientos.

Cuando el microrelieve es el causante del problema de drenaje superficial, éste se puede corregir nivelando cuidadosamente el suelo. Si el costo de la nivelación es demasiado alto para la productividad potencial del suelo se

puede hacer drenes superficiales en "V" con taludes 1:8 a través del terreno que obstruye el escurrimiento superficial del agua.

Todo terreno agrícola debe tener una acequia a lo largo del extremo inferior de los potreros y cuarteles de plantación, para permitir la evacuación del escurrimiento superficial del agua de riego y/o precipitaciones. Este dren puede construirse en "V" para facilitar el paso de la maquinaria.

Los drenes superficiales deben diseñarse con una boca de salida apropiada que evite la acumulación de agua en ellos. Estas bocas de salida generalmente son del tipo gravitacional.

DRENAJE SUBSUPERFICIAL

Los problemas de drenaje subsuperficial se presentan como una saturación del perfil del suelo. La superficie superior de la capa saturada se denomina nivel freático y lo que queda bajo ésta, acuífero.

La presencia de un nivel freático alto reduce la profundidad efectiva del suelo, disminuyendo la potencialidad de las raíces de las plantas. Por otra parte, sobre el nivel freático se produce una zona de baja capacidad de aire debido al ascenso de agua por capilaridad. Esta zona, por su lenta difusión de gases, es pobre en oxígeno y rica en anhídrido carbónico, lo cual la hace poco apta para la absorción de agua y nutrientes por las plantas. Además, el exceso de humedad del suelo favorece el desarrollo de hongos patógenos que atacan el sistema radical de las plantas.

Un nivel freático alto en regiones áridas, generalmente va asociado con problemas de salinidad, ya que las sales disueltas en el agua del acuífero ascienden por capilaridad acumulándose en la superficie del suelo o cerca de ella, al evaporarse. Por esta razón, el primer paso para recuperar suelos salinos es hacer descender el nivel freático mediante obras de drenaje.

CONCEPTOS GENERALESFlujo de agua a través del suelo (Ley de Darcy)

Para una mejor comprensión del movimiento del agua a través del suelo se presenta la ley de Darcy.

En la Figura 1 se puede observar una columna cilíndrica de arena de sección transversal A, a través de la cual fluye un gasto o caudal de agua Q. La columna tiene dos piezómetros separados a una distancia L. El piezómetro superior se llena con agua hasta una altura h_1 y esta inserta en la columna de arena a una altura Z_1 sobre un plano de referencia. El piezómetro inferior está lleno de agua hasta una altura h_2 y esta inserto en la columna de arena a una altura Z_2 sobre el plano de referencia.

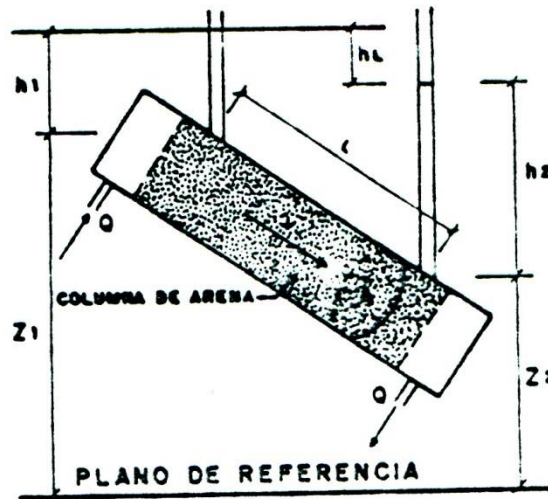


Figura 1.

De acuerdo a estos términos, la ecuación de Darcy se puede escribir:

$$Q = K A \frac{(h_1 + Z_1) - (h_2 + Z_2)}{L} \quad (1)$$

donde:

- Q = Gasto (m^3 /día)
- K = Conductividad hidráulica (m/día)
- A = Sección transversal (m^2)
- h_1 y h_2 = Presiones (m)
- Z_1 y Z_2 = Cargas gravitacionales (m)
- L = Largo de las columnas de suelo (m)

El término $\frac{(h_1 + Z_1) - (h_2 + Z_2)}{L}$ se le llama

gradiente hidráulico. Constituye la fuerza motriz que mueve el agua y se le asigna la letra *i* latina de manera que la ecuación 1 se puede escribir:

$$Q = K A i \quad (2)$$

Si se quiere conocer la velocidad del flujo de agua, la ecuación 2 se divide por la sección transversal a través de la cual pasa el flujo, quedando:

$$\frac{Q}{A} = v = Ki \quad (3)$$

Un ejemplo que ilustra la importancia de gradiente hidráulico es el de la Figura 2 en la cual se pueden observar un par de piezómetros colocados a distinta profundidad en a) un acuífero no confinado y en b) un acuífero confinado o artesiano.

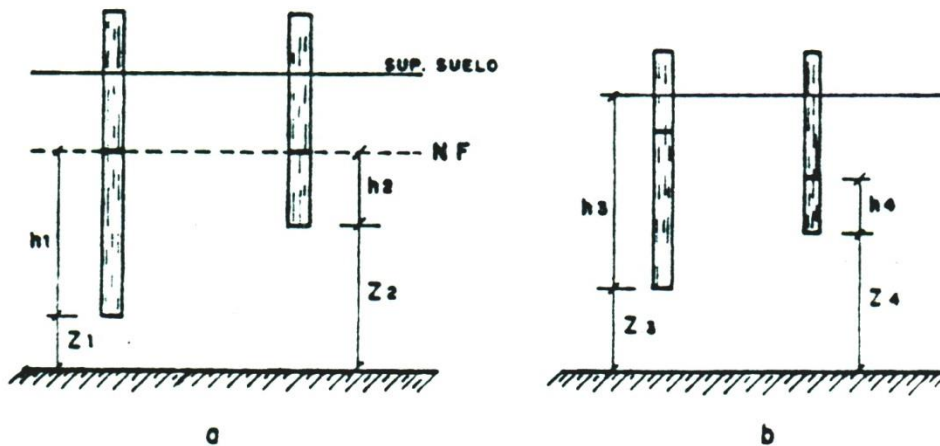


Figura 2. Pares de piezómetros colocados: a) acuífero no confinado; b) acuífero confinado.

Suponiendo que las cargas hidrostáticas y gravitacionales son las siguientes:

$$\begin{array}{ll} h_1 = 4,8 \text{ m} & h_3 = 5,6 \text{ m} \\ z_1 = 1,5 \text{ m} & z_3 = 1,4 \text{ m} \\ h_2 = 3,5 \text{ m} & h_4 = 2,1 \text{ m} \\ z_2 = 2,8 \text{ m} & z_4 = 4,9 \text{ m} \end{array}$$

entonces:

$$i_a = \frac{(4,8 - 1,5) - (3,5 - 2,8)}{2,8 - 1,5} = \frac{0}{1,3} = 0$$

Siendo el gradiente hidráulico igual a 0, el agua no se mueve verticalmente.

$$i_b = \frac{(5,6 - 1,4) - (2,1 - 2,8)}{2,8 - 1,4} = \frac{2,1}{1,4} = 1,5$$

El gradiente hidráulico es 1,5, o sea el agua se mueve verticalmente hacia arriba a una velocidad igual a 1,5 veces la conductividad hidráulica del suelo, según la Ecuación 3.

Medición de la conductividad hidráulica

Como se pudo observar en el Capítulo anterior, en la Ley de Darcy apareció como variable importante la conductividad hidráulica del suelo (K). Como las ecuaciones para estimar el distanciamiento entre los drenes se deducen de la Ley de Darcy, la variable K también va a aparecer en ellas. Por esta razón es importante poder estimar o medir la conductividad hidráulica del suelo.

Mediciones de Laboratorio

Las mediciones de laboratorio suelen hacerse con muestras de suelo alteradas y sin alterar las primeras, sin bien tienen cierta utilidad para caracterizar suelos, no tiene ninguna con fines de drenaje, ya que al moler la muestra de suelo, se altera completamente su porosidad.

Las muestras no alteradas se obtienen hincando en el suelo un cilindro que normalmente se usa para determinar densidad aparente del suelo. En el laboratorio, el cilindro se mantiene en un permeámetro que puede ser de carga constante o variable (ver Figura 3). En ellos se determina la conductividad hidráulica mediante las siguientes ecuaciones:

Permeámetro de carga constante:

$$K = \frac{1.100 L V}{D^2 (L + h) t} \quad (4)$$

donde:

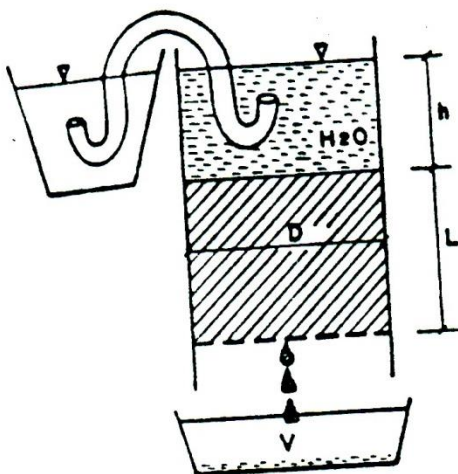
- K = conductividad hidráulica [m/días]
- L = largo de la muestra de suelo [cm]
- h = carga de agua [cm]
- D = diámetro de la muestra de suelo [cm]
- V = volumen de agua recogido [cm³]
- t = tiempo en que se recogió el volumen de agua V [seg]

Permeámetro de carga variable:

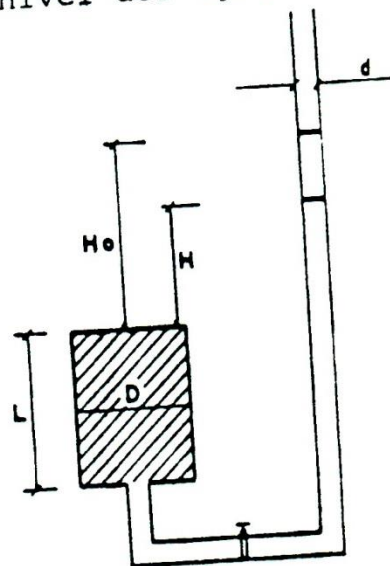
$$K = \frac{864 L d^2}{D^2 t} \ln \frac{H_0}{H} \quad (5)$$

donde:

- K = conductividad hidráulica [m día⁻¹]
- L = largo de la muestra de suelo [cm]
- D = diámetro de la muestra de suelo [cm]
- d = diámetro del tubo que suministra el agua [cm]
- H₀ = carga de agua al inicio de la medición [cm]
- H = carga de agua al final de la medición [cm]
- t = tiempo que se demora en descender el nivel del agua de una posición H₀ a H [seg]



a)



b)

Figura 3. Permeámetros: a) de carga constante y b) de carga variable.

Dado que viscosidad del agua influye directamente sobre la conductividad hidráulica. Por otra parte, la viscosidad del agua depende de su temperatura, que puede ser muy variable en un laboratorio. Por esta razón se recomienda llevar las conductividades hidráulicas a una temperatura standard de 20°C en la siguiente ecuación:

$$K_{20^{\circ}\text{C}} = \frac{K_{x^{\circ}\text{C}} \mu_{x^{\circ}\text{C}}}{\mu_{20^{\circ}\text{C}}} \quad (6)$$

donde:

$K_{20^{\circ}\text{C}}$ = conductividad hidráulica a 20°C

$K_{x^{\circ}\text{C}}$ = conductividad hidráulica medida con agua a x°C

$\mu_{x^{\circ}\text{C}}$ = viscosidad del agua a 20°C

$\mu_{x^{\circ}\text{C}}$ = viscosidad del agua a la temperatura de la medición

Mediciones in situ en presencia de un nivel freático

Diversos autores ha ideado métodos para medir la conductividad hidráulica de suelos en presencia de un nivel freático alto. Los valores de conductividad hidráulica resultantes son posiblemente los más cercanos a la realidad, ya que el suelo sufre relativamente poca alteración, el agua con que se realiza la medición tiene el contenido salino en condiciones de campo y el volumen del suelo implicado en la medición es relativamente grande.

Método del hoyo de barreno: Este método fue ideado por Hobghondt. Consiste en hacer un hoyo de barreno a mayor profundidad que el nivel freático y no más profundo que la estrata impermeable si esta existiera.

Se extrae el agua del hoyo varias veces con el objeto de reestablecer la porosidad del suelo, destruida por la acción del barreno.

La medición de la conductividad hidráulica del suelo se realiza deprimiendo el espejo de agua dentro del hoyo de barreno hasta su tercio inferior y midiendo el tiempo que se demora en subir algunos centímetros. Se aplica las siguientes ecuaciones según sea el caso:

a) Si el hoyo de barreno llega hasta la estrata impermeable:

$$K = 227.368 \frac{a^2}{t} \ln \frac{Y_0}{Y_1} \quad (6)$$

b) Si el de barreno no alcanza la profundidad de la estrata impermeable:

$$K = 454.737 \frac{a^2 d}{(a + 2d) t} \ln \frac{Y_0}{Y_1} \quad (7)$$

donde para ambas ecuaciones:

K = conductividad hidráulica (m/días)

a = radio del hoyo de barreno (m)

d = profundidad del hoyo de barreno medido desde el nivel freático (m).

Y₀ = profundiza del espejo de agua al inicio de la medición medido desde el nivel freático (m).

Y₁ = profundidad del espejo de agua al final de la medición medida desde el nivel freático (m).

t = tiempo que demora en subir al espejo de agua de una posición Y₀ a Y₁ (seg).

Las mediciones de la conductividad hidráulica del suelo con el método del hoyo de barreno deben realizarse con rapidez. Si se debe repetir varias veces la medición en un mismo hoyo, deberá dejarse un lapso de tiempo para que se recupere el agua en el hoyo ya que Hooghoudt asumió en la derivación de las ecuaciones (6) y (7) que no se producía una depresión piezométrica de nivel freático.

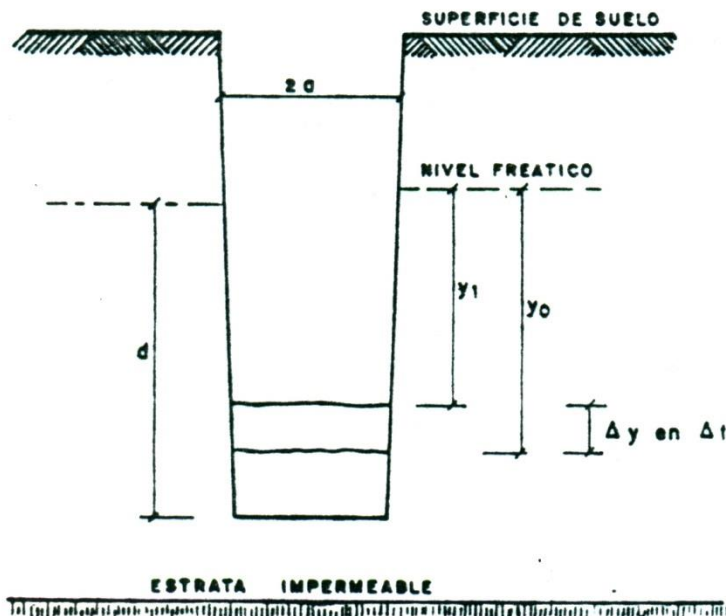


Figura 4. Esquema del método del hoyo de barreno.

Porosidad drenable del suelo.

El descenso del nivel freático en una distancia H del perfil del suelo se produce por el drenaje de una lámina de agua igual a h. Al dividir la altura de la lámina de agua que drena por la profundidad del descenso del nivel freático, permite definir la porosidad drenable p. De esta manera,

$$p = \frac{h}{H} \quad (9)$$

donde:

p = porosidad drenable (adimensional).

h = lámina de agua drenada (m).

H = descenso del nivel freático en el perfil (m).

En igual forma, cuando se añade al nivel freático una lámina de agua h, el nivel freático sube en una distancia H, ya que la ecuación (9) se transforma en:

$$\frac{h}{p} = H \quad (10)$$

La porosidad drenable de los suelos tiene valores que fluctúan entre 5 y 10%, siendo mayores en los suelos arenosos.

La porosidad drenable se mide en muestras de suelo no disturbadas obtenidas mediante cilindros de volumen conocidas. Las muestras de suelo saturada se colocan en un instrumento como el que aparece en la Figura 5. Este consiste en un embudo con un doble fondo de porcelana no vidriada. El embudo se une mediante una manguera flexible a una pipeta graduada. El artefacto se llena con agua, de manera que se produce un continuo entre la humedad del suelo y el agua que lo llena. El espejo de agua en la pipeta representa el nivel freático de la muestra de suelo. Al descender la pipeta se transmite una succión a la humedad del suelo, deshidratándose esta última, tal como ocurre en el perfil del suelo. La pérdida de agua del suelo se mide en la pipeta lo que permite estimar su contenido de humedad.

Una vez realizado este experimento, se gráfica el contenido volumétrico de humedad del suelo en función de la profundidad del nivel freático. Esta curva se traza dos veces, considerando como profundidad del nivel freático la profundidad máxima y mínima que tendría ésta en terreno después de la construcción de los drenes, tal como aparece en la Figura 6.

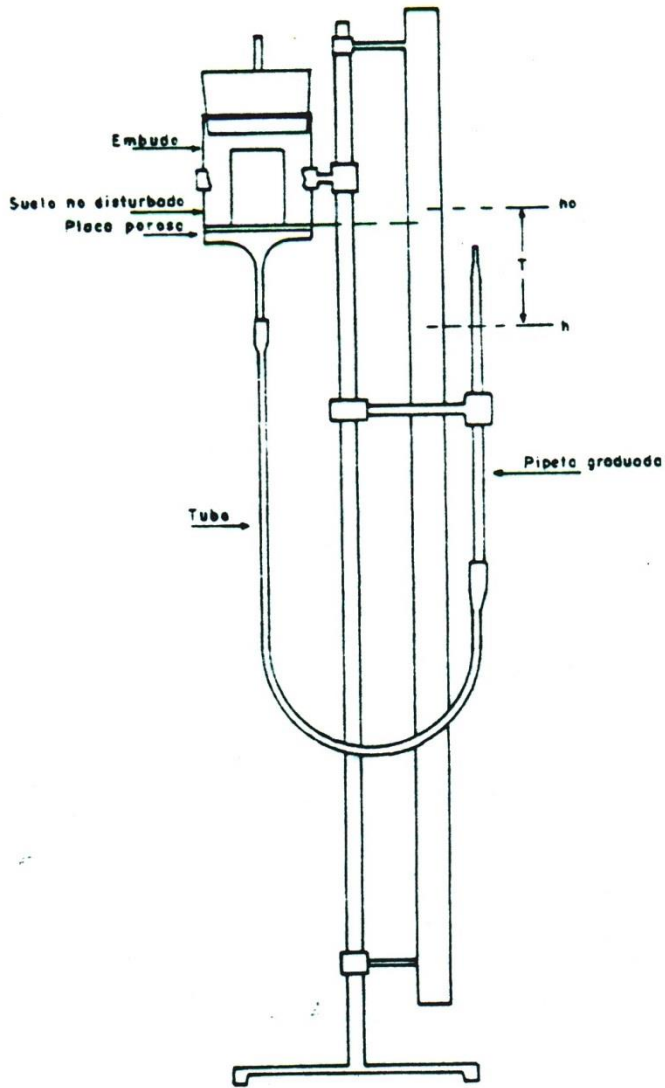


Figura 5. Instrumento para medir la porosidad drenable del suelo.

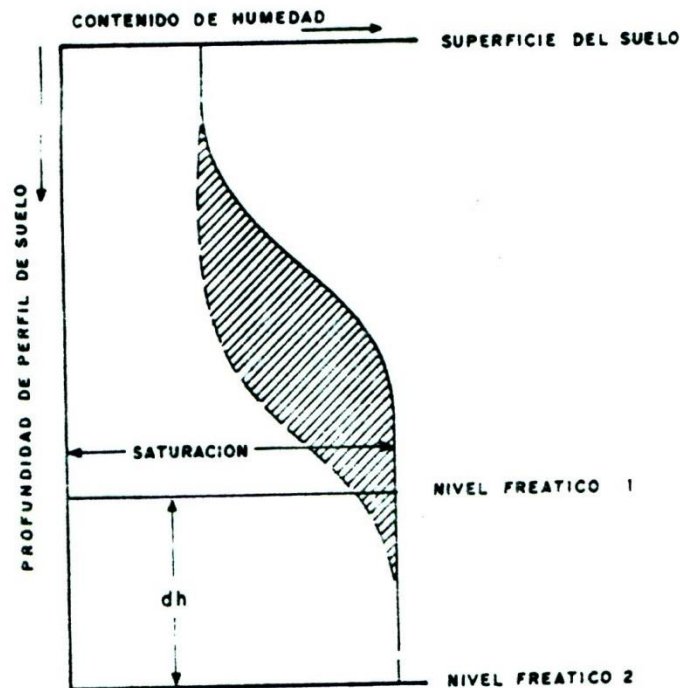


Figura 6. Contenido de humedad de un perfil de suelo con el nivel freático a dos profundidades.

El paso siguiente consiste en medir la superficie entre las dos curvas (zona achurada de la Figura 6), expresarla como altura de agua y dividir esta última por la diferencia de profundidad del nivel freático. El resultado es la porosidad drenable del suelo.

Diversos autores han relacionado la porosidad drenable del suelo como función de su conductividad hidráulica (Figura 7). Muchas de estas relaciones exageran los valores de la porosidad drenable ya que han sido realizadas por especialistas en aguas subterráneas, donde ocurren fluctuaciones del nivel freático mucho mayores que en el caso del drenaje agrícola.

IDENTIFICACION DE LOS PROBLEMAS DE DRENAJE

Los problemas de drenaje se reconocen generalmente por moteado que aparecen en el perfil de suelo. Estos se producen por procesos de óxido-reducción de hierro y manganeso. Sin embargo, en algunos suelos no aparecen estos moteados, y en

otros en que aparece el moteado no existen problemas de drenaje, por haber sido éstos solucionados con anterioridad.

Por lo tanto, la mejor manera de diagnosticar el problema de drenaje y detectar el área que abarca, es haciendo pozos de observación. Para ello, se excava en el suelo hoyos con un barreno agrológico en el caso que el suelo no presente gravas en su perfil. En el caso contrario deberán hacerse calicatas excavadas con pala. En estos hoyos se introducen tubos de PVC de pequeño diámetro (12 o 20 mm), con perforaciones de 2 a 3 mm de diámetro cerca del extremo inferior. La zona de estas perforaciones se cubre con una tela fina de nylon que actúa como filtro. El extremo inferior del tubo se cierra con un tapón. Los hoyos se vuelven a llenar con suelo, formando un montículo alrededor del tubo con el fin de evitar la penetración de agua superficial a los tubos.

El agua subsuperficial del suelo va a penetrar dentro de los pozos de observación, y el espejo de agua que forma indica exactamente la profundidad del nivel freático. Esta profundidad es conveniente medirla mensualmente, ojalá durante algunos años, ya que rara vez el nivel freático es estático en el tiempo.

Una manera práctica de medir la profundidad del espejo de agua en los pozos de observación es introducir una manguera de pequeño diámetro en el tubo de PVC, soplando simultáneamente por el extremo libre de la manguera. En el momento en que la punta de la manguera toca el espejo de agua, se va a producir un burbujeo que es perfectamente audible. Se extrae la manguera y se mide con hinchable la distancia que entro en el tubo de PVC, restándose la altura que tiene este último sobre el suelo.

El número de pozos de observación mínima es generalmente de 9 cuando se trata de áreas pequeñas. Cuando las áreas son más grandes, debe hacerse uno por cada 4 a 5 hectáreas.

Ubicando los pozos de observación en un plano topográfico y uniendo con una línea los puntos en que el nivel freático tiene igual profundidad, se puede identificar el área problema e incluso las zonas más críticas.

El primer paso para resolver un problema de drenaje es determinar la fuente, dirección del movimiento y cantidad de agua que produce el daño. La solución parece ser evidente con algunas observaciones, pero generalmente es mucho más difícil y requiere una cuidadosa investigación.

Para conocer la dirección del flujo, en cada pozo de observación se le resta la profundidad del nivel freático a la cota de la superficie del suelo. La diferencia da la cota del nivel freático. Uniendo los puntos de igual cota del nivel freático se obtienen las líneas isopiezométricas.

El nivel freático fluye en dirección perpendicular a las líneas isopiezométricas y van de una línea de mayor presión a una de menor presión.

Los orígenes del agua del nivel freático pueden ser diversos. En primer lugar puede originarse dentro del área con problema de drenaje o fuera de él. La fuente del agua puede ser las precipitaciones o el agua de riego aplicada con baja eficiencia. También pueden ser filtraciones de canales de riego sin revestir construidos sobre suelo de alta permeabilidad. Asimismo, pueden originarse en un estero o río que fluye por su cono de eyección. Es frecuente también que se origine en una ladera de un cerro, especialmente si en éste existe un canal que conduce agua de riego. Debido a la pendiente que existe en la ladera, el agua escurre por el perfil del suelo en condiciones de no saturación; pero al llegar al pie de la ladera, disminuye el gradiente hidráulico, saturando el suelo y produciendo un problema de drenaje.

Un caso especial de problema de drenaje muy frecuente en Chile son los acuíferos artesianos. Estos se originan por agua de precipitaciones o riego en terrenos altos. El agua infiltra el suelo y fluye por el acuífero. Por razones geomorfológicas el acuífero queda aprisionado entre dos estratos impermeables, donde el agua va adquiriendo presión debido a la pendiente del terreno. En años de mayores precipitaciones o de riegos menos eficientes, la presión del agua puede ser tal que se infiltre a través de la estrata impermeable superior, provocando un serio problema de drenaje.

Para detectar un acuífero artesiano bastaría hacer un hoyo de barreno en el suelo hasta que aparezca agua libre. Si el espejo de ésta se eleva hasta escurrir sobre la superficie del suelo, significa que es artesiano. Sin embargo, si el agua no llega a escurrir sobre el suelo quedará la duda. En este caso se deben colocar, a distinta profundidad, una serie de piezómetros, mínimo dos, uno al lado del otro. Los piezómetros consisten en tubos de acero de 0,5 a 1 pulgada de diámetro, sin perforaciones en las paredes, que se hincan con un combo en el suelo. Para evitar que se llenen de tierra al ser clavados en el suelo, se les coloca en el extremo inferior un perno con cabeza con diámetro ligeramente mayor que la del tubo. Una vez colocado el piezómetro en el suelo se expulsa el perno con una barra de fierro para que pueda penetrar el agua libremente.

Veinticuatro horas después de instalados los piezómetros se procede a medir la profundidad del espejo de agua en su interior. Si el nivel del agua dentro del piezómetro más corto está a mayor profundidad, significa que existe un acuífero artesiano.

DISEÑO DE SISTEMAS DE DRENAJE

El diseño del sistema de drenaje se realiza de acuerdo con la fuente y dirección del flujo de agua. Cuando el origen del agua está en la ladera de un cerro, generalmente basta interrumpir el flujo con un dren de cintura que se ubica donde empieza el suelo saturado. Es inútil ubicar el dren en una zona donde el agua fluye en condiciones de no saturación.

Otro caso relativamente fácil de resolver es cuando el acuífero tiene su origen en un lugar vecino de mayor cota que la del área problema. En estos casos se instalan uno o más drenes que interceptan el flujo del agua. Estos drenes deben ubicarse en lo posible en sentido perpendicular al flujo del agua del acuífero de manera que lo intercepten, como se indica en la Figura 8.

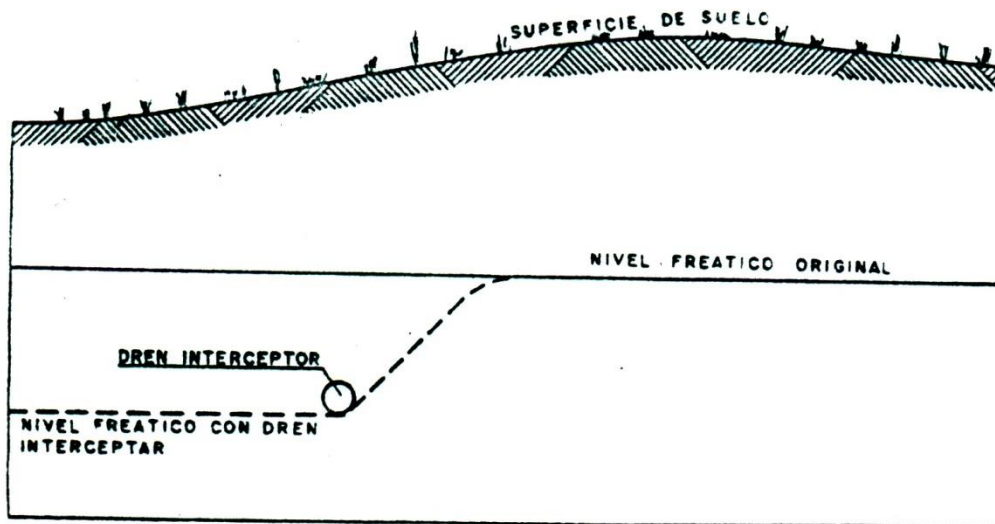


Figura 8. Representación esquemática de un dren interceptor.

Cuando el problema de drenaje se origina por precipitaciones o baja eficiencia de aplicación de agua de riego en el mismo lugar donde se presenta el nivel freático alto, su solución es la construcción de un sistema de drenes de alivio. Estos sistemas implican una red de drenes paralelos entre sí. Su dirección no tiene mayor importancia, salvo que permitan un buen escurrimiento del agua. Sin embargo, existen ciertos diseños clásicos como los mostrados en la Figura 9.

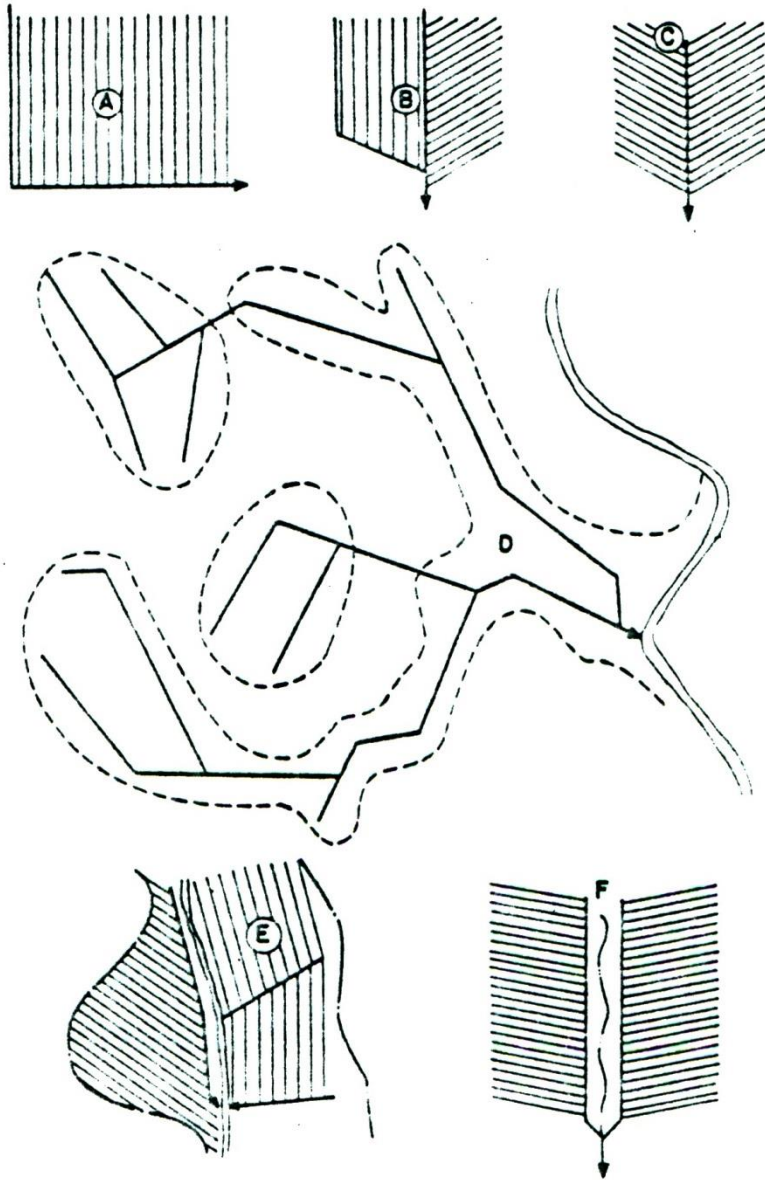


Figura 9. Sistemas clásicos de drenes de alivio. A y B, sistemas de parrilla; C y F, sistemas de espinazo de pescado simple y doble, respectivamente; D, sistema natural, y E, sistema paralelo.

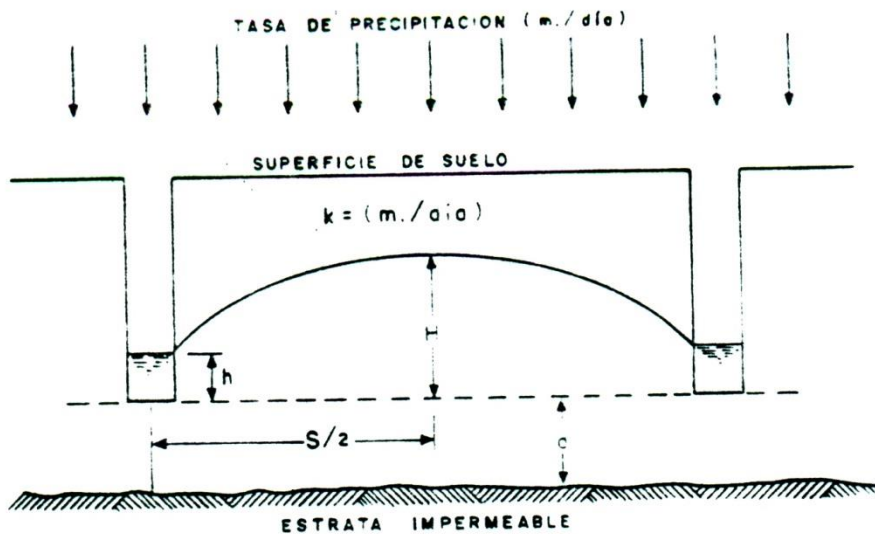


Figura 10. Representación esquemática de un par de drenes de alivio, donde S es la distancia entre los drenes, H es la altura del nivel sobre los drenes, V es la recarga del sistema, K es la conductividad hidráulica del suelo y, d es la distancia entre los drenes y la estrata impermeable E_s .

La profundidad de los drenes puede ser la que más convenga para su boca de salida en las regiones húmedas, libres de salinidad en el suelo. En cambio, en regiones áridas y semiáridas, donde los problemas de nivel freático alto va asociado con salinidad de suelo, los drenes deben construirse con una profundidad mínima de 2 m, con el objeto de controlar el ascenso de las sales debido a la capilaridad del suelo.

Esta profundidad no debe exagerarse, ya que, pasado los 5 m, vuelve a aparecer la salinidad debido a que, cuando se riega, la percolación profunda no llega a unirse con el nivel freático y vuelve a ascender por capilaridad, lo que impide la evacuación de las sales.

La distancia entre los drenes puede ser estimada por innumerables ecuaciones. Algunas de ellas consideran el nivel freático en equilibrio con la recarga de agua, sea ésta proveniente de las precipitaciones o de la percolación profunda de los riegos. Estas ecuaciones son especialmente útiles en regiones húmedas donde existen precipitaciones relativamente constantes durante largos períodos. También pueden usarse en regiones áridas con riegos de alta frecuencia y que debido a la mala calidad del agua de riego debe provocarse una alta percolación profunda para mantener la productividad del suelo. Otra ocasión en que pueden usarse estas ecuaciones bajo condiciones de riego es cuando los drenes quedan a distancias relativamente grandes y el terreno entre ellos está subdividido en pequeñas parcelas con diferentes cultivos que requieren de frecuencias de riego distintas.

Una de las ecuaciones más utilizadas para estimar la distancia entre drenes de alivio, es la de Hooghoudt que considera la altura del nivel freático en equilibrio con la recarga. Según ésta ecuación:

$$s^2 = \frac{4KH (H + 2d)}{v} \quad (11)$$

donde:

- S = Distancia entre los drenes (m).
 - K = Conductividad hidráulica del suelo (m/día).
 - H = Altura del nivel freático sobre los drenes en el punto medio entre los drenes (m).
 - v = Recarga de agua proveniente de las precipitaciones o riego que va a ser drenada (m/día)
 - d = Distancia equivalente entre los drenes y la estrata impermeable (m).
- como se puede observar en la Figura 10.

La distancia real, entre el fondo de los drenes y la estrata impermeable, debe ser reemplazada por una distancia equivalente (d) según la siguiente ecuación:

$$d = \frac{D}{1 + \left(\frac{D}{S} \frac{\varepsilon}{\pi} \ln \frac{D}{r} - 3,4 \right)} \quad (12)$$

donde:

- d = Distancia equivalente entre los drenes y la estrata impermeable (m).
- D = Distancia real entre los drenes y la estrata impermeable (m).
- S = Distancia entre los drenes (m).
- r = Radio de los tubos o perímetro mojado de los canales de drenaje (m).

En el Cuadro 1 aparecen las distancias equivalentes resultantes de la ecuación (12) para drenes de 20 cm de diámetro colocados a distintas distancias unos de otros y con diferentes profundidades de la estrata impermeable.

Cuadro 1. Valores de distancia equivalente, para diámetros de drenes de 0,20 m de diámetro de acuerdo con Hooghoudt.

D	S									
	40	50	75	80	85	90	95	100	150	200
1,00	0,96	0,96	0,97	0,97	0,97	0,98	0,98	0,98	0,99	0,99
2,00	1,66	1,72	1,80	1,82	1,82	1,83	1,84	1,85	1,90	1,92
3,00	2,16	2,29	2,49	2,52	2,54	2,56	2,58	2,60	2,72	2,79
4,00	2,51	2,71	3,04	3,08	3,12	3,16	3,20	3,24	3,46	3,58
5,00	2,75	3,02	3,49	3,55	3,61	3,67	3,73	3,78	4,12	4,31
6,00	2,92	3,26	3,85	3,93	4,00	4,08	4,15	4,23	4,70	4,97
7,00	3,03	3,43	4,14	4,23	4,33	4,42	4,52	4,62	5,22	5,57
8,00	3,13	3,56	4,38	4,49	4,61	4,72	4,84	4,95	5,68	6,13
9,00	3,18	3,66	4,57	4,70	4,82	4,95	5,12	5,23	6,09	6,63
10,00	3,23	3,74	4,74	4,89	5,04	5,18	5,34	5,47	6,45	7,09
12,50		3,81	5,02	5,20	5,38	5,56	5,74	5,92	7,20	8,06
15,00		3,85	5,20	5,40	5,60	5,80	6,12	6,25	7,76	8,84
17,50			5,30	5,53	5,76	5,99	6,22	6,44	8,20	9,47
20,00			5,37	5,62	5,87	6,12	6,37	6,60	8,54	9,97
25,00				5,74	6,00	6,26	6,52	6,79	8,99	10,70
30,00									9,27	11,30
35,00									9,44	11,60
40,00										11,80
45,00										12,00
50,00										12,10
60,00										
∞	3,24	3,88	5,38	5,67	5,96	6,25	6,54	6,82	9,55	12,20

donde:

- D = distancia entre los drenes y la estrata impermeable (m).
- S = distancia entre los drenes (m).

En algunas ecuaciones se presenta el caso de que el suelo tiene varias estratas con conductividad hidráulica diferente entre sí. En estos casos se puede usar la misma ecuación de Hooghoudt para estimar la distancia entre los drenes pero modificada para suelos estratificados. En esta ecuación se asume que los drenes quedan ubicados a la misma profundidad donde se produce el cambio de conductividad hidráulica. La ecuación es la siguiente:

$$S^2 = \frac{4H (K_a H + 2 K_b d)}{v} \quad (13)$$

donde:

- S = Distancia entre los drenes (m).
 H = Altura del nivel freático sobre los drenes (m).
 v = Recarga de agua proveniente de las precipitaciones o del riego (m/día).
 K_a = Conductividad hidráulica del perfil del suelo sobre los drenes (m/día).
 K_b = Conductividad hidráulica del perfil del suelo bajo los drenes (m/día).

Dado que los cambios de conductividad hidráulica rara vez van a coincidir con la profundidad de los drenes, para valorar esta ecuación se debe estimar el promedio ponderado de las conductividades hidráulicas sobre (K_a) y bajo (K_b) la profundidad de los drenes. Esto se logra con la siguiente ecuación:

$$K_a \text{ y } K_b = \frac{K_1 l_1 + K_2 l_2 + \dots + K_n l_n}{l_1 + l_2 + \dots + l_n} \quad (14)$$

donde:

- K_1, K_2 y K_n = Conductividad hidráulica de las estratas 1, 2 y n respectivamente (m/día).
 l_1, l_2 y l_n = Espesor de las estratas 1, 2 y n respectivamente (m).

Cabe hacer notar que cuando se estima la distancia entre los drenes con las ecuaciones (11) y (13), se presenta el problema de que, en ambos miembros de las ecuaciones, aparece la incógnita S ya que d es función de S. Por esta razón estas ecuaciones deben ser resueltas con el método de las aproximaciones sucesivas.

En las regiones áridas, donde las precipitaciones son escasas, la agricultura se practica con riego, los cuales se

realizan periódicamente, salvo que se usen métodos de alta frecuencia. Cada vez que se riega, el nivel freático sube en el perfil del suelo debido a las pérdidas de agua por percolación profunda. Por otra parte, durante el período entre los riegos, el nivel freático desciende, ya que el exceso de agua del suelo es evacuado por el sistema de drenaje. Lo mismo ocurre con las precipitaciones, por ser estas intensas y de corta duración en las regiones áridas.

El distanciamiento de los drenes bajo estas condiciones de recarga intermitente fue resuelto por Glover y Dumm.

De acuerdo a estos autores la distancia entre drenes cuando estos queden directamente sobre la estrata impermeable, es:

$$s^2 = \frac{9 K h_0 t}{2p \left(\frac{h_0}{h_t} - 1 \right)} \quad (15)$$

y cuando los drenes quedan ubicados a cierta distancia sobre la estrata impermeable:

$$s^2 = \frac{\pi^2 K D t}{p \ln \left(1,16 \frac{h_0}{h_t} \right)} \quad (16)$$

donde para ambas ecuaciones:

- S = Distancia entre los drenes (m).
 - K = Conductividad hidráulica (m/día).
 - t = Tiempo entre riegos durante el cual se produce el drenaje (días).
 - p = Porosidad drenable (adimensional).
 - h_0 = Altura del nivel freático sobre los drenes al inicio de período de drenaje (m).
 - h_t = Altura del nivel freático sobre los drenes al final del período de drenaje (m).
 - D = Suma de la distancia equivalente entre la estrata impermeable y los drenes (Ec N° 12) y un medio de h_0 .
- como se puede observar en las Figuras 11 y 12 respectivamente.

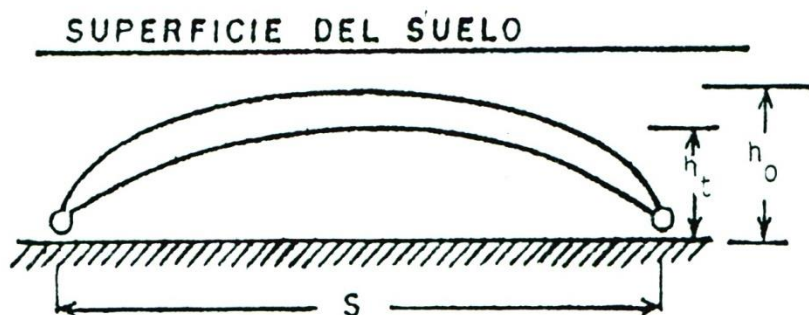


Figura 11. Representación esquemática de un par de drenes ubicados inmediatamente sobre la estrata impermeable de alivio, donde S es la distancia entre los drenes h_0 y h_t son las alturas del nivel freático antes y al final del proceso de drenaje respectivamente.

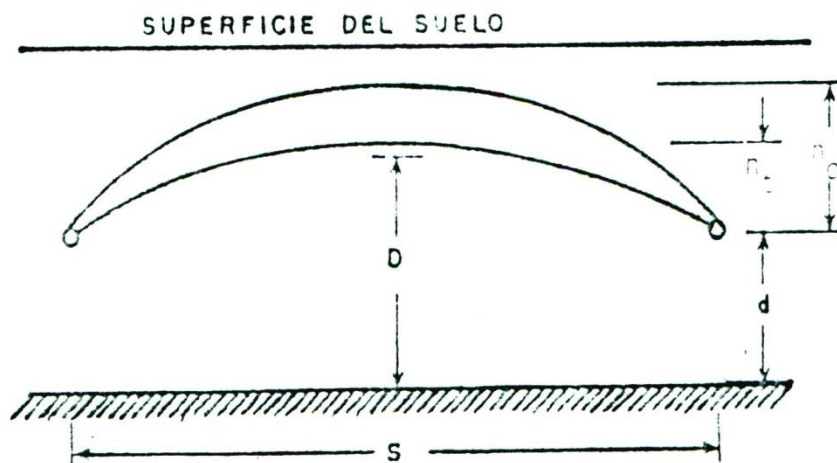


Figura 12. Representación esquemática de un par de drenes de alivio, ubicados a una distancia d sobre la estrata impermeable y donde S es la distancia entre los drenes y h_0 y h_t son las alturas del nivel freático antes y al final del proceso de drenaje respectivamente, D es igual a $d + 1/2 h_0$.

El uso de éstas ecuaciones de drenaje con recarga intermitente, consiste en modelar la profundidad del nivel freático a lo largo de un año, si se trata de un monocultivo, o de los años que abarca una rotación, si se trata de varios cultivos sucesivos. Esta modelación consiste en varios pasos:

- a) Un balance hídrico del suelo.
- b) Una determinación de la fecha de los riegos.
- c) Estimación las de perdidas de agua por percolación profunda en cada riego.
- d) Estimación las de necesidades de drenaje para conservar la productividad del suelo si existen problemas de salinidad.
- e) Modelar la profundidad del nivel freático durante un año si es monocultivo o durante el período que demora una rotación de cultivo si procede.

Para facilitar la comprensión de estos cinco pasos, se explicarán, mediante un ejemplo de un monocultivo de trigo. Este se ubicará en la Región Metropolitana de Chile. La siembra se realizará el 1° de Julio y la cosecha el 31 de Diciembre. La humedad, fácilmente aprovechable del suelo, será de 10 cm y se regará con un umbral de 44%. La conductividad hidráulica del suelo será de 4 m/día y la porosidad drenable será de 7,5%. La profundidad de los drenes será de 2 m y su separación de 80 m. Los riegos se aplicarán con el método por tendido con una eficiencia de aplicación de 50%. El 60% del agua que se pierde lo hará por percolación profunda. Se asumirá que no hay pérdidas de agua desde los canales de riego.

a) balance hídrico del suelo.

En el Cuadro 2 se puede observar que:

Cuadro 2. Balance hídrico del suelo.

Mes P-C	ET _p (cm)	K _c	P (cm)	C (cm)	ET _c (cm)	Ex/Def (cm)	H ₂ O suelo (cm)	Dren (cm)	Riego (cm)	ET _c - (cm/día)
E	19,4		0,3	3,0	3,3	----	0,0			
F	17,2		0,5	3,0	3,5	----	0,0			
M	13,2		0,4	3,0	3,4	----	0,0			
A	8,5		1,3	2,5	3,8	----	0,0			
M	5,3		6,6		4,0	+2,6	2,6			
J	3,8	0,65	9,4		2,5	+6,9	9,5			
J	3,3	0,82	6,8		2,7	+4,1	10,0	3,6		
A	5,5	1,00	5,8		5,5	+0,3	10,0	0,3		
S	5,6	1,15	3,1	2,5	6,4	-0,8	9,2			
O	11,6	1,15	1,6	2,5	13,3	-9,2	0,0			0,297
N	15,4	0,94	0,7	3,0	14,5	-10,8	0,0		10,8	0,350
D	18,4	0,56	0,4	3,0	10,3	-6,9	0,0		6,9	0,223
			36,9	22,5	73,2			3,9	17,7	

Resumen balance

Prec	36,9	ET _c	73,2
Cap	22,5	Dren	3,9
Riego	17,7		
Total	77,1		77,1

donde:

- ET_p = Evapotranspiración potencial o de referencia de la Región Metropolitana (centímetros mensuales).
- K_c = Factor de conversión de la evapotranspiración potencial en evapotranspiración real del cultivo.
- P = Precipitación efectiva mensual, o sea la precipitación menos la interceptada por la vegetación y la que escurre sobre el suelo (cm).
- C = Capilaridad (cm) corresponde al agua que asciende del nivel freático y se pierde por transpiración si es interceptada por las raíces del cultivo y por evaporación directa del suelo. Este fenómeno ocurre solamente si hay un gradiente hidráulico ascendente en el suelo.
- ET_c = Evapotranspiración del cultivo (cm). Es el producto de la evapotranspiración potencial por el factor K_c. Durante los meses de baja precipitación y que no se riega el cultivo puede estimarse igual a la suma de capilaridad (C) más la precipitación (P).

Ex/Def = Balance mensual entre la suma de las precipitaciones más la capilaridad y la evapotranspiración del cultivo (cm). Cuando las precipitaciones son mayores que la evapotranspiración, lleva signo positivo; si son menores, el signo es negativo.

H₂O suelo = Corresponde al agua que se acumula en el suelo (cm) cuando las precipitaciones son mayores que la evapotranspiración (ETc). Esta cantidad no puede sobrepasar la capacidad de retención de humedad del suelo ya que este exceso pasa a drenaje (Columna Drenaje). Los déficit de agua, por ser la evapotranspiración mayor que las precipitaciones, se restan del agua en el suelo hasta llegar a cero. El resto del déficit se anota en la columna Riego.

Dren = Es el exceso de precipitaciones que debe ser drenado (cm).

Riego = Corresponde a la cantidad neta de agua que debe ser aplicado al cultivo (cm).

ET_c-P-C = Es la evapotranspiración neta del agua de riego (cm/día).

Finalmente se realiza un balance en que se suman todos los aportes de agua (precipitaciones, capilaridad y riego) y todas las pérdidas (evapotranspiración y drenaje). Ambas sumas deberán ser iguales, lo que indica que el balance está bien realizado.

b) Fecha de los riegos.

Como el suelo tiene una capacidad de retención de humedad de 10 cm y los riegos se aplican con un umbral de 44%, las cantidades netas de agua aplicada será de 4,4 cm en cada riego, o sea, cuando en el suelo quedan 5,6 cm disponibles. Si se considera que las necesidades netas de agua de riego de este cultivo es de 17,7 cm (Cuadro 2) resulta que deberán aplicarse cuatro riegos.

La estimación de las fechas de los riegos se realiza de la siguiente manera:

1^{er} riego: De acuerdo a la columna agua en el suelo del Cuadro 1, el 30 de Septiembre quedan 9,2 cm de agua. Como los riegos se realizan cuando en el suelo quedan 5,6 cm, aún quedan 3,6 cm disponibles, los cuales se pierden a una tasa de 0,297 cm diarios, esta cantidad alcanzará hasta el 12 de Octubre, fecha en que se debe dar el primer riego.

- 2º riego: Como el consumo diario de agua es de 0,297 cm, los 4,4 cm se consumen en 15 días o sea, el segundo riego deberá aplicarse el 27 de Octubre.
- 3er riego: En los cuatro días que quedan del mes de Octubre se consumirán 1,3 cm, por lo que quedarán solamente 3,2 cm disponibles del segundo riego para el mes de Noviembre. Dado que el consumo de agua diario de este último mes es de 0,350 cm/día, el tercer riego será el 9 de Noviembre.
- 4º riego: Como en Noviembre se consume agua a una tasa de 0,350 cm/día, el agua de riego durará 12 días, o sea, hasta el 21 de Noviembre, fecha en que se realizará el cuarto riego. A partir de dicha fecha quedará a disposición de las plantas el total de la humedad fácilmente aprovechable del suelo (10 cm) la cual es agotada el 31 de Diciembre a una tasa de 0,350 cm/día durante los últimos nueve días de Noviembre y de 0,223 cm/día durante Diciembre.

c) Percolación profunda del riego:

La percolación profunda de los riegos depende de una serie de factores como el método de riego usado, la lámina de agua aplicada, la velocidad de infiltración del suelo, el déficit de humedad del suelo, la pericia del operador, etc.

En el presente ejemplo se asumirá que se riega por tendido con una eficiencia de aplicación de 50%. Del agua perdida escurrirá superficialmente el 40% y percolará el 60%. De esto resulta:

$$h = \frac{h_d}{E_f a} \quad (17)$$

donde:

- h_d = Déficit de humedad del suelo (cm).
 $E_f a$ = Eficiencia de aplicación (adimensional).
 h = Lámina de agua aplicada en cada riego (cm).

De acuerdo al ejemplo,

$$\frac{4,4 \text{ cm}}{0,5} = 8,8 \text{ cm} \quad (18)$$

o sea se pierden 4,4 cm los cuales multiplicados por 60%, da una percolación profunda de 2,64 cm en cada riego.

d) Necesidades de drenaje:

En las zonas áridas el agua de riego, generalmente, contiene cantidades importantes de sales en solución. Al perderse el agua por evapotranspiración estas sales se concentran en el suelo perjudicando los cultivos. En estos casos se debe lixiviar las sales aumentando la percolación profunda del agua de riego, de manera que, la salinidad del suelo, no sobrepase la tolerancia del cultivo.

Al hacer un balance de las sales que entran y salen del perfil del suelo se puede estimar la cantidad de agua de riego que debe percolar para que la productividad del suelo no se afecte. Esta estimación es la siguiente:

$$R_{pp} = \frac{R_{ET} C_{ar} + C C_{ad} - \frac{1}{f} P_{pp} C_{ad}}{\frac{1}{f} C_{ad} - C_{ar}} \quad (19)$$

donde:

- R_{pp} = Cantidad de agua de riego que debe drenar para mantener la productividad del suelo (cm).
- C = Cantidad de agua que asciende por capilaridad (cm).
- P_{pp} = Cantidad de agua de precipitaciones que se pierde por percolación profunda (cm).
- f = Eficiencia de lixiviación (adimensional).
- C_{ar} = Concentración salina del agua de riego (dS/m).
- C_{ad} = Concentración salina del agua de drenaje (dS/m).

Cabe hacer notar que la concentración salina del agua de drenaje es la misma de la que asciende por capilaridad, e igual a la salinidad promedio del agua contenida en la zona radical del perfil del suelo. (Ayers y Westcot, 1987; FAO N° 29).

Siguiendo con el ejemplo, el trigo tolera una conductividad eléctrica del extracto de saturación de 6 dS/m; el agua de riego del río Maipo (Región Metropolitana) es de 1,1 dS/m; la eficiencia de lixiviación se estima de 0,5 y según el balance hídrico la capilaridad sería de 22,5 cm, el drenaje del agua de precipitaciones es de 3,9 cm y el agua que se evapotranspira 17,7 cm.

Reemplazando estos datos en la ecuación (19) da:

$$\frac{17,7 \times 1,1 + 22,5 \times 6 - \frac{1}{0,5} \times 3,9 \times 6}{\frac{1}{0,5} \times 6 - 1,1} = 9,9 \text{ cm} \quad (20)$$

o sea que habría que percolar un mínimo de 9,9 cm de agua en los cuatro riegos para mantener la productividad del suelo. Debido a que esta cantidad de agua es inferior a los 10,56 cm estimados en el punto c), la distancia entre los drenes se estimará con una recarga igual a ésta última cantidad.

En el caso de que la percolación profunda del agua de riego necesaria para mantener la productividad del suelo hubiese sido mayor que la producida por la eficiencia de riego, habría que estimar la distancia entre los drenes con el resultado de la ecuación (19) ya que siempre hay que hacerlo con el valor más crítico.

e) Modelar la profundidad del nivel freático:

Al modelar la profundidad del nivel freático se conoce la magnitud de su ascenso con cada evento de recarga, provengan estas de las precipitaciones o de los riegos. Los datos de la magnitud de la percolación profunda se consigue despejando h_t de las ecuaciones (15) y (16) las cuales quedan respectivamente como:

$$h_t = \frac{2L^2 p h_0}{9 K h_0 t + 2 p L^2} \quad (21)$$

y

$$h_t = e^x \left[\ln(1,16 h_0) - \frac{\pi^2 K D t}{p L^2} \right] \quad (22)$$

donde los términos son los mismos que los de las ecuaciones (15) y (16).

La aplicación de éstas ecuaciones implica asumir inicialmente una distancia entre drenes para luego, mediante el método de aproximaciones sucesivas, obtener la distancia verdadera.

En el Cuadro 3 aparece la planilla de cálculo del ejemplo que se ha seguido. La columna (1) corresponde al número correlativo de cada evento de precipitación o riego. La columna (2) indica la fecha de cada uno de estos eventos ya sea, precipitaciones (P) o riegos (R). Estos datos se obtienen del balance hídrico del suelo (Cuadro 2). Al dividir la percolación profunda de cada evento por la porosidad drenable del suelo (0,075 en el ejemplo) se obtiene el incremento de altura del nivel freático.

Cuadro 3. Fluctuación del nivel freático.

(1) (7) Recargas Nº	(2) Fecha	(3) Intervalo (días)	(4) recarga (cm)	(5) h (m)	(6) h _o	(6) h _t
7º						0,09
1º	8 Julio	(P) 15	1,8	0,24	0,33	0,28
2º	23 Julio	(P) 15	1,8	0,24	0,52	0,40
3º	7 Agosto	(P) 66	0,3	0,04	0,44	0,21
4º	12 Octubre	(R) 15	2,64	0,352	0,56	0,43
5º	27 Octubre	(R) 13	2,64	0,352	0,78	0,56
6º	9 Noviembre	(R) 12	2,64	0,352	0,92	0,65
7º	21 Noviembre	(R) 229	2,64	0,352	1,00	0,10
		365				

En la Columna (3) aparecen los intervalos de tiempo entre los eventos. Corresponden a los períodos entre los riegos, en que el suelo está drenando. En el ejemplo se le asignaron dos fechas supuestas a las precipitaciones de Julio y una en Agosto, ya que no se realizó un estudio hidrológico específico que indique el número de precipitaciones en dichos meses.

La suma de los intervalos de tiempo debe ser de 365 días para los cultivos anuales y permanentes, o un múltiple de este número cuando se trata de una rotación.

La columna (4) corresponde a la recarga que recibe el nivel freático en cada uno de los eventos. La columna (5) corresponde a lo que se eleva el nivel freático al recibir la recarga. Es el resultado de dividir la recarga por la porosidad drenable.

La columna (6) es la altura del nivel freático cuando se inicia el respectivo proceso de drenaje, o sea, es la suma de la altura del nivel freático al final del proceso de drenaje más la elevación del nivel freático como producto de la recarga (columna (5)). Finalmente la columna (7) es el resultado de la aplicación de las ecuaciones (21) o (22). Debe hacerse notar que el valor de h_t del evento 7, (en la primera línea) es un valor supuesto que corresponde a la altura del nivel freático al final del año anterior. Esta altura debe coincidir o ser próxima al h_t del último evento en estudio.

También son importante, en las fluctuaciones del nivel freático, los valores de h_0 , ya que estos son medidos desde los drenes hacia arriba. Para conocer la profundidad del nivel freático deberá restarse los valores de h_0 de la profundidad de los drenes.

TIPOS DE DRENES

Los drenes pueden ser abiertos o cerrados. La determinación para elegir uno u otro es generalmente de tipo económico. En esta decisión interviene la superficie de terreno que ocupa un dren abierto y su precio; costo adicional que significa la tubería de un dren tapado; menor costo de mantención de los drenes tapados respecto de los abiertos; etc. Sin embargo, cuando el terreno es inestable, los drenes deberán construirse abiertos.

En general, los drenes se empiezan a construir desde la boca de salida hacia arriba con el objeto que en todo momento el agua pueda escurrir libremente.

Drenes abiertos

Generalmente se construyen con sección transversal trapezoidal con taludes 2:1 en suelos arenosos, y 1:1 en suelos arcillosos, para que no se derrumben. Para su construcción el primer paso es topografiar un perfil longitudinal en el lugar donde se va a construir el dren. En este perfil se traza una rasante a la base del dren proyectado, cuidando que la boca de salida quede a una altura no inferior a 30 cm sobre la cota máxima conocida del agua del dren receptor. La pendiente con que se traza la rasante es de alrededor de 0,4% para que no se produzca erosión, pero por otra parte para que el agua escurra libremente.

Al construirse el dren se colocan cercos, como el indicado en la Figura 13, a lo largo de su ubicación. Estos cercos se colocan cada 30 m con la tabla horizontal a una cota uniformemente más alta que la base del dren proyecto. De esta manera, uniendo con una cuerda o alambre delgado todos los cercos y proveyendo a los operarios de un listón con un largo

igual a la distancia que se dejó entre la tabla horizontal de los cercos y la base de los drenes, se puede controlar permanentemente la profundidad de la excavación.

Drenes tapados

La construcción de este tipo de drenes implica operaciones iniciales similares a aquellas para los drenes abiertos. Sin embargo, los taludes de la excavación se construyen verticales, los cuales están sujetos a derrumbe si el nivel freático está más alto que el fondo de los drenes en el momento de la excavación. Por esta razón, los materiales necesarios para conducir el agua en drenes tapados deberán ser ubicados a lo largo de la excavación, antes de realizarla.

La pendiente con que se construyen los drenes tapados va de 0,15% para tubos de diámetro de 10 cm a 0,05% para diámetros de 30 cm o más. Con estas pendientes el agua escurre a velocidades entre 20 y 45 cm/s; esto hace que los drenes se autolimpian de las partículas de arcilla y limo.

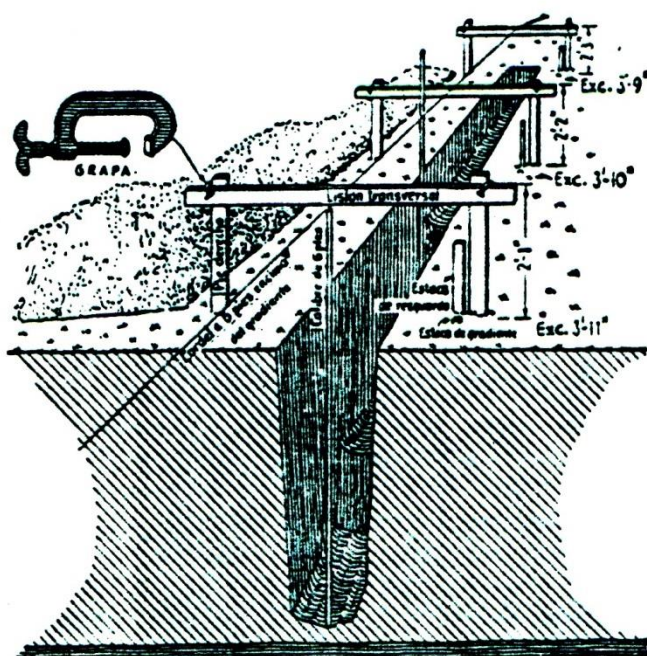
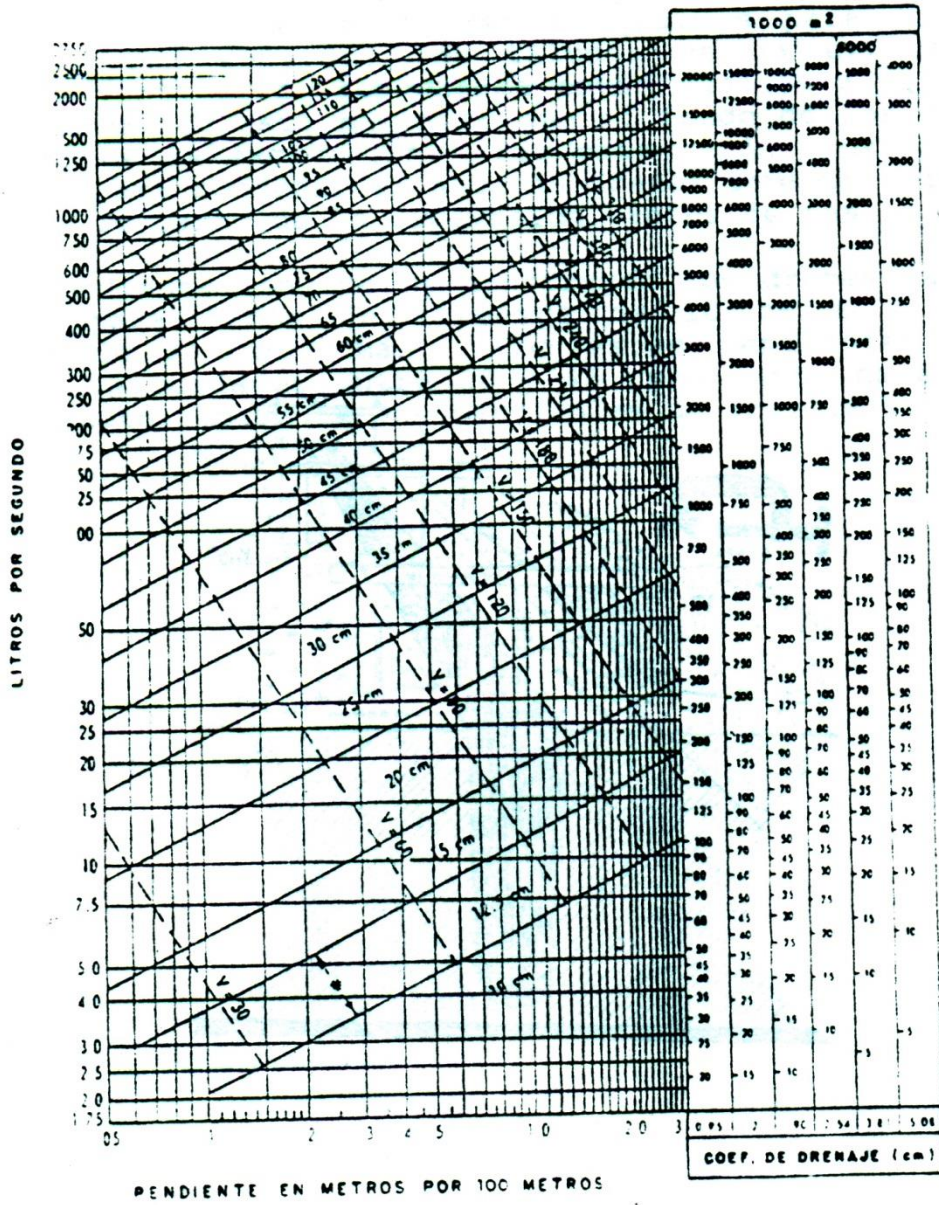


Figura 13. Esquema del método para excavar drenes con pendientes pequeñas y sin contra pendientes.

Los diámetros de los tubos de drenaje, se pueden determinar con el ábaco que aparece en la Figura 14.



Las tuberías no deben quedar con contra pendiente, ya que si existe este problema el dren se va a tapar en corto plazo por sedimentación de las partículas de suelo. La máxima desviación de la pendiente que se puede encontrar es de 10% del diámetro interno de la tubería. Este máximo no debe exceder de 3 cm.

Cuando se construyen drenes tapados en suelos arenosos es necesario tapar las tuberías con algún material envolvente que actúa como filtro, para evitar que penetren a la tubería las partículas de arena. Este material puede ser gravilla fina, partículas de aislapol, lámina de fibra de vidrio, etc.

Los materiales conductores del agua para drenes tapados pueden ser de varios tipos. Algunos de ellos son los siguientes:

- a) **Piedra y madera.** Estos materiales se usan desde muy antiguo en los lugares donde se encuentran fácilmente. La piedra debe ser de tamaño grande; puede ser de canto vivo o redondo; debe cubrirse con grava fina para que no se aterren. Prácticamente ya no se usan, por el alto costo de transporte.

En zonas muy ricas en madera se puede usar como material conductor troncos de madera. Deberán ser cubiertos con otro material orgánico rico en celulosa, como la paja de cereales, para que no se aterren. La madera ha quedado prácticamente fuera de uso por razones obvias.

- b) **Tubos de cemento y arcilla.** Los tubos de cemento son un excelente material conductor de agua en los drenes tapados, por la gran variedad de diámetros con que se fabrican, lo que permite ajustarse a diferentes gastos de agua. Esto permite usarlos como drenes primarios y secundarios de grandes longitudes. Los tubos pueden ser con o sin perforaciones. Deben ser colocados aproximadamente a 3 mm unos de otros para permitir la entrada de agua. Debe cuidarse de no usar tubos de cemento en caso que se usen aguas ricas en sulfatos, pues los sulfatos disueltos en el agua producen acidez suficiente para disolver el cemento.

Los tubos de arcilla no tienen el problema de los sulfatos, pero en general son fabricados de diámetros pequeños, lo que los hace útiles solamente en drenes laterales.

- c) **Tuberías plásticas.** Estas pueden ser de tipo corrugado para drenaje o de PVC ranurado de tipo sanitario. Estos materiales de drenaje son resistentes a la corrosión, lo que los hace aptos para cualquier tipo de agua. Se fabrican con diámetros entre 50 y 200 mm, lo que los hace aptos para drenes laterales en predios medianos y pequeños. Existen subscladores adaptados para instalar en el suelo tuberías

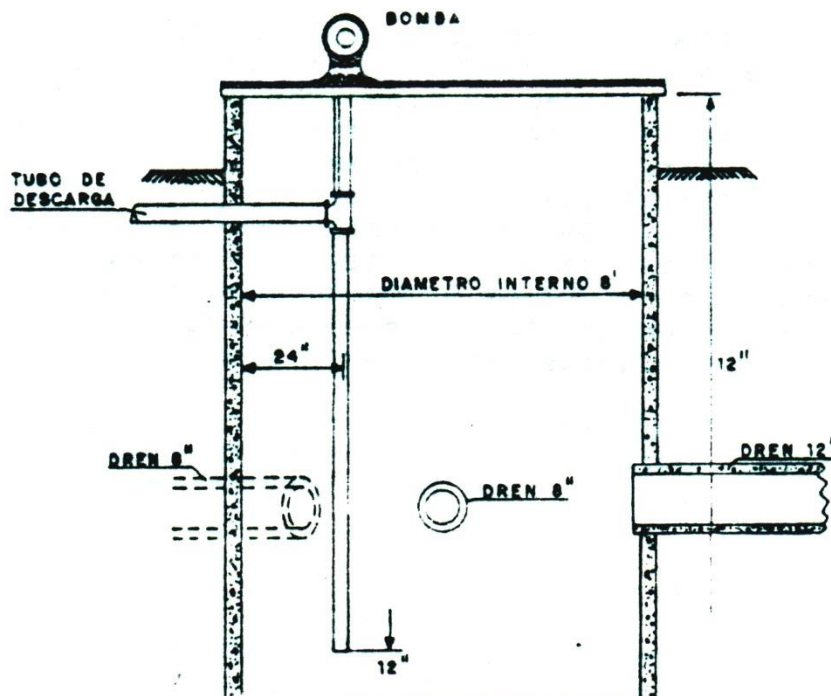
plásticas de tipo corrugado sin necesidad de realizar una excavación previa.

Boca de salida

La boca de salida es la estructura más importante de un sistema de drenaje. Se presentan de dos tipos: gravitacionales y por bombeo.

Las bocas de salida gravitacionales son las más fáciles de construir, siempre que se den las condiciones para ello. Consisten en verter el agua de drenaje por gravedad en un cauce natural o artificial más profundo. Debe cuidarse que la boca de salida sea de caída libre en todo momento, de manera que no se produzcan casos de drenaje al revés. Otra precaución es que el último tramo del dren sea un tubo de 6 m de largo que vierta el agua en el centro del cauce receptor, para que no se erosionen sus orillas.

Muchas veces no se dan las condiciones para instalar bocas de salida gravitacionales. En estos casos se construyen bocas de salida por bombeo. Estas consisten en pozos someros a los cuales se vierte el agua de drenaje, se acumula y luego se extrae mediante una bomba que la vierte a un canal superficial. Es recomendable que la bomba sea de tipo helicoidal con un motor eléctrico con partidador accionado por un flotador. En la Figura 15 aparece una boca de salida de tipo por bombeo.



La capacidad de la boca de salida es difícil de estimar. Por esta razón, el Departamento de Recuperación de Suelos de EE.UU. de Norteamérica midió los gastos que salían de numerosos sistemas de drenaje en áreas regadas y llegó a la siguiente conclusión:

Superficie regada (ha)	Capacidad de la boca de salida (L/seg)
0 - 15	11
15 - 30	19
30 - 400	19 + 6 por cada 15 ha sobre 30 ha
400 - 1200	150 + 3 por cada 15 ha sobre 400ha

TEMA XII

Evaluación Económica de Pequeños Proyectos de Riego

EVALUACION ECONOMICA DE PEQUEÑOS PROYECTOS DE RIEGO

Fernando Silva Veira
Ing. Agrónomo M.Sc.
Universidad de Chile

INTRODUCCION

Aunque la dimensión de este tipo de proyecto (número de hectáreas de nuevo riego o de mejoramiento) no cause un impacto en la oferta agrícola y la demanda de insumos, como para hacer variar los precios relativos de factores y productos, como lo haría una gran obra de irrigación (embalse para 30.000 ha), es necesario evaluar su bondad económica para tomar una decisión de llevarlo a cabo o no, a pesar de que sus elementos de costos estén subsidiados, o las tasas de interés de los préstamos sean muy ventajosas o por último, la inversión se haga con donaciones, ya que, los gobiernos, ONG, organismos de cooperación nacional, etc., tienen recursos financieros limitados y por lo tanto, esperan que los proyectos causen el mayor impacto económico posible, redundando en el bienestar de la población, beneficiándose por la vía de un mayor ingreso.

Estas notas se preparan con el fin de apoyar a que los estudios técnicos de los proyectos a preparar en el taller, permitan obtener salidas que faciliten la evaluación (período de duración de las obras principales y del plan de desarrollo agrícola con sus ítems físicos como de costos e ingresos). El contenido de las notas están orientado en primer lugar a la "preparación" y luego a la "evaluación"; al existir abundante bibliografía de ambos aspectos; se harán las adaptaciones y comentarios ad-hoc al tema del curso.

PREPARACION DE PROYECTOS

Definición de Proyecto

"Es un conjunto de acciones que pretenden la solución de un problema con su debida distribución en el tiempo". En nuestra área de preocupación: proporcionar nuevo riego o mejorar la seguridad de una determinada superficie. Lo anterior conlleva a asignar recursos con el objetivo de obtener beneficios, es decir, gastar recursos de capital para crear un

Los proyectos de riego, son considerados proyectos de inversión por: "comprometer recursos en la esperanza de obtener beneficios en cierto período de tiempo".

Preparación de Proyectos

En ella se deben considerar principalmente los siguientes aspectos:

Aspectos técnicos: Dirigido principalmente a la búsqueda de la mejor posibilidad (coeficiencia), en la combinación de insumos (costos) para obtener productos (beneficios); así por ejemplo, la técnica constructiva de una obra civil, la tecnología de producción agrícola (costos y beneficios). Para esto se requiere de un buen grupo de especialistas, Ingenieros Civiles Hidráulicos, Edafólogos, Fitotecnistas, Zootecnistas, Sociólogos Rurales y trabajo multidisciplinario.

Aspectos gerenciales y administrativos: Aunque sea una obra de menor tamaño se requiere administrar el uso del agua entre regantes, turnos, cuotas, conservación de las obras (limpias de canales).

Mercado: En proyectos como estos, en que aumenta la cantidad y la estructura de la oferta, hay que preocuparse de los canales de comercialización que sean expeditos y transparentes y también que los productores tengan acceso a los insumos.

Financiamiento: Se refiere a la obtención de los recursos (bancos nacionales e internacionales, financieras, donaciones).

Economía: Aquí nos interesa el aporte que hace el proyecto a la economía como en todo, para justificar la asignación de los recursos escasos en él.

Resumiendo la preparación de un proyecto consiste en:

1.- Estudio de Mercado:

- Análisis de la demanda actual (producciones consumidas y compradas); estimación de las cantidades a demandar, asociadas a las nuevas cantidades y/o tipo de productos; visualizar los productos complementarios.
- Análisis de la oferta actual y futura.
- Análisis del sistema de comercialización.

2.- Estudio Técnico:

- Procesos de técnicas de producción.
- Tamaño del proyecto: Causas internas ej.: la administración.
Causas externas: capacidad del aval, endeudamientos (no quedar determinado por los recursos disponibles; pueden existir fuentes adicionales de financiamiento).
- Localización: disponibilidad de suelo (hectáreas y calidades a regar); transporte, vías de acceso, ubicación del mercado consumidor, accesos a aeropuertos, puertos.

3.- Estudio Económico:

- Análisis de costos e ingresos: ventas de productos.
- Evaluación económica.
- Financiamiento.

EVALUACION DE PROYECTOS

Este consiste en emitir un pronunciamiento sobre la bondad o "lo bueno del negocio" o convivencia de una propuesta, para lo cual se requiere primero precisar los objetivos.

La evaluación económica, define ejecutar un proyecto en vez de otro (una represa o una batería de bombas para regar 1.000 ha), también se aplica a decisiones menores "sub proyectos" (regar un cultivo u otro, emplear distintos métodos de riego).

Existen dos tipos de evaluaciones: Privada y Social. Privada en el sentido que se evalúa en función de la perspectiva del empresario, y Social en el sentido de toda la comunidad. La privada incluye la financiera y la económica, la primera incluye el capital propio y el prestado; en cambio, la segunda considera sólo el capital propio, y los valores son los precios del mercado. La evaluación social incluye los precios que difieren del que paga o recibe el inversionista privado, la presencia de externalidades o efectos indirectos.

En los proyectos de riego se hace una evaluación privada y social, ya que por lo general ocuparán mano de obra que está

Ciclo de Proyectos

Para conocer el grado de precisión de las cifras de costos y beneficios que se evaluarán es necesario determinar en que "etapa" de gestación se encuentra el proyecto, estos son:

Perfil: Está asociado a las "ideas" de proyectos, en esta etapa lo importante es la correcta identificación o definición del proyecto; ej.: modificación y pripermeabilización de la red de canales de la sección I del Río Carmen, provincia de Huasco, comuna Alto del carmen, Chile. Se apoya en aportes de expertos que determinan la factibilidad técnica, los costos y beneficios, son estimaciones aproximadas. De aquí el siguiente paso, en caso de aprobarse, es el estudio de prefactibilidad.

Prefactibilidad: A este nivel se produce una interacción entre la parte técnica de preparación y la de evaluación, por lo tanto se requiere la presencia de un economista. En esta etapa se produce un aumento de la calidad de la información, es decir, se hacen estudios de terreno y de investigación más profundos, que permitan una localización aproximada de la represa, tamaño, selección de tecnologías. Posteriormente este estudio si no se rechaza definitivamente, se reestudia, o se espera un momento más propicio (baja de tasa de interés) se aprueba y se elabora un estudio de factibilidad.

Estudio de factibilidad: Incluye los mismos contenidos, pero con mayor profundidad y baja variación en los costos y beneficios esperados, se trabaja con información primaria, ej.: cotizaciones, estudios geológicos (diseño de fundaciones, cortina), bancos de materiales; así se determina la localización, el tamaño, la tecnología, el calendario de ejecución. A este nivel raramente se rechaza un proyecto por las expectativas e intereses que ha generado.

Las etapas de ejecución y evaluación expuesta no corresponde a la temática del curso.

METODOLOGIA DE EVALUACION

Este tema se dividirá en aspectos conceptuales, calculo de los indicadores económicos y su interpretación.

Aspectos Conceptuales

Para evaluar un proyecto de riego se comparan dos situaciones, una que es la base mejorada es decir "sin proyecto" ej.: la agricultura de un área de secano que se desarrolla en base a la incorporación de tecnología; con otra situación que es la agricultura de la misma área pero ahora con riego, es

es la agricultura de la misma área pero ahora con riego, es decir, la llamada situación "con proyecto". La diferencia entre éstas, genera los beneficios netos atribuibles al proyecto.

Tipos de costo:

Inversión: Son aquellas que se realizan una vez, por lo general al inicio del proyecto; ej.: pago de expropiaciones (predio a ocupar la obra civil), represa, etc.

Operación: Asociados al manejo de la obra civil; ej.: limpieza de canales, repuestos para bombas, etc.

Producción: Ya sea de insumos, como los correspondientes a bienes durables; ej.: maquinaria agrícola, bodegas, etc.

Beneficios: Los beneficios pueden estimarse por dos vías: el "valor incremental de la tierra", que corresponde al valor diferente que debiera tener un suelo regado a uno de seco, el diferencial sería el atribuible al proyecto, este se podría obtener sólo si hubiera un mercado activo de tierras, cosa que es muy poco probable, sobre todo en áreas de pequeña irrigación, sólo sirve para una evaluación privada; y, el otro método es el de "presupuesto", que está asociado a los incrementos de la productividad de la tierra a causa del proyecto. Corresponde por lo tanto, al diferencial de beneficios y costos que se presentan en la situación "con" o "sin proyecto", ya que pretende determinar el beneficio neto anual. Deben considerarse todos los costos inherentes a la producción agrícola, así aparte de insumos deben incluirse el retiro del empresario.

Una de las formas más adecuadas y realistas para operar con este concepto, es la definición de explotaciones modelos, ya que son éstas las que realmente van a aprovechar el nuevo o mejoramiento del riego. Esta forma permitirá una evaluación privada y social, y en estos modelos de explotación se distinguen cultivos anuales y cultivos permanentes.

PRECIOS DE PRODUCTOS Y DE INSUMOS

Para determinar precios, para los distintos períodos del proyecto, debe apoyarse en estadísticas nacionales e internacionales, ojalá en un período de 15 años, debe hacerse para cada producto. En cuanto a los insumos agrícolas y factores de producción, pueden usarse los precios actuales.

Los precios a considerar son los reales, es decir, sin considerar el ajuste por inflación, ya que es aventurado hacer

Horizonte de Evaluación

Es el período de tiempo que durará el bien de capital prestando el servicio para el que fue construido, corresponde a la vida útil económica, para el caso de un embalse es de 30 años, para una captación subterránea la duración de la bomba 15 años.

Criterios para la Decisión de Inversiones

En este curso se verán los criterios más usados, el de valor actual neto (VAN) y tasa interna de retorno (TIR).

Valor Actual de un Flujo de Fondos

Es un proceso opuesto al de obtener el valor capitalizado. Un proyecto es rentable, si al final de su vida útil el valor capitalizado, con una tasa de interés pertinente, del flujo de ingresos netos, es mayor que cero.

Así, por ejemplo, el valor capitalizado de \$ 1.000 gastados hoy, es \$ 1.100 dentro de un año, con tasa de interés anual de 10%, es un gasto de \$ 1.100 que se llevará a cabo dentro de un año equivale "hoy" a \$ 1.000. Lo anterior se expresa en la fórmula:

Valor capitalizado $V_i = V_o (1 + r)$

Valor actual $V_o = \frac{V_i}{(1 + r)}$

donde:

- V_i = Valor al final año i .
- V_o = Hoy, valor actual.
- r = Tasa de interés.

La fórmula de valor actual para un flujo de valores queda:

$$V_o = \sum_{i=1}^{i=n} \frac{V_i}{(1 + r)^i} = 0$$

De esta fórmula se concluye que la regla de decisión es: "Una inversión es rentable si el valor actual del flujo de ingresos es mayor que el valor actual del flujo de costos, cuando se actualizan a una tasa de intereses pertinentes para el inversionista". Esta diferencia entre valores de ingreso y de costo origina el concepto de ingreso neto y será conveniente la inversión si el valor actual de los ingresos netos es mayor que cero, lo anterior se puede expresar:

$$VAN = \sum_{i=0}^n \frac{I_i - C_i}{(1 + r)^i}$$

donde:

VAN = Valor actualizado neto.
 I = Ingreso del período i.
 C = Costo del período i.
 i = Período.
 n = Vida útil del proyecto.
 r = Tasa de descuento.

De la fórmula anterior se desprenden dos hechos relevantes:

- 1) Si la tasa de interés es muy alta (el denominador tiene un gran valor), los ingresos y costos futuros tienen menor importancia y más el período de gestación.
- 2) Una tasa baja de intereses alienta las inversiones de largo plazo.

La Tasa Interna de Retorno (TIR) o de Rendimiento.

La TIR o p es aquella tasa de interés que hace cero el VAN, es decir, hace que el beneficio al año cero sea igual a 0.

$$VAN = \sum_{i=0}^n \frac{I_i - C_i}{(1 + p)^i}$$

La regla de decisión establece que conviene efectuar el proyecto, cuando la TIR es mayor que la tasa de interés del mercado, o de otra forma, cuando el capital invertido en otras inversiones alternativas rinde menos que el proyecto.

Cuando en el período de vida útil de un proyecto se producen cambios de signo, podría ser el caso de un proyecto de riego con desarrollos prediales fuertes cada 6 años, por establecimiento de huertos frutales, se obtienen más de un resultado negativo. Cuando va precedido el ingreso neto negativo de flujos positivos, no existe este inconveniente.

Análisis de Sensibilidad

Consiste en determinar variaciones en la rentabilidad, planteando "supuestos cambios" en los elementos que se emplean en la obtención del flujo neto para evaluación; los cambios de "costos" (por ejemplo, aumento de un 20% en los costos de implantación de un huerto frutal), y los cambios de "ingreso" (aumento en 10% de los precios de los rubros anuales).

CALCULO DE INDICADORES

Para estos efectos se hará un ejercicio hipotético.

Cálculo del VAN

Supongamos un proyecto de riego con una vida útil de 15 años (estación de bombeo). Por lo tanto incluye una inversión por adquisición de bombas; y luego, costo de operación y mantenimiento (energía y repuestos); desarrollo predial por inversiones en cultivos permanentes al contar con seguridad de riego (frutales); programa de asistencia técnica con mejoramiento tecnológico (cultivos anuales); técnicas agrícolas y técnicas de riego. Todo lo anterior sería la situación "con proyecto", que debe compararse con la situación "sin proyecto".

Para simplificación se supone que los agricultores no requerirán de préstamos, por lo tanto, la evaluación será privada y económica, dejándose de lado así la amortización y los gastos financieros (intereses).

Los pasos a seguir son:

- El estudio técnico debe entregar el costo de adquisición de la estación de bombeo, incluyendo un calendario de las inversiones, para este ejercicio se consideraron el 1^{er} y 2^{do} año con inversiones de \$ 20.000.000 y \$ 30.000.000. También proporcionará los costos de energía y reparación de los equipos, considerándose como los costos de operación y mantenimiento, estimándose en \$ 5.000.000 anuales.

- También el estudio técnico, propondrá la estructura de costos de la producción agrícola, ya sea la inversión (frutales) y las necesidades para mejorar los cultivos anuales (semillas híbridas, fertilizantes, etc.). Para seleccionar los cultivos más convenientes, debiera obtenerse los márgenes brutos de los rubros anuales y para los perennes evaluarlos en base a la VAN y TIR.

Construcción del Flujo Anual de Costos e Ingresos de la Producción Agrícola

Costos

Rubros permanentes: En el tercer y cuarto año del proyecto, se harán las inversiones en frutales. Como se incorporarán más hectáreas de frutales en el tercer año, se invertirán en las plantaciones \$ 20.000.000 y \$ 15.000.000 respectivamente, los costos del 3^{er}, 4^{to} y 5^{to} año de plantados serán de \$ 10.000.000, \$ 15.000.000 y \$ 30.000.000, respectivamente y del 5^{to} año al décimo tercero, los costos de producción serán de \$ 40.000.000 anuales (durazneros y nectarines).

Rubros anuales: Para determinarlos se consideró, en primer lugar los márgenes brutos y luego un modelo predial representativo de la localidad, lo que ocasiona un costo anual de \$ 15.000.000 hasta el término del horizonte de 15 años. Es preciso considerar que el 1^{er} año, hasta el 2^{do}, la superficie se destina a producción de secano; por lo tanto, su costo anual se estima de \$ 5.000.000, se incluyen tanto los costos directos de producción, como el gasto en adquisición de maquinaria y construcciones prediales para esta situación mejorada, "con proyecto".

Beneficios (ingresos)

Rubros permanentes: Las producciones vendibles serán a partir del 3^{er} año; por lo tanto, al 4^{to} año de plantados se obtendrá el primer ingreso (6^o año del proyecto), estimándose en \$ 20.000.000, el 5^o año \$ 30.000.000, el 6^o año, \$ 50.000.000 y a partir del 7^o año, \$ 80.000.000, hasta el 15^o año del proyecto; en el 16^o año se arrancarán, por ser antieconómico su cultivo.

Rubros anuales: Los ingresos del 1^o y 2^o año corresponden a las ventas de las producciones de secano, estimándose en \$ 10.000.000 anuales, el 3^o y 4^o año se produce un aumento fuerte de los rendimientos, pero la incorporación al riego es paulatina, los precios tienden a bajar con el tiempo, pero son compensados con el mayor rendimiento. Al final del proyecto se estabilizan los rendimientos y caen los precios, por lo tanto los beneficios son menores. Así en el 3^o y 4^o año, los beneficios son del orden de \$ 15.000.000, para los años 5^o al 10^o

del proyecto son de \$ 25.000.000 y para los restantes de \$ 20.000.000.

FLUJO DE INGRESO Y COSTO (en miles de pesos)

AÑOS	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008
COSTOS															
Obra Civil y Equipos															
- Inversión en equipo y obra civil.	20.000	30.000													
- Operación y mantenimiento.			5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000	5.000
Producción Agrícola															
- Cultivos anuales	5.000	5.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000
- Cultivos permanentes			20.000	15.000	10.000	15.000	30.000	40.000	40.000	40.000	40.000	40.000	40.000	40.000	40.000
Sub-total	25.000	35.000	40.000	35.000	30.000	35.000	50.000	60.000	60.000	60.000	60.000	60.000	60.000	60.000	60.000
INGRESOS															
- Cultivos anuales	10.000	10.000	15.000	15.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000
- Cultivos permanentes						20.000	30.000	50.000	80.000	80.000	80.000	80.000	80.000	80.000	80.000
Sub-total	10.000	10.000	15.000	15.000	25.000	45.000	55.000	75.000	105.000	105.000	100.000	100.000	100.000	100.000	100.000
INGRESO NETO *	15.000	25.000	25.000	20.000	5.000	10.000	5.000	15.000	45.000	45.000	40.000	40.000	40.000	40.000	40.000

* Flujo a actualizar, para obtener VAN

CALCULO DEL VAN

AÑOS	(1) Ingreso Neto	*(2) Factor de Descuento al 10%	(3) Ingreso neto Descontado al 10%
1.- 1994 =	(15.000)	0,9091	(13.636)
2.- 1995 =	(25.000)	0,8264	(20.660)
3.- 1996 =	(25.000)	0,7513	(18.782)
4.- 1997 =	(20.000)	0,6830	(13.660)
5.- 1998 =	(5.000)	0,6209	(3.104)
6.- 1999 =	10.000	0,5645	5.645
7.- 2000 =	5.000	0,5132	2.566
8.- 2001 =	15.000	0,4665	6.997
9.- 2002 =	45.000	0,4241	19.084
10.- 2003 =	45.000	0,3855	17.347
11.- 2004 =	40.000	0,3505	14.020
12.- 2005 =	40.000	0,3186	12,744
13.- 2006 =	40.000	0,2897	11.588
14.- 2007 =	40.000	0,2633	10.532
15.- 2008 =	40.000	0,2394	9.576

Procedimiento

- 1.- Ingreso neto, del cuadro de ingresos y costos.
- 2.- * Factor de descuento, obtenido de tabla de "Factores de descuentos".
- 3.- De la columna ingresos neto descontado:

Suma de los ingresos netos negativos =	- 69.842
Suma de los ingresos netos positivos =	110.099
Diferencia entre ingresos netos	+ 40.257

Como el resultado es positivo, el VAN \geq 0, conviene llevar a cabo el proyecto, ya que los fondos invertidos en el proyecto son superiores; si fueran invertidos al 10% de interés anual en la inversión alternativa, es decir, rinde \$ 40.257.000 más que otra inversión alternativa del 10%.

CALCULO DE LA TIR

Años	(1) Ingreso Neto	Factor de Descuento al 15%	Ingreso Neto Descontado	Factor de Descuento 20%	Ingreso Neto Descontado al 20%
1994 =	(15.000)	0,8696	(13,044)	0,8333	(12.499)
1995 =	(25.000)	0,7561	(18,902)	0,6944	(17.360)
1996 =	(25.000)	0,6575	(16.437)	0,5787	(14.467)
1997 =	(20.000)	0,5718	(11.436)	0,4823	(9.646)
1998 =	(5.000)	0,4972	(2.486)	0,4019	(2.009)
1999 =	10.000	0,4323	4.323	0,3349	3.349
2000 =	5.000	0,3759	1.874	0,2791	1.395
2001 =	15.000	0,3269	4.903	0,2326	3.489
2002 =	45.000	0,2843	12.793	0,1938	8.721
2003 =	45.000	0,2472	11.124	0,1615	7.267
2004 =	40.000	0,2149	8.596	0,1346	5.384
2005 =	40.000	0,1869	7.476	0,1122	4.488
2006 =	40.000	0,1625	6.500	0,0935	3.740
2007 =	40.000	0,1413	5.652	0,0779	3.116
2008 =	40.000	0,1229	4.916	0,0649	2.596

Procedimiento

- 1.- Se establece una tasa de interés de descuento (básica o inicial), puede ser la misma que se usó para el VAN (10%).
- 2.- Se selecciona la tasa de descuento, hasta que el valor presente de los beneficios netos descontados se haga negativo (primeros negativos).
- 3.- Se interpola empleando la fórmula siguiente:

$$\text{Ultima tasa que VAN +} + \frac{\text{último VAN +}}{\text{Suma de último VAN, + y primer VAN -}} \cdot \text{Diferencia de tasa} = \text{TIR}$$

Con tasa de descuento al 15%, la Σ de valores positivos son: 68.157 y la de los negativos: 62.305, la diferencia es de +5.852, por lo tanto, debe haber una tasa mayor a 15% que haga la diferencia negativa; se prueba con la tasa de 20% que da Σ positivos 43.537 y Σ negativos - 55.981 con diferencia de - 12.444; por lo tanto debe tener una tasa entre 15% y 20% que hace el VAN = 0. Para esto se aplica la fórmula de interpolación:

$$15 + \frac{5.852}{18.296} \cdot 5 = \text{TIR}$$

$$15 + (0,31985 \times 5) = 15 + 1,6 = 16,6\%$$

Ejercicio de Análisis de Sensibilidad

Se cambian los valores de ingreso neto, por modificaciones en los precios de los insumos (costos), así tenemos para la operación y mantención, un 40% de alza y para los ingresos una baja de 10% en los cultivos permanentes (caída del precio internacional del durazno y nectarín), desde el año 2002 inclusive. Con las modificaciones anteriores, se construye un nuevo flujo de ingreso y costos: "Flujo de Ingresos y Costos Sensibles"

Años	Ingreso Neto	Factor de Descuento al 10%	Ingreso Neto Descontado
1994	(15.000)	0,9091	(13.636)
1995	(25.000)	0,8264	(20.660)
1996	(27.000)	0,7513	(20.285)
1997	(22.000)	0,6830	(15.026)
1998	(7.000)	0,6209	(4.346)
1999	8.000	0,5645	4.516
2000	3.000	0,5132	1.539
2001	13.000	0,4665	6.064
2002	35.000	0,4241	14.843
2003	35.000	0,3855	13.492
2004	30.000	0,3505	10.515
2005	30.000	0,3186	9.558
2006	30.000	0,2897	8.691
2007	30.000	0,2633	7.899
2008	30.000	0,2394	7.182

$$\begin{aligned} \text{Cálculo VAN} &= \Sigma \text{ de valores positivos} - \Sigma \text{ valores negativos} \\ &= \quad \quad 84.299 \quad \quad - \quad \quad 73.953 \\ &= + \quad \quad 10.346 \end{aligned}$$

El proyecto bajó de un VAN de \$ 40.257.000 a \$ 10.346.000, sobre la inversión alternativa de 10%; aún conviene llevarlo a cabo.

FLUJO DE INGRESO Y COSTO (en miles de pesos)

AÑOS	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008
COSTOS															
Obra Civil y Equipos															
- Inversión en equipo y obra civil.	20.000	30.000													
- Operación y mantenimiento.			7.000	7.000	7.000	7.000	7.000	7.000	7.000	7.000	7.000	7.000	7.000	7.000	7.000
Producción Agrícola															
- Cultivos anuales	5.000	5.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000	15.000
- Cultivos permanentes			20.000	15.000	10.000	15.000	30.000	40.000	40.000	40.000	40.000	40.000	40.000	40.000	40.000
Sub-total	25.000	35.000	42.000	37.000	32.000	37.000	52.000	62.000	62.000	62.000	62.000	62.000	62.000	62.000	62.000
INGRESOS															
- Cultivos anuales	10.000	10.000	15.000	15.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	25.000	20.000	20.000	20.000	20.000	20.000
- Cultivos permanentes						20.000	30.000	50.000	72.000	72.000	72.000	72.000	72.000	72.000	72.000
Sub-total	10.000	10.000	15.000	15.000	25.000	45.000	55.000	75.000	97.000	97.000	92.000	92.000	92.000	92.000	92.000
INGRESO NETO *	15.000	25.000	27.000	22.000	7.000	8.000	3.000	17.000	35.000	35.000	30.000	30.000	30.000	30.000	30.000

* Flujo a actualizar, para obtener VAN.

BIBLIOGRAFIA

Gittinger, J.P. 1973. Análisis económico de proyectos agrícolas, Madrid, Tecnos. 241 p.

Fontaine, E. 1992. Evaluación social de proyectos. Santiago, Chile. Ediciones Universidad Católica de Chile, 8^{ta} Edición.

Aguirre, J.A. 1981. Introducción a la evaluación económica y financiera de Inversiones Agropecuarias, IICA, San José, Costa Rica. 1981. 191 p.

APENDICE

FACTORES DE DESCUENTO O VALOR PRESENTE DE US\$ 1 OUA TASAS DE INTERES DE 3% A 40%
 TASAS DE INTERES
 (Tasa de descuento)
 $1/(1+r)^n$

Año	3%	4%	5%	6%	7%	8%	10%	12%	15%	20%	25%	30%	35%	40%	45%	50%	55%	60%
1	0.9709	0.9615	0.9524	0.9434	0.9346	0.9259	0.9091	0.8929	0.8696	0.8333	0.8000	0.7692	0.7407	0.7143	0.6897	0.6666	0.6452	0.6250
2	0.9426	0.9246	0.9070	0.8900	0.8734	0.8573	0.8264	0.7972	0.7561	0.6944	0.6400	0.5917	0.5487	0.5102	0.4756	0.4444	0.4162	0.3906
3	0.9151	0.8890	0.8638	0.8396	0.8163	0.7938	0.7513	0.7118	0.6575	0.5787	0.5120	0.4552	0.4064	0.3644	0.3280	0.2963	0.2685	0.2441
4	0.8885	0.8548	0.8227	0.7921	0.7629	0.7350	0.6830	0.6355	0.5718	0.4823	0.4096	0.3501	0.3011	0.2603	0.2262	0.1975	0.1732	0.1526
5	0.8626	0.8219	0.7835	0.7473	0.7130	0.6806	0.6209	0.5674	0.4972	0.4019	0.3277	0.2693	0.2230	0.1859	0.1560	0.1317	0.1118	0.0934
6	0.8375	0.7903	0.7462	0.7050	0.6663	0.6302	0.5645	0.5066	0.4323	0.3349	0.2621	0.2072	0.1652	0.1328	0.1076	0.0879	0.0721	0.0596
7	0.8131	0.7599	0.7107	0.6651	0.6227	0.5835	0.5132	0.4523	0.3759	0.2791	0.2097	0.1594	0.1224	0.0949	0.0742	0.0585	0.0465	0.0373
8	0.7894	0.7307	0.6768	0.6274	0.5820	0.5403	0.4665	0.4039	0.3269	0.2326	0.1678	0.1226	0.0906	0.0678	0.0512	0.0390	0.0300	0.0233
9	0.7664	0.7026	0.6446	0.5919	0.5439	0.5002	0.4241	0.3606	0.2843	0.1938	0.1342	0.0943	0.0671	0.0484	0.0353	0.0260	0.0194	0.0146
10	0.7441	0.6756	0.6139	0.5584	0.5083	0.4632	0.3825	0.3220	0.2472	0.1615	0.1074	0.0725	0.0497	0.0346	0.0243	0.0173	0.0125	0.0091
11	0.7224	0.6496	0.5847	0.5368	0.4751	0.4299	0.3505	0.2875	0.2149	0.1346	0.0859	0.0558	0.0368	0.0247	0.0168	0.0116	0.0080	0.0057
12	0.7014	0.6246	0.5568	0.4970	0.4440	0.3971	0.3186	0.2567	0.1869	0.1122	0.0687	0.0429	0.0273	0.0176	0.0116	0.0077	0.0052	0.0036
13	0.6810	0.6006	0.5303	0.4688	0.4150	0.3677	0.2897	0.2292	0.1625	0.0935	0.0550	0.0330	0.0202	0.0126	0.0080	0.0051	0.0033	0.0022
14	0.6611	0.5775	0.5051	0.4423	0.3878	0.3405	0.2633	0.2046	0.1413	0.0779	0.0440	0.0254	0.0150	0.0090	0.0055	0.0034	0.0022	0.0014
15	0.6419	0.5553	0.4810	0.4173	0.3624	0.3152	0.2394	0.1827	0.1229	0.0649	0.0352	0.0195	0.0111	0.0064	0.0038	0.0023	0.0014	0.0009
16	0.6232	0.5339	0.4581	0.3936	0.3387	0.2919	0.2176	0.1631	0.1069	0.0541	0.0281	0.0150	0.0082	0.0046				
17	0.6050	0.5134	0.4363	0.3714	0.3166	0.2703	0.1978	0.1456	0.0929	0.0451	0.0225	0.0116	0.0061	0.0033				
18	0.5874	0.4936	0.4155	0.3503	0.2959	0.2502	0.1799	0.1300	0.0808	0.0376	0.0180	0.0089	0.0045	0.0023				
19	0.5703	0.4746	0.3957	0.3305	0.2765	0.2317	0.1635	0.1161	0.0703	0.0313	0.0144	0.0068	0.0033	0.0017				
20	0.5537	0.4564	0.3769	0.3113	0.2584	0.2145	0.1486	0.1037	0.0611	0.0261	0.0115	0.0053	0.0025	0.0012				

