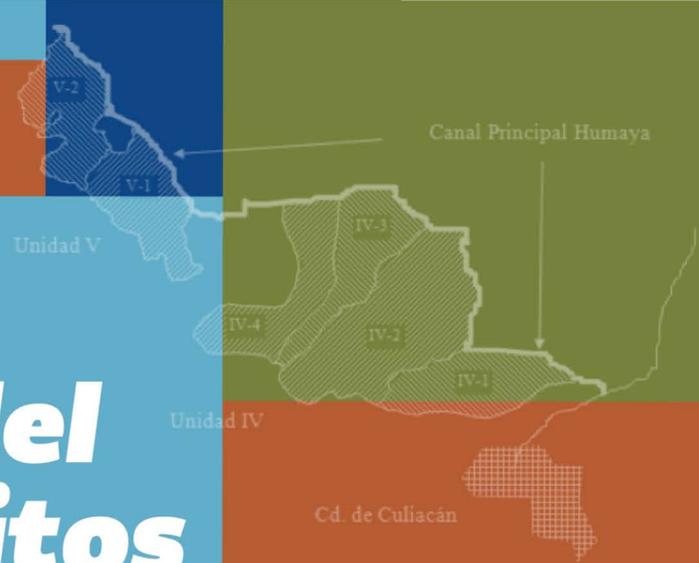


# Manejo y distribución del agua en distritos de riego.

*Breve introducción didáctica*

**Edmundo** Pedroza González y **Gustavo A.** Hinojosa Cuéllar





**MANEJO Y DISTRIBUCIÓN DEL AGUA  
EN DISTRITOS DE RIEGO.  
BREVE INTRODUCCIÓN DIDÁCTICA**

**Edmundo Pedroza González y Gustavo A. Hinojosa Cuéllar**

354.367 Pedroza González, Edmundo  
P54 Manejo y distribución del agua en distritos de riego: breve introducción didáctica /  
Edmundo Pedroza González y Gustavo A. Hinojosa Cuéllar. -- Jiutepec, Mor. :  
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, ©2014.

145 p.

ISBN: 978-607-7563-96-9

I. Distritos de riego 2. Distribución del agua 3. Material didáctico

Coordinación editorial:  
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

Coordinación de Comunicación,  
Participación e Información.

Subcoordinación de Vinculación, Comercialización  
y Servicios Editoriales.

Primera edición: 2013.

Diseño editorial:  
Gema Alín Martínez Ocampo

Diseño de portada:  
Oscar Alonso Barrón

D.R. © Instituto Mexicano de Tecnología del Agua  
Paseo Cuauhnáhuac 8532  
62550 Progreso, Jiutepec, Morelos  
MÉXICO  
[www.imta.gob.mx](http://www.imta.gob.mx)

D.R. © Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

ISBN: 978-607-7563-96-9

Impreso en México – Printed in Mexico

# ÍNDICE

<b>1</b>	<b>Presentación</b>	<b>7</b>
<b>2</b>	<b>¿Qué es un distrito de riego?</b>	<b>9</b>
2.1	Ejemplos de distritos de riego en el país.	11
2.1.1	Distrito de Riego 025 Bajo Río Bravo, Tam	11
2.1.2	Distrito de Riego 041 Río Yaqui, Son	15
2.1.3	Distrito de Riego 010 Culiacán Humaya, Sin	16
<b>3</b>	<b>Componentes operativos de la administración y manejo del agua en canales de riego</b>	<b>19</b>
<b>4</b>	<b>El objetivo de la distribución y los indicadores de desempeño</b>	<b>21</b>
4.1	Suficiencia (PA): Entrega de la cantidad requerida	23
4.2	Eficiencia en la entrega (PF): Conservación del agua como recurso	25
4.3	Eficiencia del canal, conducción y distribución	25
4.4	Confiability (PD): Entrega constante en el tiempo	27
4.5	Equidad (PE): Entrega justa o equitativa del agua	27
4.6	Flexibilidad	28
4.7	Uniformidad en la entrega (CV)	28
4.8	Otros indicadores de desempeño en el corto plazo	29
4.8.1	Índices del corto plazo de eficiencia	31
4.8.2	Índice del corto plazo de superficie comprometida para riego	31
4.8.3	Índices del corto plazo de volúmenes utilizados y riegos establecidos	32
4.9	Indicadores de desempeño en México	32
4.10	Pérdidas de agua en los canales de riego	34
<b>5</b>	<b>Las actividades de la distribución: programación, entrega e hidrometría</b>	<b>39</b>
5.1	Primera actividad: programación	39
5.1.1	Cálculo de gastos a entregar al usuario	40
5.1.2	Método de distribución	41
5.2	Segunda actividad: entrega del agua	43
5.2.1	Métodos de control	44
5.2.1.1	Método de control manual sin motor	44
5.2.1.2	Método de control manual con motor	44
5.2.1.3	Método de control automático-fluídico o auto-operante	45
5.2.1.4	Método de control automático local	45
5.2.1.5	Método de control automático distribuido	46
5.2.1.6	Método de control automático central	46

	5.2.1.7 Método de control con supervisión manual	47
	5.2.1.8 Método de control con supervisión automática	47
	5.2.2 Método de control usado en México	48
	5.2.3 Métodos de operación del tramo	48
	5.2.3.1 Método de operación tirante constante aguas arriba	48
	5.2.3.2 Método de operación tirante constante aguas abajo	50
	5.2.3.3 Método de operación de volumen constante	51
	5.2.3.4 Método de operación de volumen controlado	52
	5.2.3.5 Método de operación del tramo usado en México	53
	5.2.4 Métodos de operación de las estructuras	53
	5.2.4.1 Operación secuencial	53
	5.2.4.2 Operación simultánea	54
	5.2.4.3 Operación selectiva	55
	5.2.4.4 Operación anticipada	56
	5.2.4.5 Métodos de operación de las estructuras usados en México	56
	5.2.4.6 Compatibilidad entre los métodos y compatibilidad con la infraestructura	56
5.3	Tercera actividad: hidrometría	57
	5.3.1 Medición con molinete mecánico	59
	5.3.2 Hidrometría ultrasónica	72
	5.3.2.1 Técnica de tiempo de travesía	73
	5.3.2.2 Medidor acústico Doppler montado en soportes flotantes	76
	5.3.2.3 Medidor acústico Doppler lateral	78
	5.3.2.4 Velocímetro acústico Doppler	80
	5.3.3 Aforadores de garganta larga	83
	5.3.3.1 Aforador Parshall	85
	5.3.3.2 Problemática de los aforadores Parshall	86
	5.3.4 El Círculo de la Medición Efectiva aplicada a los canales de riego	87
	5.3.4.1 Identificación de las necesidades de administración del recurso	88
	5.3.4.2 Requerimientos de medición.	89
	5.3.4.3 Problemática relacionada con la medición en canales de riego	90
	5.3.4.4 Selección de medidores de gasto volumétrico en canales	93
	5.3.4.5 Recopilación y análisis de información	93
	5.3.4.6 Satisfacción de las necesidades de administración del agua.	93
	5.3.4.7 Modificaciones en las necesidades de administración.	94
<b>6</b>	<b>Infraestructura</b>	<b>95</b>
	6.1 Fuentes de abastecimiento	98
	6.1.1 Presas de almacenamiento	99
	6.1.2 Pozos profundos	101
	6.2 Canales	102
	6.2.1 Canales de tierra y canales revestidos	104
	6.2.2 Canales entubados	105
	6.3 Drenes	105
	6.4 Funcionamiento hidráulico del conjunto estructura reguladora (o represa) y compuerta derivadora (o toma lateral) cuando el método	

	de operación es de control aguas arriba de la represa.	105
6.5	Estructuras reguladoras	106
	6.5.1 Compuertas manuales	107
	6.5.1.1 Represos de agujas	108
	6.5.1.2 Compuertas planas o deslizantes	110
	6.5.1.3 Compuertas radiales manuales y compuertas radiales con motor	112
	6.5.2 Compuertas automáticas	113
	6.5.2.1 Compuertas automáticas instrumentadas	113
	6.5.2.2 Estructuras reguladoras automáticas fluídicas	114
	6.5.3 Vertedores de cresta larga	116
6.6	Compuertas derivadoras	118
	6.6.1 Compuertas derivadoras de gasto variable	118
	6.6.2 Compuertas de derivación de gasto constante	121
	6.6.2.1 Módulos de máscara	121
	6.6.2.2 Compuerta AVIO	123
6.7	Consideraciones a tener en cuenta sobre el uso de compuertas fluídicas	123
6.8	Estructuras auxiliares de conducción	126
	6.8.1 Puentes canal	127
	6.8.2 Túneles	128
	6.8.3 Sifones invertidos	128
6.9	Estructuras de seguridad	129
	6.9.1 Caídas y rápidas	129
	6.9.2 Sifones de emergencia, o desagües totales	130
	6.9.3 Desfogues parciales de excedencias	132
6.10	Edificios	132
<b>7</b>	<b>Consideraciones generales para la operación de distritos de riego en condiciones de sequía.</b>	<b>135</b>
7.1	Elaboración de planes de riego en condiciones de sequía: caso de estudio DR 086 Río Soto La Marina, Tam.	135
7.2	Estrategias para contrarrestar almacenamientos insuficientes en presas para regar la superficie sembrada: caso de estudio DR 063 Guasave, Sin.	138
<b>8</b>	<b>Referencias</b>	<b>143</b>



En este documento se tiene la intención fundamental de acercar a todas las personas interesadas en el manejo del agua en los distritos de riego, pero que tienen poca o nula información previa al respecto, a los aspectos básicos y elementales de las actividades, los objetivos y la infraestructura de dichos distritos. Es así que el tratamiento de cada tema es general sin abundar mayormente en detalles. En las referencias bibliográficas se presenta una base de documentos que se pueden consultar para tener mayor y mejor información de cada tema.

La operación de canales a cielo abierto en las zonas de riego en México se ha basado en una serie de normas empíricas y uso de fórmulas hidrométricas, donde la experiencia de los responsables ha sido fundamental para obtener resultados hasta ahora satisfactorios. Mucha de esta experiencia no ha sido publicada y se ha transmitido verbalmente entre los operadores de la infraestructura. Desafortunadamente, esta condición ha facilitado que experiencia sumamente valiosa se pierda y sea necesario volver a adquirirla, muchas veces a través de “tanteos” o de “prueba y error”. Por otra parte, es recomendable que los conocimientos desarrollados por las instituciones de educación, investigación y desarrollo lleguen al personal de campo para su mejor desempeño. Es conveniente fomentar que la experiencia de las actividades y normas empíricas obtenida por el personal de campo, así como del personal técnico, adquirida al llevar a la práctica la normatividad y la teoría de la operación de áreas de riego, se comparta a través de publicaciones que recopilen los aciertos y áreas de oportunidad que permitan mejorar la operación de la infraestructura.

Tradicionalmente, se ha denominado como “operación de distritos de riego” o simplemente “operación”, al conjunto de actividades y aspectos realizados directamente en la infraestructura hidráulica con objeto de planear, programar, distribuir y entregar el agua de riego a los productores en forma **eficiente** y **oportuna**. Estas condiciones de eficiencia y oportunidad son fundamentales en la tarea de operación, por lo que se anotarán con detalle y en forma reiterada más adelante.

Un aspecto importante de la operación, y fundamental de tomar en cuenta, es la evaluación de estas actividades que permita mejorar lo efectuado hasta la fecha en los años agrícolas siguientes. En este documento se propone un arreglo de dichas actividades y aspectos, y se incorporan componentes no considerados tradicionalmente como parte de la operación: la medición y la infraestructura. Al arreglo final se le denomina “manejo y distribución” del agua en canales de riego, de acuerdo con los términos usados por Palacios (1981, 1989 y 1996).



**U**n distrito de riego (DR) es preponderantemente una zona geográfica que puede definirse como: conjunto de canales de riego, una o más fuentes comunes de abastecimiento de agua y las áreas de cultivo, relativamente compactas, que cuenta con decreto de creación por parte del poder ejecutivo federal, con un título de concesión otorgado a los usuarios organizados en asociaciones civiles para uso de las aguas y la administración, operación y conservación de la infraestructura hidroagrícola federal. Puede concluirse que un DR es mucho más que una colección de agua, infraestructura y superficie, ya que implica además aspectos legales, administrativos, socioeconómicos y productivos muy importantes e interdependientes entre sí.

De acuerdo con la fecha de creación, a cada distrito se le asignó un número: el DR 001 Pabellón, en el estado de Aguascalientes fue el primero en crearse. Sin embargo, existen distritos que operativamente incluyen a otros, como es el caso del DR 029 Xicoténcatl, Tamaulipas, que concentra al DR 039 Río Frío, Tamaulipas y a la Unidad San Lorenzo del DR 092 Río Pánuco, Tamaulipas. A su vez, existen distritos manejados de manera independiente que tienen el mismo número y que para diferenciarlos se le agrega una letra: DR 092-A Río Pánuco Unidad Las Ánimas, Tamaulipas; 092-B Río Pánuco Unidad Pujal Coy IF, San Luis Potosí-Veracruz y 092-C Unidad Chicayán, Veracruz; esto debido a que sus fuentes de abastecimiento, aun dentro de la cuenca del río Pánuco, son independientes y distantes. Se tiene el caso de los DR 018 Colonias Yaquis y 041 Río Yaqui, en Sonora, que aun cuando su fuente de abastecimiento es la misma, son DR operados por separado. El DR 005 Delicias, Chihuahua, presenta la condición de compartir su fuente de abastecimiento con la Unidad de Riego (UR) Labores Viejas; sin embargo, se operan independientemente.

Al año 2012, la Gerencia de Distritos de Riego de la Comisión Nacional del Agua (Conagua) reporta la operación de 88 distritos de riego en el país, con alrededor de 3.4 millones de ha y 560,000 usuarios, agrupados en 469 asociaciones civiles de usuarios (ACU) y 15 Sociedades de Responsabilidad Limitada (SRL).

En México existen áreas bajo riego fuera de los distritos, que se conocen como “Unidades de Riego” (UR), o bien “Unidades de Riego Para el Desarrollo Rural (Urderal)”. En esencia, un distrito de Riego y una unidad de riego tienen los mismos objetivos. Las UR se encuentran muy dispersas en todo el país. Los DR cuentan con la supervisión permanente del gobierno federal a través de la Conagua y las UR tienen mayor autonomía y una supervisión eventual por parte de la misma Comisión. En cada caso, pueden encontrarse las diferencias anotadas en la tabla 1.

**Tabla 1. Características entre de los distritos y de las unidades de riego.**

Característica	Distrito de Riego	Unidad de Riego
Superficie (ha)	Mayor a 2,000	Menor a 500
Propiedad infraestructura	Federal	Particular y/o ejidal
Propiedad de la tierra	Particular y/o ejidal	Particular y/o ejidal
Cantidad	88	39,000, aproximadamente
Organización usuarios	Asociación Civil de Usuarios	Sociedades no formales, organizadas para la concesión
Título de concesión	Agua, infraestructura y maquinaria	Agua
Supervisión de la operación	Permanente por Conagua	Eventual
Planificación del riego	Plan de Riego autorizado por la Conagua	Indefinido
Entorno económico	Influencia Regional, Estatal	Influencia local
Cuotas de riego	Se enteran parcialmente a la SHCP, y para uso de la ACU	Son de uso particular
Régimen legal asociación	Código civil del estado	Usos y costumbres

Es importante señalar que aun cuando estas características son, en lo general, específicas a cada tipo de área de riego, existen excepciones en cada caso. Por ejemplo, existen DR menores a 1,000 ha (DR 028 Tulancingo, Hgo.) y UR mayores a 4,000 ha (UR Río Blanco, municipio de Hidalgo, Tam.); también se tienen unidades de riego organizadas en ACU y SRL, aun cuando no es generalizada, en su caso, esta figura asociativa.

El presente documento se enfoca en DR, aun cuando lo anotado puede aplicarse a aquellas UR que cuenten con la organización e información para ello. En el capítulo "Infraestructura" se presenta mayor detalle sobre los diferentes elementos y aspectos de los distritos de riego.

Desde el punto de vista de organización para la administración, se tienen diferentes términos que en seguida se presentan:

- Usuario: productor rural propietario o poseedor de una superficie registrada en el padrón de usuarios de un DR; es la unidad básica de producción y organización.
- Padrón de Usuarios: registro catastral donde se inscriben los agricultores con derecho a recibir el servicio de riego y que están ubicados dentro de los límites de un DR. La información básica que debe de contener es, entre otras: número de lote, nombre y característica del usuario, superficie total y con derecho a riego, tipo de aprovechamiento y los derechos de agua de que es titular.
- Asociaciones Civiles de Usuarios (ACU): organización de usuarios, constituida en los términos del código civil del estado en que se ubica el DR, que recibe el título de concesión de aguas y para administrar, operar y conservar la infraestructura hidroagrícola (red menor) localizada en su módulo de riego. La máxima autoridad es la asamblea general de usuarios. El presidente de la asociación es el responsable de la administración y el gerente técnico el responsable de la operación y conservación.
- Sociedad de Responsabilidad Limitada (SRL): es la organización de nivel superior que conjunta a todas las ACU de un DR; se integra por los presidentes de las ACU. Tiene a su cargo la concesión de administrar, operar y conservar la red principal o mayor del DR.

- Transferencia: proceso administrativo, conforme a la Ley de Aguas Nacionales (LAN), mediante el cual se delega a los usuarios de un DR, organizados en ACU, la atribución de administrar, operar y conservar la infraestructura de un módulo de riego.

Desde el punto de vista de organización para la operación, se tienen diferentes niveles:

- Lote: superficie de terreno, propiedad o posesión de un usuario, inscrito en el padrón de usuarios, que recibe el servicio de riego proporcionado por la ACU a la que pertenece. Varía entre 0.2 y 100 ha. Es la unidad básica a partir de la cual se diseña la operación del DR.
- Punto de control: estructura en un canal de riego a través de la cual se le entrega el agua a un lote, sección de riego, módulo de riego, unidad de riego o distrito de riego.
- Sección de riego: conjunto de lotes que riegan por un punto de control común, con superficies entre 500 y 2,500 ha.
- Módulo de riego: área compacta con un punto de entrega de agua común, que corresponde a los lotes de los usuarios de una sola ACU. Los términos módulo de riego (superficie e infraestructura) y ACU (organización usuarios) se usan indistintamente. Por lo común, la superficie de un módulo de riego varía entre 3,000 y 10,000 ha, aunque existen excepciones en ambos extremos.
- Unidad de riego (de un DR, no confundir con las Urderal): conjunto de secciones de riego completas que se abastecen por puntos de control comunes. Puede constar de uno o varios módulos de riego, normalmente con superficies entre las 5,000 y 50,000 ha.
- Comité Hidráulico: órgano colegiado de concertación, con el objetivo del manejo adecuado del agua e infraestructura concesionada, integrado por representantes de los usuarios (presidentes de ACU y de SRL) y personal técnico de la Conagua (distrito de riego), donde se analizan y toman las decisiones en la administración del DR. El presidente del Comité es el ingeniero en jefe del distrito, y el secretario, el jefe de Operación. Los presidentes de las ACU y SRL participan como vocales, con voz y voto.

## 2.1 EJEMPLOS DE DISTRITOS DE RIEGO EN EL PAÍS

Para que se tenga una idea muy general sobre lo que es un DR, a continuación se describen brevemente algunos distritos del país. Puede observarse la gran complejidad que se tiene en cada uno de ellos. En capítulos posteriores se detallará sobre la forma de manejar un DR y sus componentes. Es importante destacar que todos los DR del país poseen una organización similar, pero adaptada a las condiciones locales de disponibilidad de agua, tipo de fuente de abastecimiento, sistemas de producción, climatología y condiciones socioeconómicas.

### 2.1.1 Distrito de Riego 025 Bajo Río Bravo, Tam.

El DR se encuentra en el noreste del país en frontera con los Estados Unidos de América (EUA), en el estado de Tamaulipas. Está entre los municipios de Matamoros, Valle Hermoso, Río Bravo y Reynosa, con una superficie bajo riego del orden de 200,000 ha. El acuerdo presidencial por medio del cual quedó establecido el distrito data del año de 1942.

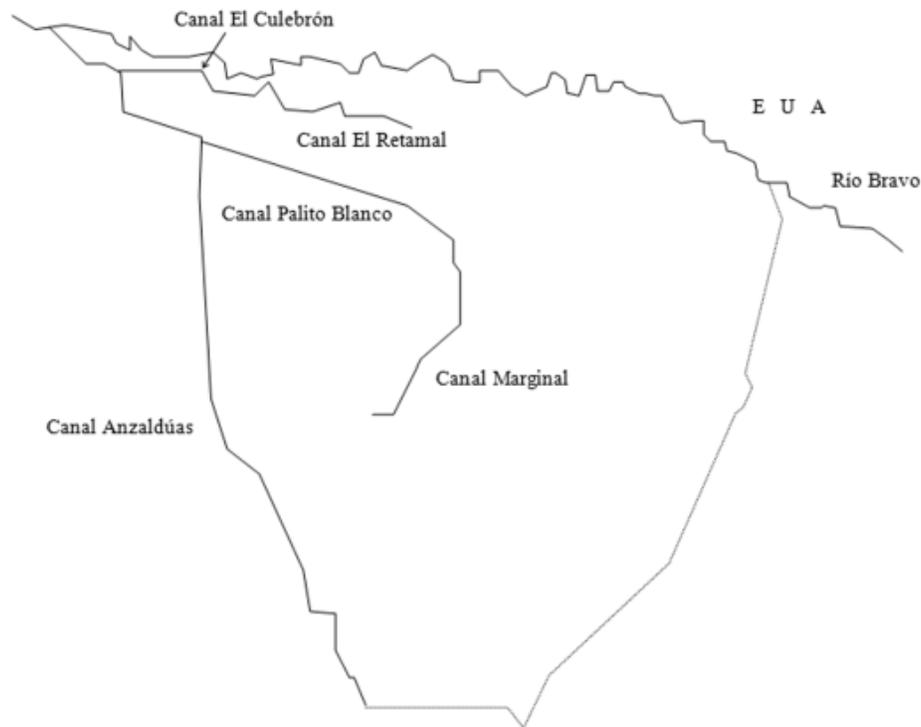
Posteriormente, en otro acuerdo presidencial, con fecha 9 de febrero de 1955, se establecieron los límites del distrito. Oficialmente comenzó a operar en 1941. (Figura 1).

Las fuentes de abastecimiento que surten de agua al distrito son las presas internacionales de almacenamiento La Amistad y Falcón, situadas sobre el río Bravo, frontera entre México y EUA. También tiene dos presas internacionales de derivación y 423 km de canales principales, de los cuales 78 son revestidos. Cuenta con 1,928 km de canales laterales y 38 km de canales revestidos. La red de drenaje tiene 2,704 km de longitud. Además, cuenta con 2,247 km de caminos, de los que 46 son pavimentados, 555 revestidos y 1,645 de tierra. El número de estructuras hidráulicas supera las 5,500, entre estructuras en canales principales, laterales y drenes. Finalmente, el distrito cuenta con 123 casetas de canaleros.

Las extracciones de la presa Falcón se realizan por la obra de toma mexicana (margen izquierda). Se conducen unos 120 km a través del río Bravo hasta la presa de derivación internacional Anzaldúas, donde en la margen derecha nace el canal principal Anzaldúas. En su parte inicial tiene una capacidad máxima de 280 m<sup>3</sup>/s, aunque se reduce a 250 m<sup>3</sup>/s después de los primeros 4 km, ya que en esta parte se tiene la estación de bombeo Anzaldúas-Rode como fuente alternativa para apoyar el abastecimiento de la tercera unidad del DR 026 Bajo Río San Juan, Tam., o para abastecer el servicio público-urbano de Reynosa, Tam., con una capacidad de 30 m<sup>3</sup>/s. El canal Anzaldúas sirve también como límite occidental oficial y físico del DR 025, regando áreas ubicadas sólo en su margen izquierda. El límite oriental del DR es la carretera federal 101 Matamoros-Cd. Victoria.



**Figura 1. Localización del Distrito de Riego 025 “Bajo Río Bravo, Tam.**



**Figura 2. Localización del canal Principal Anzaldúas.**

El canal Anzaldúas (como red principal o red mayor) termina en el km 70; sin embargo, la conducción como canal secundario (red menor) termina en el km 92+230. En toda la longitud del canal se tienen más de cuarenta tomas directas y nueve represas, tres sifones, cinco desagües totales y dos desfogues de excedencias. El canal está construido en tierra. El DR tiene una estructura operativa muy parecida a la de todos los distritos del país. El organigrama de la figura 4 muestra dicha organización. Como se puede observar, la máxima autoridad del distrito es el jefe de distrito.

La organización para la operación incluye cuatro unidades de riego y nueve módulos de riego o ACU:

- Primera Unidad "Control": comprende el módulo I-1 Bajo Río Bravo AC.
- Segunda Unidad "Valle Hermoso": comprende dos módulos: II-1 Anáhuac AC y el II-2, 18 de Marzo AC.
- Tercera Unidad "Río Bravo": comprende cuatro módulos: III-1 La Sauteña AC, III-2 Santa Rosa AC, III-3 Hidráulica Los Ángeles AC y III-4 Lateral Ejido AC.
- Cuarta Unidad "Anzaldúas Sur", dos módulos: IV-1 Ing. Abelardo Amaya Brondo AC y IV-2 Usuarios Unidos de Valle Hermoso AC.

La Sociedad de Asociaciones Civiles del Distrito de Riego 025 Bajo Río Bravo, denominada Amistad-Falcón Sociedad de Responsabilidad Limitada de Interés Público y de Capital Variable, es la organización cúpula que concentra a las nueve ACU.

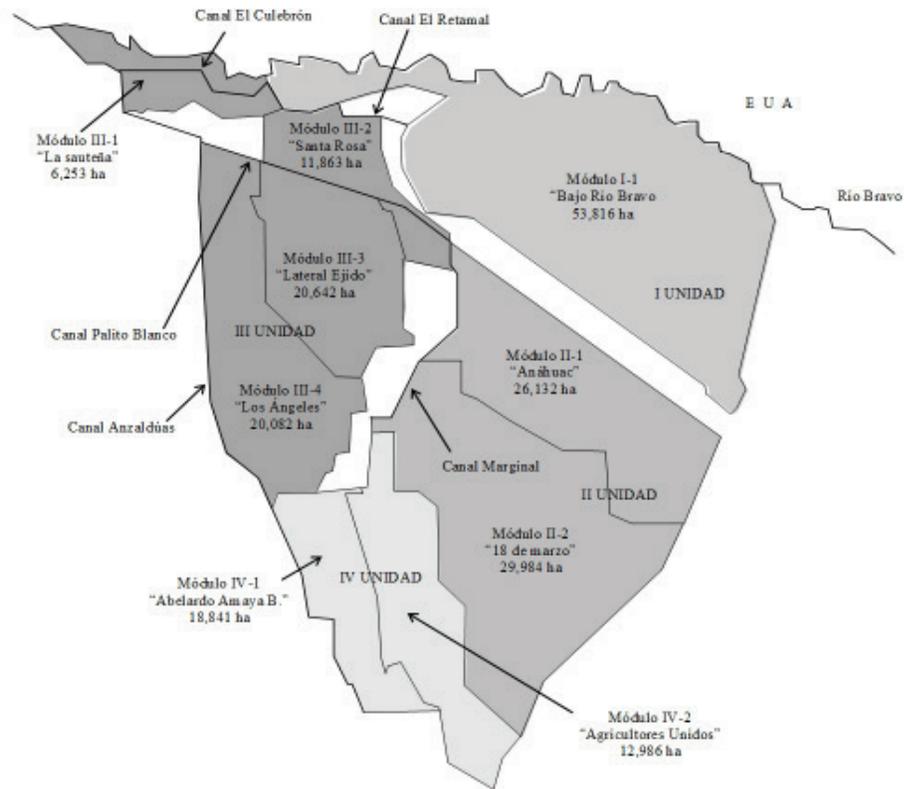


Figura 3. Distribución de los módulos en el distrito 025 Bajo Río Bravo, Tam.

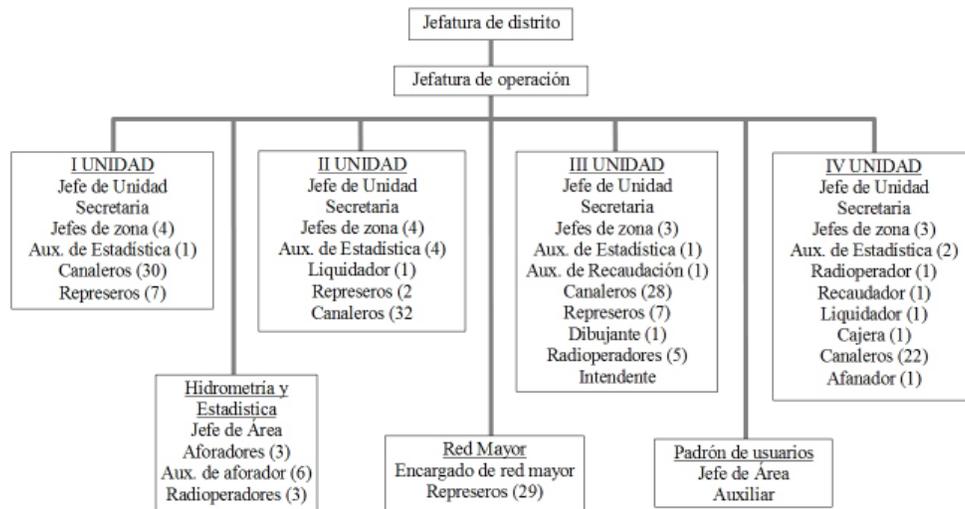


Figura 4. Organigrama del Distrito de Riego 025 Bajo Río Bravo.

### 2.1.2 Distrito de Riego 041 Río Yaqui, Son.

El distrito se localiza en la región noroeste de México, en la parte sur del estado de Sonora. En el canal se aprovechan los escurrimientos del río Yaqui, que son unos 2,900 hm<sup>3</sup> anualmente, además de cerca de 300 hm<sup>3</sup> de agua subterránea extraída mediante varios pozos. Con estos volúmenes se riegan más de 200,000 ha, las que mediante segundos cultivos equivalen a unas 302,000 ha físicas regadas, principalmente trigo, soya, cártamo y maíz. El distrito tiene su principal fuente de abastecimiento en el sistema de presas del río Yaqui: Lázaro Cárdenas (*Angostura*), Plutarco Elías Calles (*El Novillo*) y Álvaro Obregón (*Oviachic*). La presa Álvaro Obregón, que inició sus operaciones en 1952, cuenta con dos obras de toma: una en la margen izquierda y más alta, operada por el DR 041, que da origen al canal Alto del Yaqui; y otra, en la margen derecha (canal Bajo del Yaqui), operada por la Comisión Federal de Electricidad (CFE), que debe de ajustar sus planes de generación de energía eléctrica en función de los requerimientos de riego solicitados por el DR 041.

La figura 5 muestra la división del distrito, en particular el área dominada por el canal principal Alto, en la que puede observarse que el DR 041 está dividido en unidades, después en zonas, módulos y finalmente en secciones de riego. Esta división tiene estrecha relación, con la organización operativa del distrito, ya sea la Conagua o la ACU. Cada módulo puede contener una o más secciones y tiene una organización operativa presidida por un gerente de módulo. Para fines de la distribución del agua, varios lotes son atendidos por un jefe de sección o “canalero”, quien turna las solicitudes de riego al jefe de zona. Por último, el jefe de zona reporta las solicitudes de sus secciones de riego al gerente técnico de la ACU y éste al jefe unidad para terminar, operativamente hablando, en el gerente de operación de la SRL, quien a su vez solicita el agua al distrito, donde se ordenan los movimientos a la presa Oviachic. Se cuenta con 42 módulos de riego que administran la red menor y con una SRL, encargada de la red mayor. El DR administra las obras de cabeza: presas y diques, y la relación con la CFE.

El canal Alto del Yaqui, que sirve como límite oriental y físico oficial del DR, beneficia sólo superficie localizada en su margen derecha; tiene una longitud de 120 km que se utilizan para conducir 90 m<sup>3</sup>/s. En los primeros 42 km prácticamente no se tienen tomas para riego. Este primer tramo está revestido de concreto, excepto en las partes correspondientes a dos vasos de regulación que se tienen en su trayecto: el primero, llamado El Potrero, con superficie máxima inundada de 30 ha está a 3.5 km del inicio del canal y, el segundo, llamado Agua Caliente, con superficie inundada al nivel del vertedor de 700 ha, se halla a 10.2 km del origen. Además ese mismo tramo incluye tres túneles de 7 m de diámetro que, en total, dan una longitud de 1.7 km; cuatro sifones para salvar arroyos; cuatro entradas de arroyos al canal que también sirven como vasos de almacenamiento lateral, y ocho represas de compuertas radiales operadas con motores eléctricos.

El canal Bajo Yaqui, en su primer tramo, tiene una capacidad de diseño de 110 m<sup>3</sup>/s; sin embargo, nunca se ha operado con tal caudal porque no se ha permitido que la demanda crezca a ese grado. El máximo gasto que ha circulado por este tramo es de 80 m<sup>3</sup>/s. El gasto máximo al final del tramo ha sido de 9 m<sup>3</sup>/s. Otros elementos importantes en el tramo son dos puentes carreteros y uno de ferrocarril muy cercanos entre sí a la altura del km 62, que actúan como sifón. Otra estructura importante es el sifón Cocoraque, a la altura del km 81, y tres entradas de arroyos que actúan como vasos de almacenamiento lateral. El canal, del km 105 al km 120 desciende bruscamente de nivel, pasando de 59 a 33 msnm.

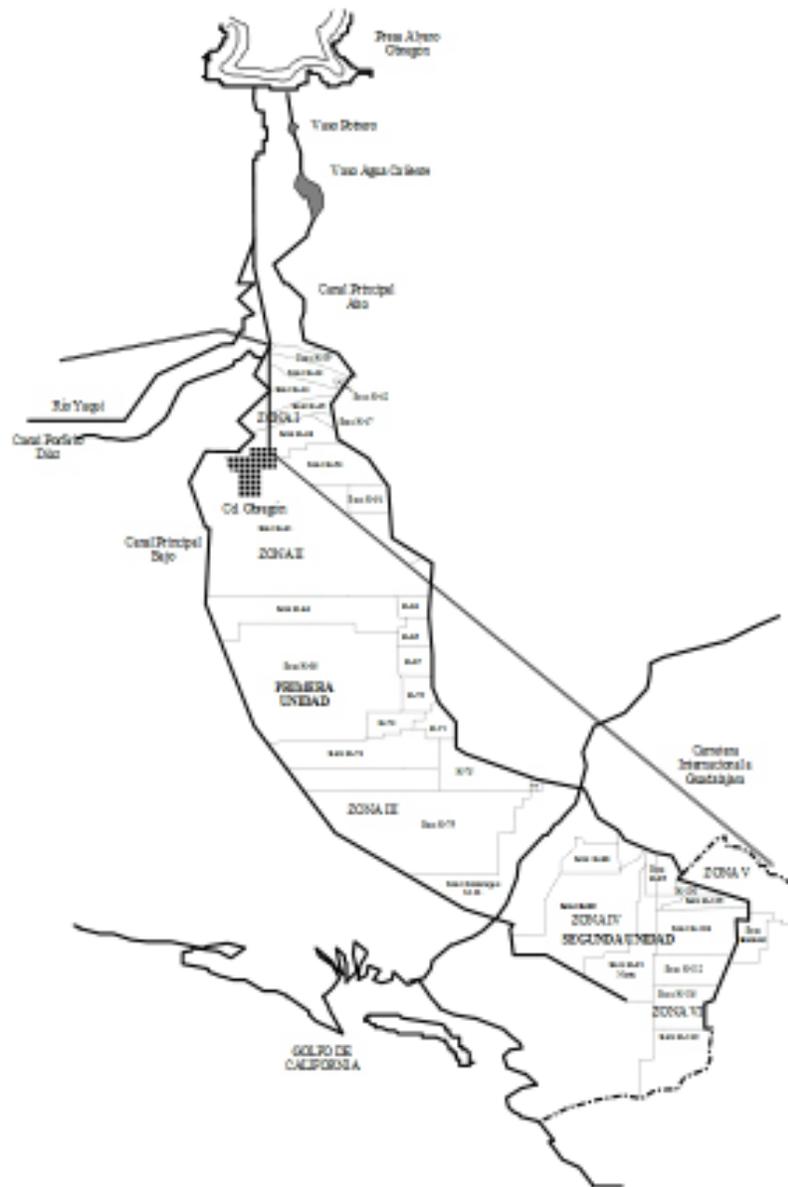


Figura 5. Divisiones para la operación del distrito 041 Río Yaqui, Son.

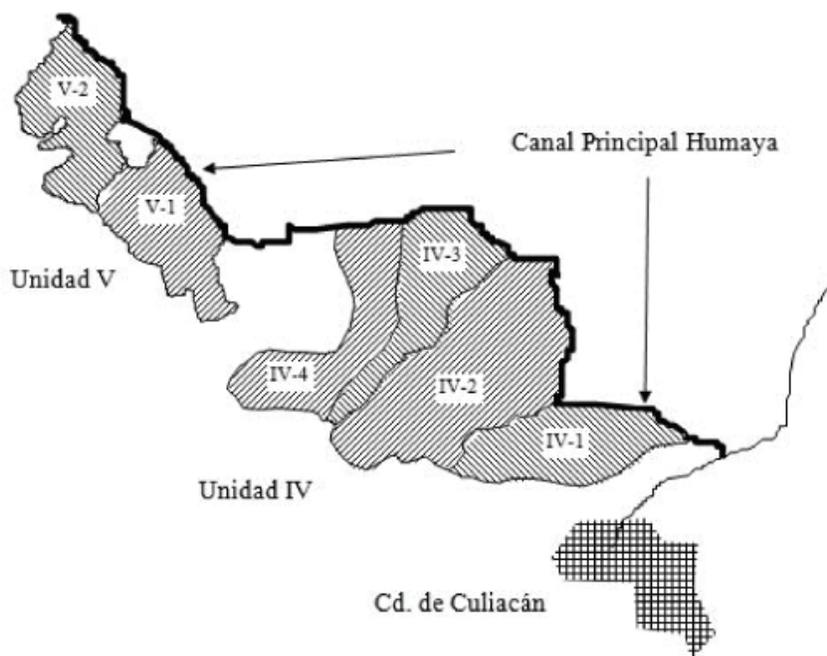
### 2.1.3 Distrito de Riego 010 Culiacán-Humaya, Sin.

El DR 010 se ubica en el estado de Sinaloa, cerca de la ciudad de Culiacán, capital del estado. Forma parte del Sistema Hidráulico-Agrícola de los ríos San Lorenzo, Culiacán y Mocorito. El distrito se abastece principalmente de la presa Adolfo López Mateos, que inició su funcionamiento en septiembre de 1963 y se ubica sobre el río Humaya a 32 km al norte de Culiacán. El túnel número 1, con longitud de 588 m, descarga el agua al río Humaya, y el túnel número 2, con longitud de 603 m, conduce agua a una planta de generación de electricidad.



**Figura 6. Ubicación del Distrito de Riego 010 Culiacán-Humaya.**

El DR 010 está organizado como la mayoría de los distritos de riego en el país; es decir, en el aspecto operativo se tiene un jefe de operación que depende de la jefatura de distrito y ésta, a su vez, es una dependencia de la Dirección Local de la Conagua en el estado de Sinaloa. Del jefe de operación dependen los jefes de unidad. De aquí en adelante se tienen los gerentes de módulo y después los jefes de sección que tienen a su cargo alrededor de 2,500 ha. Esto es, el distrito está dividido en unidades que generalmente coinciden con el canal principal, para lo cual cuenta con 12 módulos de riego a cargo de la red menor o secundaria y una SRL, que opera la red mayor o principal. Para el canal principal Humaya se tiene que éste riega las unidades IV y V, como se aprecia en la figura 7.



**Figura 7. Divisiones del Distrito de Riego 010 Culiacán-Humaya-San Lorenzo.**

A su vez, las unidades se dividen en módulos y estos tienen subdivisiones de tipo administrativo y físico. Estas subdivisiones se denominan “secciones” y cada módulo tiene un número de secciones tal, que ninguna de éstas exceda mucho a una superficie de 2,500 ha. Así que, un módulo de 10,000 ha, por ejemplo, tendrá cuatro secciones, aproximadamente.

El canal más importante del distrito es el canal principal Humaya. Tiene una longitud de 156 km y cuenta con una gran cantidad de estructuras: 26 represas, un túnel de 1,310 m de longitud y 12 diques en los sitios de cruce con los arroyos. Hay 15 sifones; uno de ellos con longitud de 840 m; algunos son circulares y otros rectangulares. Los primeros tienen diámetros que oscilan entre 5 y 4 m con uno o dos conductos; los sifones rectangulares tienen entre 5 y 4 m de ancho, con uno, dos o tres conductos. El canal inicia en la cota 73.04 msnm y termina en la 44.83. En los primeros kilómetros, la pendiente tiene valores que fluctúan entre 0.0003 y 0.0002 para, posteriormente, mantener un valor de 0.00015. La sección transversal es trapecial con taludes de 1.25:1. En la parte donde se alojan las compuertas, el canal es rectangular.

Puede concluirse que los DR descritos tienen características similares, pero su organización para la operación es específica para cada uno de ellos y difiere de acuerdo con las condiciones ecológicas y socioeconómicas de cada región. En la tabla 2 se anotan las características de los tres DR mencionados anteriormente. Destaca la superficie media por ACU en el DR 041, con 5,410 ha y, en el DR 025, con 22,360 ha. Sobresale el hecho de que la operación de los DR es fundamentalmente una actividad técnica, pero con un alto componente social y económico.

**Tabla 2. Características resumen de los distritos de riego.**

Distrito de Riego	Superficie (ha)	Usuarios		ACU		SRL (Núm.)
		Núm.	Tenencia (ha/Us)	Núm.	Sup media (ha)	
010 Culiacán-Humaya, Sin.	212,141	18,969	11.18	12	17,678	1
025 Bajo Río Bravo, Tam.	201,237	15,970	12.60	9	22,360	1
041 Río Yaqui, Son.	227,225	21,875	10.39	42	5,410	1
Subtotal	640,603	56,814	11.28	63	10,168	3

El manejo y distribución del agua en los DR tiene tres grandes componentes:

- Un objetivo.
- Actividades para lograr tal objetivo.
- Infraestructura sobre la que se realizan las actividades.

La figura 8 muestra un arreglo esquemático general de las diferentes opciones de cada componente. El objetivo de la distribución del agua es todo aquello que se pretende al conducir agua por los canales. Para lograr dichos objetivos se deben realizar ciertas actividades, y éstas se hacen sobre o con ayuda de la infraestructura. Es por ello, que en este documento se tratan de aglutinar todos los componentes en relación con la operación de los canales.

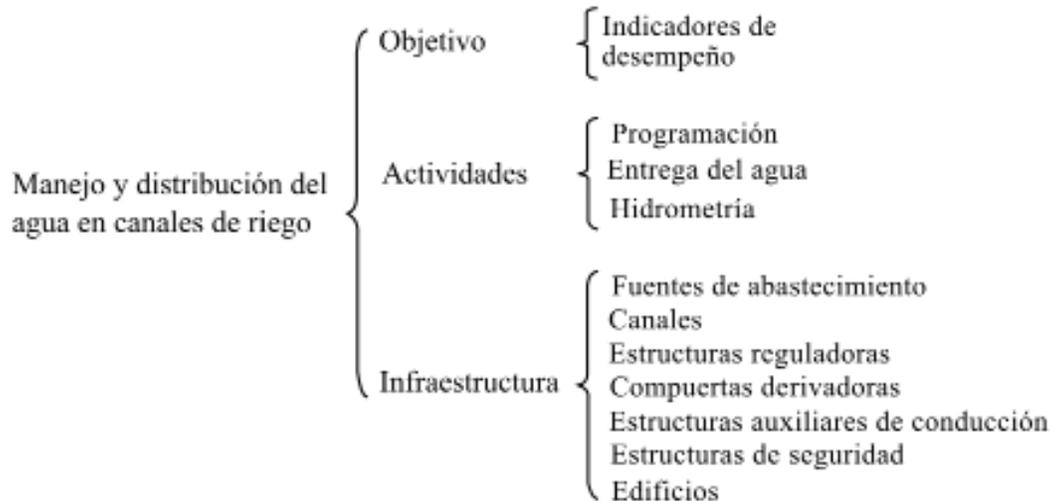


Figura 8. Esquema general de la distribución y manejo del agua en canales de riego.

En la operación de las áreas de riego interviene un número importante de personas, cuya cantidad depende de la magnitud, número de usuarios y complejidad de la zona de riego. Un aspecto fundamental para operar la infraestructura hidroagrícola es que la operación debe ser acorde con el calendario de las actividades agropecuarias, propio para cada región.

En México, la planeación agropecuaria es por año agrícola, el cual empieza el 1º de octubre de cada año para finalizar el 30 de septiembre siguiente. Para el caso de los DR, los planes de

riego son anuales y en estos se detallan las superficies a sembrar y los volúmenes autorizados a utilizar mensualmente. Esta fase se conoce como la “planeación de la operación” o “planeación del riego”; se hace una vez al año (en casos de segundos cultivos, cuando existe disponibilidad hídrica, puede haber una modificación al plan de riegos en su oportunidad). El Comité Hidráulico del DR propone la superficie a sembrar y la cantidad de agua por mes a utilizar, en función del volumen de extracción anual aprobados por la autoridad del agua.

Una vez autorizado el plan de riegos del año agrícola en desarrollo, en la fecha acordada por el Comité Hidráulico se inicia la fase de programación del riego. Esta fase empieza cuando el agricultor-usuario de riego, que ha cumplido con los requisitos (pago de cuota de riego y tener el terreno preparado para regar), pide agua al jefe de sección de riego (canalero o zanjero) al firmar la solicitud de riego. A su vez, el jefe de sección conjunta los pedidos de los usuarios, calcula sus pérdidas de agua y solicita al gerente de operación del módulo de riego (jefe de zona) el agua requerida para entregar al usuario. Los módulos de riego concentran la información de riego, más las pérdidas estimadas, y solicitan, a su vez, los volúmenes requeridos (gasto hidráulico, flujo volumétrico) a la SRL, en caso de existir, o directamente a la jefatura de operación del DR.

El jefe de DR evalúa los pedidos en más y en menos, y ordena los movimientos a la obra de toma de la fuente de abastecimiento (presa de almacenamiento, derivación, pozos o aguas residuales). En esta instancia finaliza la fase de programación del riego. Se tienen tantas programaciones como sea necesario: diario, dos veces por semana, semanalmente o en forma continua.

La fase de distribución del riego empieza cuando el operador de la fuente de abastecimiento, siguiendo las indicaciones del DR, aumenta o disminuye el volumen de extracción y, en forma análoga a la programación del riego, pero en forma inversa, el agua se va entregando del DR a la SRL, a los módulos, a las secciones de riego y, finalmente, a los agricultores-usuarios, quienes aplican el agua de riego dentro de sus parcelas.

El tiempo que dura la programación del riego y la distribución del agua de riego es diferente para cada DR, y es función de las distancias de las fuentes de abastecimiento a las parcelas y la complejidad de la infraestructura.

El control y evaluación de la operación es la última fase. Consiste en verificar las posibles desviaciones de la distribución del agua con el plan de riegos original y proponer las medidas que permitan elaborar un mejor plan de riegos para el año agrícola siguiente.

Respecto a las UR, la operación se lleva a cabo de manera similar y de forma empírica. Sin embargo, es muy frecuente que: no exista un plan de riegos, la programación del riego y distribución de agua sea más o menos aleatoria, y la información técnica rara vez se encuentre disponible, con los que se dificulta su evaluación y el proponer las medidas de mejora en su operación y organización.

La operación de un DR, además de su condición técnica básica, tiene efectos socioeconómicos y productivos muy importantes, destacando tres objetivos fundamentales para entregar el agua:

- No entregar agua en exceso.
- Entregar volúmenes de agua suficientes.
- Entregar el agua con la debida anticipación (oportunidad).

Los indicadores de desempeño tratan de evaluar estos tres objetivos con la información disponible. El primero de ellos es importante porque entregar agua en exceso reduce la superficie factible de regar, con las consiguientes pérdidas económicas en el desarrollo regional, y puede aumentar las necesidades de drenaje del área, con los costos adicionales generados. El segundo aspecto implica que el agua entregada sea la adecuada para abastecer los usos consuntivos de los cultivos, para que el cultivo tienda a rendir su potencial productivo.

El tercer aspecto, la oportunidad, es muy importante, porque aun cuando el agua se conduzca en forma eficiente y suficiente, si no se entrega en el momento que el cultivo lo requiere, el impacto en la producción puede ser devastador. Con frecuencia, este aspecto tiende a no ser evaluado y permanece como una sombra limitante de la productividad de las áreas de riego.

Palacios (1981) propone la siguiente ecuación para conocer las pérdidas económicas causadas por el desfase en la aplicación del riego:

$$PE=Py*b_2(Et^2/La^2)*D^2 \quad (1)$$

Donde:

PE: es la pérdida económica por unidad de superficie en \$,

Py: el precio del producto sembrado en \$,

$b_2$ : coeficiente de regresión de la función de producción del cultivo, adimensional,

Et: demanda evapotranspirativa del cultivo en mm/día,

La: humedad del suelo existente debido a la lámina de riego aplicada, mm y

D: el número de días desfasados en la aplicación óptima del riego, días.

Lo anterior indica que la pérdida económica de un cultivo ocasionada por la oportunidad del riego es una función directa, no lineal, sino al cuadrado del número de días que se

desplaza el riego (D) y la demanda de evapotranspiración (Et) -más aguda en verano que en invierno-, e inversamente proporcional a la humedad del suelo existente (La). Esta descripción técnica del efecto de la oportunidad del riego puede describir el porqué de la impaciencia, ira y mal genio del usuario crece al cuadrado entre mayor sea la tardanza para recibir el agua para regar sus cultivos.

La oportunidad del riego es limitada, entre otras cosas, por:

- Capacidad de los canales. Normalmente la red principal no puede abastecer al 100% la capacidad total de los laterales y sublaterales, porque así fue el criterio de diseño original.
- Tener siembras con humedad de lluvia, donde la disponibilidad de maquinaria agrícola para sembrar la superficie del DR con monocultivos reduce el número de días para regar el DR. Por ejemplo, en el DR 025 Bajo Río Bravo, Tam., con 200,000 ha de superficie, se tiene maquinaria suficiente para sembrar 15,000 ha diarias, equivalente en tener el DR sembrado totalmente en 13 días, pero la capacidad máxima de conducción de canales sólo permite regar 10,000 ha diarias; es decir, se tiene un intervalo de riego mínimo de veinte días (en el supuesto que el primer y último día se opere a máxima capacidad).
- Traslapes de la aplicación del primer riego de auxilio con el segundo, y de éste con los siguientes. Las lluvias presentadas pueden uniformizar la humedad de los terrenos, lo que agudiza esta situación.

Los criterios de diseño de la capacidad de canales con que se construyen los DR fueron publicados por la Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH) en 1961, y se anotan en la tabla 3.

**Tabla 3. Criterios de diseño de capacidad de canales en los distritos de riego.**

Superficie a regar (ha)	Coficiente (l/s/ha)
100-1,200	1.75
1,200-2,000	1.41
2,000-10,000	1.16
Mayor de 10,000	1.00

Los coeficientes anotados indican implícitamente que no todos los usuarios podrán regar al mismo tiempo, de ahí que el canal principal no tenga la capacidad para abastecer simultáneamente la capacidad máxima total de los laterales y que estos, a su vez, sean superados por la capacidad de los sublaterales. Situación que a nivel de campo se traduce en la inconformidad de los agricultores, desde su punto de vista parcelario, al observar que el canal por el que reciben el agua no funciona, en ocasiones, a máxima capacidad. En un DR con monocultivos (025 Bajo Río Bravo, 026 Bajo Río San Juan y 086 Río Soto La Marina, entre otros) esta condición es mucho más aguda que en distritos con una mayor diversificación de cultivos (010 Culicán-Humaya, Sin. y 041 Río Yaqui, Son, por ejemplo).

La entrega del agua en cantidad y tiempo, con el menor desperdicio y conforme a una programación del riego, constituye el objetivo último de la distribución. Para saber qué tan bien o mal se está cumpliendo con este cometido, es conveniente recurrir al uso de indicadores

de desempeño. En este sentido, se han tenido progresos y actualmente los administradores de sistemas de canales pueden contar con conjuntos validados de indicadores para apoyar la toma de decisiones. Estos indicadores pueden ser *internos* o enfocados al proceso hidráulico del sistema de irrigación y, por otro lado, pueden ser *externos*, ya que toman en cuenta aspectos como la producción agrícola, el impacto ambiental o aspectos económicos. Estos últimos no se consideran en este libro. Los indicadores internos se dividen en dos tipos: los primeros se calculan para periodos largos, diarios o mensuales, y el otro tipo de indicadores se relaciona con el método de operación de las estructuras y se aplican a periodos cortos, menores a la duración del transitorio en la red de canales (figura 9).

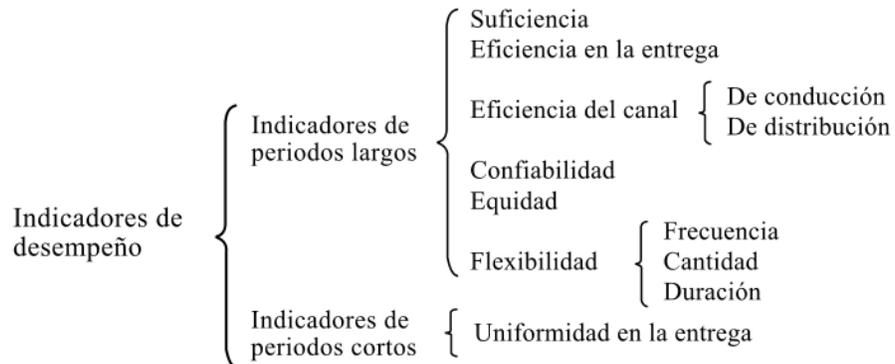


Figura 9. Ejemplos de indicadores de desempeño.

En la literatura se ha encontrado autores que proponen indicadores de desempeño o modificaciones a indicadores ya propuestos, aplicados a periodos largos. Véase, por ejemplo, Molden y Gates (1990), McCornick (1993), Burt y Styles (2000) y Renault (1999). Otros proponen indicadores para periodos cortos: Clemmens (1984) y Palmer *et al.* (1989).

En cuanto a los indicadores de desempeño aplicados a periodos largos, puede afirmarse que Molden y Gates son los autores más citados en la literatura. Proponen cuatro indicadores de desempeño: *Suficiencia*, *Eficiencia*, *Confiabilidad* y *Equidad*. Estos indicadores se relacionan con el método de asignación y con el método de operación del tramo.

#### 4.1 SUFICIENCIA ( $P_A$ ): ENTREGA DE LA CANTIDAD REQUERIDA

Uno de los objetivos fundamentales de la distribución del agua es la entrega de agua a tomas en la cantidad requerida por los cultivos. Dicha cantidad requerida, definida como la necesaria para lograr una política agrícola determinada, es una función del área sembrada, de los requerimientos de uso consuntivo de los cultivos, de la relación de producción agua-cultivo, de las pérdidas por aplicación y de las prácticas de riego, tales como la preparación del terreno y lavado de sales. Adicionalmente, depende de la disponibilidad de agua, programación, capacidad hidráulica de las estructuras para entregar el agua de acuerdo con la programación, y de la operación y mantenimiento de las estructuras hidráulicas. Una medida de desempeño relacionada con este objetivo puede estimarse con la ecuación (2).

$$P_A = \frac{1}{T} \sum_T \left( \frac{1}{R} \sum_R p_A \right) \quad (2)$$

Donde ,

$$p_A = \frac{Q_D}{Q_R} \text{ si } Q_D \leq Q_R \quad (3)$$

$$\text{y } p_A = 1 \quad (4)$$

En las fórmulas,  $Q_D$  es la cantidad de agua distribuida y  $Q_R$  la cantidad de agua requerida;  $T$  es un periodo de tiempo determinado y  $R$  es la región o subregión del sistema en que se distribuye el agua. Con la ecuación 1 se establece que el desempeño del sistema respecto a la suficiencia  $P_A$ , es un promedio temporal y espacial del cociente de la cantidad de agua entregada entre la cantidad requerida. Con la ecuación 2 se indica que se trata de cantidades discretas; esto es, los valores de  $Q_D$  y  $Q_R$  están definidas para  $X$  ubicaciones discretas de entrega de agua en una cierta región  $R$  y en tiempos finitos  $t$ , en un periodo  $T$ . Los tiempos  $t$ , no deber ser menores a los periodos en los que la función  $p_A$  existe y es finita (correspondientes a los periodos en los que  $Q_R > 0$ ). La función  $P_A$  impone un límite superior a al indicador de suficiencia en los puntos de evaluación; es decir, cuando la entrega supera a la demanda, la suficiencia se considera adecuada y la magnitud del exceso no se toma en cuenta. La intención de considerar la unidad en lugar de utilizar el resultado numérico de la división cuando se tiene más agua entregada que la requerida, es para evitar balances engañosos; es decir, si no se usara esta estrategia, podría darse el caso, extremo e hipotético, de que se esté entregando agua en exceso en la misma cantidad que la cantidad de agua en déficit. Si esto sucediera se tendría la idea falsa de que se tiene una adecuada suficiencia, cuando en realidad lo que está ocurriendo es que se está entregando más agua que la solicitada en ciertos puntos y, en otros, se entrega menos. Este caso es real y ha sucedido que operadores de canales derivadores creen que tienen una adecuada suficiencia porque no se dan cuenta que en algunos canales entregan agua de más y en otros de menos y, en ocasiones, que es deseable que la verdadera razón de esa adecuada y falsa suficiencia no se conozca.

Los autores utilizan la nomenclatura  $P_A$  (mayúsculas) y  $p_A$  (minúscula y mayúscula) que implica una pequeña incertidumbre visual. En la ecuación 1 el término  $p_A$  que se encuentra en el segundo miembro, es minúscula, y es precisamente el término que se evalúa por medio del cociente entre el caudal entregado y el requerido. Para calcular la suficiencia  $P_A$  se requiere tener información de los gastos entregados y los requeridos en cada uno de los puntos de entrega de una zona en la que se requiera estimar este indicador. Por ejemplo, se podría tener una zona de riego con 45 puntos de entrega y el ciclo de riego dura cuatro meses. En este caso, se calcula la división del gasto entregado entre el requerido en cada punto, se suman los resultados y se dividen entre el número de puntos; en este caso 45. Supóngase que se tiene un dato diario, entonces la operación anterior se hace para todos los días de los cuatro meses y el resultado se divide entre el número total de días.

## 4.2 EFICIENCIA EN LA ENTREGA ( $P_F$ ): CONSERVACIÓN DEL AGUA COMO RECURSO

La conservación del agua como recurso juega un papel importante en la política de distribución, porque se puede ahorrar agua que podría utilizarse para regar más superficie. La eficiencia de conducción, la cual indica la cantidad relativa de agua perdida en los canales, es usada comúnmente para orientar los objetivos de la eficiencia en general. Sin embargo, otro tipo de pérdida de agua, no relacionada directamente con el concepto de eficiencia de conducción, es la entrega de agua en cantidades mayores a las requeridas en los puntos de toma. Un sistema que entrega agua en exceso no conserva el recurso. Adicionalmente, el agua entregada en exceso inunda las tierras agrícolas y causa problemas de salinidad. La eficiencia de entrega incluye la eficiencia de conducción, ya que los requerimientos de agua en un punto de entrega toman en cuenta las pérdidas esperadas aguas abajo de dicho punto. Una medida de la eficiencia podría ser el promedio temporal y espacial del cociente de  $Q_R$  entre  $Q_D$ , tal como se muestra a continuación.

$$P_F = \frac{1}{T} \sum \left( \frac{1}{R} \sum P_F \right) \quad (5)$$

$$\text{Donde, } p_F = \frac{Q_R}{Q_D} \text{ si } Q_R \leq Q_D \quad (6)$$

$$\text{y } p_F = 1 \text{ en caso contrario.} \quad (7)$$

La aproximación de  $P_F$  a la unidad indica acercamiento al objetivo de una distribución eficiente en una cierta región. La condición de  $P_F=1$  indica que el sistema es eficiente, pero no hay manera de saber sobre el déficit en la entrega. Esta información se obtiene cuando  $P_A \leq 1$ .

La forma de calcular el indicador de eficiencia  $P_F$  es similar a la forma como se obtiene el indicador anterior de suficiencia  $P_A$ ; la única diferencia es que se la división se hace ahora con el gasto requerido en el numerador del cociente.

## 4.3 EFICIENCIA DEL CANAL, CONDUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN

En México, es común dividir la eficiencia de los canales en dos partes: la eficiencia de conducción y la eficiencia de distribución. La primera se refiere a la red mayor, es decir, al canal principal y laterales; y la segunda se aplica a la red menor, o sea a la red de canales menores o ramales. Sin embargo, en la práctica es difícil encontrar valores de eficiencias de conducción y distribución separadas como aquí se menciona, y lo más común es encontrar cálculos de la eficiencia del canal principal (Conagua, 1988-97).

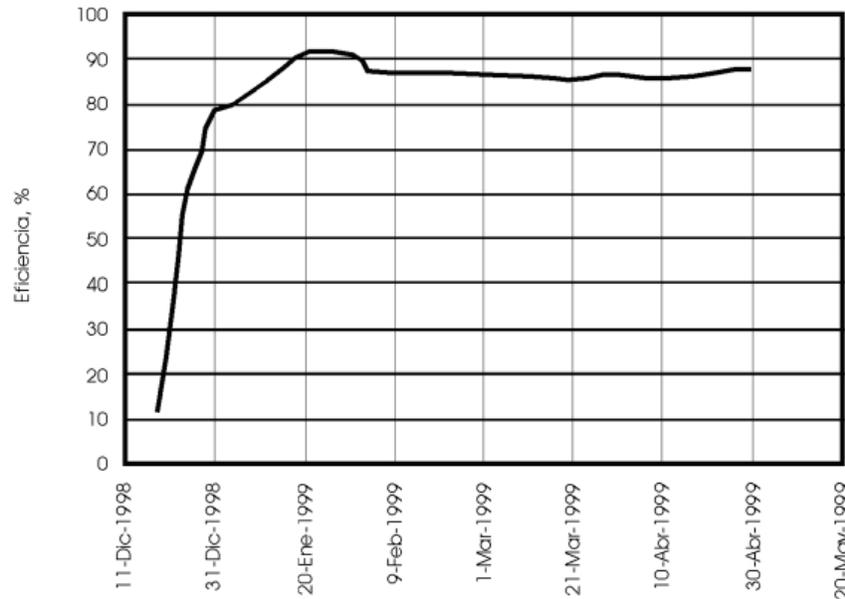
Para calcular dicha eficiencia se puede usar la sencilla fórmula (Palacios, 1981):

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n q_i}{Q} \quad (8)$$

Donde  $E$  es la eficiencia;  $q_i$  es el gasto en cada salida del canal;  $n$  es el número total de salidas y  $Q$  es el gasto en la entrada del canal. Otra forma de calcular la eficiencia es la siguiente:

$$Ea_m = \frac{\sum_{j=1}^m V_{s_j}}{\sum_{j=1}^m V_{e_j}} \quad (9)$$

Donde  $Ea_m$  es la eficiencia del canal para el día  $m$  (adimensional);  $V_s$  es el volumen que ha salido del canal, y  $V_e$  es el volumen que ha entrado al canal; ambos valores son acumulados hasta el día  $m$  y se expresan en  $m^3$ . Esta eficiencia se usa para planeación en ciclos agrícolas posteriores. El resultado es una gráfica como la mostrada en la figura 10.



**Figura 10. Evolución temporal de la eficiencia de conducción en el canal A. Coria, DR 011 Alto Lerma, México.**

El análisis de la evolución diaria de la eficiencia de conducción es un gran apoyo para la toma de decisiones. Las variaciones diarias que se salgan de un rango “normal” deben de evaluarse y encontrar las causas; cambios a la baja implican un mal uso del agua, llenado de canales, demora en la aplicación del riego, desfuegos de excedentes, lluvias o información no reportada. Por otro lado, tendencia al alza puede deberse al vaciado de canales, común al finalizar el periodo de riegos, o por información no reportada con anterioridad. En cada caso, deben tomarse las decisiones que correspondan.

## 4.4 CONFIABILIDAD ( $P_D$ ): ENTREGA CONSTANTE EN EL TIEMPO

La confiabilidad se define como la variación en el tiempo del cociente de la cantidad entregada, entre la cantidad requerida o programada. Un sistema que entrega agua en cantidades constantes es un sistema confiable. La confiabilidad es un factor muy importante para los agricultores porque les permite planear sus actividades. La confiabilidad aquí definida no toma en cuenta el hecho de que la cantidad entregada sea mayor o menor a la requerida, sino en la variación de la relación entre ambas. Es decir, un sistema que entrega consistentemente una cantidad de agua menor a la requerida, sin variación en el tiempo, es preferible a otro que entrega el agua con variaciones temporales impredecibles. Un agricultor puede planear sus actividades sobre una cantidad de agua inadecuada pero constante, sembrando menos, cambiando cultivos, cambiando la superficie sembrada o cambiando el número de tomas granja. Por el contrario, un agricultor no puede planear si tiene variaciones impredecibles del gasto en su toma-granja. La medida de la confiabilidad puede definirse como sigue.

$$P_D = \frac{1}{R} \sum_R CV_T \left( \frac{Q_D}{Q_R} \right) \quad (10)$$

Donde:  $CV_T(Q_D/Q_R)$  es el coeficiente temporal de la variación (coeficiente de desviación estándar) del cociente ( $Q_D/Q_R$ ), en el periodo de tiempo  $T$ .

## 4.5 EQUIDAD ( $P_E$ ): ENTREGA JUSTA O EQUITATIVA DEL AGUA

La equidad, aplicada a un sistema de distribución de agua, puede definirse como la entrega de *cantidades justas* de agua a los usuarios en todo el sistema. La entrega equitativa es difícil de medir, ya que el concepto de *cantidad justa* comúnmente tiene interpretaciones subjetivas. Sin embargo, es importante definir alguna medida de la equidad, ya que los sistemas pueden diseñarse o rehabilitarse para entregar agua en forma imparcial a los usuarios. La equidad puede definirse como la uniformidad espacial de la variación de la cantidad entregada, respecto de la requerida o programada.

$$P_E = \frac{1}{T} \sum_T CV_R \left( \frac{Q_D}{Q_R} \right) \quad (11)$$

Donde  $CV_T(Q_D/Q_R)$  es el coeficiente temporal del cociente ( $Q_D/Q_R$ ) en la región  $R$ .

Los indicadores hasta aquí presentados forman parte de la propuesta de Molden y Gates, quienes inclusive presentan una tabla de categorías de dichos indicadores (4).

**Tabla 4. Clasificación de los indicadores de desempeño, Molden y Gates (1990).**

Indicador	Clasificación del desempeño		
	Buena	Regular	Pobre
$P_A$	0.90-1.00	0.80-0.89	< 0.80
$P_F$	0.85-1.00	0.70-0.84	< 0.70
$P_E$	0.00-0.10	0.11-0.25	> 0.25
$P_D$	0.00-0.10	0.11-0.20	> 0.20

## 4.6 FLEXIBILIDAD

Otro indicador interesante es el de *flexibilidad*, que bien podría relacionarse con el indicador de *oportunidad* que, como se observa, no se ha definido hasta ahora a pesar de haberse mencionado que forma parte de los indicadores basados en el Criterio de Desempeño Normal. Burt y Styles (2000) proponen tres condiciones del indicador de flexibilidad y una metodología para su estimación (tabla 5).

**Tabla 5. Definición del indicador de flexibilidad, Burt y Styles (2000).**

Puntuación	Condición
(a) Frecuencia	
1	Siempre se tiene una rotación fija.
2	Rotación fija con acuerdo, o frecuencia limitada, o rotación fija únicamente durante periodos de alta demanda.
3	Se avisa a los usuarios con más de 24 horas antes de su entrega.
4	Se avisa a los usuarios con menos de 24 horas antes de su entrega.
5	Los usuarios no requieren de aviso para su entrega.
(b) Cantidad	
1	Se entrega siempre la misma cantidad de agua.
2	Se permiten muchos cambios de gasto durante el ciclo de riego.
3	Se permiten más de dos cambios de gasto durante el ciclo de operación (semanal, por ejemplo).
4	Se puede cambiar el gasto en cualquier momento, previo aviso.
5	Se puede cambiar el gasto en cualquier momento sin avisar.
(c) Duración	
1	Se tiene una duración fija.
2	Se tiene una duración fija, pero se permite alguna flexibilidad.
3	Los usuarios deben elegir una duración con cambios cada 24 h.
4	Los usuarios pueden elegir cualquier duración, pero deben avisar.
5	Los usuarios pueden elegir cualquier duración y no se requiere aviso.

## 4.7 UNIFORMIDAD EN LA ENTREGA (CV)

Finalmente, en cuanto a indicadores de desempeño se refiere, se describe uno que se enfoca a periodos de tiempo cortos, relacionado con el método de operación de las estructuras; es decir, con las maniobras que se llevan a cabo para minimizar las variación de niveles en los canales, ante la presencia de perturbaciones provocadas por el cambio de gasto en la

cabecera o en las tomas. Dicha variación de gasto es una de las principales características de los sistemas de entrega por demanda controlada; sin embargo, esta característica puede ser la causa de un pobre desempeño debido a que el sistema presenta limitaciones en la infraestructura de control de la variación de niveles, ya sea en las estructuras de regulación, en los tramos de conducción o por ineficiencia del personal de operación de los sistemas manuales. Una medida de la capacidad de respuesta del sistema para el control de la variación de los niveles es el indicador de uniformidad en la entrega (Palmer 1989), y puede estimarse como la variación de un coeficiente de gasto ( $CV$ ) el cual, a su vez, es la desviación estándar de los gastos en una sección principal del hidrograma de entrega, respecto al gasto medio en la misma sección.

## 4.8 OTROS INDICADORES DE DESEMPEÑO EN EL CORTO PLAZO

Al estar manejando áreas bajo riego por gravedad, donde se requiere apoyar el proceso de toma de decisiones que permita evaluar la utilización del agua en el corto plazo, para saber, por ejemplo, si es posible mejorar la eficiencia del uso, o bien para determinar si en el corto plazo hay que pedir aumentos en el caudal a la fuente de abastecimiento y con ello surtir las solicitudes de agua en espera, o de igual manera considerar reducciones en el caudal con el fin de evitar desperdicios de agua o entregar más agua de la convenida.

La operación de canales a cielo abierto difiere sustancialmente con la de tuberías, en particular porque los tiempos de tránsito que requiere el agua durante la conducción son diferentes y de efecto retardado, mientras que en las tuberías el tiempo de tránsito tiende a ser inmediato. Por ello, para operar una red de canales resulta fundamental conocer los tiempos de tránsito para poder entregar el agua a tiempo en cada condición; por ejemplo, los usuarios aguas arriba disponen del agua en menos tiempo que los de aguas abajo. Un agricultor que tiene una inversión importante en su parcela es muy sensible a las demoras en la entrega del agua, ya que además de la inversión en los cultivos que pueden perderse, como se estimaría con la ecuación (1), debe prepararse contratando personal para regar; costo adicional que tendrá que erogar durante el tiempo que no reciba el agua. De igual forma, para realizar los cortes de agua, se debe considerar el tiempo de tránsito y el agua almacenada en los canales aguas arriba, para evitar desperdicios.

Para obtener indicadores en el corto plazo debe disponerse de información y experiencia. Mucha información de los DR está disponible y consiste en tener diariamente los datos proporcionados por el personal de operación y registrados a las 6:00 horas:

- $Q_{máx}$  : capacidad de obra de toma de presa,  $m^3/s$ .
- $Q_e$  : gasto extraído de presa,  $m^3/s$ .
- $Q_{Lat}$  : gasto entregado en punto de control. Unidad, módulo o sección de riego,  $m^3/s$ .
- $Q_{Tom}$  : gasto entregado en las tomas-usuario, tomas-granja, o tomas-parcelarias,  $m^3/s$ .
- $SRD$  : superficie regada diaria, hectárea/día.
- $SSR$  : superficie que solicita regar, hectárea.
- $NRE$  : número de riegos establecidos, riego/día.
- $NRS$  : número de riegos solicitados, riego.

Existe otra información de cada DR, que es más o menos constante y conocida:

- T : tiempo de traslado del agua de la obra de toma de la fuente de abastecimiento al punto de control del distrito, horas.
- Tlat : tiempo de traslado del agua del punto de control del distrito a los puntos de control de las unidades, módulos de riego, horas.
- TT : tiempo de traslado de puntos de control de las unidades, módulos de riego a las tomas-usuarios, horas.
- TC : tiempo de compromiso por el distrito para entregar el agua a tomas-usuarios, días.
- Idryd : superficie que el agricultor debe de regar en 24 horas, recomendación técnica de ingeniería de riego y drenaje, ha/día.

Con esta información es posible obtener índices que permitan tomar decisiones en el corto plazo (diariamente). Tomando, por ejemplo, los datos de un DR para el día 13 de mayo de 1990.

- $Q_{m\acute{a}x}$  : 250.000 m<sup>3</sup>/s
- $Q_e$  : 230.000 m<sup>3</sup>/s
- $Q_{Lat}$  : 207.500 m<sup>3</sup>/s
- $Q_{Tom}$  : 148.250 m<sup>3</sup>/s
- SRD : 7,822 hectáreas
- SSR : 61,229 hectáreas
- NRE : 1,099 riegos-día
- NRS : 1,347 riegos *solicitados*.

De igual manera, se pueden tener los siguientes datos para ese distrito de riego en particular. Aquí es donde la experiencia juega un factor fundamental, pues debe ser información que la práctica diaria permite obtener:

- T : 24 horas: tiempo de traslado de la obra de toma de la presa de almacenamiento a la presa de derivación.
- TLat : 24 horas: tiempo de traslado de la derivadora a los puntos de control de los módulos.
- TT : 24 horas: tiempo de traslado del punto de control a las tomas de los usuarios.
- Idryd : 8 ha/día: superficie que debe regar un usuario con un gasto de 120 lps.  
Dato técnico *recomendado por pruebas de riego para esa región en particular.*

Con estos datos, se puede generar la siguiente información en forma diaria:

- TC : Tiempo de trayecto de la presa a la toma-usuario:  $T+TLat+TT= 24+24+24= 72$  horas = 3 días.

Este dato es fundamental, ya que para entregar el agua a tiempo, o para hacer los recortes de caudales entregados, los movimientos en la fuente de abastecimiento deben hacerse con tres días de anticipación, de lo contrario habrá usuarios sin regar o excedentes de agua durante el tiempo que se demore la toma de decisión.

#### 4.8.1 Índices del corto plazo de eficiencia

$$\begin{aligned} \text{Eficiencia red mayor: Ef red mayor} &= Q_{Lat}/Q_e = 207.500/230.000 = 90.2\% \\ \text{Eficiencia red menor: Ef red menor} &= Q_{Tom}/Q_{Lat} = 148.250/207.500 = 71.4\% \\ \text{Eficiencia total distrito: EFDR} &= Q_{Tom}/Q_e = 148.250/230.000 = 64.5\% \end{aligned}$$

O bien:

$$\text{EFDR} = \text{Ef red mayor} * \text{Ef red menor} = (90.2\% * 71.4\%) = 64.41\%$$

Con la información obtenida es posible, con el análisis de eficiencias, determinar:

- Comportamiento de las eficiencias diarias. Se debe analizar si las eficiencias aumentan o disminuyen conforme a lo definido en el plan de riegos. Por un lado, si son menores a lo planeado, el volumen a extraer será mayor al autorizado, por lo que se deben tomar acciones para mejorar el uso del agua. Al comparar las eficiencias de hoy con las anteriores, debe anotarse si aumentan o disminuyen y buscar la razón.
- El tramo de canal en que ocurre la variación. Si disminuye en red mayor se debe buscar si existe algún aprovechamiento no autorizado, o bien, si se están llenando tramos de cauces o canales. Situación frecuente al inicio de la operación o cuando existen incrementos fuertes en la demanda. Si aumenta la eficiencia de red mayor, puede deberse a que parte del agua en tránsito llega en exceso con la disminución de niveles, o a información reportada en forma extemporánea. Esta situación es típica en el vaciado de canales al fin del periodo de riego.

#### 4.8.2 Índice del corto plazo de superficie comprometida para riego

Tiempo para regar la superficie comprometida: SSR/SRD

$$\text{TRSC} = 61,229 \text{ ha} / 7,822 \text{ ha/día} = 7.8 \text{ días}$$

Con la información obtenida, se analiza el tiempo para entregar el servicio de riego:

- Como el compromiso del distrito es entregar el agua de riego en 0-7 días, y en las condiciones actuales es de 7.8 días, se requiere reducir el tiempo de espera para que los agricultores reciban su riego antes de los siete días. Esto es posible mediante dos opciones:
  - ✓ aumentar las extracciones si hay capacidad en canales para aumentar el gasto. En nuestro ejemplo  $Q_{\text{máx}} = 250 \text{ m}^3/\text{s}$  y  $Q_e = 230 \text{ m}^3/\text{s}$ , indica que existe la posibilidad de aumentar las extracciones hasta en  $20 \text{ m}^3/\text{s}$ , por lo que esta opción es viable. Sin embargo, antes de tomar esta decisión, debe cerciorarse con los demás indicadores.
  - ✓ Si ya no hay capacidad, entonces se requiere incrementar la superficie regada diaria mediante visitas de supervisión en campo para identificar posibles limitantes.
- Si este índice fuese cercano a tres días o menor, se requiere pedir cortes a presa, porque tres días es lo que tarda el agua en viajar de la presa a la toma-usuario en este distrito.

Superficie regada por riego establecido =  $SRD/NRE$

$SRDR = 7,822 \text{ ha}/1,099 \text{ riegos} = 7.1 \text{ ha por riego:}$

Con la información obtenida se analiza la superficie regada diaria por riego establecido. En este caso, el indicador está al 90% de la meta de 8 ha/día; se requiere tomar acciones para que los usuarios rieguen 8 ha por turno de riego, que es el número recomendado por Idryd. Seguramente, al tener supervisión nocturna de los riegos, se identifiquen las limitantes en este aspecto.

#### 4.8.3 Índices del corto plazo de volúmenes utilizados y riegos establecidos

Gasto promedio por riego  $Q_{Tom}/NRE_e = 148,250 \text{ lps}/1,099 \text{ riegos} = 134.9 \text{ lps/riego}$

Con los datos obtenidos es posible con el análisis del caudal medio utilizado por riego y dado que Idryd recomienda a nivel de toma-granja de usuario usar 110 a 120 lps/riego, contra los 134.9 lps reportados. En el caso analizado, el 10% de reducción en la superficie regada diaria (indicador SRDR) es equivalente al 11% de gasto en exceso a los 120 lps, situación que indica que sería posible ajustar a la baja el caudal entregado al usuario y aumentar el número de riegos. Se debe verificar por qué se está utilizando un gasto mayor por toma y si éste gasto puede ser manejado eficazmente por los regadores-productores. Otra solución es aumentar el número de riegos con el mismo volumen, o bien, que algún error de información no reporte la totalidad de superficie regada. En ocasiones, este aumento de caudal se debe a que se empiezan a regar cultivos de alta demanda: arroz o caña de azúcar, mientras que los cultivos de granos y de baja demanda concluyen su periodo de riegos.

Estos índices, a manera ilustrativa, se obtuvieron a nivel distrito para comparar el desempeño de las áreas que componen el distrito; es decir, unidades o módulos, que deberán obtenerse en lo correspondiente al desempeño comparado de cada unidad o módulo, inclusive por sección. La atención se debe enfocar hacia aquellas áreas que tengan sus índices por debajo de la media distrital. La ventaja de estos índices es que son muy útiles para la toma de decisiones en el corto plazo, pero tienen la desventaja que se deben obtener para cada DR en específico y que deberán calibrarse y ajustarse en el tiempo. Mucho de esta condición requiere de la experiencia de campo del personal de operación.

### 4.9 INDICADORES DE DESEMPEÑO EN MÉXICO

En México, el único indicador de desempeño en la distribución que se aplica es la *eficiencia*; también se calculan normalmente la eficiencia global del distrito y la de aplicación, pero éstas últimas no involucran directamente el proceso de distribución. Por lo tanto, en cuanto al grado de cumplimiento del objetivo de la distribución, en su aspecto de entrega en cantidad y tiempo, no se puede concluir nada, ya que no se tienen cálculos de los indicadores tales como la equidad, suficiencia confiabilidad o flexibilidad en prácticamente ningún distrito del país. Por ejemplo, se encontraron dos publicaciones del *International of Water Managenet Institute*: en la primera (Kloezen y Garcés-Restrepo, 1998) se evalúa el desempeño de dos módulos de riego del Distrito de Riego 011 Alto Lerma, Guanajuato, y en la segunda (Levine *et al.*, 1998) se analizan dos módulos de la región Lagunera. Sin embargo, no se calculan indicadores de la distribución en los puntos de entrega; más bien se calculan indicadores

más generales como son los indicadores de producción agrícola, financiera y de impacto ambiental. En ambos documentos se analiza el desempeño de la administración de los módulos una vez transferidos.

**Tabla 6. Eficiencias de conducción y distribución en México (SARH, 1980).**

Distrito de Riego	Eficiencia de conducción y distribución %
014 Río Colorado	47.80
017 La Laguna	55.00
110 Humaya	74.90
041 Río Yaqui	63.30
038 Río Mayo	64.10
075 Valle del Fuerte	34.50
010 Culiacán	52.30
005 Delicias	60.50
025 Bajo Bravo	57.10
026 Bajo San Juan	57.90
011 Alto Río Lerma	72.60
085 Begoña	95.90
087 Tepalcatepec	41.00
016 Morelos	56.00
063 Zamora	44.40
003 Tula	55.60
024 Ciénega Chapala	58.00
082 Río Blanco	67.80
019 Tehuantepec	51.20
Promedio	58.49

En varias de las publicaciones a las que se recurrió, se maneja la división de la eficiencia como ya se ha definido; es decir, la eficiencia de conducción se refiere a la red mayor, consistente en el canal principal y sus laterales, y la eficiencia de distribución que se refiere a la red menor o canales terciarios y ramales. Los valores encontrados se muestran en la tabla 6.

En la tabla 7 se presenta una recopilación de las eficiencias en canales principales. Dicha información, que presenta muchos faltantes, se obtuvo de los informes que los DR envían a la Subgerencia de Operación dependiente de la Gerencia de Distritos y Unidades de Riego de la Conagua.

**Tabla 7. Eficiencias en canales principales.**

Distrito	Canal	Ciclo agrícola											
		88-89	89-90	90-91	91-92	92-93	93-94	94-95	95-96	96-97	97-98	98-99	Promedio
041 Río Yaqui	Alto	80.8	82.0	85.9	85.0	85.1	90.2	87.4	89.0	88.5	89.2		86.3
	Bajo	87.5	81.5	81.8	87.6	87.3	85.6	83.4	87.2	86.8	86.5		85.5

**Tabla 7. Eficiencias en canales principales. (Continuación)**

Distrito	Canal	Ciclo agrícola											
		88-89	89-90	90-91	91-92	92-93	93-94	94-95	95-96	96-97	97-98	98-99	Promedio
076 Río Fuerte	Norte		83.0	81.2	77.2	80.4		82.7					80.9
	Sur		83.8	83.4	81.8	84.0		88.7					84.3
	Valle del Fuerte		90.7	92.3	93.4	90.6	93.2						92.0
	Cahui-nahua	91.7	75.7	71.5	65.2	77.0	70.9						75.3
038 Río Mayo	Santa Rosa	81.2	75.3	77.2	84.0	81.0	78.5	77.5	77.6	63.9	65.1	69.9	75.6
	Margen derecha		77.7	78.7	84.3	72.5	73.2	66.9	66.5	82.6	78.4	83.3	76.4
	Rosales		79.1	83.4	84.0	71.4	72.6	70.6	66.8	66.5	67.0	75.9	73.7
	Margen izquierda		84.8	86.6	86.8	86.2	85.8	83.3	88.9	86.5	84.6	80.8	85.4
010 Culiacán Humaya San Lorenzo	Humaya					81.0	75.7	71.8		82.3	81.5		78.5
	Oriental					88.6	91.3	87.0		89.4	89.0		89.1
	Rosales					82.8	74.7	76.7		57.8	89.9		76.4
	Nuevo San Lorenzo					89.0	84.8	86.6		87.9	85.0		86.6
	Viejo San Lorenzo					73.3	73.9	83.8		54.8	79.8		73.1
	Colorado					76.1	80.4	84.2		80.4	80.2		80.3
Promedio general												81.2	

Si se acepta que la eficiencia de distribución es el producto de la eficiencia en los canales principales, por la eficiencia en los laterales, se puede despejar esta última eficiencia y encontrar su valor promedio que resulta ser de 72%. Se puede decir, entonces, que el promedio nacional de la eficiencia en canales principales y en laterales, está situada entre los valores de 80 y 70%, respectivamente.

#### 4.10 PÉRDIDAS DE AGUA EN LOS CANALES DE RIEGO

Los valores encontrados sugieren que es importante realizar esfuerzos encaminados a aumentar las eficiencias, o bien, disminuir las pérdidas. A continuación, se presenta una breve discusión sobre dichas pérdidas.

Las pérdidas dependen básicamente de la evaporación, infiltración y operación. Las pérdidas por evaporación se deben a la evaporación directa del agua en los canales, a la transpiración de las plantas acuáticas que se desarrollan en las conducciones y a la evapotranspiración de la maleza que se desarrolla en los taludes del canal.

Las pérdidas por operación están relacionadas fundamentalmente con el manejo del

agua. Según el Dr. Luján (1992), las pérdidas por operación se deben, principalmente a: *a)* desequilibrio entre el agua proveniente de la captación y la solicitada; *b)* capacidad de almacenamiento de las propias conducciones; *c)* sobre-oferta de agua al sistema por deficiencias en el control y medición, y por reducciones en la demanda de difícil previsión (lluvias, descenso de los valores de evapotranspiración, etc.), y *d)* lentitud de la respuesta del sistema ante cambios en la demanda.

Palacios (1996) separa las pérdidas en intrínsecas y operacionales. Las primeras se refieren a las pérdidas por evaporación, infiltración y fugas, es decir, aquellas que se deben a las condiciones climáticas, textura de suelos, longitud y estado de conservación de la red de canales, que son relativamente constantes para cada DR; las segundas se generan por causas relacionadas, fundamentalmente, con el manejo del agua y que por lo general son función del caudal manejado, experiencia del personal y supervisión realizada. Ambas se aplican tanto a las pérdidas por conducción en red mayor como a pérdidas por distribución en la red menor. La propuesta de Palacios se aplicó a la Unidad de Riego Cortazar del DR 011 Alto Río Lerma, Guanajuato.

**Tabla 8. Promedio de pérdidas intrínsecas y operacionales en la Unidad Cortazar, DR 011.**

Parte del sistema	Pérdidas intrínsecas %	Pérdidas operacionales %
Red mayor	2.5	23.8
Red menor	5.0	23.3

Se desarrolló un procedimiento para calcular separadamente cada uno de los tipos de pérdidas de conducción. Este procedimiento se aplicó a varios canales principales y se encontraron los resultados de la tabla 9 (Vargas y Pedroza, 2000). Las pérdidas intrínsecas se dividieron en evaporación e infiltración.

**Tabla 9. Pérdidas en varios canales principales (Vargas y Pedroza, 2000).**

Canal	Pérdidas (%)			
	Evaporación	Infiltración	Intrínsecas	Operación
Principal Humaya	1.24	2.49	3.73	17.81
Alto Yaqui	0.34	4.28	4.62	9.35
Bajo Yaqui	0.19	2.31	2.50	12.83
El Carrizo	0.28	1.76	2.04	13.18
Río Florido	0.18	4.88	5.06	31.93
A. Coria	0.23	11.14	11.37	13.48

Como se ha mencionado, las pérdidas intrínsecas debidas a las condiciones del clima y físicas de la red de distribución, tienden a ser constantes en un DR, mientras que las operacionales suelen ser mayores y variables, en función del volumen manejado por los canales. Para los casos anotados en la tabla 6, las pérdidas intrínsecas fluctuaron entre 2.5 y 11.4%, mientras que las operacionales entre 9.4 y 17.8%. Destaca la información obtenida en el DR 041, donde en el mismo distrito las pérdidas intrínsecas son mayores en el canal Alto Yaqui con un 4.6%, donde los suelos son más ligeros, y en las del Bajo Yaqui son del 2.5%, con suelos más pesados. En las eficiencias de operación la situación se invierte, siendo el canal



valores que van desde 2 hasta 50%. Comparativamente, los valores aquí presentados están dentro de estos rangos.

Las pérdidas por evaporación y evapotranspiración no son de consideración y es muy poco lo que se puede hacer para evitarlas. Las pérdidas por infiltración se pueden disminuir con revestimientos, lo que significa grandes inversiones, o en menor medida, manejando los niveles de diseño, ya que estos corresponden a la máxima eficiencia y mínima filtración.

En lo que respecta a las pérdidas por operación, se reconoce que dichas pérdidas son aceptables si son menores de 5% (Luján, 1992). El USBR considera que un DR está bien operado si las pérdidas operacionales se mantienen entre 5 y 10% (SRH, 1959). En cualquier caso, este tipo de pérdidas es mayor en prácticamente todos los casos presentados.

Por otro lado, se debe mencionar que las pérdidas por operación en un DR se generan de cuatro maneras:

- a) Mala programación.
- b) Cambios de riegos.
- c) Maniobras en los canales.
- d) Pérdidas administrativas.

Las pérdidas por programación se deben al desconocimiento de eficiencias, por lo que es común que al solicitar los caudales a extraerse se solicite más agua que la necesaria, lo que ocasiona desperdicios en la mayoría de las secciones de riego. La disminución de este tipo de pérdidas se puede lograr por medio del conocimiento de las eficiencias de los diferentes canales del sistema (Palacios, 1981). Las pérdidas por cambio de riego se presentan en red parcelaria cuando se deja de regar a las diez de la noche, por ejemplo, y el regador del siguiente no toma su turno y el agua escurre hacia el dren. Por lo tanto, estas pérdidas se reducen con mayor organización, vigilancia y sanciones a los usuarios que incurran en esta desatención. Finalmente, las pérdidas por maniobras se dan cuando se tienen variaciones de gasto en alguna parte del sistema, y los movimientos en las compuertas de las tomas y de las represas no son los adecuados. Estas pérdidas tienen estrecha relación con los métodos de asignación y entrega, y con el tipo de infraestructura. Finalmente, las pérdidas administrativas son aquellas que por falta de medición, control, gestión, capacitación o de la forma de llevar la contabilidad hidrométrica no pueden ubicarse adecuadamente y se cargan como pérdidas físicas a la red de distribución, aun cuando no lo sean. Las pérdidas administrativas suelen ser una sombra inconveniente en la información de los datos de operación de un DR. Esta condición puede llevar a tomar decisiones erróneas, como el revestir un canal y no tener el ahorro de los volúmenes esperados, a menos de que se solucionen las condiciones que generan las pérdidas administrativas. Así, esta inversión resulta un costo que pudo evitarse.



Con las actividades que se realizan, tanto en oficinas como en los canales de riego, se tiene la intención de cumplir los objetivos de la distribución y manejo del agua (descritos en el capítulo 4). Dichas actividades son la parte medular del proceso y se agrupan en tres grandes componentes: *a)* programación, *b)* entrega del agua y *c)* hidrometría (figura 13).

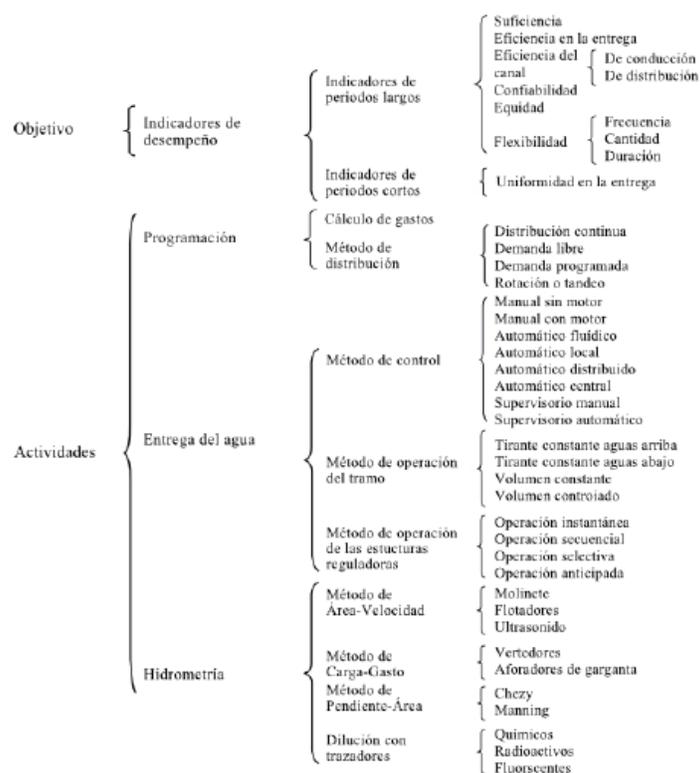


Figura 13. Actividades de la distribución y manejo del agua en los canales de riego.

## 5.1 PRIMERA ACTIVIDAD: PROGRAMACIÓN

La programación de los riegos consiste en el cálculo de los gastos que deben entregarse en cada toma de los canales laterales, en función de los gastos que serán servidos en las tomas

parcelarias que dependen del canal lateral considerado, del gasto de extracción de la fuente de abastecimiento y del orden con que será entregada la cantidad de agua solicitada; todo esto en función a la solicitud de los usuarios. El orden de entrega depende del método de distribución.

La forma de manejar este aspecto es diferente para cada distrito; por ejemplo, en algunos casos el agua se distribuye de acuerdo con solicitudes semanales por parte de los usuarios que la solicitan a los canaleros y estos, a su vez, a los jefes de zona o gerentes de módulo. El procedimiento completo de solicitud y asignación de los requerimientos semanales de agua se puede apreciar en la figura 14. Se trata de un distrito en la frontera con EUA, donde la distribución de las aguas sobre el río es internacional, pero una vez que entra al canal principal del DR, se convierte en nacional.

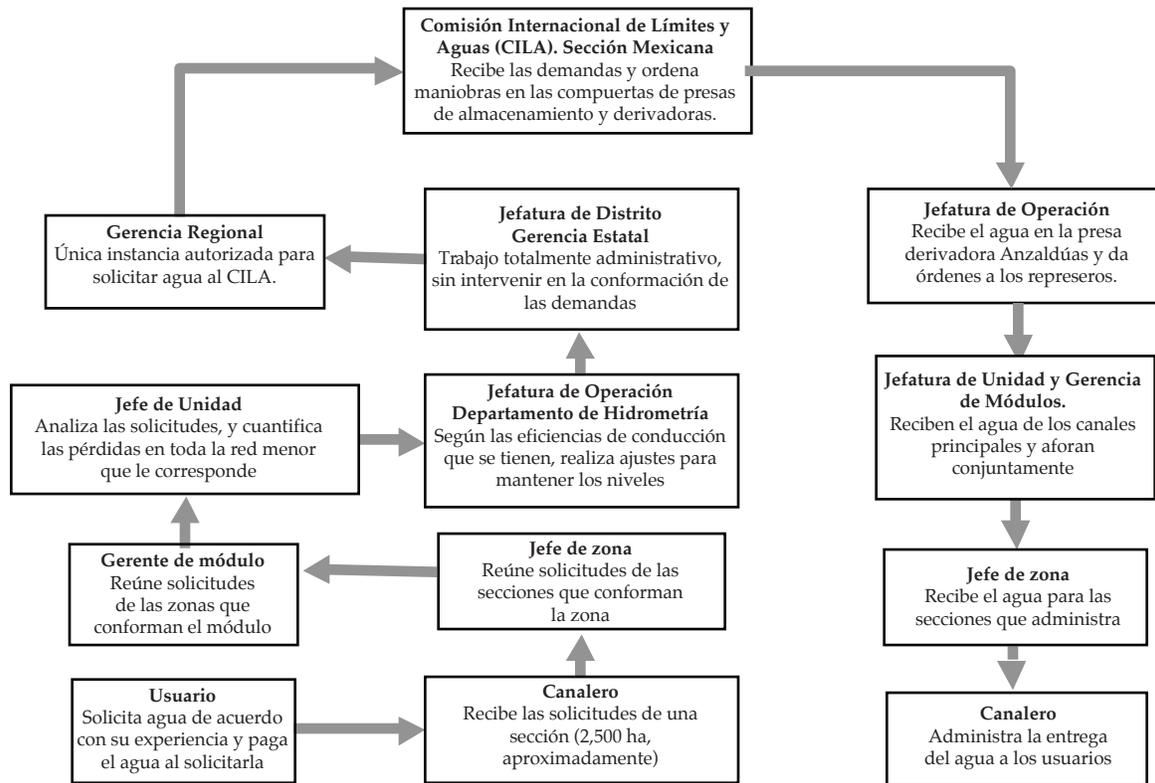


Figura 14. Conformación y asignación de las demandas semanales.

### 5.1.1 Cálculo de gastos a entregar al usuario

Para calcular los gastos, los canaleros reúnen y ordenan en cada toma las solicitudes de riego de los usuarios. En cada caso, se conoce la capacidad de las regaderas y áreas por regar. El volumen solicitado se estima multiplicando la lámina de riego pronosticada, por el área que pretende regarse. El volumen dividido entre el tiempo del periodo de programación da el gasto total a suministrar en cada toma lateral para fines de riego; después, se multiplican por un factor de pérdidas de dicha sección y se obtiene el gasto total. Los jefes de unidad

o distrito suman los gastos solicitados a nivel de toma lateral y los multiplican por los factores de pérdida a nivel de red mayor, para obtener el gasto a extraerse de la fuente de abastecimiento. Este proceso se repite en todos los tramos del canal, ya sea principal, lateral o menor. El gasto en el inicio del tramo se calcula por medio de la ecuación siguiente.

$$Q_t = (2 - Et) \sum_{i=1}^n q_i \quad (12)$$

Donde  $Q_t$  es el gasto al inicio del tramo,  $Et$  es la eficiencia del tramo, expresada como fracción decimal;  $q_i$  es el gasto en la  $i$ -ésima salida del tramo, durante el periodo de programación; y  $n$  es el número total de salidas, incluyendo derivaciones a otros canales o tomas directas. Una vez que se tienen todos los cálculos, se revisa que las magnitudes de los gastos no rebasen la capacidad de los canales o los volúmenes asignados al inicio del ciclo. Hecho esto, se hace la programación semanal con el gasto que se asignará en cada punto de derivación y el gasto que se solicitará en el inicio del canal principal.

### 5.1.2 Método de distribución

En función de la disponibilidad del agua y del diseño hidráulico de los canales, se pueden tener cinco tipos de métodos de distribución:

- a) Demanda continua.
- b) Demanda libre.
- c) Demanda programada.
- d) Rotación o tandeo.
- e) A la demanda.

- a) La distribución por demanda continua se efectúa en fincas muy grandes o para uso industrial o público urbano y doméstico del agua, y consiste en entregar un gasto más o menos fijo en forma continua durante todo el ciclo de operación o durante gran parte de éste. Este método de distribución, además se usa en algunas zonas de riego cañeras para el abastecimiento de los ingenios azucareros (DR 002 Mante y 029 Xicotécatl, en Tamaulipas) y por subirrigación (Módulo 007 Zacapu del DR 087 Rosario-Mezquite Michoacán). La subirrigación se puede definir como la aplicación del agua de riego por abajo del nivel de la superficie de la parcela, de tal manera que la humedad ascienda por capilaridad hasta la zona radical de los cultivos. La distribución de la humedad es de abajo hacia arriba, en forma inversa a la del riego por gravedad tradicional; la subirrigación sólo puede utilizarse en suelos con condiciones especiales, o bien, con sistemas de riego específicos. El módulo 007 Zacapu del DR 087 consta de alrededor de 11,000 ha de suelos de alto contenido de materia orgánica que se riegan por subirrigación. Al inicio del año agrícola, el Comité Hidráulico del DR toma la decisión de la fecha de inicio de riegos, una vez terminadas las siembras. En la fecha aprobada, el sistema de canales-drenes se llena con agua de riego y se mantiene así permitiendo que se humedezca el perfil radical de los cultivos establecidos. En la fecha de fin de riegos, se procede al secado de los drenes del módulo.

- b) La demanda libre solamente se puede establecer en zonas donde hay agua en abundancia, donde la oferta de agua supera la demanda, con capacidad sobrada de canales y la demanda de riego no es muy grande. En este método, el usuario simplemente abre su toma y deriva el agua que necesite en el momento que lo desee. Normalmente, se usa en zonas cañeras con abundancia de agua y con suficiente capacidad de conducción de canales de riego y de drenaje; o bien, en derivaciones de ríos en épocas en que la oferta de agua supera las demandas. Este método se aplica en algunas UR y DR por derivación aledañas a ríos.
- c) La demanda programada consiste en programar la extracción de agua de la fuente de abastecimiento, de acuerdo con los pedidos de los usuarios en un periodo determinado, normalmente una semana, o bien, varias veces por semana. Por lo tanto la extracción, y en consecuencia el gasto conducido por la red de distribución, tiene que ajustarse en cada periodo. Este método se aplica prácticamente en los todos los distritos de riego del norte del país.
- d) La rotación o tandeo. El agua se entrega al usuario con cierta periodicidad y de acuerdo con un orden de riegos que se elabora para toda el área a regar. En este caso, los usuarios tienen que ajustarse a dar el riego en las fechas que el distrito lo programe, o conforme los acuerdos o usos y costumbres de los usuarios. Este método se aplica en áreas de riego con monocultivo. Es muy común en áreas que se abastecen de un manantial (varias UR lo utilizan bajo el acuerdo de tener un determinado número de horas con el agua del manantial cada determinado número de días: el DR 049 Río Verde SLP, que riega del manantial Media Luna, en el que la distribución de aguas se basa en un porcentaje fijo del caudal disponible del manantial para cada ACU), o bien, cuando es necesario organizar a los usuarios que rieguen con una toma granja comunitaria o cuando por situaciones de escasez se requiera imponer un control más eficaz.
- e) El riego a la demanda consiste en proporcionar el servicio de riego al usuario mediante tuberías permanentemente presurizadas y automatizadas, conforme al requerimiento inmediato del productor, sin mediar solicitud previa. Para esto, cada parcela dispone de una toma con medidor volumétrico, con un sistema de contabilidad de agua individualizado, donde el usuario obtiene agua para riego con una presión suficiente para regar por aspersion la parte más alta de su lote (de 3.0 a 3.5 kg/cm<sup>2</sup>). Cuando el usuario abre su válvula para regar, automáticamente por efectos diferenciales de presión en la tubería, se encienden equipos de bombeo y se mueven compuertas en el canal principal hasta llegar a la obra de toma de la fuente de abastecimiento para aumenta el gasto, y en su caso, disminuirlo.

El sistema de riego a la demanda se diseña para tuberías con un gasto máximo equivalente a proporcionar el servicio de riego simultáneamente al 80% de la superficie (criterios de diseño españoles).

El riego a la demanda tiene altas eficiencias de conducción y de operación y, sobretudo, un alto grado de oportunidad, donde el desfaseamiento en días en la entrega de agua tiende a cero, lo que mejora sustancialmente la producción agrícola. El DR Genil-Cabra en España dispone de 37,000 ha con este sistema.

No obstante los beneficios mencionados, la alta inversión inicial y los altos costos de operación limitan su utilización generalizada. En el año de 2002, el DR Genil-Cabra reportaba rendimientos medios en maíz del orden de 14.0 t/ha, con un costo de producción medio total equivalente a 12.0 t/ha.

Aun cuando solo un método de distribución es el que se aplica en forma principal para cada área de riego, los otros métodos pueden usarse en forma temporal durante épocas específicas del desarrollo de los cultivos en la misma área, o bien, cuando se requiere establecer un orden de riegos entre usuarios que riegan con una toma-granja común.

Con los métodos de rotación o tandeo y demanda programada se tiene el problema de que el riego no siempre se entrega oportunamente; sin embargo, cuando el pedido es programado puede llegar a entregarse el agua más oportunamente que cuando se usa el tandeo.

En la tabla 11 se presenta una comparación de tres de los métodos de distribución.

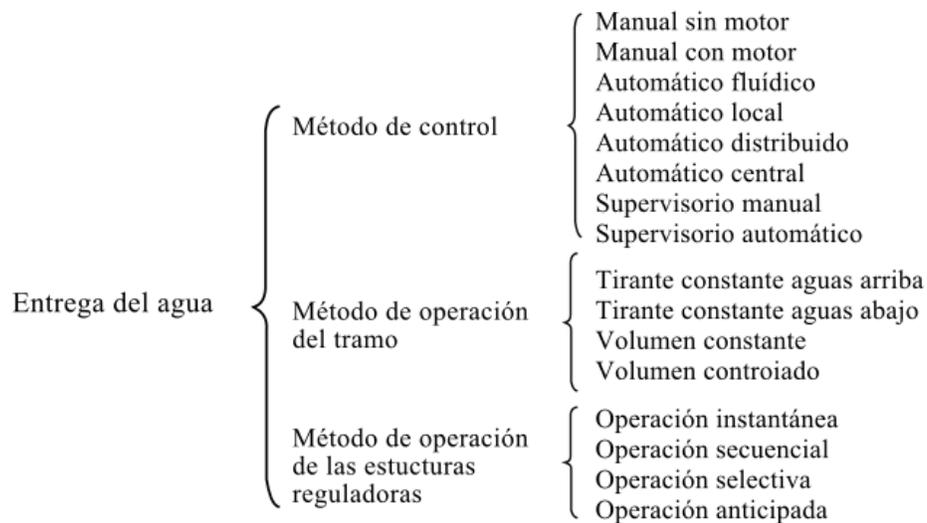
**Tabla 11. Comparación de métodos de distribución (Buyalski *et al.*, 1992).**

Consideración	Método de distribución		
	Rotación o tandeo	Demanda programada	Demanda libre
Conveniencia del usuario	Pobre	Buena	Excelente
Flexibilidad	Pobre	Moderada	Excelente
Producción agrícola	Baja	Media	Alta
Eficiencia	Baja	Media	Alta
Facilidad de operación del canal	Fácil	Moderada	Complicada
Gasto de diseño del canal respecto a la demanda total	» 40%	» 60%	» 80%
Complejidad para el control	Simple	Moderada	Compleja
Costo del sistema de canales	Bajo	Medio	Alto

La programación de la entrega del agua, conforme la solicitud del usuario, queda concluida una vez que se determina: *a)* el gasto en cada toma; *b)* el tiempo en que se entregará dicho gasto en cada toma; *c)* el gasto en cada represa; *d)* el tiempo en que se realizarán las maniobras en cada represa; *e)* el gasto en la entrada del canal y *f)* el tiempo en que se colocará el gasto en la entrada del canal. En general, puede decirse que el resultado de la programación es la variación del gasto y niveles en el tiempo, en cada uno de los puntos mencionados.

## 5.2 SEGUNDA ACTIVIDAD: ENTREGA DEL AGUA

Para llevar a cabo la entrega del agua a los productores de acuerdo con la programación, en aquellos sistemas de riego que funcionan por la acción de la gravedad y canales a cielo abierto, los operadores de canales de riego usan: *a)* un método de control; *b)* un método de operación del tramo y *c)* un método de operación de estructuras reguladoras (15).



**Figura 15. Entrega del agua: los métodos.**

### 5.2.1 Métodos de control

Los métodos de control se refieren al *control* de la variación del nivel del agua y a la forma en cómo se llevan a cabo las maniobras en las estructuras. El elemento principal del método es la estructura de regulación, generalmente una o varias compuertas que, dispuestas transversalmente en el canal, “remansan” el agua y controlan el nivel por medio de la abertura. Si el nivel sube, la abertura de la compuerta debe ser mayor para bajar el nivel y viceversa. Existen diferentes formas de calcular y realizar las maniobras en las compuertas de acuerdo con: *a)* la forma de detectar la variación en el nivel de agua; *b)* la ubicación del punto de control, respecto de la compuerta; *c)* la fuerza motriz de accionamiento de la compuerta; *d)* la forma de calcular la abertura y *e)* el sitio donde se genera la decisión.

#### 5.2.1.1 Método de control manual sin motor

Este método es el más simple de todos. La variación del nivel del agua se detecta visualmente, el punto de control está ubicado en las inmediaciones de la compuerta y la fuerza motriz para accionar las compuertas es manual, por medio de un operario que con ayuda de manivelas. Este mismo operario calcula la abertura de las compuertas de acuerdo con su experiencia y, en ocasiones, se apoya en tablas o ecuaciones. Es obvio que el operario debe estar en el sitio. Tal vez esto parezca intrascendente, pero se hace notar para comparar el método con otros en los que los operarios pueden estar en una oficina alejados del canal, como se verá más adelante.

#### 5.2.1.2 Método de control manual con motor

Como su nombre lo indica, la única diferencia respecto del método anterior es que el operario ya no maneja manivelas para abrir o cerrar las compuertas. En lugar de esto, las compuertas cuentan con motores y el operario sólo aprieta botones para hacer funcionar los motores. Todo lo demás lo realiza de la misma manera: detecta visualmente la variación del nivel de operación, mismo que se localiza junto a la compuerta, y los cálculos de abertura también los hace con base en su experiencia o con apoyo de ecuaciones o tablas.

### 5.2.1.3 Método de control automático-fluídico o auto-operante

Este método se realiza con compuertas especiales que tienen mecanismos y aditamentos que las hacen auto-operantes. La detección de la variación del nivel de agua se realiza por medio de flotadores y, obviamente, dicho nivel es el nivel del agua que está en contacto con la compuerta. La fuerza motriz se obtiene de contrapesos, que son parte de la misma estructura. (Para mayor detalle de tales estructuras, ver la sección de estructuras fluídicas, que se encuentra más adelante). La abertura de la compuerta se determina automáticamente: si el nivel sube, la compuerta sube automáticamente debido al desequilibrio que genera la elevación del agua sobre el flotador y viceversa. Al igual que en los dos métodos anteriores, las acciones se desarrollan en el sitio; incluso, hablar de “el sitio donde se genera la decisión” parece inadecuado, ya que la compuerta no “toma” una decisión; se mueve por cuestiones mecánicas.

### 5.2.1.4 Método de control automático local

En este método y en los subsecuentes, se usan dispositivos electrónicos para apoyo de las acciones. El primer cambio respecto a los métodos anteriores, y particularmente a los dos primeros, es el uso de sensores de nivel que pueden ser celdas de presión (transductores) o medidores ultrasónicos de nivel. Los transductores son dispositivos que proporcionan una salida eléctrica en respuesta a una magnitud física que se desea medir. Para este caso se desea medir la profundidad del agua y lo que realmente se mide es la presión. Esto tiene su explicación en el hecho de que mientras más profundidad se tenga, mayor presión se presentará. El agua ejerce una presión sobre un material especial sujeto a una corriente eléctrica. Dicho material puede ser silicio incorporado a un diafragma. Cuando el diafragma está plano (sin presión) presenta cierta resistencia al paso de la corriente eléctrica, y cuando está deformado presenta otra. Esta diferencia de resistencia, medida en voltaje, es la que registra el dispositivo y la transforma por medio de fórmulas, primero a presión y después a profundidad de agua. Debe decirse que los transductores de este tipo no son muy usados por la desventaja que presentan, al tener que colocarse en el agua. Ello implica, primeramente, inconvenientes de instalación y, por el otro lado, ya sumergidos en el agua, son susceptibles a la acumulación de sedimento o *rigidización* de la membrana debida al contacto con el agua.

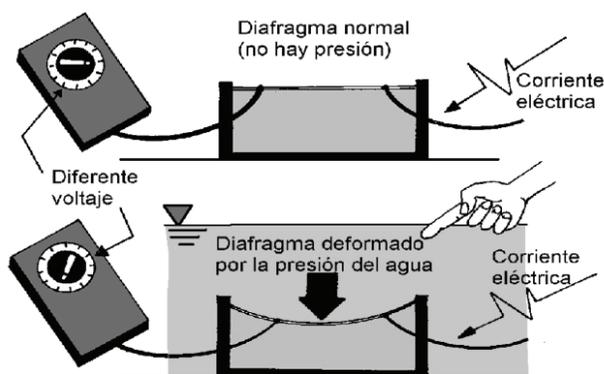


Figura 16. Funcionamiento de una celda de presión.

Por otro lado, un medidor ultrasónico de nivel es más conveniente que el anterior, dado que no se debe sumergir. Se trata de un dispositivo dotado de un sensor que, a la vez, se comporta como emisor y receptor de señales ultrasónicas, y que funciona simplemente con el envío de un haz y la medición del tiempo que tarda la señal al reflejarse en la superficie del agua. Como se conoce la velocidad del sonido en el aire, es posible estimar la distancia del sensor a la superficie del agua. Es claro que el dato que se necesita es la profundidad del agua, no la distancia entre el sensor y la superficie. Para ello, se programa la unidad electrónica del medidor por medio de una referencia que al final resulta en una simple resta, ya que se sabe de antemano que el sensor está colocado a una cierta altura desde el fondo. Por lo tanto, la profundidad del agua será la resta de la altura del sensor, menos la distancia del sensor a la superficie del agua.

De igual manera que todos los métodos de control anteriores, el nivel del agua que se monitorea se ubica en las inmediaciones de la compuerta y la fuerza motriz sigue siendo un motor, pero con la gran diferencia de que por medio de dispositivos electrónico el motor está conectado a una computadora que recibe la información del nivel actual de la superficie del agua y, si no, es el mismo que el nivel de operación. "Ordena" una maniobra de apertura o cierre de la compuerta para corregir la diferencia. La manera en cómo realiza tales cálculos se basa en la Teoría de Control, una gran rama del conocimiento con algoritmos y programas de computadora para realizar con eficacia su labor. Resulta ocioso mencionar que la computadora debe estar en las cercanías de las estructuras de control.

#### 5.2.1.5 Método de control automático distribuido

Este método es muy similar al anterior. La diferencia radica en que en el método automático local anterior solamente se monitorea el nivel del agua en las inmediaciones de la estructura que se controla, pero el cálculo de la nueva abertura depende también del nivel del agua en estructuras contiguas; por ejemplo, la compuerta de aguas abajo. La computadora que realiza las labores de control se ubica en las inmediaciones de la estructura que se maneja, pero recibe información remota de otros sitios del canal. Cabe hacer notar que los algoritmos de control empiezan a ser más complejos.

#### 5.2.1.6 Método de control automático central

El aumento en la complejidad de las acciones se manifiesta claramente en este método. La mayoría de las características son iguales al método automático distribuido. La gran diferencia es el monitoreo de todos los niveles en aquellos puntos del canal donde deban vigilarse; por ejemplo, si se está usando el método de operación de tirante constante aguas arriba –en el que se vigila el nivel aguas arriba de las compuertas y aguas abajo del tramo–, se debe monitorear la profundidad del agua en tantos puntos como estructuras de control o tramos se tengan en el canal. Se tiene además otra diferencia sustantiva: la computadora ya no se encuentra en las inmediaciones de las estructuras; en su lugar, ahora se ubica en una estación central cuya ubicación ya no depende de circunstancias operativas. Puede ubicarse en las oficinas de la organización que opere el canal en alguna ciudad o poblado cercano. Ahora, las condiciones dependen de asuntos de telemetría, lo que conlleva nuevas dificultades, amén de la complicación superlativa de los algoritmos de control instalados en la programación de la computadora.

### 5.2.1.7 Método de control con supervisión<sup>1</sup> manual

La palabra “supervisión” se utiliza en este caso para explicar que se “supervisan” todos los niveles del agua con medios necesariamente electrónicos y automáticos, al igual que el método anterior, aunque no se usa la misma palabra. Las estructuras de control se mueven con motores, y en esto se parece al primer método de control manual con motor. La característica principal del método es que no se usan algoritmos de control para determinar la abertura de las compuertas. Lo que se tiene ahora es nuevamente un operario humano – supervisor– situado en una central de monitoreo, que por medio de sistemas de información remota conoce los niveles de agua y aberturas de las estructuras. Nuevamente, se basa en su experiencia para operar de manera remota los motores con los que se abrirán o cerrarán las compuertas en función de las necesidades.

### 5.2.1.8 Método de control con supervisión automática

Aunque al método se le reconoce como supervisión automática, en realidad los movimientos que se deben realizar en los canales son autoría de un operario humano, y solamente se tienen automatizadas acciones rutinarias que son poco sensibles a agentes externos. Todo lo demás es similar al método anterior.



**Figura 17. Central de control del sistema de monitoreo. Distrito de Riego 037 Río Colorado.  
Foto cortesía del Dr. Víctor M. Ruiz Carmona.**

<sup>1</sup> En inglés se usa la palabra supervisory que es un adjetivo; en español no existe un adjetivo similar y se ha usado incorrectamente la palabra supervisorio, por obvia comodidad de traducción.

### 5.2.2 Método de control usado en México

El método de control que se usa en México es el local manual; es decir, se tienen operadores de las compuertas que reciben órdenes sobre los movimientos que deben realizarse en cada compuerta.

### 5.2.3 Métodos de operación del tramo

Estos métodos se refieren al manejo de los niveles de agua en los tramos del canal. Es muy importante controlar el tirante (o nivel) del agua en un canal de riego, y los límites aceptables de variación no son muy amplios. Una característica de una buena operación es mantener niveles más o menos constantes con diferentes gastos manejados en el canal, con las menores fluctuaciones hacia aguas abajo. Existen cuatro razones para controlar el tirante: *a)* dominar el área servida por gravedad; *b)* proteger los canales contra deterioros; *c)* contar con una operación segura en los canales y *d)* controlar los gastos hacia las tomas (Plusquellec, 1990). Dentro de este requerimiento se encuentra la necesidad de controlar los gastos hacia aguas abajo.

La variación de los niveles de agua se deben a transitorios generados por los cambios de gasto, ya sea en las tomas o en la entrada del canal. Estos cambios de gasto son inevitables ya que, por un lado, las tomas no tienen un gasto constante, ni en magnitud ni en tiempo. Ello, como consecuencia del tipo de método de distribución (demanda controlada, por ejemplo) y, por otro lado, el gasto en la entrada tampoco es el mismo, ya que se tienen diferentes requerimientos durante el ciclo de operación del canal. Esto es una característica intrínseca del método de distribución por demanda programada.

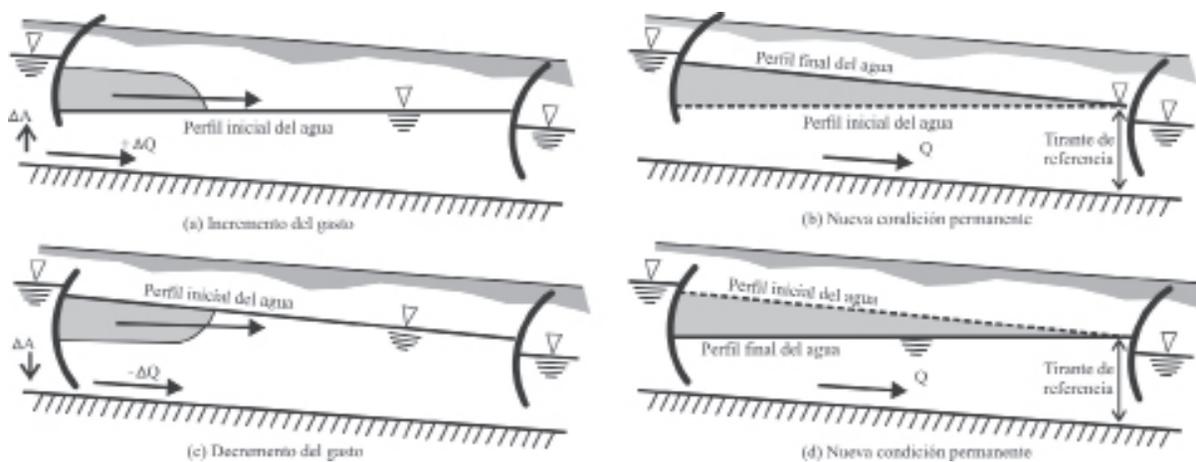
Los métodos de operación se clasifican según la ubicación del tirante que se pretende mantener constante en cada tramo de canal (tirante de operación), mientras el perfil de la superficie del agua varía en el tramo, al cambiar el gasto. A la ubicación del canal en donde se intenta mantener fijo el nivel suele llamársele “punto pivote”, porque dicho punto se mantiene fijo y los niveles del agua tanto antes como después suben o bajan. Los métodos de operación se clasifican en: *a)* tirante constante aguas arriba; *b)* tirante constante aguas abajo; *c)* volumen constante y *d)* volumen controlado. Cabe mencionar que esta clasificación toma como referencia la estructura reguladora, por lo que al decir *aguas arriba* se refiere al nivel del agua en las inmediaciones aguas arriba de la estructura reguladora, y el nivel *aguas abajo* está ubicado aguas abajo de la estructura reguladora. Sin embargo, en la referencia consultada (Buyalski *et al.*, 1992) se considera al tramo de canal como referencia.

#### 5.2.3.1 Método de operación tirante constante aguas arriba

Este método es el más usado en la mayoría de los sistemas y con él se mantiene el nivel del agua relativamente constante aguas arriba de la estructura reguladora. La primera razón del uso tan extendido del método es que el canal puede diseñarse para conducir el máximo gasto en régimen permanente, y los tirantes de agua en este régimen nunca rebasan el tirante normal para el gasto de diseño. Ello reduce el tamaño del canal y del bordo libre requerido, con la correspondiente disminución del costo de construcción. Una característica adicional es que los usuarios aguas arriba reciben un servicio de riego en mejores condiciones que los de aguas abajo. Los problemas de ineficiencia de entrega de agua se trasladan al final de los canales

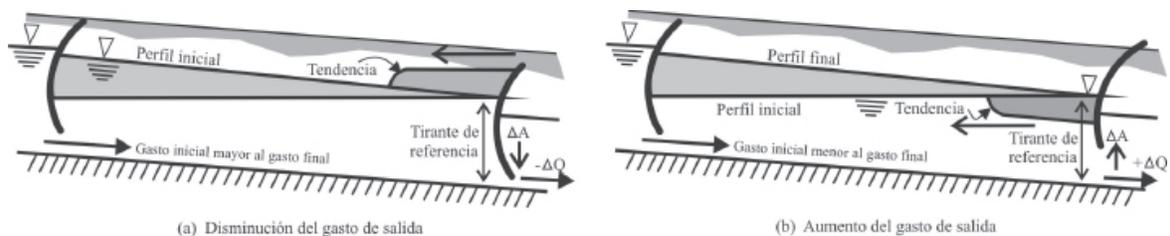
Con el nivel constante aguas arriba, las tomas deben colocarse, normalmente, en las inmediaciones aguas arriba de la estructura que controla el tirante. Esto permite que las tomas se diseñen para un tirante máximo y relativamente constante en el canal. Esta localización de las tomas ayuda a prevenir problemas a los usuarios ante las variaciones de nivel o tirantes bajos. Cuando se mantiene el tirante constante agua arriba de la estructura, el tirante *pivoteará* aproximadamente en este punto, formándose una cuña de almacenamiento entre los perfiles correspondientes a cada estado permanente del canal, asociados a cada gasto. Cuando el gasto de entrada al tramo se incrementa, la pendiente de la superficie libre del agua y el volumen almacenado se incrementan consecuentemente. Lo contrario sucede para un decremento del gasto.

Esta característica hace que el método de operación aguas arriba sea particularmente efectivo cuando se trata de controlar la variación de nivel causada por cambios de gasto en la entrada de los tramos, ya que se presenta una tendencia natural ante los incrementos o decrementos de gasto, de generar un cambio en el almacenamiento aguas arriba del tramo, que sirve para mantener el tirante constante aguas abajo. La figura 18 muestra cómo un cambio de gasto en la entrada del tramo genera un cambio en el almacenamiento aguas arriba, compatible hidráulicamente con la intención de mantener constante el tirante aguas abajo. Cuando el gasto de entrada al tramo se incrementa (figura 18a), se tiene un incremento del volumen de almacenamiento necesario para lograr más pendiente en el perfil del agua (figura 18b). Cuando el gasto decrece (figura 18c), el gasto de salida del tramo será mayor que el de entrada durante un tiempo. Esto provoca un descenso del volumen almacenado, que tiende a bajar el nivel del agua hasta la condición final permanente del perfil de flujo.



**Figura 18 (a,b, c y d). Cambio de gasto en la entrada del tramo para el método de operación de tirante constante agua arriba.**

El método de operación del tramo aguas arriba tiene desventajas cuando se tienen cambios de gasto en la salida de los tramos y las tomas se ubican a la salida del tramo, debido a que al volumen almacenado debe cambiar de una manera opuesta a la tendencia natural hidráulica de la dirección del flujo. Como se muestra en la figura 19, un cambio de gasto originado en la salida del tramo provoca variaciones en el nivel en la dirección contraria al flujo.



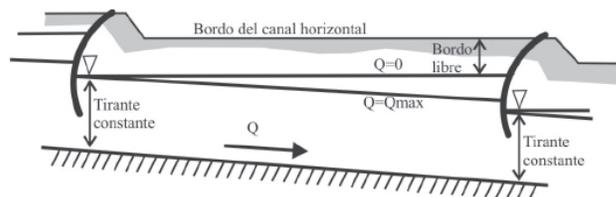
**Figura 19 (a y b). Cambio de gasto a la salida del tramo para el método de operación de tirante constante aguas arriba.**

Cuando el gasto de salida disminuye en la salida del tramo (19a), el volumen almacenado en el tramo tiende a incrementarse, pero como se trata de mantener el tirante constante precisamente en la salida, lo que se requiere es una disminución en el volumen, contrario a lo que ocurre naturalmente. El mismo problema se presenta para un aumento del gasto en la salida del tramo (19 b), ya que la tendencia a la reducción del volumen es contraria al requerimiento de su aumento.

En resumen, se puede decir que el método de operación del tramo de tirante aguas arriba funciona bien cuando los cambios de nivel se originan en la entrada de los tramos, pero no es el mejor método cuando los cambios comienzan en la salida. Esto quiere decir que las variaciones de nivel, causadas por cambios de gasto en la cabecera o entrada del canal, se pueden controlar mejor que cuando dicho cambio de nivel se genera por cambios de gasto en las tomas. Para lograr el cambio de volumen, el cambio de gasto en la entrada debe ser más grande que el gasto de salida, hasta que la condición hidráulica final se alcance. Una manera alternativa se puede intentar si se conocen con anticipación los cambios de demanda, ya que los cambios en la entrada del tramo se pueden realizar anticipadamente. Puede decirse que la mayor desventaja de este método es que las tomas aguas abajo, en particular los más alejados del inicio del canal, sufren con mayor severidad los errores de operación.

### 5.2.3.2 Método de operación tirante constante aguas abajo

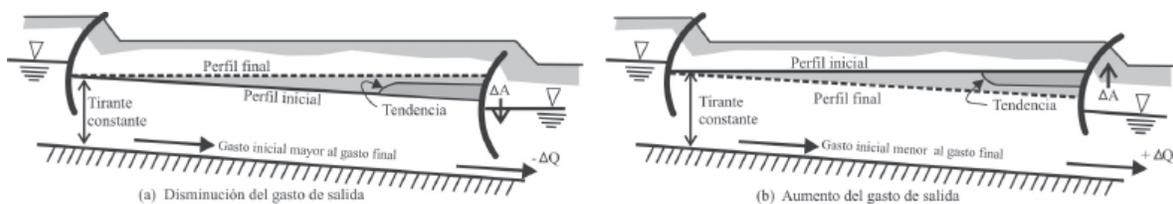
Con este método el perfil del agua pivotea en la entrada del tramo, como se observa en la figura 20. Este método es llamado también "método de operación de *bordo horizontal*", debido a que los bordos del canal deben ser horizontales para ajustarse al perfil del agua cuando se tiene gasto cero. Esta es una de las principales desventajas del método, ya que los costos de construcción se incrementan considerablemente, en especial si se trata de canales revestidos. La mayoría de los canales no usan este método, a menos que el bordo se levante en la parte de aguas abajo del tramo. Excepcionalmente, puede usarse este método en canales con poco desnivel entre compuertas o en aquellos donde el gasto se mantenga en valores muy cercanos al gasto máximo. Por estas condiciones, este método tiende a tener desperdicios de agua.



**Figura 20. Método de operación de tirante constante aguas abajo.**

Las tomas se pueden colocar en cualquier parte del canal, ya que en cualquier sección el tirante siempre se mantendrá en valores mayores, o por lo menos iguales, al tirante normal correspondiente al gasto máximo. Sin embargo, si se requiere de carga constante en las tomas, éstas deben colocarse en el extremo de aguas arriba de los tramos. Las estructuras de desfogue deben colocarse también en esta parte para una mejor operación.

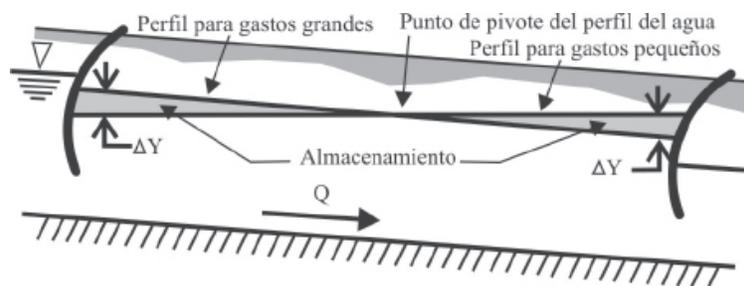
El método de operación aguas abajo es más efectivo cuando los cambios de gasto se originan en la salida del tramo, ya que dichos cambios generan variación de los tirantes en la dirección adecuada para alcanzar la condición final permanente. La figura 20 muestra la respuesta de un canal con bordo horizontal ante cambios generados en la salida del tramo. Una disminución del gasto de salida provocará un aumento del nivel que comenzará precisamente en esta parte, y generará un incremento del volumen almacenado que facilita la tendencia ascendente de la superficie del agua. La mayor desventaja de este método es que normalmente existe un desperdicio de agua durante el tiempo que tarda el sistema en estabilizarse.



**Figura 21 (a y b). Cambio de gasto en la salida para el método de operación de tirante constante aguas abajo.**

### 5.2.3.3 Método de operación de volumen constante

En el método de volumen constante, se trata de mantener un volumen relativamente constante en el tramo. El perfil del agua “pivoteará” alrededor de un punto situado aproximadamente en la mitad del tramo. Para mantener el volumen se necesita operar simultáneamente las compuertas aguas arriba y aguas abajo del tramo. La mayor ventaja del método es su rápida respuesta ante cambios de flujo, ya que evita los grandes retardos porque el volumen en el tramo no cambia significativamente. Una desventaja del método es el bordo libre adicional que requiere en la segunda mitad del tramo. Otra desventaja es que se requiere de una operación simultánea en todas las compuertas del canal.



**Figura 22. Método de operación de volumen constante.**

### 5.2.3.4 Método de operación de volumen controlado

Con el método de volumen controlado se manejan volúmenes contenidos en uno o más tramos. El volumen puede variar para satisfacer algún criterio operacional. El pivote cambia de ubicación y, de hecho, no es muy importante. Este método es el más flexible de todos, ya que no importa si varía el tirante. Sin embargo, para sacar mayor provecho a esta opción es recomendable el uso de almacenamientos laterales conectados hidráulicamente al canal. Es muy útil este método cuando se tienen variaciones en el precio de la electricidad durante el día (se opera al máximo en horas de alto costo y viceversa). Una de sus desventajas es que sin la operación central, no se puede usar, por la gran cantidad de maniobras que deben realizarse. Además, se requieren grandes bordos libres o tramos de canal muy largos y las extracciones deben realizarse por bombeo. Un ejemplo de aplicación del método de volumen controlado se muestra en la figura 23; el ejemplo presenta una reducción rápida del gasto de salida del tramo. Todas las compuertas de agua arriba se mueven simultáneamente para reducir el flujo en el canal; pero dicha reducción es sucesivamente más pequeña en cada compuerta ( $DM_n$ ), por eso, en cada tramo, el gasto de entrada es más grande que en la salida, lo que incrementa el volumen. Después que el volumen se ha incrementado en la cantidad deseada, se requieren movimientos adicionales para igualar los gastos de entrada y salida, para prevenir tirantes excesivos.

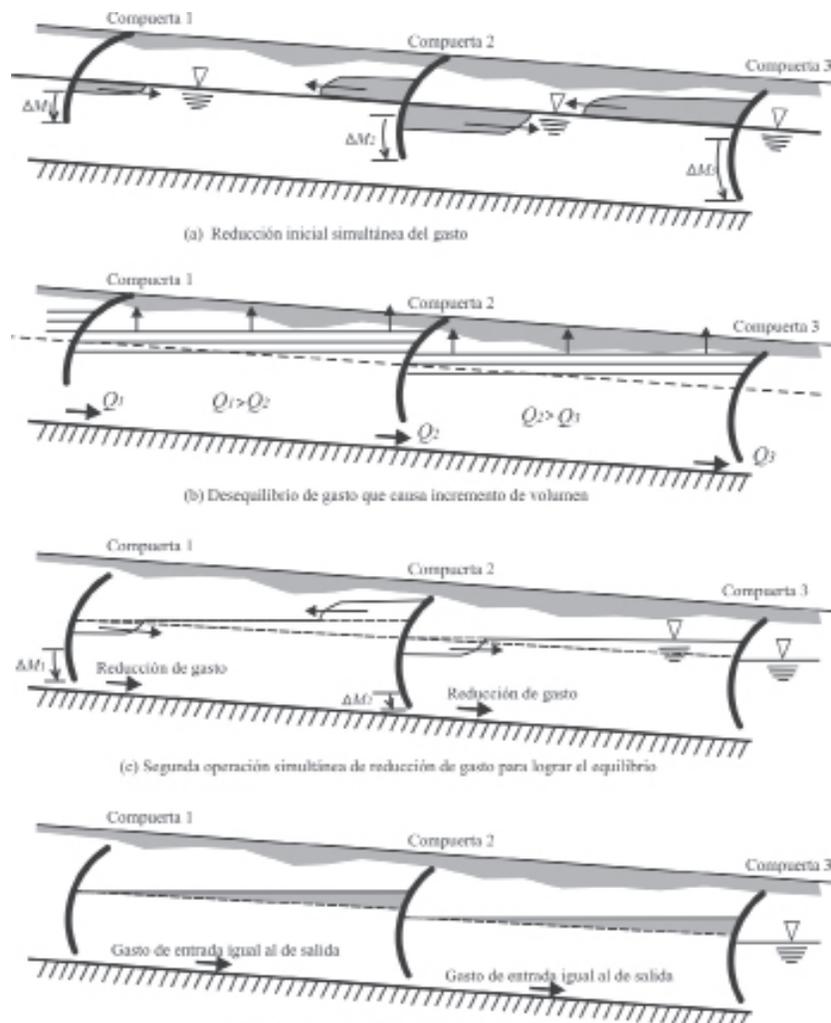


Figura 23. Ejemplo del método de operación de volumen controlado.

Observando el ejemplo, se deben hacer varias consideraciones. La fluctuación de los tirantes puede manejarse para evitar vaciados rápidos en la entrada de los tramos y desperdicios de agua, o para no invadir los bordos libres en la salida. Evitando el vaciado rápido se protege el revestimiento. Otro aspecto importante es que se debe transformar el cambio rápido de gasto en la salida del tramo, en un cambio gradual en la entrada, usando el almacenamiento en el tramo como apoyo. Esto permite que las perturbaciones en los tramos aguas arriba se minimicen. Si la reducción rápida de gasto presentada en el ejemplo, ocurriera durante periodos de bajo consumo de energía, el incremento de almacenamiento se podría derivar a un almacenamiento lateral de bajo costo. La reserva de agua podría utilizarse posteriormente para satisfacer algunas demandas, cuando el costo de la energía eléctrica sea más alto.

#### 5.2.3.5 Método de operación del tramo usado en México

En México se utiliza el método de operación del tramo aguas abajo del tramo (aguas arriba de la compuerta). La razón del uso de este método es principalmente económica, ya que no se requiere mantener horizontal el bordo del canal. En este método las tomas deben colocarse en las inmediaciones de la compuerta para que se regulen adecuadamente los niveles por medio de la operación de la estructura. Desafortunadamente, se tiene gran número de casos en los que las tomas están localizadas, ya sea fuera del alcance del remanso que provoca la compuerta o arriba del tirante de operación. El problema más grave es cuando se tienen tomas muy alejadas de la compuerta y el tirante en estos sitios es el tirante normal del canal, que obviamente varía con el gasto. Esto hace que la función reguladora del nivel de la compuerta no se cumpla. El otro caso de tomas muy elevadas, respecto del fondo del canal, implica que el tirante de operación sea más alto que el de diseño. Esta variación del tirante de operación no debería permitirse por razones de mejor funcionamiento hidráulico y estructural del canal; pero como se debe atender la demanda en estas tomas, por tener derechos de uso, los operadores del canal no tienen más remedio que elevar el tirante de operación.

#### 5.2.4 Métodos de operación de las estructuras

Los métodos de operación de las estructuras, se relacionan con la intención que se persigue al mover las compuertas del canal y con el momento en que deben moverse para lograr dicha intención. Intención que puede resumirse en lograr que: *a)* el requerimiento en las tomas se satisfaga en el momento que se desee; *b)* se tenga la mínima variación de niveles y *c)* el transitorio dure el menor tiempo posible. En resumen, se intenta lograr que el hidrograma real de entrega en cada toma sea lo más parecido al hidrograma programado. Existen cuatro métodos de operación de las estructuras reguladoras: *a)* operación secuencial; *b)* operación simultánea; *c)* operación selectiva y *d)* operación anticipada.

##### 5.2.4.1 Operación secuencial

Este método es especialmente compatible con el control manual local. El operador del canal puede ir avanzando y ajustar las compuertas *secuencialmente* mientras viaja a lo largo del canal. La operación secuencial de las compuertas transfiere gasto hacia aguas abajo y las

compuertas de las tomas se van moviendo conforme la onda de traslación llega a cada toma. El tiempo de llegada de la onda de traslación depende de la distancia existente entre la entrada del canal, de las características hidráulicas y longitud del tramo y de las tomas. Por lo tanto, el número de cambios que pueden hacerse en una toma depende del tiempo que se dure en aplicar la técnica a todas las compuertas del canal. En canales operados por una persona, el procedimiento básico es iniciar un cambio de flujo en la entrada del canal e ir avanzando hacia aguas abajo, realizando los cambios de abertura en cada compuerta, tanto de tomas como de represas. Un operador con experiencia puede, inclusive, anticipar la llegada del cambio del flujo y suministrar agua a las tomas con errores poco significativos. Con un ajuste secuencial, hacia agua abajo, se puede lograr un tirante constante en los tramos de canal. El nuevo perfil de la superficie del agua se logra “pivotando” en el extremo final de canal tramo (aguas arriba de las compuertas).

También, puede aplicarse la operación secuencial hacia aguas arriba. Por ejemplo, si se presenta un decremento inesperado aguas abajo del canal, la necesaria reducción del gasto en el canal puede tomar mucho tiempo si el movimiento se realiza en la primera compuerta, en la entrada del canal. La reducción de gasto puede efectuarse inmediatamente en el tramo donde se hizo la reducción y avanzar progresivamente hacia aguas arriba. Este avance hacia aguas arriba “pivotea” la superficie en el extremo de aguas arriba de cada tramo. La cuña de almacenamiento que se presenta puede invadir el área de libre bordo del canal, situación que puede aceptarse durante cortos periodos, mientras no se presente desbordamiento. Para prevenir estos desbordamientos, puede ser necesario que los movimientos de las compuertas se realicen con un poco de anticipación a la llegada de la onda de traslación. En esta caso, se tiene menos tiempo para que se desarrolle el almacenamiento de volumen y el punto pivote se balancea en un punto intermedio del tramo.

El método de operación secuencial hacia agua arriba puede ser de difícil aplicación en el caso de operación manual local. La tendencia natural de los cambios de almacenamiento no son compatibles con la localización del punto pivote en el extremo aguas abajo del tramo; por lo tanto, se requiere de un cambio muy gradual del flujo para lograr que el punto pivote se conserve en dicho extremo. Para el uso adecuado de este método, en su modalidad hacia aguas arriba, se recomienda utilizar un método de control automático local. Este control se puede diseñar para responder de manera muy rápida a las demandas aguas abajo, por medio del ajuste de la compuerta de aguas arriba del tramo. El transitorio así generado avanzará hacia aguas arriba y se controlará automáticamente en cada represa sin intervención del operador. De esta forma, los cambios en las demandas en las tomas se ajustan automáticamente en la entrada del canal, de manera similar al comportamiento de un sistema de distribución presurizado. Esta forma del método de operación secuencial puede mantener sin demasiada variación los tirantes, si las variaciones en gasto no son muy grandes. La aplicación del método de operación secuencial, tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo, puede lograrse con el método de control con supervisión, ya que permite informar a los operadores de las compuertas de la entrada del canal las acciones que debe llevar a cabo, en correspondencia con los cambios de demanda generados en los puntos de entrega agua abajo del canal.

#### 5.2.4.2 Operación simultánea

La forma más rápida de lograr el tiempo mínimo entre un estado permanente inicial y otro final es la operación simultánea. Este método consiste en realizar un ajuste simultáneo en todas las compuertas, incluyendo la compuerta de la entrada del canal. Dicho ajuste

simultáneo genera en cada estructura una onda en dirección del flujo y otra en dirección contraria (positiva y negativa). Estas ondas se encontrarán aproximadamente en la mitad del tramo y tenderán a anularse. Así, el nuevo estado permanente del flujo se logra rápidamente. Una característica muy importante de este método es que el perfil de la superficie libre del agua “pivotea” cerca de la mitad del tramo y los dos tirantes en los extremos del tramo cambian.

Cuando el perfil de la superficie libre del agua pivotea cerca de la mitad del tramo, el cambio de flujo no requiere de un cambio en el almacenamiento en los tramos. Para un incremento de gasto la cuña de almacenamiento, se incrementa aguas arriba del tramo y decrece aguas abajo del punto pivote. Lo contrario ocurre para un decremento en el gasto. El volumen de agua en las cuñas de almacenamiento aguas arriba y aguas abajo es aproximadamente igual, por lo tanto, el volumen total para cada tramo permanece relativamente constante durante los transitorios.

Con este método deben verificarse las fluctuaciones de nivel. Los decrementos no deben exceder un rango aceptable de operación normal y, por otro lado, incrementos excesivos ponen en peligro la estabilidad de los taludes. Durante la operación normal del canal, no debe permitirse que los incrementos de tirante invadan la zona de bordo libre durante periodos prolongados. El bordo del canal y el revestimiento deben ser lo suficientemente altos para evitar problemas, debido al incremento de los tirantes que se generan por el ajuste simultáneo de las compuertas. El canal podría operarse con niveles inferiores a los de operación para que se tenga suficiente espacio para los cambios de flujo. De esta manera, como el estado hidráulico de operación normal del canal se aproxima al gasto de diseño máximo, la capacidad de realizar grandes cambios de gasto se ve disminuida.

El cierre simultáneo de todas las compuertas de un canal es ideal para situaciones de emergencia en las que el flujo se vea interrumpido abruptamente. Durante la emergencia, se debe permitir la invasión de la zona de bordo libre durante periodos cortos. Normalmente, un cierre repentino y simultáneo de las compuertas minimizará esta invasión, en comparación con otra forma de cerrar las compuertas que provocarían una reacción más lenta no compatible con una emergencia.

Cuando se usa este método, es posible ubicar el punto pivote tanto aguas arriba como aguas abajo antes de que el nuevo estado hidráulico del canal se logre, pero se requiere de un ajuste en dos pasos con un lapso de tiempo entre la maniobra inicial y final. El movimiento inicial de gasto genera un desequilibrio en la condición de flujo en cada tramo para incrementar o disminuir el volumen de la cuña de almacenamiento. Una vez que el cambio de volumen en el tramo se ha logrado, el segundo movimiento restablece las entradas y salidas de flujo en el tramo.

El método de operación simultánea no puede aplicarse con control manual local, a menos que se tengan tantos “represeros” como estructuras de control, y estos puedan comunicarse unos con otros para realizar las maniobras simultáneamente. En realidad, el método solamente se puede aplicar con el método de control con supervisión. El nuevo valor de las nuevas aperturas de las compuertas puede transmitirse rápidamente desde la central remota hasta cada una de las compuertas de manera prácticamente simultánea.

#### 5.2.4.3 Operación selectiva

La operación selectiva de compuertas es usada comúnmente para hacer ajustes menores que no afecten la totalidad del canal. A menudo se requiere realizar pequeños ajustes en alguna de las compuertas del canal a manera de recuperación del balance del sistema. Algunas

compuertas podrían requerir un ajuste para mantener un nivel de operación en el tramo adyacente.

Este método es especialmente útil cuando se requiere transferir volúmenes de agua en tramos con exceso hacia tramos con déficit. La transferencia se puede realizar tanto en la dirección del flujo como en dirección contraria. Si la transferencia de agua involucra más de varias compuertas sucesivas, se puede aplicar tanto el método de operación selectiva como el secuencial.

La operación selectiva ajusta tirantes de operación y gastos a lo largo del canal sin realizar maniobras en la entrada del canal. Este método es especialmente ventajoso cuando el canal es alimentado por un equipo de bombeo con restricciones en su capacidad.

#### 5.2.4.4 Operación anticipada

En este método, se tiene la estrategia de llevar el canal a un estado hidráulico adecuado (tirantes y gastos) por medio de maniobras en las compuertas, realizadas anteriormente al cambio de gasto en la entrada del canal. Se propone, principalmente, para canales con métodos de control automático, en sus diferentes formas. Ello, debido a la complejidad que se tiene para calcular las aberturas y tiempos a que deben mover las compuertas.

#### 5.2.4.5 Métodos de operación de las estructuras usados en México

En México se usan, primordialmente, los métodos de operación secuencial y selectiva. Esto debido a su compatibilidad con el método de asignación (demanda controlada), con el método de operación del tramo (aguas abajo del tramo) y con el método de control (manual). Es decir, al utilizarse un método de asignación a la demanda se deben efectuar cambios en los requerimientos en los puntos de entrega y en la cabecera de canal, lo que genera cambios en los gastos que escurren por los canales y, consecuentemente, cambios en los tirantes. Esta variación debe ser minimizada por medio de maniobras en las estructuras de regulación que controlan los tirantes aguas arriba de ella, de acuerdo con el tipo de método de operación del tramo. Finalmente, el hecho de utilizar el método de control manual implica que una persona accione la manivela o el motor para mover las compuertas. El orden para mover las compuertas y el tiempo en que se deben mover lo determina el uso del método de operación secuencial, si se realizan cambios en la cabecera del canal; o el método de operación selectiva, si solamente se hacen cambios menores en los tramos interiores del canal. La operación instantánea no se usa en México porque no se cuenta con el personal suficiente ni tan bien comunicado como se requiere, y tampoco se tiene automatización, requisitos indispensables para aplicación de la operación instantánea.

#### 5.2.4.6 Compatibilidad entre los métodos y compatibilidad con la infraestructura

No todos los métodos son compatibles unos con otros, o con la infraestructura de regulación de niveles o con la infraestructura de derivación. Esto debido a las características propias de cada tipo de método o de infraestructura. En la 12 se presenta la compatibilidad que se tiene. Por ejemplo, el método de control automático local no es compatible con el método de operación anticipada, porque los movimientos en las compuertas se hacen solamente si el nivel del agua no es el adecuado. Para realizar dicho método de operación anticipada sin

la participación de personal de campo, podría usarse el método de control con supervisión manual. También, puede observarse que el método de volumen controlado no es compatible con las estructuras de derivación de gasto constante o variable, porque este método solamente es posible si se utiliza bombeo para derivar el agua. Otro aspecto interesante es el hecho de que las estructuras fijas no son adecuadas como estructuras reguladores, ya que no son compatibles con ningún método de control ni de operación del tramo.

Tabla 12. Compatibilidad entre los métodos y la infraestructura de regulación y derivación.

\*C=Compatible; I=Incompatible

		Método de operación de las estructuras reguladoras				Estructuras derivadoras		Infraestructura				Método de operación del tramo				
								Estructuras reguladoras								
		Operación selectiva	Operación instantánea	Operación secuencial	Operación anticipada	Gasto constante	Gasto variable	Fijas	Fluidicas	Automatizadas	Manuales	Volumen controlado	Volumen constante	Tirante constante aguas abajo	Tirante constante aguas arriba	
Métodos de control de las estructuras	Manual sin motor	C	I	C	I	C	C	I	I	I	C	I	I	C	C	
	Manual con motor	C	I	C	I	C	C	I	I	I	C	I	I	C	C	
	Automático fluidoico	I	I	C	I	C	C	I	C	I	I	I	I	C	C	
	Automático local	C	I	C	I	C	C	I	I	C	I	I	I	C	C	
	Automático distribuido	C	I	C	I	C	C	I	I	C	O	C	C	C	C	
	Automático central	C	C	C	C	C	C	I	I	C	I	C	C	C	C	
	Supervisorio manual	C	C	C	C	C	C	I	I	C	I	C	C	C	C	
	Supervisorio automático	C	C	C	C	C	C	I	I	C	I	C	C	C	C	
Método de operación de tramo	Tirante constante aguas arriba	C	C	C	C	C	C	I	C	C	C	C	C	C	C	
	Tirante constante aguas abajo	C	C	C	C	C	C	I	C	C	C	C	C	C	C	
	Volumen constante	I	C	I	I	C	C	I	I	C	I					
	Volumen controlado	C	C	C	C	I	I	I	I	C	I					
Infraestructura	Estructuras reguladoras	Manuales	C	I	C	C	C	C								
		Automáticas	C	C	C	C	C	C								
		Fluidicas	I	I	C	I	C	C								
		Fijas	I	I	I	I	C	I								
	Estructuras derivadoras	Gasto variable	C	C	C	C										
		Gasto constante	C	C	C	C										

### 5.3 TERCERA ACTIVIDAD: HIDROMETRÍA

Tradicionalmente, la hidrometría no se considera como una actividad de la operación de los canales de riego. En este libro se propone considerarla como una actividad integral y

de fundamental importancia para el logro de los objetivos de la distribución y manejo del agua en los canales de riego. El tema es bastante extenso y consecuentemente existe basta literatura al respecto. Ante tal circunstancia, este apartado tratará sobre dos enfoques: el primero, como una introducción al tema y, el segundo, atendiendo fundamentalmente a los métodos y técnicas más usuales en el sector hidroagrícola del país. En la 13 se presenta un panorama general no exhaustivo de dichos métodos y técnicas (ISO/TR 8363).<sup>2</sup>

**Tabla 13. Algunos métodos y técnicas para medición de gasto volumétrico<sup>2</sup> en canales.**

Método	Técnica		Incertidumbre, según la ISO/TR 8363
Área-Velocidad	Molinete	Vadeo Puente Cable Embarcación fija	± 5
		Embarcación móvil	± 10
	Flotadores		
	Ultrasónicos	Tiempo de travesía Efecto Doppler	± 5
Carga-Gasto	Vertedores	Cresta delgada Cresta ancha	± 1 - ± 5
	Aforadores de garganta	Rectangular Trapecial En forma de "U" Parshall SANIIRI	± 5
Pendiente-Área	Chezy Manning		± 10
Dilución con trazadores	Químicos Radioactivos Fluorescentes		± 3

En nuestro país, los métodos más usuales son el de área-velocidad y carga-gasto. De los métodos de área velocidad únicamente se usan las técnicas del molinete (mecánico o electrónico) y los medidores ultrasónicos, ya sea de tiempo de travesía y de efecto Doppler, y el molinete mecánico es usado con mucha mayor frecuencia que los ultrasónicos. En cuanto a las técnicas correspondientes al método de carga-gasto, se usan los aforadores de garganta larga y, en muy pocas ocasiones, los aforadores Parshall.

El método de área-velocidad se caracteriza porque, invariablemente, se usa la ecuación de continuidad, multiplicando el área por la velocidad ( $Q=AV$ ). La aplicación del método implica el conocimiento del área hidráulica y de la velocidad. Para conocer la magnitud de la velocidad se usan diferentes técnicas; por ejemplo: el molinete, las técnicas de ultrasonido o, incluso, se pueden usar flotadores.

Si se usa molinete, éste se puede colocar en el agua vadeando o desde un puente; también

<sup>2</sup> Los términos gasto y caudal significan lo mismo, según se lee en el diccionario de la Real Academia Española en su vigésima segunda edición ([www.rae.es](http://www.rae.es)). La Norma Oficial Mexicana NOM-008-SCFI-2002, de uso obligatorio, consigna que el término correcto es gasto o flujo volumétrico.

se puede usar un cable o montar el molinete en embarcaciones fijas o móviles. Como puede verse en la tabla, la incertidumbre típica de estas técnicas es de  $\pm 5\%$ , si se realizan con todos los cuidados que marca la norma y el molinete está bien calibrado. Respecto a esta técnica se hablará en detalle más adelante. En función de la técnica que se use, la estimación de la velocidad se puede hacer en segmentos verticales (molinete) u horizontales (ultrasonido). Asimismo, se requiere conocer el área hidráulica, normalmente midiendo el tirante y aplicando la fórmula correspondiente a la figura geométrica de la sección.

Para el método de carga-gasto se requiere una estructura en la que se medirá la carga en algún sitio específico de dicha estructura, que puede ser un vertedor o un aforador. En este caso, la palabra "carga" se refiere a una profundidad de agua. Para los vertedores se requiere medir la carga sobre el vertedor, aguas arriba del mismo, en un sitio donde la superficie del agua es completamente horizontal. Si se trata de un aforador, se debe medir la carga en el interior de la estructura en sitios predeterminados, de acuerdo con criterios empíricos. Para el caso de vertedores, se mencionan en la tabla varios tipos de ellos en función de la cresta, la cual puede ser delgada o ancha. Se tiene, a su vez, varios tipos de vertedores tanto de cresta delgada como de cresta ancha. Los vertedores de cresta ancha son generalmente horizontales; sin embargo, existe una opción peculiar de estos que, vistos de frente, tienen forma triangular.

En el método de pendiente-área se usan relaciones o fórmulas que involucran la fricción, lo cual es característica del método. Se tienen dos ecuaciones: la de Chezy y la de Manning. En este método se requiere seleccionar un tramo lo más recto y uniforme que sea posible. El coeficiente de rugosidad se selecciona de tablas en función del tipo de revestimiento o de las características del fondo y las paredes en canales no revestidos. El cálculo del gasto se hace midiendo la profundidad del agua en dos o tres secciones en una distancia conocida; además, se debe conocer la pendiente del fondo del canal en el mismo tramo, el ancho de la superficie libre y, como ya mencionó, la rugosidad y el tirante, introduciendo dichas variables en la fórmula de Chezy o en la ecuación de Manning, según corresponda.

Finalmente, se tiene el método de dilución con trazadores. En este caso, la característica del método es el uso de trazadores, entre los que se tienen los trazadores químicos, radioactivos y fluorescentes. En general, en este método se inyecta un trazador en una corriente, con una concentración conocida, ya sea en una sola inyección o de manera continua, y aguas abajo se toma una muestra o una serie de muestras y se comparan las concentraciones sin diluir y ya diluida, para mediante una fórmula conocer el gasto.

En México, se usa mayormente la técnica del molinete con una cuadrilla de dos personas conocidas como "aforadores". Existen también estructuras fijas, vertedores y aforadores de garganta de varias técnicas. En últimas fechas, se han introducido técnicas ultrasónicas de aforo.

### *5.3.1 Medición con molinete mecánico*

La medición con molinete mecánico tiene grandes ventajas y resulta de gran ayuda para verificar otras técnicas de medición más sofisticadas. Entre sus ventajas puede mencionarse que no se requieren grandes inversiones iniciales, ni personal con capacitación especializada. Si se necesitan mediciones continuas o rápidas esta no es la opción, ya que un aforo en un canal de mediana proporción puede tomar de media a una hora de duración, tiempo suficiente para que el canal haya tenido cambios en su gasto. Además, si presentan fenómenos transitorios originados por el cambio en la operación del canal, la totalización del volumen

no será correcta si se mide una vez por día solamente. La gran desventaja de este método es lo caro de la brigada de aforos y los limitados datos que proporciona.

Se tienen diferentes tipos de molinetes: *a)* el molinete de copas: este aparato está compuesto de un eje central y vertical, alrededor del cual van unidos al perímetro copas, y *b)* el molinete de hélice; este aparato está compuesto de un eje central y horizontal alrededor del cual van unidos álabes curvados.



---

**Figura 24. Molinete de copas marca *Rossbach*.**

---



---

**Figura 25. Molinete de copas marca *Gourley*.**

---



Figura 26. Molinete de hélice marca *Hydrological Services*.



Figura 27. Molinetes de copas, modelos estándar (inferior) y pigmeo (superior).

El molinete es puesto en marcha por la corriente por una velocidad angular, proporcional a la velocidad local del fluido en el punto de inmersión, cuando esa velocidad excede un valor crítico. El eje de rotación del molinete puede estar en ángulo recto o paralelo a la dirección del flujo. La velocidad de la corriente se determina por el conteo del número de revoluciones del rotor durante un intervalo específico de tiempo, o por observación del tiempo requerido por el rotor para girar un número de revoluciones; y luego, consultar la tabla de calibración o emplear su ecuación característica. El movimiento del fluido puede ser determinado por el

sensor de las señales emitidas (por ejemplo, pulsos eléctricos), a través del giro del rotor. La velocidad puede ser determinada por una lectura directa del elemento rotatorio, lo que trae consigo el diseño del equipo para este propósito.

El molinete cuenta con un dispositivo de conteo en el interior de lo que se denomina “cámara de contactos”. Los elementos más importantes de la cámara son los siguientes: *a)* eje “sin fin”, *b)* engrane o corona y *c)* contactos (ver 28 y 29).



**Figura 28. Interior de la cámara de contactos de un molinete.**



**Figura 29. Componentes básicos de la cámara de contactos.**

Los contactos que se atornillan desde afuera hacia el interior de la cámara y en el extremo que queda dentro de la cámara tienen sendos resortes (29). El contacto superior hace propiamente “contacto” con la parte superior de eje “sin fin”, y el contacto inferior lo hace con el engrane o corona. La parte superior de eje “sin fin” tiene una forma parecida a una gota, de tal manera que la parte redonda de la “gota” no hace contacto con el resorte, mientras que la parte aguda de la gota sí toca el resorte y, al hacerlo, cierra el circuito eléctrico al que está conectado. Sin embargo, el giro se registra sólo cuando también se cierra el circuito del resorte que toca el engrane. Dicho engrane representa un mecanismo ingenioso, ya que una parte de la pieza es un engrane, pero, otra parte, es un triángulo que toca al resorte cada vez que el eje realiza cinco giros. Esto hace que el conteo sea más sencillo cuando el molinete gira muy rápido. Al tocar los resortes el eje y el engrane, respectivamente, el operador del aforo registra un *clik* o un zumbido.

El elemento rotatorio del molinete se mueve debido a la corriente y gira con una velocidad angular relacionada con la velocidad del flujo mediante una expresión conocida de antemano, válida para un rango de velocidad de calibración, fijado por el fabricante o el laboratorio de evaluación. La calibración del molinete consiste en establecer por experimentación las relaciones entre la velocidad del flujo y la velocidad del rotor, generalmente expresada en revoluciones por segundo y proporciona una curva de calibración, o una tabla, o una fórmula. Los molinetes serán recalibrados cuando su funcionamiento es dudoso. En la práctica, para molinetes calibrados individualmente, la recalibración algunas veces es llevada a cabo en intervalos anuales o después de trescientas horas de uso, lo que ocurra primero.

Para asegurar una medición de calidad con molinete, es conveniente seguir las recomendaciones siguientes.

- Debe revisarse el giro del molinete antes y después de un aforo para asegurar que no se tienen errores debidos a daño en el dispositivo. Con la varilla en una posición vertical y las copas protegidas contra corrientes de aire, las copas deben empujarse para que comiencen a girar. Si el molinete está en buenas condiciones, debería girar por al menos tres minutos. Si el molinete alcanza los 12 minutos y después se detiene gradualmente, se podrán medir casi todas las condiciones de flujo, excepto aquellas con velocidades extremadamente bajas. Si el medidor solamente alcanza el minuto girando y después comienza a detenerse, el medidor podrá usarse para detectar corrientes superiores a los 30 cm/s. Si las copas giran por menos tiempo que un minuto, el molinete debe llevarse a mantenimiento. En condiciones de laboratorio, el molinete debe mantener su giro por unos cuatro minutos. La manera en que se detiene el giro indica el estado del molinete, por lo que este hecho debe observarse cuidadosamente.
- La sección transversal de la corriente que se desea aforar debe dividirse en franjas o develas en un número no menor a 20. En cauces pequeños y secciones suaves se pueden hacer menos divisiones. Si se tienen verticales a menos de 30 cm, es suficiente con una sola lectura en cada vertical.
- El cronómetro debe revisarse continuamente y mantenerse en buenas condiciones.
- Cuando se tengan corrientes con velocidades irregulares, el periodo de muestreo o lectura debe alargarse para lograr mejores promedios de lecturas.
- Cuando no se estén tomando lecturas en el molinete, éste deberá mantenerse fuera del agua para evitar que el libre giro se vea afectado por partículas flotantes u otras causas.
- Se debe mantener girando el molinete por espacio de 10 o 20 segundos, antes de iniciar el conteo.

- La operación total del medidor en cada elevación de una franja deberá consistir de, al menos, dos periodos consecutivos de no menos de 40 segundos; si se tienen diferencias significativas, se deben tomar más lecturas.
- Cuando se afore por medio de vadeo, éste debe realizarse de frente a la corriente, manteniendo la varilla vadeadora aguas arriba y con una separación de la misma de, al menos, 45 cm.

Ya sea que se utilice un molinete montado en una varilla vadeadora o en un cable y escandallo, primeramente se deben medir y anotar las profundidades del agua. Posteriormente, se deberá determinar la velocidad media con el molinete por medio de algunos de los métodos que se enlistan más adelante, y cada velocidad debe anotarse cuidadosamente.

Es conveniente indicar que los errores en la medición de la velocidad serán mayores si el molinete: *a)* se coloca muy cerca de las paredes del canal, a menos de 1 o 2 diámetros del rotor de las copas; *b)* si se usa para medir velocidades menores a 15 cm/s o fuera del rango de calibración; *c)* si no se mantiene estable en una posición durante la medición; *d)* se usa bajo condiciones de oleaje considerable, como el causado por el viento; *e)* si se usa bajo condiciones de flujo no paralelo al eje de la propela o flujo inclinado respecto del plano del molinete de copas, o bien, *f)* si se ve afectado por partículas flotantes.

Para determinar la velocidad media con base en una serie de mediciones en una franja vertical, usando un molinete, se puede utilizar alguno de los procedimientos siguientes:

- Medición en dos puntos.
- Medición a seis décimos del tirante.
- Procedimiento de curva vertical de velocidades.
- Medición subsuperficial.
- Integración del tirante.
- Medición a dos décimos.
- Medición en tres puntos.
- Método de un punto continuo.

Las formas más comunes de medir la velocidad son colocar el molinete en dos puntos y a seis décimos del tirante. La medición en dos puntos consiste en medir la velocidad de la corriente a 0.2 y 0.8 del tirante a partir de la superficie del agua; la velocidad en la franja será el promedio de los dos valores. Con este procedimiento se obtienen altas precisiones y es un procedimiento recomendable; sin embargo, no debe usarse cuando se tienen profundidades menores a 60 cm. Los otros procedimientos no son comunes en la medición del gasto en canales.

Para calcular el gasto, se utiliza el método de área-velocidad a partir de los datos tomados por el molinete. El gasto total se calcula como sigue:

$$Q = \sum_1^n (\nabla_n a_n) \quad (13)$$

Para calcular la sumatoria, se deben multiplicar las áreas de cada franja por la velocidad media en la misma franja, obteniéndose de esta manera el gasto parcial; es decir:

$$q_n = \nabla_n a_n \quad (14)$$

Las variables medidas y calculadas se definen como sigue:

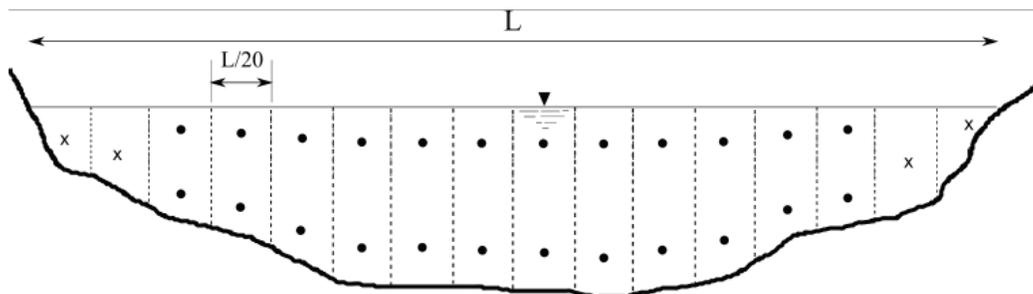
$q$  = Gasto parcial

$Q$  = Gasto total

$\bar{V}$  = Velocidad media asociada a cada franja

$a$  = Área parcial de cada franja

$n$  = Número de franjas



**Figura 30. Seccionamiento para el aforo con procedimiento de dos puntos en secciones transversales intermedias, seis décimos en las laterales y subsuperficial en las extremas**

Como se ha indicado anteriormente, la sección transversal del río o canal se divide imaginariamente en franjas verticales. Después, se va colocando el molinete en el centro de cada franja y se sumerge hasta una cierta profundidad. Si la profundidad total es menor a 60 cm, el molinete se colocará a 6 décimos de la profundidad (en la figura se muestran dichas posiciones con una cruz), y si la profundidad es mayor, se colocará en dos posiciones: a 0.2 y a 0.8 de la profundidad total (pequeños círculos en la figura anterior). Una vez colocado el molinete en el sitio correcto, se comienzan a contar las vueltas que da la propela o la hélice. La forma de contar las vueltas es simple: en la mayoría de los casos, el molinete transmite el giro a una cámara que contiene los elementos necesarios para que se cierre eléctricamente un circuito conectado a un elemento que genera un sonido cada vez que se cierra dicho circuito. De esta manera, el aforador cuenta el número de sonidos en la unidad de tiempo; por ejemplo, un minuto. Claro que para saber dónde se debe colocar el molinete, el aforador debe medir la profundidad del agua en cada franja y calcular, ya sea los 6 décimos de la profundidad o el 0.2 y el 0.8 de la profundidad, según sea el caso. Todos los datos se deben apuntar en una libreta. En el momento de realizar todas las mediciones obviamente que no se calcula nada; los cálculos se realizan una vez que se ha terminado de colocar el molinete en todas las franjas y en todas las profundidades.

Ya que se tienen todas las revoluciones que dio el molinete en cada posición, el aforador consulta la tabla de calibración o la fórmula de calibración para saber qué velocidad se tiene en función de las revoluciones.

Lo anterior ya se ha estandarizado y se tienen formatos muy conocidos entre el personal de aforo. Incluso, en algunos casos se tiene un cuadernillo con formatos, al que se denomina "libreta de aforos".

Cuando se tiene un puente rígido, se acostumbra poner marcas en el puente a distancias regulares y, en ellas, se basa la medición tanto del ancho de la corriente como del ancho de las franjas de medición.

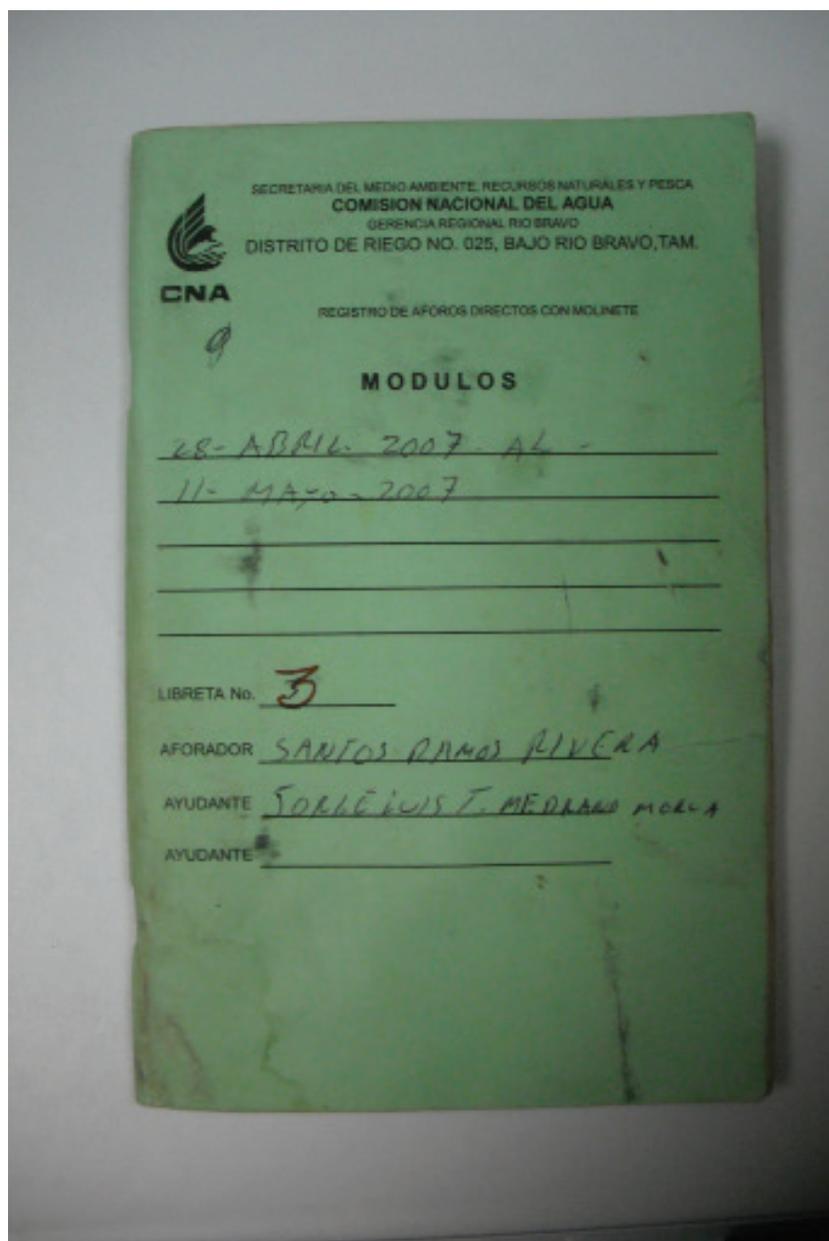


Figura 31. Ejemplo de una libreta de registro de aforos.

Además del molinete, el personal de aforo debe llevar lo siguiente:

- Lápiz.
- Libreta de aforo.
- Cinta métrica.
- Escandallo.
- Cable o barra vadeadora.
- Audífonos o chicharra.
- Pilas para el mecanismo de sonido.
- Calculadora (recomendado).



---

**Figura 32. Malacate, chicharra, molinete y escandallo usado por el personal de aforo del DR 025 Bajo Río Bravo, Tam.**

---

En la 32, se observa el malacate usado para facilitar el subir y bajar el molinete en la corriente de los canales o ríos.



---

**Figura 33. Detalle de la chicharra y batería.**

---



**Figura 34. Personal de cuadrilla de aforo del DR 025 Bajo Río Bravo, Tam.**

En la práctica, el procedimiento general que se sigue para aforar es el siguiente: se tiene una sección de aforo que en ocasiones es un puente rígido, ya sea de concreto o de metal, en canales revestidos; o bien, una sección con cable y canastilla cuando se afora en ríos. Esto último en el caso, bastante común, de que el personal de aforo de los DR, deba medir el agua en ríos que se usan como canales de conducción desde la presa hasta la red de canales. Incluso, en ocasiones especiales, se realizan aforos en ríos anchos, utilizando una lancha y tendiendo un cable de orilla a orilla para sujetar la lancha.

Las libretas de aforo normalmente constan de 25 hojas tamaño carta, dobladas a la mitad, con el formato “Registro de Aforo con Molinete” impreso en ambas caras, por lo que contendrán hasta 49 aforos. La pasta de la libreta funciona a la vez como portada y contiene los datos básicos de la brigada de aforo. En el ejemplo que se presenta para el DR 025 Bajo Río Bravo, Tam., se tiene a la libreta No 3, con aforos realizados del 28 de abril al 11 de mayo de 2007, por la brigada compuesta por el aforador Santos Ramos Rivera y el ayudante Jorge Luis Medrano Morúa (34).

El aforador es quien realiza físicamente la medición y el ayudante anota los datos en la libreta que el aforador le va dictando; realiza los cálculos y obtiene el resultado final. Ocasionalmente y para entrenamiento, los papeles pueden cambiar entre el aforador y el ayudante. La brigada de dos aforadores es especialmente útil cuando se hacen las mediciones en cable y canastilla, vadeos o en lanchas. En canales pequeños, con estaciones funiculares, o con puentes de aforo, una sola persona puede efectuar la medición y cálculos, pero se reduce la cantidad de datos a obtener, dado que se requiere de más tiempo por aforo.

Las hojas con el formato “Registro de Aforo con Molinete” son fundamentalmente iguales a las usadas desde hace más de cien años, y contienen 33 renglones para datos y 15 columnas.

**COMISION NACIONAL DEL AGUA**

**REGISTRO DE AFORO MOLINETE**

SONDEOS		MOLINETE				VELOCIDAD				SECCION			OBSERVACIONES	
INSTAN. CIA DEL PUNTO INICIAL	PROFUNDIDAD DEL PUNTO OBSERVACION	NUMERO DE REVOLUCIONES	TIEMPO EN SEGUNDOS	REVOLUCIONES POR SEGUNDO	EN EL PUNTO	COEF. CIENTE	MEDIA DEL TUBO	ANCHURA	PROFUNDIDAD MEDIA	AREA	GASTO PARCIAL	RELATIVAS A VARIACIONES U OBSTRUCCIONES EN EL CAUCE, VIENTO, ANIBALAS, EN LOS INSTRUMENTOS Y EN LOS PROCEDIMIENTOS, EN LAS CONDICIONES DEL FONDO DEL CAUCE Y TIPO DEL ESCANALLO, METODO DE SUSPENSIÓN, ETC.		
m	m				m/s		m/s	m	m	m <sup>2</sup>	m <sup>3</sup> /s			
0-0	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0-0	7.81	4/10		35	40		576			6.0	7.36	14.16	8.156	HA = 104.50
6-0	3.80	4/10		60	42		941			6.0	4.54	27.24	25.633	HH = 4.61
12-0	5.02	4/10		60	41		984			6.0	5.17	30.78	29.672	AB = 11.066
18-0	5.16	4/10		60	47		847			6.0	5.16	30.96	26.037	VIENTO, ESCALA H
24-0	5.20	4/10		60	43		979			6.0	5.14	30.84	28.342	ESCANALLO 25 Kg
30-0	5.10	4/10		60	43		979			6.0	5.07	30.42	27.956	
36-0	5.06	4/10		50	44		748			6.0	4.93	29.60	22.141	
42-0	4.96	4/10		50	44		748			6.0	4.11	27.66	22.211	
48-0	4.86	4/10		50	41		803			6.0	3.90	23.40	17.762	
54-0	3.22	4/10		35	44		524			6.0	1.97	11.72	3.074	
60-0	2.12	4/10		20	48		274							

SERVICIO HIDROMETRICO

ESTACION 11 270

CORRIENTE ANZALQUI

CUENCA B-B-C

FECHA: 3. Mayo - 2007

MOLINETE: 5077

OBSERVADOR: \_\_\_\_\_

PRINCIPIO: 18 a 12 min. LECT. ESC. \_\_\_\_\_

TERMINO: 18 a 45 min. LECT. ESC. \_\_\_\_\_

AFORO NUMERO \_\_\_\_\_

PROMEDIO LECT. ESC. 4.61 m

AREA TOTAL 256.28 m<sup>2</sup>

VELOCIDAD MEDIA 0.8018 m/s

GASTO TOTAL 205.484 m<sup>3</sup>/s

Figura 35. Ejemplo de una hoja de la libreta registro.

En el ejemplo se anota el aforo realizado el 3 de mayo de 2007 en la estación Km 1+270 del canal Anzaldúas, del DR 025 Bajo Río Bravo, Tam., cuyo caudal máximo de diseño es de 250 m<sup>3</sup>/s. La técnica de aforo usada fue de 6/10, con 10 secciones cada 6 m, con 19 lecturas de profundidad (cada 3 m). El aforo duró 33 minutos, la escala observada fue de 4.61 m, resultando un gasto total de 205.484 m<sup>3</sup>/s, un área hidráulica total de 256.28 m<sup>2</sup> y velocidad media de 0.802 m/s.

Como datos adicionales, puede anotarse que se utilizó un escandallo de 25 kg, el sentido del viento era en contra de la dirección del flujo del agua; la elevación aguas arriba (Ha) de la estación fue de 104.90 pies snm (sistema inglés de medidas, ya que el río Bravo se administra conjuntamente con los EUA), la escala aguas abajo (Hb) de 4.61 m, con una abertura de 11 m en las 6 compuertas.



---

**Figura 36. Aforos en la salida de la presa Josefa Ortiz de Domínguez, en ocasión de un experimento de comparación entre aforos con molinete y con técnicas de ultrasónico (2007). Estación tipo puente rígido de metal.**

---



---

**Figura 37. Aforo en la estación hidrométrica cable-canastilla, en Agustín Melgar, sobre el río Nazas, Dgo.**

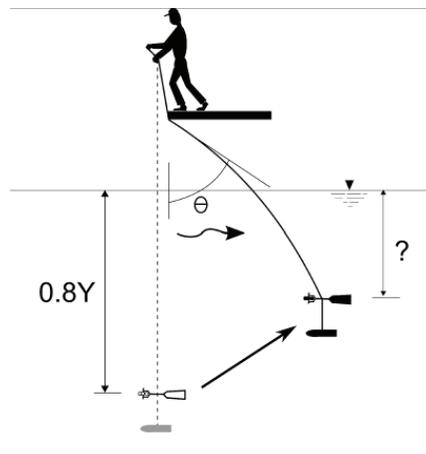
---



**Figura 38. Aforo en el río Nazas utilizando una cuerda tipo “retenida”, para evitar sesgos en la sección transversal y en lancha.**

Para saber cuánto mide el ancho de la sección del río donde se pretende aforar, se mide el ancho con la cinta métrica. Posteriormente, se puede determinar el ancho de cada franja y se marca cada franja, ya sea en el puente rígido o en los cables de apoyo que se tienen para tal fin. En los sistemas de cable y canastilla, además del cable en donde se sostiene la canastilla, se tiene un cable adicional en el que se van marcando los anchos de cada franja.

Ya que se tiene marcado el ancho de cada franja, el aforador se coloca en la primer franja; previamente, ha colocado el molinete en el cable de suspensión y conectado el sistema eléctrico para detectar los giros de la “propela” o hélice. Otro elemento importante es el escandallo, un peso que se coloca en el mismo cable de suspensión, un poco más abajo que el molinete. La función de este escandallo es muy importante, puesto que la corriente naturalmente arrastrará el molinete y, sin el contrapeso del escandallo, sería imposible medir. También debe mencionarse un elemento más del sistema: un timón que evita que el molinete gire y propicia que siempre se encuentre de frente a la corriente. El hecho del arrastre del molinete es un evento que debe cuidarse, puesto que al desplazarse el molinete hacia aguas abajo, la profundidad a la que finalmente queda, no será la misma que si el molinete “cuelga” en un cable completamente vertical.

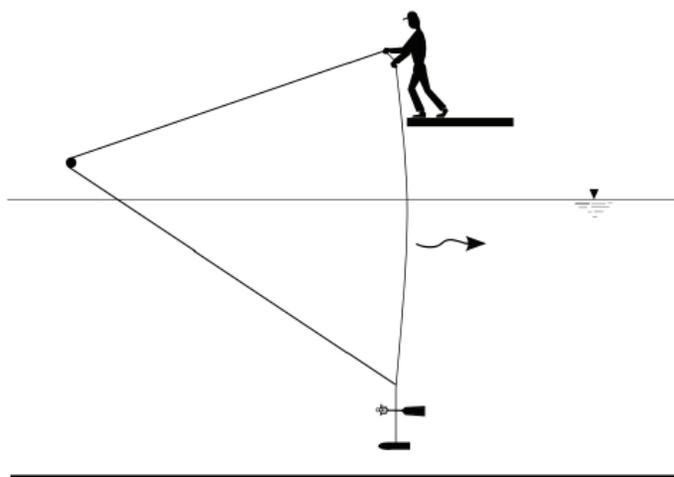


**Figura 39. Arrastre del molinete debido a la fuerza de la corriente.**



**Figura 40. Molinete, timón y escandallo (torpedo) de 5 kg de lastre.**

Para corregir este inconveniente se tienen dos soluciones aproximadas. La primera es una corrección que se aplica en función del ángulo que forma entre la vertical y la inclinación del cable; en función de los grados de inclinación se aplica dicha corrección. A la segunda solución se le llama “retenida”; es un cable adicional que mediante un sistema de poleas y otro cable tendido aguas arriba de la sección de aforo, de orilla a orilla, evita del arrastre del molinete. De cualquier manera, puede seguirse usando el escandallo.



**Figura 41. “Retenida” para evitar el arrastre del molinete.**

### 5.3.2 Hidrometría ultrasónica

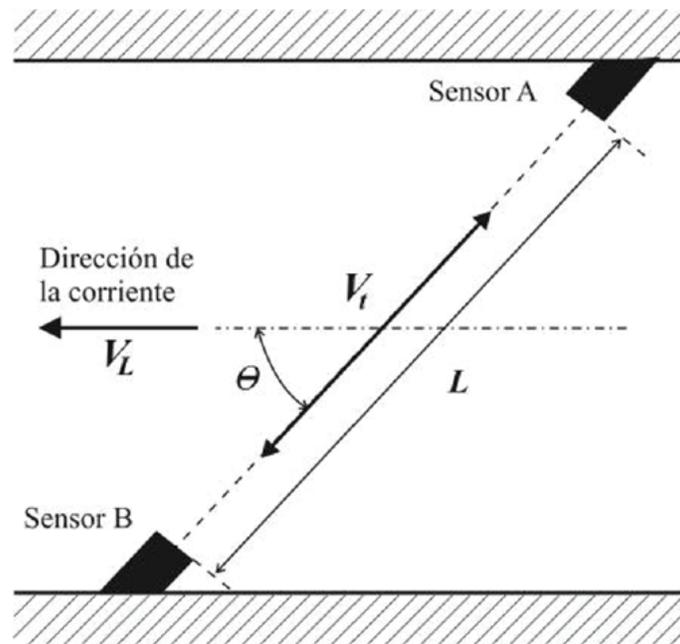
El sonido es un disturbio mecánico del medio en el que se propaga y tiene un amplio rango de frecuencias. El rango audible para los humanos va desde aproximadamente 50 Hz hasta 15 Hz. A este rango se le llama “sónico”, a las frecuencias menores a 50 Hz se les

llama “subsónicas” y aquellas que pasan los 15,000 Hz son “ultrasónicas”. Los sistemas de tiempo de tránsito operan en el rango ultrasónico, normalmente entre los 100 KHz y 1 MHz. Una de las principales ventajas del ultrasonido es que la señal viaja en trayectorias aproximadamente rectas, a diferencia del sonido de media o baja frecuencia, que se difunde en todas las direcciones. El desempeño de estos sistemas depende en gran medida de las características de la propagación del sonido en el agua. La velocidad del sonido en el agua es independiente de la frecuencia, pero depende de la temperatura, salinidad y presión, aunque en canales de riego, el efecto de la presión no es importante.

Básicamente, se tienen dos modalidades para estimar el gasto en corriente usando las técnicas de ultrasonido: tiempo de travesía (o tiempo de tránsito) y efecto Doppler. El efecto Doppler se utiliza en modalidades fijas y móviles. A continuación, se describe brevemente cada técnica y modalidad.

### 5.3.2.1 Técnica de tiempo de travesía

Un pulso ultrasónico viaja más rápido en la dirección de la corriente del agua que en sentido contrario. La velocidad de un pulso de sonido que viaja en una diagonal a través de la corriente en la dirección de ésta se incrementará en virtud de la componente de la velocidad de la corriente. Por el contrario, un pulso de sonido viajando aguas arriba se retrasará. La diferencia en el tiempo de tránsito en las dos direcciones puede usarse para la velocidad del sonido en el agua, y la componente de la velocidad del agua a lo largo de la trayectoria por la que viajan los pulsos ultrasónicos.



**Figura 42. Funcionamiento de un aforador de tiempo de tránsito.**

En figura 42,  $V_t$  es la componente de la velocidad en la dirección de la trayectoria del pulso ultrasónico;  $V_L$  es la velocidad en la dirección de la corriente y  $\theta$  es el ángulo que se

forma entre la trayectoria del pulso ultrasónico y la dirección de la corriente. El tiempo de tránsito de la señal ultrasónica entre los sensores A y B está dado por las ecuaciones 15 y 16.

$$t_{AB} = \frac{L}{(c - V \cos \theta)} \quad (15)$$

$$t_{BA} = \frac{L}{(c + V \cos \theta)} \quad (16)$$

Donde  $t_{AB}$  es el tiempo de tránsito del sensor A hacia el sensor B, en segundos;  $t_{BA}$  es el tiempo de tránsito del sensor B hacia el sensor A, en segundos;  $L$  es la longitud de la trayectoria entre los transductores, en metros y  $c$  es la velocidad del sonido en el agua, en metros sobre segundo. Resolviendo para la velocidad en la dirección de la corriente  $V_L$  se obtiene la ecuación 17.

$$V_L = \frac{L(t_{AB} - t_{BA})}{2 \cos \theta t_{AB} t_{BA}} \quad (17)$$

de tránsito se puede utilizar el método "sección intermedia", para estimar el gasto utilizando la ecuación 18.

$$Q = q_1 + q_2 + q_3 + q_4 \quad (18)$$

Donde  $Q$ , es el gasto o caudal total que escurre por la sección y  $q_n$  es el gasto en cada una de las franja ilustradas en la figura 43; en esta misma figura se observa cómo debe calcularse cada gasto parcial.

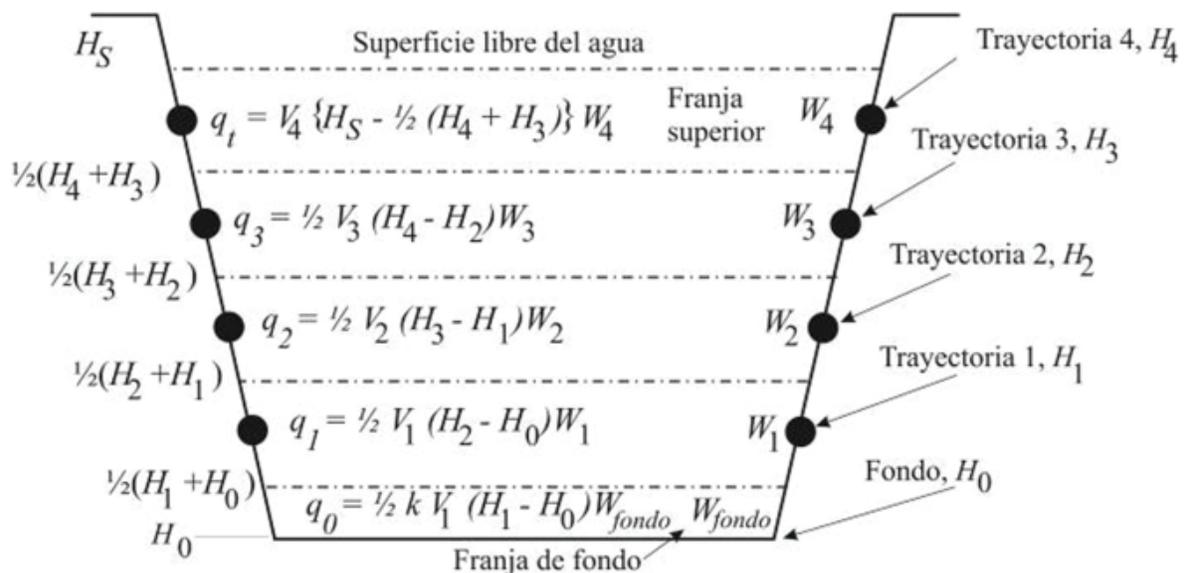


Figura 43. Método de la "sección intermedia" para estimación del gasto.

Para mayor claridad, en la figura 43 se informa que  $H_n$  es la altura de cada uno de los pares de sensores;  $V_n$  es la velocidad calculada con la ecuación 9 en cada una de las franjas horizontales y  $W_n$  es el ancho de cada una de estas mismas franjas.

En el caso del aforador de tiempo de tránsito se tiene un “conjunto de medición” consistente en: a) sensores; b) cables de conexión entra el sensor y la unidad electrónica; c) unidad electrónica; d) sensor de nivel (para calcular el área; e) caseta de protección; f) gabinete; g) pozo de lectura; h) celda o panel fotovoltaico; i) batería y j) caseta de protección. El arreglo general se muestra en la figura 44.

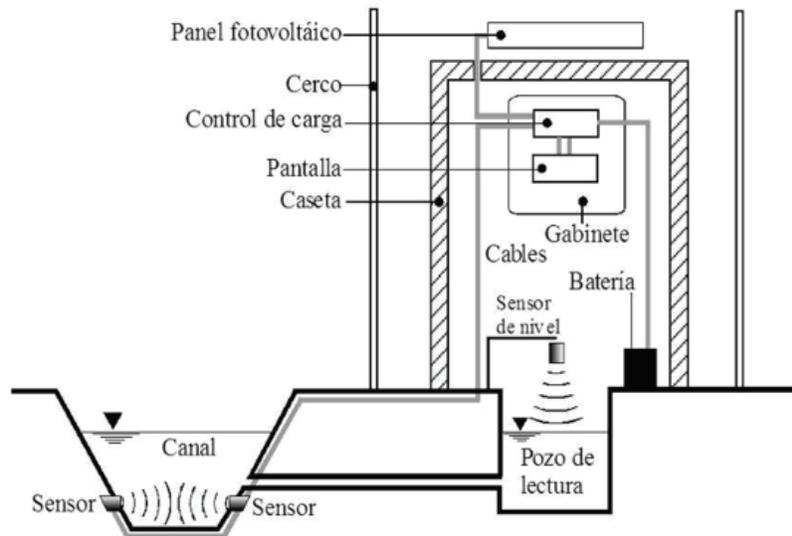
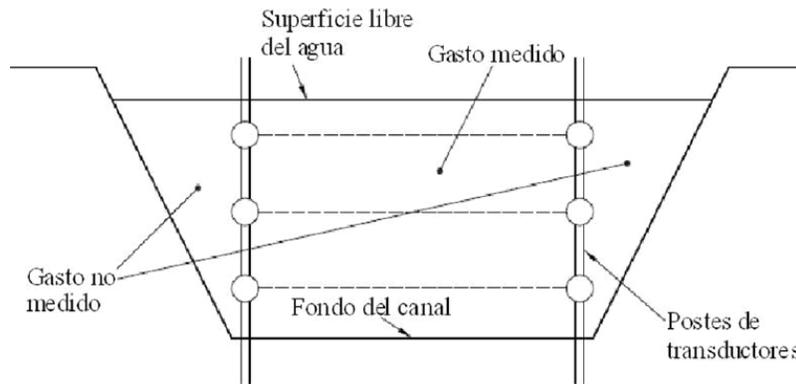


Figura 44. Conjunto de medición para el aforador de tiempo de tránsito.

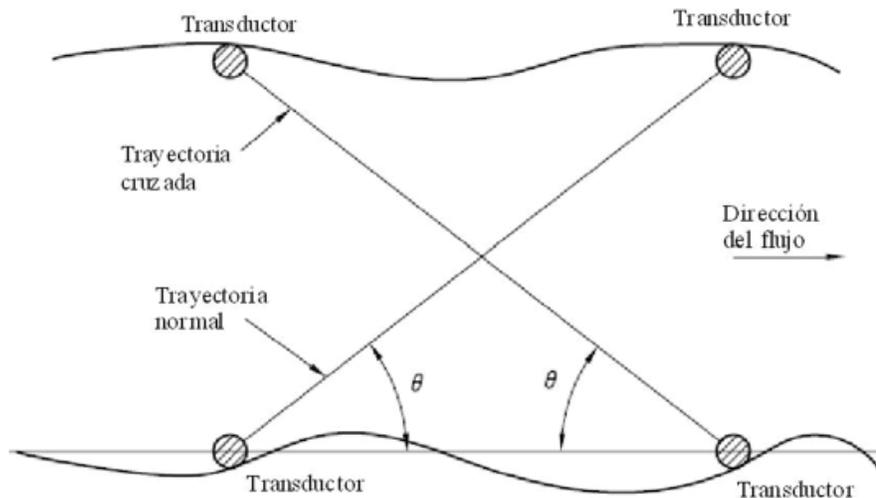
Se aclara que el arreglo anterior se ocupa para el caso de un aforador de tiempo de tránsito colocado en una corriente a superficie libre. El arreglo básico de una estación de aforo ultrasónico está configurado con una sola trayectoria acústica, y el par de transductores pueden montarse en un plano vertical. Si fuera posible montar los transductores sobre rieles verticales y desplazarlos sobre estos, sería posible determinar el perfil de velocidades de una manera análoga a como se haría con un molinete. En este caso, los transductores se colocarían en una elevación tal que el muestreo de velocidades se acerquen lo más posible al valor de la velocidad media de la sección.

Cuando no se cumplen los requisitos para el adecuado desempeño de un sistema con una trayectoria, deberá considerarse la colocación de varias trayectorias. Es decir, si se tiene una gran variación del tirante o del gasto, o bien, si la distribución vertical de la velocidad varía significativamente respecto a la distribución teórica, normalmente parabólica. Dicha variación se puede generar por remansos en la corriente. El número de trayectorias depende de la mejor relación entre costo y el logro de las mejores condiciones para tener una representación aceptable del perfil de velocidades. La colocación de más de una trayectoria proveerá a la estación de aforo de más confiabilidad, ya que tendrá un sistema “redundante”, es decir, que el sistema no fallará totalmente si un sensor o un transductor falla porque los otros seguirán funcionando. La configuración de varias trayectorias es muy adecuada para aquellos sitios donde se tienen cauces compuestos, con probabilidad de desbordamiento o bajo un puente.



**Figura 45. Sistema multitrayectoria de sensores ultrasónicos.**

Si se tienen curvas o cambios asimétricos en el canal, a menos de 10 anchos aguas arriba o 3 anchos aguas abajo, se puede asumir que el flujo no será paralelo a las paredes del canal. En estos casos, será necesario introducir un elemento de autocorrección, configurando la estación de aforo para que tenga uno a más conjuntos de trayectorias instaladas, puestos en la misma elevación pero en forma simétrica cruzada (figura 46).



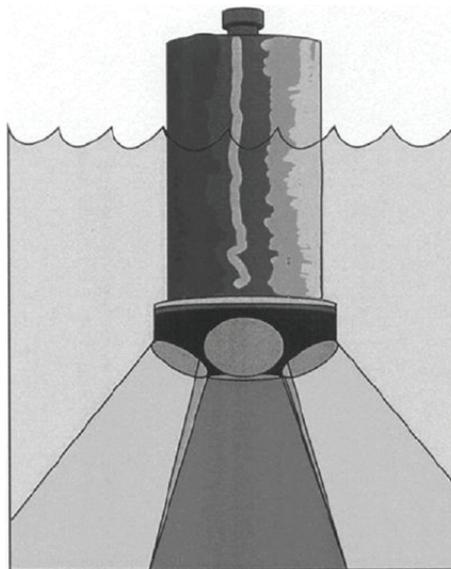
**Figura 46. Arreglo de estación de aforo con trayectorias cruzadas.**

### 5.3.2.2 Medidor acústico Doppler montado en soportes flotantes

Los instrumentos acústicos Doppler para medir la velocidad de agua han sido utilizados aproximadamente durante 25 años, principalmente en el estudio de corrientes del océano y estuarios. A finales de los años 1980, los instrumentos acústicos Doppler comenzaron a ser utilizados para realizar medidas de la velocidad en una lancha móvil. Los primeros instrumentos eran los instrumentos acústicos Doppler de banda estrecha, que requerían

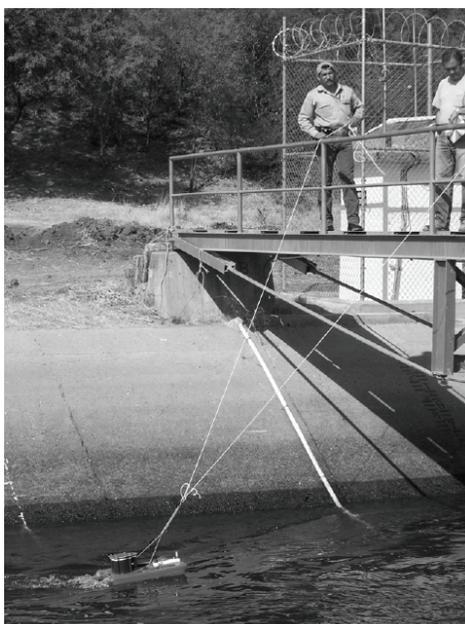
una profundidad mayor de 3.4 m, que limitó su uso a ríos profundos y estuarios. En 1992, un instrumento acústico Doppler más avanzado, conocido como medidor acústico Doppler de banda ancha, fue desarrollado para ser utilizado en la medición de velocidades en aguas bajas (aproximadamente de 1.0 m) con un alto grado de resolución vertical (0.10 m). A lo largo de los años 1990, los medidores acústicos Doppler tuvieron desarrollos y mejoras continuas de parte de varios fabricantes. Los instrumentos se han refinado, en comparación con las unidades incómodas y pesadas que eran de 1 m de longitud y un peso de 50 kg, para compactarse en unidades tan pequeñas como de 14 cm de largo y un peso de 7 kg. Los medidores acústicos Doppler, ahora incluyen instrumentación acústica avanzada diseñada expresamente para el empleo en corrientes, y un *software* para tiempo real y de pos-proceso de las medidas de velocidad y de gasto en el canal.

El instrumento acústico Doppler es montado, por lo general, en una pequeña embarcación que se mueve a perpendicularmente a la corriente del canal. Las velocidades del agua son medidas por el instrumento acústico Doppler, que transmite pulsos acústicos a través de tres o cuatro transductores en una frecuencia constante entre 75 kHz a 3,000 kHz. Los transductores son colocados en ángulos horizontales exactos, el uno del otro ( $120^\circ$  para instrumentos de tres transductores y  $90^\circ$  para instrumentos de cuatro transductores (figura 47). Los transductores n dirigidos en un ángulo vertical conocido, comúnmente de  $20^\circ$  o  $30^\circ$ . El instrumento emite y procesa ecos en todas partes de la columna de agua a lo largo de cada haz emitido.

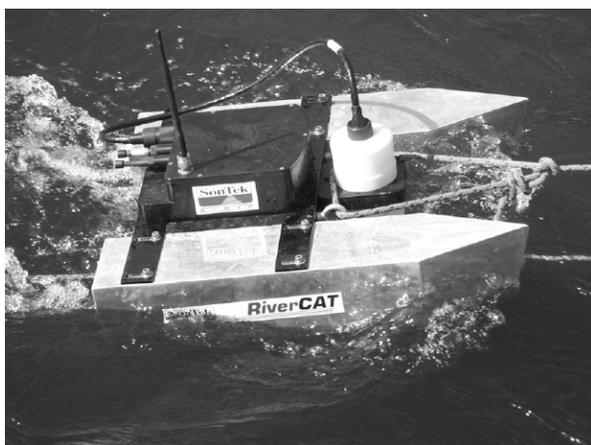


**Figura 47. Esquema de un instrumento acústico Doppler, con una configuración de cuatro transductores.**

Para la medición de gastos con un medidor acústico Doppler requiere tres piezas principales de equipo: el ensamblaje del instrumento/transductor acústico, una embarcación para el montaje del instrumento y una computadora portátil. El instrumento incluye un estuche presurizado que contiene la mayor parte de la electrónica y un transductor ensamblado. Para canales pequeños, el sistema puede ser montado en el fondo de una lancha pequeña, balsa o catamarán. Un motor de control remoto puede impulsar la lancha o una sogu puede ser usada para tirar de la misma y del sistema a través del río. La atadura de un cable en cada orilla, o atravesando el canal con una sola línea de un puente, o el cable transportador puede ser utilizado para un montaje atado.



**Figura 48. Medidor acústico Doppler montado en una embarcación pequeña, usando puente rígido de metal.**



**Figura 49. Dos diferentes modelos de medidores acústicos Doppler montados en soportes flotantes, comúnmente llamados “barquito” o “catamarán”.**

### 5.3.2.3 Medidor acústico Doppler lateral

Además de la versión presentada anteriormente del medidor Doppler montado en una embarcación, varios fabricantes presentan una versión de medidor acústico Doppler que se coloca en las paredes del canal. La oferta de modelos es bastante amplia. Se pueden medir corrientes tan bajas como 10 cm y tan profundas como 120 m. En un mismo dispositivo se encuentran los medidores de velocidad y los medidores de nivel. Estos dispositivos se colocan en las paredes del canal, ya sean verticales o inclinadas, por medio de soportes metálicos o directamente en la pared.



**Figura 50. Montaje de un sensor de efecto Doppler en el Km 0+800 del canal principal Santa Rosa del DR 017 Región Lagunera, Coah.-Dgo. A la derecha se observa un deflector que protege al sensor de cuerpos flotantes.**

El sistema original de colocación de sensores de los medidores ultrasónicos por medio de rieles presenta grandes desventajas: a) al ser de aluminio son altamente susceptibles de vandalismo; b) la colocación es engorrosa; c) su función es la de poder bajar y subir el sensor durante la operación; facilidad que no se usa porque el nivel de los canales durante el riego no varía sustancialmente; por el contrario, resulta un inconveniente porque se deben colocar más elementos sin requerirlos, y d) no se pueden colocar con anticipación porque se los roban. Se deben colocar preferentemente unas horas antes de la llegada del agua, por lo que cualquier imponderable significa prácticamente que no se colocará el sensor. Por ello, se ha optado por montar los sensores en placas de nailacero y colocarlos en una especie de “nicho”.



**Figura 51. Colocación de un sensor Doppler montado en placa de nailacero, en un “nicho”. Canal lateral 3+500, DR 017 Región Lagunera, Coah.-Dgo. Esta forma de montaje del sensor reduce sustancialmente el vandalismo, al no tener cables a la vista y los efectos provocado por los herrajes de aluminio.**

Estos medidores pueden medir velocidades máximas de 6 m/s, con una incertidumbre de  $\pm 1\%$  en la medición de la velocidad. Cabe mencionar que este tipo de medidores requieren de una calibración que puede realizarse con molinete o con un medidor acústico Doppler, colocado en una pequeña embarcación. El sistema cuenta con instrumentación y programas de cómputo suficientes para ser totalmente independientes. Los transductores se colocan por medio de cables a una unidad electrónica donde se efectúan todas las operaciones necesarias para calcular el gasto. En la misma unidad se tiene una pantalla para presentar los datos de gasto, velocidades, tirantes. En esta misma unidad, se tienen teclados o facilidades para configurar todos los parámetros necesarios para que la estación de aforo funcione correctamente. Asimismo, tiene capacidad de enviar información por medio de diversas formas de comunicación, ya sea el traslado de la información a computadoras portátiles, o bien, a *modems* de comunicación satelital. Es posible, también, la conexión de computadoras portátiles que pueden hacer diversas acciones gracias a los programas de cómputo que los fabricantes suministran, como parte del sistema.

Es claro que todas las actividades relacionadas con la puesta en marcha de estos aparatos (selección, suministro, colocación y operación) requieren de personal con diferentes grados de especialización. Para la selección de aparato más apropiado, se necesita personal que tenga conocimiento de la oferta de dispositivos de medición acústica por parte de los diferentes fabricantes, así como de conocimientos medios de hidráulica de canales. Para la instalación de las diferentes componentes del sistema se requiere personal con conocimientos de electricidad, para energizar el sistema, y de electrónica, para realizar las diferentes conexiones entre los transductores, los cables, la unidad electrónica y los *modems* de comunicación. Además, se requiere personal técnico que sepa hacer trabajos de albañilería y herrería, para llevar a cabo los montajes y adecuaciones necesarias en los sitios de colocación.

#### 5.3.2.4 Velocímetro acústico Doppler

El velocímetro acústico Doppler (ADV, por sus siglas en inglés) es una alternativa a la medición con molinete, sobre todo cuando se puede medir por vadeo. El modelo actual es una barra metálica con dos puntas inclinadas que contienen en sus extremos un pequeño transductor. La barra está conectada a una pequeña unidad electrónica por medio de un cable de unos 2 m de longitud. El dispositivo opera en una frecuencia acústica de 10 Mhz y mide la diferencia de frecuencia de una señal emitida y reflejada en las partículas del agua. La magnitud de la diferencia de frecuencia es proporcional a la velocidad de la corriente. El velocímetro (ADV, por sus siglas en inglés) mide en ambas direcciones la velocidad y graba información tan rápido como cada segundo. De acuerdo con el fabricante el ADV, puede medir en aguas tan bajas como 3 cm de profundidad y velocidades desde 0.1 hasta 450 cm/s, con una incertidumbre de  $\pm 1\%$  de la velocidad medida.

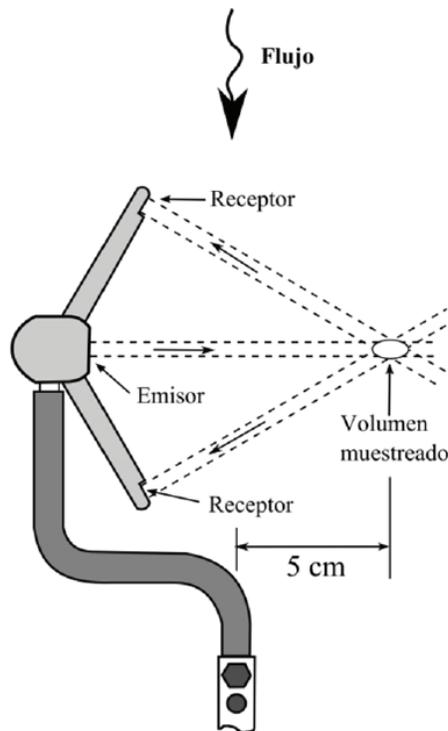


Figura 52. Diagrama del velocímetro acústico Doppler.



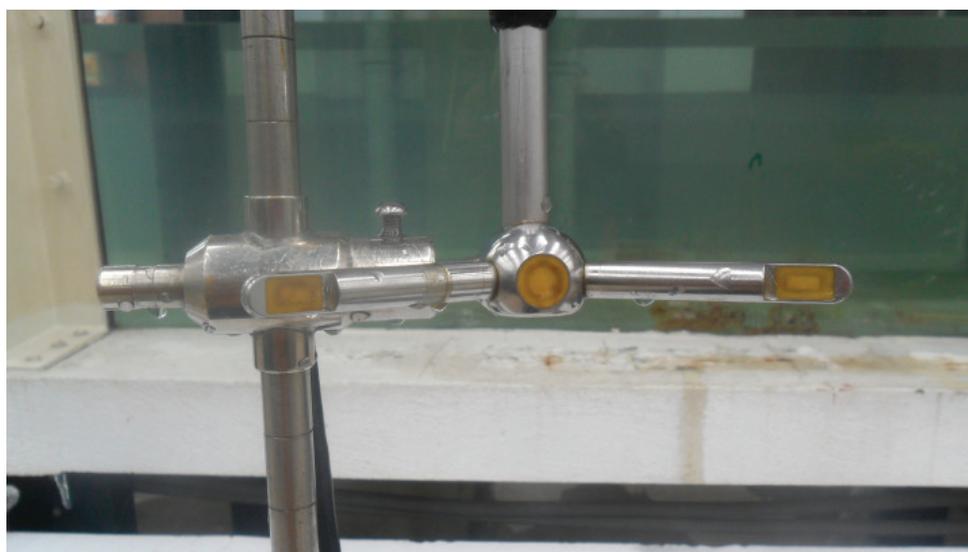
Figura 53. ADV marca Sontek, modelo Flowtracker. Cortesía del M.I. Arturo López Zúñiga.



---

**Figura 54. ADV colocado en un canal del laboratorio Enzo Levi del IMTA. Cortesía del M. I. Arturo López Zúñiga.**

---



---

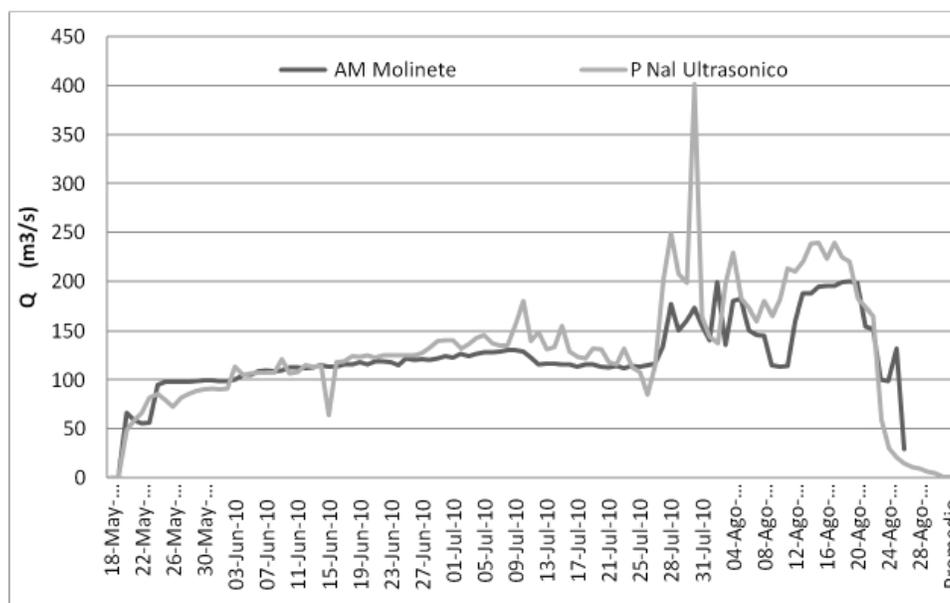
**Figura 55. Acercamiento a los sensores de un ADV. Cortesía del M. I. Arturo López Zúñiga.**

---

El ADV está montado en una barra y diseñado de tal manera que muestrea el agua en una cercanía de 5 cm en el frente de la barra. Aunque el instrumento está dentro del agua, no afecta la medición porque el volumen que se muestrea está un poco al frente de los emisores acústicos. Al contrario de los molinetes, que usan el impulso del agua para mover el rotor y medir directamente la velocidad de la corriente, el ADV no mide la velocidad del agua, sino la velocidad de las partículas (sedimentos, pequeños organismos y burbujas) suspendidas en el flujo. Se asume que dichas partículas viajan a la misma velocidad que la

corriente del agua. De lo anterior, se deduce que el ADV requiere que en la corriente existan partículas para que se refleje la señal. El manejo de la acústica, por parte del ADV, hace que el dispositivo se comporte de manera similar a un molinete. Es claro que el ADV, por lo menos el modelo actual, solamente se puede utilizar en canales pequeños en los que se puede vadear o tomar lecturas desde el exterior usando una barra vadeadora de no más de 2 m de longitud, ya que es la longitud del cable, y una longitud mayor no sería manejable.

La ventaja fundamental de los aforadores ultrasónicos sobre los molinetes mecánicos es que permiten tener aforos prácticamente continuos y detectar variaciones del flujo, las que el molinete mecánico difícilmente puede considerar. La figura 56 muestra una comparación de aforos entre ambos, aun cuando la diferencia fue 4% menor con molinete, no se detectaron los cambios de flujo. Como desventaja principal de los medidores acústicos, se tiene su costo relativamente alto de adquisición y mantenimiento y su fragilidad ante el vandalismo.



**Figura 56. Comparación de aforos con molinete y con ATT en el río Nazas, período del 18 de mayo al 31 de agosto de 2010.**

### 5.3.3 Aforadores de garganta larga

Otra forma de medir en canales abiertos son los aforadores de garganta. Estas estructuras se han venido usando en canales en los programas gubernamentales de mejoramiento de la medición. La principal ventaja de los aforadores de garganta larga es, desde luego, la predicción teórica de su funcionamiento hidráulico. En general, se tienen las siguientes grandes ventajas sobre otros vertedores y aforadores (por ejemplo: aforadores Parshall, aforadores de garganta corta, aforadores-H, vertedores en forma de cresta):

- Siempre que ocurra el tirante crítico en la garganta, se puede calcular una tabla con un error menor al 2%. Los cálculos pueden ser hechos para cualquier combinación de garganta prismática y sección arbitraria del canal.

- La garganta, perpendicular a la dirección del flujo, puede estar formada de tal manera que el rango completo de los gastos pueda ser medido.
- La pérdida de carga requerida sobre el vertedor o aforador es mínima para asegurar un flujo modular, que ocurre cuando existe una única relación entre la carga de referencia  $h_1$  y el gasto  $Q$ .
- Este requerimiento de pérdida de carga puede ser estimado con suficiente aproximación para cualquier clase de estas estructuras localizadas en un canal arbitrario.
- Debido a su transición convergente gradual, estas estructuras tienen problemas menores con los escombros flotantes.
- Las observaciones de campo y pruebas de laboratorio han mostrado que estas estructuras pueden ser diseñadas para el paso del sedimento transportado por canales abiertos con flujo subcrítico. Sin embargo, la sedimentación puede ser un problema cuando las cargas de sedimento son excesivas, o cuando el aforador causa una reducción significativa en la velocidad del canal planteado.
- Siempre que la garganta sea horizontal en la dirección del flujo, se puede definir una tabla calculada con dimensiones ya construidas. Así, una tabla aproximada de calibración puede realizarse aún si el aforador no es construido con las dimensiones de diseño. La garganta también puede ser modificada tanto como sea necesario, de acuerdo con los cambios en las condiciones del sitio, y puede definirse una nueva tabla con las dimensiones modificadas.
- Estas estructuras son generalmente las más económicas de todas las estructuras para la medición aproximada de flujo en canales abiertos, siempre que las condiciones sean tales que un vertedor o aforador sea factible.

Por las ventajas arriba mencionadas, estos dispositivos son útiles para muchas aplicaciones de medición de flujo, particularmente cuando la estructura debe tener un impacto mínimo en las condiciones de flujo existentes y en las elevaciones de la superficie del agua.

Los aforadores de garganta larga, generalmente están compuestos de cinco partes estructurales primarias:

1. Un tramo del canal necesario para el desarrollo de unas condiciones de flujo uniforme y simétrico, y el establecimiento de una superficie del agua estable cuya elevación pueda ser determinada aproximadamente.
2. Una transición convergente gradual de la sección en la cual el flujo subcrítico se acelere suavemente a través de la garganta sin discontinuidades o separación del flujo; la transición puede consistir de superficies planas o pueden ser redondeadas.
3. Una garganta, o sección de control, en la cual el flujo pase a través del tirante crítico. La garganta debe ser horizontal en la dirección del flujo, pero en la dirección perpendicular al flujo cualquier forma de sección puede ser utilizada.
4. Una transición divergente, en la cual la velocidad del flujo supercrítico a la salida de la sección de la garganta es reducida y la energía es disipada o parcialmente recuperada; si la energía recuperada no es necesaria, una transición abrupta puede ser utilizada.
5. Un tanque tranquilizador donde el nivel del agua es una función del flujo estimado y las propiedades hidráulicas aguas abajo del canal y las estructuras. El rango de niveles del agua en este canal es importante para el diseño de la estructura, porque le determina la elevación y la medida de la sección de control necesaria para mantener el flujo crítico a través del aforador.

En particular, un aforador de garganta larga puede no contar un estrechamiento de las paredes y solamente tener una elevación del fondo. De esta manera, el canal no se modifica sustancialmente y solamente se construye la garganta, por lo que no se tiene ni canal de entrada ni transición, y la sección convergente es únicamente la elevación gradual desde el fondo del canal original hasta la garganta. Después de dicha garganta, consecuentemente, la sección divergente se transforma en la parte inclinada que baja desde la garganta hasta el fondo original del canal. Este es el tipo de aforador que se acostumbra colocar en nuestro país y, por supuesto, que se supone ya revestido el canal en donde se coloca. De hecho, este tipo de estructuras se conoce con el nombre coloquial de “chipote”, debido a que son únicamente una protuberancia en el fondo del canal, tal como se muestra en la fotografía de la 57.



**Figura 57. Aforador de garganta larga sin estrechamiento de las paredes.**  
Cortesía Dr. Víctor M. Arroyo Correa.

### 5.3.3.1 Aforador Parshall

El aforador Parshall es una estructura hidráulica que permite medir la cantidad de agua que pasa por una sección de un canal. Consta de cuatro partes principales: una transición de entrada, un tramo que se va estrechando (sección convergente), otro tramo recto llamado garganta y un tramo que se vuelve a abrir en la salida (sección divergente). En la transición de entrada, el piso se eleva sobre el fondo original del canal, con una pendiente suave y las paredes se van cerrando, ya sea en línea recta o circular. En la sección convergente, el fondo es horizontal y las paredes son paralelas. En la garganta, el piso vuelve a bajar para terminar con otra pendiente ascendente en la sección divergente. En cualquier parte del aforador, desde el inicio de la transición de entrada hasta la salida, el aforador tiene una sección rectangular. Junto a la estructura del aforador se tienen dos pozos laterales o tanques con la misma profundidad, o mayor, que la parte más baja del aforador. El agua que escurre por el aforador pasa a estos tanques por medio de unas perforaciones colocadas en la pared de la sección convergente y en la garganta. Fundamentalmente, el aforador es una reducción de la sección que obliga al agua a elevarse o a “remansarse”, y volver a caer hasta la elevación

que se tenía sin la presencia del aforador. En este proceso, se presenta una aceleración del flujo que permite establecer una relación matemática entre la elevación del agua y el gasto.

Una de las principales restricciones que debe tener un sitio donde se va a colocar el aforador es la uniformidad de la corriente. Esto significa que antes del medidor se debe tener un tramo recto y sin obstáculos de una longitud mínima. Los obstáculos pueden ser, inclusive, bancos de arena o de grava asentados en el fondo del canal como producto del azolve. Por lo menos, se debe tener un tramo recto de diez veces el ancho del fondo del canal. El fondo del canal es diferente para cada tipo de sección transversal. Si el canal es rectangular, el fondo será igual al ancho de la superficie del agua. Si es irregular el fondo será, aproximadamente, la parte más horizontal del fondo. Por otro lado, la corriente antes del vertedor debe estar tranquila; es decir, el tramo recto debe ser largo y la pendiente del fondo suave, sin curvas ni oleaje.

El uso de aforadores Parshall en canales de riego es escaso. Se tiene noticia de un aforador Parshall en el Distrito de Riego 014 Río Colorado, canal nuevo Delta 19+20. También existe un aforador de este tipo en el Distrito de Riego 037 Altar-Pitiquito, Son., aguas abajo de la obra de toma de la presa Cuauhtémoc.



**Figura 58. Aforador Parshall, aguas abajo de la presa Altar. Distrito de Riego 037 Altar-Pitiquito, Son.**

### 5.3.3.2 Problemática de los aforadores Parshall

Se realizaron experimentos en aforadores Parshall en las instalaciones del laboratorio de Hidráulica de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo y en el laboratorio de hidráulica Enzo Levi del Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (Pedroza *et al.*, 2012).

Los resultados sugieren que los aforadores de tipo Parshall son demasiado susceptibles a las diferentes conformaciones geométricas e hidráulicas. Se concluyó que es más importante calibrar un aforador Parshall en sitio, que cumplir con la norma. En caso contrario, no se tendrá certeza de sus mediciones.

Por ejemplo, se encontró que un aforador “funciona” mejor si se tienen pendientes fuertes, contrariamente a lo recomendado por la norma, donde se menciona la conveniencia de pendientes suaves. Por otro lado, en uno de los experimentos se encontró que un obstáculo

afecta más mientras más alejado está del aforador. Un último resultado sorprendente fueron las mejores mediciones encontradas cuando en las paredes y fondo del aforador se tenía una rugosidad relativamente alta (2 mm), mientras en la norma se recomiendan superficies lisas.

Como limitante adicional a las señaladas para el uso de aforadores tipo vertedor, de garganta larga y tipo Parshall, es que en su instalación se requiere una pérdida de carga para que ocurra el tirante crítico. En los DR con canales diseñados con pendientes muy pequeñas (0.0001 y 0.00015) no siempre es posible localizar puntos que reúnan esta condición. Por otra parte, existen canales que, por su topografía, requieren la construcción de caídas de agua; éstas se construyen desaprovechando la oportunidad de colocar un aforador de este tipo.

### 5.3.4 El Círculo de la Medición Efectiva aplicada a los canales de riego

La Ley de Aguas Nacionales, en su artículo 29, fracción II, establece como obligación de los concesionarios el instalar dentro de los 45 días siguientes a la recepción del título de concesión, por parte de los interesados, los medidores de agua o demás dispositivos o procedimientos de medición directa o indirecta que señalen las disposiciones legales y reglamentarias aplicables, así como las Normas Oficiales Mexicanas. Se puede inferir que la medición implica aspectos adicionales a los técnicos, como son los legales, de administración y sociales. La medición del agua en los DR no es efectiva si no es usada para apoyar el proceso de toma de decisiones que mejore el uso del agua de riego.

Es conveniente incluir conceptos teóricos sobre la medición con objeto de concientizar y proponer mejoras a esta importante actividad y su impacto en la operación de los DR. Se comienza indicando que la medición del agua no tiene objetivos que le sean propios. Siempre se mide por razones ajenas, pero útiles a la medición misma y que normalmente se relacionan con el uso sustentable del recurso. En consecuencia, dicha medición debe realizarse de tal manera que efectivamente se cumplan esos objetivos superiores. A continuación, se presenta la propuesta del Círculo de la Medición Efectiva, aplicada a canales de riego (figura 59).

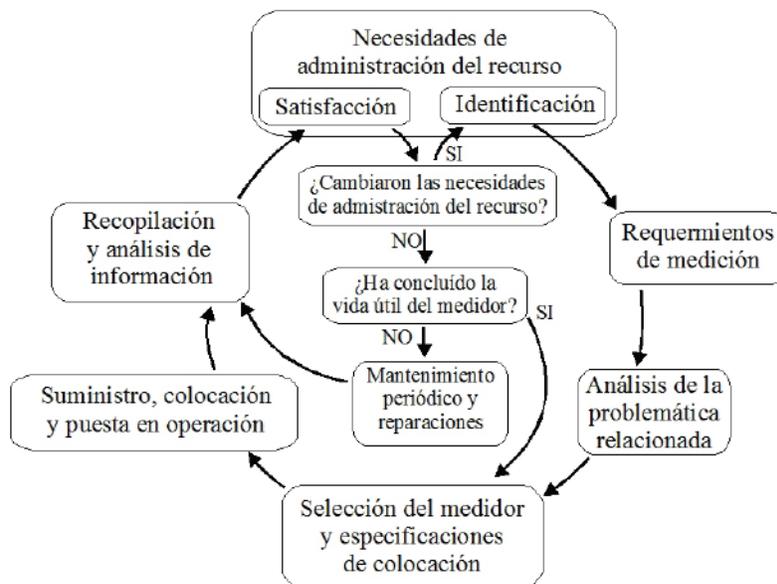


Figura 59. Esquema del Círculo de la Medición Efectiva.

#### 5.3.4.1 Identificación de las necesidades de administración del recurso

De acuerdo con el Círculo de la Medición Efectiva, antes de pasar a la decisión de cómo medir, el primer paso es la descripción detallada de las necesidades de administración del agua. La administración del agua en canales de riego puede tener los siguientes objetivos, sin pretender que sean los únicos:

- a) Respeto a los volúmenes asignados.
- b) Evaluación de los beneficios de las mejoras en la infraestructura.
- c) Ejercicio de la autoridad en la entrega.
- d) Impulso a los bancos de agua.
- e) Cobro por volumen del servicio de riego.
- f) Cálculo y mejoramiento de indicadores de desempeño.
- g) Reducción de pérdidas administrativas.

#### Volúmenes asignados

La función primordial de los canales de riego es la de ser el conducto mediante el cual se entrega el agua a los usuarios. Cada usuario tiene una cantidad asignada, calculada con anterioridad, misma que debe respetarse. En caso contrario, se puede entregar agua en exceso o en déficit. Ambas circunstancias son perjudiciales; el agua que se entregue en exceso se desperdiciará, ya que no se pueden regar exageradamente los cultivos porque bajará su producción y dicha agua entregada en exceso faltará en otros sitios.

#### Evaluación de los beneficios de las mejoras en la infraestructura

En varias ocasiones se han hecho mejoras a la infraestructura agrícola e hidráulica para ahorrar agua. Sin una medición de calidad, no se podrá saber si dichas mejoras realmente significaron un beneficio tangible; inclusive, la mala medición antes de dicha mejora impedirá una correcta evaluación del beneficio, porque dicho beneficio deberá ser la comparación, por medio de la medición, de antes y después de la mejora. Se insiste en la medición de calidad, porque una medición deficiente con errores nominales altos puede esconder el beneficio. Por ejemplo: puede ser que se tenga un supuesto ahorro del 5% del agua; si se tiene una técnica de medición con un 10% de error nominal –bastante común– obviamente no se notará la mejora en la medición.

#### Ejercicio de la autoridad en la entrega

La entrega del agua en la cantidad adecuada es verificada por las mediciones de la autoridad y de los usuarios. La experiencia dice que siempre el usuario tiende a decir que se le entrega menos agua; lo contrario nunca pasa. En esos casos, la autoridad debe tener métodos y técnicas mejores que las del usuario para estar en condiciones de ejercer dicha autoridad y decir que la cantidad de agua que se entrega es correcta.

#### Impulso a los bancos de agua

El agua se entrega a las asociaciones de usuarios. El manejo del agua, pérdidas y ahorros están en el ámbito de la competencia de dichas agrupaciones. Precisamente, estas pérdidas

y ahorros y la mencionada transferencia de agua genera un movimiento de agua del primer usuario al segundo; o bien, pueden existir razones diferentes de dicha transferencia. Por ejemplo, que un usuario no use el agua a la que tiene derecho por imposibilidad de tipo crediticio o de cualquier otra índole y quiera transferir su derecho a otro usuario. Para el manejo de dichas transferencias de una manera ordenada, se ha manejado la idea de los bancos de agua, una entidad similar a los bancos de dinero, donde precisamente el recurso que se guarda, se presta y se recibe, es el agua. Sin la medición del agua, dichos bancos estarán impedidos para apoyar efectivamente la función de organizador de las transferencias de agua. Si el agua que se maneja en dichas transferencias se cobra; es decir, el usuario receptor del agua paga al usuario emisor, la posible problemática por los desacuerdos en las cantidades de agua pueden derivar en serios conflictos. Supóngase una situación de escasez del recurso: la intensidad de las negociaciones en los bancos de agua serán complicadas, y el papel de la medición será, definitivamente, sustantiva.

#### Cobro por volumen del servicio de riego

El agua se entrega a los usuarios en un cierto punto del canal, normalmente a la entrada, pero llevar el agua hasta ese punto tiene un costo generado por diversas causas: sueldos, vehículos, energía, etc. Dicho costo debe ser absorbido por el usuario. Se aclara que no se cobra el agua ni el derecho a tenerla (impuesto), solamente se cobra lo que cuesta conducirla hasta el punto de entrega. Esto incentivará a usar volúmenes menores de agua: mayor consumo, mayor cobro.

#### Reducción de pérdidas administrativas

La mayor parte de las pérdidas se estiman, sin ser medidas con precisión. Muchas inconformidades generadas por el volumen que se entrega, se solucionan ajustando en papel el consumo del usuario y se carga como pérdidas del canal. Los errores en operación que generan excesos de agua, inclusive algunos desfuegos, también suelen ser cargados a los canales. Muchas inversiones para revestir canales con concreto hidráulico pueden tomarse basándose en estas pérdidas administrativas, situación que no resolverá la problemática mientras no se solucionen los problemas que originan las pérdidas administrativas.

#### 5.3.4.2 Requerimientos de medición

Los requerimientos de medición son parámetros, datos, variables y facilidades que la necesidad de la administración del agua requiera, y que los dispositivos y técnicas de medición probablemente puedan ofertar. Algunos de los requerimientos pueden ser, entre otros, los siguientes:

- Error máximo aceptable.
- Rango de gastos a medir.
- Frecuencia de la medición.
- Unidades de medición.
- Metrología legal.
- Forma de recopilar la información.
- Necesidad de telemetría.

El error que puede aceptarse en la medición en los canales de riego no es un parámetro bien definido; es decir, ante las preguntas: ¿cuál es el error máximo de medición que se puede aceptar y por qué?, no se ha tenido una respuesta porque no se había planteado. Una técnica de aforo ampliamente usada en la medición de canales de riego es el molinete. Un ejemplo de cálculo de incertidumbre combinada en la norma ISO, resulta de 7.1% (ISO/TR 5168 *Measurement of fluid flow-Evaluation of uncertainties*). Según personal de operación de los DR, la incertidumbre puede llegar de 10 a 12%. ¿Este valor es alto? Al parecer, sí, pero ¿por qué? Un valor de incertidumbre de 2%, por ejemplo, parece más adecuado; tampoco se tiene fundamento, pero como es menor, parece mejor. La solución que se ha dado a esta cuestión es la medición con el menor error que ofrezcan los dispositivos de medición factibles de ser usados en los canales de riego. De cualquier manera, el error que se acepte debe ser tal que se satisfaga la necesidad de administración del agua.

Si se trata de cuestiones de cobro, la recopilación de la información en cuanto a la frecuencia y forma de recopilar tiene un sentido o matiz más delicado, ya que el tema económico es muy sensible. La frecuencia de medición deberá ser de, por lo menos, el mismo periodo del cambio de gasto, y medir exageradamente no es conveniente. Es decir, ¿qué caso tiene medir un gasto cada cinco minutos durante 24 horas si el valor del gasto no cambia en este lapso? Este aspecto deberá analizarse muy cuidadosamente en la etapa de requerimientos de medición, con objeto de no tener lecturas de medición insuficientes ni exageradas. Por otro lado, la manera de recopilar la información también debe ser cuidadosa, no tanto en la forma de cómo obtener el dato, sino el cuidado debe tenerse en el manejo de la información para resguardarla de posibles alteraciones con fines de disminuir el cobro del servicio del agua. El análisis de la información o manejo de la misma, una vez recopilada –para este caso del cobro del agua–, será sencillo: simplemente se multiplica el volumen servido por el precio en las mismas unidades de volumen.

El uso de metrología legal, como requerimiento, no es común. Sin embargo, dado el desarrollo y penetración de los sistemas de calidad, es probable que en un futuro se requiera hacer uso de la metrología legal. Ello significa que se tendrán que respetar normas o estándares para la selección, calibración, colocación y uso de los medidores. Inclusive, es muy recomendable que los diseñadores y colocadores de medidores en canales de riego estén familiarizados con dichas normas y traten, dentro de lo posible, observar las normas respectivas.

#### 5.3.4.3 Problemática relacionada con la medición en canales de riego

La medición en canales de riego tiene muchos y variados problemas que resolver, antes de considerar que se ha logrado una medición de calidad. Entre otros, los siguientes pueden ser los problemas más comunes para medir:

- a) Tramo recto antes del sitio de medición.
- b) Vandalismo.
- c) Secciones hidráulicas variables.
- d) Variación de la sección de hidráulica.
- e) Presencia de maleza acuática y azolves.
- f) Personal de aforo insuficiente.
- g) Bordos libres insuficientes.
- h) Sólidos en suspensión.

## Tramos rectos antes del sitio de medición

Se requieren tramos rectos antes del sitio de medición para tener una distribución adecuada de velocidades, ya que hay elementos que provocan perturbaciones en el flujo: cualquier cambio en la sección del canal, en la entrada, o bien en las compuertas de control de nivel. La presencia de tales elementos provoca que el flujo presente irregularidades que dificultan el cálculo de una velocidad media. Estas dificultades disminuyen, aunque no desaparecen, en un tramo de canal que no tenga elementos que lo perturben nuevamente. La recomendación, en estos casos, es contar con un tramo recto del canal sin cambios en su sección transversal, ni compuertas, ni curvas, en una longitud igual o mayor a diez veces el ancho de la superficie libre del canal, para gasto máximo en el mismo. Lo anterior significa una problemática a considerar en la medición, ya que en muchos casos dicha longitud de tramo recto no se logra.

## Vandalismo

Otra problemática relacionada con la medición es el vandalismo. El vandalismo puede definirse, para este caso, como las acciones que alteran, dañan o destruyen los componentes de los medidores, de tal manera que imposibilitan, parcial o totalmente, el cumplimiento de su función. Se debe decir que para solucionar o solventar este problema hay poco por hacer, pero este “poco” debe hacerse. En esta etapa del proyecto de medición (recuérdese que se trabaja con la propuesta del Circulo de la Medición Efectiva), lo más recomendable es intentar un conocimiento lo más detallado posible del vandalismo en el sitio particular donde se pretenda la medición. Es recomendable saber el índice o probabilidad de vandalismo, si es posible la vigilancia, si el sitio está alejado de centros o grupos de población. Esta información servirá al momento de seleccionar el medidor, sistema o técnica de medición, ya que algunos resultarán seguramente más susceptibles al vandalismo que otros. Asimismo, en el proyecto ejecutivo se deberán incorporar elementos de protección para los equipos e instalaciones que provean algún grado de seguridad, ante la problemática del vandalismo.

Puede darse el caso de que parte del vandalismo sea propiciado por personal del DR inconforme con la medición. En este caso, es recomendable tomar acciones que permitan el convencimiento total de este personal acerca de la ventaja de tener una mejor medición.

Cabe hacer notar el por qué se le ha llamado a esta parte del Círculo de la Medición Efectiva “problemática relacionada”; es decir, no es un problema directamente asociado con la medición en sí, no es un problema de tipo metrológico; es un problema de índole social, en este caso, pero que afecta definitivamente al proyecto de medición.

## Variación de la sección de hidráulica

Este problema se presenta, normalmente, en canales sin revestir y también en aquellos canales revestidos donde el flujo contiene sólidos en suspensión que eventualmente se depositan en el fondo, alterando a la postre la sección transversal del canal. Si esta problemática no tiene solución a corto plazo, pero aun así, la medición en ese punto es necesaria, será conveniente conocer el tiempo estimado en el que las variaciones en la sección transversal serán de consideración. En esta etapa del proyecto aún no se sabe qué método o aparato se usará, pero ya se puede ir pensando en que la colocación de un medidor permanente deberá considerar la reprogramación de las variables de las que depende el cálculo del área hidráulica. Por el contrario, si se piensa considerar la medición con técnicas no permanentes (molinete, por ejemplo), la variación de la sección transversal del canal no será un gran problema para la medición.

### Presencia de maleza acuática y azolves

Este problema, al igual que el anterior, se presenta principalmente en canales sin revestir y con poca o nula conservación. Inclusive, puede presentarse en canales revestidos con problemas de azolve empeorados con poca o nula conservación. De la misma manera que en el caso de la problemática de la variación de la sección transversal del canal, si aun teniendo este problema es indispensable medir en un sitio con maleza, también se debe conocer algún detalle de la misma. Por ejemplo: tamaño, densidad, capacidad de reproducción o ritmo del mismo, y cualquier otra circunstancia particular del sitio relacionada con la maleza. Ello, para estar en condiciones de proponer y diseñar los medidores y sistemas más adecuados para este caso. Los azolves pueden reducir drásticamente la sección hidráulica de la estación de aforo, afectando sensiblemente los datos de los aforos. Esto, particularmente, en las estaciones de aforos ultrasónicas fijas.

### Personal de aforo insuficiente

La tendencia para ahorrar costos es la reducción sistemática del personal contratado, lo que afecta implícitamente al número de empleados disponibles para aforar. Es recomendable la instalación de estaciones automatizadas que permitan hacer un uso más eficiente del personal. Esto no significa la desaparición de los aforadores, sino que estos se deben emplear en recorridos diarios de supervisión para constatar el funcionamiento de las estaciones automatizadas, detectar anomalías y tomar medidas para su corrección, y en dado caso de que una estación falle, tomar datos puntuales para no perder la información. La presencia del personal de campo en las estaciones de aforo es muy importante para tener una buena medición.

### Bordo libre insuficiente en los canales

El bordo libre es el espacio entre la superficie libre de agua, a máxima capacidad, y el borde superior del revestimiento, o del bordo, o corona del canal. La dimensión, normalmente expresada en unidades de longitud debe tener una magnitud preestablecida en el diseño del canal y de acuerdo con criterios y recomendaciones; en términos generales, a mayor capacidad mayor bordo libre. La ausencia o insuficiencia de tales bordos libres puede ser consecuencia de un diseño original incorrecto en la selección del tamaño del bordo libre, o bien, de un diseño con pendiente longitudinal muy pequeña; inclusive, se pudo tener un diseño correcto, pero lo que se hizo inadecuadamente fue la construcción del canal. Otra causa de bordo libre insuficiente puede derivarse de la conducción de gasto excesivos superiores al gasto máximo de diseño, o bien, cuando se intenta regar por gravedad lotes que el diseño del canal consideró regar por bombeo. De cualquier manera, la existencia de bordos libres insuficientes o muy pequeños es una problemática relacionada a considerar. A saber, si se piensa en un aforador de garganta larga, un aforador Parshall o un vertedor, seguramente y de manera expedita, se rechazará la propuesta por el riesgo de desbordamientos que representan.

### Sólidos en suspensión

Esta circunstancia puede representar un problema para la medición. Es posible que la concentración y granulometría de los sólidos no representen un problema para el azolve del

canal, pero en cambio puede ser una circunstancia adversa para la medición con ultrasonido en su modalidad de tiempo de travesía, ya que no se tiene un buen funcionamiento si los sólidos en suspensión rebasan una cierta concentración máxima permitida. En cambio, si la técnica de medición será de efecto Doppler, los sólidos en suspensión representarán una ventaja y no un perjuicio para el desempeño de estos medidores.

#### 5.3.4.4 Selección de medidores de gasto volumétrico en canales

Se tienen diferentes formas de medir el gasto en los canales de riego. A estas diferentes formas se les puede llamar métodos y técnicas. Más adelante se mencionarán detalladamente estos métodos y técnicas.

#### 5.3.4.5 Recopilación y análisis de información

¿Cómo deberá recopilarse la información y que tratamiento debe darse? Cada una de las necesidades de administración deberán satisfacerse, y la información debe recopilarse y analizarse particularmente para cada necesidad.

Por otro lado, la manera de recopilar la información también debe ser cuidadosa, no tanto en la forma de cómo obtener el dato, sino el cuidado debe tenerse en el manejo de la información para resguardarla de posibles alteraciones.

También puede darse el caso de que se tengan varias necesidades que se deseen cubrir. De hecho, es el caso más común y, además, casi siempre se desea cubrir todas las necesidades de administración del gasto. En tal caso, la forma de recopilar la información y su análisis debe realizarse de la manera más versátil posible para cubrir todas las necesidades.

Otro asunto importante surge cuando se manejan cantidades importantes de información, puesto que tal información debe almacenarse. Dicho almacenamiento debe responder a las circunstancias reales y no a las deseables. Por ejemplo, tal vez convenga archivar la información en discos compactos o solamente en papel, o bien, guardar promedios únicamente, o incluso debe tenerse claro que alguna información debe desecharse transcurrido un tiempo razonable.

#### 5.3.4.6 Satisfacción de las necesidades de administración del agua

En cuanto a la necesidad de ejercicio de la autoridad, se puede considerar cubierta dicha necesidad en el momento de que los usuarios queden convencidos de que la medición de la autoridad es confiable. En el caso de que la medición sirva para estimar la eficiencia, el círculo estará cerrando solamente cuando los resultados de la estimación de la eficiencia estén claramente plasmados en tablas y, sobre todo, en gráficas, y que a su vez el conjunto de ellas formen parte de un reporte. En este punto es conveniente hacer notar que surge naturalmente la aclaración de que unos cuantos datos de medición no servirán, sino que, al menos, la información debe tenerse durante todo el ciclo de estimación de la eficiencia. Por ejemplo, puede ser durante un año o durante un ciclo agrícola completo; es decir, la medición no estará ayudando a “cerrar” el círculo si se tiene únicamente por unos cuantos días o semanas, o inclusive, algunos meses. Además, es lógico pensar que la presentación de los resultados de la estimación de la eficiencia en reportes o informes es el fin último de dicha estimación. Siempre la intención final se relaciona con el uso sustentable y eficiente

del agua, por lo que será deseable tender hacia valores altos de eficiencias. Por ello, el conocimiento de los valores reales de dichas eficiencias debiera, invariablemente, motivar acciones para mejorarlas. Solamente después de realizadas dichas actividades, podrá considerarse “cerrado” el círculo en esta etapa y para esta necesidad en particular; es decir, para la estimación de la eficiencia.

Cuando la intención de medir se relaciona con el cobro del servicio del agua, el círculo se ha “cerrado” solamente cuando el dinero sea depositado en la cuenta de banco de la autoridad, o cuando el dinero es entregado en las cajas de las oficinas correspondientes.

#### 5.3.4.7 Modificaciones en las necesidades de administración

Después de un tiempo prolongado de funcionamiento del Círculo de Medición Efectiva, es posible que las necesidades de administración del agua tengan modificaciones. En tales casos las etapas del círculo comienzan nuevamente: se deben analizar las nuevas necesidades o los nuevos requerimientos, y revisar si es necesario seleccionar otros dispositivos, métodos o técnicas de medición y así, consecuentemente, el círculo y sus etapas se realizan nuevamente. Pero si no es el caso, es decir, las necesidades no tienen modificaciones, entonces es conveniente pasar a la siguiente “sub-etapa”, en la que se debe dar mantenimiento y hacer las reparaciones necesarias a los componentes de los medidores.

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

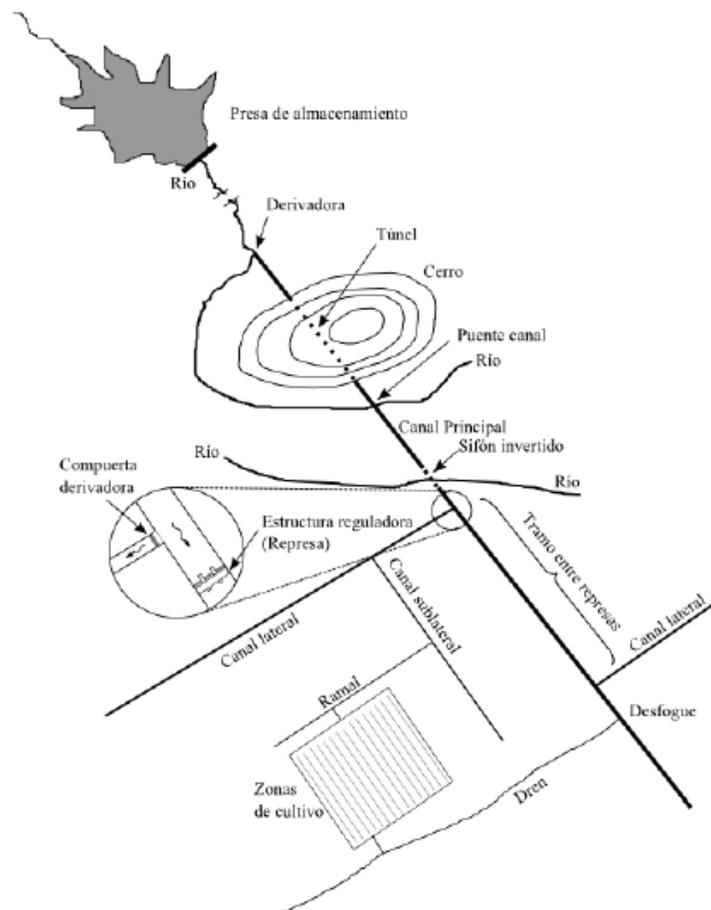


Figura 60. Esquema simplificado de la infraestructura en un distrito de riego.

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



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



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

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



---

**Figura 63.** Presa derivadora sobre el río Papigochic, Chihuahua, en el DR 083, del mismo nombre.

---

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

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

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

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

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



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

## 6.1 FUENTES DE ABASTECIMIENTO

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

- Presa de almacenamiento: la mayoría de los DR del norte del país destacan por su magnitud: el DR 011 Alto Río Lerma, Gto; 014 San Luis Río Colorado, BC-Son; 010 Culiacán-Humaya-San Lorenzo; 063 Guasave y 075 Río Fuerte, Sin.; 017 Región Lagunera Coah. y Dgo.; 018 Colonias Yaquis, 038 Río Mayo y 041 Río Yaqui, Son.; 005 Delicias, Chih.; 025 Bajo Río Bravo, 026 Bajo Río San Juan y 086 Río Soto La Marina, Tam. y el 092C Río Pánuco Unidad Chicayán, Ver.
- Pozos profundos: el volumen de agua que se extrae de una presa es muy superior al extraído de los pozos. Sin embargo, hay DR en los que los pozos son la única fuente, como son el 066 Santo Domingo, BCS; 037 Altar-Pitiquito-Caborca; 051 Costa de Hermosillo y 084 Costa de Guaymas, en Sonora.
- Manantiales: 002 Mante Tamaulipas (manantial El Nacimiento) y 049 Río Verde SLP (manantial Media Luna).
- Plantas de bombeo: 050 Acuña-Falcón Coah. y Tam. y 092b Pujal Coy I fase, SLP.

- Aguas de Reúso: aquí se incluye el reúso de aguas residuales urbanas: 003 Tula, 100 Alfajayucan y 112 Ajacuba, Hgo., y el 088 Chiconaultla, Méx.
- Derivación de ríos: 035 Antigua, Ver.; 039 Río Frío, Tam.; 043 Estado de Nayarit; 053 Estado de Colima, y 097 Lázaro Cárdenas, Mich.

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

### 6.1.1 Presas de almacenamiento

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

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

- Obra de retención: estructura que retiene al agua, asimismo llamada “cortina o dique”; fundamentalmente es un bordo construido de diversos materiales como piedra y tierra; también se usa concreto hidráulico.
- Obra de toma: es la parte por donde se extrae el agua de manera controlada para suministrar agua a las zonas de riego; coloquialmente se le conoce como “toma” o “compuertas”.
- Obra de excedencias: es la parte de la presa por la que se desalojan las cantidades de agua excedentes que no pueden ser almacenadas porque la presa ha llegado al máximo de su capacidad. Se le conoce también como “vertedor” o “vertedor de demasías”. El vertedor puede ser de cresta libre, donde la descarga es función del nivel del almacenamiento, sin intervención humana; o de cresta controlada, donde generalmente se ubican compuertas cuya descarga es operada por personal técnico. En algunos casos, en los vertedores de cresta libre se coloca una sobreelevación con agujas o tablonés de madera para aumentar la capacidad de almacenamiento. En este caso, se debe ser muy cuidados al colocar este dispositivo una vez pasada la temporada de lluvias. En la figura 65 se observa la colocación de agujas de madera para sobreelevar el vertedor de la presa Marte R. Gómez, previo a la avenida causada por el huracán *Alex*, en julio de 2010.



---

**Figura 65. Colocación de agujas de madera para sobreelevar el vertedor semicircular tipo Creager de cresta libre. Presa Marte R. Gómez, DR 026 Bajo Río San Juan, Tam., durante la avenida causada por el huracán Alex, julio de 2010. Cortesía del DR 026.**

---



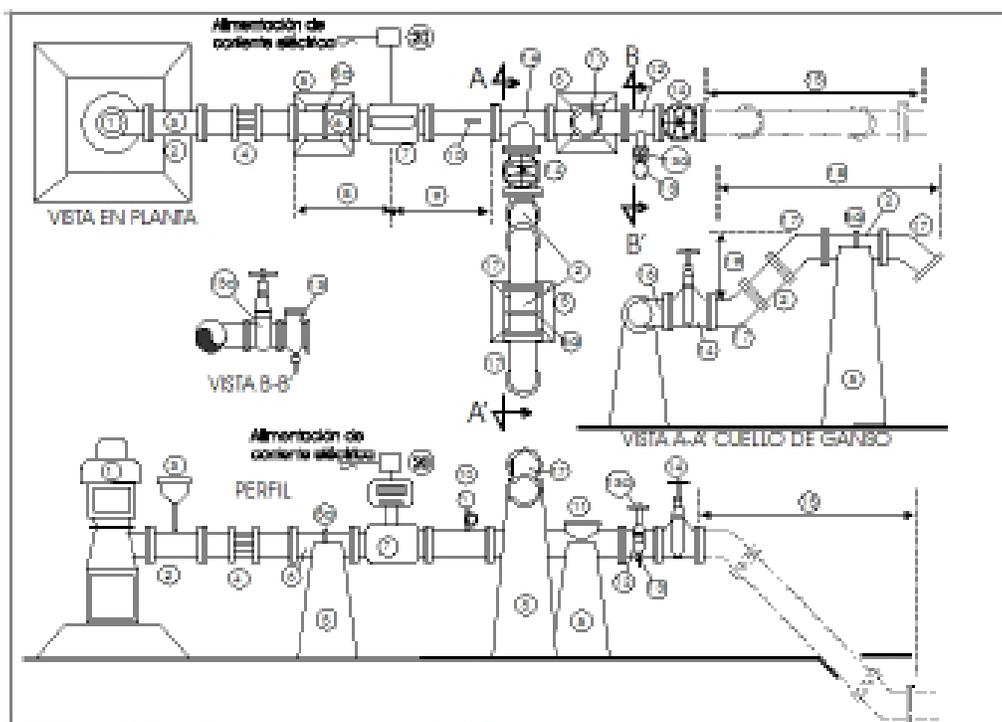
---

**Figura 66. Obra de excedencias tipo vertedor lateral de cresta libre de la presa Abraham González, también conocida como Papigochic, en Chihuahua.**

---

## 6.1.2 Pozos profundos

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



Número	Accesorio	Función
1	Motor.	Suministrar energía a la bomba (en este caso sumergible).
2	Carretes de Fo. Fo.	Unión de partes.
3	Válvula para admisión y expulsión de aire	Evita registro falso de gasto.
4	Junta mecánica (tipo Gibault o Dresser).	Unión del equipo del bombeo con el tren de descarga; facilita la instalación y retiro de las partes.
5	Atraques.	Soporte del tren de descarga; un buen atraque disminuye movimientos alargando la vida útil del tren de descarga. Puede ser de concreto armado o fierro estructural.
5a	Sujeción del tubo con el atraque.	

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

Número	Accesorio	Función
6	Carretes de tubo soldable (cédula 40) bridado en los extremos.	Unión del medidor con el tren de descarga. Las longitudes se tienen en los números 8 y 9.
7	Medidor electromagnético en carrete.	Medición de la extracción.
8	Tramo recto aguas arriba del medidor.	Requisito para mantener la precisión del medidor. El tramo recto se mide a partir del centro del medidor.
9	Tramo recto aguas abajo del medidor.	
10	Manómetro.	Revisión de la presión de trabajo; debe marcar, preferentemente, en el segundo tercio del rango.
11	Válvula <i>check</i> .	Protege todo el tren de descarga, incluyendo el medidor; recomendable para sistemas presurizados grandes con compuertas de seccionamiento.
12	TE de Fo. Fo.	Instalación de válvula aliviadora de presión.
13	Válvula aliviadora de presión.	Protege al tren de descarga, incluyendo el medidor, del golpe de ariete.
13a	Válvula de compuerta.	Sirve cerrar el sistema cuando se requiere mantenimiento en la válvula aliviadora de presión.
14	Válvula de seccionamiento.	Útil para mantener aislado el sistema en caso de reparación.
15	Tubería de la red.	Continuación del tren de descarga hacia el sistema presurizado.
16	TE de Fo. Fo.	Derivación hacia el cuello de ganso.
17	Codo de 45° de Fo. Fo.	Parte del cuello de ganso, junto con los carretes.
18	Cuello de ganso.	Mantiene el tubo lleno en la zona del medidor.
19	Elevación mínima del cuello de ganso respecto del tubo: 2 diámetros.	Se requiere para asegurar la función del cuello de ganso.

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

## 6.2 CANALES

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

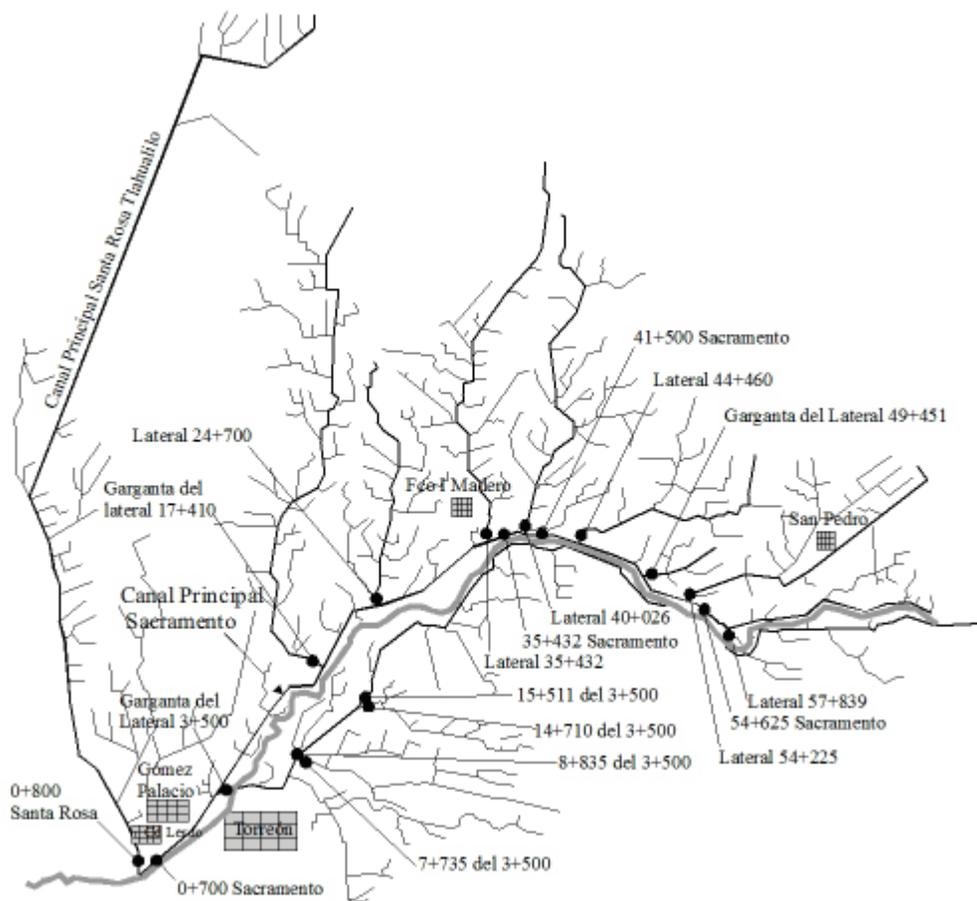
- **Canal de entrega.** En estos canales se tiene una fuente única de captación; por ejemplo, desde un almacenamiento hasta los puntos individuales de entrega. En este caso, el canal va disminuyendo su tamaño conforme se va entregando el agua.
- **Canal de recolección.** En este tipo de canales van recolectando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

- **Canal de conexión.** Por estos canales se conduce agua desde una fuente única de abastecimiento hacia una ubicación diferente, sin entradas ni salidas en su recorrido.

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

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

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

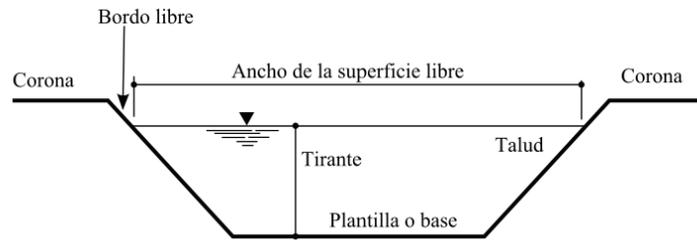


**Figura 68. Ejemplo de una red de canales. Distrito de Riego 017 Región Lagunera, Coah. y Dgo.". Se resaltan los canales donde se ubican estaciones hidrométricas ultrasónicas.**

### 6.2.1 Canales de tierra y canales revestidos

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

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



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



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

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

será diferente. La intención es tener la menor rugosidad posible para disminuir las pérdidas de energía por fricción. Otro elemento importante es el bordo libre, parte del talud que nunca debe inundarse. Un componente más de los canales, revestidos o de tierra, es de carácter topográfico. Se trata de "la pendiente" y se define como la inclinación del fondo del canal en dirección del eje longitudinal del mismo.

### 6.2.2 Canales entubados

Actualmente, se dispone de una gran cantidad de plásticos para uso en la agricultura. Los canales entubados con plásticos representan condiciones económicas y de instalación favorables sobre los tubos de concreto y otros materiales. Normalmente, cuando se tienen canales con capacidad menor a 1.00 m<sup>3</sup>/s, el entubado resulta a menudo más económico que el revestimiento con concreto hidráulico, sobre todo cuando la reposición de terracerías implica acarreo importantes. Cuando se dispone de carga natural en los canales, estos pueden funcionar como tuberías, y el entubado puede utilizarse para disponer de sistemas de riego parcelario de baja presión, multicompuertas, poliductos, con lo que se mejora sensiblemente la eficiencia de aplicación del riego.

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

## 6.3 DRENES

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

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

## 6.4 FUNCIONAMIENTO HIDRÁULICO DEL CONJUNTO ESTRUCTURA REGULADORA (O REPRESA) Y COMPUERTA DERIVADORA (O TOMA LATERAL), CUANDO EL MÉTODO DE OPERACIÓN ES DE CONTROL AGUAS ARRIBA DE LA REPRESA

Antes de entrar al tema de las estructuras, es conveniente explicar el funcionamiento de éstas en relación con la intención de la distribución y algunos aspectos hidráulicos. Cuando en un canal se coloca una represa, la superficie del agua se "remansa". Ello significa que en una cierta longitud aguas arriba de la compuerta la superficie del agua es horizontal y sobre

el nivel del terreno que se pretende regar (figura 71). En este tramo, se deben colocar las tomas directas o canales laterales para evitar que la cantidad de agua entregada varíe. Dado que la operación de un canal tiende a mantener niveles constantes con diferentes gastos a conducir, para evitar variaciones en las entregas se manejan las aberturas, en más o en menos, de las compuertas.

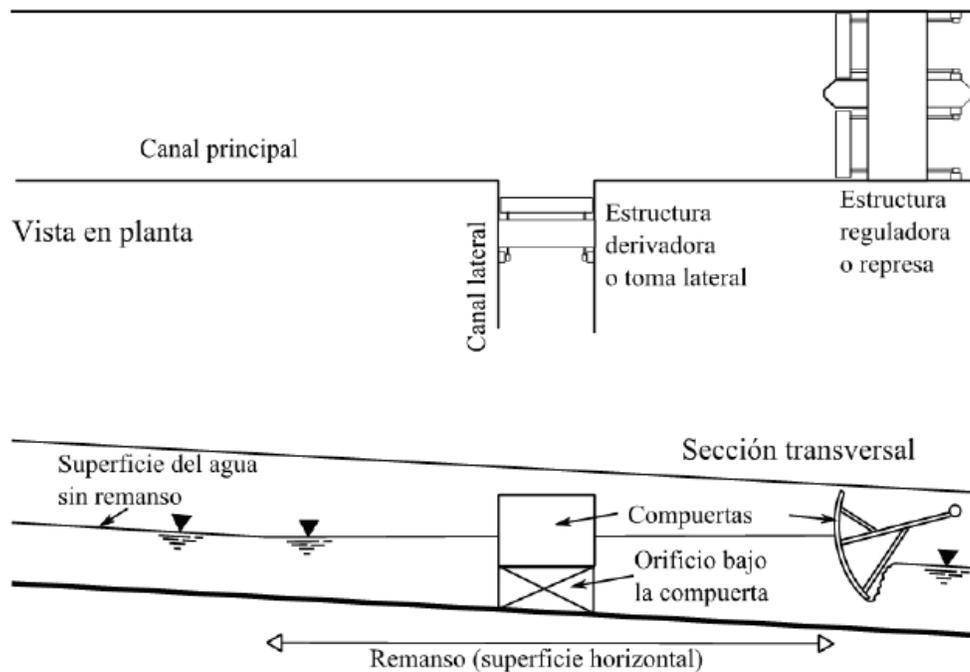


Figura 71. Funcionamiento de una toma lateral.

## 6.5 ESTRUCTURAS REGULADORAS

En los canales de riego se pueden encontrar dos tipos de estructuras reguladoras: las compuertas, estructuras móviles que pueden ser manuales o automáticas; o bien, se pueden tener estructuras fijas como los vertedores de cresta larga (de muy poco uso en México). Con dichas compuertas y vertedores se pretende manejar y regular el agua en los canales de riego. Principalmente, se trata de mantener constantes los niveles de operación para que en consecuencia se evite la variación de los gastos derivados, situación indeseable si se quiere entregar agua en cantidades controladas.

Adicionalmente, por necesidad de un mejor control de la operación, el personal que maneja las estructuras también las utiliza para medir, aunque no sea su función sustantiva. Para las compuertas deslizantes y radiales se utilizan las fórmulas de orificio hidráulico, y para las represas de agujas de madera se usan las fórmulas de vertedores. Aunque este tipo de medición no es muy precisa, en especial por lo difícil de la calibración de las estructuras, en particular aquellas que trabajan ahogadas total o parcialmente, su uso es muy extendido.

Cuando se utiliza el método de operación "Tirante constante aguas arriba", caso de la mayoría de los canales en México, al sitio de ubicación de las compuertas suele llamársele

“represa” o “represso”, porque la función esencial de la obra es “represar” o “remansar” el agua hacia aguas arriba para elevar el nivel y tener carga para derivar a canales secundarios.

Las compuertas son construidas generalmente de acero estructural, aunque se empiezan a utilizar otros materiales de construcción como la fibra de vidrio y plásticos; estos últimos resistentes a la corrosión, por lo que se recomienda su uso en canales que conducen aguas residuales.

En el caso de las compuertas, se pueden encontrar en diferente cantidad, dependiendo del tamaño del canal; por ejemplo, si el canal es pequeño, menor a 2 m de base, se puede tener una sola compuerta deslizante; si el canal es mayor, se pueden tener baterías de compuertas de hasta seis compuertas radiales.



---

**Figura 72. Represa de tres compuertas planas, deslizantes, tipo guillotina o verticales. Dimensiones 1.45m x 1.62 m y vástago de 3.58 m de longitud, para una capacidad de 10.500 m<sup>3</sup>/s. Canal El Barrote, del DR 026 Bajo Río San Juan, Tam.**

---

### *6.5.1 Compuertas manuales*

Estas estructuras son las que tradicionalmente se utilizan en el país. La característica principal de la categoría es que un operario mueve las estructuras con sus manos, directamente. Si bien se tiene un sinnúmero de fórmulas para obtener el caudal que está escurriendo por su interior, la certidumbre sobre dicha estimación no es fácil de conocer. Claro que las magnitudes de caudales obtenidas usando como elemento primario las compuertas estarán cerca del valor real, pero su utilidad se debe acotar a la estimación preliminar de las aberturas dado un gasto determinado. Este valor del gasto no debe utilizarse para fines de contabilidad del agua. Para ello, se deben usar aforadores y medidores, cuyo propósito es exclusivo para la medición.

Las estructuras reguladoras son manejadas en forma empírica por el personal de operación y sujetas a los errores causados por el factor humano. Requieren de la visita de, al menos, una vez al día por parte del personal para verificar los niveles, aberturas y hacer los movimientos requeridos. Estos movimientos se basan fundamentalmente en la experiencia del personal y afectan a los demás tramos del canal.

### 6.5.1.1 Represos de agujas

Las agujas (o tablones) son piezas generalmente de madera, colocadas en un marco de concreto y alineadas en una ranura, que funcionan a manera de obturador, como se observa en la figura 73. Aun cuando su utilización tiende a disminuir en el país, las agujas de madera se siguen utilizando, entre otras razones, por su facilidad de construcción. Aunque su uso cada vez es menor, tiende a ser sustituido por compuertas metálicas, como se menciona más adelante.

Son muy eficientes para mantener los niveles aguas arriba de la estructura, pero el gasto hacia aguas abajo es muy afectado por cualquier variación de niveles, de tal suerte que el agua excedente y/o faltante se magnifica en el tramo final del canal. Su manejo no requiere capacitación especial, pero sí desarrollar la fortaleza física y destreza para colocarlas y retirarlas. Las agujas de madera se pierden con relativa facilidad por diversos motivos, entre ellos, el caer dentro del canal lleno de agua y viajar aguas abajo, ser utilizadas como soportes para otro tipo de actividades, o simplemente como madera para re-aserrar.



**Figura 73. Represa de agujas de madera con sección 3"x 6"x 6 pies (0.75m x 0.15m x 1.80 m) con diez claros de veinte agujas, cada uno y dos de diez agujas para un total de 220 piezas y capacidad de 25 m<sup>3</sup>/s. Represa actualmente sustituida por una represa de compuertas radiales, Km 121+440, canal Rode. Cortesía DR 026 Bajo Río San Juan, Tam.**

El espesor de la aguja de madera para un coeficiente de trabajo de 70.2 kg/cm<sup>2</sup>, se determina con una fórmula propuesta por la Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH) (1961):

$$E = 3.269 H^{1/2} L \quad (19)$$

donde:

E: espesor de la madera, cm.

H: carga hidráulica, m.

L: claro o longitud de la aguja, m.

Si se tiene que la longitud máxima de una aguja es del orden de 1.6 m, y que el tirante máximo en este tipo de represas es del orden de 2.0 m; entonces, el espesor de la madera se estima en 7.39 cm. Como las dimensiones en que la madera se comercializa es en sistema inglés, equivale a 2.9". Para fines prácticos se redondea a 3", equivalente a 7.5 cm.

La dimensión del espesor de madera requerido de 3" no es comercial; además, entre más alta y gruesa es la sección, el tablón de madera es más caro y escaso. Por eso, la sección que se selecciona es de 3" x 6" (7.5 cm x 15 cm). Con todo esto, se requiere hacer pedidos especiales al aserradero para tabloncillos de estas medidas, situación que de no preverse puede ser afectada por las nevadas de invierno en regiones donde se ubican los aserraderos. Teóricamente, las agujas colocadas en la parte superior, o cuando la longitud de las mismas sea menor a 1.6 m, se podrían usar con espesores menores, pero en la práctica de su manejo, a menudo los movimientos se hacen en la noche. Es muy complicado para el personal de campo colocar las agujas de diferente espesor. Por esta razón todas las agujas, salvo las muy pequeñas, son de 3" de espesor.

La longitud de la aguja es otra limitante, pues para su manejo por el personal de campo se requiere que sea menor a 50" (130 cm). Para ello, se requiere de un gancho hecho de varilla y que la aguja tenga un perno, normalmente de varilla de 1/2" y una longitud de aproximadamente 10" (3" ancho de la aguja y 3.5" que sobresalga por cada lado), que le permita ser jalada por el gancho. Para evitar que la madera se "hinche" por permanecer en el agua, se requiere "curarla" con brea y aceite, que rara vez se hace. Además, en forma periódica, se tiene que sustituir la mayor parte de ellas por su alto índice de pérdidas.

En caso de que se requiera utilizar estas estructuras para medir, se puede utilizar la ecuación de vertedores rectangulares de cresta ancha:

$$Q = C L H^{1.5} \quad (20)$$

Donde:

Q: gasto hidráulico, m<sup>3</sup>/s.

C: coeficiente de vertedor de cresta ancha. Se propone 1.85.

L: longitud de la aguja, m.

H: carga sobre las agujas, m.

El inconveniente utilizarlas para aforar. Además de la complejidad para determinar el coeficiente debido a lo tosco de la estructura, normalmente no es posible medir la carga (H) en forma continua. En la práctica sólo se hace una lectura al día (en casos excepcionales dos) por el personal que las maneja, dato a partir del cual se determina un volumen entregado aguas abajo.

En forma empírica, los canaleros o aforadores aprovechan las represas de agujas como estructuras aforadoras y usan el criterio siguiente:

Fórmula de vertedor:  $Q = C L H^{1.5}$ .

Longitud aguja: 40" equivalente a 1.00 m.

Alto de la aguja: 6" equivalente a 15 cm.

Entonces:

$$Q = 1.85 \cdot 1.00 \cdot (0.15)^{1.5}$$

$$Q = 0.107 \text{ m}^3/\text{s} = 107 \text{ l/s.}$$

Con base en el cálculo anterior, aun cuando no es 100% cierto, los canaleros estiman que cada aguja de 1 m de largo (las que tienen una altura constante de 15 cm [6"]), les proporcionará de 100 a 110 l/s cuando la quiten, o retendrá este gasto cuando la coloquen. Para cada longitud de aguja corresponderá un gasto específico. Así, por ejemplo, a una aguja de 0.5 m (20") le correspondería un gasto de 50 a 60 lps, o bien, a una aguja de 2 m, entre 200 y 220 lps.

### 6.5.1.2 Compuertas planas o deslizantes

Son estructuras metálicas planas y rectangulares que se deslizan en forma vertical sobre las guías colocadas en un marco empotrado en una estructura de concreto hidráulico. También suele llamárseles "deslizantes", "verticales" o "de guillotina". Su mecanismo elevador consiste en un vástago de acero que se iza por medio de un volante giratorio. Tienen la ventaja que los gastos aguas abajo son menos afectados por las variaciones del nivel aguas arriba. Son de fácil construcción y poca necesidad de mantenimiento. Una limitante para su operación manual es que deben tener dimensiones menores a 1.5 m de altura y 1.0 m de ancho, pues su peso y la carga hidráulica requieren de esfuerzos mayores a los que una persona normal puede realizar.

En la mayoría de los casos de canales que cuentan con agujas de madera, al ser modernizados, se aprovecha la estructura de concreto de la represa y se hacen adecuaciones menores para colocar compuertas planas.

Si se requiera utilizarlas para medir, el personal de operación utiliza la fórmula del orificio hidráulico:

$$Q = C A (2 g h)^{1/2} \quad (21)$$

Donde:

$Q$  : gasto hidráulico, m<sup>3</sup>/s.

$C$  : coeficiente de compuerta. Se recomienda para compuertas radiales, por parte del servicio de conservación de suelos de los EUA:  $C = 0.64$ .

$A$  : área hidráulica en m<sup>2</sup>. Se obtiene multiplicando la abertura de la compuerta por su ancho.

$g$  : aceleración de la gravedad, 9.81 m/s<sup>2</sup>.

$h$  : carga hidráulica, m.

En la práctica, es muy difícil la obtención de  $C$ , especialmente si la estructura trabaja ahogada y más aún si la relación de sumergencia es muy variable a lo largo del año agrícola. Aguilar (2001), al analizar en laboratorio el coeficiente de gasto de una compuerta plana o deslizante, encontró que éste resultó ser más o menos constante en compuertas de descarga libre, en particular cuando la relación " $Y_1/a$ " es mayor a 3, siendo alrededor de 0.54. Sin embargo, para descarga ahogada se calculó un serie de relaciones en función de la magnitud de la ahogamiento, tal como se observa en la figura 74.

Donde:

$Y_1$  = Tirante aguas arriba, m.

$Y_2$  = Tirante aguas abajo, m.

$a$  = abertura compuerta, m.

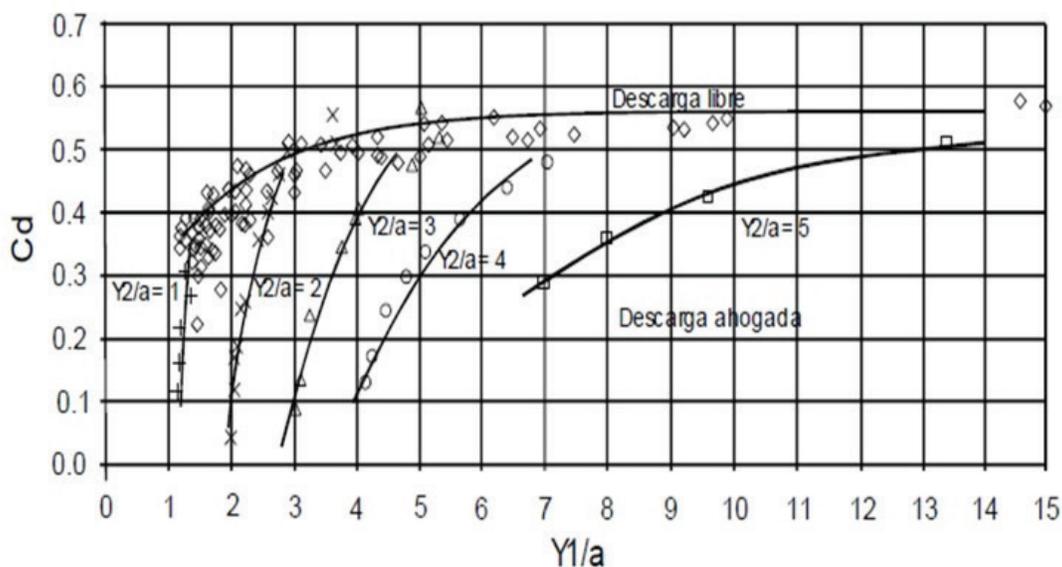


Figura 74. Valores del coeficiente de gasto de la compuerta plana.

Tradicionalmente, en los DR para tener una idea del flujo volumétrico se utiliza el siguiente procedimiento: dado que el ancho de la compuerta es constante, el área hidráulica (A) es función sólo de la abertura; el personal de operación las “calibra” en forma empírica asignándoles una determinada cantidad de litros por segundo por rosca (cuerda) del vástago, o bien, por centímetro de abertura.

Bajo el criterio anterior, usando el coeficiente (C) anotado por Aguilar (2001), una compuerta deslizante que tenga 1 m de ancho, 10 cm de abertura, con una carga hidráulica de 1 m y descargue libre, podría surtir un gasto del orden de:

$$Q = 0.54 * (1.00 * 0.10) * (2 * 9.81 * 1)^{1/2}.$$

$$Q = 0.054 * (19.62)^{1/2}.$$

$$Q = 0.2392 \text{ m}^3/\text{s} = 240 \text{ l/s}.$$

Para esta compuerta, el caudal estimado para una abertura de 10 cm será de 240 l/s, equivalente a 24 l/s/cm de abertura. En caso de requerirse, para tener un caudal de 1 m<sup>3</sup>/s, se tendría que abrir alrededor de 55 cm.

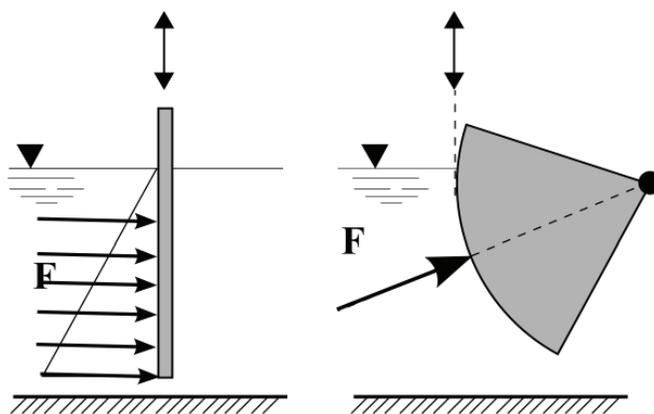
Otra forma empírica, de mayor precisión que el criterio anterior, para utilizar las compuertas como estructura aforadora, es asociar la abertura de la compuerta con aforos realizados con molinete. Por ejemplo, si al hacer un aforo éste resultó con 1,254 l/s y la compuerta tenía una abertura de 50 cm, la “calibración” de ésta es de 1,254/50, equivalente a 25.1 l/s/cm de abertura. Así que para dejar pasar 1,000 l/s, tendrá que abrir la compuerta 40 cm. Este método es muy útil en la práctica, pero requiere de verificación constantemente.

Aguilar (2001) concluye que el uso de una compuerta plana o deslizante como instalación de aforo en un canal de riego no es una estructura con una alta confiabilidad, y el aumento de la confiabilidad no es posible lograrlo con una mejora en la instrumentación de medición de niveles o con una técnica de aforos más precisa. En contraparte, puede observarse el caso del vertedor de cresta delgada, donde se tiene una confiabilidad muy alta al utilizarlo como instrumento de determinación de gasto.

A pesar de la baja confiabilidad de las compuertas planas como estructuras aforadoras, especialmente en condición de ahogamiento, la dinámica de la operación de canales exige tener idea del flujo volumétrico que fluye a través de una compuerta plana, por lo que la metodología descrita anteriormente es de gran utilidad cuando se carece de instrumentación de aforos más confiable.

### 6.5.1.3 Compuertas radiales manuales y compuertas radiales con motor

Conforme se tienen canales de mayores dimensiones –por ejemplo, de 1.50 m de plantilla en adelante–, las compuertas planas empiezan a dejar de ser prácticas. Ello por cuestiones meramente hidrostáticas. Atiéndase a la figura 75: un principio fundamental en la hidrostática dice que el empuje del agua tiene una dirección perpendicular a la superficie de contacto. Por otro lado, se sabe que la fricción se estima en función de la fuerza y el área de contacto. Es así que, en el caso de compuertas planas, la fricción que se debe vencer para mover la compuerta está en función del empuje hidrostático y del área de contacto de la compuerta en toda la longitud sumergida de la misma. Mientras que para el caso de la compuerta radial, aunque el empuje hidrostático se presenta en toda el área de contacto del agua con la placa curvada de la compuerta, el área de contacto es únicamente el pivote donde gira la compuerta. Además, dicho pivote está situado normalmente fuera del agua, por lo que la lubricación es mucho más efectiva que el caso de la compuerta plana que está en contacto directo con el agua, al menos en una cara, lo que disminuye notablemente el efecto de la lubricación. Es por lo anterior que resulta casi imposible mover una compuerta plana grande, mientras que una radial es más factible. Claro que al ser de magnitudes considerables, el motor o los engranes deben ser lo suficientemente efectivos como para que, por su intermedio, se pueda mover la compuerta.



**Figura 75. Fuerzas hidrostáticas en compuertas planas y radiales.**

Las compuertas radiales son estructuras metálicas cuya hoja rectangular (vista de frente) tiene una curva, en función de un radio de circunferencia determinado por especificaciones de diseño y dimensiones de la estructura. Su construcción se hace en talleres equipados y conforme a las especificaciones. Su mecanismo elevador consiste en dos cables de izada, o dos cadenas de izada, que se enrollan en malacates movidos por un volante cuando la compuerta es manual o por un motor cuando se tiene este elemento. Las compuertas se alojan en represas de concreto hidráulico.

Al igual que las compuertas deslizantes, las radiales tienen la ventaja que los gastos aguas abajo son menos afectados por las variaciones del nivel aguas arriba. Su construcción requiere de talleres equipados y tienen poca necesidad de mantenimiento.

Una mejora de gran utilidad para el personal de operación es la utilización de motores eléctricos para elevar las compuertas. Su principal ventaja es que se pueden hacer movimientos más rápidos en compuertas de mayores dimensiones, con motores de relativa baja potencia. De hecho, cualquier dimensión de compuerta puede ser operada con los motores apropiados. La limitante para su uso es la disponibilidad de energía eléctrica cercana a la estructura, situación que puede superarse con plantas de energía accionadas con motor de combustión interna. Por lo demás, las condiciones de operación permanecen similares a lo anotado para lo correspondiente a la operación manual de las compuertas deslizantes y compuertas radiales.

En caso de que se requiera utilizar la compuerta radial para medir el gasto, se aplica lo concerniente a lo anotado para las compuertas deslizantes.

### 6.5.2 Compuertas automáticas

Este tipo de compuertas tienen la diferencia básica respecto de las manuales, que se mueven sin la injerencia directa de un operario. Se tienen dos tipos de compuertas: las instrumentadas y las fluidicas.

#### 6.5.2.1 Compuertas automáticas instrumentadas

Las estructuras automáticas, por medio de instrumentación, son aquellas a las que se han adicionado dispositivos electrónicos. Con ellas, se tiene como ventaja la reducción del personal para la operación física de las compuertas. Sin embargo, requieren adecuaciones físicas de la infraestructura, como lectores de niveles y aberturas, y de un *software* que permita ordenar los movimientos requeridos a la estructura. La complejidad del *software* va en función del grado de automatización. Si la comunicación de los lectores es a distancia, se tiene “telemetría”; si además esta comunicación permite mover las compuertas a distancia, ya sea con un solo operador a una central de mando, se tiene “telecomando”. La automatización puede ser relativamente simple, si se refiere a una estructura, o muy compleja si incluye el manejo total. Puede contar o no con cámaras de video que permitan vigilar la infraestructura en su desempeño y seguridad. Las estructuras que se requieren para la automatización deben contar con motores para su manejo y pueden ser compuertas deslizantes o compuertas radiales.

Los lectores de nivel en las estructuras pueden ser aguas arriba, aguas abajo, o bien ambas. En función de los límites predeterminados en cada caso, se toma la decisión de abrir o cerrar las compuertas. En función de los métodos de control o de operación, se diseña el *software* a utilizar.

Un aspecto de suma importancia a considerar es que la automatización, si bien es cierto que reduce la cantidad de personal que se requiere para operar un sistema, no elimina las visitas periódicas a la infraestructura, por lo que hace más eficiente las funciones del personal. Los recorridos de campo siempre son indispensables. Es claro que el personal que opere bajo estas condiciones necesita de un mayor nivel técnico y de capacitación permanente.

### 6.5.2.2 Estructuras reguladoras automáticas fluídicas

Estas estructuras también pueden llamarse “basculantes”, “abatibles” o “auto-operantes”. Consisten fundamentalmente en compuertas metálicas que para su funcionamiento no requieren de personal ni de motores ni de energía eléctrica. Por lo tanto, no existen mecanismos elevadores, vástagos ni cables o cadenas. Su operación se basa en el uso de la gravedad (peso de la compuerta y contrapesos) y de la energía que proporciona el agua circulando por los canales a cielo abierto (flotadores y empuje hidrostático).

En general, tienen dispositivos de flotación que permiten mantener un nivel constante, según el método de operación, aguas arriba, aguas abajo, o bien, una combinación de ambas. La compuerta gira sobre un eje perfectamente nivelado, que permite movimientos en forma libre.

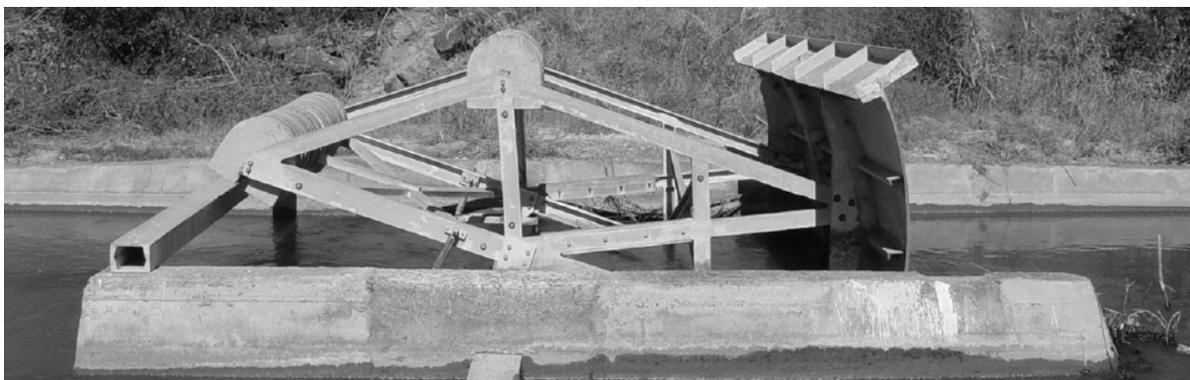
Las compuertas que se han construido en el país, por diferentes razones, tienen limitado su funcionamiento y han requerido de adecuaciones constantes. Los distritos de riego 025 Bajo Río Bravo y 026 Bajo Río San Juan, cuentan con el tipo de compuertas AMIL sólo en tramos de su red principal.

Por otra parte, por su forma de operar, se considera que estas estructuras se ajustan mejor en aquellas zonas de riego donde es posible tener una demanda libre y que la oferta de agua supere la demanda. No se ha diseñado un procedimiento hidrométrico para utilizar estas estructuras para este fin. Las compuertas pueden ser AMIL o AVIS.

#### Compuertas AMIL

Compuertas trapezoidales radiales con un dispositivo de flotación al frente y en la parte anterior contrapesos, montadas en una estructura de concreto hidráulico. Su funcionamiento se basa en mantener un nivel o tirante aguas arriba de la estructura. Su forma trapezoidal es para reducir el riesgo de que un pequeño desnivel en la hoja atore a ésta contra la estructura de concreto. Como cualquier otra compuerta, se requiere de cierta pérdida de carga en la estructura, condición en la que algunas zonas de riego muy planas y diseñadas con pendientes mínimas (0.0001), no siempre es factible tener.

Existe el riesgo de que por falta de conservación una compuerta AMIL se oxide y el agua penetre al tanque de flotación, lo que la inhabilitará como automática.



**Figura 76. Compuerta AMIL de fibra de vidrio. DR 053 Estado de Colima. Cortesía del Dr. Ariosto Aguilar Chávez.**



---

**Figura 77. Compuerta AMIL metálica. DR 053 Estado de Colima.  
Cortesía del Dr. Ariosto Aguilar Chávez.**

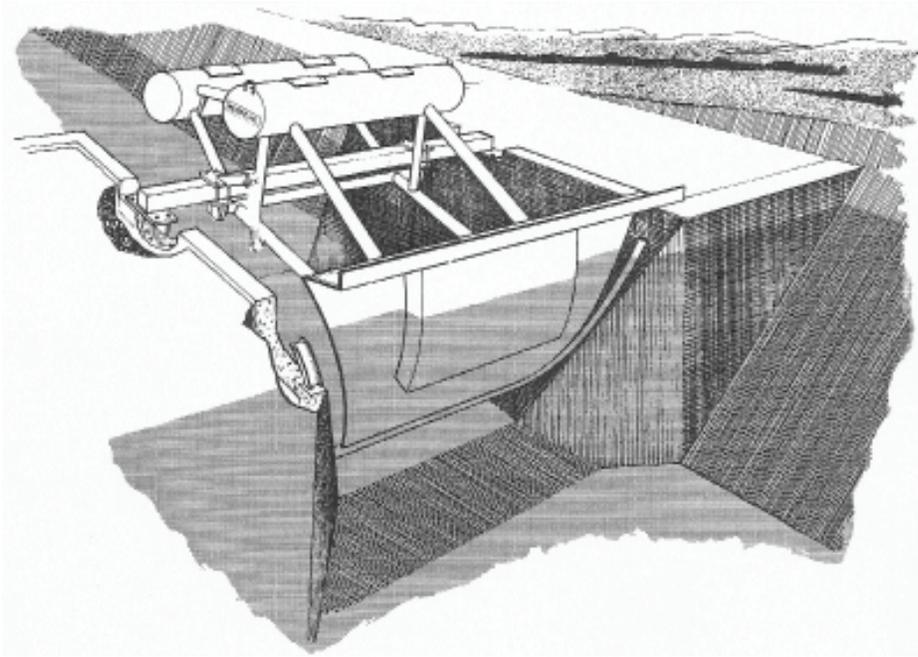
---



---

**Figura 78. Compuertas tipo AMIL metálicas, Km 21+400 del canal Rode, vista desde aguas arriba.  
Nótese el tanque de flotación al frente. Capacidad de diseño 60m<sup>3</sup>/s. DR 026 Bajo Río San Juan, Tam.  
Cortesía del Dr. Ariosto Aguilar Chávez.**

---



---

**Figura 79. Ilustración de una compuerta AMIL en un documento publicitario de la marca Neyerpic, de Nueva York, en 1972. Este tipo de compuertas se instalaron en el parque recreativo de Disneylandia, en Florida, en 1967.**

---

### Compuertas AVIS

Compuertas trapezoidales radiales, con el dispositivo de flotación atrás de la compuerta o del eje de giro; su control es en superficie libre. Su funcionamiento se basa en mantener un nivel o tirante aguas abajo de la estructura. En el país no se tienen zonas de riego importantes con este tipo de compuertas.

### Compuertas mixtas

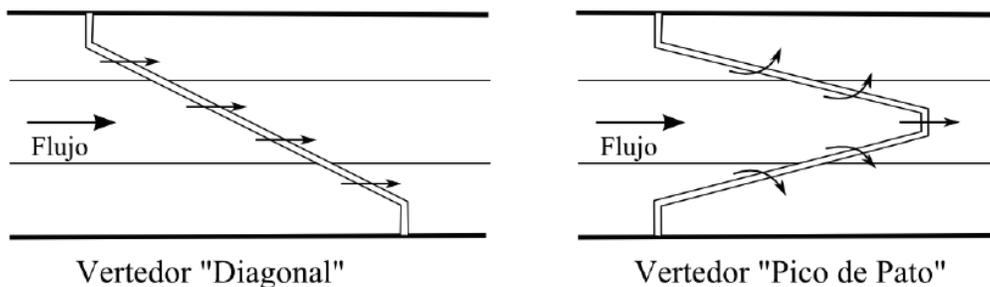
Consisten de una compuerta y orificio con flotador, así como flotadores aguas arriba y aguas debajo de su eje de giro. Funcionan con base en un criterio de diferencia de carga entre la de aguas arriba y las de aguas abajo. En el país no se tienen zonas de riego importantes con este tipo de compuertas. Los doctores Enzo Levi y Álvaro Aldama publicaron, en 1979, un documento denominado *Diseño hidrodinámico y automatización fluídica en obras hidráulicas*, en la que se puede encontrar mayor detalle sobre este y otros dispositivos. La mayoría de ellos, si no es que todos, no se han aplicado en México.

### 6.5.3 Vertedores de cresta larga

El concepto de un vertedor de cresta libre es simple: se tiene más longitud de vertido que los vertedores comunes colocados perpendicularmente en el canal. La longitud adicional permite transitar el gasto de diseño con pequeñas elevaciones sobre la cresta del vertedor.

Desde el punto de vista de la operación, se puede decir que la variación de gasto sobre la cresta del vertedor se reflejará en variaciones pequeñas del nivel del agua. Consecuentemente, se tienen variaciones menores en la entrega del agua hacia las tomas directas o derivaciones que se encuentran dentro de la influencia del remanso provocado por el vertedor. Los vertedores de cresta larga se han usado para controlar la elevación del agua, pero no se deben usar para medición (Walker, 1987).

Los vertedores de cresta larga no tienen uso extensivo en México. En la referencia consultada (Walker, 1987), se menciona que en Argelia se colocó un vertedor con una longitud de 1,200 m en un canal de 80 m. Los vertedores de cresta larga más usados son los que se denominan "Pico de pato", seguidos de los llamados "Diagonal". En la misma referencia, se indica que este tipo de vertedores se han colocado en pequeños canales de la región del mediterráneo, en España, Chipre y norte de África.



**Figura 80. Esquemas de dos vertedores de cresta larga.**

Los vertedores que se han instalado en México son del tipo "Pico de pato". Se les ha adicionado una compuerta plana o deslizante al frente para evitar la formación de azolve en el interior del vertedor y aumentar la capacidad de vertido, ya que el agua también escurre por la parte inferior de la compuerta (figura 81). El vertedor instalado en el DR 041 Río Yaqui tiene funciones de controlar el nivel para mejorar el desempeño de un aforador ultrasónico del tipo Doppler lateral (figura 82), el cual funciona mejor si el nivel del agua se mantiene constante, independientemente del caudal circulante.



**Figura 81. Vertedor de cresta larga en el canal lateral 13+200, Distrito de Riego 097 Lázaro Cárdenas. Cortesía del Dr. Serge Tamari.**



---

**Figura 82. Vertedor de cresta larga en el Distrito de Riego 041 Río Yaqui, con compuerta deslizante al frente.**

---

## **6.6 COMPUERTAS DERIVADORAS**

La clasificación utilizada para las estructuras reguladoras y las compuertas de derivación, se basa en la función que desempeñan y en el sitio de ubicación en los canales de riego. Ya se ha mencionado que las estructuras reguladoras tienen la función principal de mantener niveles y controlar el flujo en el canal, mientras que las de derivación permiten el acceso de un flujo previsto.

### *6.6.1 Compuertas derivadoras de gasto variable*

Las compuertas Miller es el mecanismo más usado en los DR para controlar la entrada de agua de los canales ramales y tomas directas a las parcelas. Están construidas de fierro fundido (vaciado o colado) por su resistencia a la oxidación; sin embargo, son frágiles y poco maleables. La toma Miller, en esencia, es una compuerta circular que obtura la entrada a la tubería de salida, la que es izada por un mecanismo elevador compuesto de un vástago cilíndrico con cuerda tipo tornillo (roscas), generalmente de 2" de diámetro y longitud variable, en función de la altura a colocar la toma y un volante. Las tomas-granja Miller se clasifican por el diámetro de la tubería a obturar, y son de 18" y 24" las más comunes para tomas-granjas, mientras que las de 30" y 36" son usadas para abastecer ramales y subramales.

Las ventajas de este tipo de tomas es que son relativamente baratas, la mayoría de las fundidoras locales las pueden construir y son de fácil colocación. Como desventajas, destacan

que pueden tener filtraciones de consideración al ser difícil un cierre hermético debido al metal de la tubería y de la compuerta (comal), especialmente si, durante su fundición, no hay cuidado de tener acabados completamente a nivel. La calibración de esta estructura es difícil, ya que al abrirse parcialmente la compuerta circular sobre la tubería circular, se forman secciones tipo “media luna” con área hidráulica variable, sin seguir un patrón de fácil cálculo.



**Figura 83. Compuerta tipo Miller para toma-granja. Parte inferior: compuerta circular que obtura el tubo que comunica al canal con la regadera parcelaria; es izada por un vástago cilíndrico que es elevado por el volante de la parte superior, que tiene un candado para trabar la compuerta en la posición deseada.**



**Figura 84. Conducto preparado para colocar compuerta tipo Miller para toma granja. Canal 12+570 del DR 025 Bajo Río Bravo, Tam.**



---

**Figura 85. Toma-granja tipo Miller de compuerta circular de 18" de diámetro. Módulo II-2 del DR 025 Bajo Río Bravo, Tam.**

---



---

**Figura 86. Toma-granja tipo Miller azolvada intencionalmente para evitar filtraciones del canal al terreno de riego. Se debe de desazolvar, previo al inicio del siguiente periodo de riegos. Módulo II-2 del DR 025 Bajo Río Bravo, Tam.**

---

Para solucionar la problemática de filtración de las compuertas Miller, existe la alternativa de usar compuertas planas o deslizantes, las que logran un grado mayor de hermeticidad, disminuyendo el volumen filtrado. En la figura 87 se puede observar la toma de compuerta deslizante que se empieza a usar en el DR al norte de Tamaulipas.



---

**Figura 87. Toma-granja de compuerta rectangular para sustituir a las tipo Miller, con el fin de disminuir las filtraciones y fugas que pueden presentar estas últimas. Módulo de Riego III-4 del DR 025 Bajo Río Bravo, Tam.**

---

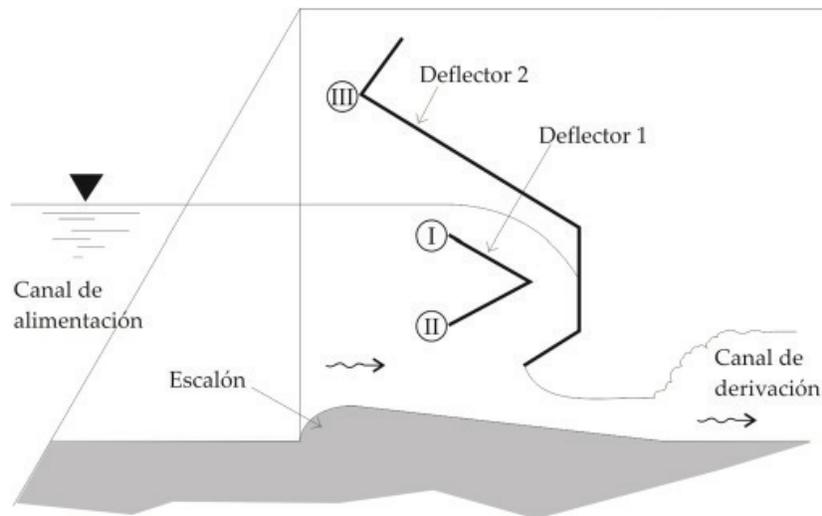
## 6.2.2 Compuertas de derivación de gasto constante

### 6.6.2.1 Módulos de máscara

Estos dispositivos han recibido diferentes nombres, además del aquí presentado: módulos Aquacontrol o módulos Neyrpic, denominaciones provenientes del nombre de la empresa que los comercializa. En México, fue la empresa Aquacontrol y, en Francia, la empresa Neyrpic.

Se consultó un documento de la extinta SARH, publicado por la Dirección General de Distritos y Unidades de Riego, dependencia de la Subsecretaría de Agricultura y Operación. El documento se titula *Módulos aforadores Aquacontrol, Instructivo*. Entre otras cosas, llama la atención que se presenta como un dispositivo de aforo, cuando su función principal es la derivación de gastos aproximadamente constantes.

Básicamente, se trata de un par de placas a modo de paredes verticales y paralelas, de manera que el agua escurre entre ellas. En el interior se encuentra uno o dos deflectores; igualmente se les puede llamar “placas”, “pantallas”, “reductores”, “*baffles*” o “máscaras”. Dichos deflectores están dispuestos de tal forma que la cantidad de agua derivada no aumenta proporcionalmente con el incremento de nivel del agua, y la variación del gasto se mantiene entre ciertos límites (figura 88).



**Figura 88. Croquis esquemático de un módulo de dos deflectores o máscaras.**

Existen módulos de uno y dos deflectores. En el caso de un módulo de dos deflectores, el funcionamiento es el siguiente: cuando el nivel del agua en el canal alimentador está por debajo del nivel "II", el escalón opera en condiciones de descarga libre, pero a medida que se eleva el nivel del agua, eventualmente se llega a alcanzar el primer deflector, en el mismo punto "II". En estas circunstancias, el escalón y el deflector se "unen" hidráulicamente y la descarga se realiza ahora bajo la ley de un orificio y el coeficiente de descarga es menor. Si el agua continúa subiendo, la forma del primer deflector genera una especie de contracción del área hidráulica, que se constriñe aún más conforme el aumento del nivel del agua. Consecuentemente, el gasto derivado no aumenta aun cuando se tiene mayor carga hidráulica en el canal alimentador. Si el agua continúa ascendiendo, escurrirá entre los dos deflectores formándose un conducto, cuya dirección de escurrimiento es aproximadamente contraria a la dirección de la corriente en el orificio formado por los deflectores y el escalón. Es así que conforme se tiene mayor nivel, el agua tendrá mayor energía cinética para obstaculizar el escurrimiento en el orificio y, por lo tanto, el aumento de gasto no es proporcional al aumento de nivel.

En un módulo de dos deflectores se ha designado como el gasto nominal, aquel valor del gasto que se presenta cuando el nivel del agua se encuentra justo en el nivel "I" (figura 88). El diseño y disposición de los deflectores está hecho para que, cuando el agua alcance el nivel "II", se tenga aproximadamente el 90% del gasto nominal. A su vez, cuando el nivel del agua toque el nivel "III", se deberá tener el 110% del mismo gasto nominal. Estos porcentajes se relacionan con la variación máxima permitida de los niveles de agua en el canal alimentador. Los módulos reguladores de la compañía francesa Alshtom-fluides pueden regular un gasto con una variación de 5%, si el nivel en el canal alimentador no varía más de 0.05 m para sus reguladores pequeños, y de hasta 0.37 m, para sus módulos más grandes (García, 1998).

Estos módulos se publicitan como dispositivos de descarga de gastos constantes, pero estrictamente hablando, no descargan gastos constantes; más bien tienen una variación de gasto, pero menor a la variación del nivel del agua en el canal alimentador.

Se realizaron experimentos en un módulo de este tipo y se encontraron los resultados presentados en la figura 89 (Pedroza *et al.*, 2010). En la gráficas, se puede apreciar que el gasto se mantiene con poca variación cuando el tirante varía entre un tirante de aproximadamente 20 cm a 35 cm. En este intervalo, el gasto no aumenta más de 17 l/s, ni disminuye menos de 15 l/s.

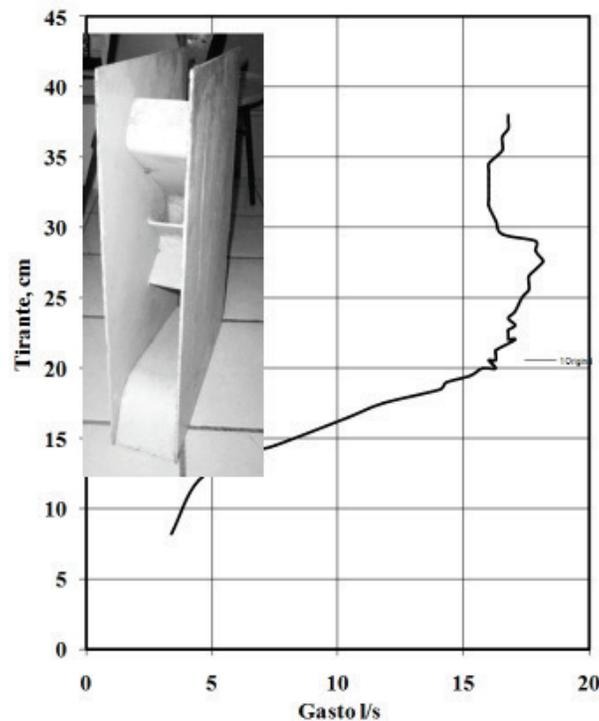


Figura 89. Variación del gasto en función del nivel en un módulo de máscaras y fotografía del módulo probado.

#### 6.6.2.2 Compuerta AVIO

El principio de funcionamiento es el mismo de la compuerta AVIS, pero funciona como orificio, por lo que requiere de mayor obra civil. En el país, no se tienen zonas de riego importantes con este tipo de compuertas. Se tiene noticia de una compuerta AVIS colocada en la Unidad de Riego de San Miguel Auza, en el estado de Zacatecas.

### 6.7 CONSIDERACIONES A TENER EN CUENTA SOBRE EL USO DE COMPUERTAS FLUÍDICAS

Ya se ha mencionado que estas estructuras tienen varios inconvenientes. Se han colocado en varios DR del país, pero en ningún caso se ha tenido una adaptación exitosa. Es probable que internacionalmente se tengan experiencias positivas, pero en nuestro país no es el caso.

En cuanto a las compuertas AMIL, uno de los principales inconvenientes es la calibración, que es muy difícil de lograr, si no es que imposible. Dicha calibración se debe intentar sin agua en el canal y adicionando peso en la parte contraria de la compuerta hasta que se equilibren ambas partes. Este procedimiento es difícil incluso para cualquier dispositivo o arreglo similar. Imagine una barra de madera sujeta a un eje de giro en el centro de la misma y que

deba estar equilibrada, lo que significa que el eje longitudinal de la pieza coincida perfecta y permanentemente con la horizontal. Esto mismo se debe lograr en la compuerta AMIL, procedimiento que es, como ya se mencionó, casi imposible. Como si el problema no fuera poco, las compuertas AMIL se han colocado en baterías de varias compuertas. Si la calibración de una compuerta aislada es complicada, la calibración de una batería de ellas es aún más.

También se ha comentado que uno de los mayores problemas a que se han enfrentado quienes colocan estas estructuras, es que el fabricante o constructor normalmente no es el dueño de las patentes y de los planos originales, por lo que las compuertas resultan con diferencias en algunas de sus dimensiones. El problema anterior de la calibración permanece aun cuando se tenga una compuerta AMIL “original”. En el caso del DR 025 Bajo Río Bravo, se colocaron compuertas suministradas por la fábrica poseedora de la patente en dos represas del canal Anzaldúas y en el DR 026 Bajo Río San Juan, compuertas de diseño y construcción propia de la empresa constructora, en cuatro represas del canal Rode. En ambos DR se tuvieron problemas de reducción en la capacidad de conducción del canal, al tener el diseño que forzar una pérdida de carga en el canal donde las condiciones de pendiente eran muy limitadas, situación que se solucionó construyendo ductos laterales con compuertas deslizantes.

Otro problema es que el nivel que se pretende regular es el nivel que coincide exactamente con el eje de giro. Ello implica que –una vez lograda la calibración, si se logra– la compuerta controlará únicamente ese nivel, y en los canales de riego de nuestro país, en ocasiones, se requiere mover el tirante de operación. Por ejemplo, en caso que se quisiera surtir tomas altas. Cualquier otro nivel que se pretenda regular desequilibrará la compuerta.

En el canal Rode se colocaron este tipo de compuertas y se tuvieron los siguientes problemas (Molano, 2001): primeramente, se tuvo una disminución importante en la capacidad de conducción del canal por la sobreelevación necesaria para los tamaños “estándar” de las compuertas. Posteriormente se tuvo el problema, ya mencionado, de la calibración. Después de varios esfuerzos infructuosos, se decidió convertir las compuertas AMIL en compuertas “aligeradas”; es decir, al tenerse un flotador en la placa frontal de la compuerta, la magnitud de la fuerza necesaria para subirla o bajarla disminuye notablemente. Esto se logró colocando un malacate en el puente de maniobras de la represa, con cables de izada para mantener la compuerta abierta a cierto nivel. Para evitar que personas ajenas al personal de operación del DR movieran estos malacates, se colocó un candado. A esta adecuación se le llama “compuertas aligeradas”.



**Figura 90. Compuerta aligerada del canal Rode. Nótese el volante para mover el malacate, y el candado para disminuir el vandalismo.**

Finalmente, los operadores del canal tienen la firme intención de sustituir las compuertas AMIL por compuertas radiales convencionales.

Otro problema que se suscitó en el canal Rode, DR 026 Bajo Río San Juan, Tam., donde se colocaron compuertas AMIL, sustituyendo a las represas originales de agujas en los cuatro primeros sitios al inicio del canal, en el que se tiene una capacidad de diseño de 70.0 m<sup>3</sup>/s. Las compuertas fueron instaladas en la represa del Km 28+400, aguas abajo y próxima al puente del ferrocarril. En su momento fue necesario conducir la máxima cantidad de agua. El nivel tocó la parte inferior del puente. Por casualidad se combinaron varios factores, de manera que la compuerta entró en fase con una onda reflejada en el puente y comenzó a oscilar fuertemente, con el peligro de destrucción de la misma y daños al canal. Para evitar la fluctuación de las compuertas, se trató, sin éxito, el uso de amortiguadores no incluidos en el diseño original de las compuertas. La solución a este problema consistió, al igual que en el DR 025, en la colocación de malacates con cables de izada y candados, que evitaron la oscilación de las compuertas.

En el DR 053 Estado de Colima se colocaron estas estructuras que no lograron el objetivo de una operación automática, pero que fueron usadas como trampolín improvisado por bañistas furtivos que usaban como el canal como alberca.

Se construyeron también compuertas AMIL en el DR 097 Lázaro Cárdenas, Mich. En este caso se presentó una situación especial aunque no extraña. La zona es altamente sísmica, por lo que en uno de los temblores las compuertas se dañaron porque eran de fibra de vidrio. Evento adicional al ya mencionado funcionamiento problemático de este tipo de estructuras.

Finalmente, se menciona el caso de la zona de riego de Miguel Auza, estado de Zacatecas. Se construyó una pequeña red de distribución constituida por dos canales principales de pequeñas dimensiones y se decidió equiparlos con compuertas AVIO y AVIS. En el inicio de los canales se colocó la compuerta AVIO, y en las inmediaciones de las tomas hacia las parcelas se colocaron compuertas AVIS. La experiencia tampoco ha resultado positiva. Entre otros problemas, los usuarios deben sellar cada noche las compuertas para que el agua contenida en los tramos no escurra y se pierda al final de los canales. La cantidad de agua es limitada, por lo que es muy importante evitar su desperdicio. Dado que sólo se riega de día, por la noche las compuertas permiten el escurrimiento entre tramos, ya que no están diseñadas para un cierre hermético, como es el caso de las compuertas planas o radiales.



**Figura 91. Compuerta AVIO al inicio de la pequeña red de canales de la zona de riego Miguel Auza, en Zacatecas.**



**Figura 92. Compuerta AVIS localizada en uno de los canales de la zona de riego Miguel Auza, Zacatecas.**

Lo anterior se menciona con la intención de invitar a evaluar el uso de este tipo de compuertas y analizar la conveniencia de colocarlas en áreas de riego extensas. Se tiene conocimiento de una zona de riego de reciente creación en Tierra Caliente, Michoacán, donde se han colocado estas estructuras. Por supuesto que es deseable su construcción si su desempeño es acorde con las necesidades del entorno del DR. En todo caso es recomendable que, previamente a la propuesta del uso de estas compuertas, se investigue y encuentren los sitios en el que su utilización sea eficiente y se detallen los factores de éxito, con objeto de tener certeza de su correcto funcionamiento.

## **6.8 ESTRUCTURAS AUXILIARES DE CONDUCCIÓN**

Al construir un DR se requiere, además de las estructuras de regulación y control en la red de canales, otras indispensables para la conducción del agua para salvar cauces y arroyos naturales; o bien, para dar seguridad y protección a la misma infraestructura de conducción.

Las estructuras de cruce (puente-canal, sifones, alcantarillas y túneles, principalmente) se construyen en canales, cauces naturales y drenes, con la finalidad de cruzar canales con drenes, vías de comunicación (carreteras y vías de ferrocarril), ríos, arroyos, barrancas, depresiones topográficas, e inclusive, cauces de alivio para avenidas extraordinarias. El criterio para seleccionar la construcción entre un puente-canal o sifón debe basarse, entre otras condiciones en:

- La pérdida de carga en un sifón debe ser tal que permita dominar por gravedad la superficie proyectada a regar. Cuando la superficie que se debe dejar de regar es mayor a lo permisible, entonces se debe de optar por un puente canal.
- La profundidad del cauce a cruzar también limita el uso de sifones cuando supera los 5 m, ya que la carga hidráulica puede superar la resistencia del material con que se puede construir el sifón.

### 6.8.1 Puentes canal

Consiste en un conducto al mismo nivel de la rasante del canal que cruza en forma aérea un obstáculo. El puente canal puede ser un ducto a cielo abierto para conducir caudales de 100 lps hasta  $70.0 \text{ m}^3/\text{s}$  o más. En ocasiones, el puente canal puede ser aprovechado también como puente vehicular, para lo cual el ducto será cerrado con una losa superior para soportar el paso de vehículos. En la figura 93 se observa el puente canal del Km 6+700 del canal Rode del DR 026 Bajo Río San Juan, Tam., con capacidad para  $60.0 \text{ m}^3/\text{s}$ .



---

**Figura 93. Puente canal vehicular del Km 6+700 del canal Rode, con dos cajones o ductos para  $60.0 \text{ m}^3/\text{s}$  de capacidad, para cruzar el arroyo San Pedro y uso vehicular de la carretera Comales-Camargo. DR 026 Bajo Río San Juan, Tam.**

---

El puente canal tiene varias ventajas. La primera es que puede cruzar obstáculos sin perder carga para regar por gravedad diversos terrenos. Esto es especialmente benéfico cuando, por necesidades de construcción de drenes, se requiere seccionar lotes.



---

**Figura 94. Puente canal de tubería de concreto de 24", de 150 lps de capacidad, para cruzar un canal cuyo claro es de 10 m, ubicado en el módulo III-4 del DR 025 Bajo Río Bravo, Tam.**

---



---

**Figura 95. Puente canal de concreto de 250 lps de capacidad, 0.60 m de base, 1 m de alto y muros de 10 cm de espesor para cruzar un dren cuyo claro es de 15 m. Módulo de Riego II-2 del DR 025 Bajo Río Bravo, Tam.**

---

### 6.8.2 Túneles

Los túneles se utilizan para cruzar cerros o elevaciones en las que no es posible construir un desvío, cuando la geología de la zona presenta derrumbes de laderas donde se pretende construir un canal, o cuando el costo de la obra de desvío es tal que la construcción del túnel resulte más atractiva. Existen túneles de capacidad variable. El DR 086 Río Soto La Marina, Tam. cuenta con el túnel Mariano Matamoros, con una longitud de 4.8 km y 40 m<sup>3</sup>/s de capacidad; descarga aguas arriba de la represa del Km 5+000 del canal principal, donde se deriva el agua al Km 0+000 de los canales principales margen derecha (CPMD) y margen izquierda (CPMI).

### 6.8.3 Sifones invertidos

Cuando en un canal se requiere cruzar un cauce o vía de comunicación se puede construir un sifón invertido, que puede conducir mayores volúmenes con un costo menor. Básicamente, es un entubamiento por debajo del cauce a cruzar. Las dimensiones pueden ser muy variables. En la figura 96 se muestra la entrada del sifón ubicado en el Km 13+7789.66 canal Anzaldúas, con 250 m<sup>3</sup>/s de capacidad. Consta de una longitud de 64 m, transiciones de entrada y salida de 25 m, con diez cajones de 3.20 m x 4.00 m de área hidráulica cada uno, construido de concreto hidráulico de 0.40 m de espesor. Su función es cruzar bajo dren El Anhel, en su Km 2+743.86, que tiene una capacidad de desagüe de 166 m<sup>3</sup>/s (DR 025 Bajo Río Bravo, Tam.).



---

Figura 96. Entrada del sifón invertido Km 13+779 canal Anzaldúas, de 250 m<sup>3</sup>/s de capacidad y 64 m de longitud para cruzar bajo el dren-arroyo El Anhelito. DR 025 Bajo Río Bravo, Tam.

---

## 6.9 ESTRUCTURAS DE SEGURIDAD

Las estructuras de seguridad y protección se construyen para evitar que los canales se destruyan o dañen por la entrada de aguas broncas (normalmente causadas por lluvias atípicamente superiores a las normales), o para llevar el agua en forma controlada cuando la topografía del terreno obligue a un cambio abrupto en la pendiente de diseño del canal. Las estructuras de protección son sifones automáticos para desagüe total y parcial de excedencias.

### 6.9.1 Caídas y rápidas

Las caídas verticales y rápidas se diseñan para evitar pendientes excesivas en el canal cuando las condiciones topográficas en el terreno sean superiores a la pendiente o rasante del canal. Las caídas deben, en lo posible, ser uniformes en altura y verticales, de preferencia cercanas a sitios donde se localicen represas.



---

**Figura 97. Rápida en el canal 24+060 del DR 017 Región Lagunera Coah-Dgo.**

---

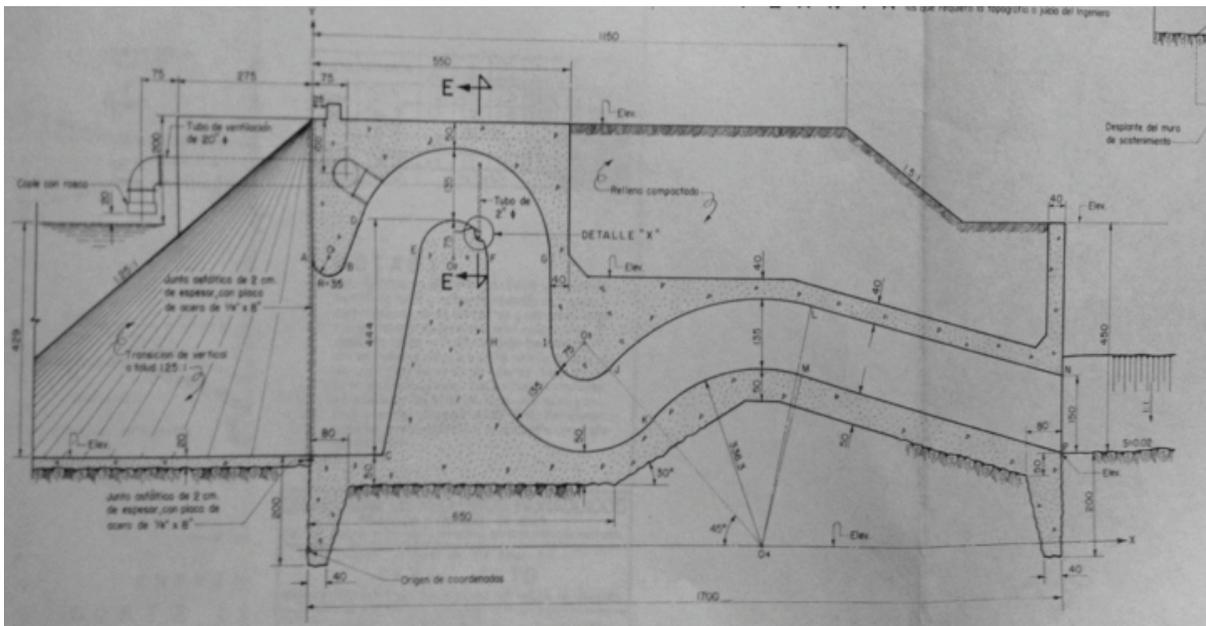
Con el uso de plásticos en el entubado de canales, estas condiciones topográficas deben ser aprovechadas para diseñar riego a baja presión; o bien, para colocar estructuras aforadoras de garganta larga, vertedores o tipo Parshall. Bajo este criterio, la construcción de caías y rápidas tiende a disminuir.

### *6.9.2 Sifones de emergencia, o desagües totales*

Los sifones de emergencia son estructuras de funcionamiento automático que trabajan intermitentemente, vaciando el canal cuando el tirante observado supera las condiciones de diseño. Se les conoce también en términos coloquiales como “saxofones”, debido a la forma de su corte longitudinal de la estructura. Su ubicación es generalmente inmediatamente aguas arriba de una represa, y su descarga se hace a un dren o cauce natural con capacidad suficiente para conducir el total del caudal a desalojar. Como su funcionamiento es automático, siempre existe el riesgo de desagües imprevistos, pudiendo tener afectaciones aguas abajo de la descarga.

En general, su funcionamiento empieza cuando el nivel de aguas arriba del canal sube por encima del límite de diseño y el agua empieza a verter por el desfogue, pero si este nivel sigue subiendo obtura los tubos que permiten la comunicación con la presión atmosférica y el sifón, o tubos de ventilación, lo que ocasiona un “autocebado” del sifón, llevando a tener un desagüe total del canal. Por regla general y en función del caudal a desalojar, el número de ductos o sifones puede ser de uno a tres, con un tubo de ventilación por ducto a alturas diferentes. La forma más fácil de evitar el autocebado y así deshacer el funcionamiento de estas estructuras, es perforar la parte superior de los tubos de ventilación.

La figura 98 se refiere a un corte en perfil del desfogue total automático sifón en el canal alto del DR 041 Río Yaqui, Son., donde se observa que la forma recuerda la del instrumento musical citado. En la figura 99 se muestra el desagüe total del Km 8+000 del canal Anzaldúas, del DR 025 Bajo Río Bravo, Tam.



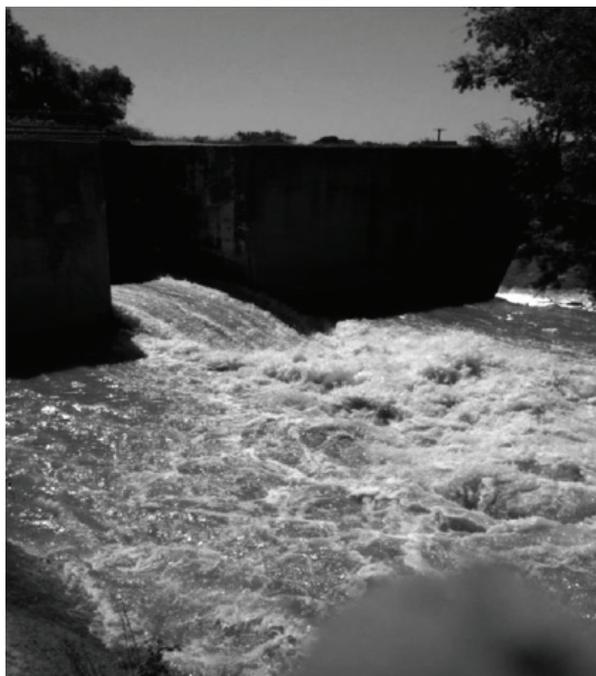
**Figura 98. Corte longitudinal de un desfogue total automático, conocido como “saxofón”. Canal Alto DR 041 Río Yaqui, Son. Tirante del canal de 4.29 m, área hidráulica de 48.75 m<sup>2</sup> y capacidad de 110 m<sup>3</sup>/s. SRH, 1961.**



**Figura 99. Desagüe total en el Km 8+000 del canal Anzaldúas, actualmente en desuso al ser eliminada la represa del canal y rellenado el dren Reynosa Poniente, donde se descargaban totalmente las excedencias del canal hacia el río Bravo. El terreno federal, resultado del relleno del dren, fue utilizado para construir oficinas federales e instalaciones recreativas del municipio de Cd. Reynosa, Tam.**

### 6.9.3 Desfogues parciales de excedencias

Las estructuras que permiten desalojar excedentes de agua conducidas por un canal de riego, de forma controlada y en función de la magnitud de la excedencia, son los desfogues laterales que normalmente descargan a un dren con la capacidad suficiente. Por lo general, consisten en compuertas radiales operadas manualmente.



---

**Figura 100.** Desfogue parcial en funcionamiento, descargando excedentes del canal 3.18.97 al dren Guadalupe.

---

## 6.10 EDIFICIOS

En los DR, además de las estructuras indispensables para riego y drenaje, existe una serie de edificios necesarios para llevar a cabo la administración del sistema de riego

*Casetas de canalero:* pequeñas construcciones de tres habitaciones, ubicadas en campo abierto a la orilla del canal a manejar, donde el jefe de sección (canalero o zanjero) recibe la firma de solicitud de riego. Originalmente fueron diseñadas para que el jefe de sección viviera con su familia, situación que actualmente no se da, más que por excepción. En la actualidad, es el lugar de reunión en cierta hora del día para que el canalero reciba a los usuarios. Para el caso del DR 025, se tienen alrededor de 120 casetas de canalero.

*Talleres:* la maquinaria de conservación (dragas, motoconformadoras, retroexcavadoras, equipos ligeros) requiere lugares de concentración y mantenimiento. Los módulos de riego con número importante de unidades cuentan con talleres más o menos equipados. Es común que varias ACU compartan un mismo taller

*Oficinas de módulos de riego:* sirven para alojar al personal técnico y administrativo contratado por las ACU, encargado de manejar el padrón de usuarios, la contabilidad de las cuotas recibidas de los usuarios y la parte que deben de enterar a la SHCP. Para el DR 025 se tienen cuatro oficinas en la ciudad Río Bravo, cuatro en Cd. Valle Hermoso y una en Poblado El Control, Tamaulipas.

*Oficinas de unidad de riego:* en distritos más o menos grandes o con zonas de riego muy separadas entre sí, existen unidades de riego fuera de la sede del DR, donde varios módulos de riego reportan al jefe de unidad su problemática e intercambian información. Para el caso del DR 025 Bajo Río Bravo, Tam., se tienen oficinas en la ciudad Río Bravo, en Cd. Valle Hermoso y en Poblado El Control, Tamaulipas.

*Oficinas del distrito de riego:* la sede del DR se ubica en una población de fácil acceso para los agricultores usuarios del distrito. En ellas se alojan, además de las del ingeniero en jefe, las oficinas de operación de conservación de ingeniería de riego y drenaje, y de administración. Para el caso del DR 025, la sede del distrito es la ciudad Río Bravo, Tamaulipas.



---

**Figura 101. Oficinas de la sede del DR 017 Región Lagunera Coah-Dgo., sita en calle Francisco I. Madero y López Rayón, en Cd. Lerdo, Dgo.**

---



La mayor parte de la superficie de los DR del país se ubica en los estados del norte que presentan condiciones predominantes de aridez. La superficie dominada con derecho a riego es, en muchos casos, superior a la disponibilidad de agua. Con cierta frecuencia se presentan condiciones de sequía; es decir, cuando los volúmenes almacenados en las presas no son suficientes para regar el 100% de la superficie con derecho a riego. En estos casos, se deben tomar acciones que permitan prever las restricciones en el área a regar y el número de riegos a aplicar.

## 7.1 ELABORACIÓN DE PLANES DE RIEGO EN CONDICIONES DE SEQUÍA: CASO DE ESTUDIO DR 086 RÍO SOTO LA MARINA, TAM.

De acuerdo con Hinojosa (2003), una de las mejores herramientas para manejar la operación de un distrito de riego en condiciones de sequía es ejecutar un plan de riegos que, en su elaboración, se hayan tomado en cuenta todas las variables físicas, productivas y socioeconómicas de todos los usuarios y usos de las aguas de las fuentes de almacenamiento. En condiciones de restricción, los usos y usuarios tienen intereses legítimos y reales pero conflictivos entre sí, por lo que es fundamental apoyarse en la Ley de Aguas Nacionales para jerarquizar los usos y elaborar un plan de riegos, consensuado por los usuarios, que les asegure los volúmenes a utilizar en forma oportuna, eficiente y suficiente.

A manera de ejemplo, se describen las acciones que se tomaron en el DR 086 Río Soto La Marina, Tam., durante los años agrícolas del 1997-1998 al 2000-2001, periodo en el cual se registraron las aportaciones mínimas históricas de almacenamiento y disponibilidad hidráulica. La experiencia obtenida permitió superar las condiciones críticas de escasez de agua en la presa de almacenamiento Vicente Guerrero CIN; establecer los criterios para determinar el almacenamiento a partir del cual debe formularse un plan de riegos con restricciones; el volumen más aconsejable de extracción de la presa, considerando todos sus compromisos de abastecimiento, entre los que destacan: el uso público-urbano de Ciudad Victoria, Tam., uso doméstico de las poblaciones, uso pecuario dentro del DR, uso agrícola del DR 086, uso acuícola y los usos no consuntivos en otras actividades productivas (pesca deportiva y comercial); el nivel de probabilidad de aportaciones a utilizar en función del almacenamiento inicial del año agrícola y el nivel de restricciones que deben tener todos los usuarios del sistema en condiciones de escasez de agua.

Hasta el año agrícola 1997-1998, el Distrito de Riego 086 Río Soto La Marina proporcionó el servicio de entrega de agua en bloque para los diversos usos, con los volúmenes anuales promedio detallados en la tabla 15. Por otra parte, existen usos no consuntivos, como son

cooperativas pesqueras comerciales y prestadores de servicios de pesca deportiva, quienes promueven se mantengan los niveles de almacenamiento en la presa lo más altos posible y con las menores variaciones para mejores condiciones de comercialización.

**Tabla 15. Volúmenes anuales promedio requeridos para los diferentes usos en un plan de riegos en condiciones normales, anterior al año agrícola 1997-98.**

USO	VOLUMEN (hm <sup>3</sup> )
Público Urbano Cd. Victoria, Tam.	15.072
Doméstico DR 086.	44.272
Abrevadero.	20.000
Riego agrícola.	405.152
Acuacultura.	75.504
Total	560.000

El DR 086 formuló, hasta el año agrícola 1997-98, sus planes de riego de forma tradicional, considerando que en el transcurso del año se presentarían aportaciones de, al menos, 75% de probabilidad empírica, que se tenía que proporcionar al servicio doméstico de las poblaciones del área de riego, al abastecimiento público-urbano de Cd. Victoria, al abrevadero para ganado, al servicio de entrega de agua en bloque a las ACU para riego agrícola y agua para acuacultura durante todo el año; todo esto manteniendo los niveles para la pesca comercial y deportiva en el vaso. Dada la alta capacidad de regulación de la presa y las aportaciones ocurridas en años anteriores, hasta este momento esta forma de planeación del riego resultó satisfactoria.

Sin embargo, a partir del 1° de octubre de 1998, con un volumen almacenado de 723.5 hm<sup>3</sup>, se tuvo que hacer ajustes en el volumen programado a extraer de la presa de almacenamiento dado que, por las condiciones de sequía prevalecientes en el noreste del país, de manera sistemática en los últimos años los almacenamientos de la presa Vicente Guerrero CIN evolucionaron a la baja, surgiendo el riesgo de suspender el suministro público-urbano si se abastecía un volumen para uso agrícola para un año normal.

La problemática presentada se complicó, ya que el abastecimiento de agua potable para Ciudad Victoria depende fundamentalmente de la presa durante las temporadas de estiaje en la región (meses de enero a agosto de cada año). Si bien es cierto que el volumen demandado a esa fecha por esta población no es significativo, comparado con los otros usos, el nivel de almacenamiento requerido para asegurar el funcionamiento del acueducto Guadalupe Victoria es la elevación 125.0 msnm, equivalente 308.0 hm<sup>3</sup>.

Otro elemento fundamental considerado fue el abastecimiento de las poblaciones rurales y de empresas acuícolas a través de la red de canales del DR, que durante la época de no riegos su suministro generaba grandes pérdidas de agua. Finalmente, un aspecto básico a considerar en la planeación del riego es que la conducción entre las presas de almacenamiento y de derivación genera pérdidas del orden de 0.5 hm<sup>3</sup> diarios.

Para el caso del DR 086 Río Soto la Marina y de la presa de almacenamiento Vicente Guerrero CIN, se concluyó:

- Dada la problemática de escasez, se tuvo la necesidad de reducir extracciones a la presa, por lo que se analizaron las medidas requeridas para hacer más eficiente el uso del agua. Así, se llevaron a cabo las siguientes acciones:

- ✓ Desincorporar los usos domésticos de la red de canales del distrito mediante la construcción de un acueducto del río Soto La Marina a las poblaciones del distrito. Esto implicó un ahorro de 47.3 hm<sup>3</sup>.
  - ✓ Mientras existan condiciones de restricciones en la presa, sólo se proporcionaría agua para abrevadero y acuacultura durante el periodo de riegos (enero-julio). Fuera de estas fechas, se deberían abastecer de fuentes alternas (pozos): ahorro de 66.7 hm<sup>3</sup>.
  - ✓ Hacer más eficiente la aplicación del riego agrícola a través de inversiones en infraestructura: ahorro de 6.1 hm<sup>3</sup>.
  - ✓ Realizar una planeación de la operación del sistema de presas más rigurosa, lo que implicó una planeación con criterios más severos y reducir su operación al mínimo número de días al año. Estas condiciones permitieron un ahorro total de 120.0 hm<sup>3</sup>.
- El plan de riegos, a partir de las acciones tomadas, considera para un año agrícola normal una extracción de sólo 440.0 hm<sup>3</sup> anuales.
  - Cuando el almacenamiento al inicio de un año agrícola es de 1,200.0 hm<sup>3</sup>, se debe elaborar un plan de riegos con restricciones. En este caso, el volumen más aconsejable a extraer es aquel que se determine a partir de un funcionamiento de vaso que incluya:
    - a) No considerar aportaciones por ríos.
    - b) Evaporaciones esperadas al 25% de probabilidad empírica de ocurrencia.
    - c) Precipitaciones esperadas al 75% de probabilidad empírica de ocurrencia.
    - d) En ningún mes el nivel de funcionamiento puede ser menor a la elevación 125.00 msnm, equivalente a 308 hm<sup>3</sup>, para garantizar el suministro de agua al acueducto Guadalupe Victoria durante el año en curso y el siguiente, en caso de una sequía nunca antes presentada.
    - e) El DR determina el volumen que es factible de entregar en puntos de control, en función de las eficiencias de conducción.
  - Es fundamental que el Comité Hidráulico del distrito proponga a la Conagua un plan de riegos donde:
    - ✓ Las ACU asuman la responsabilidad de determinar la cantidad de superficie a sembrar, es decir, el plan de cultivos.
    - ✓ La Conagua asuma la responsabilidad del volumen a entregar en puntos de control y los periodos de entrega.
  - Cuando el volumen más aconsejable a extraer sea menor a los 440 hm<sup>3</sup>, respetando el abastecimiento público-urbano, las restricciones para los demás usos deben ser conciliadas y acordadas en el seno del Comité Hidráulico del DR.

Una vez determinado y aprobado el volumen más aconsejable a extraer, el Comité Hidráulico debe acordar la forma de asignación del agua, la que puede ser:

- Sembrando toda la superficie empadronada, con un número de riegos reducido. Esta forma se aplica en aquellos DR donde la precipitación es importante y se

tiene monocultivo. El riesgo de esta decisión debe ser consciente y asumido por los usuarios. El incentivo para hacer un uso eficiente del agua en este caso, es que el volumen ahorrado se redistribuirá entre los usuarios para riego adicional. El método de distribución aconsejable en este caso es el de rotación o tandeo, reforzado por entregas de agua “gasto-tiempo”; es decir, se entrega un gasto fijo al usuario y se le retira en un número de horas más tarde previamente acordado. Por su parte, los usuarios pueden tomar medidas agronómicas al sembrar variedades precoces, con menor consumo de agua.

- Sembrando la fracción de superficie resultante del volumen más aconsejable a extraer con el número de riegos total requerido por el cultivo. En este caso se requiere incentivar la compactación de superficies, aplicar riegos baja estricta supervisión y la verificación constante de que no se riegue más superficie que la autorizada.

## **7.2 ESTRATEGIAS PARA CONTRARRESTAR ALMACENAMIENTOS INSUFICIENTES EN PRESAS PARA REGAR LA SUPERFICIE SEMBRADA: CASO DE ESTUDIO DR 063 GUASAVE, SIN.**

Aun cuando la mejor estrategia para la operación de un DR bajo condiciones de sequía es ejecutar un plan de riego donde se hayan tomado las previsiones necesarias, en ocasiones, por diversas circunstancias, se presentan condiciones en que la superficie sembrada supera con mucho el volumen más aconsejable de extracción de una presa. Lomelí *et al.* (2003) presentan el caso registrado en el DR 063 Gusave, Sin., durante el año agrícola 2002-2003.

El DR 063 cuenta con una superficie regable de 107,036 ha para beneficio de 14,056 usuarios. Fue transferido en 1992, para lo cual los usuarios se organizaron en cinco ACU para atender igual número de módulos de riego. La fuente para abastecimiento del DR es el escurrimiento superficial de la cuenca del río Sinaloa, principalmente, que se capta en dos presas de almacenamiento: la Lic. Gustavo Díaz Ordaz (Bacurato), sobre el río Sinaloa, con capacidad total de almacenamiento de 2,823 hm<sup>3</sup> y un volumen útil de 1,860, de la que se abastecen cuatro módulos de riego; y la presa Ing. Guillermo Blake Aguilar (El Sabinal), localizada sobre el arroyo Ocoroní, afluente del río Sinaloa, con una capacidad total de almacenamiento de 488 hm<sup>3</sup> y un volumen útil de 300 hm<sup>3</sup>, que abastece a un módulo de riego.

Con el agua disponible de ambas presas se lleva a cabo el establecimiento de cultivos agrícolas regionales, como son: maíz, frijol, garbanzo, cártamo, trigo, papa, sorgo, soya, arroz; de hortalizas y legumbres de exportación, y para el mercado nacional: calabaza, tomate, chiles dulces y picosos, frijol ejotero, pepino, melón y sandía, principalmente.

Los almacenamientos en las presas del DR 063 Guasave, al inicio del año agrícola 2002-03, fueron de los más bajos históricos, por lo que se asignaron para riego de ambas presas 646 hm<sup>3</sup>. Las ACU elaboraron sus planes de riego considerando el establecimiento de 77, 527 ha, destacando por su importancia el maíz, frijol, garbanzo y trigo. Esta superficie representa alrededor del 75% de un año normal.

rentes razones, para el cierre del ciclo otoño-invierno los usuarios establecieron 100,883 ha, situación que provocó un déficit de 234 hm<sup>3</sup> y, por lo tanto, el riesgo de provocar pérdidas económicas considerables en la superficie de maíz y trigo, principalmente, y, como consecuencia, conflictos de tipo socioeconómicos.

En la tabla 16 se observa la superficie programada y la realizada, así como el déficit que se presentó por el exceso de superficie (Lomelí *et al.*, 2003).

**Tabla 16. Superficie programada y realizada, año agrícola 2002-2003.**

Cultivos O-I	Superficie (ha)	
	Programa	Realizado
Calabaza	400.00	659.64
Cártamo	9,300.00	2,974.24
Cebolla	0.00	25.00
Chile	0.00	254.50
Frijol	16,372.00	25,598.13
Garbanzo	13,500.00	14,551.08
Hortalizas	1,250.00	848.97
Maíz	22,453.00	37,586.07
Papa	950.00	993.14
Pepino	0.00	445.90
Sandía	0.00	96.00
Sorgo	0.00	965.46
Tomate	3,300.00	3,648.37
Trigo	9,056.00	10,966.85
Varios	120.00	37.41
Perennes	826.00	1,233.22
Suma	77,527.00	100,883.98
Volumen necesario (hm <sup>3</sup> )	656.8	924.3

Esta situación hizo necesario instrumentar medidas para contrarrestar los efectos de los bajos almacenamientos. Las acciones se establecieron considerando dos vertientes principales:

- Operativos, para hacer más eficiente el uso y manejo del agua disponible.
- Incrementar la disponibilidad de agua mediante un programa adicional de bombeo.

Las acciones para hacer más eficiente el uso y manejo del agua, fueron:

- Estricto seguimiento al programa de extracciones de las presas.
- Revisión minuciosa de las demandas semanales presentadas por cada uno de los módulos de riego.
- Campañas de información por diversos medios, tanto a los productores agrícolas como a sus organismos y organizaciones filiales y, principalmente, a la sociedad en general.
- Se comisionó a personal técnico de la Conagua con experiencia en este tipo de operativos para apoyar los módulos de riego, con la finalidad de reducir las láminas de riego, particularmente, en los cultivos de maíz y trigo, por ser estos los que mayor superficie cubrían.
- Mayor número de reuniones de Comité Hidráulico con participación de: la Sagarpa, organizaciones de productores, gobierno del estado y gobiernos municipales que tienen influencia en el DR.

En cuanto al incremento de la disponibilidad de agua mediante el bombeo, las acciones fueron:

- Rehabilitación y equipamiento de pozos profundos en condiciones de operar.
- Rehabilitación y equipamiento de plantas de bombeo para aprovechar escurrimientos superficiales en el río y arroyos que cruzan el DR, así como en canales y drenes del mismo.
- Aprobación, por parte de los módulos de riego, de una cuota adicional para el pago de los costos de operación y mantenimiento de los equipos de bombeo.

Lomelí *et al.* (2003) reporta que con estas acciones:

- Se extrajeron para el riego de los cultivos establecidos 656.8 hm<sup>3</sup> y, adicionalmente, se utilizaron 265.4 hm<sup>3</sup> de bombeo,
- Se establecieron 100,883 ha, con una lámina bruta promedio de 91.4 cm. El programa fue de 106.6 cm y se tiene una reducción de 15.2 cm; un 14.3% menor.
- El impacto principal de la reducción de láminas de riego lo provocaron el maíz y el trigo, ya que en el primero de ellos se aplicó, en promedio, el riego de presembrado y tres auxilios. En el caso del trigo, un riego de presembrado y dos riegos de auxilio.
- La información que se tiene permite asegurar que no sólo no hubo pérdidas por falta de agua, sino que los rendimientos obtenidos son muy similares a los promedios obtenidos en otros años en los que no hubo restricciones de agua.
- Las acciones llevadas a cabo evitaron pérdidas de cultivos por falta de agua y conflictos de tipo sociales.
- La economía regional no se vio afectada al no reducirse la superficie sembrada, máxime que en esta parte del país se depende, en especial, de la actividad agrícola de riego.
- Es posible, mediante la concientización de los productores y del establecimiento de estrategias prácticas y de bajo costo, hacer más eficiente el uso y manejo del agua en el riego agrícola.

La estrategia mencionada por Lomelí *et al.* (2003), sólo es aplicable en el supuesto que existan fuentes adicionales de agua, cuyo costo de utilización pueda ser accesible.

Por otra parte, siempre debe tenerse en cuenta que la determinación del volumen más aconsejable a extraer de una presa de almacenamiento con problemas de sequía, desde el punto de vista técnico, es relativamente sencilla. Sin embargo, desde el punto de vista socioeconómico es muy compleja y llena de presiones, debido a que ello implica una disminución del nivel de vida de los diferentes usuarios. Conflictos de intereses (casi todos de ellos legítimos), mezquindades, envidias y, en algunos casos, reacciones violentas aparecen, afectando el orden en la distribución del agua. Los problemas, cuando existe escasez de agua entre naciones, estados, usos y usuarios (independientemente de su nivel de escolaridad) se reduce a lo mismo: “La poca agua que hay es la mía y la que falta es la de los demás”. Por esto, la autoridad del agua es fundamental. La autoridad del agua para ser efectiva debe ser transparente y que todos los involucrados participen. Las decisiones tomadas deben ser acordes a la legislación vigente. Es altamente recomendable no abrir la obra de toma de la presa para iniciar los riegos, a menos que el plan de riegos esté 100% consensuado y aprobado por los integrantes del DR.

La mejor forma para manejar esta situación es que al usuario le quede perfectamente claro el criterio sobre cómo se distribuye el agua, el volumen al que tendrá derecho y que se eviten los posibles privilegios de acaparamiento de agua por algunos usuarios o líderes. Esto permite al usuario tomar las decisiones productivas más convenientes para él; las que hacen más llevaderas las restricciones en el uso del agua. Dado que esta situación es de por sí muy compleja, el que cada parte asuma su responsabilidad, es esencial, por un lado, la autoridad del agua entregando el volumen comprometido con eficiencia y oportunidad, supervisando su distribución y, por el otro lado, el usuarios aplicando el volumen a que tiene derecho en el cultivo que a él le haya sido más conveniente, tomando en cuenta las condiciones de disponibilidad hídrica.



- Aguilar A. García N., "Uso de las compuertas de regulación como estructuras de aforo en canales de riego", XI Congreso Nacional de Irrigación, Mesa 6: "Medición, distribución y entrega volumétrica", Guanajuato, Gto., México, 19-21 de septiembre, 2001.
- Arroyo C. V. M., Gómez L. L., Mariano R. C. E., Pedroza G. E., Rivas A. I., Vargas D. S. y Tamari W. S., *Mejoramiento de la operación de la red principal en los distritos de riego*, informe final proyecto HC-2004, Coordinación de Tecnología Hidráulica, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Morelos, noviembre, 2000.
- ASTM. *Standard D 1941-91 Standard Test Method for Open Channel Flow Measurement of Water with Parshall Flume*, American National Standard, Nueva York, 2001.
- Burt C. M., Styles S. W., "Irrigation District Service in the Western United States", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ASCE, vol. 126, N° 5, September/October, 2000, pp. 279-282.
- \_\_\_\_\_, *Modern Water Control and Management Practices in Irrigation, Impact on Performance*, Water Reports 19, Food and Agriculture Organization of the United Nations (FAO), The World Bank, International Programme for Technology and Research in Irrigation and Drainage (IPTRID), Roma, 1999.
- Burt, C, Ruiz C. V. M., *Curso de Modernización de Distritos de Riego*, Navojoa, México, diciembre, 1999.
- Buyalski C. P., Ehler D. G., Falvey H. T., Rogers D. C. Serfozo E. A., *Canal Systems Automation Manual*, vol. I, US Department of the Interior, Bureau Reclamation, Denver, USA, 1991.
- Caballero U. J. M., Nateras R. E., Pedroza G. E., *Determinación experimental del coeficiente de descarga en una compuerta auto-operante tipo AMIL*, informe final del Convenio de Colaboración IMTA/UMSNH/HC0411/RD0424, Morelia, Michoacán, México, 2006.
- Clemmens A. J., "Irrigation Water Delivery Performance", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ASCE, vol. 110, N° 1, March, 1984, pp. 1-13.
- Comisión Nacional del Agua, Gerencia Estatal en Sinaloa, Distrito de Riego 010 Culiacán-Humaya-San Lorenzo, *Informe mensual de distribución de aguas, Anexo núm. 3, Sistema Humaya, Ciclo agrícolas 1988-89 al 1996-97*.
- De León M. B., *Evaluación de la eficiencia de uso y manejo del agua en distritos de riego*, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Mor., 1992.
- García V. N. H., *Estructuras fluídicas para la automatización de canales, Manual práctico*, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Colección "Manuales", Jiutepec, Morelos, 1998.
- \_\_\_\_\_, *Operación de red principal*, Comisión Nacional del Agua, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, México, 2000.
- Hinojosa C. G. A. *Modelos digitales para el estudio de planes de riego. Caso: Distrito de Riego No. 038 Río Mayo Sonora, México*, tesis profesional, Universidad Autónoma Chapingo, 1979.
- \_\_\_\_\_, "Criterios generales para la formulación de los planes de riego en condiciones de sequía", XII Congreso Nacional de Irrigación, Mesa 1: "Evaluación de la transferencia y

- gestión de módulos, distritos y unidades de riego”, Zacatecas, México, 13-15 de agosto, 2003.
- Kennedy P. A., Fragosa D. F., Peña P. E., Moreno B. E., *Manual de aforos*, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec, Mor., 1992.
- Levi E., Aldama A., *Diseño hidrodinámico y automatización fluídica en obras hidráulicas*, Instituto de Ingeniería, UNAM, México, 1978.
- Lomelí J., Carbajal J., Palafox G. “Estrategias para contrarrestar bajo almacenamiento en presas en el año agrícola 2002-2003 en el Distrito de Riego 063, Guasave, Sin.”, XII Congreso Nacional de Irrigación, Mesa 1: “Evaluación de la transferencia y gestión de módulos, distritos y unidades de riego”, Zacatecas, México, 13-15 de agosto, 2003.
- Luque J. A. *Administración y manejo de sistemas de distritos de riego*, Editorial Hemisferio Sur, Buenos Aries, Argentina, 1979.
- Skertchy M. L., *Manual de diseño de estructuras de aforo*, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, “Serie Didáctica”, 2, Jiutepec, Mor., 1988.
- McCornick P. G., “Water Management in Arranged-Demand Canal”, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ASCE, vol. 119, N° 2, March/April, 1993.
- Molden D. J., Gates T. K., “Performance Measures for Evaluation of Irrigation-Water-Delivery Systems, ASCE, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, vol. 116, N° 6, Novenver/December, 1990, pp. 804-823.
- Palacios V. E., Exebio G. A., *Introducción a la teoría de la operación de los distritos y sistemas de riego*, 2ª impresión, Colegio de Postgraduados, Centro de Hidrociencias, Montecillo, Estado de México, diciembre, 1989.
- Palacios V. E., *Métodos de distribución y eficiencias en el uso del agua en los sistemas de riego*, apuntes del diplomado: Diagnóstico, Planeación, Uso Eficiente del Agua y la Energía Eléctrica y Mejoramiento de la Productividad en las Unidades de Riego para el Desarrollo Rural, Colegio de Postgraduados, Montecillo, México, 17 de junio-12 de julio, 1996.
- \_\_\_\_\_, *Manual de operación de distritos de riego*, Universidad Autónoma Chapingo, Departamento de Enseñanza, Investigación y Servicio en Irrigación, 3ª edición, Chapingo, México, 1981.
- Palmer J. D., Clemmens A. J., Dedrick A. R., “Several Sources of Nonuniformity in Irrigation Delivery Flows”, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, ASCE, vol. 115, N° 2, December, 1989, pp. 920-937.
- Pedroza G. E., López Z. A y Mejía A. V.G., “Experimentos comparativos en aforadores tipo Parshall con incumplimientos a la norma”, XXII Congreso Nacional de Hidráulica, Acapulco, Gro, México, noviembre, 2012.
- Pedroza G. E., Ángel H. J. L. y Rivero M. J. A., “Optimización de un módulo regulador de gasto para canales de riego”, *Memorias del XXI Congreso Nacional de Hidráulica*, Guadalajara, Jal., México, octubre, 2010.
- Plusquellec H., *Mejoramiento de la operación de los sistemas de riego por gravedad*, Comisión Nacional del Agua, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Coordinación de Riego y Drenaje, “Serie Didáctica”, 9, Jiutepec, Mor., 1990.
- Porcheron R., “Modern French Operating and Maintenance Techniques on Major Irrigation Projects. Canal de Provence: a case study”, Water Resources Development and Management Workshop, Sainliurfa, República de Turquía, 17 al 21 de octubre, 1988.
- Renault D., “Irrigation Offtake Sensitivity”, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, vol. 125, N° 3, May/June, 1999, pp 131-136.
- \_\_\_\_\_, “Offtake Sensitivity, Operation Effectiveness, and Performance of Irrigation System”, *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, Vol. 125, Núm. 3, May/june, 1999, pp 137-147.

- Ruiz Carmona V. M., *Apuntes del primer Curso Internacional de Regulación de Canales*, Jiutepec, Mor., 28 de agosto al 8 de septiembre, 1995.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos (SRH), *Instrucciones generales para la localización y diseño de canales y sus estructuras menores*, 1961.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos, Subsecretaría de Agricultura y Operación, Dirección General de Distritos y Unidades de Riego, *Módulos aforadores Aquacontrol Instructivo*, México.
- Vargas D. S., Pedroza G. E., "Estimación de pérdidas por operación en canales principales", Congreso Internacional de Transferencia de Sistemas de Riego, Mesa 3: "Desarrollo y Transferencia de Tecnología", Mazatlán, Sinaloa, México, 2-9 de abril, 2000.
- Walker R. E., "Long Crested Weirs", *Proceedings of Simposium Planning, Operation, Rehabilitation and Automation of Irrigation Water Delivery Systems*, Irrigation and Drainage Division of the American Society of Civil Engineerings, Darell D. Zimbelman (ed.), Portland, Oregon, July 28-30, 1997, pp. 110-119.

