

EVALUACION Y MEJORAMIENTO EN VARIOS ASPECTOS
DE LA OPERACION EN EL SISTEMA
DE RIEGO GUANARE

Por
Francisco A. Pérez Rodríguez

Tesis para Optar al Grado de Magister Scientiae
en Riego y Drenaje

www.bdigital.ula.ve

CENTRO INTERAMERICANO DE DESARROLLO
INTEGRAL DE AGUAS Y TIERRAS
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES
MERIDA - VENEZUELA
1989

Adquirido por Donación
Fecha: 0 JUL 1991

BIBLIOTECA CENTRAL
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES

AGRADECIMIENTO

En estas líneas, el autor quiere dejar constancia de su agradecimiento a las personas e instituciones que de una y otra manera prestaron su colaboración en la ejecución del presente trabajo.

Al Dr. Carlos Grassi, por su estímulo y orientación a través de todo el proceso de elaboración.

Al Dr. Fernando Key S., por su asesoría y apoyo.

Al personal de operación del Sistema de Riego Guanare, por ceder su tiempo en la ejecución del trabajo de campo y gabinete.

A la Facultad de Agronomía - UCV y al Centro Interamericano de Desarrollo Integral de Aguas y tierras, por ser las instituciones que han facilitado las condiciones y prestado los recursos necesarios.

A Josefina Chacón, por el mecanografiado del presente trabajo.

www.bdigital.ula.ve

I N D I C E

	Página
AGRADECIMIENTO.....	iii
LISTA DE TABLAS.....	ix
LISTA DE FIGURAS.....	xi
RESUMEN	xiii
 Capítulo	
I. INTRODUCCION.....	1
Generalidades.....	1
Revisión de literatura, definiciones y conceptos básicos	3
Sistema de riego y drenaje	3
Operación	3
Régimen de funcionamiento de los canales.....	4
Forma de suministro.....	6
Magnitud del sistema.....	6
Tipo de captación	6
Disponibilidad de agua.....	6
Capacidad del canal.....	6
Hábitos de los usuarios y administradores del sistema...	7
Labores de mantenimiento.....	7
Recreación y balance ecológico.....	8
Pérdidas de agua.....	8
Eficiencia de conducción total.....	9
Estimación de los gastos brutos a dejar pasar por los puntos de control, a partir del conocimiento de la eficiencia de conducción total del sistema de riego.....	13
Longitud unitaria en canales.....	14
Longitud equivalente en canales.....	14
Calibración de estructuras de aforo y entrega.....	17
Tiempo de avance del agua en el canal.....	18

I N D I C E (Continuación)

	Página
Índice de aprovechamiento por derivación.....	19
Area de estudio y sus problemas	20
Identificación del sistema de riego.....	20
Obras de captación	20
Red de conducción, distribución y entrega.....	22
El problema	28
Importancia del problema planteado.....	30
En lo nacional	35
En el sistema de riego.....	36
Objetivos.....	37
II. METODOLOGIA	39
Eficiencias de conducción en el sistema de riego.....	39
Procesamiento de datos.....	39
Calibración de dispositivos de control y aforo.....	42
Generación de tablas de gasto para aforos en el canal principal.....	42
Calibración de tomas de doble compuerta.....	48
Procesamiento de datos.....	52
Tiempo de avance del agua en los canales.....	55
Pruebas de avance en el canal principal.....	55
Prueba uno.....	57
Prueba dos.....	57
Prueba tres.....	58
Prueba cuatro.....	61
Procesamiento de datos.....	61
Pruebas de avance del agua en el canal D-2.....	64
Prueba uno.....	66
Prueba dos.....	66
Prueba tres.....	69
Prueba cuatro.....	69

I N D I C E (Continuación)

	Página
Indice de aprovechamiento por derivación	72
III. RESULTADOS Y DISCUSION.....	75
Eficiencia de conducción en el sistema de riego.....	75
Calibración de dispositivos de control y aforo.....	83
Generación de tablas de gastos para aforo en el canal prin cipal.....	83
Calibración de toma de doble compuerta.....	94
Tiempo de avance del agua en los canales.....	96
Canal principal	96
Canal secundario D-2.....	106
Indice de aprovechamiento por derivación.....	108
IV. CONCLUSIONES	111
En lo referente a las eficiencias de conducción en el sistema de riego.....	111
En lo referente a las calibraciones de dispositivos de control y aforo	111
De la generación de tablas de gasto para el aforo en la progresiva 0 + 400 del canal principal.....	111
De las calibraciones de tomas.....	112
En lo referente al tiempo de avance del agua en los canales...	112
En lo referente al índice de aprovechamiento del agua disponible en la derivación.....	113
Conclusiones finales.....	114
V. RECOMENDACIONES.....	115
LITERATURA CITADA.....	119
APENDICES	
APENDICE 1: Ejemplos de aplicación de la metodología de estima ción de los gastos brutos a dejar pasar por lo pun tos de control a partir del conocimiento de la efi ciencia de conducción total de sistemas de riego....	121

I N D I C E (Continuación)

	Página
APENDICE 2: Tablas de gastos para canaletas Balloffet de 0,24 y 1,00 m de garganta. Curva de gasto para sifón en U de 4 pulgadas de diámetro.....	129
APENDICE 3: Tablas de características de tomas y mediciones de gastos, con fines de calibración, en el canal principal.....	135
APENDICE 4: Procedimiento de cálculo para obtener las tablas del gasto que dejan pasar las retenciones.....	143
APENDICE 5: Plan de operación para el canal D-2. Temporada 1976.....	159
APENDICE 6: Gastos mínimos aforados por ciclo en el río Guanare, aguas arriba de la obra de captación, y menores a la capacidad de derivación del sistema de riego, 10 m ³ /s.	173
APENDICE 7: Tablas y figuras resultados de las calibraciones de 8 tomas de doble compuerta del canal principal...	177
APENDICE 8: Tablas y figuras resultados del procesamiento de datos para el tiempo de avance del agua en los canales.....	193

LISTA DE TABLAS

Tabla		Página
1	Características hidráulicas del canal principal.....	24
2	Retenciones, caídas y otras estructuras del canal principal..	25
3	Tomas del canal principal.....	27
4	Características hidráulicas de los canales secundarios.....	31
5	Retención, caídas y otras estructuras del canal D-2.....	32
6	Tomas del canal D-2.....	34
7	Resumen de los gastos derivados y entregados. Temporada de riego 1974-1975.....	40
8	Resumen de los gastos derivados y entregados. Temporada de riego 1975-1976.....	41
9	Mediciones de gastos en el canal principal, progresiva 0 + 400 compuerta de retención N ^o 1 elevada.....	44
10	Mediciones de gastos en el canal principal, progresiva compuerta de retención N ^o 1 baja.....	45
11	Avance del agua en el canal principal, prueba N ^o 1 Datos de campo.....	59
12	Avance del agua en el canal principal, Prueba N ^o 2. Datos de campo.....	60
13	Avance del agua en el canal principal, Prueba N ^o 3. Datos de campo.....	62
14	Avance del agua en el canal principal. prueba N ^o 4. Datos de campo.....	63
15	Avance del agua en el canal D-2, prueba N ^o 1 Datos de campo Gasto toma alimentadora: 3600 l/s.....	67
16	Avance del agua en el canal D-2, prueba N ^o 2 Datos de campo Gasto toma alimentadora: 3760 l/s.....	68
17	Avance del agua en el canal D-2, prueba N ^o 3 Datos de campo Gasto toma alimentadora: 2160 l/s.....	70
18	Avance del agua en el canal D-1, prueba N ^o 4. Datos de campo Gasto toma alimentadora: 1676 l/s.....	71
19	Resultados de los cálculos de las eficiencias de conducción, operación y conducción total para la temporada de riego 1974-75.....	76
20	Resultados de los cálculos de las eficiencias de conducción, operación y conducción total para la temporada de riego 1975-76.....	77

LISTA DE TABLAS (Continuación)

Tabla		Página
21	Modelos teóricos y coeficientes experimentales de curva de gasto en la progresiva 0 + 400 del canal principal.....	87
22	Gastos medidos y estimados, según diferentes modelos, en el canal principal, progresiva 0 + 400. Compuerta retención N° 1 elevada.....	88
23	Gastos medidos y estimados, según diferentes modelos, en el canal principal, progresiva 0 + 400 compuerta retención N° 1 baja.....	89
24	Modelo de curva de gasto adoptado y coeficientes experimentales definitivos. Progresiva 0 + 400 canal principal.....	91
25	Gasto contra tirante en la progresiva 0 + 400 del canal principal. Compuerta de retención N° 1 elevada.....	92
26	Gasto contra tirante en la progresiva 0 + 400 del canal principal. Compuerta de retención N° 1 baja.....	93
27	Gastos para las tomas de 12" (0,305 m) ancho. Tomas: 3, 21, 35 y 38.....	100
28	Gastos para las tomas de 15" (0,381m) ancho. Tomas 12, 13 y 23.....	101
29	Gasto de la toma derivadora D-1.....	102
30	Tiempos calculados en alcanzar el nivel de operación para diferentes distancias y gastos en el canal principal.....	105
31	Resumen de cálculos del avance del agua en el canal D-2 (Distancia total de recorrido 9093 m).....	109
32	Cálculos de índices de aprovechamiento por derivación.....	110

LISTA DE FIGURAS

Figura		Página
1	Esquema simplificado de una red de canales.....	15
2	Plano conjunto del sistema de riego Guanare.....	21
3	Toma de doble compuerta tipo, según el Manual de Operación, MOP (1971).....	49
4	Esquema del avance del agua en el canal, a) canal seco; b) ola o frente de agua, y c) avance del agua.....	58
5	Línea de regresión del gasto derivado y entregado de toda la temporada de riego 1974-75.....	80
6	Línea de regresión del gasto derivado y de toda la temporada de riego 1975-76.....	81
7	Curva de gasto en progresiva 0 + 400 del canal principal. Trazado de línea sobre la tendencia de los puntos y para retención N° 1 elevada.....	84
8	Curva de gasto en progresiva 0 + 400 del canal principal. Trazado de línea sobre tendencia de los puntos y para retención N° 1 baja.....	86
9	Comparación de las curvas de coeficientes de descarga, Cd, obtenidas en pruebas realizadas en el Sistema de Riego Guanare y la presentada por Peterca (1964), recomendada por el Manual de Operación, MOP (1971).....	95
10	Curvas de gasto para tomas de 12" (0,305 m) de ancho de compuerta. Tomas 3, 21, 35 y 38	97
11	Curvas de gasto para tomas de 15" (0,381 m) de ancho de compuerta. Tomas 12, 13 y 23.....	98
12	Curvas de gasto para tomas de 2 x 72" (2 x 3,66 m) de ancho de compuerta. Toma D-1.....	99
13	Curvas calculadas que relacionan los tiempos en alcanzar los niveles de operación en el canal principal. Para 4 gastos, sin entrega y canal seco al inicio de las pruebas...	104

www.bdigital.ula.ve

RESUMEN

El sistema de riego Guanare, aprovechamiento hidráulico por derivación del río del mismo nombre, a pesar de que fue dotado originalmente de suficientes y adecuadas estructuras de control, aforo y entrega, no cuenta con un buen manejo del agua, en cuanto a gasto de alimentación, niveles y otros parámetros relacionados con la operación. Tales deficiencias tienen como fuente al desconocimiento, por parte de los operadores, de los fundamentos básicos del comportamiento hidráulico de las obras. Situación análoga se repite, a nivel nacional, en sistemas de riego de características semejantes.

Con el presente trabajo, realizado con información generada en campo y otra extraída de los archivos del sistema durante el año civil 1976, se pretende conocer mejor el comportamiento de la obra de riego, por lo que se estudia aspectos que tienen que ver con las eficiencias de conducción y su utilidad, la generación de tablas de gasto para puntos de control, el tiempo de avance del agua en los canales con diferentes caudales y las condiciones e índices de aprovechamiento de los volúmenes de agua disponibles en el río, todos, para ser más eficaz en la ubicación de los recursos, con el fin de incrementar la superficie regada y cumplir con los preceptos fundamentales de hacer la entrega del agua en la oportunidad y cantidad adecuada.

www.bdigital.ula.ve

CAPITULO I

INTRODUCCION

Generalidades

La captación, distribución y entrega del agua a las unidades de producción, con fines de riego, implica un conjunto de acciones concatenadas y dependientes entre sí. En este proceso intervienen una serie de factores los cuales podrían agruparse así:

- a) Hidrológicos
- b) Hidráulicos
- c) Agronómicos
- d) Humanos.

En las obras de irrigación proyectadas y ejecutadas por el Estado Venezolano, parece ser que el manejo del agua, en la gran mayoría de los casos, ha sido determinado por las preferencias del usuario, quedando supeditados los otros factores a este último.

El origen de esta situación es comprensible, ya que en las primeras etapas del desarrollo de las obras, la capacidad de captación y conducción estaba muy por encima de la demanda generada por las áreas acondicionadas para el riego. Los usuarios y también los administradores de las obras, ante tal abundancia de agua, ajustaron el tiempo y calendario de riego al horario y calendario de trabajo en oficinas del Estado, y en muchos de los casos a los deseos caprichosos de los primeros. Esta forma de echar agua a los canales se hizo costumbre trayendo posteriormente, a medida que se incorporaban más áreas al riego, una secuela de problemas que podrían agruparse en los siguientes puntos:

- a) Insuficiencia del agua disponible
- b) Falta de mantenimiento en la red de riego y drenaje

- c) Requerimiento de numeroso personal para el manejo de las obras
- d) Necesidad de drenaje interno y superficial
- e) Escaso control y precisión en el proceso de entrega del caudal demandado por las unidades de producción.

De aquí se infiere que la buena operación de un sistema de riego plantea:

- a) Entregar a las parcelas la cantidad de agua necesaria en el momento oportuno.
- b) Minimizar en lo posible los costos de operación, por requerirse menos movimientos de estructuras.
- c) Minimizar los costos de mantenimiento, por disminución de acumulación de sedimentos o daños a estructuras.
- d) Máximo rendimiento en el uso del gasto y/o volúmenes de agua disponible.
- e) Mantener el nivel freático a una profundidad tal que no incida negativamente en el proceso productivo.

Con el estado actual de los sistemas de riego, y sin la introducción de equipos complejos, es posible conseguir una buena operación con sólo lograr un ordenamiento sistemático de los diferentes factores actuantes. Para esto se debe conocer en detalle cada uno de ellos, cuáles son verdaderamente independientes, cuáles dependientes y cuáles susceptibles de ser modificados.

La literatura existente en el país, que trata de operación de sistemas de riego, no da explicación en detalle en cuanto a los pasos a seguir para que la distribución del agua sea lo más eficiente posible, solamente cubre generalidades. Esto ha conducido a que muchos técnicos sin experiencia, al iniciar sus labores en un sistema de riego en operación o no, se encuentren

incómodos a falta de material que les sirva de guía en la toma de decisiones en cuanto a la mejor forma de entenderse con la unidad operacional.

Revisión de Literatura, Definiciones y Conceptos Básicos

Se aclaran a continuación los términos, definiciones y conceptos básicos utilizados en este trabajo.

Sistema de Riego y Drenaje

Resumiendo los conceptos emitidos por Astorga (1962, 1976), Journal of Irrigation and Drainage Division (1971), Odum (1972) y Lobo (1974), se define sistema de riego y drenaje como un ecosistema agrícola que abarca una cuenca o parte de ella, con entradas de insumos y salidas de productos, la componen además, obras civiles y agronómicas de almacenamiento, control, distribución, entrega y aplicación del agua que coadyuvan en el uso racional y conservacionista de la misma así como de la tierra, se rige por leyes ecológicas y humanas con el fin último de producir bienes materiales y/o sociales siempre en provecho del hombre.

Operación

El proceso de captación, distribución y entrega del agua en los sistemas de riego y drenaje, se conoce como operación.

Para Milligan (1969), el objetivo de la operación y conservación consiste en dirigir el personal del proyecto, administrar los terrenos, las aguas, las estructuras, el equipo y otras instalaciones, de manera tal que sea posible lograr los objetivos sin serias consecuencias en el ambiente.

Según el Ministerio de Obras Públicas (MOP, 1971) la operación de un sistema de riego es el proceso que se inicia con la captación, distribución y entrega de la dotación de riego en el punto óptimo de la unidad de explotación, en el momento y cantidad suficiente para el logro de las cosechas, y

concluye con la evacuación de los excedentes de riego y lluvias; de modo de mantener a través de todo el proceso, el equilibrio deseable en la interacción de los recursos agua-suelo-planta.

La Secretaría de Recursos Hidráulicos, México (1971), considera que la operación de los distritos de riego consiste en realizar todos aquellos trabajos necesarios para lograr la mejor utilización del agua disponible, proporcionando a los cultivos el agua con la oportunidad debida y en la cantidad necesaria, con la meta de obtener el óptimo rendimiento por unidad de volumen distribuido y por unidad de superficie regada. Este objetivo fundamental se complementa con la distribución equitativa de los volúmenes disponibles entre todos los usuarios con derechos establecidos, de acuerdo a los patrones existentes.

El ASCE Journal of Irrigation and Drainage Division (1973) define el concepto de operación de sistema de riego y drenaje como todo aquello asociado con el control, movimiento y evacuación del agua o su reutilización donde sea posible. Un factor de actualidad, y de mayor importancia en el futuro, será la necesidad de una operación que comprenda un buen manejo en el control de la calidad como de la cantidad de agua.

Parece ser que la operación es más compleja que las definiciones citadas, por considerarse que en el término está implícito el concepto del manejo de un ecosistema agrícola. No obstante, este trabajo se refiere solamente a lo concerniente al control, movimiento y entrega de agua en los canales.

Régimen de Funcionamiento de los Canales

De la lectura de la literatura citada y de las observaciones personales del autor se concluye que la operación puede ser continua o intermitente. Siendo continua cuando se opera el canal las 24 horas del día e intermitente cuando opera menos horas.

Los países con experiencia y tradición en agricultura bajo riego considera como normal el uso de las 24 horas diarias para el tiempo de prestar servicio de entrega de agua en los sistemas de riego. En estos casos, generalmente funcionan permanentemente y por toda la temporada de riego la red primaria y secundaria. La red terciaria puede funcionar permanente o intermitentemente dependiente de la forma de entrega.

La modalidad extendida en Venezuela, de la entrega por solo las horas diurnas, obliga necesariamente a una operación intermitente en todas las redes del sistema, crando así una secuela de ineficiencias y de otros problemas de operación como se verá más adelante.

Para Grassi (1971) un canal terciario opera en caudal contínuo o intermitente, según el área que abastece y la demanda de riego; dos factores que cambian durante la estación de riego, de acuerdo al programa de cultivo y las condiciones climáticas.

Astorga (1972) indica que para el sistema de riego Taiguaiguay se ha establecido, de común acuerdo con los usuarios y el sistema, una entrega diaria de 10 horas, factibles de incrementarse si así lo exigieren las circunstancias. Este horario es el más aceptado, por coincidir con la jornada agrícola diaria de uso en la zona. De noche, sólo se entrega agua a la laguna de una de las fincas servidas por el sistema.

Astorga (1976), citado anteriormente, recomienda que para los sistemas de riego por derivación se deberá operar en forma contínua y, por turnos entre los sectores del sistema.

Grassi (1976) establece que la actividad del riego, en las grandes obras, sea de día y noche, incluidos los días no laborables.

La modalidad del régimen de funcionamiento de un sistema de riego o de un canal en particular está sujeto a disímiles condiciones que lo caracterizan. A continuación se describen algunas de las condiciones determinadas:

Forma de Suministro

Si el suministro es continuo, a cualquiera de las unidades de producción o a la totalidad de ellas, se está obligado a un funcionamiento continuo parcial o total del sistema.

Magnitud del Sistema

Evidentemente, en aquellos sistemas de riego medianos y grandes, donde la longitud del recorrido del agua por los canales toma mucho tiempo, es obligante la operación continua, ya que es muy difícil alcanzar los niveles en un tiempo corto. En los sistemas de riego considerados pequeños, no es obligante la operación continua en razón de su tamaño.

Tipo de Captación

Para el caso de medianos y grandes sistemas, es siempre recomendable la operación continua, independientemente del tipo de captación. Para pequeños sistemas, es posible la operación intermitente: a) para captación por almacenamiento; b) para captación por derivación y por bombeo, siempre y cuando el gasto disponible en el río o en el pozo supere ampliamente la demanda de riego.

Disponibilidad de Agua

Para captación por derivación o bombeo directo y en presencia de un gasto reducido, es obligante la operación continua, so pena de perder disponibilidades de agua.

Capacidad del Canal

En presencia de canales de amplia capacidad y en abundancia de agua, es posible operar en forma intermitente en aquellos sistemas de dimensiones

pequeñas. Pero en presencia de canales de poca capacidad y gran demanda de agua, se requiere operación continua. Aquí se presenta un problema económico, ya que a medida que aumentamos las dimensiones del canal, y sus estructuras correspondientes, aumenta el costo por metro lineal de la obra. Por otro lado, cuanto más horas se use un canal menor han de ser sus dimensiones para igual superficie de riego. En los grandes y medianos sistemas siempre es conveniente operar en forma continua, independientemente de la capacidad de los canales.

Hábitos de los Usuarios y Administradores del Sistema

La tendencia general en la agricultura es, si es posible, trabajar sólo durante las horas del día, cosa que es comprensible. En lo que se refiere a Venezuela, el riego en los sistemas administrados por el Estado, la tendencia es a la entrega intermitente y así a la operación intermitente, sacrificando la eficiencia en el aprovechamiento de los recursos en aras de satisfacer los hábitos de los usuarios y del personal operario. Este proceso se realiza con la complicidad pasiva de los administradores de los sistemas. Se entiende que se debe tomar en cuenta, para la operación, los hábitos de los usuarios, pero, este factor no debe ser en ningún momento dominante sobre los otros.

Labores de Mantenimiento

El llenado y subsiguiente secado de los canales, en forma frecuente y rápida, es causa del deterioro de taludes y revestimientos, de la acumulación de sedimentos y del crecimiento desproporcionado de malezas. En consecuencia, la operación intermitente, por lo menos en los sistemas de riego medianos y grandes, aumenta considerablemente los costos de mantenimiento lo que incide irremediablemente en la tarifa de servicios. De aquí, la conveniencia de operar los sistemas en forma continua.

Recreación y Balance Ecológico

Es indiscutible la tradición del venezolano por el baño refrescante en los ríos. Es natural que esta costumbre sea trasladada, por la falta del río cercano, a los canales. Esto ha sido causa permanente de disgusto de los administradores en la mayoría de los sistemas de riego, por cuanto las personas tratan en alguna forma, cerrando retenciones o compuertas, de mantener los canales llenos para utilizarlos como piscinas. Esto se produce con mayor frecuencia en los fines de semana y en días feriados. El diseño adecuado y una operación continua establece las condiciones óptimas para esta diversión y disminuye notablemente los daños ocasionados a las estructuras. Al mantener los canales llenos, éstos se convierten en un hábitat de agua dulce, donde a la larga se va a producir un intercambio beneficioso entre éste y el hábitat terrestre. Es posible que se incremente la fauna en esta zona, en especial en lo referente a peces, convirtiéndose así los canales en verdaderos criaderos. Esto aseguraría a la zona una fuente permanente de proteínas de alto valor biológico, y al mismo tiempo, sería un complemento en el aspecto recreacional.

Pérdidas de Agua

Está comprobado que la mayor parte del agua utilizada para el llenado de los canales, hasta alcanzar el nivel de operación, se pierde al finalizar la entrega. Si el llenado y secado es muy frecuente presupone pérdidas elevadas por esta razón. De aquí la conveniencia de la operación continua.

Los factores ya vistos, pueden servir como base en la toma de decisiones para seleccionar el régimen de funcionamiento de los canales. Además de los factores hidrológicos, es interesante las consideraciones en lo referente a la ecología en la búsqueda de mejoras sustanciales en el proceso de operación.

Eficiencia de Conducción Total

Las pérdidas de agua, en el proceso de conducción, distribución y entrega, desde la fuente de captación hasta la unidad de producción agrícola, ameritan ser consideradas, por estar éstas relacionadas con las condiciones de los canales y el manejo de los mismos. El primer concepto que se utilizó, para estimar las pérdidas de agua de un sistema de riego, fue el de eficiencia de transporte y suministro (Israelsen, 1950), dichas pérdidas eran para entonces frecuentemente excesivas.

Blair (1957) estima la eficiencia de conducción como la relación que existe entre el agua que el canal entrega a las unidades de producción y el agua originalmente captada, los valores de esta eficiencia varían entre 30 y 85% para canales en tierra.

Bistrain (1959), en revisión de publicaciones y recopilación de datos, encontró eficiencias de conducción total de 52 a 81,6% en USA, 53 a 56% en la India y de 42 a 84% en México, siendo los valores altos en canales revestidos.

Lam (1967), en 4 pruebas en canales de tierra, en la hacienda Calupa, Perú, obtuvo eficiencias de conducción del orden 48,61%, 81,54%, 77,85% y 61,26% por kilómetro de canal.

Zierold (1969), basado en la revisión de otros estudios, considera que la eficiencia de conducción es variable, dependiendo del tipo de material que conforma el canal; oscila entre 60 y 88% para canales sin revestir y revestidos, respectivamente.

Palacios (1972), en determinaciones hechas en el distrito de riego N° 38, río Mayo, México, obtuvo eficiencias de operación, conducción y conducción total del orden de 82,9%; 79,6% y 66,0% respectivamente, para un período de 3 temporadas de riego.

Avilés (1976), en trabajos realizados en el complejo de riego Bradano, Italia, reporta una eficiencia total del 68,11%. La considera baja, para el tipo de sistema, ya que por ser todo revestido de concreto, con una buena parte de tubería, debería tener una eficiencia de conducción total de 80%.

Para efecto de este trabajo, se entiende por eficiencia de conducción total a la relación numérica entre la sumatoria de los volúmenes entregados a las unidades de producción, en las tomas de parcelas, y el volumen total derivado o extraído de la fuente de captación en un período considerado.

$$E_{fct} = \frac{\sum V_e}{V_d} \quad (1.1)$$

donde;

E_{fct} es la eficiencia de conducción total

V_d es el volumen derivado o extraído

$\sum V_e$ es la sumatoria de volúmenes entregados

De igual manera se puede aplicar el procedimiento de cálculo sustituyendo los volúmenes por caudales.

Por lo general, las pérdidas de agua en los canales son de cuatro tipos:

- a) Pérdidas por evaporación
- b) Pérdidas por infiltración
- c) Escapes en las compuertas (fugas)
- d) Desperdicios por errores en la operación de la red.

Las tres primeras pérdidas están vinculadas a las características y condiciones de mantenimiento propias de los canales y estructuras, son constantes e independientes del gasto a suministrar. La última corresponde más que todo al hecho mismo del manejo de los canales, este tipo de pérdida es variable y aumenta al incrementar el gasto que circula por los canales. Tales aseveraciones son válidas sólo si se mantienen el mismo estado y las condiciones de manejo.

De los supuestos anteriores se infiere que la eficiencia de conducción total tiene dos componentes y puede presentarse como un producto de dos factores, a saber:

$$E_{fct} = E_{fc} \cdot E_{fo} \quad (1.2)$$

donde;

E_{fc} es la eficiencia de conducción

E_{fo} es la eficiencia de operación.

Siendo la eficiencia de conducción, según MOP (1971) la relación entre la suma de los volúmenes entregados más la pérdida por operación, y el volumen derivado o extraído cuya fórmula es:

$$E_{fc} = \frac{\text{Volumen entregado} + \text{Pérdidas por operación}}{\text{Volumen derivado o extraído}} \quad (1.3)$$

y la eficiencia de operación es la relación entre el volumen entregado más las pérdidas por conducción, y el volumen extraído o derivado para riego, y se formula:

$$E_{fo} = \frac{\text{Volumen entregado} + \text{Pérdidas por conducción}}{\text{Volumen derivado o extraído}} \quad (1.4)$$

Hay cierta dificultad, a nivel de campo, al tratar de separar las pérdidas por conducción de las pérdidas por operación. No obstante, Palacios (1972) considera que la relación entre los gastos diarios entregados y derivados es lineal y afirma que la eficiencia de conducción total puede ser dividida en dos componentes, una de las cuales es atribuida a la operación de la red y otra a las pérdidas medias constantes debidas a infiltración, evaporación y fugas. Propone una ecuación que relaciona la eficiencia total de conducción con los parámetros de la ecuación de regresión, así:

$$Q_d = a + b Q_e \quad (1.5)$$

donde;

Q_d es el gasto diario derivado

a es el estimador de las pérdidas por conducción

b es $(1 + K)$, siendo K un estimador de las pérdidas por operación

Q_e ($\sum q_e$), sumatoria de gastos entregados a las unidades de producción

La ecuación 1.5 se puede transformar en:

$$\frac{Q_d}{Q_d} = \frac{a}{Q_d} + b \frac{Q_e}{Q_d} \quad (1.6)$$

$$\frac{Q_e}{Q_d} = \left(1 - \frac{a}{Q_d}\right) \frac{1}{b} = E_{fc} \quad E_{fo} = E_{fct} \quad (1.7)$$

$$\frac{Q_e}{Q_d} = E_{fct}: \text{Eficiencia de conducción total}$$

$$\left(1 - \frac{a}{Q_d}\right) = E_{fc}: \text{Eficiencia de conducción, y}$$

$$\frac{1}{b} = E_{fo}: \text{Eficiencia de operación}$$

Es de suponer que esta propuesta es solamente aplicable en aquellos sistemas de riego donde el gasto de extraer sea variable en función a un gasto a entregar, igualmente variable.

Estimación de los Gastos Brutos a dejar pasar por los Puntos de Control, a partir del Conocimiento de la Eficiencia de Conducción Total del Sistema de riego.

En el tema anterior se expuso un procedimiento que permite determinar las eficiencias a partir del conocimiento de los gastos entregados a cada una de las unidades de producción y el gasto derivado por la toma principal. Tal procedimiento de cálculo puede ser aplicado a un canal en particular o a la red completa del sistema de riego, pero hasta ahora, la información generada sólo ha sido utilizada como base de evaluación de las condiciones de trabajo del sistema. Para fines de una operación cabal, tiene relevante importancia la propuesta de estimar cuáles son los gastos brutos a dejar pasar por las tomas de canal principal, secundarios, terciarios y retenciones, es decir por los puntos de control del sistema de riego, con el conocimiento previo de los gastos a suministrar a las unidades de producción y la eficiencia de conducción total, conocida o esperada.

De las consideraciones sobre los tipos de pérdidas de agua en los canales y los cálculos de eficiencias, vistos en el tema anterior, se puede inferir que dichas pérdidas son dependientes de la longitud del recorrido del agua en los canales. Tal aseveración equivale a que, para el suministro del agua a una unidad de producción alejada de la toma principal se requiere un gasto bruto mucho mayor que el necesario para una toma cercana con igual requerimiento de caudal neto.

Esta propuesta requiere de la aceptación de las premisas de que las pérdidas son proporcionales al gasto y que están uniformemente repartidas en cada uno de los tramos del canal en consideración. Para poder cuantificar la propuesta, se necesita los conceptos de longitud unitaria y longitud equivalente en canales, eficiencia de conducción unitaria y gasto bruto que deja pasar el punto de control.

Longitud Unitaria en Canales

Unidad de longitud real de canal, para efecto de cálculos de pérdidas de aguas. Dicha longitud se expresa en cualquiera de las unidades de longitud del sistema métrico, pero lo más conveniente para sistemas de riego medianos y grandes es utilizar el kilómetro.

Longitud Equivalente en Canales

Es la longitud media ponderada, de un canal o sistema de riego, en base a los gastos netos a entregar en cada uno de los tramos. Para la demostración de la longitud equivalente se hace uso de la Figura 1, esquema que representa una red de canales, donde $qA1$, hasta $qC3$ indican los gastos entregados a los terciarios, y $lA1$ hasta $lC2$ las longitudes de tramos de canal entre puntos de control. Deduciendo, se tiene:

$$L' = \frac{(L'C + LA3) qC + L'B qB + LA2(qB+qC) + LA1 (qA1+qB+qC)}{Q} \quad (1.8)$$

$$L'C = \frac{LC2 qC3 + LC1 (qC3 + qC2)}{qC} \quad (1.9)$$

$$L'B = \frac{LB2 qB3 + LB1 (qB3 + qB2)}{qB} \quad (1.10)$$

$$Q = qC + qB + qA1$$

$$qC = qC3 + qC2 + qC1$$

$$qB = qB3 + qB2 + qB1$$

donde;

L' es la longitud equivalente del sistema

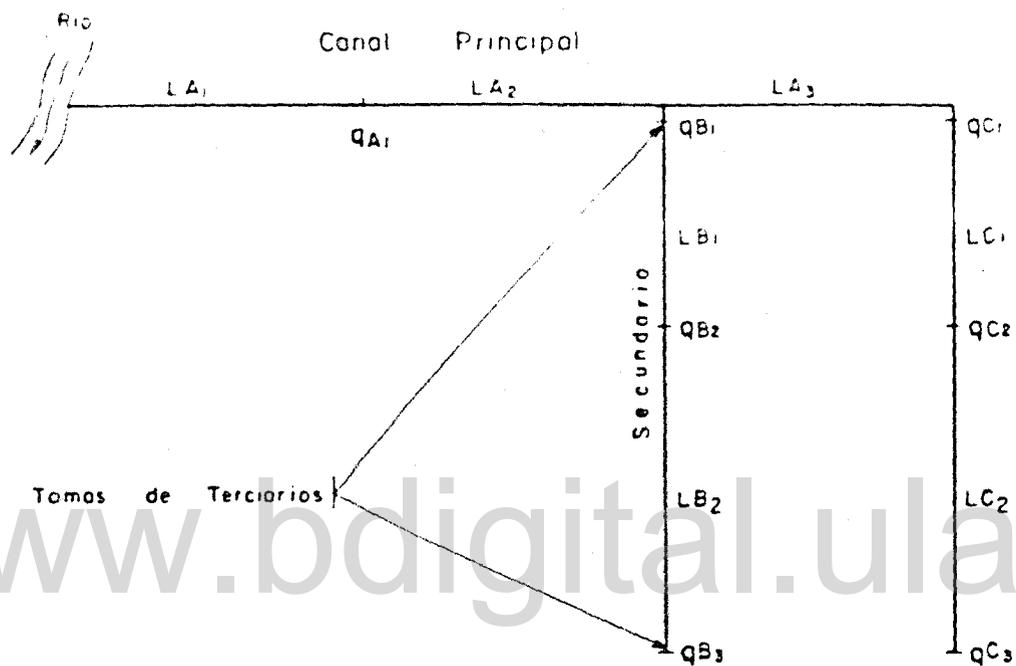


Figura 1. Esquema simplificado de una red de canales.

$L'C$ es la longitud equivalente del secundario C

$L'B$ es la longitud equivalente del secundario B.

Q es el gasto total a entregar.

A nivel de abstracción y para sistemas de riego, el concepto longitud equivalente supone una longitud de canal a lo largo del cual fluye todo el gasto demandado por el sistema y cuyas pérdidas equivalen a las pérdidas producidas en todo el sistema de riego.

Eficiencia de Conducción Unitaria

La eficiencia por unidad de longitud de canal se conoce como eficiencia de conducción unitaria. Se relaciona a la eficiencia de conducción total, pero también puede referirse a la eficiencia de operación o conducción simplemente. Su formulación viene dada por:

$$E_{fcu} = (E_{ft})^{1/L'} \quad (1.11)$$

donde;

E_{fcu} es la eficiencia de conducción unitaria

E_{ft} es la eficiencia de conducción total.

L' es la longitud equivalente

Gasto Bruto que deja pasar el Punto de Control

Un punto de control, en el canal, puede ser una retención, una caja de distribución o simplemente cualquiera de los lugares donde existen tomas. El gasto bruto que debe dejar pasar el punto de control se calcula por la fórmula siguiente:

$$q_b = \frac{q_n}{(E_{fcu})^n} \quad (1.12)$$

donde;

q_b es el gasto bruto que deja pasar el punto de control

q_n es la sumatoria de los gastos demandados en el punto de control inmediato aguas abajo y tomas de tramo intermedio

E_{fcu} es la eficiencia de conducción unitaria del sistema de riego

n es la distancia del tramo de canal entre ambos puntos de control expresado en longitud unitaria

Los cálculos se inician por la cola de los canales y en el orden de terciario, secundario y principal. Los gastos son acumulativos en la medida que se asciende hacia la toma principal. La acumulación final de gasto a derivar o extraer debe coincidir o estar muy cercano al cálculo del gasto bruto total del sistema obtenido por la fórmula:

$$Q_d = \frac{Q_e}{E_{fct}} \quad (1.13)$$

donde;

Q_d es el gasto bruto total a derivar o extraer

Q_e es la sumatoria de los gastos a entregar a las unidades de producción

E_{fct} es la eficiencia de conducción total

En el Apéndice 1 se adjuntan ejemplos de cálculos de los gastos brutos requeridos por puntos de control.

Calibración de Estructuras de Aforo y Entrega

Para obtener mejores resultados en la producción, es conveniente entregar al usuario el gasto adecuado en el tiempo y frecuencia correspondiente. Esto conduce forzosamente a tratar de operar los sistemas de riego en forma sistemática, bajo un plan de cultivos y riegos cuidadosamente elaborado,

de manera de lograr el objetivo de elevado rendimiento en el uso del gasto disponible. Ante estos requisitos se hace necesario un conocimiento cabal del manejo de las estructuras de entrega y aforo.

Es frecuente que los sistemas de riego tengan algunas estructuras aforadoras de las cuales se desconocen sus coeficientes de trabajo y, por ende, igualmente se desconoce el gasto real que deja pasar una de estas estructuras en circunstancias dadas. Como regla general, las estructuras aforadoras se utilizan en forma regular pero en muchos de los casos el cálculo del gasto se efectúa aplicando fórmulas con coeficientes de gastos generales, presentados en los manuales de los fabricantes y/o los generados por algún organismo encargado de proyectos y operación de obras hidráulicas en otros países. Estos coeficientes generales son, por supuesto, necesarios en la fase de proyecto de la obra, pero las particularidades de la construcción, en especial los efectos derivados de la geometría de la estructura de entrada, los cuales, según Peterca (1964), afectan en forma significativa la variación de los coeficientes de descarga.

De aquí la conveniencia de calibrar en el sitio las estructuras de aforo instaladas o usadas en los canales. El procedimiento consiste en hacer pasar por la estructura bajo estudio gastos conocidos para ajustar las aberturas y/o cargas de trabajo.

Tiempo de Avance del Agua en el Canal

La importancia de conocer los tiempos de avance del agua en el canal radica en el hecho de que permiten construir curvas para precisar el tiempo en que un movimiento funcional en las estructuras aguas arriba es percibido en cualquiera de los puntos de control aguas abajo.

El avance se refiere a la relación tiempo y espacio cuando en un canal se van obteniendo los niveles de operación y gasto adecuados en cada una de las progresivas o puntos claves a lo largo de éste. El tiempo de avance contempla tanto a la apertura inicial de la toma principal como a cualquier movimiento posterior por cambios en el gasto demandado. Indudablemente

que las características del tiempo de avance en un canal va a depender de las condiciones particulares de funcionamiento de éste para el momento. Se pueden determinar avances para canal vacío o lleno, tanto en disminución como en incremento, en tramos cerrados o abiertos.

El tiempo de avance implica el llenado del canal y la disponibilidad del gasto demandado por las tomas, sin que se afecte los niveles de operación. No se debe confundir el presente concepto con el avance de frente de agua (ola) o velocidad máxima del agua en un canal, que no es otra cosa que el recorrido del agua a lo largo del canal pero sin alcanzar los niveles de operación. En estas condiciones no es posible extraer agua por las tomas, y si se hace, la entrega no es adecuada.

El conocimiento de las curvas de avance o tiempos de avance en el canal es un requisito previo para considerar la operación por el procedimiento de entregas y cortes diarios a juicio de Pino y Rojas (s/f).

Índice de Aprovechamiento por Derivación

En los sistemas de riego de aprovechamiento por derivación se establece, dependiendo de el gasto esperado en el río, la posibilidad de extraer una proporción del caudal total. Cantidad que va a conformar el gasto derivable según el proyecto original. La mayoría de los sistemas de riego por derivación en Venezuela, incluyendo el de Guanare, hacen uso del gasto disponible en el río, o derivable, por muy pocas horas durante el período crítico o de mínima disponibilidad.

La relación entre los volúmenes derivados y derivables del río, es un índice de aprovechamiento de agua por derivación.

Los cálculos sólo se efectúan para la temporada crítica y la fórmula correspondiente se define así:

$$I_{ad} = \frac{V_d}{V_{ap}} 100 \quad (1.14)$$

donde;

I_{ad} es el índice de aprovechamiento por derivación

V_d es el volumen derivado para el período en consideración

V_{ap} es el volumen derivable para el período en consideración

Los volúmenes son el resultado del producto de los gastos por los tiempos correspondientes.

Area de Estudio y sus Problemas

Identificación del Sistema de Riego

Se toma como objeto de base de este estudio, Figura 2, el Sistema de Riego Guanare, situado en los Llanos Occidentales, en el Distrito Guanare del Estado Portuguesa (Dirección General de Recursos Hidráulicos, 1975). Es un aprovechamiento por derivación del río Guanare, con toma ubicada en el puente Coromoto a 5 kilómetros de la ciudad de Guanare. La obra fue construida por el Ministerio de Obras Públicas (MOP) y está hoy a cargo del Ministerio de Agricultura y Cría (MAC), que actualmente la opera a través de su Dirección de Saneamiento y Riego.

Obras de Captación

El sistema de riego fue concebido pensando en el aprovechamiento integral del gasto del río Guanare. Se estimaron en $10 \text{ m}^3/\text{s}$, tanto en el gasto derivable como derivado (MOP, 1975).

La elevación del agua en el río se logra por medio de una presa tipo Ogee, con vertedero de concreto, cresta fija, pantalla aguas arriba y colchón amortiguador aguas abajo, 290 m de longitud y una altura de 1,5 m. En el extremo izquierdo de la presa se sitúa el desarenador compuesto por una compuerta radial de 3,60 m alto por 5,50 m largo con capacidad para $200 \text{ m}^3/\text{s}$.

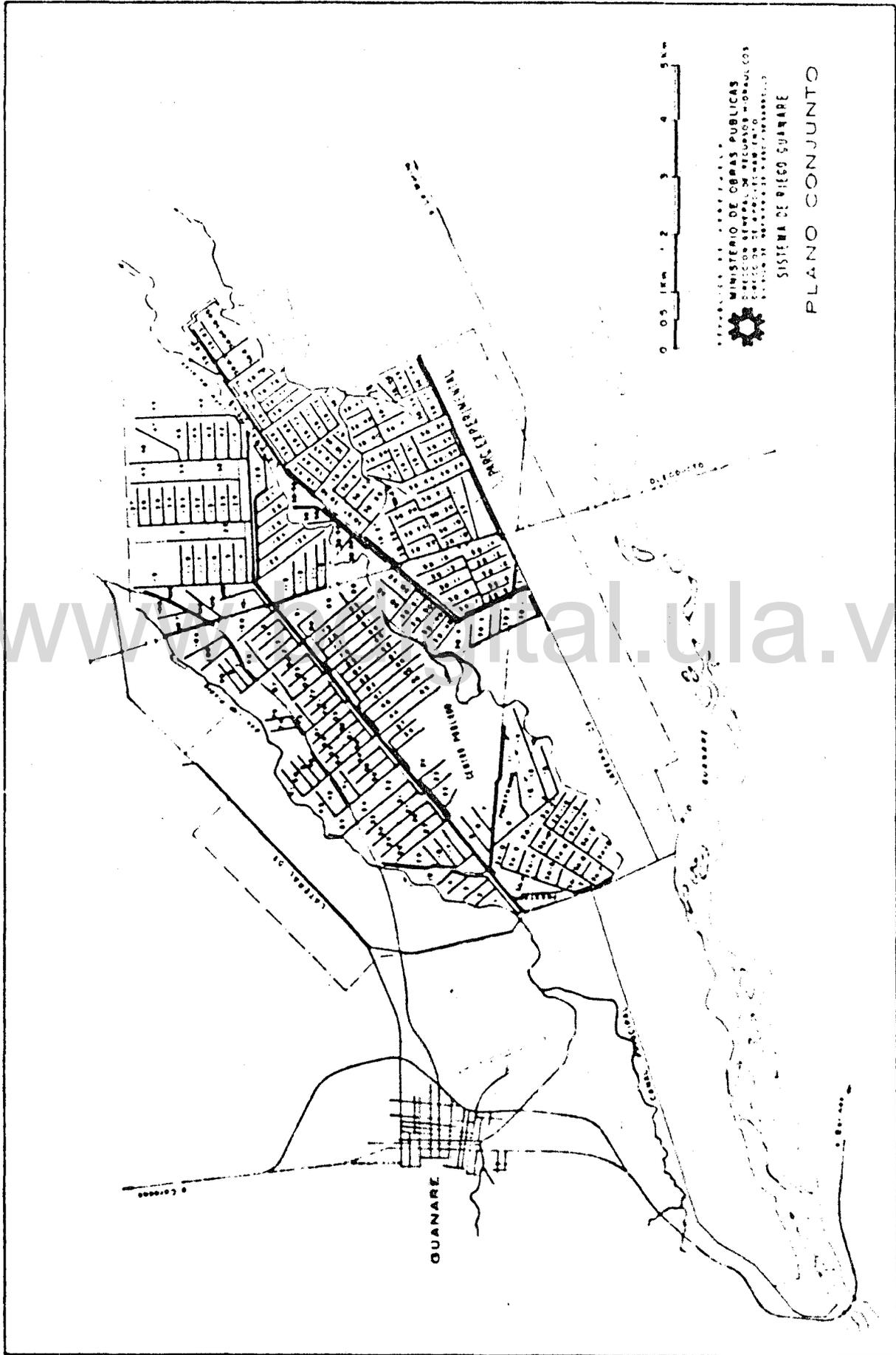


Figura 2. Plano conjunto del Sistema de Riego Guanare.

En el mismo extremo izquierdo de la presa, y a 90 grados con su eje, se sitúa la obra de toma y entrega al canal principal. Esta obra está formada por una estructura de concreto armado en la que se alojan tres compuertas radiales de 2,0 m x 2,0 m con capacidad total de 10 m³/s. Adyacente a las tomas, aguas arriba, se sitúa una mira limnimétrica la cual no es utilizada para aforos sino como elemento de referencia.

Red de Conducción, Distribución y Entrega

Esta red está formada por el canal principal, los secundarios, terciarios y las obras relacionadas, sifones, retenciones, caídas, aliviaderos y tomas.

El canal principal tiene una capacidad de 10 m³/s y una longitud de 9881 m. Desde la progresiva 0 + 000 hasta 0 + 701 de sección rectangular, de 4,8 m de plantilla por 1,60 m de tirante con estructura de concreto armado y válvulas de alivio de subpresión en la plantilla, sección de control para aforos o estación limnimétrica en la progresiva 0 + 400. Entre la progresiva 0 + 701 y 0 + 748 hay un sifón invertido de 40 m de longitud que salva el caño Maracas. El sifón está formado por dos tubos de concreto armado de 1,5 m de diámetro. Desde la progresiva 0 + 748 hasta el final, la sección es trapecial y revestido de concreto. Dotado de 23 retenciones caídas, de compuertas radiales de 2,20 m de altura y 2,50 m de ancho que trabajan como orificios de descarga libre, y vertederos laterales de longitud 2,30 m, y sobre los cuales se les coloca tablonas para elevar el nivel de descarga. Cuenta además con 45 tomas, 42 alimentan a futuros canales terciarios y 3 a secundarios, todas son aforadoras del tipo de doble compuerta, a excepción de la del secundario D-3 que es simple. Otros detalles y cifras del canal principal se suministran en las tablas 1, 2 y 3 como resultado del inventario realizado a nivel de campo.

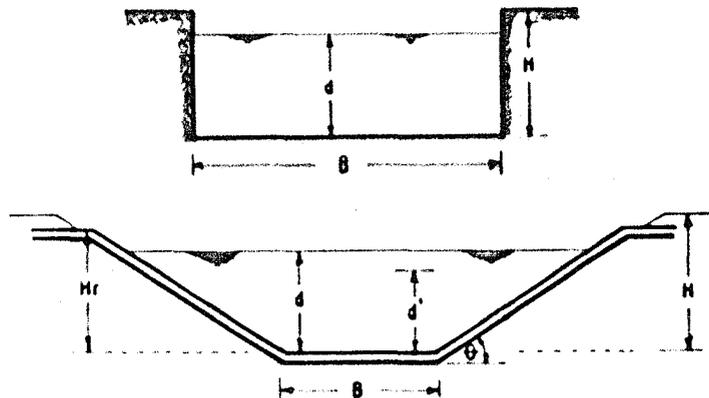
La red secundaria consta de 4 canales, con origen en el canal principal, a excepción del D-1B el cual es alimentado desde el D-1 en la progresiva 6 + 102. Todos son de sección trapecial y revestidos, cuyos deta -

lles de orden hidráulico se muestran en la Tabla 4. Los canales D-1 y D-2 poseen retenciones-caídas con compuertas rectangulares y otras que trabajan con tablonés. Las Tablas 5 y 6 presentan el inventario de retenciones tomas y otras estructuras del canal D-2, el cual funciona plenamente para el momento de esta evaluación. Los canales D1-B y D-3 sólo poseen retenciones caídas simples. El canal D-3 está fuera de servicio por haber sido invadida urbanísticamente su área de influencia. Los canales D-1 y D-1B sólo funcionan parcialmente. Al igual que el canal principal, la red secundaria alimenta a la terciaria por medio de tomas de doble compuerta.

La red terciaria está formada por 112 km de canales elevados de sección semielíptica, y semicircular tipo Hopensa, los cuales cubren las áreas correspondientes a los secundarios D-1 y D-2. Todos los terciarios están dotados de módulos de entrega, partidores de gasto, retenciones de nivel constante aguas abajo, retenciones de nivel constante aguas arriba, de la casa de Neypic.

El suministro de agua a las unidades de producción se hace por medio de módulos de entrega, a determinadas parcelas, pero lo más frecuente es el uso de sifones de PVC, los cuales toman el agua directamente del canal y descargan en la cabecera de la acequia, donde se colocó previamente un dissipador de energía para evitar la erosión. El sifón tiene forma de "U", constituido por la unión de dos codos tipo de 4" y ramas laterales de 0,45 m de longitud. En el Apéndice 2 se incluye la figura y curva de gasto del sifón, material localizado en los archivos del sistema de riego. El dissipador de energía es la mitad de un pipote metálico de 200 litros, seccionado en su dimensión más larga, a la cual se le suelda un alero para proveer descarga suave hacia la acequia.

Tabla 1.- Características hidráulicas del canal principal.



- B: Ancho plantilla del canal (m)
 d: Profundidad de operación (m)
 d': Profundidad mínima de operación (m)
 H: Profundidad máxima del canal (m)
 Hr: Profundidad de revestimiento (m)
 n: Coeficiente de rugosidad de Manning
 i: Pendiente de la rasante de fondo del canal en tanto por uno
 A: Área de la sección mojada para la profundidad de operación (m^2)
 R: Radio hidráulico (m)
 V: Velocidad calculada del agua en el canal a régimen uniforme para una profundidad "d" de operación y sin retenciones (m/s)
 Q: Gasto máximo del canal con la velocidad calculada (m^3/s)
 Talud: Cotangente del ángulo formado por la horizontal y el talud (Cot. θ)

SECCION RECTANGULAR

Progresivas	B(m)	d(m)	d'(m)	H(m)	Hr(m)	n	i	A(m^2)	R(m)	V(m/s)	Q(m^3/s)	Talud
0+020 a 0+701	4,80	1,60	-	2,20	-	0,014	0,00035	7,68	0,960	1,300	10,00	Vertical

SECCION TRAPEZOIDAL

0+748 a 9+881	2,50	1,74	1,22	2,30	2,00	0,014	0,00025	8,89	1,013	1,139	10,00	1,5:1
---------------	------	------	------	------	------	-------	---------	------	-------	-------	-------	-------

Tabla 2. Retenciones, caídas y otras estructuras del canal principal

Estructura	Nº	Progresiva	Tipo	Dimensiones		Observaciones
				Ancho cm	Alto cm	
Derivadora	1	0 + 000	Com.radial	200	140	3 compuertas
	1	0 + 400	--	--	--	(sección de aforo)
Aliviadero	1		--	--	--	
Sifón	1		--	--	--	
Puente	1		--	--	--	
Retención	R1	1 + 462	Com.radial	250	220	Retención con caída
Retención	R2	2 + 771	Com.radial	250	220	Retención con caída
Retención	R3	3 + 009	Com.radial	250	220	Retención con caída
Retención	R4	3 + 495	Com.radial	250	220	Retención con caída
Retención	R5	3 + 598	Com.radial	250	220	Retención con caída
Retención	R6	3 + 822	Com.radial	250	220	Retención con caída
Retención	R7	3 + 904	Com.radial	250	220	Retención con caída
Retención	R8	4 + 012	Comp.radial	250	220	Retención con caída
Caída	C1	4 + 143	---	--	---	Caída simple
Retención	R9	4 + 484	Comp.radial	250	220	Retención con caída
Retención	R10	4 + 639	Comp.radial	250	220	Retención con caída

Tabla 2. Retenciones, caídas y otras estructuras del canal principal
(Continuación)

Estructura	Nº	Progresiva	Tipo	Dimensiones		Observaciones
				Ancho cm	Alto cm	
Retención	R11	4 + 122	Comp.radial	250	220	Retención con caída
Retención	R12	5 + 262	Comp.radial	250	220	Retención con caída
Retención	R13	5 + 442	Comp.radial	250	220	Retención con caída
Retención	R14	6 + 011	Comp.radial	250	220	Retención con caída
Retención	R15	6 + 262	Comp.radial	250	220	Retención con caída
Retención	R16	6 + 692	Comp.radial	250	220	Retención con caída
Retención	R17	6 + 921	Comp.radial	250	220	Retención con caída
Retención	R18	7 + 122	Comp.radial	250	220	Retención con caída
Retención	R19	7 + 343	Comp.radial	250	220	Retención con caída
Retención	R20	7 + 699	Comp.radial	250	220	Retención con caída
Retención	R21	8 + 068	Comp.radial	250	220	Retención con caída
Retención	R22	8 + 229	Comp.radia	250	220	Retención con caída
Retención	R23	8 + 720	Comp.radial	250	220	Solo retención
Aliviadero	2	9 + 886		--	--	

Tabla 3. Tomas del canal principal

Toma	Progre- siva	Margen	Sistema	Número de compuertas de regula- ción.	Ancho de las com- puertas pulgadas		Altura de compuer- tas pulgadas		Observa- ciones
					1	2	1	2	
1	1 + 429	D	DC	1	12	--	12	--	
2	1 + 849	D	DC	1	12	--	12	--	
3	2 + 098	D	DC	1	12	--	12	--	
4	5 + 343	D	DC	1	12	--	12	--	
5	2 + 529	D	DC	1	15	--	15	--	
6	2 + 756	D	DC	1	15	--	15	--	
7	2 + 992	D	DC	1	15	--	15	--	
8	3 + 478	D	DC	1	15	--	15	--	
9	3 + 583	D	DC	1	15	--	15	--	
10	3 + 807	D	DC	1	15	--	15	--	
11	3 + 807	I	DC	1	12	--	12	--	
12	3 + 899	D	DC	1	15	--	15	--	
13	3 + 992	D	DC	1	15	--	15	--	
14	4 + 382	I	DC	1	12	--	12	--	
15	4 + 382	D	DC	1	15	--	15	--	
16	4 + 473	D	DC	1	15	--	15	--	
17	4 + 631	D	DC	1	15	--	15	--	
18	4 + 800	D	DC	1	15	--	15	--	
19	5 + 080	I	DC	1	15	--	15	--	
20	5 + 080	D	DC	1	15	--	15	--	
21	5 + 256	I	DC	1	12	--	12	--	
22	5 + 256	D	DC	1	15	--	15	--	
23	5 + 419	D	DC	1	15	--	15	--	
24	5 + 643	D	DC	1	15	--	15	--	
25	5 + 865	D	DC	1	15	--	15	--	
26	5 + 996	D	DC	1	15	--	15	--	
27	6 + 255	D	DC	1	15	--	15	--	
28	6 + 475	D	DC	1	15	--	15	--	
29	6 + 684	D	DC	1	15	--	15	--	
30	6 + 910	I	DC	1	36	--	30	--	
31	6 + 910	D	DC	1	15	--	15	--	
32	6 + 113	D	DC	1	12	--	12	--	
33	7 + 333	D	DC	1	12	--	12	--	
34	7 + 497	D	DC	1	12	--	12	--	
35	7 + 684	I	DC	1	12	--	12	--	
36	7 + 684	D	DC	1	15	--	15	--	
37	7 + 905	D	DC	1	12	--	12	--	

Tabla 3. Tomas del canal principal (Continuación)

Toma	Progre- siva	Margen	Sistema	Número de compuer- tas de regula- ción	Ancho de las com- puertas pulgadas		Altura de compuer- tas pulgadas		Observa- ciones
					1	2	1	2	
38	8 + 061	D	DC	1	12	--	12	--	
39	8 + 222	I	DC	1	24	--	21	--	
40	8 + 222	D	DC	1	15	--	15	--	
41			Eliminada						
D1	8 + 623	D	DC	2	72	72	72	72	Deriva- dor D-1
42	8 + 697	D	DC	1	15	--	15	--	
43	9 + 510	D	DC	1	24	--	21	--	
02	9 + 827	D	DC	2	72	72	72	72	Deriva- dor D-2
03	9 + 898		CS	1	No se usa		--	--	Deriva- dor D-3

D = Derecha; I = Izquierda; DC = Doble compuerta

CS = Compuerta simple.

El Problema

En resumen, el Sistema de Riego Guanare es un aprovechamiento por derivación con apertura y cierre diario de las compuertas de toma, compuesto por una red de canales revestidos, prefabricados y elevados en la red terciaria. La entrega de agua a los usuarios se efectúa en forma volumétrica, cuenta con estructuras de aforo de compuertas simples, doble compuerta, módulos y dispositivos automáticos de nivel de operación constante, y en la mayoría de los casos la entrega a las unidades de producción se hace por medio de sifones de P.V.C. de 4" de diámetro, desde los canales elevados.



Actualmente se desconocen cuáles son las pérdidas por conducción, cuál es el tiempo en que los canales alcanzan el nivel de operación. Cuáles son los desperdicios de agua, grado de precisión en cuanto a la entrega por las tomas, etc; es decir, todo lo que se requiere para una eficiente operación, lo cual es fundamental en la ejecución de un plan de riego basado en la distribución volumétrica.

En el sistema se aplica la modalidad de régimen de funcionamiento intermitente, con apertura y cierre diario de tomas. Las compuertas de la toma de la derivación del canal principal, se abren temprano entre 4 y 5 a.m. y se cierran de 2 a 3 p.m. El cierre no es total, dejándose fluir un pequeño gasto por el canal durante las horas de la tarde y noche, permitiendo las retenciones bajas, con el objeto de mantener agua en los canales y facilitar así el avance en éstos a partir de la hora de reiniciar la derivación desde el río.

Opera con una modalidad de suministro a las unidades de producción similar a la de demanda controlada -Apéndice 1- con dos variantes.

a) Variante 1: corresponde al suministro del agua a los usuarios del área dominada por el canal D-2 y otras superficies con infraestructura de riego completa, denominado sector campesino. La modalidad consiste en que los peritos agrícolas, del Departamento de Agroeconomía, informan todas las tardes, a la sección de operación quiénes van a regar el día siguiente. Con la información de cada una de la unidades de producción a regar y el gasto a entregar, el personal de operación planifica el movimiento en los canales para ese día.

b) Variante 2: corresponde al suministro de agua a los usuarios, fundamentalmente del sector dominado por el canal principal y otros sectores aún no desarrollados, donde aún hay antiguos dueños de la tierra. La modalidad consiste en que el usuario, cuando desea regar, espera en la toma a que pase el canalero y al contactarlo le solicita que le efectúe la entrega, éste de inmediato procede a la apertura de la toma y al control del gasto solicitado.

Ocasionalmente, funciona una tercera variante relacionada a la descarga en la cola de los canales. Existen usuarios del sistema de riego que toman el agua de los drenajes de descarga de la cola de los canales secundarios, incluido el D-2. Normalmente éstos no declaran su condición de usuarios por cuanto consideran que, en forma independiente, esa agua la tienen disponible en todo momento. El reclamo de los usuarios se produce cuando, por alguna razón, la descarga final de los canales es poca o ninguna, entonces éstos se dirigen a las oficinas del sistema de riego a demandar la dotación de agua.

Los tirantes de operación, fundamentalmente en la red secundaria y terciaria, jamás alcanzan un nivel estable durante una jornada de riego. Se tienen variaciones grandes y en algunos casos el nivel desciende de tal manera, que es imposible la entrega del agua.

Por ser la totalidad de los canales revestidos, no se han presentado problemas de arrastre, erosión. En cuanto a la acumulación de azolve y otros materiales que trae el agua desde el río, es uno de los problemas más serios del sistema de riego. En algunos tramos de los canales principal y secundarios, y al final de la temporada de riego, el sedimento acumulado supera los 50 cm y en algunos casos alcanza hasta un metro. La limpieza de los canales es una de las operaciones más costosas del mantenimiento del sistema de riego.

Para la operación de derivación y entrega del canal principal, canales secundarios D-1 y D-3) zonas no desarrolladas, se utiliza un equipo de dos canaeros. En el canal D-2, zona desarrollada, opera un equipo formado por dos canaeros. Completan el personal de operación un hidrómetro y un ingeniero.

Importancia del Problema Planteado

La importancia del problema se analiza a dos niveles, en el marco nacional y el específico local del sistema mismo.

Tabla 4. Características hidráulicas de los canales secundarios

Secundario D-1.

Progresivas	B (m)	d (m)	d' (m)	H (m)	Hr (m)	n	i	A (m ²)	R (m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Talud
0+000 a 0+385	1,50	1,22	0,87	1,60	1,35	0,014	0,00025	4,063	0,689	0,881	3,56	1,5:1
0+385 a 0+560	1,50	0,73	0,51	1,15	0,90	0,014	0,00200	1,894	0,458	1,898	3,56	1,5:1
0+560 a 6+110	1,50	1,22	0,87	1,60	1,35	0,014	0,00025	4,063	0,689	0,881	3,56	1,5:1
6+110 a 9+800	1,20	0,75	0,53	1,20	0,90	0,014	0,00025	1,744	0,447	0,660	1,16	1,5:1
9+800 a 10+324	1,20	0,52	--	Var	--	0,025	0,00034	1,030	0,335	1,125	1,16	1,5:1

Secundario D1-B

Progresivas	B (m)	d (m)	d' (m)	H (m)	Hr (m)	n	i	A (m ²)	R (m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Talud
0+000 a 6+927	1,20	0,76	0,54	1,20	0,90	0,014	0,00020	1,78	0,452	0,585	1,05	1,5:1

Secundario D-2

Progresivas	B (m)	d (m)	d' (m)	H (m)	Hr (m)	n	i	A (m ²)	R (m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Talud
0+000 a 5+657	1,50	1,22	0,87	1,60	1,35	0,014	0,0025	4,063	0,689	0,881	3,56	1,5:1
5+664 a 9+523	1,20	0,89	0,63	1,30	1,04	0,014	0,0025	2,256	0,511	0,722	1,628	1,5:1

Secundario D-3

Progresivas	B (m)	d (m)	d' (m)	H (m)	Hr (m)	n	i	A (m ²)	R (m)	V (m/s)	Q (m ³ /s)	Talud
0+000 a 6+345	1,20	0,77	0,54	1,20	0,90	0,014	0,00020	1,813	0,456	0,598	1,10	1,5:1
6+345 a 7+174	1,20	0,47	--	1,20	--	0,020	0,00300	0,895	0,309	1,252	1,10	1,5:1

Tabla 5. Retenciones caídas y otras estructuras del canal D-2

Estructura	N ^o	Progresiva	Tipo	Dimensiones de orificio o ancho de corte		Observaciones
				Ancho cm	Alto cm	
Retención	1	0 + 070	CR	122	122	Capacidad del canal desde este tramo: 3.580 l/s
Sitio del cable de aforo	1	0 + 164	--	--	--	--
Caída libre	1	0 + 521	--	--	--	--
Retención	2A	0 + 839	SC	122	122	--
Puente-Carretera Negra	1	0 + 905	--	--	--	--
Retención	2B	1 + 220	CR	122	122	--
Caída libre	2	1 + 584	--	--	--	--
Retención	3	1 + 941	CR	122	122	--
Retención	4	2 + 546	CR	122	122	--
Retención	5	3 + 138	CR	122	122	--
Puente	2	3 + 666	--	--	--	--
Retención	6	3 + 720	CR	122	122	--
Retención	7	4 + 480	CR	122	122	--
Caída libre	3	4 + 748	--	--	--	--
Retención	8	5 + 243	CR	122	122	--
Aliviadero lateral	1	5 + 668	--	--	--	Capacidad de diseño: 1950 l/s

Tabla 5. Retenciones caídas y otras estructuras del canal D-2
(Continuación).

Estructura	Nº	Progresiva	Tipo	Dimensiones de orificio o ancho de corte		Observaciones
				Ancho cm	Alto cm	
Retención	9	5 + 725	S	163	---	De aquí en adelante la capacidad del canal es para 1628 l/s
Caída libre	4	6 + 092	--	--	---	---
Retención	10	6 + 494	S	168	---	---
Oleoducto	1	6 + 496	--	--	---	---
Puente	3	6 + 973	--	---	---	---
Retención	11	7 + 077	S	166	---	---
Caída libre	5	7 + 552	--	---	---	---
Retención	12	8 + 071	S	200	---	---
Caída libre	6	8 + 549	--	---	---	---
Retención	13	9 + 093	S	132	---	---
Ralloffet de cola 1	1	9 + 525	--	---	---	Ancho de garganta 60 cm.
Cola del canal (posible retención).	--	9 + 533	--	---	---	---

CR: Compuerta rectangular;

S : Simple;

SC: Sin compuerta

Tabla 6. Tomas del canal D-2

Toma	Progresiva	Margen	Sistema	Nº de compuertas de regulación.	Ancho de compuertas de regulación pulgadas	
					1	2
1	0 + 059	I	DC	1	34	--
			Módulo			
2	0 + 827	D	xx2 450	--	--	--
no func.	1 + 189	D	DC	1	--	--
3	1 + 206	I	DC	1	28	--
4	1 + 915	D	DC	2	22	34
5	1 + 927	I	DC	1	34	--
6	2 + 524	I	DC	1	34	--
7	2 + 920	D	DC	2	28	28
8	3 + 127	I	DC	1	28	--
no func.	3 + 658	D	DC	1	--	--
9	3 + 710	D	DC	1	34	--
10	3 + 710	I	DC	2	28	28
11	4 + 226	D	DC	2	34	34
12	2 + 468	I	DC	1	22	--
13	5 + 016	D	DC	2	22	18
no func.	5 + 031	I	DC	1	--	--
14	5 + 699	D	DC	2	34	28
15	5 + 699	I	DC	2	34	28
16	6 + 479	I	DC	2	28	28
no func.	6 + 483	D	DC	1	--	--
17	6 + 748	D	DC	1	40	--
18	6 + 739	I	DC	2	34	28
19	8 + 038	I	DC	2	34	34
20	9 + 079	I	DC	2	34	34

I : Izquierda

D : Derecha

DC : Doble compuerta

En lo Nacional

La situación de la producción agrícola del país, se caracteriza por no satisfacer la demanda del mercado interno y está muy lejos de satisfacer la demanda por el requerimiento de productos básicos en la dieta de los venezolanos, aunque actualmente, las condiciones de escasez o carestía de divisas puede introducir algunos ligeros cambios favorables.

En lo general, la agricultura venezolana es básicamente de secano, atrasada, azorosa, de una baja eficiencia en la utilización de los recursos disponibles, y por ende, de baja productividad. Además poco rentable e incapaz de sustentgr un desarrollo armónico del campo con la ciudad. No obstante los últimos hechos que envuelven la economía del país ha impulsado a algunos productores en forma aislada a ser más eficientes en el uso de los recursos y a darle la importancia que representa la agricultura bajo riego.

COPLANARH (1970) concluye que las demandas de agua de la agricultura estimada para el año 2000 resulta ocho veces las actuales, si bien los consumos unitarios son menores a causa de que debe ser mejorada la eficiencia de riego, se plantea la necesidad de contar con un total de 2 millones de hectáreas brutas bajo riego para dicho año, a fin de satisfacer la demanda de alimentos para la fecha, y recomienda, para alcanzar dicha meta, un desarrollo y consolidación de 58000 ha promedio durante 30 años.

El mismo estudio igualmente considera que las tierras de buena calidad son pocas y que éstas están concentradas en las zonas menos abundantes en recursos hidráulicos. Esta situación traería como consecuencia una escasez futura del recurso en las áreas con tierras potencialmente aptas, y de aquí la necesidad de ser más eficiente en cuanto a la operación de los sistemas de riego. Esto sin duda se traduciría en un mejor aprovechamiento de las obras existentes y por construir, y en más hectáreas regadas con igual capacidad de la infraestructura hidráulica.

Es de interés nacional, el poner en marcha los mecanismos que garanticen el crecimiento de una agricultura de riego, que establezca las bases que permitan lograr el bienestar social, económico y cultural del hombre de campo y que rompa de una vez por todas con el freno al desarrollo que significa una agricultura azarosa, si no se cuenta con obras de control de humedad en nuestras condiciones de país tropical.

En el Sistema de Riego

El sistema de riego Guanare cuenta con un total de 7700 ha brutas para 6110 ha regables, de las cuales solamente hay 1800 ha regadas, aunque se riega en forma efectiva una cantidad algo menor. Esto significa que en el presente sobra agua, pero que a medida que se desarrolle el sistema ésta se tornará escasa y competitiva. Una buena eficiencia de operación en realidad aumenta el área regada, por lo que ésta se ajusta a la meta prevista y evita que más tarde sea un mal crónico y de difícil solución.

No obstante la actual abundancia de agua, ya se presentan problemas derivados de una operación deficiente, ya que la posibilidad de desarrollo del área denominada por el canal D-1 está restringida motivado a reiteradas manifestaciones de escasez.

A pesar de que el sistema fue dotado originalmente de suficientes y adecuadas estructuras de control, aforo y entrega, éstas no están siendo utilizadas apropiadamente. En principio, las estructuras de aforo no se utilizan como tales y a las retenciones se les ignora sus características hidráulicas de funcionamiento. En general, la conducción, distribución y entrega de agua por los canales queda a criterio de las experiencias personales de los canaeros. Como resultado, no hay buen manejo del agua que fluye por los canales, en cuanto a gastos de alimentación y entrega, niveles de operación y seguridad de las estructuras, y lo más grave radica en la acumulación masiva de azolve a lo largo de los canales principales y

secundarios, a causa del mal manejo de las retenciones, aumentándose así, excesivamente, los costos de mantenimiento.

Objetivos

Con el presente trabajo se pretende:

- Determinar y evaluar las eficiencias de operación, conducción y conducción total en el sistema de riego para un determinado período.

- Determinar los tiempos requeridos para lograr los niveles de operación estable en los canales.

- Ordenar, metódicamente, las mediciones y calibraciones efectuadas en el canal principal del sistema de riego.

- Estudiar los coeficientes de descarga, C_d , resultantes de las diferentes calibraciones de tomas, mencionadas en el objetivo anterior.

- Enunciar criterios y proponer procedimientos que permitan mejorar la eficiencia de conducción a través de una mejor operación del sistema.

www.bdigital.ula.ve

CAPITULO II

METODOLOGIA

Eficiencias de Conducción en el Sistema de Riego

En relación a las consideraciones particulares del sistema de riego y a la información de campo disponible, se utiliza la metodología de cálculo propuesta por Palacios (1972), en el supuesto que los gastos diarios entregados y los derivados se ajustan a una línea de regresión, para la determinación y evaluación de las eficiencias de conducción en el sistema de riego, aplicable a las ecuaciones 1.5, 1.6 y 1.7 del Capítulo I.

Se tabuló, para el proceso de cálculo, los gastos diarios derivados y entregados desde el 23-11-74 hasta el 31-05-75, para la temporada de riego 1974-75, y desde el 13-11-75 hasta el 26-04-76, temporada de riego 1975-76, Tablas 7 y 8. El gasto total entregado cada día es el resultado de la suma de los gastos entregados a cada una de las unidades de producción en todo el sistema de riego. Ambos datos, de derivación y de entrega, fueron tomados de las planillas de control diario del riego, llevadas por el departamento de operación del sistema.

Procesamiento de Datos

El procesamiento de cálculo seleccionado se ajusta al modelo de regresión lineal (Steel y Torrie, 1985), $Y_i = \alpha + \beta X_i + E_i$; donde α representa el intercepto de la población y para $X = 0$; β es la pendiente de la recta que pasa por las medias de las poblaciones Y , y E una componente de las desviaciones aleatorias. α y β son los parámetros a estimar.

Para el procesamiento:

$$Y = Qd$$

Tabla 7. Resumen de los gastos derivados y entregados. Temporada de riego 1974-75

Fecha	Qd	Qe	Fecha	Qd	Qe	Fecha	Qd	Qe	Fecha	Qd	Qe	Fecha	Qd	Qe
23-11-74	0,270	0,052	01-01-75	-	-	09-02-75	-	0,353	20-03-75	2,960	2,367	28-04-75	0,750	0,509
24-11-74	0,270	0	02-01-75	2,960	1,189	10-02-75	2,960	2,746	21-03-75	2,900	0,707	29-04-75	0,530	0,508
25-11-74	0,550	0,170	03-01-75	2,960	3,437	11-02-75	2,960	2,735	22-03-75	--	--	30-04-75	0,530	0,520
26-11-74	0,550	0,153	04-01-75	2,960	2,545	12-02-75	2,960	2,771	23-03-75	--	--	01-05-75	0,620	0,483
27-11-74	0,350	0,140	05-01-75	--	0,379	13-02-75	2,960	2,658	24-03-75	1,850	0,247	02-05-75	0,530	0,504
28-11-74	0,280	0,111	06-01-75	2,960	2,497	14-02-75	3,330	2,573	25-03-75	0,530	0,189	03-05-75	0,530	0,509
29-11-74	0,220	0,242	07-01-75	2,560	2,360	15-02-75	3,190	2,195	26-03-75	0,880	0,189	04-05-75	0,530	0,504
30-11-74	0,270	0,152	08-01-75	3,270	2,649	16-02-75*	0,500	0,277	27-03-75	--	--	05-05-75	0,530	0,491
01-12-74	--	--	09-01-75	3,270	2,209	17-02-75	3,580	2,555	28-03-75	--	--	06-05-75	0,530	0,511
02-12-74	0,350	0,371	10-01-75	3,270	2,918	18-02-75	3,550	2,569	29-03-75	--	--	07-05-75	0,750	0,511
03-12-74	0,530	0,374	11-01-75	2,990	2,365	19-02-75	3,550	2,879	30-03-75	--	--	08-05-75	1,030	0,479
04-12-74	0,350	0,371	12-01-75	--	0,154	20-02-75	3,550	2,824	31-03-75	2,740	0,274	09-05-75	0,750	0,471
05-12-74	0,620	0,511	13-01-75	3,120	2,687	21-02-75	3,550	2,912	01-04-75	2,270	1,752	10-05-75	1,350	0,684
06-12-74	0,430	0,369	14-01-75	2,740	2,622	22-02-75	3,550	1,622	02-04-75	2,330	2,083	11-05-75	1,350	0,680
07-12-74	0,530	0,413	15-01-75	3,370	2,432	23-02-75	--	0,092	03-04-75	2,900	2,417	12-05-75	1,350	0,680
08-12-74	0,380	--	16-01-75	2,990	2,547	24-02-75	3,720	0,609	04-04-75	2,540	2,356	13-05-75	1,350	0,593
09-12-74	0,380	0,373	17-01-75	2,900	2,306	25-02-75	3,550	2,563	05-04-75	3,320	1,235	14-05-75	1,350	0,600
10-12-74	0,650	0,559	18-01-75	2,900	2,022	26-02-75	3,720	2,379	06-04-75	--	--	15-05-75	1,350	0,589
11-12-74	0,820	0,606	19-01-75	--	--	27-02-75	3,550	2,636	07-02-75	3,550	2,035	16-05-75	0,750	0,512
12-12-74	0,620	0,580	20-01-75	2,900	2,463	28-02-75	--	0,531	08-04-75	2,950	2,155	17-05-75	0,750	0,515
13-12-74	0,750	0,765	21-01-75	2,740	2,139	01-03-75	3,550	2,222	09-04-75	2,950	2,222	18-05-75	0,750	0,500
14-12-74	0,750	0,702	22-01-75	2,740	2,281	02-03-75	3,550	2,126	10-04-75	2,950	2,172	19-05-75	0,750	0,517
15-12-74	--	--	23-01-75	2,740	2,444	03-03-75	2,270	--	11-04-75	2,800	2,166	20-05-75	0,750	0,500
16-12-74	1,250	0,807	24-01-75	3,370	2,330	04-03-75	2,950	1,805	12-04-75	2,740	2,149	21-05-75	0,720	0,508
17-12-74	1,250	0,894	25-01-75	--	--	05-03-75	3,330	2,595	13-04-75	--	0,457	22-05-75	0,750	0,512
18-12-74	1,250	0,954	26-01-75	--	--	06-03-75	2,740	2,333	14-04-75	--	1,826	23-05-75	0,750	0,484
19-12-74	1,700	0,962	27-01-75	2,740	2,399	07-03-75	2,990	2,417	15-04-75	2,900	2,127	24-05-75	0,750	0,489
20-12-74	1,510	0,724	28-01-75	2,800	2,440	08-03-75	3,330	2,010	16-04-75	2,540	1,969	25-05-75	0,750	0,495
21-12-74	1,510	0,910	29-01-75	2,900	1,775	09-03-75	--	0,250	17-04-75	2,800	1,890	26-05-75	0,750	0,508
22-12-74	0,760	0,349	30-01-75	3,270	2,563	10-03-75	3,370	2,391	18-04-75	1,500	1,731	27-05-75	0,750	0,492
23-12-74	1,000	0,714	31-01-75	3,270	2,640	11-03-75	--	1,154	19-04-75	2,330	1,183	28-05-75	0,430	0,350
24-12-74	0,890	0,705	01-02-75	3,270	2,410	12-03-75	3,370	2,179	20-04-75	--	0,367	29-05-75	0,180	0,344
25-12-74	--	--	02-02-75	--	0,173	13-03-75	3,550	2,360	21-04-75	1,850	1,482	30-05-75	0,390	0,347
26-12-74	2,990	1,333	03-02-75	2,900	2,436	14-03-75	3,370	2,435	22-04-75	2,080	1,823	31-05-75	0,380	0,344
27-12-74	2,990	1,914	04-02-75	2,990	2,560	15-03-75	2,900	2,214	23-04-75	1,850	1,704			
28-12-74	2,990	2,553	05-02-75	2,990	2,619	16-03-75	--	--	24-04-75	1,850	1,671			
29-12-74	--	0,612	06-02-75	2,990	2,476	17-03-75	3,550	2,282	25-04-75	2,450	1,617			
30-12-74	2,800	2,700	07-02-75	2,990	2,590	18-03-75	3,190	2,346	26-04-75	1,350	0,510			
31-12-74	2,680	1,345	08-02-75	2,990	2,599	19-03-75	2,990	2,358	27-04-75	1,360	0,510			

Q: dato estimado
 Qd: Gasto derivado en m³/s
 Qe: Sumatoria de gastos entregados en m³/s
 FUENTE ORIGINAL: Planillas de control diario del riego, archivos del sistema

Tabla 8. Resumen de los gastos derivados y entregados. Temporada de riego 1975

Fecha	Qd	Qe									
13-11-75	0,260	0,107	28-12-75	--	--	11-02-76	2,450	2,228	27-03-76	3,330	2,130
14-11-75	0,150	0,062	29-12-75	1,350	1,113	12-02-76	2,150	2,174	28-03-76	--	--
15-11-75	0,200	0,041	30-12-75	1,350	1,126	13-02-76	2,450	2,215	29-03-76	4,130	--
16-11-75	0,260	--	31-12-75	1,350	1,139	14-02-76	2,500	1,714	30-03-76	3,720	--
17-11-75	0,260	0,024	01-01-76	--	--	15-02-76	0,750	0,375	31-03-76	3,190	--
18-11-75	0,260	0,142	02-01-76	1,350	0,790	16-02-76	2,540	1,761	01-04-76	3,330	2,651
19-11-75	0,510	0,278	03-01-76	1,350	1,098	17-02-76	2,500	2,101	02-04-76	2,990	2,534
20-11-75	0,520	0,221	04-01-76	--	--	18-02-76	2,500	2,292	03-04-76	2,740	2,505
21-11-75	0,360	0,288	05-01-76	1,200	1,040	19-02-76	2,650	2,253	04-04-76	1,700	0,228
22-11-75	0,360	0,167	06-01-76	1,880	1,395	20-02-76	2,650	2,357	05-04-76	1,700	0,152
23-11-75	0,200	0,060	07-01-76	1,800	1,331	21-02-76	2,540	2,000	06-04-76	0,750	0,413
24-11-75	0,500	0,158	08-01-76	1,650	1,437	22-02-76	6,220	0,220	07-04-76	0,750	0,363
25-11-75	0,350	0,184	09-01-76	1,700	1,195	23-02-76	2,540	2,131	08-04-76	0,430	0,388
26-11-75	0,720	0,422	10-01-76	1,650	1,251	24-02-76	2,650	2,470	09-04-76	0,430	0,573
27-11-75	0,750	0,484	11-01-76	--	--	25-02-76	2,990	2,762	10-04-76	0,950	0,626
28-11-75	0,750	0,541	12-01-76	1,800	1,276	26-02-76	2,990	2,733	11-04-76	0,950	0,561
29-11-75	0,650	0,416	13-01-76	1,700	1,236	27-02-76	3,490	2,629	12-04-76	0,950	0,656
30-11-75	--	--	14-01-76	1,700	1,266	28-02-76	2,330	2,172	13-04-76	0,950	0,539
01-12-75	0,850	0,446	15-01-76	0,420	0,206	29-02-76	0,460	0,389	14-04-76	0,950	0,533
02-12-75	1,020	0,567	16-01-76	0,350	0,127	01-03-76	2,740	2,346	15-04-76	0,950	0,319
03-12-75	1,000	0,506	17-01-76	--	--	02-03-76	2,740	2,338	16-04-76	0,950	0,319
04-12-75	1,020	0,506	18-01-76	--	--	03-03-76	2,900	2,563	17-04-76	0,950	0,319
05-12-75	1,200	0,562	19-01-76	0,850	0,797	04-03-76	3,270	2,430	18-04-76	0,950	0,319
06-12-75	0,650	0,398	20-01-76	1,030	0,835	05-03-76	3,550	2,716	19-04-76	0,750	0,319
07-12-75	--	--	21-01-76	0,850	1,003	06-03-76	2,450	1,049	20-04-76	0,430	0,319
08-12-75	1,050	0,480	22-01-76	1,600	1,435	07-03-76	2,540	0,330	21-04-76	0,430	0,379
09-12-75	0,320	0,101	23-01-76	1,880	1,274	08-03-76	2,540	1,543	22-04-76	0,530	0,379
10-12-75	0,520	0,305	24-01-76	1,800	1,239	09-03-76	2,540	1,729	23-04-76	0,650	0,311
11-12-75	0,860	0,481	25-01-76	0,130	--	10-03-76	3,330	2,336	24-05-76	0,750	0,319
12-12-75	0,900	0,584	26-01-76	1,800	1,596	11-03-76	3,190	2,535	25-05-76	0,750	0,319
13-12-75	0,800	0,247	27-01-76	1,800	1,631	12-03-76	3,330	2,912	26-04-76	0,750	0,325
14-12-75	--	--	28-01-76	1,700	1,654	13-03-76	2,900	2,553			
15-12-75	0,750	0,465	29-01-76	1,700	1,646	14-03-76	--	--			
16-12-75	1,200	0,912	30-01-76	1,650	1,472	15-03-76	3,270	2,576			
17-12-75	1,050	0,857	31-01-76	1,800	1,180	16-03-76	3,270	2,752			
18-12-75	1,350	0,974	01-02-76	--	--	17-03-76	3,270	2,830			
19-12-75	1,050	0,990	02-02-76	1,350	0,856	18-03-76	3,270	2,830			
20-12-75	--	--	03-02-76	1,800	1,542	19-03-76	3,270	2,454			
21-12-75	--	--	04-02-76	1,800	1,945	20-03-76	2,900	2,182			
22-12-75	0,850	0,772	05-02-76	1,880	1,576	21-03-76	--	--			
23-12-75	1,400	1,067	06-02-76	2,450	1,223	22-03-76	3,330	2,286			
24-12-75	1,250	1,045	07-02-76	1,180	1,223	23-03-76	3,720	3,155			
25-12-75	--	--	08-02-76	1,180	0,130	24-03-76	4,050	3,070			
26-12-75	1,030	0,884	09-02-76	2,250	1,665	25-03-76	3,720	3,217			
27-12-75	1,030	0,521	10-02-76	2,450	2,103	26-03-76	3,720	2,889			

$$X = Qe$$

$$\alpha = a$$

$$\beta = b$$

E no se considera, por no tomarse en cuenta el residuo en la ecuación original.

Los cálculos se hacen tanto para cada uno de los meses como para cada temporada, además se incluyó el coeficiente de correlación (r) para apoyar la discusión.

Este último procedimiento es aplicable a cada uno de los canales secundarios pero desafortunadamente no se consiguieron datos de los gastos derivados a estos canales.

Calibración de Dispositivos de Control y Aforo

Generación de Tablas de Gasto para Aforos en el Canal Principal

La toma principal del Sistema de Riego Guanare, tiene dificultad para ser utilizada como dispositivo de medición, las condiciones del flujo, aguas arriba de las compuertas, son inestables, por lo tanto se creyó conveniente fijar la sección de aforo en el punto situado en la progresiva 0 + 400 del canal principal. Además, en dicho lugar el canal es de sección rectangular, existe una mira y las bases necesarias para instalar un limnógrafo. Es precisamente el sitio donde los operadores han realizado aforos por medio del método de sección y velocidad, utilizando para ello correntímetros, más bien conocidos como molinetes.

La desventaja del lugar seleccionado descansa en las formas de trabajo de la compuerta de la primera retención aguas abajo, la cual afecta el régimen de flujo aguas arriba. Con la compuerta baja se produce un

remanso aguas arriba que afecta el tirante en el lugar seleccionado para los aforos. Por tal consideración se tomó la decisión de elaborar dos tipos de tablas de gasto aplicable a la sección de aforo, para retención N° 1 con compuerta elevada y baja.

En los archivos del sistema de riego se encontraron algunas mediciones de gasto hechas en el canal principal, a nivel de la progresiva 0 + 400, las cuales se presentan en las Tablas 9 y 10 para compuerta de retención N° 1 elevada y baja respectivamente.

Con dichos valores de mediciones se procedió a la elaboración de las curvas de gasto contra tirante para así observar las tendencias correspondientes de los datos y luego seleccionar el modelo de ajuste más apropiado a tales tendencias.

Entre los modelos de ajuste y modalidades probadas están los siguientes:

a) Curvilíneo, polinomio de segundo grado o ajuste a curva parabólica (Snedecor y Cochran, 1967), donde $Y = a + bX + cX^2$. La variable Y toma los valores de los gastos medidos y X la lectura de los tirantes correspondientes, La ecuación de gasto para dicho modelo es:

$$Q = a + bh + ch^2 \quad (2.1)$$

donde;

Q es el gasto estimado

h es el tirante medido

a, b y c son coeficientes

b) Curvilíneo, del tipo exponencial, con modelo matemático $Y = a X^b$ (Snedecor y Cochran, 1967), donde Y toma los valores de los gastos medidos y X las lecturas de tirantes correspondientes. La ecuación de gasto para dicho modelo es:

Tabla 9. Mediciones de gastos en el canal principal, progresiva 0 + 400.
Compuerta de retención N° 1 elevada.

Fecha	Tirante (h) m	Gasto (Q) l/s	Observaciones
--	0,10	102	Sin fecha
--	0,15	206	Sin fecha
--	0,20	363	Sin fecha
23-12-70	0,22	463	Promedio 2 observaciones
24-11-71	0,25	590	Promedio 3 observaciones
15-12-70	0,26	659	Promedio 4 observaciones
11-12-70	0,27	703	Promedio 3 observaciones
11-12-69	0,28	667	Promedio 3 observaciones
26-11-71	0,29	623	Promedio 2 observaciones
27-11-71	0,30	794	Promedio 4 observaciones
01-12-71	0,35	1039	Promedio 5 observaciones
08-01-71	0,36	1216	Promedio 5 observaciones
28-12-70	0,37	1255	Promedio 6 observaciones
17-03-69	0,39	1369	
17-03-69	0,40	1351	Promedio 2 observaciones
08-12-71	0,41	1382	
12-01-71	0,42	1664	
12-01-71	0,45	1648	
07-12-71	0,46	1819	
07-12-71	0,50	1824	
19-01-71	0,55	2467	Promedio 11 observaciones
16-01-71	0,60	2804	Promedio 2 observaciones
14-01-71	0,61	3013	Promedio 2 observaciones
15-01-71	0,65	3222	
15-01-71	0,68	3489	
15-01-71	0,73	4013	
15-01-71	0,80	4579	
15-01-71	0,83	4970	

Tabla 9. Mediciones de gastos en el canal principal, progresiva 0 + 400
compuerta de retención N° 1 elevada. (Continuación)

Fecha	Tirante (h) m	Gasto (Q) l/s	Observaciones
15-01-71	1,03	6083	
15-01-71	1,13	6660	

Tirante en metros

Gasto en litros por segundo

Datos obtenidos de las planillas de aforo
del archivo del sistema de riego.

Tabla 10. Mediciones de gastos en el canal principal, progresiva 0 + 400
Compuerta de retención N° 1 baja.

Fecha	Tirante m	Gasto (Q) l/s	Observaciones
22-11-73	0,26	144	
28-11-73	0,33	322	
08-11-73	0,34	271	
03-11-73	0,35	284	Promedio 3 observaciones
02-11-73	0,36	343	
01-11-73	0,37	387	
29-11-73	0,39	518	
26-11-73	0,40	430	
27-11-73	0,41	582	
01-12-73	0,43	688	Promedio 2 observaciones
10-12-73	0,44	719	Promedio 2 observaciones
04-12-73	0,49	1003	Promedio 5 observaciones
10-01-74	0,50	945	
07-12-73	0,52	1139	Promedio 2 observaciones
08-12-73	0,53	1161	

Tabla 10. Mediciones de gastos en el canal principal, progresiva 0 + 400.
Compuerta de retención N^o 1 baja. (Continuación)

Fecha	Tirante (h) m	Gasto (Q) l/s	Observaciones
13-12-73	0,54	1184	
11-01-74	0,58	1438	
14-12-73	0,60	1465	Promedio 2 observaciones
12-01-74	0,63	1649	Promedio 2 observaciones
15-12-73	0,66	1924	Promedio 2 observaciones
04-01-74	0,68	2036	
30-12-73	0,69	2026	Promedio 4 observaciones
18-12-73	0,70	2023	Promedio 4 observaciones
19-12-73	0,71	2026	Promedio 5 observaciones
05-01-74	0,72	2643	Promedio 2 observaciones
07-01-74	0,73	2652	
15-01-74	0,77	2464	
31-01-74	0,78	2524	
26-01-74	0,80	2597	Promedio 4 observaciones
27-01-74	0,82	2620	
16-01-74	0,83	2792	Promedio 4 observaciones
21-01-74	0,84	2805	Promedio 3 observaciones
24-01-74	0,93	3284	Promedio 2 observaciones

Tirante en metros

Gastos en litros por segundo

Datos extraídos de las planillas de aforo del
archivo del sistema de riego.

$$Q = a h^b \quad (2.2)$$

la cual se puede convertir en rectilínea por medio de logaritmos, donde:

$$\ln(Q) = \ln(a) + b \ln(h) \quad (2.3)$$

El uso de este modelo tiene la facilidad que se puede trazar en papel log-log, y el ajuste perfecto debe dar una línea recta en dicho papel.

c) Rectilínea, es el modelo que considera que los datos se ajustan a una línea recta, se expresa por $Y = a + bX$, la variable Y toma los valores de gasto y X la de tirante, se tiene:

$$Q = a + b h \quad (2.4)$$

d) Partición de la línea de gasto en dos sectores claramente definidos. El primer sector que se comporta como un modelo del tipo exponencial y el otro sector como modelo lineal.

Para determinar cuál de los modelos tiene mejor ajuste, se utilizó una medida de precisión conocida como la media del cuadrado del error de los valores estimados con respecto a los medidos (Snedecor y Cochran, 1967), se calculó según:

$$MEC = \frac{\sum (E)^2}{n} \quad (2.5)$$

donde;

MEC es la media del error de estimación al cuadrado

E es el error de estimación. Diferencia de los valores estimados con los medidos

n es el número de observaciones consideradas

El modelo que arroja una media de error de estimación al cuadrado menor, es el que más se ajusta al comportamiento hidráulico del sitio de aforo, y por lo tanto se adopta como el adecuado. Para la elaboración de las tablas de gasto definitivas, se calculan nuevamente los coeficientes de los modelos matemáticos, eliminando previamente los valores medidos que aparecen extremadamente dispersos en relación a las primeras estimaciones.

Calibración de Tomas de Doble Compuerta

En Venezuela se conoce por toma de doble compuerta aquella definida por el Bureau of Reclamation de EE.UU. como bocatoma de orificio de carga constante. Es esencialmente una estructura medidora del tipo de orificio aforador ahogado (Peterca, 1964), representado en los esquemas de la Figura 3.

La toma se construye en forma tal que su eje de simetría sea perpendicular al del canal desde el cual extrae agua. Consta fundamentalmente de una transición de entrada, un orificio de sección rectangular variable y regulable por medio de una compuerta de similar sección y una tanquilla, a continuación del orificio, cuya descarga se efectúa a través de otro orificio de sección circular que está regulado por una compuerta de las mismas dimensiones. Después de la salida, de sección circular, se tiene generalmente un conducto cerrado que atraviesa la berma del canal hasta descargar en una parcela o en otro canal. Tanto en la transición de entrada como en la tanquilla, se colocan sendas miras, preferiblemente porcelanizadas y obligatoriamente con sus respectivos 0 al mismo nivel. La compuerta de agua arriba controla la descarga mientras que la de aguas abajo o salida controla la sumergencia del orificio de sección rectangular.

Según se vio en el Capítulo I, el Sistema de Riego Guanare está dotado, para el suministro de agua a las redes secundarias y terciarias, de toma de doble compuerta. Dichas tomas no tienen las calibraciones procesadas en forma sistemática y la entrega se hace en base a la experiencia

COMPUERTAS NO INDICADAS

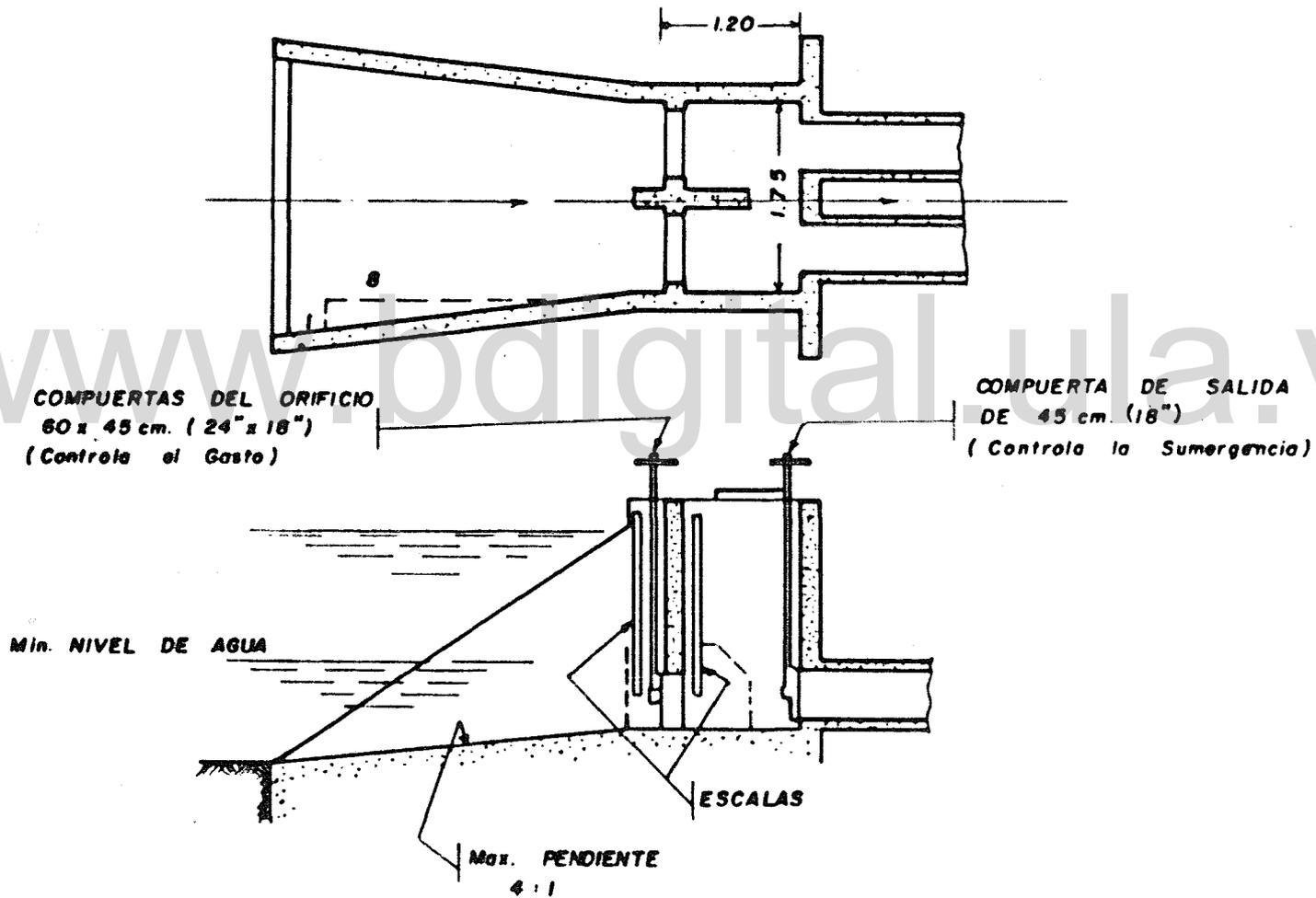


Figura 3. Toma de doble compuerta tipo, según el Manual de Operación MOP (1971).

de los operadores y frecuentemente se efectúan chequeos por medio de afros con molinetes. A continuación se describe el procedimiento seguido para calibrar un grupo de tomas de dimensiones usuales en el sistema de riego en consideración.

En lo esencial, este tipo de toma funciona hidráulicamente lo mismo que un orificio sumergido cuya carga es regulable aguas abajo por medio de la compuerta circular. Debido a esta característica, la diferencia de cargas, entre aguas arriba y aguas abajo, se mantiene estable, independientemente de las variaciones menores de tirante en el canal.

Se aplica la fórmula general del gasto que pasa por un orificio.

$$Q = C_d A (2 g h)^{1/2} \quad (2.6)$$

donde;

Q es el gasto que deja pasar, m^3/s

h es la diferencia de carga sobre el orificio, 0,06 m

g es la aceleración de gravedad, $9,8 m/s^2$

A b a: Area del orificio rectangular para una abertura de compuerta, m^2

b es la abertura de la compuerta o alto del orificio, m.

a es el ancho del orificio, m

C_d es el coeficiente de descarga, adimensional.

La dificultad se presenta, lo cual justifica la calibración, en que el coeficiente de descarga, C_d , no es constante sino al contrario variable y dependiente de:

- Las diferentes aberturas de compuerta
- La geometría de la transición de entrada

- La geometría general de la estructura, sus dimensiones
- Las variaciones de las diferencias de carga sobre el orificio.

La calibración consiste básicamente en encontrar por medios experimentales, los coeficientes de descarga correspondientes a la estructura aforadora en sus condiciones reales de operación.

La fórmula general del caudal que deja pasar la bocatoma establece que h , b y a son variables controlables y el gasto que descarga la estructura en cada caso puede ser medido por cualquier método de aforo conocido y confiable, y a partir de la ecuación 2.6, se obtiene:

$$C_d = \frac{Q}{a b (2 g h)^{1/2}} \quad (2.7)$$

En una toma en particular, de ancho de orificio y diferencia de cargas constantes, donde obviamente $(2 g h)^{1/2}$ se hace constante, si se varía la abertura, el gasto y el coeficiente de descarga varían. Si además se mide el gasto, en cada caso, se puede obtener los valores de C_d correspondientes, y se espera que exista una relación rectilínea entre b y Q y curvilínea entre b y C_d .

Se trabajó solamente con 8 tomas del canal principal, se escogieron aquellas en buenas condiciones y representativas de las dimensiones existentes, agrupadas así:

- a) Con compuerta de 12" de ancho: N° 3, 21, 35 y 38
- b) Con compuerta de 15" de ancho: N° 12, 13 y 23
- c) Con 2 compuertas de 72" de ancho: N° D-1.

Cada toma fue preparada para una operación regular. Se le colocó las miras, se limpiaron y engrasaron las compuertas, se eliminó el azol

ve acumulado en las diferentes secciones y se reconstruyó el canal de descarga.

El dispositivo de aforo usado en cada calibración dependió mucho de las condiciones en que éstas se efectuaron.

Para las tomas 3, 12, 21, 23 y 38, se tomaron los datos de los aforos de rutina realizados por el personal del sistema de riego quienes lo ejecutan con un molinete Gurley tipo 622.

Para el aforo de la toma 13, se hizo uso de una canaleta de flujo crítico del tipo Balloffet de 0,24 m de garganta, Apéndice 2.

Para la derivadora D-1, toma del canal móvil secundario D-1, los aforos se hicieron especialmente con un Balloffet de 1,00 m de garganta, Apéndice 2.

Los valores obtenidos en las mediciones y datos complementarios se presentan en las Tablas 1 al 5 de Apéndice 3.

Procesamiento de Datos

Para cada toma, a partir de los gastos medidos por abertura de compuerta, se procedió al ajuste de los valores de gasto mediante el procedimiento estadístico recomendable (Snedecor y Cochran, 1967) para el modelo de regresión líneal. Se partió del supuesto que existe una relación rectilínea entre abertura de compuerta y el gasto que ésta deja pasar, el modelo matemático en este caso se reduce a:

$$Q = a_0 + a_1 b \quad (2.8)$$

donde:

Q es el gasto que deja pasar la toma

b es la abertura de compuerta

ao es el gasto que deja pasar la toma para abertura igual a cero

a_1 es la pendiente de la recta ajustada que relaciona gasto con abertura.

ao y a_1 se obtienen del proceso de cálculo.

Paralelamente a los cálculos anteriores, también se determinaron los coeficientes de correlación correspondientes con la finalidad de verificar la bondad del ajuste en cada caso. Con los gastos ajustados y utilizando la ecuación 2.7, se calcularon los coeficientes de descarga ajustados para cada abertura de compuerta.

En una segunda etapa, se agruparon todas las mediciones correspondientes a tomas de un mismo ancho de compuerta y se trató de igual forma para calcular los gastos ajustados, coeficientes de descarga y coeficientes de correlación que a tomas individuales. Los gastos y coeficientes ajustados así obtenidos se denominaron gastos y coeficientes de descarga medios y se utilizaron para determinar los coeficientes de variación parciales y totales de gasto de las tomas en forma individual con respecto a los datos agrupados.

Los coeficientes de variación sirven como indicadores de la posibilidad de utilizar, en forma general, las curvas de gasto medio ajustado para las tomas con igual ancho de compuerta en consideración. Dichos coeficientes se determinaron así:

$$CV = \frac{\sum_{i=1}^k CV_i Q_i}{\sum_{i=1}^k Q_i} \quad (2.9)$$

(Snedecor y Cochran, 1967)

donde;

CV es el coeficiente de variación total para el tipo de toma analizado.

CVi es el coeficiente de variación parcial para la abertura de compuerta.

Qi es el gasto medio ajustado para la abertura de compuerta i.

R es el número de aberturas tomadas.

$$Cvi = \frac{\left[\sum_{j=1}^n \frac{(Qi - Qj)^2}{n} \right]}{Qi} \quad (2.10)$$

(Snedecor y Cochran, 1967)

donde;

Qj es el gasto de la toma j en la abertura de compuerta i.

n es el número de tomas que entran en la formación de los datos originales.

Conocidos los coeficientes de descarga, se generan tablas de gastos, utilizando para ello la ecuación 2.6. Las determinaciones originales se hicieron para una diferencia de carga de 0,06 m, pero conocidas las otras variables de la ecuación, se estimaron adicionalmente los gastos que deja pasar cada toma para otras diferencias de carga, 0,04; 0,08 y 0,10 m.

Como complemento, con fines de comparación y utilización final, se elaboraron gráficos de curvas de:

a.- Coeficientes de descarga contra aberturas para las tomas con compuerta de 12" de ancho.

b.- Coeficientes de descarga contra aberturas para las tomas con compuerta de 15" de ancho.

c.- Coeficientes de descarga contra aberturas para la toma D-1.

d.- Coeficientes de descarga contra aberturas con valores medios, para las tomas de 12", 15" 2 x 72", y curva promedio sugerida por el Manual de Operación, MOP (1971).

e.- Gasto contra abertura de las tomas de 12", 15" y 2 x 72", para una diferencia de carga de 0,06 m, y los estimados correspondientes a 0,04; 0,08 y 0,10 m.

Tiempo de Avance del Agua en los Canales

Se efectuaron pruebas en el canal principal y en el secundario D-2 según lo sugerido por Pino y Rojas (S/F) para sistemas de riego de operación intermitente y corte diario.

Pruebas de Avance en el Canal Principal

El canal principal, con capacidad de 10 m³/s y una longitud de 9.881 km, se inicia con sección rectangular, hasta su cruce con el caño Maracas por medio de un sifón invertido de 40 m de longitud, formado por dos tubos de concreto armado de 1,50 m de diámetro, continuando con sección trapecial hasta el inicio del canal secundario D-3 con un sifón invertido que salva la quebrada Las Piedras. Está dotado de 23 retenciones - caídas, de compuertas radiales de 2,20 x 2,50 m, que trabajan como orificios de descarga libre y aliviaderos laterales, con pasarelas para su operación y servicio. Las características hidráulicas del canal se indican en el Capítulo I.

Como condición previa a las pruebas de avance del agua en el canal, se hizo necesario realizar las siguientes actividades:

a) Inventario de tomas, retenciones, caídas y otras estructuras, información incluida en la identificación del sistema de riego del Capítulo I.

b) Elaboración, a partir de aforos hechos previamente, de tablas de gasto contra lectura de tirante a nivel de la progresiva 0 + 400 como sección de control. Se redujo a dos tablas, una que corresponde a la condición de la retención N° 1 elevada y otra con la misma retención baja, metodología presentada en el punto concerniente a la calibración. Se creyó necesario hacer las pruebas con la tabla correspondiente a la retención elevada.

c) Cálculos de gastos que dejan pasar las retenciones para diferentes tirantes, aberturas de compuertas y con o sin tablonos de 0,20 m de ancho en las vertederos laterales. Apéndice 4.

d) Hacerle mantenimiento a las retenciones para que funcionen adecuadamente.

Se realizaron cuatro pruebas de avance del agua en el canal, sin entrega a las tomas. Cada prueba se realizó según el siguiente procedimiento y condiciones:

a) Sin que exista previamente flujo alguno o agua acumulada en algún sector del canal.

b) Gasto único por prueba, en la derivación principal.

c) Fijar aberturas de retenciones y tirantes, aguas arriba, para el caudal de la prueba y según el gasto que deja pasar una de las retenciones, Apéndice 4.

d) Medir el tiempo en que la ola o frente de agua llega a cada una de las retenciones, Figura 4.

e) Medir el tiempo en que se logra, en cada una de las retenciones, el nivel de operación establecido previamente, Figura 4.

El esquema de la Figura 4, muestra tres fases de proceso de avance del agua en el canal. En la fase a se observa el canal preparado para las determinaciones, con las retenciones acondicionadas para el gasto esperado. En la fase b, el agua fluye en el canal, en la retención 1 se logra el nivel de operación, y en la 2 ya pasó la ola, la cual se aproxima a la retención 3. En la fase c se logró el nivel de operación en las tres retenciones mostradas.

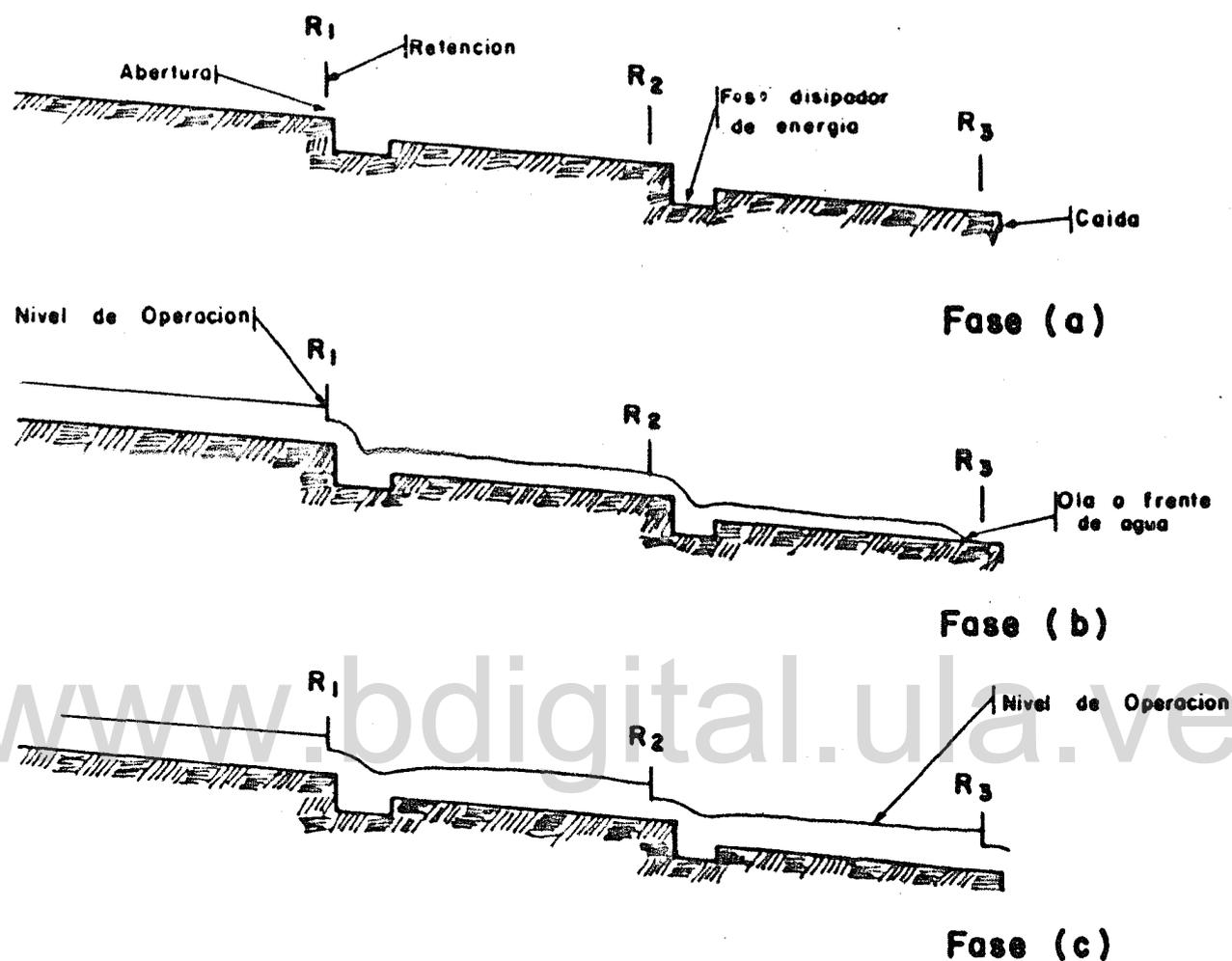
Los gastos de derivación, tirantes, aberturas de retenciones y tiempos con los cuales se realizaron las pruebas fueron:

Prueba Uno

Efectuada el 17 de junio de 1976. Se abrió la derivación a las 8:50 horas. A las 9:20; 10:24; 14:00 y 16:23 se tomaron lecturas de mira en la progresiva 0 + 400, obteniéndose los valores de 52, 51, 51, 53 cm respectivamente, para un gasto promedio de 2200 l/s. A las 16:25 horas se cerró la derivadora. Las aberturas de compuertas de las retenciones se fijó en 0,30 m para todas y el tirante logrado fue de 1,28 m. La descarga de agua por el aliviadero final del canal se inició a las 12:20 y se estabilizó a las 13:30 horas, no obstante que la retención 21 logró su nivel de operación a las 16:08 horas. El recorrido de la ola se pudo medir en la totalidad de las retenciones pero los niveles de operación sólo se pudieron medir en la 1, 2, 6, 7, 10, 11 y 21. Datos de campo obtenidos se presentan en la Tabla 11.

Prueba Dos

Efectuada el 22 de junio de 1976. Se abrió la derivadora a las 11:29. A las 11:52; 13:30; 15:05 y 16:41 se tomaron lecturas de mira en la progresiva 0 + 400 obteniéndose los valores 72, 75, 74 y 75 cm respectivamente para un gasto promedio de 4050 l/s. A las 16:44 horas se cerró la derivadora. Las aberturas de compuerta de las retenciones se fijó en 0,30 m para todas y el tirante logrado fue de 1,55 m. La descargar de agua por el aliviadero



R₁; R₂; R₃ : Retencion 1, 2 y 3

Figura 4. Esquema del avance del agua en el canal, a) canal seco, b) ola o frente de agua y c) avance del agua.

al final del canal, se inició a las 13:30 y se estabilizó a las 16:30 horas. Se midió el recorrido de la ola en todas las retenciones pero los niveles de operación sólo se pudieron medir en la 4, 5, 14, 17 y 22. Datos de campo obtenidos en la prueba se presentan en la Tabla 12.

Prueba Tres

Efectuada el 23 de junio de 1976. Se abrió la derivadora a las 8:50 horas. A las 9:17 se tomó lectura de mira en la progresiva 0 + 400,

Tabla 11. Avance del agua en el canal principal, prueba N° 1. Datos de campo

Retención N°	Gasto l/s	Abertura o altura de retención.	Llegada de ola, hora	Nivelación de operación hora	Observaciones
1	2200	0,30 m	9:05	10:20	Fecha: 17-6-76
2	2200	0,30 m	9:22	11:14	Hora de apertura de
3	2200	0,30 m	9:26	--	la retención 8:50
4	2200	0,30 m	9:28	--	
5	2200	0,30 m	9:30	--	
6	2200	0,30 m	9:32	12:42	
7	2200	0,30 m	9:35	13:05	
8	2200	0,30 m	9:37	--	
9	2200	0,30 m	9:40	--	
10	2200	0,30 m	9:42	14:00	d = 1,28
11	2200	0,30 m	9:46	15:07	Sin tablonos
12	2200	0,30 m	9:48	--	
13	2200	0,30 m	9:52	--	Canal seco
14	2200	0,30 m	9:59	--	Sin entrega, salida
15	2200	0,30 m	10:07	--	sólo por aliviadero
16	2200	0,30 m	10:10	--	final
17	2200	0,30 m	10:13	--	No se incluyen posi
18	2200	0,30 m	10:15	--	bles pérdidas
19	2200	0,30 m	10:18	--	
20	2200	0,30 m	10:22	--	
21	2200	0,30 m	10:24	16:08	
22	2200	0,30 m	10:32	--	
23	2200	0,30 m	10:45	--	
Final	--	--	--	--	

Tabla 12. Avance del agua en el canal principal, prueba N° 2. Datos de campo

Retención N°	Gasto l/s	Abertura o al- tura de reten- ción.	Llegada de ola, hora	Nivel de operación hora	Observaciones
1	4050	0,30 m	11:38	--	Fecha: 22-6-76
2	4050	0,30 m	11:47	--	
3	4050	0,30 m	11:50	--	Hora de abertura de
4	4050	0,30 m	11:53	13:22	la derivación: 11:29
5	4050	0,30 m	11:55	13:43	
6	4050	0,30 m	11:58	--	
7	4050	0,30 m	12:00	--	
8	4050	0,30 m	12:03	--	
9	4050	0,30 m	12:06	--	
10	4050	0,30 m	12:09	--	d = 1,55 m
11	4050	0,30 m	12:12	--	Sin tablonos
12	4050	0,30 m	12:15	--	
13	4050	0,30 m	12:18	--	Canal seco
14	4050	0,30 m	12:21	14:54	Sin entrega. Salida
15	4050	0,30 m	--	--	sólo por aliviadero
16	4050	0,30 m	12:22	--	final
17	4050	0,30 m	12:23	15,28	No se incluyen posi-
18	4050	0,30 m	12:24	--	bles pérdidas
19	4050	0,30 m	12:26	--	
20	4050	0,30 m	12:31	--	
21	4050	0,30 m	12:35	--	
22	4050	0,30 m	12:37	15,45	
23	4050	0,30 m	12:50	--	
Final	--	--	13:06	--	

obteniéndose el valor de 98 cm para un gasto de 5929 l/s. A las 12:55 horas se cerró la derivadora. La abertura de compuerta de las retenciones se fijó en 0,30 m para todas y el tirante logrado fue de 1,80 m. En esta condición se hizo difícil el control del canal. La descarga de agua por el aliviadero al final del canal se inició a las 10:41; no llegó a estabilizarse, al contrario, a las 12:16 horas se produjo un descenso violento por derrumbe de la sobreelevación del aliviadero sobre la cresta original. Se pudo medir el recorrido de la ola en todas las retenciones, pero para el nivel de operación sólo en la 12 y la 22. Los datos de campo se presentan en la Tabla 13.

Prueba Cuatro

Efectuada el 30 de junio de 1976. Se abrió la derivadora a las 9:39 horas. A las 10:00 se tomó lectura de mira en la progresiva 0 + 400, obteniéndose el valor de 123 cm para un gasto de 7623 l/s. A las 12:45 horas se cerró la derivadora. La abertura de compuerta de las retenciones se fijó en 0,60 m para todas y el tirante logrado fue de 1,80 m, pero en las retenciones 7, 10 y 14 alcanzó 1,90 m. La velocidad de flujo del agua fue muy rápida, por lo que no fue posible tomar todas las lecturas del recorrido de la ola. Para el nivel de operación se tomó lectura en las retenciones 1, 2, 7, 10, 14, 18 y 22. A las 12:00 horas se inició la descarga por el aliviadero final y se estabilizó a las 12:45. Los datos de campo se presentan en la Tabla 14.

Procesamiento de Datos

Teóricamente, en el canal principal donde las características hidráulicas son iguales desde la progresiva 0 + 748 hasta la 0 + 9881, es de esperar que la regresión, entre el tiempo de avance del agua y el recorrido cubierto, sea del tipo rectilíneo, siempre y cuando el gasto sea fijo, no haya entregas y se considere que las pérdidas y desperdicios son despreciables. Con tal hipótesis es posible hacer los cálculos de la ecuación de regresión correspondiente que permita estimar los tiempos de avance

Tabla 13. Avance del agua en el canal principal, prueba N° 3. Datos de campo

Retención N°	Gasto l/s	Abertura o al- tura de reten- ción.	Llegada de ola, hora	Nivel de Operación hora	Observaciones
1	5929	0,30 m	9:02	---	Fecha: 23-6-75
2	5929	0,30 m	9:15	---	Hora de abertura de
3	5929	0,30 m	9:19	---	la derivación: 8:50
4	5929	0,30 m	9:21	---	
5	5929	0,30 m	9:23	---	
6	5929	0,30 m	9:26	---	
7	5929	0,30 m	9:28	---	
8	5929	0,30 m	9:30	---	
9	5929	0,30 m	9:35	---	
10	5929	0,30 m	9:37	---	Nivel de operación
11	5929	0,30 m	9:41	---	para un tirante de
12	5929	0,30 m	9:45	11:00	1:80 m.
13	5929	0,30 m	9:47	---	
14	5929	0,30 m	9:55	---	Sin tablonés
15	5929	0,30 m	--	---	
16	5929	0,30 m	10:04	---	Canal seco
17	5929	0,30 m	10:06	---	
18	5929	0,30 m	10:08	---	Sin entrega, salida
19	5929	0,30 m	10:10	---	solo por el alivia-
20	5929	0,30 m	10:15	11:50	dero final.
21	5929	0,30 m	10:19	---	
22	5929	0,30 m	10:20	---	No se incluyen posi-
23	5929	0,30 m	--	---	bles pérdidas.
Final	---	---	---	---	

Tabla 14. Avance del agua en el canal principal, prueba N° 4. Datos de campo

Retención N°	Gasto l/s	Abertura o al- tura de reten- ción.	Llegada de ola, hora	Nivel de operación hora	Observaciones
1	7623	0,60 m	9:44	10:15	Fecha: 23-6-76
2	7623	0,60 m	9:56	10:36	
3	7623	0,60 m	10:00	--	Hora de abertura de
4	7623	0,60 m	10:04	--	la derivación: 8:50
5	7623	0,60 m	10:06	--	
6	7623	0,60 m	10:08	--	
7	7623	0,60 m	10:10	10:46	
8	7623	0,60 m	10:12	--	
9	7623	0,60 m	10:14	--	
10	7623	0,60 m	10:15	10:58	d = 1,80 m
11	7623	0,60 m	10:20	--	
12	7623	0,60 m	--	--	Sin tablonés
13	7623	0,60 m	--	--	
14	7623	0,60 m	10:36	11:24	Canal seco
15	7623	0,60 m	--	--	
16	7623	0,60 m	--	--	Sin entrega, salida
17	7623	0,60 m	--	--	sólo por el alivia-
18	7623	0,60 m	10:45	11:40	vedero final.
19	7623	0,60 m	10:50	--	
20	7623	0,60 m	--	--	No se incluyen posi-
21	7623	0,60 m	--	--	bles pérdidas
22	7623	0,60 m	--	--	
23	7623	0,60 m	--	12:01	
Final	--	--	11:10	--	

del agua en el canal a partir de los datos disponibles. Se aplicó el modelo de regresión lineal, $Y = \alpha + \beta X$ (Steel y Torrie, 1985), adaptado al avance del agua en el canal, usando la ecuación:

$$T = a_0 + a_1 D \quad (2.11)$$

donde;

T es el tiempo en que el agua hace el recorrido de un tramo de canal definido desde la toma.

D es la distancia desde la toma

Se aplicó el procedimiento de cálculo a cada una de las cuatro pruebas. Se estimaron los parámetros, a_0 y a_1 , y también el coeficiente de correlación para precisar la bondad del ajuste al modelo rectilíneo. Conocidos los parámetros, se determinó, usando la ecuación $T = a_0 + a_1 D$, los tiempos de llegada de la ola y el avance del nivel de operación para todas las retenciones. Esta misma ecuación se utiliza para determinar el avance de nivel de operación para cualquiera de los puntos no visitados a lo largo del canal.

Los valores estimados de tiempo de avance contra distancia, desde la toma principal para cada uno de los gastos probados, se llevó a una gráfica para obtener las curvas de avance de agua en el canal.

Pruebas de Avance del Agua en el Canal D-2

El canal secundario D-2, de una capacidad de $3,58 \text{ m}^3/\text{s}$ y una longitud de 9533 m, se alimenta mediante una toma de nivel constante, constituida por dos compuertas rectangulares de entrada a la tanquilla reguladora y dos compuertas circulares de salida al canal. Posee ocho retenciones caídas con compuertas rectangulares, que trabajan como orificios de descarga libre y vertederos laterales, además cinco retenciones-caídas simples con tablonés. Las características hidráulicas del canal se indican en el Capítulo I.

A igual que el canal principal, como condición previa a las pruebas de avance de este canal, se hizo necesario realizar las siguientes actividades:

a) Inventario de tomas, retenciones, caídas y otras estructuras. Información incluida en la identificación del sistema de riego, Capítulo I.

b) Adaptación de la tabla de gasto de la toma alimentadora del secundario D-1 a este canal, por reunir varias tomas características geométricas similares. Información presentada en el resultado de las calibraciones, Capítulo III.

c) Cálculo de los gastos que dejan pasar las retenciones, de la 1 hasta la 8, para diferentes tirantes, abertura de compuerta y con o sin tablonos de 0,20 m de ancho en los aliviaderos; de la 9 hasta la 12, para diferentes profundidades hidráulicas y altura de retención, Apéndice 4.

d) Elaboración del plan de operación para el canal D-2, para conocer el gasto a entregar a la red terciaria, Apéndice 5.

Se realizaron cuatro pruebas de avance del agua en el canal, según el procedimiento descrito para el canal principal, con las siguientes variantes:

a) Dos de las pruebas con variación del caudal de alimentación.

b) Abriendo las tomas de la red terciaria, con el gasto de entrega previsto y en el tiempo de lograr el nivel de operación en la retención inmediata aguas abajo.

Los gastos de alimentación, tirantes, aberturas de retenciones y tiempos en los cuales se realizaron las pruebas fueron:

Prueba Uno

Efectuada el 25 de mayo de 1976. Se abrió la toma alimentadora del canal a las 10:18 horas. A las 10:36 se estabilizó la diferencia de niveles con una carga de 0,10 m, y abertura de 1,15 m para suministrar al canal un gasto de 3600 l/s. La toma principal se cerró a las 15:22 horas. La apertura de las tomas de la red terciaria se inició a las 12:25 horas, cuando el nivel de operación se había logrado en aproximadamente 2/3 de la longitud total del canal, finalizó a las 13:30 horas. El tirante varió entre 1,20 y 1,30 m y se hicieron mediciones del recorrido de la ola y del avance de los niveles de operación para todas las retenciones. La abertura y/o altura de retenciones fue variable, dependiendo del gasto a dejar pasar; se produjo descarga por la cola del canal, aforado por el balloffet allí instalado. Los datos de campo se presentan en la Tabla 15.

Prueba Dos

Efectuada el 26 de mayo de 1976. Antes de la prueba, por el canal fluyen 723 l/s, correspondientes a la demanda de las tomas 16, 18, 19 y 20 con suministro continuo. Se amplió la abertura de la toma alimentadora del canal a las 9:35 horas, a las 10:08 se estabilizó la diferencia de niveles para una carga de 0,10 m, con aberturas de compuertas de 12,0 y suministro de un gasto de 3760 l/s, se cerró a las 16:00 horas. La apertura de las tomas de la red terciaria se inició a las 10:44 horas, cuando el nivel de operación se había logrado en aproximadamente 1/3 de la longitud total del canal y finalizó a las 11:37 horas. El tirante varió entre 1,20 y 1,30 m y se pudieron hacer mediciones del recorrido de la ola y del avance de los niveles de operación hasta la retención N° 9. Las retenciones 10, 11, 12 y 13 ya tenían el nivel de operación antes de iniciar la prueba. Las aberturas y/o alturas de retenciones fue variable, dependiendo del gasto a dejar pasar; se produjo descarga por el balloffet de cola. Los datos de campo se presentan en la Tabla 16.

Tabla 15. Avance del agua en el canal D-2, prueba N° 1. Datos de campo

Gasto toma alimentadora: 3600 l/s

Retención N°	Gasto aproximado que deja pasar (l/s)	Abertura o altura de retención (m)	Llegada de ola, hora	Nivel de Operación hora	Se abren las tomas	Gasto en las tomas l/s
1	3500	ST 0,80	10,19	10:28	1	170
2A	3500	--	--	--	-	--
2B	3300	ST 0,80	10:34	10:53	3	120
3	3100	ST 0,70	10:44	11:10	5	280
4	2800	ST 0,60	10:52	11:20	6	210
5	2300	ST 0,40	11:00	11:32	7-8	130-250
6	1800	CT 0,50	11:09	11:44	9-10	140-390
7	1600	CT 0,45	11:21	11:55	12	150
8	1300	CT 0,30	11:32	12:14	13	260
9	1200	0,70	11:45	12:23	14	350
10	1000	0,40	11:57	12:30	16	100
11	1000	0,40	12:06	12:36	18	120
12	700	0,60	12:32	13:10	19	250
13	--	0,90	13:09	13:30	20	220
					Cola Canal	415

Fecha: 25-05-76

ST: Sin tablonos de 0,2 m

CT: Con tablonos de 0,2 m

Las retenciones 9, 10, 11, 12 y 13 tienen compuertas

Orden de abertura de tomas: 14, 12, 10, 8, 6, 5, 3, 1, 7, 9, 13, 16, 18, 19, 20

d: 1,20-1,30 m

Canal seco.

Tabla 16. Avance del agua en el canal D-2, prueba N° 2. Datos de campo
Gasto toma alimentadora: 3760 l/s

Retención N°	Gasto aproximado que deja pasar (l/s)	Abertura o altura de retención (m)	Llegada de ola hora	Nivel de operación hora	Se abren las tomas	Gasto en las tomas l/s
1	3500	ST 0,80	---	9:58	1	170
2A	--	--	---	--	-	--
2B	3300	ST 0,80	10:00	10:21	3	130
3	3100	ST 0,70	10:05	10:29	5	240
4	2800	ST 0,60	10:11	10:38	6	210
5	2300	ST 0,40	10:20	10:44	7-8	130-250
6	1800	CT 0,50	10:29	10:57	9-10	140-390
7	1600	CT 0,45	10:40	11:00	12	350
8	1300	CT 0,30	10:53	11:08	13	250
9	1200	0,70	11:06	11:15	14	350
10	1000	0,40		Operando	16	100
11	1000	0,40		Operando	18	120
12	700	0,60		Operando	19	250
13	--	0,90		Operando	20	220
					Cola de Canal	200

Fecha: 26-05-76

ST: Sin tablonés de 0,2 m

CT: con tablonés de 0,2 m

Las retenciones 9, 10, 11, 12 y 13 no tienen compuertas

Orden de apertura de tomas: 14, 12, 10, 8, 6, 5, 3, 1, 7, 9, 13, 16, 18, 19, 20

d: 1,20-1,30 m

Canal con un gasto previo de: 723 l/s

Prueba Tres

Efectuada el 10 de junio de 1976. Antes de la prueba por el canal fluyen 300 l/s, correspondientes a la demanda de la toma 20 con suministro continuo. Se amplió la abertura de la toma alimentadora del canal a las 9:20 horas, a las 9:41 se estabilizó la diferencia de niveles para una carga de 0,10 m, con abertura de compuerta de 0,80 m y suministro de un gasto de 2160 l/s, se cerró a las 12:50 horas. La apertura de tomas de la red terciaria se inició a las 10:40 horas, cuando todas las retenciones había logrado el nivel de operación, y finalizó a las 11:20 horas. El tirante varió entre 1,20 y 1,30 m, se registró recorrido de ola hasta la retención N° 7 y avance del nivel de operación hasta la N° 9. Las retenciones 10, 11, 12, 13 ya tenían el nivel de operación al iniciar la prueba. Las aberturas y/o alturas de retenciones fueron variables dependiendo del gasto a dejar pasar; se produjo descarga por el balloffet de cola. Los datos de campo se presentan en la Tabla 17.

Prueba Cuatro

Efectuada el 11 de junio de 1976. Se abrió la toma alimentadora del canal a las 9:19 horas, a las 9:21 se estabilizó la diferencia de niveles para una carga de 0,10 m, con abertura de compuerta de 0,65 m y suministro de un gasto de 1676 l/s, se cerró a las 15:00 horas. La apertura de tomas de la red terciaria se inició a las 12:28, cuando el nivel de operación se había logrado en aproximadamente 2/3 de la longitud total del canal, finalizando a las 13:00 horas. El tirante varió entre 1,20 y 1,30 m, registrándose recorrido de ola y avance del nivel de operación en todas las retenciones. Las aberturas y/o alturas de retenciones fueron variables, dependiendo del gasto a dejar pasar; se produjo descarga por el balloffet de cola. Los datos de campo se presentan en la Tabla 18.

Durante las pruebas, con gastos elevados, fue necesario realizar las lecturas de carga aguas arriba, en la toma alimentadora del canal, en

Tabla 17. Avance del agua en el canal D-2, prueba N° 3. Datos de campo.

Gasto toma alimentadora: 2160 l/s

Retención N°	Gasto aproximado que deja pasar (l/s)	Abertura o altura de retención (m)	Llegada de ola hora	Nivel de operación hora	Se abren las tomas	Gasto en las tomas (l/s)
1	1800	ST 0,20	9:29	--	--	---
2A	--	--	--	--	--	---
2B	1800	ST 0,20	9:37	9:56	--	---
3	1800	ST 0,15	9:48	10:11	5	60
4	1600	ST 0,15	9:54	10:15	6	100
5	1600	ST 0,10	10:00	10:16	8	120
6	1400	CT 0,20	10:08	--	9-10	150-190
7	1200	CT 0,20	10:16	10:20	11-12	210-300
8	1000	CT 0,10	Se confunde el nivel de operación con llegada de ola.	10:25	13	120
9	600	1,00		10:35	14	100
10	500	0,60		nivel de operación	--	--
11	--	0,60			--	--
12	--	0,60			--	--
13	--	0,90			20	240
					Cola de canal	430

Fecha: 10-06-76

ST: Sin tablonces de 0,2 m

CT: Con tablonces de 0,2 m

Las retenciones 9, 10, 11, 12 y 13 no tienen compuertas

d: 1,20-1,30 m

Canal con un gasto previo de: 300 l/s

Tabla 18. Avance del agua en el canal D-1, prueba N° 4. Datos de campo.

Gasto toma alimentadora: 1676 l/s

Reten-	Gasto aproximado que deja pasar (l/s)	Abertura o altura de retención (m)	Llegada de ola hora	Nivel de operación hora	Se abren las tomas	Gasto en las tomas. l/s
1	1600	ST 0,20	9:22	9:25	--	--
2A	1600	---	--	--	--	--
2B	1600	ST 0,20	9:37	10:06	--	--
3	1500	ST 0,15	9:50	10:20	5	60
4	1500	ST 0,15	10:03	10:45	6	100
5	1300	ST 0,10	10:16	11:01	8	120
6	1100	CT 0,30	10:33	11:40	9-10	150-190
7	500	CT 0,10	10:57	11:53	11-12	210-300
8	500	CT 0,10	11:18	12:25	13	120
9	300	1,00	11:25	12:31	14	100
10	--	0,60	11:49	12:47	--	--
11	--	0,60	11:57	13:00	--	--
12	--	0,60	12:20	13:37	--	--
13	--	0,90	12:42	14:31	20	140
Cola del canal						138

Fecha: 11-06-76

ST: Sin tablonces de 0,2 m de ancho

CT: Con tablonces de 0,2 m de ancho

Las retenciones 9, 10, 11, 12 y 13 no tienen compuertas

d: 1,20-1,30 m

Canal seco.

la toma alimentadora del canal, en lugar diferente a la actual posición de la mira, para corregir el efecto de depresión del espejo de agua, causado por un vórtice que allí se genera.

Índice de Aprovechamiento por Derivación

Posee el Sistema de Riego Guanare, una capacidad de derivación de $10 \text{ m}^3/\text{s}$, superior al gasto del río durante la mayoría de los períodos de estiaje, según se aprecia en el resumen de aforos realizados en puente Coromoto, sitio próximo aguas arriba de la derivación, Apéndice 6. Se deriva el gasto máximo planificado durante 10 horas por día y un caudal reducido el resto de las 24 horas, con fines de mantener agua en los canales y facilitar el avance de éstos a partir del momento de reiniciar la derivación; otras veces, este caudal corresponde al suministro continuo de algunas tomas que cubren áreas sembradas de arroz. Los días feriados, en especial los domingos, sólo se deriva el caudal reducido. Si a los planteamientos anteriores se les agregan las reiteradas manifestaciones de que el agua disponible es insuficiente para incorporar nuevas áreas al riego, se justifica el cálculo del índice de aprovechamiento, para lo cual se tomó en cuenta las siguientes consideraciones:

a) Se acepta como gasto máximo derivable al 80% del mínimo disponible en el río, dejando el 20% restante como gasto ecológico. En todo caso, el máximo derivable es de $10 \text{ m}^3/\text{s}$, con garantía de dejar por lo menos $1 \text{ m}^3/\text{s}$ en el río.

b) El volumen máximo derivable es igual al producto del gasto máximo derivable por el tiempo tomado en cuenta.

c) El volumen derivado viene dado por la sumatoria de los productos de gastos derivados por los tiempos correspondientes.

d) El índice de aprovechamiento por derivación es la relación porcentual del volumen derivado y el máximo derivable.

Para efectos de cálculo se tomó los datos de las semanas del 10 al 16 de febrero, para la temporada de riego 1974-75, y del 9 al 15 de febrero para la temporada de riego 1975-76, Apéndice 6 y Tabla 7, los cuales corresponden a los 7 días con menor caudal en el río para las temporadas señaladas.

www.bdigital.ula.ve

www.bdigital.ula.ve

CAPITULO III

RESULTADOS Y DISCUSION

Eficiencia de Conducción en el Sistema de Riego

Las Tablas 19 y 20 muestran los resultados de los cálculos de las eficiencias de conducción, Efc, operación, Efo, y conducción total, Ect, para las temporadas de riego 1974-75 y 1975-76 respectivamente. En ambos casos, los datos fueron procesados, agrupados por meses y en forma global. Como información complementaria, se agregan a continuación algunas observaciones de carácter cualitativo para fundamentar mejor las recomendaciones según los resultados cuantitativos obtenidos, como son:

a) El control del gasto derivado se ha venido realizando basado en la experiencia de los canaleros, apoyados éstos en mediciones eventuales realizadas en el pasado.

b) Los gastos entregados son poco precisos, por cuanto no se operan las tomas aforadoras y, además, se pudo observar en muchas oportunidades, por descontrol en la modalidad de operación de entrega y corte diario intermitente, los gastos reales entregados difieren mucho de los registrados en las planillas.

c) La red de canales en funcionamiento, para el período considerado, estaba totalmente revestida y en buen estado, por ende las pérdidas por conducción, infiltración y evaporación, deben ser muy pequeñas y de muy poca variación de un mes a otro, en consideración a que estas pérdidas no están en función del gasto sino principalmente de las características propias de la red.

d) Con la modalidad de operación intermitente, de entrega y corte diario, contrariamente a lo que ocurre en sistemas grandes y de operación permanente, donde se efectúa el llenado de los canales al inicio de tempo-

Tabla 19. Resultados de los cálculos de las eficiencias de conducción, operación y conducción total para la temporada de riego 1974 - 75

Período	n	a	b	r	Efc	Efo	Ect	\bar{Q}_d m ³ /s	\bar{Q}_e m ³ /s	Observaciones
Noviembre										
Diciembre	33	0,140	1,267	0,908**	0,868	0,789	0,684	1,059	0,725	$Q_d = a + b Q_e$
Enero	25	2,542	0,184	0,265	0,146	5,435	0,794	2,977	2,371	Q_d : gastos derivados en m ³ /s
Febrero	23	3,780	-0,207	-0,326	-0,157	-4,831	0,757	3,268	2,476	Q_e : gastos entregados en m ³ /s
Marzo	20	1,520	0,738	0,796**	0,466	1,355	0,632	2,849	1,801	n: número de observaciones
Abril	26	0,519	1,048	0,804**	0,768	0,954	0,732	2,233	1,636	Q_d : gasto medio derivado
Mayo	31	-0,714	2,934	0,864*	1,905	0,341	0,649	0,789	0,512	Q_e : gasto medio entregado
Toda la temporada	158	0,398	1,113	0,902**	0,806	0,898	0,724	2,051	1,485	Para a, b, Efo, Efc, Ect, ver metodología.

* Estadísticamente significativo según Snedecor y Cochran (1967)

** Estadísticamente altamente significativo según Snedecor y Cochran (1967).

Tabla 20. Resultados de los cálculos de las eficiencias de conducción, operación y conducción total para la temporada de riego 1975 - 76

Período	n	a	b	r	Efc	Efo	Ect	\overline{Qd} m ³ /s	\overline{Qe} m ³ /s	Observaciones
Noviembre	16	0,161	1,177	0,936**	0,621	0,850	0,528	0,425	0,225	$Qd = a + b Qe$
Diciembre	25	0,485	0,767	0,858**	0,518	1,304	0,676	1,008	0,682	Qd : gastos derivados en m ³ /s
Enero	25	0,293	1,009	0,884**	0,802	0,991	0,795	1,480	1,176	Qe : gastos entregados en m ³ /s
Febrero	28	0,312	1,017	0,835**	0,851	0,983	0,837	2,093	1,752	
Marzo	25	1,946	0,510	0,792**	0,385	1,961	0,756	3,166	2,390	n: número de observaciones
Abril	26	0,479	0,957	0,881**	0,562	1,045	0,587	1,093	0,641	\overline{Qd} : gasto medio derivado
Toda la temporada	145	0,332	1,066	0,946**	0,795	0,938	0,746	1,622	1,210	\overline{Qe} : gasto medio entregado

Para a, b, Efo, Efc, Ect, ver metodología

** Estadísticamente altamente significativo según Snedecor y Cochran (1967)

rada y la utilización de esta agua en la entrega al final, al vaciar los canales, el coeficiente de regresión, b , debería ser siempre mayor que 1.

e) Al considerar la conducción de agua por los canales como un proceso físico relativamente controlado, donde los gastos a derivar tienen elevada dependencia de los gastos a entregar, se espera que el coeficiente de correlación entre ambas variables sea elevado, por lo menos superior a 0,90.

f) En un sistema de riego por derivación, aunado a la modalidad de operación intermitente, de entrega y corte diario, los desperdicios de agua revisten muy poca importancia para el personal de campo. Sólo aprecian que es necesario ser eficiente en el período crítico, y para el resto de la temporada el control preciso del agua es sólo un problema de registro estadístico, que los conduce a ejecutar una serie de movimientos inútiles en los canales. En este sentido, se estima como período crítico aquellos días de la temporada de riego donde se genera máxima demanda y las disponibilidades en la derivación son mínimas, y/o la capacidad de los canales está utilizada al máximo. Es frecuente que para cualquier disminución del gasto demandado, se mantenga el gasto derivado y el excedente se elimine por los aliviaderos laterales y por la cola de los canales. Las apreciaciones de los operadores son estrictamente ciertas en cuanto a los movimientos en los canales se refiere, pero, por otro lado, el excedente de agua contribuye a la acumulación adicional de azolve en los mismos canales y a una recarga freática perjudicial en la zona de riego.

La metodología utilizada, para la determinación de las eficiencias, genera los parámetros a , b de la línea de regresión y coeficientes de correlación similares, para diferentes períodos de análisis de información, mientras se mantengan iguales las condiciones físicas y la operación sea ordenada. El parámetro a es positivo y menor que 1, b ligeramente superior que 1 y el coeficiente de correlación varía de 0,9 a 1, independiente de los gastos entregados. La eficiencia de conducción aumenta en la medida que aumentan los gastos entregados y derivados, por ende, también aumenta la eficiencia de conducción total.

La obtención de valores diferentes a los indicados en el párrafo anterior, se presume desorden en la operación, pero no siempre es así, lo que obliga a analizar los datos originales para detectar el grado de dispersión de los mismos. Para períodos de poca variación de los gastos entregados entre días, generalmente se mantienen el mismo gasto derivado o con pequeñas variaciones entre días, las cuales no siguen la tendencia de los entregados. La situación señalada puede conducir a coeficientes de correlación bajos y/o a parámetros a y b de la línea de regresión muy discrepantes de los esperados, aunque la eficiencia de conducción total sea elevada. La metodología funciona bien, dentro de los rangos predecibles, cuando se trata de estudiar períodos con amplitud de las magnitudes de los gastos entregados y por tanto derivados. Ejemplos de esta última aseveración los constituyen las líneas de regresión correspondientes a las temporadas de riego 1974-75 y 1975-76, Figuras 5 y 6.

Volviendo a la Tabla 19, la temporada de riego 1974-75, en forma global, muestra buenas eficiencias, resultando para conducción, operación y conducción total igual a 0,806; 0,898 y 0,724 respectivamente. El coeficiente de correlación calculado, $r = 0,902$, es relativamente elevado y estadísticamente altamente significativo según Snedecor y Cochran (1967), lo cual indica que para toda la temporada existió una estrecha relación de dependencia del gasto derivado con el entregado. Tales condiciones pueden ser mejoradas en cuanto a un control más preciso del gasto a derivar, y una seguridad de entrega a las tomas con una conducción más adecuada a las características del sistema. En relación al análisis de conducción por cada mes, se tiene:

a) En noviembre y diciembre la eficiencia de conducción total es baja, $Ect = 0,684$, aunque el coeficiente de correlación sea alto $r = 0,908$; esto se debe a que la variación de gastos derivados bajos correspondían perfectamente a los gastos bajos entregados, pero, al pasar a gastos altos, la operación se descontroló al permitirse un gasto de derivación entre $2,800 - 3,000 \text{ m}^3/\text{s}$ para entregas con una gama alta de variación de $1,200 - 2,600 \text{ m}^3/\text{s}$. Buena parte del gasto derivado en exceso, en los valores altos, se desperdició por los aliviaderos laterales de los canales.

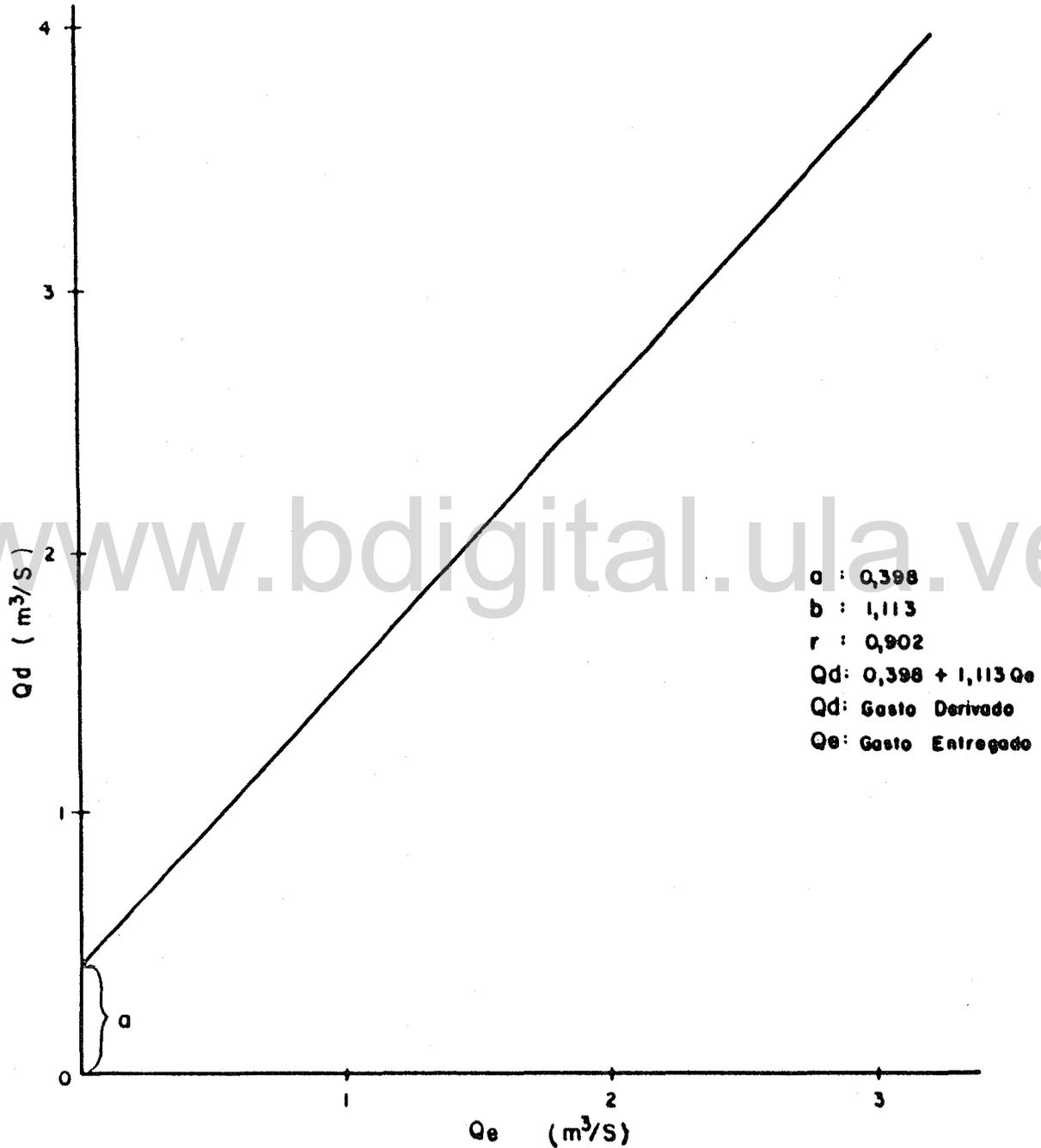


Figura 5. Línea de regresión del gasto derivado y entregado de toda la temporada de riego 1974 - 75.

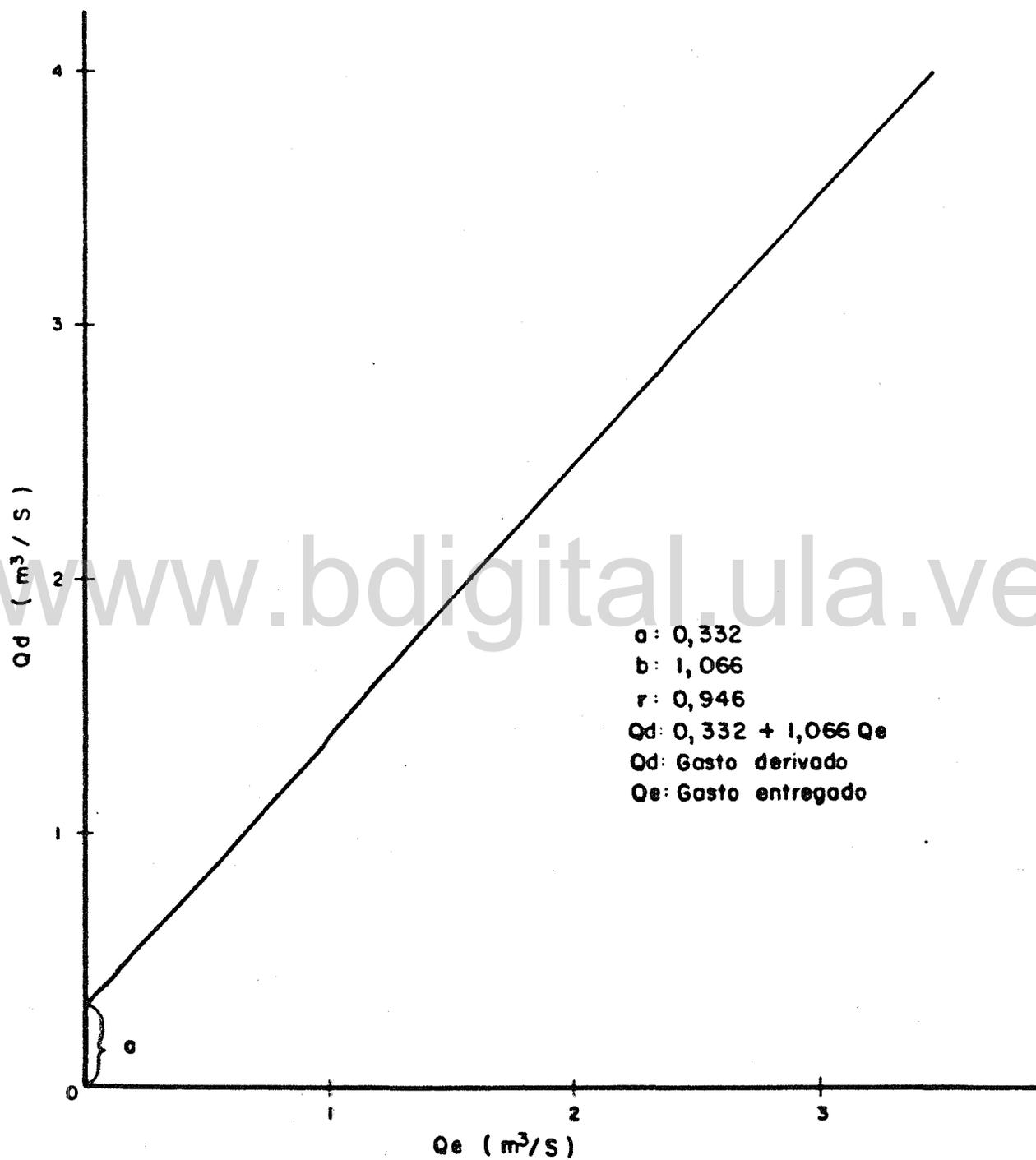


Figura 6. Línea de regresión del gasto derivado y de toda la temporada de riego 1975 - 76.

b) Aunque la eficiencia de conducción total de enero es buena, el coeficiente de correlación es sumamente bajo, $r = 0,265$. Las eficiencias de conducción, $E_{fc} = 0,164$, y operación, $E_{fo} = 5,435$, son anómalas motivado a que la derivación de los gastos derivados están alejados de la tendencia a la variación de los gastos entregados, producto de una situación anárquica en el proceso de movimiento de canales. De corregirse el control en la derivación, la eficiencia de conducción total hubiera mejorado.

c) En febrero la situación es anormal, para un mismo gasto entregado de $2,435 \text{ m}^3/\text{s}$ se derivó un rango de $2,900$ a $3,700 \text{ m}^3/\text{s}$, y para un rango de gasto entregado de $2,450$ a $2,900 \text{ m}^3/\text{s}$ se mantiene una derivación de $2,550 \text{ m}^3/\text{s}$. Es tal el descontrol que el coeficiente de correlación calculado es negativo, $r = -0,326$. A pesar de las anomalías, es precisamente en el mes anterior y en éste donde se dan las eficiencias de conducción totales más altas, $0,794$ y $0,757$ respectivamente, coincidiendo así, en este caso, con los días de máxima demanda.

d) También para el mes de marzo la situación anormal se repite, pero en este caso desciende sensiblemente la eficiencia de conducción total motivado a que se producen descensos importantes en la entrega, que no van acompañados por las mismas disminuciones en la derivación.

e) En abril continúan los descensos en las entregas y disminuyen en forma relativa las derivaciones, por lo tanto, esto incide en la elevación de la eficiencia de conducción total.

f) En el mes de mayo, final de temporada, también se produce una situación anómala, ya que para un rango de entrega de $0,250$ a $0,650 \text{ m}^3/\text{s}$, el rango de derivación fue de $0,350$ a $1,350 \text{ m}^3/\text{s}$. Esto tiene su origen en lo ya mencionado, en cuanto a que los operadores no ven la necesidad de regular el gasto derivado, estrictamente en base al entregado.

La temporada de riego 1975-76, del mes de noviembre al mes de abril inclusive, Tabla 20, muestra una situación ligeramente mejorada, en relación a la temporada anterior. Los coeficientes de correlación aumentan, siendo esto una indicación que se está controlando mejor los gastos derivados, en base a los gastos entregados. En general, las eficiencias mejoran, presentándose anomalías solamente para los meses de diciembre, marzo, y abril. Por lo que respecta a los resultados de toda la temporada y a pesar de los criterios de operación del sistema, los datos registrados arrojan buenas eficiencias, $E_{fc} = 0,795$; $E_{fo} = 0,938$ y $E_{ct} = 0,746$, y un coeficiente de correlación alto, $r = 0,946$.

Calibraciones de Dispositivos de Control y Aforo

Generación de Tablas de Gastos para Aforo en el Canal Principal

Las Figuras 7 y 8 muestran las curvas de gasto, en la progresiva 0 + 400 del canal principal, con trazado preliminar de línea siguiendo la tendencia de los puntos que relacionan tirante con gasto medio, no ajustado por modelo matemático.

La Figura 7 corresponde a las mediciones realizadas con la compuerta de la retención N° 1, del canal, completamente elevada, y la 8, para las mismas condiciones, pero con la variante de la compuerta de la retención 1 cerrada. Ambos trazados se caracterizan por tener tendencias similares, claramente curvilíneas hasta los 0,40 m de tirante y aparentes rectilíneas para valores superiores, presentando las siguientes diferencias:

a) El trazado del gráfico de la Figura 7 tiene mayores variaciones de gasto para iguales cambios de tirante que en el gráfico de la Figura 8.

b) La curva de la Figura 7, en los primeros 0,40 m de tirante,

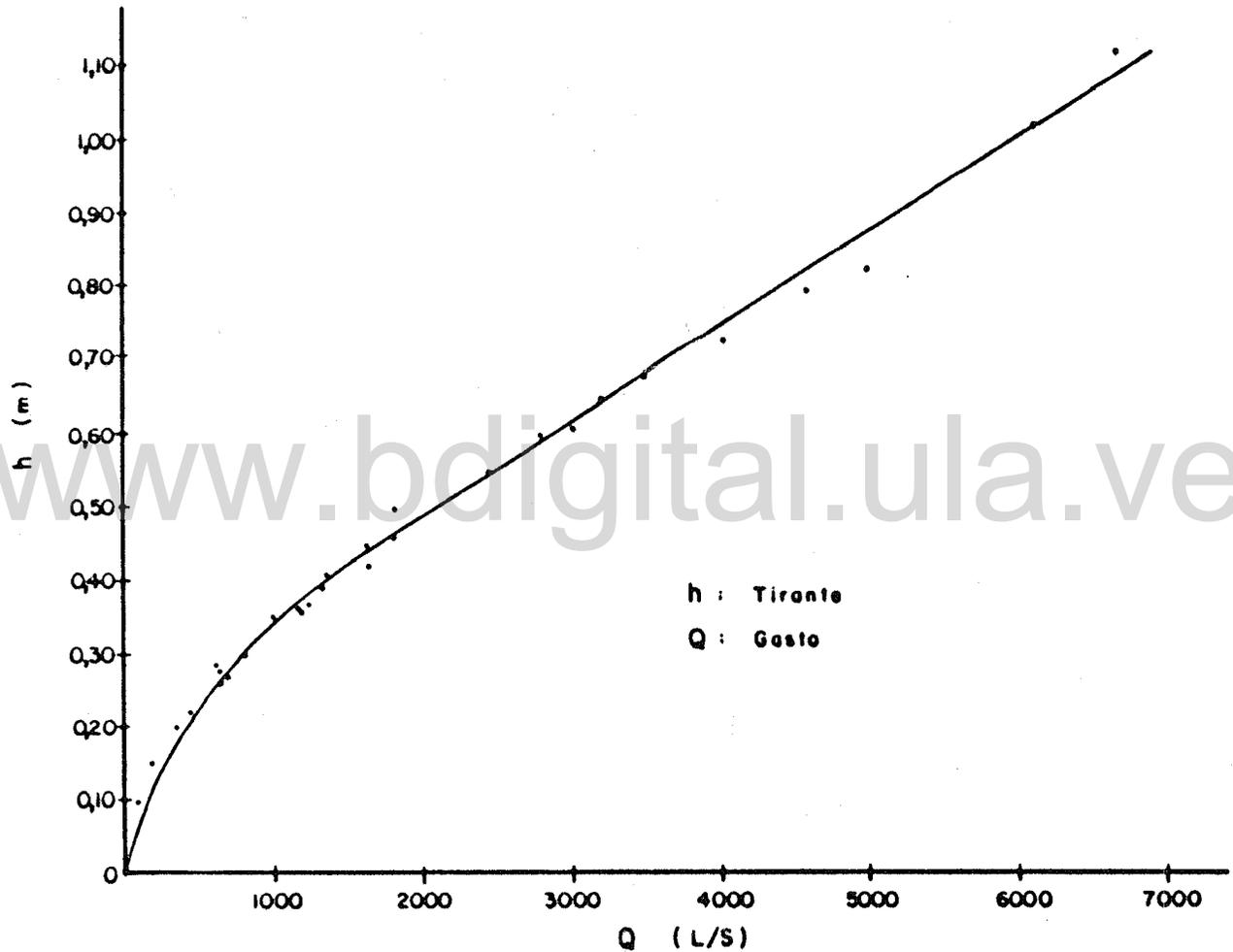


Figura 7. Curva de gasto en progresiva $Q + 40Q$ del canal principal. Trazado de línea sobre la tendencia de los puntos y para retención N^o 1 elevada.

se separa rápidamente de la ordenada, en cambio en la Figura 8, tal separación es poco apreciable hasta los 0,30 m.

c) La pendiente de la línea, después de los 0,40 m de tirante, es mayor en la gráfica de la Figura 8.

El trazado preliminar de las curvas de gastos permitió visualizar posibles modelos matemáticos de ajuste para corregir valores medidos y generar las tablas de gasto. La Tabla 21 muestra los modelos teóricos utilizados, los coeficientes experimentales y la correlación obtenida. Las Tablas 22 y 23 contienen los gastos medidos, los estimados según los cuatro modelos probados, las diferencias entre gastos medidos y estimados y la media del error de estimación al cuadrado, MEC, para cada modelo.

El primer modelo probado fue el parabólico, ya que las curvas trazadas parecen tener tal tendencia, pero los gastos estimados determinados por este modelo difieren de los medidos, en el rango bajo de lecturas de tirante. Los gastos estimados por el modelo exponencial, se alejan considerablemente de los medidos, en el rango medio y alto de lecturas de tirante, pero se aproximan mucho en el rango bajo. El modelo rectilíneo comete errores importantes en la estimación del gasto a nivel de rango bajo de tirante. El modelo compuesto, exponencial hasta 0,40 m de tirante y rectilíneo en adelante, ofrece las diferencias menores del gasto estimado con el medido. Todos los modelos en que se determinó el coeficiente de correlación dan valores altos, superiores a 0,98.

La aplicación de la metodología de la media del error de estimación al cuadrado, MEC, a la diferencia entre los gastos medidos y los estimados por los diferentes modelos, el compuesto proporcionó el menor valor, seguido del parabólico con proximidad del rectilíneo y alejado el exponencial.

Se adoptó el modelo compuesto, para generar las tablas de gasto buscadas, por ser éste el que mejor se adapta a las mediciones efectuadas, demostrando al obtener el menor valor en la determinación de la media del error de estimación al cuadrado.

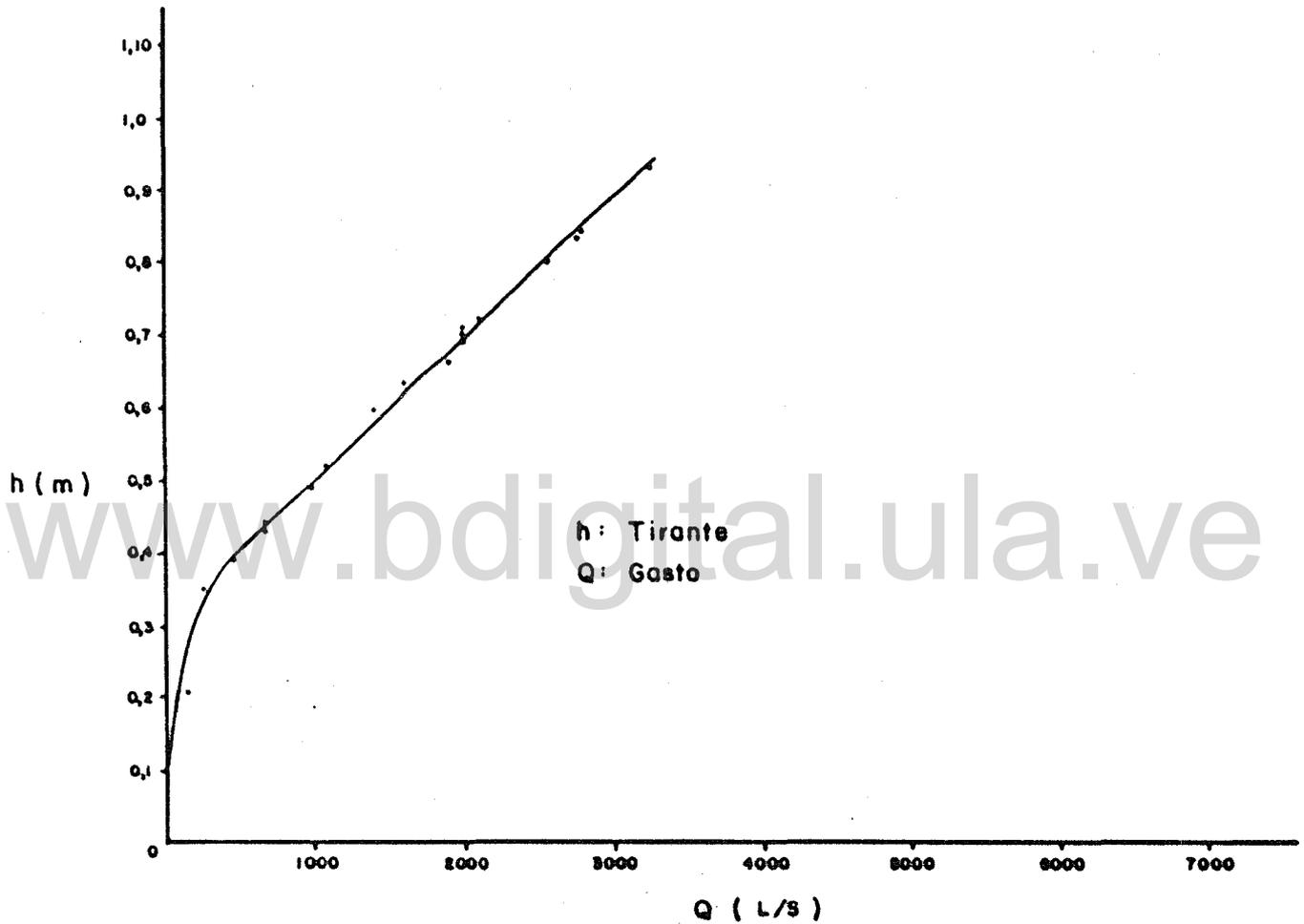


Figura 8. Curva de gasto en progresiva 0 + 400 del canal principal.
Trazado de línea sobre tendencia de los puntos y para
retención N^o 1 baja.

Tabla 21. Modelos teóricos y coeficientes experimentales de curva de gasto en la progresiva 0 + 400 del canal principal

Modelo	Condición de la compuerta retención 1	
	Elevada	Baja
Parabólico $\hat{Q} = a+bh+ch^2$	n: 30 a: -748,41 b: 4911,84 c: 1728,34	n: 33 a: 1120,50 b: 3730,23 c: 1209,44
Exponencial $Q = ah^b$	n: 30 a: 6763,29 b: 1,781 r: 0,996	n: 33 a: 5040,98 b: 2,521 r: 0,998
Rectilíneo $\hat{Q} = a+bh$	n: 30 a: -1208,82 b: 6930,31 r: 0,992	n: 33 a: -1494,13 b: 5143,46 r: 0,990
Exponencial + Rectilíneo	$\hat{Q} = ah^b$ $h < 0,40$ n: 14 a: 8043,82 b: 1,910 r: 0,995	n: 07 a: 6842,48 b: 2,887 r: 0,987
	$\hat{Q} = a+bh$ $h > 0,40$ n: 16 a: -1684,93 b: 7604,58 r: 0,995	n: 26 a: -1672,32 b: 5397,09 r: 0,987

Tabla 22. Gastos medidos y estimados según diferentes modelos, en el canal principal, progresiva 0 + 400. Compuerta retención N° 1 elevada.

Tirante (h) en m		Gasto en l/s								
		Medido	Parabólico		Exponencial		Rectilíneo		Expo.+ Rect.	
			Estimado	Dif.	Esti.	Dif.	Esti.	Dif.	Esti.	Dif.
0,10	102	- 240	-342	112	10	-516	-618	99	- 3	
0,15	206	27	-179	230	24	-169	-375	215	9	
0,20	363	303	- 60	385	22	177	-186	372	9	
0,22	463	416	- 47	456	-7	316	-147	446	-17	
0,25	590	588	- 2	573	-17	524	- 66	569	-21	
0,26	659	646	- 13	614	-45	593	- 66	614	-45	
0,27	703	704	1	657	-46	662	- 41	659	-44	
0,28	667	762	95	701	34	732	65	707	40	
0,29	623*	821	198	746	123	801	178	756	133	
0,30	794	881	87	793	-1	870	76	806	12	
0,35	1039	1182	143	1043	4	1217	178	1083	44	
0,36	1216	1244	28	1097	-119	1286	70	1142	-74	
0,37	1255	1306	51	1152	-103	1355	100	1204	-51	
0,39	1369	1430	61	1265	-104	1494	125	1331	-38	
0,40	1351	1493	142	1323	- 28	1563	212	1357	6	
0,41	1382	1556	174	1383	1	1633	251	1433	51	
0,42	1664*	1619	-45	1443	-221	1702	38	1509	-155	
0,45	1648	1812	164	1632	-16	1910	262	1737	89	
0,46	1819	1877	58	1697	-122	1979	160	1813	-6	
0,50	1824*	2140	316	1968	144	2256	432	2117	293	
0,55	2467	2476	9	2333	-134	2603	136	2498	31	
0,60	2804	2821	17	2724	-80	2949	145	2878	74	
0,61	3013	2891	-122	2805	-208	3019	6	2954	-59	
0,65	3222	3175	-47	3141	-81	3296	74	3258	36	
0,68	3489	3391	-98	3403	-86	3504	15	3486	-3	
0,73	4013*	3758	-255	3862	-151	3850	-163	3866	-147	
0,80	4579*	4287	-292	4546	-33	4335	-244	4399	-180	
0,83	4970*	4519	-451	4854	-116	4543	-427	4627	-343	
1,03	6083	6144	61	7129	1046	5929	-154	6148	65	
1,13	6660*	7009	349	8408	1748	6622	-38	6908	248	
Mec		30907		147052		47405		13494		

* Valores extremadamente dispersos

Tabla 23. Gastos medidos y estimados, según diferentes modelos, en el canal principal, progresiva 0 + 400. Compuerta retención N° 1 baja

Tirante (h) en m	Gasto en l/s								
	Medido	Parabólico		Exponencial		Rectilíneo		Expo.+ Rect.	
		Estimado	Dif.	Esti.	Dif.	Esti.	Dif.	Esti.	Dif.
0,26	144	-69	-213	169	25	-157	-301	140	-4
0,33	322	242	-80	308	-14	203	-119	279	-43
0,34	271	288	17	332	61	255	-16	303	32
0,35	284	333	49	357	73	306	22	330	46
0,36	343	379	36	384	41	358	15	358	15
0,37	387	425	38	411	24	409	22	388	1
0,39	518	518	0	469	-49	512	-6	451	-67
0,40	430	565	135	500	70	563	133	487	57
0,41	582	612	30	533	-49	615	33	540	-42
0,43	688	707	19	601	-87	718	30	648	-40
0,44	719	755	36	636	-83	769	50	702	-17
0,49	1003	998	-5	835	-168	1026	23	972	-31
0,50	945	1047	102	878	-67	1078	133	1026	81
0,52	1139	1146	7	970	-169	1180	41	1134	-5
0,53	1161	1196	35	1017	-144	1232	71	1188	27
0,54	1184	1246	62	1066	-118	1283	99	1242	58
0,58	1438	1450	12	1277	-161	1489	51	1458	20
0,60	1465	1553	88	1391	-74	1592	127	1566	101
0,63	1649	1710	61	1573	-76	1746	97	1728	79
0,66	1924	1868	-56	1768	-156	1901	-23	1890	-34
0,68	2036	1975	-61	1907	-129	2003	-33	1998	-38
0,69	2026	2029	3	1978	-48	2055	29	2052	26
0,70	2023	2083	60	2051	28	2106	83	2106	83
0,71	2026*	2138	112	2126	100	2158	132	2160	134
0,72	2643*	2192	-451	2202	-441	2209	-434	2214	-429
0,73	2652*	2247	-405	2280	-372	2261	-391	2268	-384
0,77	2464	2469	5	2608	144	2466	2	2483	19
0,78	2524	2525	1	2695	171	2518	-6	2537	13
0,80	2597	2638	41	2872	275	2621	24	2645	48
0,82	2629*	2752	132	3057	437	2724	104	2753	133
0,83	2792	2809	17	3152	360	2775	-17	2807	10
0,84	2805	2866	61	3248	443	2826	21	2861	56
0,93	3284	3395	111	4198	914	3289	5	3347	63
MEC		16092		61641		17318		13104	

* Valores extremadamente dispersos

La metodología de ajuste de las curvas de gasto por medio de modelos permite:

- a) Compensar errores de medición del gasto.
- b) Descartar valores de gasto medidos, extremadamente dispersos, que obviamente entrañan errores importantes de observación.
- c) Estimar gastos, a rangos de magnitudes de tirantes, donde no se han hecho observaciones.

Descartados todos aquellos valores medidos extremadamente dispersos, que difieren en más de 100 l/s con casi todos los modelos probados, se determinaron de nuevo los coeficientes experimentales y de correlación con el modelo adoptado, Tabla 24. Los coeficientes de correlación calculados, con las mediciones aceptadas, se elevaron sensiblemente. En la porción rectilínea del modelo, estos coeficientes se aproximaron a 1 para redondeo con tres cifras decimales. Con los coeficientes experimentales de la Tabla 24 se elaboraron las Tablas 25 y 26 de gasto contra tirantes para compuerta de retención N° 1 elevada y baja respectivamente.

Los gastos correspondientes a los tirantes 0,39 y 0,40 m, de la Tabla 25 son imprecisos y calculados por la interpolación de los generados para los tirantes 0,38 y 0,41 m. Tal corrección tiene origen en el desfase ocasionado en el sector de enlace, por las componentes curvilíneas y rectilínea del trazado de la curva de gasto.

Los gastos estimados para h mayor que 1,20 m, Tabla 25, y 1,00 m, Tabla 26, no tienen apoyo en las mediciones. Se estimó que el modelo adoptado mantiene igual tendencia sobre los niveles indicados.

Tabla 24. Modelo de curva de gasto adoptado y coeficientes experimentales definitivos. Progresiva 0 + 400 canal principal.

Modelo	Condición de la compuerta retención N° 1		
	Elevada	Baja	
Exponencial	$\hat{Q} = ah^b$	n: 13	n: 07
	$h < 0,40$	a: 8327,32	a: 6842,48
		b: 1,925	b: 2,887
		r: 0,998	r: 0,987
+			
Rectilíneo			
	$\hat{Q} = a + bh$	n: 10	n: 21
	$h > 0,40$	a: -1697,49	a: -1643,20
		b: 7577,55	b: 5311,16
		r: 1,000	r: 0,999

Q: gasto en l/s

h: tirante en m

r: coeficiente de correlación

Tabla 25. Gasto contra tirante en la progresiva 0 + 400 del canal principal.
Compuerta de retención N° 1 elevada.

Tirante (h) m	Gasto l/s	Tirante (h) m	Gasto l/s	Tirante (h) m	Gasto l/s	Tirante (h) m	Gasto l/s
0,10	99	0,40	1370*	0,70	3606	1,00	5880
0,11	119	0,41	1409	0,71	3683	1,01	5956
0,12	141	0,42	1485	0,72	3758	1,02	6032
0,13	164	0,43	1561	0,73	3834	1,03	6107
0,14	189	0,44	1637	0,74	3910	1,04	6183
0,15	216	0,45	1712	0,75	3986	1,05	6259
0,16	245	0,46	1788	0,76	4061	1,06	6335
0,17	275	0,47	1864	0,77	4137	1,07	6410
0,18	307	0,48	1940	0,78	4213	1,08	6486
0,19	341	0,49	2016	0,79	4289	1,09	6562
0,20	376	0,50	2091	0,80	4365	1,10	6638
0,21	413	0,51	2167	0,81	4440	1,11	6714
0,22	452	0,52	2243	0,82	4516	1,12	6789
0,23	492	0,53	2319	0,83	4592	1,13	6865
0,24	534	0,54	2394	0,84	4668	1,14	6941
0,25	578	0,55	2470	0,85	4743	1,15	7017
0,26	623	0,56	2546	0,86	4819	1,16	7092
0,27	670	0,57	2622	0,87	4895	1,17	7168
0,28	718	0,58	2697	0,88	4971	1,18	7244
0,29	769	0,59	2773	0,89	5047	1,19	7320
0,30	821	0,60	2849	0,90	5122	1,20**	7396
0,31	874	0,61	2925	0,91	5198	1,21	7471
0,32	929	0,62	3001	0,92	5274	1,22	7547
0,33	986	0,63	3076	0,93	5350	1,23	7623
0,34	1044	0,64	3152	0,94	5425	1,24	7699
0,35	1104	0,65	3228	0,95	5501	1,25	7774
0,36	1165	0,66	3304	0,96	5577	1,26	7850
0,37	1229	0,67	3379	0,97	5653	1,27	7925
0,38	1293	0,68	3455	0,98	5729	1,28	8002
0,39	1331 *	0,69	3531	0,99	5804	1,29	8078

* Valores interpolados entre $h = 0,38$ m y $h = 0,41$ m para corregir el efecto de inflexión de la curva de gasto compuesta.

** Los gastos para $h > 1,20$ m no tiene apoyo en las mediciones, se calcula en el supuesto que el modelo adoptado ajusta sobre ese nivel.

Tabla 26. Gasto contra tirante en la progresiva 0 + 400 del canal principal.
Compuerta de retención N^o 1 baja.

Tirante (h) m	Gasto l/s	Tirante (h)	Gasto l/s	Tirante (h) m	Gasto l/s	Tirante (h) m	Gasto l/s
0,20	66	0,50	1012	0,80	2606	1,10	4199
0,21	76	0,51	1065	0,81	2659	1,11	4252
0,22	86	0,52	1119	0,82	2712	1,12	4305
0,23	98	0,53	1172	0,83	2765	1,13	4358
0,24	111	0,54	1225	0,84	2818	1,14	4412
0,25	125	0,55	1278	0,85	2871	1,15	4465
0,26	140	0,56	1331	0,86	2924	1,16	4518
0,27	156	0,57	1384	0,87	2978	1,17	4571
0,28	173	0,58	1437	0,88	3031	1,18	4623
0,29	192	0,59	1490	0,89	3084	1,19	4677
0,30	212	0,60	1543	0,90	3137	1,20	4730
0,31	232	0,61	1597	0,91	3190	1,21	4783
0,32	255	0,62	1650	0,92	3243	1,22	4836
0,33	279	0,63	1703	0,93	3296	1,23	4889
0,34	304	0,64	1756	0,94	3349	1,24	4943
0,35	330	0,65	1809	0,95	3402	1,25	4995
0,36	358	0,66	1862	0,96	3455	1,26	5049
0,37	388	0,67	1915	0,97	3508	1,27	5102
0,38	419	0,68	1968	0,98	3561	1,28	5155
0,39	451	0,69	2021	0,99	3615	1,29	5208
0,40	481	0,70	2075	1,00*	3668		
0,41	534	0,71	2128	1,01	3721		
0,42	587	0,72	2181	1,02	3774		
0,43	641	0,73	2234	1,03	3827		
0,44	694	0,74	2287	1,04	3880		
0,45	747	0,75	2340	1,05	3934		
0,46	780	0,76	2393	1,06	3987		
0,47	853	0,77	2446	1,07	4040		
0,48	906	0,78	2500	1,08	4093		
0,49	959	0,79	2553	1,09	4146		

* Los gastos para $h > 1$ m no tiene apoyo en las mediciones, se calculan en el supuesto que el modelo adoptado ajusta sobre ese nivel.

Calibraciones de Toma de Doble Compuerta

El Apéndice 7 contiene las tablas y gráficos del procesamiento de datos de las 8 tomas calibradas, tanto en forma individual como agrupadas por dimensiones. Un rasgo característico, en todas las tomas, es que el coeficiente de correlación es altamente significativo para el ajuste del gasto contra abertura a un modelo rectilíneo. Las desviaciones del gasto de las tomas individuales con la media fue relativamente bajo, con coeficientes de variación 0,054 y 0,058 para 12" y 15" respectivamente. Esto indica que con el uso de tablas de gasto, utilizando como base de cálculo el ajuste medio, se comete un error no superior al 5,8% con respecto al uso de tablas individuales por toma.

Otro rasgo característico de las tomas calibradas es que las líneas de relación entre los coeficientes de descarga, calculados a partir del gasto ajustado, contra abertura de toma, son del tipo curvo y no recto como lo presenta Peterca (1964) y tomados por el Manual de Operación MOP (1971).

En cuanto a la agrupación de tomas, de igual tipo de instalación y de las mismas dimensiones, se observa que las tendencias de las curvas de coeficiente de gasto son similares y en las cuales no se aprecian grandes diferencias al compararlas con las curvas medias de coeficiente de gasto.

De las observaciones acotadas anteriormente, se infiere que la elaboración de una sola tabla de gasto, para cada grupo de tomas de igual dimensión, comete errores de magnitud tan baja que a nivel de campo no tendrá mayor significación, pero facilita mucho el trabajo de los canaleros.

Se encontraron grandes diferencias entre curvas medias de coeficientes de gasto de un grupo de tomas de una misma dimensión con otro grupo de tomas de otra dimensión. En la Figura 9 se observa que los coeficientes de gasto, para igual abertura de compuerta, difieren significativamente entre tomas de 12", 15" y 2 x 72". Tales diferencias, son más marcadas al comparar dichas curvas con la curva promedio sugerida en el Manual de Operación del MOP (1971).

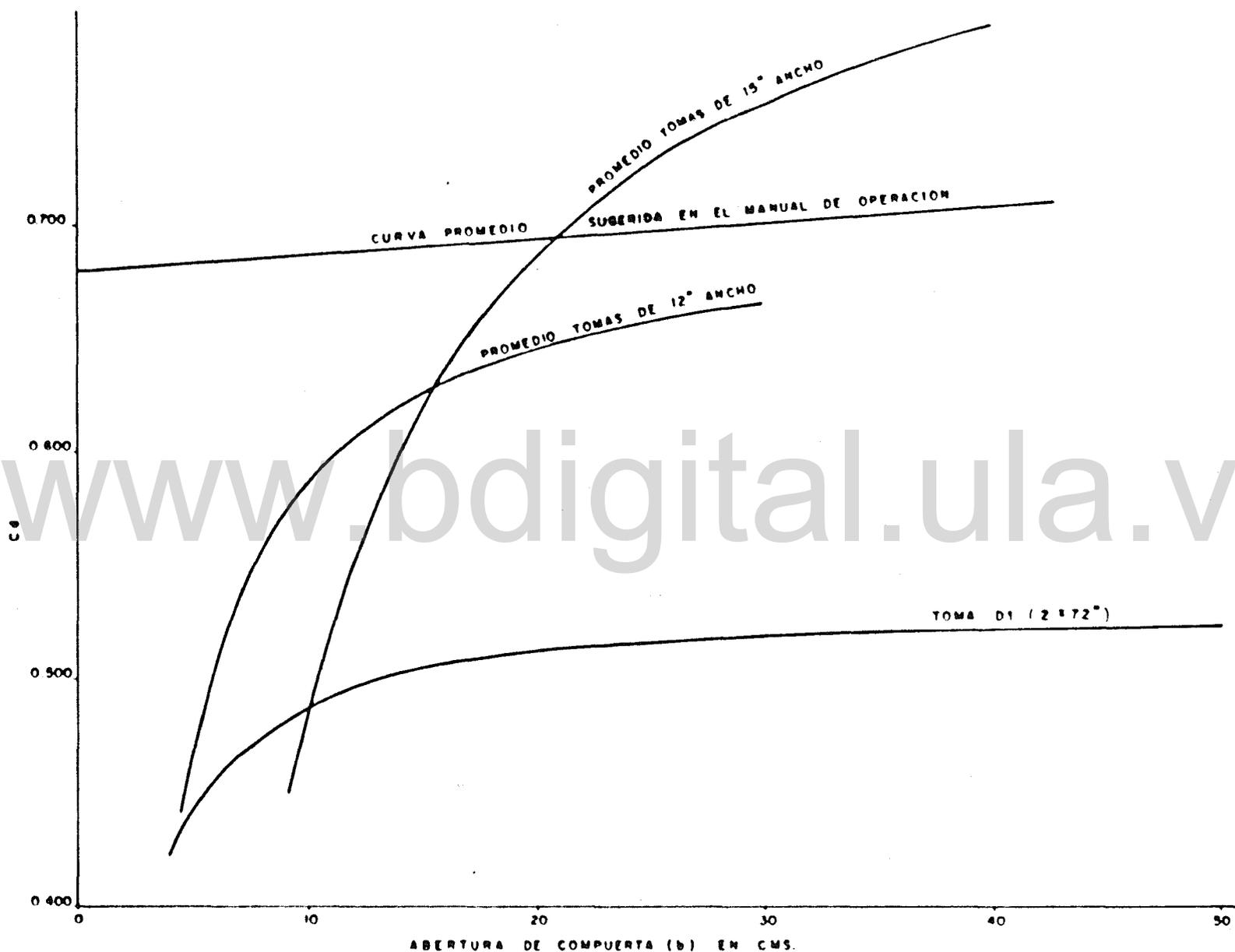


Figura 9. Comparación de las curvas de coeficientes de descarga, C_d , obtenidas en pruebas realizadas en el Sistema de Riego Guanare y la presentada por Peterca (1964), recomendada por el Manual de Operación, MOP (1971).

Las Tablas 27, 28 y 29 ofrecen, para uso de los canaleros, las aperturas y los gastos correspondientes ya ajustados para las tomas de 12", 15" y 2 x 72" de ancho de compuerta. El gasto que deja pasar cada una de las tomas viene presentado para una diferencia de carga de 0,06 m, con la cual se hicieron las calibraciones, y de igual manera para cargas de 0,04, 0,08 y 0,10 m estimados a partir de los coeficientes de gasto obtenidos con la primera carga.

Las Figuras 10, 11 y 12 muestran las curvas de gasto correspondientes a las tomas de 12", 15" y 2 x 72" de ancho de compuerta, y 0,06 m de diferencia de carga. Adicionalmente se incluyen las gráficas para 0,04, 0,08 y 0,10 m de diferencia de carga.

La estimación del gasto, para cargas, diferentes a 0,06 m, tiene su basamento en que la variación del coeficiente de gasto depende mayormente de las características geométricas de la estructura y no de cambios menores de la diferencia de carga. Se observa, particularmente en los gráficos, que en caso de un error de lectura de la diferencia de carga, h , es hacia valores medios y altos de abertura de compuerta donde se produce diversidad importante en el gasto a entregar. Por lo tanto, se recomienda hacer funcionar las tomas para una diferencia de carga de 0,06 m, pero, para aquellos casos que por alguna razón se obtengan lecturas mayores o menores, se incluye en las tablas los gastos para cargas diferentes a 0,06 m.

Tiempo de Avance del Agua en los Canales

Canal Principal

Las Tablas 11, 12, 13 y 14 del Capítulo anterior, contienen los datos de campo de las respectivas cuatro pruebas planificadas. Como reflejan los datos obtenidos, no hubo mayor dificultad en precisar el momento en que la ola alcanzaba alguna retención, pero si fue difícil lograr tal precisión en cuanto a los niveles de operación se refiere.

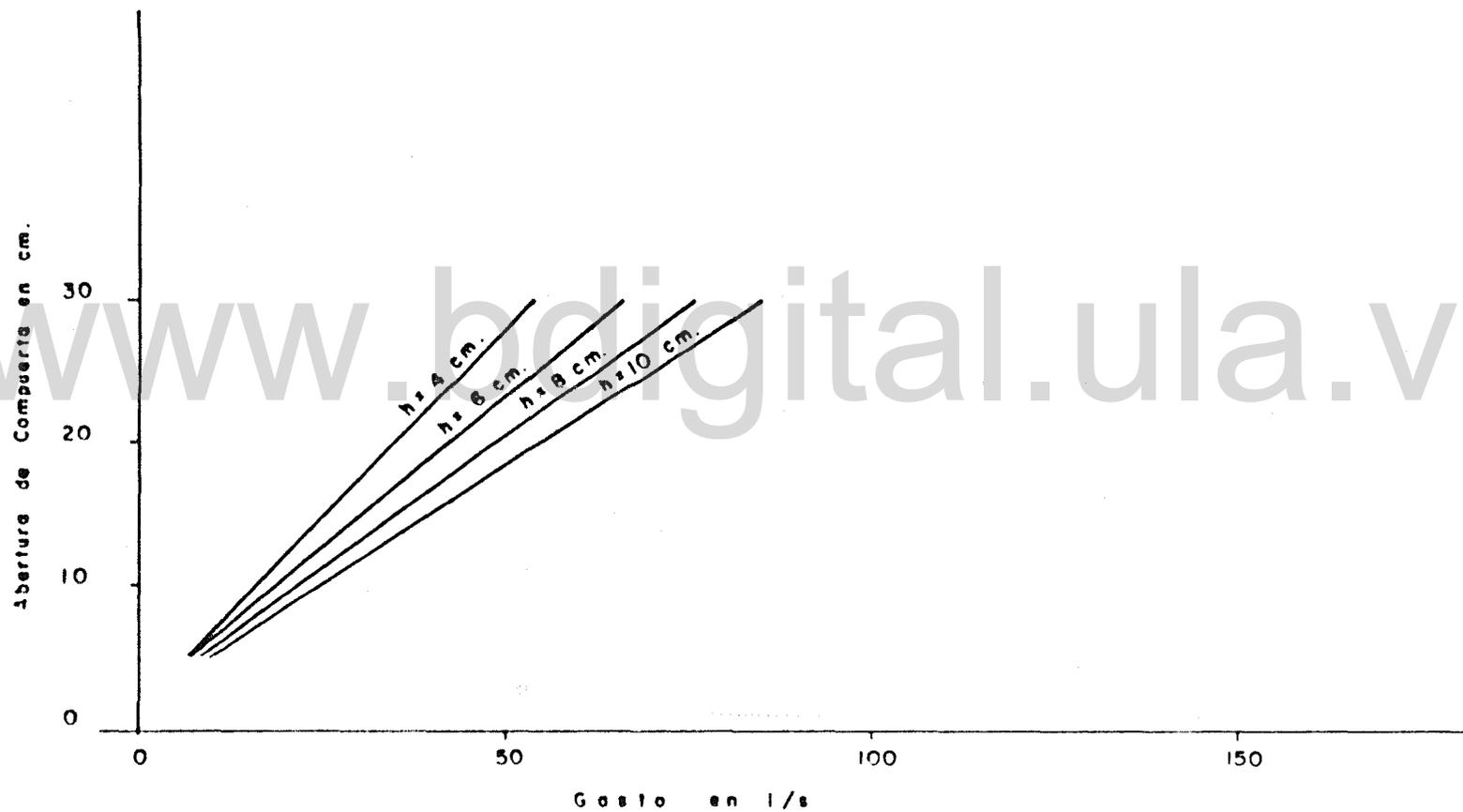


Figura 10. Curvas de gasto para tomas de 12" (0,305 m) de ancho de compuerta. Tomas 3, 21, 35 y 38.

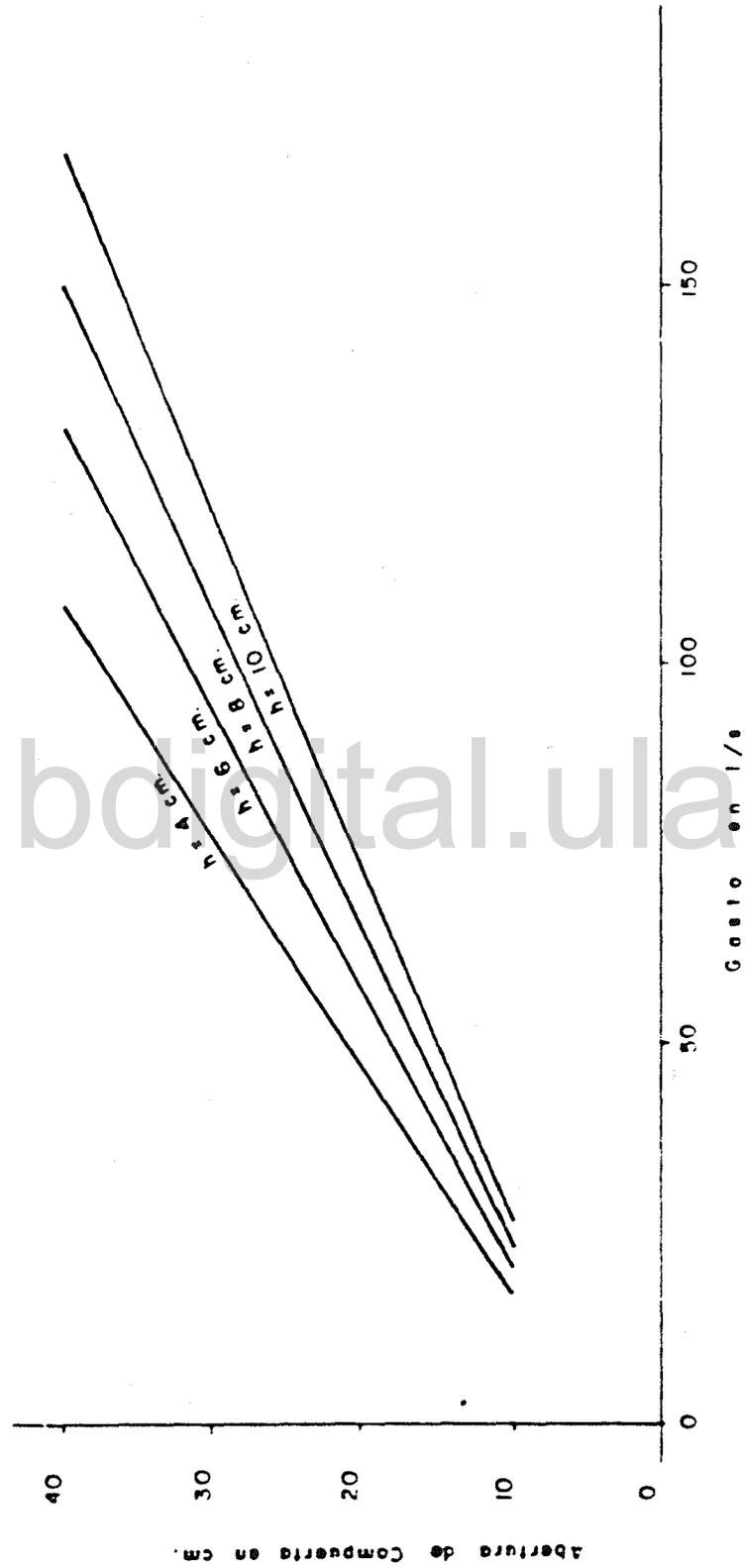


Figura 11. Curvas de gasto para tomas de 15" (0,381 m) de ancho de compuerta. Tomas 12, 13 y 23.

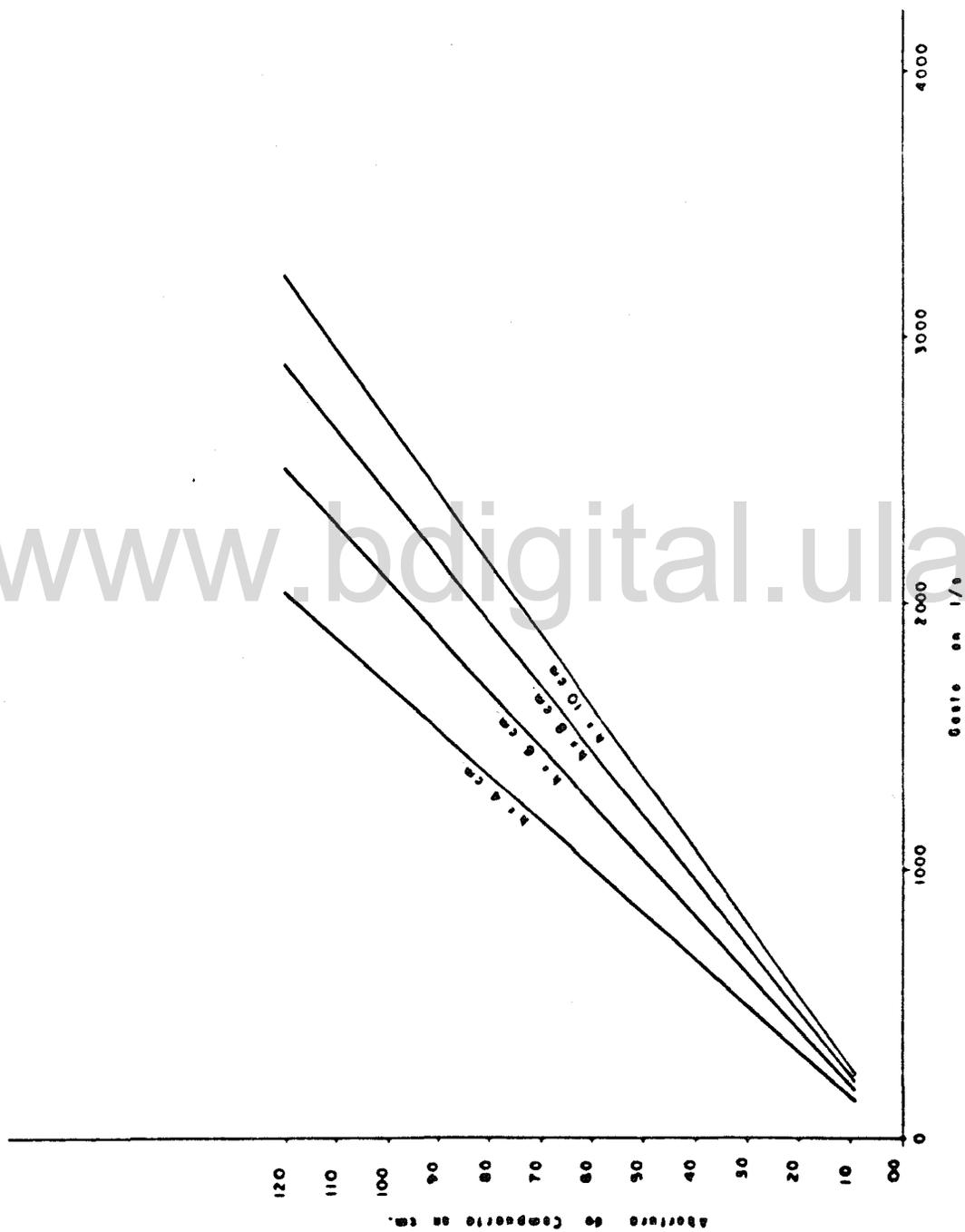


Figura 12. Curvas de gasto para tomas de 2 x 71" (2 x 3,66 m) de ancho de compuerta. Toma D-1.

Tabla 27. Gastos para las tomas de 12" (0,305m) ancho
Tomas: 3, 21, 35 y 38

Abertura compuerta rectangular (cm)	Gasto en l/s				Observaciones
	Diferencia de lecturas de miras en cm (h)				
	4	6	8	10	
5	6	8	9	10	
6	8	10	12	13	
8	12	15	17	19	
10	16	19	22	25	
12	20	24	28	31	
14	23	29	33	37	
16	27	33	39	43	
18	31	38	44	49	
20	35	43	49	55	
22	39	47	55	61	
24	43	52	60	67	
26	46	57	66	73	
28	50	62	71	79	
30	54	66	76	85	

Para un gasto "Q" determinado, ábrase la compuerta rectangular a la medida requerida y ajústese la compuerta circular hasta obtener la diferencia "h" necesaria para el "Q" deseado. Es conveniente operar con un "h" igual a 6 cm.

Tabla 28. Gastos para las tomas de 15" (0,381m)

Tomas 12, 13 y 23.

Gasto en l/s					Observaciones
Abertura compuerta rectangular (cm)	Diferencia de lecturas de miras en cm (h)				
	4	6	8	10	
5	--	--	--	--	
6	--	--	--	--	
8	--	--	--	--	
10	16	20	23	26	Para un gasto "Q" determinado, abra-se la compuerta rectangular a la medida requerida y ajústese la compuerta circular hasta obtener la diferencia "h" necesaria para el gasto "Q" deseado. Es conveniente operar con un "h" igual a 6 cm.
12	22	27	32	35	
14	28	35	40	45	
16	34	42	49	54	
18	40	49	57	64	
20	46	57	66	73	
22	52	64	74	83	
24	58	72	83	92	
26	64	79	91	102	
28	70	86	100	111	
30	77	94	108	121	
32	83	101	117	130	
34	89	108	125	140	
36	95	116	134	150	
38	101	123	142	159	
40	107	131	151	169	

Tabla 29. Gasto de la toma derivadora D-1

Abertura compuerta rectangulares (cm)	Gasto en l/s				Observaciones
	Diferencia de lecturas de miras en cm (h)				
	4	6	8	10	
10	158	194	224	250	Para un gasto "Q" determinado, ábrase las compuertas rentangulares a la medida requerida y ajústese a las compuertas circulares hasta obtener la diferencia "h" necesaria para el gasto "Q" deseado. Es conveniente operar con un "h" igual a 6 cm.
15	245	300	346	387	
20	331	406	469	524	
25	418	512	591	661	
30	504	617	712	797	
35	590	723	835	933	
40	677	829	957	1070	
45	763	935	1080	1207	
50	850	1041	1202	1344	
55	937	1147	1324	1481	
60	1023	1253	1447	1618	
65	1110	1359	1569	1754	
70	1196	1465	1692	1891	
75	1283	1571	1814	1028	
80	1368	1676	1935	2164	
85	1455	1782	2058	2301	
90	1542	1888	2180	2437	
95	1628	1994	2302	2574	
100	1715	2100	2425	2711	
105	1801	2206	2547	2848	
110	1888	2312	2670	2985	
115	1974	2418	2792	3604	
120	2061	2524	2914	3762	

Las Tablas 8.1 al 8.4 del Apéndice 8, muestran los resultados de los ajustes y estimación de datos, por medio de la ecuación de regresión tanto para la llegada de la ola como para el nivel de operación. Se hace notar que en todos los casos el coeficiente de correlación está sobre 0,97, lo que indica que la hipótesis aceptada de que la regresión es del tipo rectilínea, tiene elevada significación estadística. Se observa que en la columna de los tiempos acumulados, para alcanzar los niveles de operación adecuados a todo lo largo del canal, y sin hacer entregas, es de 11 h 33', 4 h 49', 3 h 53' y 2 h 42' para 2200, 4050, 5929 y 7623 l/s respectivamente. Obviamente, de hacer entregas a lo largo del canal, a medida que se va alcanzando los niveles de operación, o simplemente manteniendo las tomas abiertas con anterioridad, la regresión será del tipo curvilínea y los tiempos en alcanzar los niveles de operación, a lo largo de todo el canal, serán mucho mayores.

Es importante destacar que las pruebas de avance de agua se iniciaron con el canal azolvado, con sedimento acumulado de dos temporadas de riego y cuya profundidad superaba en algunos tramos los 0,50 m. Al finalizar las pruebas se observó que el azolve fue arrastrado y eliminado del canal, quedando solamente restos en las transiciones de entrada a las tomas y en la curva final. Esto se produce motivado a que venían operando manteniendo las retenciones cerradas y con baja velocidad de flujo en la sección inferior del canal, al abrirlas se produjo una velocidad de fondo que no permitió la precipitación de sedimentos y que además comenzó a transportar el acumulado con anterioridad. Este hecho tiene relevante importancia, porque además de mejorar la condición de operatividad del canal, disminuye significativamente las labores de mantenimiento.

La Figura 13 es la representación ajustada de las curvas que relacionan los tiempos en alcanzar los niveles de operación, elaborados con información tomada directamente de las Tablas 8.1 a 8.4 del Apéndice 8. La Tabla 30 es el resumen de los tiempos calculados en alcanzar el nivel de operación, para diferentes distancias y gastos, incluyéndose además

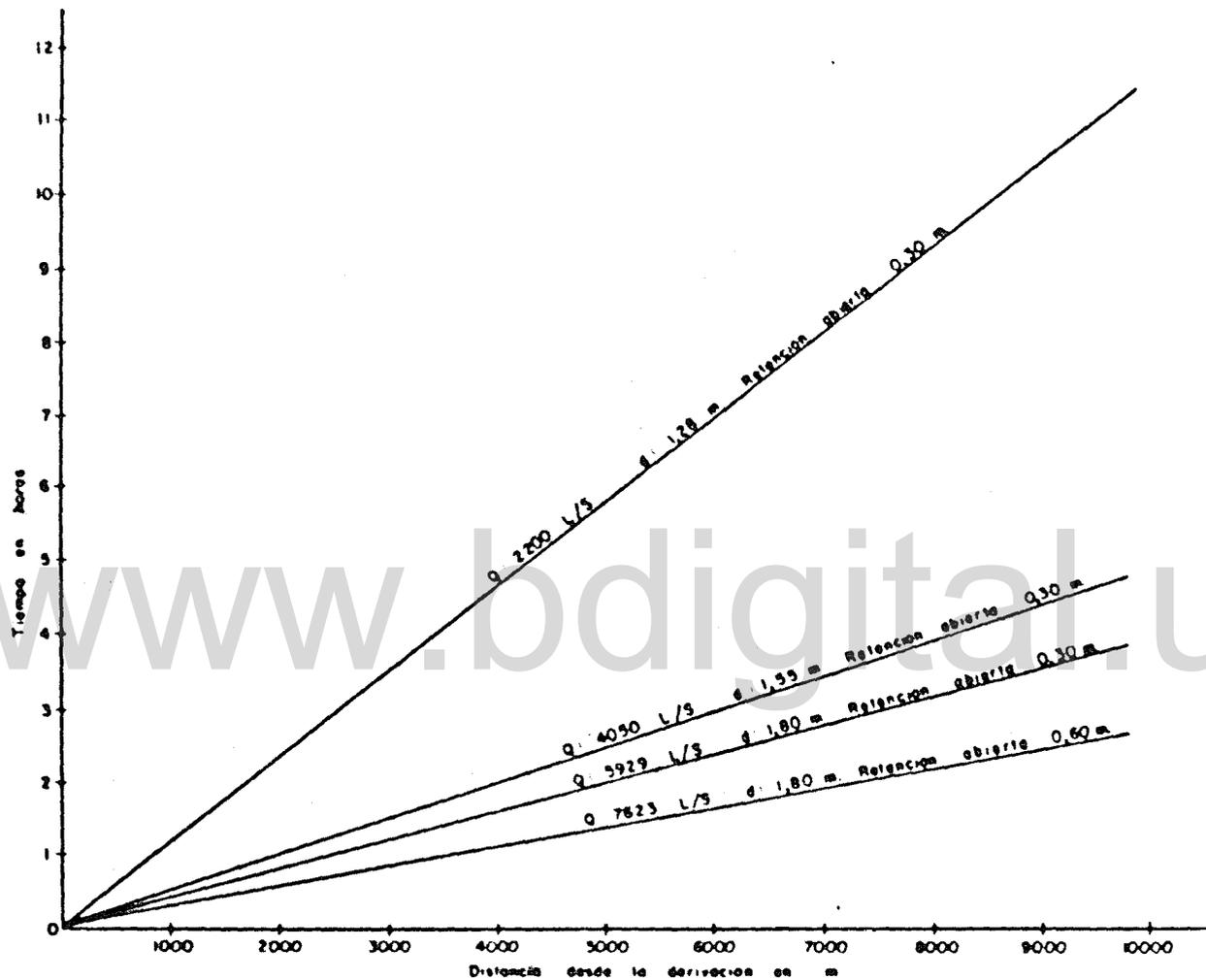


Figura 13. Curvas calculadas que relacionan los tiempos en alcanzar los niveles de operación en el canal principal. Para 4 gastos, sin entrega y canal seco al inicio de las pruebas.

Tabla 30. Tiempos calculados en alcanzar el nivel de operación para diferentes distancias y gastos en el canal principal

Gastos (l/s)		Tiempo en alcanzar el nivel de operación (minutos)										Nivel de operación (m)	Abertura de retenciones (m)	\bar{V} (m/s)
Medido	Calculado	1500	2000	3000	4000	5000	6000	7000	8000	9000	9886			
2200	2000	111	155	222	296	369	445	518	593	666	732	1,20	0,30	0,23
	--	105	147	210	280	350	421	491	561	631	693	1,28	0,30	0,24
	2500	86	119	172	230	287	346	403	460	518	569	1,30	0,30	0,29
	3000	70	96	140	187	234	281	328	375	421	463	1,40	0,30	0,36
	3500	59	80	118	157	197	236	276	315	354	389	1,47	0,30	0,42
4050	4000	50	68	101	135	169	203	237	271	305	335	1,55	0,30	0,49
	--	43	58	87	116	145	175	204	233	262	288	1,55	0,30	0,57
	4500	44	60	89	118	148	178	208	237	267	293	1,60	0,30	0,56
	5000	39	53	79	105	132	158	184	210	237	260	1,68	0,30	0,63
	5500	35	47	71	94	118	142	166	189	213	233	1,73	0,30	0,71
5929	--	35	47	70	94	118	141	165	188	211	233	1,80	0,30	0,71
	6000	32	42	64	85	107	128	150	171	193	212	1,80	0,30	0,78
	6500	29	39	58	78	98	117	137	156	176	194	1,60	0,60	0,85
	7000	26	35	54	72	90	108	126	144	162	178	1,67	0,60	0,93
	7500	24	33	50	66	83	100	117	133	150	165	1,71	0,60	1,00
7623	--	24	32	49	65	82	98	115	131	148	162	1,80	0,60	1,17
	8000	23	30	46	62	77	93	109	124	139	153	1,58	0,90	1,08
	8500	21	28	43	57	72	86	101	115	130	143	1,63	0,90	1,15
	9000	20	26	40	54	68	81	95	108	122	134	1,68	0,90	1,23
	9500	19	25	38	51	64	76	89	102	115	126	1,73	0,90	1,31
	10000	18	23	36	48	60	72	84	96	108	119	1,78	0,90	1,38

\bar{V} : Velocidad media a lo largo de todo el canal (m/s)

NOTA: A canal seco y sin entrega

los niveles de operación adecuados, las aberturas de retenciones necesarias y las velocidades medias pertinentes. Para el cálculo de la parte correspondiente a la obtención del tiempo de avance, con la doble entrada de gasto y distancia, en esta última tabla fue necesario extraer, de la Figura 13, los tiempos en alcanzar el nivel de operación para las distancias desde la derivadora a 1500, 2000, 3000, 4000, 5000, 6000, 7000, 8000, 9000 y 9886 m para los gastos conocidos, 2200, 4050, 5929 y 7623 l/s. Al fijar las distancias, la relación entre los tiempos en alcanzar el nivel de operación, en cada una de esas distancias y los gastos, produce una curva del tipo $y = a x^b$, que también se puede escribir de la forma: $\ln y = b \ln x + \ln a$, según muestran algunos trazados en la Figura 8.2 del Apéndice 8. La estimación de los valores restantes de tiempo, se determinaron mediante el ajuste de las curvas por el método de los mínimos cuadrados, tomando como datos iniciales los cuatro valores de gasto y tiempo para cada curva. También es posible la estimación de los valores restantes, llevando los datos iniciales a papel logarítmico de dos ciclos por uno y trazando sobre estos, en forma aproximada, la línea envolvente, y luego extraer desde dicha línea los valores faltantes. Los niveles de operación y abertura de retenciones fueron tomados de la Tabla 4.2 del Apéndice 4, igualando para ello el gasto que fluye con el que deja pasar la retención. La velocidad media, en alcanzar los niveles de operación, se obtuvo mediante la división de la distancia total de recorrido del agua por el tiempo el alcanzar el nivel de operación de ese recorrido y gasto.

En la Tabla 30, sólo se incluye la velocidad media calculada para la longitud total del canal, motivado a que dicha velocidad se mantiene aproximadamente constante a lo largo del canal, para un mismo gasto. Al variar el gasto, la velocidad media varía, según modelo de regresión rectilíneo, con coeficiente de correlación sumamente elevado, $r = 0,9996$.

Canal Secundario D-2

Las Tablas 15, 16, 17 y 18, del Capítulo anterior muestran los resultados de campo y algunas condiciones en que se realizaron las cuatro

pruebas de avance del agua en el canal. Estas pruebas implicaban mayor complejidad que en el canal principal motivado a que se establecieron sobre una base de variación del gasto a dejar pasar por cada una de las retenciones, existiendo en este caso extracción de agua por las tomas de la red terciaria. Se observa que las aberturas de las compuertas de retenciones, y las alturas en las fijas, son variable a lo largo del canal y además se incluye la colocación o no de los tablones de 0,20 m en los vertederos laterales de las retenciones con compuertas, magnitudes tomadas del Apéndice 4. Los gastos de entrega a la red terciaria utilizados en las pruebas tiene su origen en el Plan de Operación para el canal D-2 del Sistema de Riego Guanare temporada 1976, Apéndice 5. En las pruebas 2 y 3, donde se estableció un gasto previo en el canal para alimentar las tomas finales cuya modalidad de suministro es continuo, fue casi imposible detectar el momento de llegada de la ola. Las Tablas 8.5, 8.6, 8.7 y 8.8 del Apéndice 8, contienen los cálculos, ajustes de las curvas de avance y las estimaciones de los tiempos no tomados y de los tiempos acumulados. A igual que en el canal principal, se consideró que la curva de regresión, entre las variables tiempo y recorrido en el agua en el canal, es del tipo rectilíneo, con los coeficientes de correlación sumamente elevados, en algunas de las pruebas está por sobre 0,99

La Tabla 31, resumen de los cálculos, permite hacer comparación entre pruebas. Las pruebas 1 y 2, con gastos derivados y entregados similares, mantienen una diferencia aproximada de una hora en los tiempos totales acumulados en alcanzar los niveles de operación, esto se debe a que en la prueba 2, la de menor tiempo, unos tramos del canal se mantenían llenos y otros a la mitad de su capacidad, permitiendo así un avance más rápido del agua. Las pruebas 3 y 4, con gastos derivados y entregados similares entre sí, también presentan una diferencia grande entre los tiempos en alcanzar los niveles de operación, siendo en este caso la prueba 3 la más rápida por tener un gasto previo en el canal. De los resultados se podría inferir erróneamente que una forma de lograr un avance rápido del agua en el canal sería manteniendo las retenciones cerradas o ligeramente abiertas y permitir en el canal un gasto reducido y en forma permanente, aproximadamente 300 l/s, para luego operar con los gastos elevados, forma de operación probada por

los canaleros para gastos medios y pequeños. Para poder operar correctamente el canal, con la modalidad del gasto reducido, se requiere sincronizar movimientos desmesurados de retenciones y tomas, para adecuarlas al gasto máximo a entregar, y solamente factible por sistemas automatizados o con un elevado número de canaleros, de no ser así, los desbordamientos y pérdidas de agua por los aliviaderos serán muy frecuentes.

Al igual que en el canal principal, el canal D-2 al ser operado con las retenciones móviles abiertas y las fijas ligeramente despegadas de la plantilla, 2,5 cm, permitió la eliminación de los sedimentos acumulados de temporadas anteriores. En la toma alimentadora, las lecturas de la mira externa, colocada en la transición de entrada, no representa la carga real por cuanto al producirse la entrega se genera un vórtice en el área, enmascarando las mediciones. Se sugiere colocar la mira en un sector alejado de la entrada de la toma.

Generalizando, sobre el tiempo de avance del agua en el sistema de riego, se observa que para alcanzar los niveles de operación, en la red de canales principal y secundarios, los tiempos fluctúan entre 16,5 y 5,5 horas para gastos pequeños y elevados respectivamente. De abrir la toma derivadora a las 4 ó 5 a.m. significa que los niveles de operación se van a alcanzar en un horario que fluctúa desde las 9:30 a.m. hasta las 9:30 p.m. dependiendo de la magnitud del gasto a derivar y de la hora de apertura, coincidiendo plenamente con las fallas detectadas en la entrega al no lograrse el gasto y los niveles de operación correspondientes.

Índice de Aprovechamiento por Derivación

La Tabla 32 presenta los datos y cálculos de los índices de aprovechamiento del agua disponible en la derivación para las temporadas 1974-75. Es de notar, que en ambas temporadas la semana crítica prácticamente coincide en cuanto al mes y días y los gastos mínimos disponibles son muy similares. El aprovechamiento más elevado asciende al 31,46% y los promedios para cada temporada son de 26,62% y 26,12% respectivamente, los cuales son

Tabla 31. Resumen de cálculos del avance del agua en el canal D-2
(Distancia total de recorrido 9093 m)

Concepto	Prueba N ^o			
	1	2	3	4
Gasto en toma alimentadora (l/s)	3600	3760	2160	1676
Gasto previo en el canal (l/s)	00	723	300	00
Tiempo total acumulado del recorrido de la ola para la distancia total (horas y minutos)	2:40	2:12	1:39	3:34
Tiempo total acumulado al alcanzar el nivel de operación para la distancia total (horas y minutos)	2:55	1:58	1:00	4:54
Tiempo acumulado al inicio de aperturas de tomas de entrega (horas y minutos)	1:55	0:41	0:46	3:04
Rango de abertura de retención (m)	0,30 - 0,80	0,30 - 0,80	0,10 - 0,30	0,10 - 0,30
Velocidad media en alcanzar el nivel de operación (m/s)	0,87	1,28	2,53	0,52

valores muy bajos. De entregarse las 24 horas y con el mismo gasto derivado, los índices se pueden elevar a 57,4% y 45,87% y la superficie de riego aumenta en 115,85% y 75,61% por ese solo concepto. Los índices de aprovechamiento podrían mejorar aun más, de disponer el departamento de operación de una estimación del período y gasto mínimo disponible en el río que les permitiera planificar el área máxima a sembrar.

Tabla 32. Cálculos de índices de aprovechamiento por derivación

Sistema de Riego Guanare
 Temporadas de riego 1974 - 75 y 1975 - 76

Fecha	Volumen derivado		Volúmenes parciales (V1)	Volumen derivable		Índice de aprovechamiento en % (V1/V2 100)
	Q durante 10 horas	Q durante 14 horas		Q máximo	Volúmenes parciales (V2)	
10-2-75	2,990	0,500	132840,00		461203,2	28,80
11-2-75	2,990	0,500	132840,00		461203,2	28,80
12-2-75	2,990	0,500	132840,00	5,338*	461203,2	28,80
13-2-75	2,990	0,500	132840,00		461203,2	28,80
14-2-75	3,330	0,500	145080,00		461203,2	31,46
15-2-75	3,190	0,500	140040,00		461203,2	30,36
16-2-75	--	0,500	43200,00		461203,2	9,37
Total (temporada 74-75)			859680,00		3228422,4	26,62
9-2-76	2,250	0,750	118800,00		440009,6	27,00
10-2-76	2,450	0,750	126000,00		440009,6	28,64
11-2-76	2,450	0,750	126000,00	5,139*	440009,6	28,64
12-2-76	2,150	0,750	115200,00		440009,6	26,18
13-2-76	2,450	0,750	126000,00		440009,6	28,64
14-2-76	2,500	0,750	127800,00		440009,6	29,04
15-2-76	--	0,750	64800,00		440009,6	14,72
Total (temporada 75-76)			804600,00		3080067,2	26,12

Q: Gasto en m³/s

V1: Volumen derivado en m³

*: Día con gastos mínimo disponible en el río

V2: Volumen derivable en m³

CAPITULO

CONCLUSIONES

En lo Referente a las Eficiencias de Conducción

en el Sistema de Riego

Si se considera que no se tiene realmente precisión en cuanto a gastos entregados y derivados, y a que no parece ser importante desperdiciar el agua en los canales, en las actuales condiciones y a la luz de los resultados obtenidos, se puede concluir que:

a.- Las eficiencias de conducción, operación y conducción total son buenas y susceptibles de superar si se logra mayor precisión en cuanto al control y aforo de los gastos a entregar y derivar.

b.- La metodología propuesta por Palacios (1972) es aplicable para aquellos sistemas de riego donde el control del agua es sistemático. Para el caso estudiado funcionó para los cálculos de toda la temporada, debido a la magnitud y variabilidad de los datos, pero no para los períodos mensuales, que son los lapsos que coinciden con el informe del jefe de operación del sistema de riego.

En lo Referente a las Calibraciones de Dispositivos

de Control y Aforo

Después del procesamiento y análisis de los datos colectados se tiene:

De la Generación de Tablas de Gasto para el Aforo en la Progresiva 0 + 400 del Canal Principal

a.- La progresiva 0 + 400, del canal principal, puede usarse regularmente como sección de aforo, sólo se requiere la magnitud del tirante en el sitio y la tabla de gasto correspondiente.

b.- La relación gasto-tirante en la progresiva 0 + 400 responde a un modelo de línea de regresión compuesta, modelo exponencial para los primeros 0,40 m y rectilíneo para valores superiores.

De las Calibraciones de Tomas

a.- Los coeficientes de descarga obtenidos en las diferentes calibraciones indican que éstos difieren sustancialmente entre tomas de diferentes anchos de compuerta.

b.- Las curvas de coeficiente de descarga obtenidas difieren significativamente de la curva promedio sugerida por el Manual de Operación MOP (1971).

c.- Es posible la agilización de las calibraciones agrupando las tomas por tipo y dimensiones.

En lo Referente al Tiempo de Avance del Agua en los Canales

En consideración a las observaciones de campo y a las mediciones efectuadas, se concluye que:

a.- Para alcanzar los niveles de operación adecuados en el Sistema de Riego Guanare, se requieren tiempos que fluctúan entre 16,5 a 5,5 horas para gastos que igualmente fluctúan entre 20% y 78,5% de la máxima capacidad del canal principal.

b.- Con la práctica actual, de abrir la derivadora de 4 a 5 a.m. y cerrar de 2 a 3 p.m., es imposible garantizar la entrega a los usuarios dentro del horario estipulado de 7 a.m. a 5 p.m.

c.- Cualquier otro cambio de horas de apertura y cierre de la derivadora no garantiza la entrega justa a todos los usuarios dentro del horario de 7 a.m. a 5 p.m.

d.- El procedimiento de entrega y corte diario de riego no es deseable para este sistema de riego ni para aquellos medianos y grandes.

e.- El conocer los tiempos de avance del agua en el canal tiene un uso más práctico, en una operación permanente, cuando se desea realizar movimientos que afecten significativamente la variación del gasto en tramos o en todo el canal.

f.- El procedimiento de entrega que se ajusta a la realidad, del tipo de aprovechamiento y al comportamiento del agua en el canal, reduce ampliamente el número de movimientos en retenciones y tomas.

g.- Es evidente que la operación ordenada continúa, manteniendo las retenciones abiertas, según las recomendaciones, reduce la acumulación de azolve y por tanto los costos de mantenimiento.

En lo Referente al Índice de Aprovechamiento
del Agua Disponible en la Derivación

Los resultados conducen a concluir:

a.- Que los índices de aprovechamiento son sumamente bajos; bien se podrían mejorar ampliamente aumentando el número de horas/día derivando.

b.- Que la superficie regada podría ser duplicada tan sólo con entregar agua durante las 24 horas/día.

c.- Que con un estudio hidrológico apropiado al comportamiento de la cuenca, se puede estimar, con antelación, los períodos y gastos mínimos a disponer en el río, para aumentar así los índices de aprovechamiento y la superficie regada.

Conclusiones Finales

De los resultados de las pruebas realizadas y de las observaciones de campo, en el Sistema de Riego Guanare, se concluye que la modalidad de operación intermitente, de entrega y corte diario, ha sido negativa, redundando en la subutilización de su capacidad, reflejado en que:

a.- Al apenas llegarse a las 1800 ha regadas ya se presentan problemas graves de escasez de agua, pero lo cierto es que sólo se deriva del río aproximadamente un 26% del agua disponible.

b.- Hay dificultad en lograr los niveles de operación, produciéndose se entrega irregular del agua a los usuarios y gran pérdida de tiempo de los regantes y los canaleros.

c.- Existe un elevado requerimiento de personal de operación y la necesidad de cubrir horas de sobre tiempo para ejecutar los excesivos movimientos de tomas y retenciones.

CAPITULO V

RECOMENDACIONES

Para los efectos de mejorar la operación en función de elevar la eficiencia de conducción en general y en especial para racionalizar el aprovechamiento en los días donde las disponibilidades de agua son críticas, se recomienda:

1.- Calibrar la toma principal, tomas de derivación, del sistema de riego, convirtiéndolas así en aforadoras. Mientras tanto, utilizar las tablas de gasto contra tirante del canal principal en la progresiva 0 + 400.

2.- Utilizar las tablas de gasto de las tomas principales alimentadoras de los canales secundarios. Ya se tiene calibrada la toma D-1, la cual es geométricamente igual a la del D-2.

3.- Utilizar las tablas de gasto para las tomas alimentadoras de los canales terciarios, de ser necesario calibrar las que faltan.

4.- Hacer la entrega a las unidades de producción utilizando las curvas de gasto de los sifones de P.V.C. disponibles en el sistema. No hay un verdadero control en esta entrega.

5.- Elevar en unos 20 cm los vertederos de los aliviaderos laterales en los canales. El agua se está perdiendo con los tirantes normales de operación.

6.- Mantener, en el sistema de riego, un mismo tipo de estructuras de control y entrega, de lo contrario se complica mucho la operación en el campo.

7.- Registrar en los archivos de la oficina de operación del sistema de riego, toda la información hidráulica generada desde el inicio del proyecto. Esto facilita cualquier estudio y se tendrá siempre a mano una fuente de datos para las labores de mejoramiento del funcionamiento del sistema.

8.- No efectuar más cambios del horario de cierre y apertura de la toma derivadora, por no introducir estas condiciones favorables, mientras se mantenga el horario estipulado de 7 a.m. a 5 p.m. para la entrega de los usuarios.

9.- Tratar de ir ampliando paulatinamente el horario diario de entrega a mayor número de horas hasta cumplir las 24 horas/día.

10.- Tratar de incorporar a los nuevos usuarios el horario nocturno de entrega para resolver el problema de descontrol en el canal y ampliar la zona de riego para mejor aprovechamiento del volumen de agua disponible.

11.- Operar siempre con las retenciones móviles abiertas y las fijadas ligeramente elevadas sobre la plantilla.

12.- Hacer campañas de convencimiento, entre los usuarios, de que, con el sistema de entrega actual no hay garantía de suministro del agua para el momento ni en la cantidad demandada.

13.- No planificar más la operación de riego por el procedimiento de entrega y corte diario en sistemas medianos y grandes.

14.- Elaborar un procedimiento que permita estimar, a los operadores de sistema, el período y gasto mínimo disponible, teniendo como entrada la magnitud y distribución de precipitación de la cuenca aportadora.

15.- Producir planes ordenados del movimiento de agua en los canales, utilizando para ello el material disponible de tablas de gasto de las tomas, comportamiento hidráulico de las retenciones, capacidad de los canales,

estimación de los gastos brutos a dejar pasar por los puntos de control y tiempo de avance del agua, para lograr mejores eficiencias en la conducción, mayores garantías en la entrega y reducir drásticamente la acumulación de azolve.

16.- Elaborar un plan de cambios en la modalidad de operación para pasar de intermitente a permanente. Esta última modalidad incidiría en:

a.- Un mayor aprovechamiento del agua disponible en el río. Con sólo el cambio propuesto, sin consideraciones adicionales, es posible duplicar el volumen derivado y por ende duplicar la superficie regada.

b.- La regularización de la entrega, al mantenerse toda la temporada los niveles de operación adecuados. No se presentarían reclamos de los usuarios por las fallas en las entregas y habría en todo caso mayor eficiencia en cuanto a la mano de obra disponible.

c.- Reducción significativa del costo del personal en la operación, al ser requerido solamente durante las horas tradicionalmente consideradas como horario diurno, debido al menor número de movimientos necesarios en el canal.

d.- Y en la medida que el plan se consolida, los derrames y desperdicios serán cada vez menores, alejando así la posibilidad de la ocurrencia de problemas serios de mal drenaje interno en la superficie regada.

www.bdigital.ula.ve

LITERATURA CITADA

- Aguirre P., Julián. 1974. Hidráulica de Canales. CIDIAT, Mérida, 312 p.
- Astorga C., Jorge. 1962. Anteproyecto de reglamento del funcionamiento de los sistema de riego. I Jornadas de riego. Caracas, 46 p.
- _____ 1972. Consideraciones a tener presentes en la selección del tipo de entrega del agua a las unidades de producción, MOP, Caracas. 9 p.
- _____ 1976. Funcionamiento de sistemas de riego. UCV, FAGRO. Maracay. 83 p.
- Avilés, E. 1976. La operación de un distrito de riego del sur de Italia. Memorándum técnico N° 360. Secretaría de Recursos Hidráulicos, México. 70 p.
- Bistráin, P. 1959. Pérdidas de conducción en canales. Ingeniería Hidráulica en México. 13(2): 71 - 82.
- Blair, E. 1957. Manual de riego y avenamientos. IICCA. Lima. 364 p.
- COPLANARH. 1970. La agricultura deseable una prospección del año 2000. Caracas.
- Di Francesco, I. 1984. Glosario Técnico de Términos Hidráulicos. Sociedad Venezolana de Ingeniería Hidráulica. El Agua 31: 22-36.
- Grassi, C. 1971. Operación y conservación de sistemas de riego. CIDIAT, Mérida. 230 p.
- Israelsen, Orson y Vaughn Hansen. 1950. Irrigation Principles and Practices. John Wiley and Sons, New York. 447.
- Journal of Irrigation and Drainage Division. 1971. Operation and Maintenance of Irrigation and Drainage Systems: Section II, Organization for Operation and Maintenance. 97 (IR4): 601 - 633.
- _____ . 1973. Operation and Maintenance of Irrigation and Drainage Systems. Section III, Operation. 99 (IR3) 237 - 338.

- Lam Pastor, H. 1967. Pérdida de agua en canales. Universidad Agraria La Molina, Perú. 83 p.
- Lobo, E. 1974. Leyes y reglamentos. CIDIAT, Mérida. Curso Breve Interamericano. 31 p.
- Milligan, C. 1969. Operación de sistemas de riego. Curso sobre Operación y Conservación de Sistemas de Riego, Quito. 60 p.
- MOP. Dirección General de Recursos Hidráulicos. 1971. Manual de Operación. IV Jornadas Venezolanas de Riego. Caracas. 157 p.
-
- _____ . 1975. Sistema de Riego Guanare. 64 p.
- Odum, P. 1972. Ecología. Edt. Interamericana, México. 639 p.
- Palacios, E. 1972. Técnicas para la evaluación y mejoramiento de la operación de los distritos de riego. Escuela Nacional de Agricultura, Chapingo, México. 53 p.
- Peterca, A. 1964. Water Measurement Procedures Irrigation Operator's workshop. Bureau of Reclamation. Traducido por John Angel Mendoza. MOP. Dirección de Obras Hidráulicas, Caracas.
- Pino, Pérez, S. y Rojas, A. Sin fecha. Procedimiento de entrega y corte diario de riego, informe preliminar. Dirección de Recursos Hidráulicos. MOP. 5 p.
- Secretaría de Recursos Hidráulicos. México. 1971. Proyecto para la tecnificación del riego a) Mejoramiento de la Operación. VI Seminario Latinoamericano de Irrigación y Drenaje. Montevideo. 15 p.
- Snedecor, G. and Cochran, W. 1967. Statical Methods, Sixth edition. The Iowa State University, USA, 593 p.
- Steel, R. y Torrie J. 1985. Bioestadística: Principios y procedimientos. Mc Graw-Hill, Bogotá. 619 p.
- Venezuela. 1960. Ley de reforma agraria, Gaceta Oficial de la República de Venezuela, N° 611, extraordinaria.
- Zierold, L. 1969. Determinación de la capacidad de los canales de riego. Ingeniería Hidráulica en México. 23(1): 178-100.

APENDICE Nº 1

EJEMPLOS DE APLICACION DE LA METODOLOGIA DE ESTIMACION
DE LOS GASTOS BRUTOS A DEJAR PASAR POR LOS PUNTOS DE
CONTROL A PARTIR DEL CONOCIMIENTO DE LA EFICIENCIA
DE CONDUCCION TOTAL DE SISTEMAS DE RIEGO

www.bdigital.ula.ve

Ejemplo N° 1. Metodología Aplicada
a un Sistema de Riego Supuesto

Cálculo de los gastos brutos en cada punto de distribución para el esquema representado en la Figura 1,1, donde se conocen los gastos a entregar a cada terciario y las longitudes de los tramos entre cada punto de control, para una eficiencia de conducción total igual a 0,797, que es la media correspondiente al mes de febrero de las temporadas de riego 1974-1975 y 1975-1976 del Sistema de Riego río Guanare.

El procedimiento se divide en tres etapas, a saber:

a.- Determinación de la longitud equivalente (L').

b.- Cálculo de la eficiencia de conducción unitaria, Efcu.

c.- Estimación de los gastos brutos.

Determinación de la Longitud Equivalente (L')

$$L'D = \frac{200 \text{ l/s } 2 \text{ km} + 250 \text{ l/s } 2 \text{ km} + 550 \text{ l/s } 2 \text{ km} + 750 \text{ l/s } 0 \text{ km}}{750 \text{ l/s}} = 2,67 \text{ km}$$

$$L'D = L'C = L'B = L'A = 2,67 \text{ km}$$

$$L' = \frac{750 \text{ l/s } (2,67 \text{ km} + 3 \text{ km}) + 750 \text{ l/s } 2,67 \text{ km} + 1500 \text{ l/s } 3 \text{ km} + 750 \text{ l/s } 2,67 \text{ km} + 2250 \text{ l/s } 3 \text{ km} + 750 \text{ l/s } 2,67 \text{ km} + 3000 \text{ l/s } 3 \text{ km}}{3000 \text{ l/s}}$$

$$= 10,17 \text{ km}$$

$$L' = 10,17 \text{ km}$$

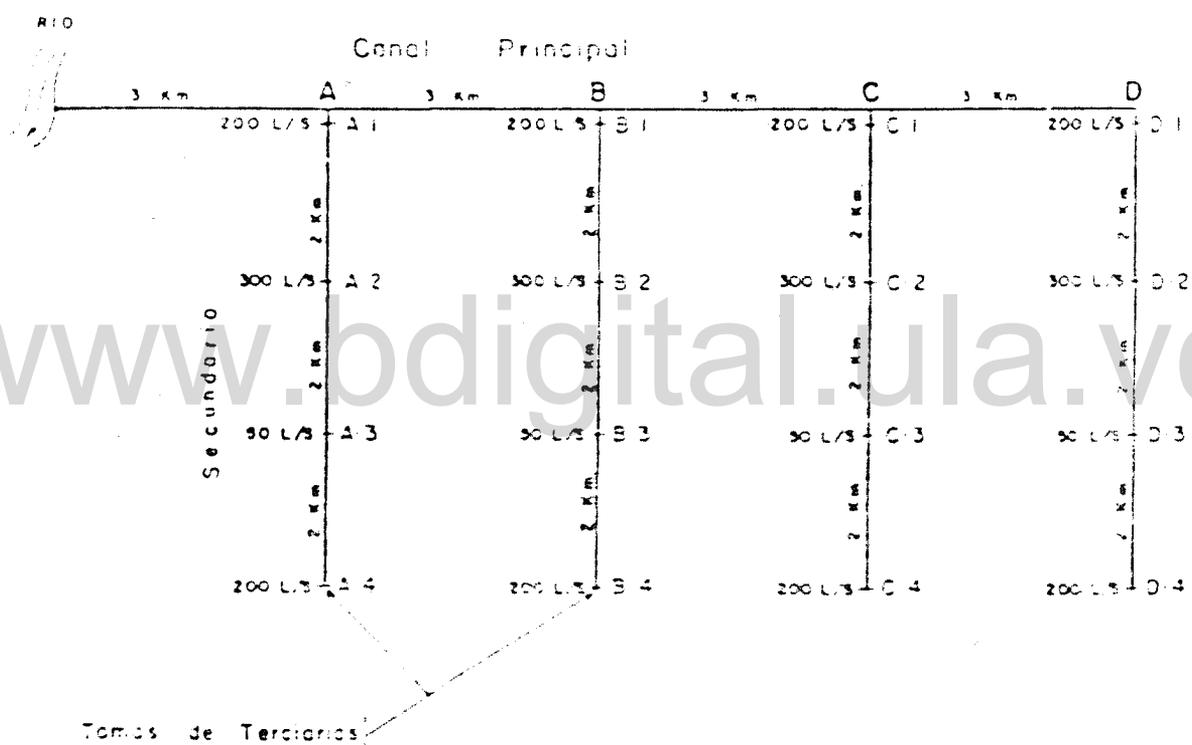


Figura 1.1. Esquema de la red de canales con gasto por terciarios y longitudes de tramos de canal.

Cálculo de la Eficiencia de Conducción Unitaria

$$Efcu = (Efct)^{1/L}$$

Efct: Eficiencia de conducción total

$$Efcu = (0,797)^{1/10,17} = 0,9779$$

Estimación de los Gastos a Dejar Pasar por Puntos de Control

$$qb = \frac{qn}{(Efcu)^n}$$

(Ver Tabla 1.1).

Ejemplo N° 2. Metodología Aplicada al Canal D-2
del Sistema de Riego Guanare

Cálculo de los gastos brutos a dejar pasar, en cada retención del canal D-2, toma principal de dicho canal y toma derivadora, para garantizar el gasto derivado en la red terciaria del canal en consideración.

. Eficiencia de conducción total del Sistema de Riego río Guanare: 0,797.

. Gastos a suministrar a la red terciaria del canal secundario D-2: los mismos del día 1 Tabla 5.2 del Apéndice 5. $\Sigma Q = 3310$ l/s.

. Ubicación de retenciones, tomas y longitudes de tramos de canal: tomados de las Tablas 2, 5 y 6 del Capítulo I, del texto.

Tabla 1.1. Estimación de los gastos a dejar pasar por puntos de control.

Punto de control	Entrega	Q (1/s) deja pasar	Llega
D-4	200	-	200
D-3	50	209	259
D-2	300	271	571
D-1	200	597	797
D	797	797	797
C-4	200	-	200
C-3	50	209	259
C-2	300	271	571
C-1	200	597	797
C	797	852	1649
B-4	200	-	200
B-3	50	209	259
B-2	300	271	571
B-1	200	597	797
B	797	1763	2560
A-4	200	-	200
A-3	50	209	259
A-2	300	271	571
A-1	200	597	797
A	797	2738	3535
Toma principal	3780	3780	

Determinación de la Longitud Equivalente del Canal D-2 (L'D2).

$$\begin{aligned}
 L'D2 = & \frac{1022 \text{ m } 220 \text{ l/s} + 994 \text{ m } 470 \text{ l/s} + 583 \text{ m } 860 \text{ l/s} +}{+ 769 \text{ m } 960 \text{ l/s} + 482 \text{ m } 1680 \text{ l/s} + 763 \text{ m } 1680 \text{ l/s} +} \\
 & \frac{+ 760 \text{ m } 2270 \text{ l/s} + 582 \text{ m } 2270 \text{ l/s} + 592 \text{ m } 2650 \text{ l/s} +}{+ 605 \text{ m } 2860 \text{ l/s} + 721 \text{ m } 2860 \text{ l/s} + 381 \text{ m } 2990 \text{ l/s} +} \\
 & \frac{+ 769 \text{ m } 3140 \text{ l/s} + 70 \text{ m } 3310 \text{ l/s}}{3310 \text{ l/s}} = 4899 \text{ m}
 \end{aligned}$$

La magnitud de la longitud equivalente se aproxima a la mitad de la longitud real del canal, condición que se da cuando la distribución del canal es uniforme a lo largo del mismo.

Determinación de la Longitud Equivalente del Canal Principal (L'P)

Al considerarse sólo el gasto a suministrar en la toma D-2, para este efecto la longitud equivalente coincide con la longitud real, L'P = 9898 m.

Cálculo de la Eficiencia de Conducción Unitaria, Efcu

$$Efcu = (E_{fct})^{1/L'}$$

$$L' = L'P + L'D2 = 4899 \text{ m} + 9898 \text{ m} = 14797 \text{ m}$$

$$L' = 14,8 \text{ km}$$

$$Efcu = (0,797)^{1/14,8} = 0,9848$$

Eficiencia calculada por kilómetro de canal: 0,9848

Eficiencia para el canal D-2: $(0,9848)^{4,898} = 0,928$

Estimación de los Gastos a Dejar Pasar por los Puntos de Control

$$q_b = \frac{qn}{(E_{fcu})^n}$$

Ver Tabla 2

Tabla 1.2. Estimación de los gastos a dejar pasar por puntos de control.

Q l/s

Punto de control	Entrega en tramo intermedio aguas abajo	Deja pasar
Retención 13	0	0
" 12	220	223
" 11	250	480
" 10	390	878
" 9	100	990
" 8	720	1723
" 7	0	1743
" 6	590	2360
" 5	0	2381
" 4	380	2786
" 3	210	3024
" 2B	0	3058
" 2A	130	3207
" 1	150	3397
Toma del canal	170	3571
Toma derivadora del sistema de riego	0	4158

Σ 3310

APENDICE Nº 2

TABLAS DE GASTOS PARA CANALETAS BALLOFFET DE 0,24
Y 1,00 m DE GARGANTA. CURVA DE GASTO PARA SIFON EN U
DE 4 PULGADAS DE DIAMETRO

www.bdigital.ula.ve

Tabla 2.1. Gastos en canaleta Balloffet de 0,24 m de garganta

Carga en m (ha)	Gasto en m ³ /s	Carga en m (ha)	Gasto en m ³ /s
0,01	0,0004	0,35	0,0917
0,02	0,0012	0,36	0,0956
0,03	0,0023	0,37	0,0997
0,04	0,0035	0,38	0,1037
0,05	0,0049	0,39	0,1079
0,06	0,0065	0,40	0,1120
0,07	0,0082	0,41	0,1162
0,08	0,0100	0,42	0,1205
0,09	0,0120	0,43	0,1249
0,10	0,0140	0,44	0,1293
0,11	0,0162	0,45	0,1337
0,12	0,0182	0,46	0,1382
0,13	0,0208	0,47	0,1427
0,14	0,0232	0,48	0,1472
0,15	0,0157	0,49	0,1519
0,16	0,0283	0,50	0,1566
0,17	0,0310	0,51	0,1613
0,18	0,0338	0,52	0,1660
0,19	0,0367	0,53	0,1708
0,20	0,0396	0,54	0,1757
0,21	0,0426	0,55	0,1806
0,22	0,0457	0,56	0,1856
0,23	0,0488	0,57	0,1904
0,24	0,0521	0,58	0,1956
0,25	0,0553	0,59	0,2007
0,26	0,0587	0,60	0,2058
0,27	0,0621	0,61	0,2109
0,28	0,0656	0,62	0,2162
0,29	0,0692	0,63	0,2214
0,30	0,0728	0,64	0,2267
0,31	0,0764	0,65	0,2320
0,32	0,0801	0,66	0,2374
0,33	0,0840	0,67	0,2428
0,34	0,0878	0,68	0,2483
		0,69	0,2538
		0,70	0,2593

Correctivos del Balloffet:

B = 0,36 m L = 1,08 m H = 0,65

r = 2/3 b = 0,24 m

Fuente: Archivos del Sistema de Riego Guanare.

Tabla 2.2. Gastos para canaleta Ballofett de 1,00 de garganta. Canal lateral D-1.

h ₀ (m)	Q (m ³ /s)						
0,01	0,002	0,41	0,484	0,81	1,246	1,21	2,456
0,02	0,005	0,42	0,502	0,82	1,261	1,22	2,486
0,03	0,010	0,43	0,520	0,83	1,276	1,23	2,517
0,04	0,015	0,44	0,539	0,84	1,291	1,24	2,548
0,05	0,021	0,45	0,557	0,85	1,307	1,25	2,579
0,06	0,027	0,46	0,576	0,86	1,322	1,26	2,609
0,07	0,033	0,47	0,594	0,87	1,338	1,27	2,641
0,08	0,042	0,48	0,613	0,88	1,354	1,28	2,672
0,09	0,050	0,49	0,633	0,89	1,370	1,29	2,707
0,10	0,058	0,50	0,652	0,90	1,386	1,30	2,735
0,11	0,067	0,51	0,672	0,91	1,402	1,31	2,766
0,12	0,078	0,52	0,692	0,92	1,419	1,32	2,798
0,13	0,087	0,53	0,712	0,93	1,436	1,33	2,830
0,14	0,097	0,54	0,732	0,94	1,453	1,34	2,862
0,15	0,107	0,55	0,753	0,95	1,470	1,35	2,894
0,16	0,118	0,56	0,774	0,96	1,487	1,36	2,926
0,17	0,129	0,57	0,794	0,97	1,504	1,37	2,958
0,18	0,141	0,58	0,815	0,98	1,521	1,38	2,991
0,19	0,153	0,59	0,837	0,99	1,538	1,39	3,024
0,20	0,165	0,60	0,858	1,00	1,555	1,40	3,056
0,21	0,177	0,61	0,879	1,01	1,573	1,41	3,089
0,22	0,190	0,62	0,901	1,02	1,591	1,42	3,122
0,23	0,204	0,63	0,923	1,03	1,608	1,43	3,155
0,24	0,217	0,64	0,945	1,04	1,627	1,44	3,188
0,25	0,231	0,65	0,967	1,05	1,645	1,45	3,221
0,26	0,245	0,66	0,990	1,06	1,664	1,46	3,254
0,27	0,259	0,67	1,012	1,07	1,683	1,47	3,288
0,28	0,273	0,68	1,035	1,08	1,702	1,48	3,322
0,29	0,288	0,69	1,058	1,09	1,721	1,49	3,356
0,30	0,303	0,70	1,081	1,10	1,740	1,50	3,389
0,31	0,318	0,71	1,104	1,11	1,760	1,51	3,423
0,32	0,334	0,72	1,128	1,12	1,780	1,52	3,458
0,33	0,349	0,73	1,151	1,13	1,800	1,53	3,491
0,34	0,366	0,74	1,175	1,14	1,820	1,54	3,526
0,35	0,382	0,75	1,199	1,15	1,840	1,55	3,560
0,36	0,399	0,76	1,223	1,16	1,860	1,56	3,595
0,37	0,415	0,77	1,247	1,17	1,880	1,57	3,629
0,38	0,432	0,78	1,272	1,18	1,900	1,58	3,664
0,39	0,454	0,79	1,296	1,19	1,920	1,59	3,699
0,40	0,467	0,80	1,321	1,20	1,940	1,60	3,734

Tabla 2.2. Gastos para canaleta Balloffett de 1,00 de garganta. Canal lateral D-1 (Continuación)

ha (m)	Q (m ³ /s)
1,61	3,769
1,62	3,804
1,63	3,839
1,64	3,874
1,65	3,910
1,66	3,946
1,67	3,982
1,68	4,017
1,69	4,053
1,70	4,089

www.bdigitalula.ve

Características del Balloffett:

B = 1.50 m
 r = 2/3
 L = 4.5 m
 b = 1.00 m
 ha : Carga en m
 Q : Gasto en l/s

Fuente: Archivos del Sistema de Riego Guanare.

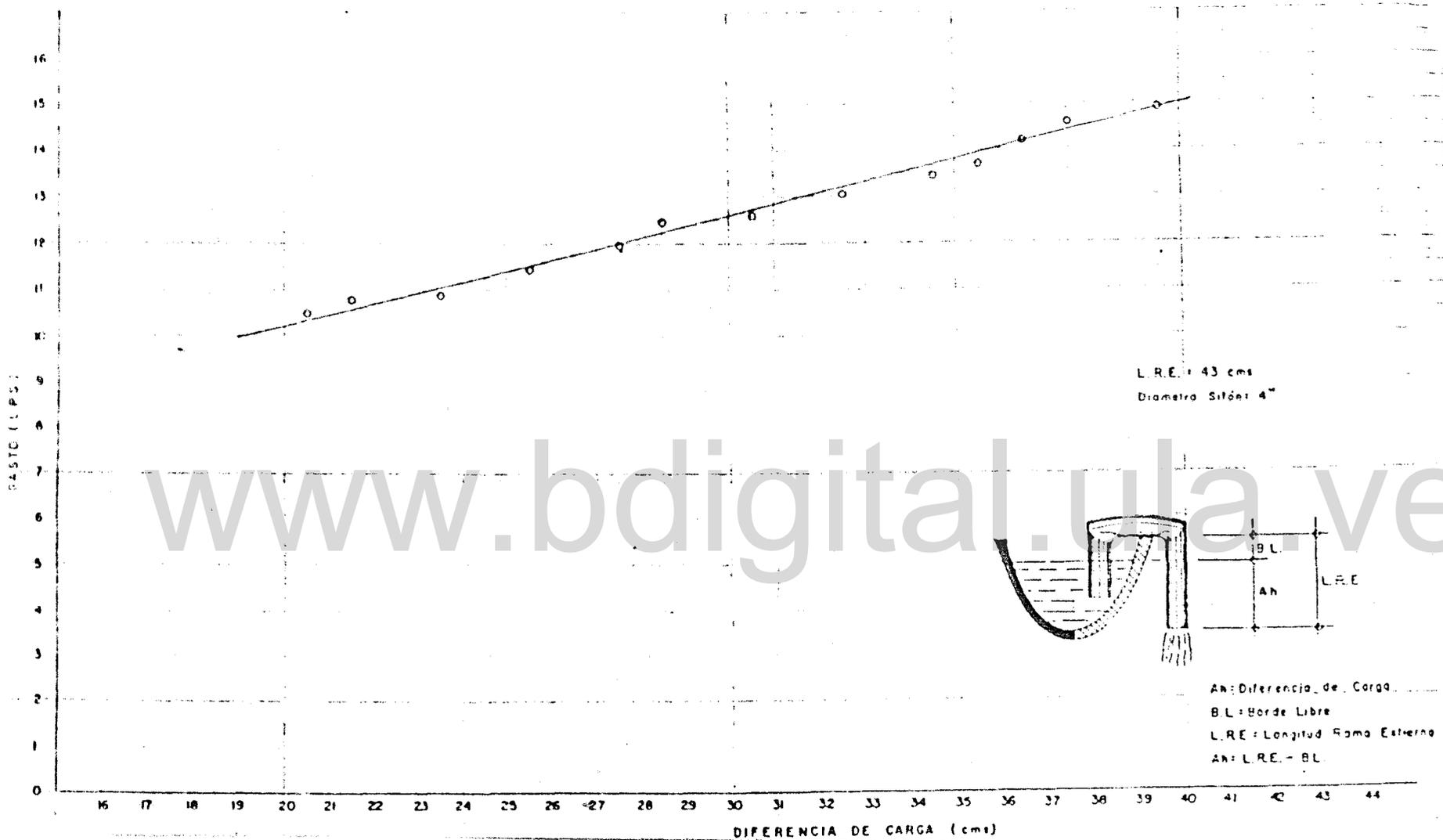


Figura 2.1. Curva de gasto del sifón en U de 4" de diámetro.

FUENTE: Archivos del Sistema de Riego Río Guanare.

APENDICE Nº 3

TABLAS DE CARACTERISTICAS DE TOMAS Y MEDICIONES DE
GASTOS, CON FINES DE CALIBRACION, EN EL CANAL PRINCIPAL

www.bdigital.ula.ve

www.bdigital.ula.ve

Tabla 3.1. Abertura de compuerta y gasto medido de las tomas N^o 3, 21, 35, 38, 12 y 23.

Abertura (m)	h (m)	Gasto en m ³ /s					
		Ancho 12"				Ancho 15"	
		3	21	35	38	12	23
0,05	0,06	0,007	0,009	0,009	0,010	0,008	-
0,10	0,06	0,019	0,018	0,019	0,020	0,020	0,015
0,15	0,06	0,031	0,027	0,034	0,033	0,032	0,033
0,20	0,06	0,041	0,036	0,042	0,046	0,049	0,058
0,25	0,06	0,057	0,053	0,059	0,053	0,070	0,078
0,30	0,06	0,068	0,061	0,066	0,072	0,093	0,092
0,35	0,06	-	-	-	-	0,112	0,110
0,40	0,06	-	-	-	-	0,138	0,142

Abertura, b, en metros

h: diferencia de carga sobre los orificios, en metros.

Gasto, Q, en m³/s.

Ancho, a, en pulgadas. 12" y 15" equivale a 0,305 y 0,381 m respectivamente.

Tabla 3.2. Sistema de riego Guanare. Calibración de tomas de dobles compuertas (por medio de canaletas de régimen crítico)

Planilla de datos Complementarios

Fecha: 11-05-76

Canal: Principal

Características de la toma

Toma: 13

Progresiva: 3 + 992

Compuerta(s) rectangular(es)

1. Largo 0,40 m

Ancho: (15") 0,381 m

2. Largo --

Ancho: - m

Altura de vástago a cero abertura: _____

(cerciórese de que la compuerta esté a cero abertura)

Compuerta(s) circular(s)

1. Diámetro (15") 0,381 m

2. Diámetro _____ m

Características de canaleta de régimen crítico

Tipo: Balloffett

Dimensiones:

Ancho garganta: 0,24 m

Ancho transición de estrada: 0,36 m

Largo: 1,10 m

Tabla 3.3. Aberturas de compuertas y gastos medidos en la toma N° 13.

Abertura (m)	Mira Canal (m)	Mira Tanquilla (m)	h (m)	Lectura canaletas (m)	Q Canaletas (m ³ /s)
0,050	0,71	0,65	0,06	0,06	0,0065
0,075	0,71	0,65	0,06	0,11	0,0162
0,100	0,71	0,65	0,06	0,14	0,0232
0,125	0,71	0,65	0,06	0,17	0,0310
0,150	0,71	0,65	0,06	0,20	0,0396
0,175	0,71	0,65	0,06	0,24	0,0521
0,200	0,71	0,65	0,06	0,25	0,0553
0,225	0,71	0,65	0,06	0,27	0,0621
0,250	0,71	0,65	0,06	0,29	0,0692
0,275	0,71	0,65	0,06	0,31	0,0764

Tabla 3.4. Sistema de riego Guanare. Calibración de tomas de dobles compuertas (por medio de canaletas de régimen crítico)

Planilla de datos complementarios

Fecha: 1976

Canal: Principal

Características de la toma

Toma: D-1

Progresiva: 8 + 623

Compuerta(s) rectangular(es)

1. Largo	(72") 1,83 m	Ancho: (72") 1,83 m
2. Largo	(72") 1,83 m	Ancho: (72") 1,83 m

Altura del vástago a cero abertura : _____
 (cerciórese de que la compuerta esté a cero abertura)

Compuerta(s) circular(es)

1. Diámetro	(72") 1,83 m
2. Diámetro	(72") 1,83 m

Características de canaleta de régimen crítico

Tipo: Balloffett

Dimensiones:

Ancho garganta:	1,00 m
Ancho transición de estrada:	1,5 m
Largo:	4,5 m

Tabla 3.5. Aberturas de compuertas y gastos medidos en la toma D-1.

Abertura (m)	Mira canal (m)	Mira Tanquilla (m)	h (m)	Lectura canaletas (m)	Q Canaletas (m ³ /s)
0.050	0.75	0.69	0.06	0.12	0.078
0.100	0.81	0.75	0.06	0.16	0.118
0.150	0.77	0.71	0.06	0.22	0.190
0.175	0.77	0.71	0.06	0.30	0.303
0.200	0.75	0.69	0.06	0.36	0.399
0.250	0.74	0.68	0.06	0.45	0.557
0.300	0.72	0.66	0.06	0.50	0.652
0.325	0.71	0.65	0.06	0.53	0.712
0.350	0.69	0.63	0.06	0.56	0.774
0.400	0.79	0.73	0.06	0.60	0.858
0.450	0.76	0.70	0.06	0.64	0.945
0.475	0.90	0.84	0.06	0.69	1.058
0.500	0.89	0.83	0.06	0.74	1.175
0.525	0.87	0.81	0.06	0.78	1.272
0.550	0.75	0.69	0.06	0.12	0.078
0.575	0.74	0.68	0.06	0.14	0.097
0.100	0.72	0.66	0.06	0.20	0.165
0.125	0.72	0.66	0.06	0.25	0.231
0.150	0.75	0.69	0.06	0.31	0.318
0.175	0.75	0.69	0.06	0.35	0.382
0.200	0.70	0.64	0.06	0.38	0.432
0.225	0.64	0.58	0.06	0.41	0.484
0.250	0.56	0.50	0.06	0.45	0.557
0.275	0.69	0.63	0.06	0.48	0.613
0.300	0.68	0.62	0.06	0.53	0.712
0.325	0.87	0.81	0.06	0.54	0.732
0.350	0.85	0.79	0.06	0.56	0.774
0.375	0.83	0.77	0.06	0.57	0.794
0.400	0.81	0.75	0.06	0.58	0.815
0.425	0.72	0.66	0.06	0.59	0.837
0.450	0.72	0.66	0.06	0.61	0.879
0.475	0.86	0.80	0.06	0.62	0.901
0.500	0.86	0.80	0.06	0.63	0.923
0.525	0.85	0.79	0.06	0.65	0.967
0.550	0.85	0.79	0.06	0.67	1.012
0.575	0.82	0.76	0.06	0.71	1.104
0.600	0.81	0.75	0.06	0.78	1.272

www.bdigital.ula.ve

APENDICE 4

PROCEDIMIENTO DE CALCULO PARA OBTENER LAS TABLAS DEL

GASTO QUE DEJAN PASAR LAS RETENCIONES

www.bdigital.ula.ve

www.bdigital.ula.ve

Tablas del gasto que deja pasar las retenciones del canal principal

El canal principal del Sistema de Riego Guanare está dotado de 23 retenciones caídas todas de iguales dimensiones. La retención está compuesta por una compuerta del tipo radial, según esquema de la Figura 4.1, y trabaja como orificio de fondo de descarga libre. Además se complementará con dos aliviaderos, uno a cada lado de la compuerta, los cuales funcionan como vertederos de pared gruesa, Figuras 4.2 y 4.3. Eventualmente, se coloca un tablón sobre el aliviadero de manera tal de elevar la cresta en 0,20 m adicionales sobre la plantilla del canal.

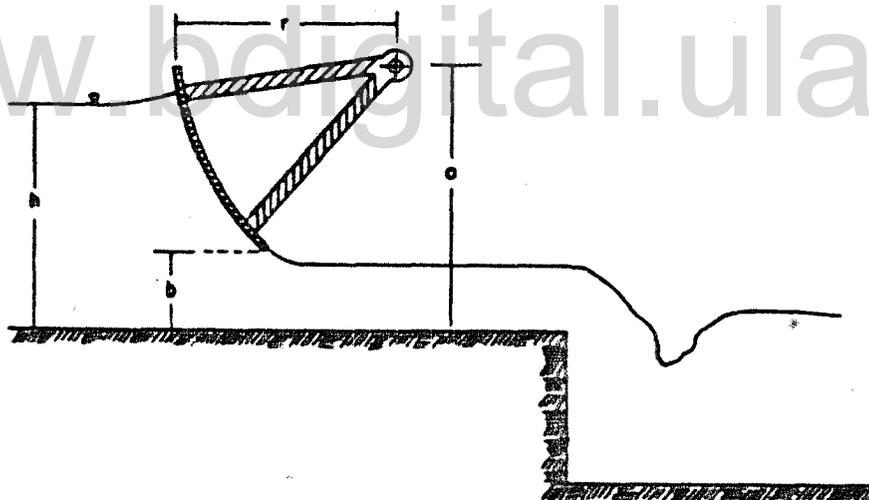


Figura 4.1. Esquema de la compuerta radial tipo de las retenciones del canal principal

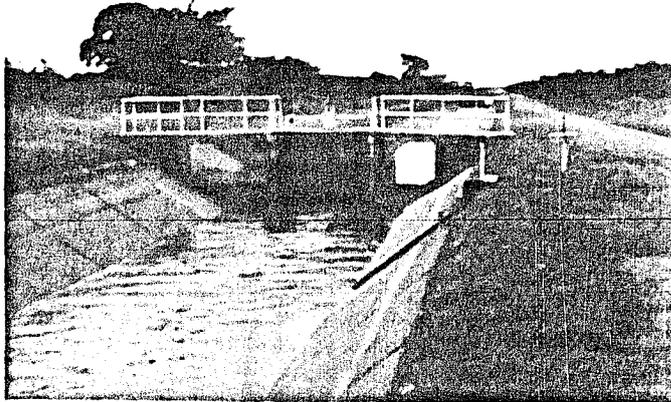


Figura 4.2. Retención del canal principal,
vista aguas arriba.

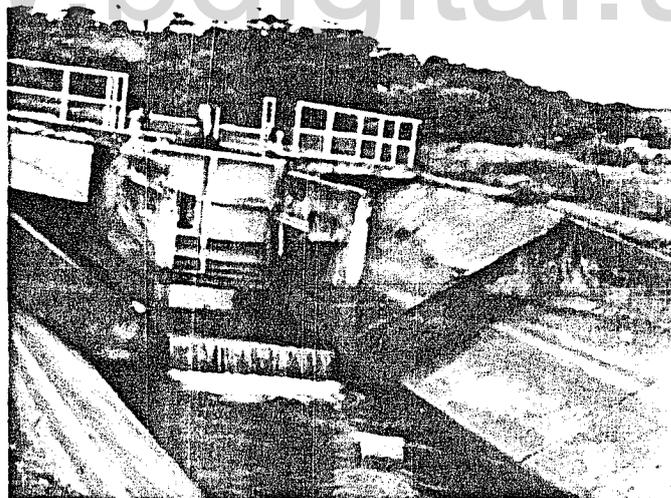


Figura 4.3. Retención del canal principal,
vista aguas abajo.

Los aliviaderos y la compuerta son las partes componentes de la retención operables para el control del agua en el canal. El gasto que deja pasar la retención está formado por la suma del agua que pasa por el orificio dejado por la compuerta y el que se descarga por los aliviaderos.

Para el funcionamiento de la compuerta se consideró las siguientes dimensiones, Ver Figura 4.1.

W: Ancho, 2,50 m

r: Radio, 2,65 m

a: Distancia vertical del apoyo con la plantilla del canal, 1,60 m

h: Tirante aguas arriba, 1,20 - 1,80 m

b: Abertura, 0,1 - 1,80 m

El gasto que circula por debajo de la compuerta se determinó aplicando la fórmula y coeficientes de descarga presentados por Aguirre (1974) para orificios de fondo a descarga libre regulados por compuertas radiales:

$$Q = C_d W b (2gh)^{1/2} \quad (1)$$

Q: Gasto que pasa por el orificio, en m³/s

C_d: Coeficiente de descarga, variable

W, b y h son los mismos términos descritos anteriormente.

Para el funcionamiento de los aliviaderos laterales se tomó en cuenta las siguientes dimensiones:

L: Longitud de cada una de las crestas, 2,30 m

P: Altura de la cresta sobre la plantilla del canal, 1,25 m

El gasto que descargan los aliviaderos laterales se determinó aplicando la ecuación presentada por Aguirre (1974) para vertederos de cresta ancha.

$$Q = 1,70 L E^{3/2} \quad (2)$$

Q: Gasto que pasa por sobre los vertederos, en m³/s

E: Carga sobre los vertederos medido aguas arriba, en m

La ecuación original para el cálculo del gasto que pasa por los vertederos exige que la carga sobre los vertederos sea la energía específica en relación a la cresta, la cual está compuesta por las cargas de posición y velocidad.

Dado que no se requiere extrema precisión en la presente determinación, E se toma exclusivamente como la carga de posición.

Los resultados de los cálculos correspondientes se presentan en las Tablas 4.1 y 4.2, cuyas estructuras son iguales y están constituidas por:

- a.- Doble entrada, tirante y abertura de compuerta
- b.- Cuatro posibles tirantes, para igual número de posibilidades de niveles de operación. Para otros niveles de operación se debe interpolar el gasto.
- c.- Para los tirantes 1,20 m Tabla 4.1 y 1,30 a 1,40 m Tabla 4.2, sólo se requieren los gastos que pasan por el orificio de fondo, dejado por la compuerta al elevarse.
- d.- Los tirantes 1,2 m y 1,8 m representan los niveles de operación mínimo y máximo respectivamente.

Tabla 4.1. Gasto aproximado que dejan pasar las retenciones del canal principal sin tablonés de 0,20 m en ambos vertederos laterales.

Q					Q				
h	1,20	1,30	1,40	1,80	h	1,20	1,30	1,40	1,80
b					b				
0,1	0,849	0,971	1,372	4,273	1,0	5,820	6,145	7,003	10,614
0,2	1,455	1,602	2,157	5,030	1,1	6,268	6,612	7,370	11,356
0,3	2,073	2,284	2,734	5,906	1,2	6,838	7,053	7,998	12,099
0,4	2,667	2,813	3,493	6,753	1,3	7,408	7,470	8,457	12,648
0,5	3,031	3,558	4,056	7,421	1,4	7,808	8,038	8,889	13,376
0,6	3,637	4,252	4,698	8,178	1,5	8,184	8,606	9,295	-
0,7	4,244	4,770	5,314	8,906	1,6	8,730	9,173	9,884	-
0,8	4,850	5,136	5,798	9,366	1,7	9,275	9,742	10,473	-
0,9	5,455	5,653	6,466	10,138	1,8	9,821	10,310	-	-

Q: Gasto que deja pasar la retención en m³/s.

h: Tirante en el canal previo a la retención, en m.

b: Abertura de la compuerta, en m.

Tabla 4.2. Gasto aproximado que dejan pasar las retenciones del canal principal con tablonc de 0,20 m en ambos vertederos laterales.

Q					Q				
h	1,30	1,40	1,60	1,80	h	1,30	1,40	1,60	1,80
0,1	0,883	0,917	1,435	2,707	1,0	6,057	6,548	7,455	9,048
0,2	1,514	1,702	2,275	3,464	1,1	6,524	6,915	8,155	9,790
0,3	2,196	2,279	2,933	4,340	1,2	6,965	7,543	8,687	10,533
0,4	2,725	3,028	3,703	5,187	1,3	7,382	7,002	9,365	11,082
0,5	3,470	3,601	4,305	5,855	1,4	7,950	8,434	9,863	11,810
0,6	4,164	4,243	5,075	6,612	1,5	8,518	8,840	10,325	-
0,7	4,682	4,859	5,747	7,340	1,6	9,085	9,429	10,983	-
0,8	5,048	5,343	6,279	7,800	1,7	9,654	10,098	11,403	-
0,9	5,565	6,011	6,881	8,572	1,8	10,222	-	-	-

Q: Gasto que deja pasar la retención en m³/s.

h: Tirante en el canal previo a la retención, en m.

b: Abertura de la compuerta, en m.

e.- 0,1 m, valor mínimo de abertura de compuerta ya que ésta no se debe cerrar completa durante el proceso de entrega de agua,

Tablas de Gasto que deja Pasar las Retenciones del Canal D-2

El canal secundario del Sistema de Riego Guanare está dotado de catorce retenciones. Las nueve primeras son iguales, del tipo retención-caída con dispositivos de control formados por compuerta central recta y aliviaderos laterales. Las restantes son retenciones-caídas simples cuyo control único se realiza por medio de tablonés. El ancho de las retenciones simples es variable.

Retenciones con Compuerta

Retenciones con compuerta recta, funcionan como orificio de fondo y descarga libre, por lo demás son similares a las retenciones del canal principal, Figura 4.4.

Para el funcionamiento de las compuertas se consideró las siguientes dimensiones:

W: ancho = 1,22 m

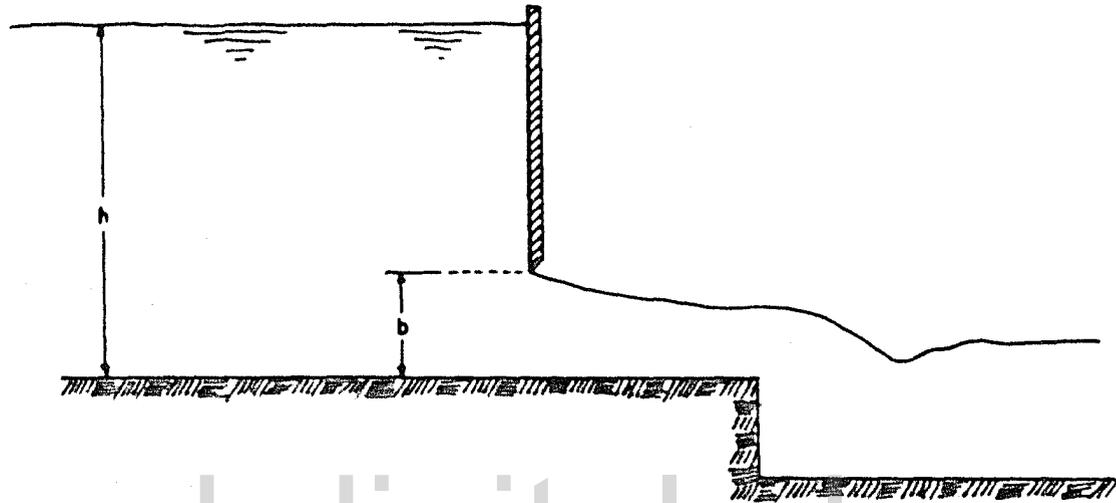
b: abertura = 0,1 - 0,9 m

h: tirante aguas arriba, 0,87 - 1,22 m

Se utilizó la ecuación (1) para C_d variable presentados por Aguirre (1974) aplicado a orificios de fondo a descarga libre y regulado por compuerta libre.

Para el funcionamiento de los aliviaderos laterales se tomó en cuenta las siguientes dimensiones:

L: Longitud de cada una de las crestas, 1,55 m



www.bdigital.ula.ve

Figura 4.4. Esquema de la compuerta recta tipo de las retenciones, Canal D-2.

P: Altura de la cresta sobre la plantilla del canal, 0,90 m

p: Altura de la cresta con tablón adicional, sobre la plantilla del canal, 1,10 m

El gasto se determinó por la ecuación (2) aplicada a los aliviaderos del canal principal.

Los resultados de los cálculos se presentan en las Tablas 4.3 y 4.4, cuyas estructuras son iguales y están constituida por:

- a.- Doble entrada, tirante y abertura de compuerta
- b.- Seis posibles tirantes para igual número de posibilidades de niveles de operación. Para otros niveles de operación se debe interpolar gastos.
- c.- Los tirantes 0,87 m y 1,22 m representan nivel de operación mínimo y máximo respectivamente.
- d.- Para los tirantes entre 0,87 - 0,90 m, Tabla 4.3 y 0,87 - 1,10 m Tabla 4.4, sólo se registran los gastos que pasan por el orificio de fondo dejado por la compuerta al elevarse.
- e.- 0,1 m, valor mínimo de abertura de compuerta ya que ésta no se debe cerrar completa durante la operación.

Retenciones Simples

Estas retenciones están conformadas por la colocación transversal en el canal de tabloncillos apoyados en guías metálicas a los lados. Del punto de vista hidráulico funcionan tal como vertederos de cresta ancha. El tablón inferior debe estar elevado 2,5cm sobre la plantilla del canal para mantener velocidad de fondo y se reduzca o elimine la acumulación de azolve en el canal.

Tabla 4.3. Gasto aproximado que deja pasar las retenciones del canal D-2 sin colocación de tablón de 0,20 m en en los vertederos.

h \ b	Q								
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,87	0,292	0,565	0,824	1,038	-	-	-	-	-
0,90	0,297	0,574	0,838	1,056	1,307	-	-	-	-
1,00	0,483	0,783	1,051	1,291	1,545	1,788	-	-	-
1,10	0,804	1,118	1,407	1,682	1,932	2,173	2,455	-	-
1,20	1,217	1,549	1,845	2,123	2,393	2,680	2,877	3,141	-
1,22	1,308	1,643	1,941	2,222	2,508	2,783	3,045	3,344	3,589

h: Tirante aguas arriba de la retención, en m.

b: Abertura de la compuerta, en m.

Q: Gasto, en m³/s

Retención 1 a 8

Tabla 4.4. Gasto aproximado que deja pasar las retenciones del canal D-2 Colocando un tablón de 0,20 m en los vertederos.

h \ b	Q								
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
0,87	0,292	0,565	0,824	1,038	-	-	-	-	-
0,90	0,297	0,574	0,838	1,056	1,307	-	-	-	-
1,00	0,316	0,616	0,884	1,124	1,378	1,621	-	-	-
1,10	0,332	0,646	0,935	1,190	1,450	1,701	1,904	-	-
1,20	0,516	0,848	1,144	1,422	1,692	1,979	2,156	2,440	-
1,22	0,572	0,907	1,205	1,488	1,772	2,047	2,300	2,608	2,853

h: Tirante aguas arriba de la retención, en m.

b: Abertura de la compuerta, en m.

Q: Gasto, en m³/s

Retención 1 a 8

La operación de la retención se basa en la colocación o eliminación de tablonces de manera tal que permitan aumentar o disminuir la distancia de la cresta a la plantilla. El gasto que deja pasar la retención está formado por la suma del que descarga por la parte superior y el que pasa por el orificio de fondo dejado al elevar los tablonces 0,025 m del suelo.

Para el funcionamiento de las retenciones se tomó en cuenta las siguientes dimensiones:

L: Longitud de la cresta o ancho de la retención, variable

P: Altura de la cresta sobre la plantilla del canal, variable

h: Tirante aguas arriba, variable

b: Abertura inferior, 0,025 m

El gasto que se descarga por sobre la retención se determinó aplicando la ecuación presentada por Aguirre (1974) para vertederos de cresta ancha:

$$Q = 1,70 L E^{3/2} \quad (3)$$

$$E = h - P$$

Este cálculo de gasto con el uso de esta ecuación tiene las mismas consideraciones tomadas en cuenta para los aliviaderos laterales en las retenciones 1 al 5.

Para determinar el gasto que pasa por el orificio de fondo se aplicó la misma ecuación (1), adaptada a la situación planteada.

$$Q = C_d L b (2gh)^{1/2} \quad (4)$$

$$C_d = 0,59 \text{ (Aguirre 1974)}$$

Los resultados de los cálculos para las retenciones simples se dan en la Tabla 4.5, cuya estructura está constituida por:

a.- Doble entrada, tirante y altura de cresta sobre la plantilla

b.- Cada retención tiene una longitud de cresta propia:

Retención 9: 1,63 m

Retención: 10: 1,68 m

Retención 11: 1,66 m

Retención 12: 2,00 m

c.- En la retención 9 se tienen seis posibles tirantes y en las 10, 11 y 12 cuatro, para igual número de posibilidades de niveles de operación.

Para otros niveles de operación se deben interpolar gastos.

d.- Los tirantes 0,87 y 1,22 m en la retención 9, 0,60 y 0,89 en las retenciones 10, 11 y 12, representan los niveles de operación mínimos y máximos respectivamente.

Tabla 4.5. Gasto total que deja pasar las retenciones simples de tablonos, 9 a 12.

Retención N° 9		Q								
P \ h	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	
0.87	0.994	0.724	0.489	0.294	0.150	0.099	-	-	-	
0.90	1.083	0.804	0.557	0.349	0.189	0.101	-	-	-	
1.00	1.397	1.088	0.809	0.562	0.354	0.194	0.106	-	-	
1.10	1.738	1.402	1.093	0.814	0.567	0.359	0.199	0.111	-	
1.20	2.103	1.743	1.407	1.101	0.819	0.572	0.364	0.204	0.116	
1.22	2.179	1.814	1.473	1.159	0.873	0.620	0.404	0.232	0.117	

Retención N° 10		Q							
P \ h	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	1.8	1.9	
0.60	0.809	0.555	0.341	0.176	0.085	-	-	-	
0.70	1.103	0.815	0.561	0.347	0.182	0.091	-	-	
0.80	1.428	1.110	0.822	0.568	0.354	0.189	0.098	-	
0.89	1.744	1.400	1.085	0.800	0.550	0.340	0.180	0.103	

Retención N° 11		Q							
P \ h	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	1.8	1.9	
0.60	0.800	0.549	0.337	0.173	0.084	-	-	-	
0.70	1.090	0.806	0.555	0.343	0.179	0.090	-	-	
0.80	1.412	1.097	0.813	0.562	0.350	0.186	0.097	-	
0.89	1.723	1.384	1.072	0.791	0.544	0.336	0.178	0.102	

Retención N° 12		Q							
P \ h	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	1.8	1.9	
0.60	0.963	0.661	0.406	0.209	0.101	-	-	-	
0.70	1.314	0.971	0.669	0.414	0.217	0.109	-	-	
0.80	1.700	1.321	0.978	0.676	0.421	0.224	0.116	-	
0.89	2.076	1.667	1.292	0.953	0.655	0.405	0.215	0.123	

Q: Gasto en m³/s.

P: Altura de cresta del vertedero desde la plantilla del canal, en m.

h: Tirante aguas arriba de la retención, en m.

www.bdigital.ula.ve

APENDICE Nº 5

www.bdigital.ula.ve

PLAN DE OPERACION PARA EL CANAL D-2

TEMPORADA 1976

www.bdigital.ula.ve

Plan de Operación para el Canal D-2
del Sistema de Riego Río Guanare
Temporada 1976 (Primera Aproximación)

Motivado a la incorporación paulatina al riego de áreas integrantes de las etapas I y II, suscitó la inquietud en cuanto a la capacidad del canal D-2, el cual cubre ese sector, de estar por debajo de los requerimientos de gastos exigidos en condiciones de máxima demanda. Esta situación se presenta aún más comprometida por cuanto el sistema de riego fue diseñado para una entrega por turnos y hasta el momento se ha venido operando como demanda controlada por un tiempo de entrega de 10 horas/día. A tal fin se procedió a efectuar un estudio detallado del área problema de manera de encontrar una solución eficiente, en el proceso de distribución y entrega de agua, que permita regar en forma efectiva toda la superficie comprendida en las Etapas I y II, Figura 5.1.

Materiales Revisados

a. Canal D2

Longitud : 9.533 m

Capacidad : de la progresiva 0 + 000 a 5 + 725, tiene una capacidad de 3580 l/s.

De la progresiva 5 + 725 a 9 + 533, tiene una capacidad de 1628 l/s.

Posible ampliación de estas capacidades utilizando el borde libre.

Tomas :

Consta de 20 tomas, con sus respectivas compuertas, de las cuales las 15 primeras se encuentran en el tramo de máxima sección. La toma alimentadora del canal principal al D-2 tiene una capacidad máxima de 3800 l/s.

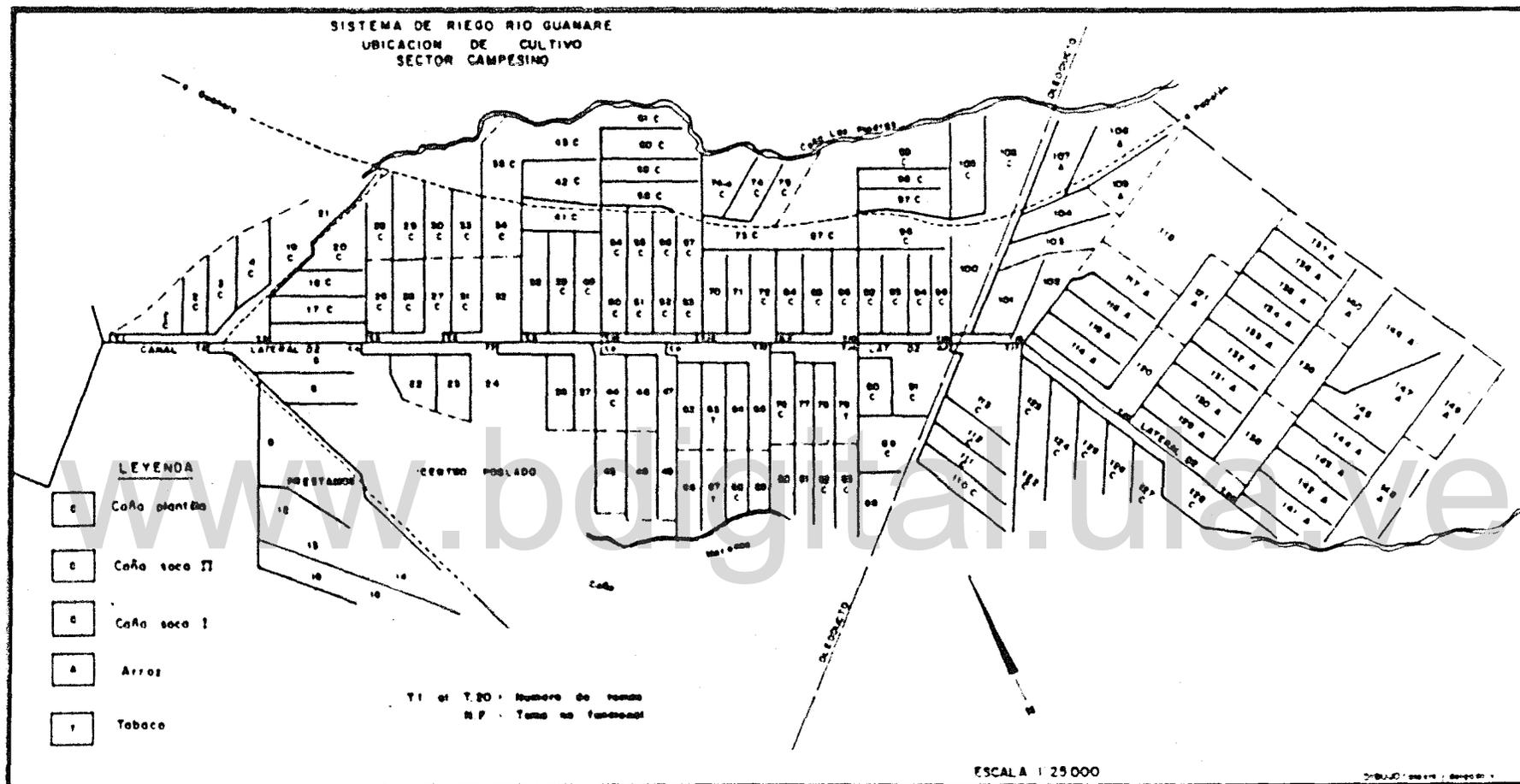


Figura 5.1. Plano del área regada desde el canal D-2.

Escala reducida del original en un 50%.

b.- Red terciaria: En su totalidad de canales elevados, cuyo diseño es para una capacidad máxima de 50 l/s por parcelas para una entrega simultánea a todas las parcelas ligadas a una misma toma del canal D-2; consta de estructuras de aforo y partición para la distribución interna del agua, las cuales en su mayoría están en condiciones de operar.

c.- Dispositivos de aforo y entrega: En este aspecto se estudia la capacidad y características de funcionamiento de las compuertas, módulos, partidores y sifones a utilizar en la entrega de agua.

d.- Requerimiento: Se hacen consideraciones en cuanto al material correspondiente a las láminas de riego, frecuencias, tiempo de riego, cultivos y superficie neta de riego, suministrados por el Departamento de Ingeniería de Riego.

Conclusiones

A partir de la revisión del material se llega a lo siguiente:

a.- Cultivos

- Caña de azúcar
- Tabaco
- Arroz

b.- Superficie a regarse

Para un total de 132 parcelas en una superficie neta de 1635,2 ha, con una posible distribución por cultivos de:

Caña de azúcar: 1160,32 ha

Tabaco : 29,88 ha

Arroz: 444,32 ha

c.- Requerimiento de riego diario

- Caña de azúcar: 5,55 mm
 - Tabaco : 4,55 mm
 Arroz : 7,33 mm

d.- Frecuencia de riego

- Caña de azúcar: 7 días
 - Tabaco : 7 días
 - Arroz : continuo

e.- Días de riego por parcela

- Caña de azúcar: 5 días
 - Tabaco : 5 días
 - Arroz : continuo

f.- Tiempo de riego por día

- Caña de azúcar : 12 horas
 - Tabaco : 12 horas
 - Arroz : continuo

g.- Eficiencia de riego: 60%

h.- Gastos brutos a entregar por ha.

- Caña de azúcar : 3,00 l/s/ha.
 - Tabaco : 2,50 l/s/ha.
 - Arroz : 1,40 l/s/ha.

Para cumplir con los requerimientos de riego, en las condiciones establecidas anteriormente, se sugiere seguir una entrega de agua por turnos parecidos a los presentados en las Tablas 5.1 y 5.2, donde se han tomado en cuenta las demandas por parcela, la capacidad de la red terciaria, los tipos de estructuras de aforo y la capacidad del canal D-2.

Esto significa que las parcelas con arroz tendrán riego contínuo y en las parcelas de caña y tabaco se regarán por 5 días de 12 horas y se tomarán dos días para otras actividades.

También se suministra la Tabla 5.3 con los detalles de los gastos a entregar, indicando el número de parcela, superficie neta, número de sifones y días en los cuales le corresponde el riego. Por tener el tabaco una superficie tan pequeña, en el cálculo del gasto se iguala a la caña.

Los gastos para cada toma, de la Tabla 5.1, están conformados por la suma de los gastos a suministrar, en forma simultánea, a las unidades de producción cubiertas por dicha toma.

La Tabla 5.2, logra una distribución relativamente uniforme de los gastos, se elaboró de la siguiente forma:

a.- Horizontalmente se colocan los números correspondientes a cada una de las tomas en funcionamiento del canal D-2.

b.- Verticalmente los 7 días del intervalo de riego.

c.- Se asignó el gasto de las tomas con riego contínuo durante los siete días. Tomas 16, 18, 19 y 20, cubren áreas sembradas de arroz.

d.- Se sumaron los gastos de las tomas restantes y se dividieron por la frecuencia de riego. Dicho cociente es el gasto aproximado de la sumatoria de gastos de tomas que funcionan simultáneamente. Se formaron, por lo tanto, siete grupos de tomas.

Tabla 5.1. Sistema de riego Guanare

Canal D-2

Gastos a entregar a la red terciaria

Toma N°	Gasto	Para regar
1	170	caña de azucar
2	150	" " "
3	130	" " "
4	-	-
5	240	caña de azucar
6	210	" " "
7	130	" " "
8	250	" " "
9	140	" " "
10	390	" " "
11	260	" " "
12	330	" " "
13	250	" " "
14	370	" " "
15	350	" " "
16	100	arroz
17	270	caña de azucar
18	120	arroz
19	250	"
20	220	"

Gasto en l/s

Tabla 5.2. Sistema de riego Guanare. Canal D=2
Turnos y gasto por tomas en l/s

Total	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	Total
Día																					
1	170	150	130	-	-	210	130	250	-	-	260	330	-	370	350	100	270	120	250	220	3310
2	-	150	130	-	240	210	130	250	-	-	260	330	250	-	350	100	270	120	250	220	3260
3	-	150	130	-	240	-	130	-	140	390	260	330	250	-	100	270	120	250	220		2980
4	170	150	130	-	240	-	130	-	140	390	-	330	250	370	-	100	-	120	250	220	2990
5	170	-	-	-	240	210	130	250	140	390	-	330	250	370	350	100	-	120	250	220	3520
6	170	-	-	-	240	210	-	250	140	390	260	-	250	370	350	100	270	120	250	220	3590
7	170	150	130	-	-	210	-	250	140	390	260	-	-	370	350	100	270	120	250	220	3320

Posibilidad de distribución de agua con el canal D-2 y según el área neta regable por parcela.

Tabla 5.3. Distribución del agua desde el canal D-2

(En detalle y por parcelas de las etapas I y II)

Inex N°	Parcela N°	Superficie de riego ha	Cultivo	Gasto en l/s	Posible n° de sifones	Pondero libra en el canal	Gasto en la toza l/s	Días de riego
1	1	11,00	Caña	40	3	10,5	170	var. a sab.
	2	9,47	"	30	2	4,0	-	"
	3	11,84	"	40	3	10,5	-	"
	4	9,05	"	30	2	4,0	-	"
	12	9,52	"	30	2	4,0	-	"
2	5	15,62	Caña	50	4	14,5	150	var. a sab.
	6	15,52	"	50	4	14,5	-	"
	7	15,58	"	50	4	14,5	-	"
3	17	11,64	Caña	35	3	10,0	150	var. a sab.
	18	8,91	"	30	2	4,0	-	"
	20	13,98	"	45	3	4,0	-	"
	21	6,75	"	20	2	24,5	-	"
5	25	10,20	Caña	30	2	4,0	240	var. a sab.
	26	12,34	"	40	3	10,5	-	"
	27	13,34	"	40	3	10,5	-	"
	28	13,61	"	40	3	10,5	-	"
	29	14,95	"	50	4	14,5	-	"
	30	12,93	"	40	3	10,5	-	"
6	31	12,50	Caña	40	3	10,5	210	var. a sab.
	32	12,79	"	40	3	10,5	-	"
	33	12,60	"	40	3	10,5	-	"
	34	15,79	"	50	4	14,5	-	"
	35	12,49	"	40	3	10,5	-	"
7	36	8,36	Caña	25	2	14,5	120	var. a sab.
	37	9,00	"	30	2	4,0	-	"
	44	11,47	"	35	3	10,0	-	"
	45	13,20	"	40	3	10,5	-	"
8	38	12,77	Caña	40	3	10,5	250	var. a sab.
	39	14,36	"	50	4	14,5	-	"
	40	12,82	"	40	3	10,5	-	"
	41	13,58	"	40	3	10,5	-	"
	42	14,14	"	50	4	14,5	-	"
	43	9,93	"	30	2	4,0	-	"

Tabla 5.3. Distribución del agua desde el canal D-2
(En detalle y por parcelas de las etapas
I y II). (Continuación).

Toma N°	Parcela N°	Superficie de riego ha	Cultivo	Gasto en l/s	Posible n° de sifones	Porde libre en el canal cm	Gasto en la toma l/s	Días de riego
9	46	11,12	Café	35	3	19,0	140	sep. & lun.
	47	10,60	"	35	3	19,0	-	"
	48	11,57	"	35	3	19,0	-	"
	49	11,09	"	35	3	19,0	-	"
10	50	9,95	Café	30	2	4,0	350	sep. & lun.
	51	8,66	"	30	2	4,0	-	"
	52	8,73	"	30	2	4,0	-	"
	53	9,36	"	30	2	4,0	-	"
	54	9,66	"	30	2	4,0	-	"
	55	8,65	"	30	2	4,0	-	"
	56	8,65	"	30	2	4,0	-	"
	57	9,27	"	30	2	4,0	-	"
	58	10,50	"	35	3	19,0	-	"
	59	12,59	"	40	3	10,5	-	"
	60	14,85	"	45	3	4,0	-	"
	61	10,37	"	30	2	4,0	-	"
	11	62	10,96	Café	35	3	19,0	260
63		10,39	Tabaco	30	2	4,0	-	"
64		10,32	Café	35	3	19,0	-	"
65		8,97	"	30	2	4,0	-	"
66		11,93	"	35	3	19,0	-	"
67		10,99	Tabaco	35	3	19,0	-	"
68		10,01	Café	30	2	4,0	-	"
69		8,68	"	30	2	4,0	-	"
12		70	9,59	Tabaco	30	2	4,0	330
	71	5,13	Café	15	1	4,0	-	"
	72	10,09	"	30	2	4,0	-	"
	73	12,34	"	40	3	10,5	-	"
	74	9,22	"	30	2	4,0	-	"
	74A	7,91	"	20	2	24,5	-	"
	75	9,45	"	30	2	4,0	-	"
	84	11,70	"	35	3	19,0	-	"
	85	10,81	"	35	3	19,0	-	"
	86	11,05	"	35	3	19,0	-	"
87	8,84	"	30	2	4,0	-	"	

Tabla 5.3. Distribución del agua desde el canal D-2
(En detalle y por parcelas de las etapas
I y II). (Continuación).

Etapa N°	Parcela N°	Superficie de riego ha	Cultivo	Gasto en l/s	Posible n° de sifones	Pérdida en el canal cm	Gasto en la toma l/s	Días de riego
13	76	11,05	Caña	35	3	18,0	250	lun. a vier.
	77	9,27	"	30	2	4,0	-	"
	78	9,15	"	30	2	4,0	-	"
	79	9,70	Yerba	30	2	4,0	-	"
	80	10,79	Caña	35	3	18,0	-	"
	81	9,22	"	30	2	4,0	-	"
	82	10,69	"	30	2	4,0	-	"
	83	9,22	"	30	2	4,0	-	"
14	92	10,96	Caña	40	3	10,5	370	sáb. a mier.
	93	12,10	"	40	3	10,5	-	"
	94	12,03	"	40	3	10,5	-	"
	95	10,30	"	40	3	10,5	-	"
	96	-	"	-	-	-	-	"
	97	11,33	"	40	3	10,5	-	"
	98	12,24	"	40	3	10,5	-	"
	99	15,11	"	45	3	4,0	-	"
	105	14,98	"	45	3	4,0	-	"
	106	12,74	"	40	3	10,5	-	"
15	88	13,79	Caña	40	3	10,5	350	lun. a vier.
	89	12,19	"	40	3	10,5	-	"
	90	14,64	"	45	3	4,0	-	"
	91	15,13	"	45	3	4,0	-	"
	110	15,35	"	45	3	4,0	-	"
	111	14,29	"	45	3	4,0	-	"
	112	12,92	"	40	3	10,5	-	"
	113	21,41	"	50	4	10,5	-	"
16	100	-	-	-	-	-	100	continuo
	101	-	-	-	-	-	-	"
	102	-	-	-	-	-	-	"
	103	-	-	-	-	-	-	"
	104	14,05	Arroz	20	2	24,5	-	"
	107	20,29	"	30	2	4,0	-	"
	108	20,06	"	30	2	24,5	-	"
	109	13,44	"	20	2	24,5	-	"
17	122	11,71	Caña	40	3	10,5	270	sáb. a mier.
	123	12,74	"	40	3	10,5	-	"
	124	16,20	"	50	4	14,5	-	"
	125	12,00	"	40	3	10,5	-	"
	126	9,94	"	30	2	4,0	-	"
	127	12,87	"	40	3	10,5	-	"
	128	9,70	"	30	2	4,0	-	"

Tabla 5.3. Distribución del agua desde el canal D-2
(En detalle y por parcelas de las etapas
I y II) (Continuación).

Toma N°	Parcela N°	Superficie de riego ha	Cultivo	Gasto en l/s	Posible n° de sifones	Perde libre en el canal c/s	Gasto en la toma l/s	Días de riego sab. a vier.
18	114	17,12	Arroz	30	2	4,0	120	sab. a vier.
	115	13,86	*	20	2	24,5	-	*
	116	11,82	*	20	2	24,5	-	*
	117	12,09	*	20	2	24,5	-	*
	118	-	-	-	-	-	-	*
	119	-	-	-	-	-	-	*
	120	11,27	Arroz	15	1	4,0	-	*
	121	11,60	*	15	1	4,0	-	*
19	129	18,49	Arroz	30	2	4,0	250	sab. a vier.
	130	14,22	*	20	2	24,5	-	*
	131	11,09	*	20	2	24,5	-	*
	132	12,65	*	20	2	24,5	-	*
	133	13,82	*	20	2	24,5	-	*
	134	14,14	*	20	2	24,5	-	*
	135	9,45	*	15	1	4,0	-	*
	136	5,47	*	8	1	-	-	*
	137	4,14	*	7	1	-	-	*
	138	18,70	*	30	2	4,0	-	*
	139	17,37	*	30	2	4,0	-	*
140	20,29	*	30	2	4,0	-	*	
20	141	16,44	Arroz	20	2	24,5	220	sab. a vier.
	142	13,77	*	20	2	24,5	-	*
	143	15,14	*	20	2	24,5	-	*
	144	14,29	*	20	2	24,5	-	*
	145	17,09	*	25	2	14,5	-	*
	146	25,06	*	50	4	18,5	-	*
	147	10,26	*	15	1	4,0	-	*
	148	13,58	*	20	2	24,5	-	*
	149	17,60	*	30	2	4,0	-	*

Nota: al tanto el número de sifones como los valores de borde libre se usará solamente en aquellos casos de toma directa desde los canales elevados y por medio de sifones.

b) En cuanto a los días de riego se tiene por ejemplo: martes a sábado quiere decir que se debe regar de martes a sábado inclusivos.

e.- Al primer grupo de tomas se le asignó inicio del riego el día uno, por cinco días consecutivos, correspondiente al tiempo de entrega. Al segundo grupo el día dos, e igualmente por cinco días consecutivos. Así se continuó la asignación hasta agotar los siete grupos.

f.- La suma de los gastos de las tomas en el cuadro, a las cuales les toca entregar en uno de los días, es aproximadamente igual a:

$$Q_{\text{total}} = \sum_{i=1}^k Q_i \quad (1)$$

$$Q_i = \frac{\left(\sum_{j=1}^n q_j \right) T_{ei}}{I_{ri}} \quad (2)$$

Q_{total} : Gasto total a suministrar a las tomas desde el canal en determinado día.

K : Número de tipos de cultivos con diferentes intervalos de riego y tiempos de entrega

Q_i : Gasto a suministrar a las tomas para un tipo de cultivo en el día determinado.

q_j : Gasto a suministrar a una toma para regar el cultivo i .

I_{ri} : Intervalo de riego para el cultivo i

T_{ei} : Tiempo de entrega, dentro del intervalo, para el cultivo i .

n : Número de tomas suministrando agua al cultivo i .

APENDICE Nº 6

GASTOS MINIMOS AFORADOS POR CICLO EN EL RIO GUANARE,
AGUAS ARRIBA DE LA OBRA DE CAPTACION, Y MENORES A LA
CAPACIDAD DE DERIVACION DEL SISTEMA DE RIEGO, 10 m³/s

www.bdigital.ula.ve

Tabla 6.1. Gastos mínimos aforados por ciclo en el río Guanare
(menores a la capacidad de derivación del sistema de
riego, 10 m³/s.).

Fecha	Q (m ³ /s)	Fecha	Q (m ³ /s)
09-01-59	9,957	14-03-67	6,875
22-01-59	8,026	17-03-67	7,921
11-02-59	6,062	21-03-67	6,608
25-02-59	5,664	28-03-67	6,354
10-03-59	4,899	31-03-67	7,421
24-03-59	6,418	04-04-67	7,951
08-04-59	9,747	07-04-67	6,728
10-02-60	8,799	13-02-68	9,262
27-02-60	7,003	14-02-68	8,391
08-03-60	5,021	16-02-68	8,547
22-03-60	4,464 (mínimo)	20-02-68	8,536
21-04-61	8,092	21-02-68	8,381
09-05-61	7,749	24-02-68	7,631
08-02-62	9,370	02-03-68	6,803
22-02-62	6,255	05-03-68	6,396
07-03-62	8,692	07-03-68	7,147
13-03-62	10,400	12-03-68	6,848
11-04-62	5,494	19-03-68	6,082
14-02-63	7,480	23-03-68	6,380
año 64	s/i	25-03-68	5,515
año 65	s/i	27-03-68	7,673
24-02-66	8,603	14-02-69	7,504
28-02-66	9,335	20-02-69	8,697
01-03-66	8,327	18-03-70	9,478
02-03-66	7,954	23-03-70	8,135
04-03-66	8,164	año 71	s/i
07-03-66	7,095	año 72 gastos superiores a 10 m ³ /s	
08-03-66	7,471	20-02-73	8,505
09-03-66	7,257	27-03-73	8,053
10-03-66	6,928	05-03-73	8,189
11-03-66	6,592	27-03-73	9,919
12-03-66	6,776	03-04-73	9,578
15-03-66	6,505	10-04-73	7,807
18-03-66	6,583	17-04-73	7,399
17-03-66	6,222	02-02-74	9,896
21-03-66	6,127	08-02-74	9,082
22-03-66	6,217	13-02-74	9,577
28-02-67	6,453	23-02-74	8,547
03-03-67	8,335	09-03-74	9,361
07-03-67	7,705	23-03-74	8,583
10-03-67	7,121	30-03-74	8,139
		05-04-74	6,721

Tabla 6.1. Gastos mínimos aforados por ciclo en el río Guanare (menores a la capacidad de derivación del sistema de riego, 10 m³/s). (Continuación).

Fecha	Q (m ³ /s)
07-02-75	9,978
14-02-75	6,673
22-02-75	6,948
14-02-76	6,424
20-02-76	8,122

s/i : Sin información

Sitio de aforo: Puente Coromoto

Fuente original: Archivos Sistema de Riego Guanare

www.bdigital.ula.ve

APENDICE Nº 7

TABLAS Y FIGURAS RESULTADOS DE LAS CALIBRACIONES
DE 8 TOMAS DE DOBLE COMPUERTA DEL CANAL PRINCIPAL

www.bdigital.ula.ve

Tabla 7.1 Gastos y coeficientes de descarga ajustados de la toma N° 3. Compuerta: ancho: 12" (0,305m)

Abertura b	h	Q Medido m ³ /s	Cd calculado	Q Ajustado m ³ /s	Cd Ajustado
0,05	0,06	0,007	0,424	0,007	0,423
0,10	0,06	0,019	0,575	0,019	0,574
0,15	0,06	0,031	0,625	0,031	0,625
0,20	0,06	0,041	0,620	0,043	0,650
0,25	0,06	0,057	0,690	0,056	0,677
0,30	0,06	0,068	0,686	0,069	0,685

Ecuación:

$$Q = C_d a b (2gh)^{3/2}$$

Q: Gasto sección

Cd: Coeficiente de descarga

a: Ancho de la compuerta

b: Abertura

h: Diferencia en lecturas de miras

Calculos:

Ajuste de gasto

$$Q = a_0 + a_1 + b$$

$$a_0 = -0,006$$

$$a_1 = 0,245$$

$$r^{0,05} = 0,998$$

$$Q = -0,006 + 0,245 b$$

$$n = 6$$

Tabla 7.2. Gastos y coeficientes de descargas ajustados a la toma N^o 21. Compuerta: ancho: 12" (0,3048 m)

Abertura b	h	Q Medido m ³ /s	Cd calculado	Q Ajustado m ³ /s	Cd Ajustado
0,05	0,06	0,009	0,545	0,007	0,423
0,10	0,06	0,019	0,545	0,016	0,544
0,15	0,06	0,027	0,545	0,022	0,596
0,20	0,06	0,036	0,545	0,029	0,599
0,25	0,06	0,053	0,641	0,050	0,608
0,30	0,06	0,061	0,615	0,061	0,613

Ecuaciones:

$$Q = C_d a b \sqrt{2gh}^{3/2}$$

Q: Gasto medio

Cd: Coeficiente de descarga

a: Ancho de la compuerta

b: Abertura

h: Diferencia en lecturas de aguas

Cálculos:

Ajuste de gasto

$$Q = Q_0 + \Delta Q$$

$$Q_0 = 0,009$$

$$\Delta Q = 0,002$$

$$Q = 0,011$$

$$Q = 0,009 + 0,002$$

$$Q = 0$$

Tabla 7.3. Gastos y coeficientes de descargas ajustados de la toma N° 35 del canal principal.

Compuerta: Ancho: 12" (0,3048 m).

Abertura b	h	Q Medido m ³ /s	Cd calculado	Q Ajustado m ³ /s	Cd Ajustado
0,05	0,06	0,009	0,545	0,009	0,544
0,10	0,06	0,019	0,575	0,020	0,605
0,15	0,06	0,034	0,696	0,032	0,645
0,20	0,06	0,042	0,635	0,044	0,665
0,25	0,06	0,059	0,714	0,056	0,677
0,30	0,06	0,066	0,666	0,068	0,695

Ecuación:

$$Q = C_d a b (2gh)^{3/2}$$

Q: Gasto medido

Cd: Coeficiente de descarga

a: Ancho de la compuerta

b: Abertura

h: Diferencia en lecturas de miras

Cálculos:

Ajuste de gasto

$$Q = a_0 + a_1 b$$

$$a_0 = -0,003$$

$$a_1 = 0,236$$

$$r^2 = 0,995$$

$$Q = -0,003 + 0,236 b$$

$$n = b$$

Tabla 7.4. Gastos y coeficientes de descargas ajustados de la toma N° 38 del canal principal.

Compuerta: ancho: 12" (0,3048 m)

Abertura	h	Q	Cd	Q	Cd
m	m	Medios m ³ /s	calculado	Ajustado m ³ /s	Ajustado
0,05	0,05	0,010	0,508	0,009	0,514
0,10	0,06	0,020	0,505	0,019	0,525
0,15	0,06	0,030	0,503	0,027	0,535
0,20	0,06	0,040	0,502	0,036	0,540
0,25	0,06	0,050	0,501	0,045	0,545
0,30	0,06	0,060	0,500	0,054	0,548

www.bdigital.ula.ve

Ecuaciones:

$$Q = C_d a b \sqrt{2gh}^{3/2}$$

Q: Gasto medio

Cd: Coeficiente de descarga

a: Ancho de la compuerta

b: Abertura

h: Diferencia en lecturas de tiras

Cálculos:

Ajuste de gasto

$$Q = Q_0 + \Delta Q$$

$$\Delta Q = -0,003$$

$$\Delta Q = 0,241$$

$$r = 0,494$$

$$Q = -0,003 + 0,241 b$$

$$Q = Q_0$$

Tabla 7.5. Gastos y coeficientes de descarga medios, diferencias de gasto con la media y coeficiente de variación de tomas de 12".

Abertura toma a	\bar{Q} Medio m ³ /s	\bar{C}_d Medio	Diferencias de gastos con la media m ³ /s				CV
			toma 3	toma 21	toma 35	toma 39	

0,05	0,008	0,466	+0,001	+0,001	-0,001	-0,001	0,125
0,10	0,020	0,596	+0,001	+0,002	0,000	-0,001	0,061
0,15	0,031	0,627	0,000	+0,002	-0,001	-0,002	0,048
0,20	0,043	0,647	0,000	+0,004	-0,001	-0,002	0,053
0,25	0,055	0,659	-0,001	+0,005	-0,001	-0,002	0,051
0,30	0,066	0,667	-0,002	+0,005	-0,002	-0,003	0,049
						CV	0,054

Cálculos:

$$Q = a_m + a_1 b$$

$$a_m = -0,004$$

$$a_1 = 0,234$$

$$r^{**} = 0,990$$

$$h = 24$$

^

$$Q = -0,004 + 0,234 b$$

CV: Coeficiente de variación

\bar{C}_d : Coeficiente de variación medio

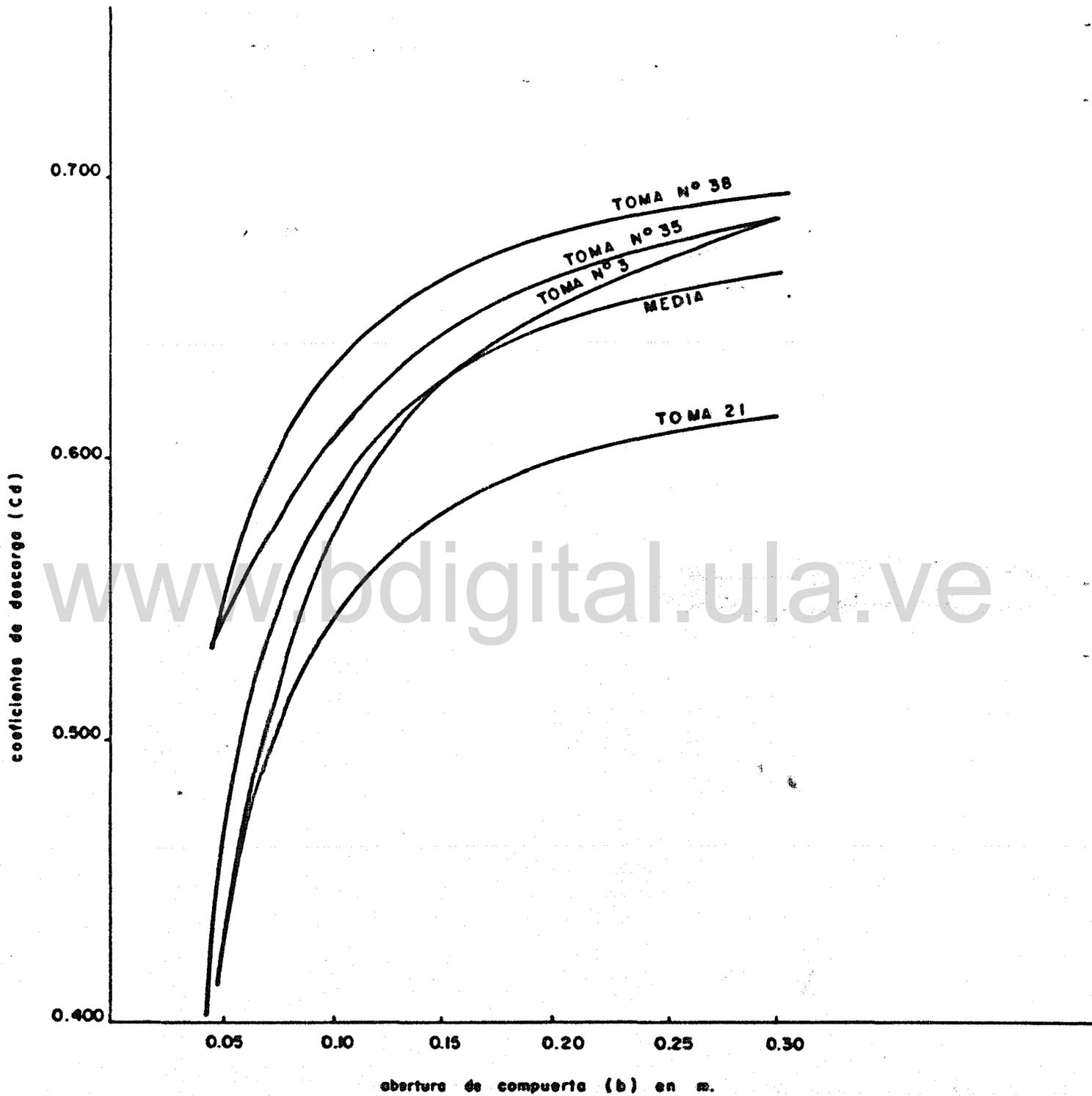


Figura 7.1. Coeficiente de descarga, C_d , contra abertura de compuerta, b , para las tomas 3, 21, 35 y 38 del canal principal.

Tabla 7.6. Gastos y coeficientes de descarga ajustadas de la toma N^o 12 del canal principal
Ancho: 15" (0,381 m)

Abertura m	h m	Q Medido m ³ /s	Cd calculado	Q Ajustado m ³ /s	Cd Ajustado
0,05	0,06	0,008	0,387	-	-
0,10	0,06	0,020	0,484	0,018	0,436
0,15	0,06	0,032	0,516	0,037	0,597
0,20	0,06	0,049	0,593	0,056	0,678
0,25	0,06	0,070	0,678	0,075	0,726
0,30	0,06	0,093	0,750	0,093	0,750
0,35	0,06	0,112	0,774	0,112	0,774
0,40	0,06	0,138	0,835	0,131	0,793

Ecuación:

$$Q = Cd a b (2gh)^{3/2}$$

Q: Gasto medio

Cd: Coeficiente de descarga

a: Ancho de la compuerta

b: Abertura

h: Diferencia en lecturas de miras

Cálculos:

Ajuste de gastos

$$Q = a_0 + a_1 x$$

$$a_0 = -0,019$$

$$a_1 = 0,375$$

$$r^{**} = 0,992$$

$$Q = -0,019 + 0,375 b$$

$$n = 8$$

Tabla 7.7. Gastos y coeficientes de descargas ajustados de la toma N° 13 del canal principal

Ancho: 15" (0,381 m)

Abertura	h	Q Medido m ³ /s	Cd calculado	Q Ajustado m ³ /s	Cd Ajustado
0,050	0,05	0,0065	0,315	0,008	0,387
0,075	0,05	0,0162	0,523	0,015	0,516
0,100	0,05	0,0232	0,562	0,024	0,581
0,125	0,06	0,0310	0,600	0,032	0,620
0,150	0,06	0,0396	0,639	0,039	0,629
0,175	0,06	0,0521	0,721	0,047	0,650
0,200	0,06	0,0553	0,669	0,055	0,666
0,225	0,06	0,0621	0,668	0,063	0,678
0,250	0,06	0,0692	0,670	0,070	0,678
0,275	0,06	0,0724	0,672	0,078	0,686
0,300	0,06	-	-	0,086	0,694
0,350	0,06	-	-	0,102	0,702
0,400	0,06	-	-	0,117	0,708

Ecuación:

$$Q = C_d a b (2gh)^{1/2}$$

Q: Gasto medio

Cd: Coeficiente de descarga

a: Ancho de la compuerta

b: Abertura

h: Diferencia en lecturas de miras

Calculos:

Ajuste de gastos

$$Q = a_0 + a_1 b$$

$$a_0 = -0,007$$

$$a_1 = 0,310$$

$$r^2 = 0,996$$

$$Q = -0,007 + 0,310 b$$

$$n = 10$$

Tabla 7.8. Gastos y coeficientes de descargas ajustados de la toma N° 23 del canal principal

Ancho: 15" (0,381 m)

Abertura a	h	Q Medido m ³ /s	Cd calculado	Q Ajustado m ³ /s	Cd Ajustado
0,10	0,06	0,015	0,363	0,014	0,339
0,15	0,06	0,033	0,613	0,035	0,565
0,20	0,06	0,058	0,702	0,055	0,666
0,25	0,06	0,078	0,755	0,075	0,726
0,30	0,06	0,092	0,742	0,096	0,774
0,35	0,06	0,110	0,761	0,116	0,802
0,40	0,06	0,142	0,859	0,136	0,823

Ecuacion:

$$Q = C_d a b (2gh)^{3/2}$$

Q: Gasto medio

Cd: Coeficiente de descarga

a: Ancho de la compuerta

b: Abertura

h: Diferencia en lecturas de miras

Cálculos:

Ajuste de gasto

$$Q = b_0 + b_1 b$$

$$a_0 = -0,026$$

$$a_1 = 0,406$$

$$r^2 = 0,996$$

$$Q = -0,026 + 0,406 b$$

$$n = 7$$

Tabla 7.9. Gastos y coeficientes de descarga medios, diferencias de gastos con la media y coeficientes de variación de tomas de 15"

Abertura toma e	Q Medio m ³ /s	Ed Medio	Diferencias de gastos con la media, m ³ /s			CV
			toma 12	toma 13	toma 33	
0,10	0,020	0,482	+0,002	-0,004	+0,016	0,216
0,15	0,038	0,619	+0,001	-0,001	+0,003	0,050
0,20	0,057	0,687	+0,001	+0,002	+0,002	0,050
0,25	0,075	0,729	0,000	+0,005	0,000	0,038
0,30	0,094	0,756	+0,001	+0,005	-0,002	0,051
0,35	0,112	0,776	0,000	+0,010	-0,014	0,054
0,40	0,131	0,782	0,000	+0,014	-0,005	0,056
					CV	0,038

Cálculos:

$$Q = a_0 + a_1 \cdot b$$

$$a_0 = -0,017$$

$$a_1 = 0,349$$

$$r^{**} = 0,951$$

$$n = 25$$

$$Q = -0,017 + 0,349 \cdot b$$

CV: Coeficiente de variación

CV: Coeficiente de variación medio

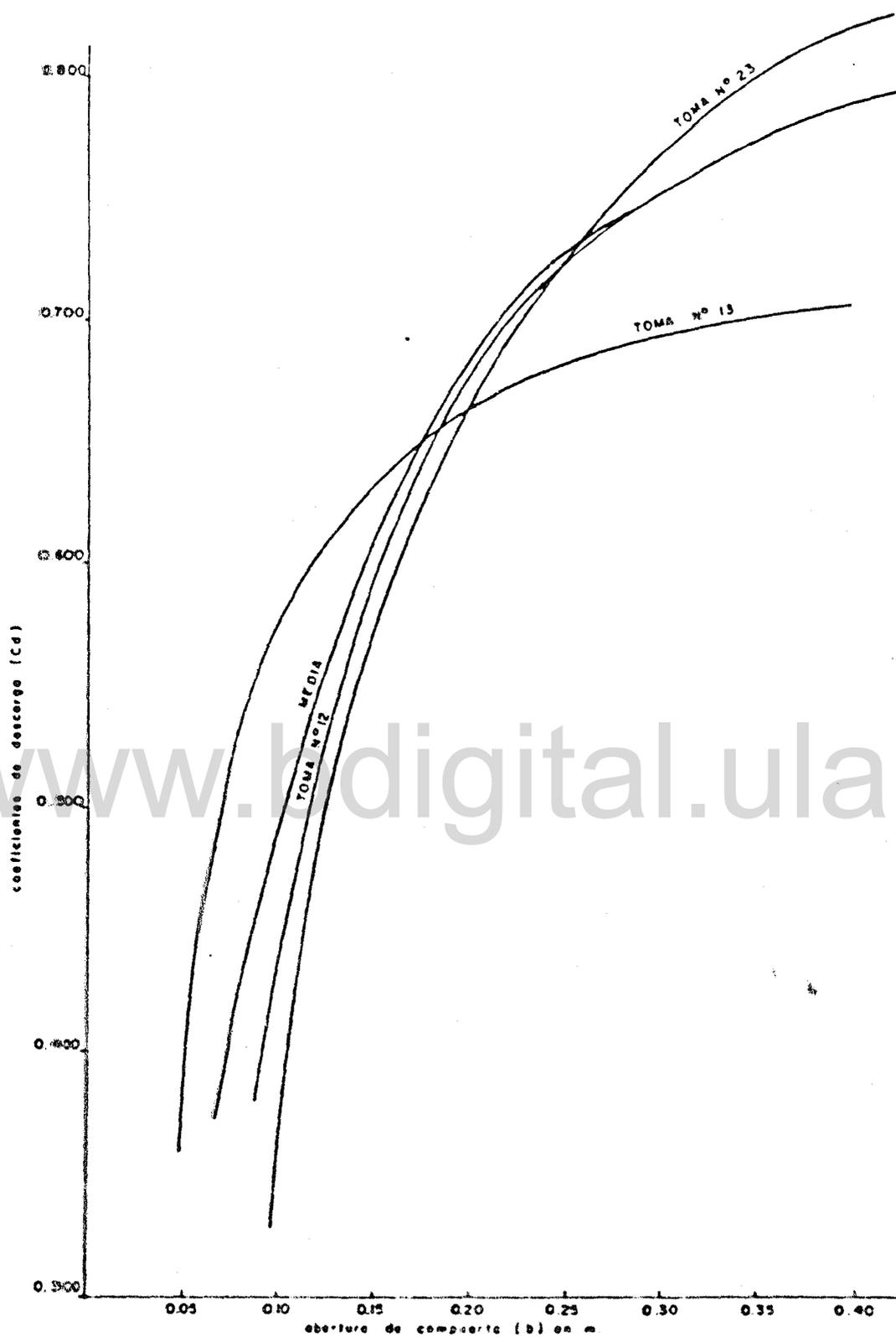


Figura 7.2. Coeficientes de descarga, C_d , contra abertura de compuertas, b , para las tomas 12, 13 y 23 del canal principal.

Tabla 7.10. Gastos y coeficientes de descarga ajustados de la toma D-1 del canal principal
Ancho de la compuerta 2 x 71"
(2 x 1,83).

Apertura	h	Q Medido	Cd Calculado	Q ajustado	Cd ajustado
m	m	m ³ /s		m ³ /s	
0,050	0,04	0,078	0,353	0,068	0,444
0,100	0,04	0,116	0,277	0,194	0,487
0,150	0,04	0,150	0,320	0,300	0,504
0,175	0,04	0,303	0,434	0,353	0,509
0,200	0,04	0,399	0,503	0,406	0,512
0,250	0,04	0,557	0,561	0,512	0,516
0,300	0,04	0,657	0,545	0,617	0,518
0,325	0,04	0,712	0,552	0,670	0,520
0,350	0,04	0,774	0,557	0,723	0,521
0,400	0,04	0,858	0,540	0,829	0,522
0,450	0,04	0,945	0,529	0,935	0,524
0,475	0,04	1,058	0,541	0,989	0,524
0,500	0,04	1,175	0,572	1,041	0,525
0,525	0,04	1,272	0,610	1,094	0,525
0,550	0,04	0,078	0,353	0,068	0,444
0,075	0,04	0,097	0,376	0,141	0,474
0,100	0,04	0,145	0,414	0,194	0,489
0,125	0,04	0,231	0,464	0,247	0,499
0,150	0,04	0,316	0,514	0,300	0,504
0,175	0,04	0,382	0,550	0,353	0,509
0,200	0,04	0,472	0,544	0,406	0,512
0,225	0,04	0,484	0,542	0,459	0,514
0,250	0,04	0,557	0,561	0,512	0,516
0,275	0,04	0,613	0,562	0,565	0,518
0,300	0,04	0,712	0,578	0,617	0,518
0,325	0,04	0,732	0,568	0,670	0,520
0,350	0,04	0,774	0,558	0,723	0,521
0,375	0,04	0,794	0,534	0,775	0,521
0,400	0,04	0,815	0,513	0,829	0,522
0,425	0,04	0,837	0,494	0,882	0,523
0,450	0,04	0,879	0,492	0,935	0,524
0,475	0,04	0,901	0,478	0,989	0,524
0,500	0,04	0,923	0,465	1,041	0,525
0,525	0,04	0,967	0,464	1,094	0,525
0,550	0,04	1,012	0,464	1,147	0,526
0,575	0,04	1,104	0,484	1,200	0,526
0,600	0,04	1,272	0,534	1,253	0,526

Ecuaciones:

Cd : Coeficiente de descarga

b : Diferencia de lectura de miras

$Q = Cd a b \sqrt{2gh}^{3/2}$

a : Ancho de compuerta

Cálculos:

$\hat{Q} = a_0 + a_1 b$

$r^{**} = 0,979$

$a_0 = -0,019$

$\hat{Q} = -0,118 + 2,118 b$

Q : Gasto medio

b : abertura

$a_1 = 2,118$

$n = 37$

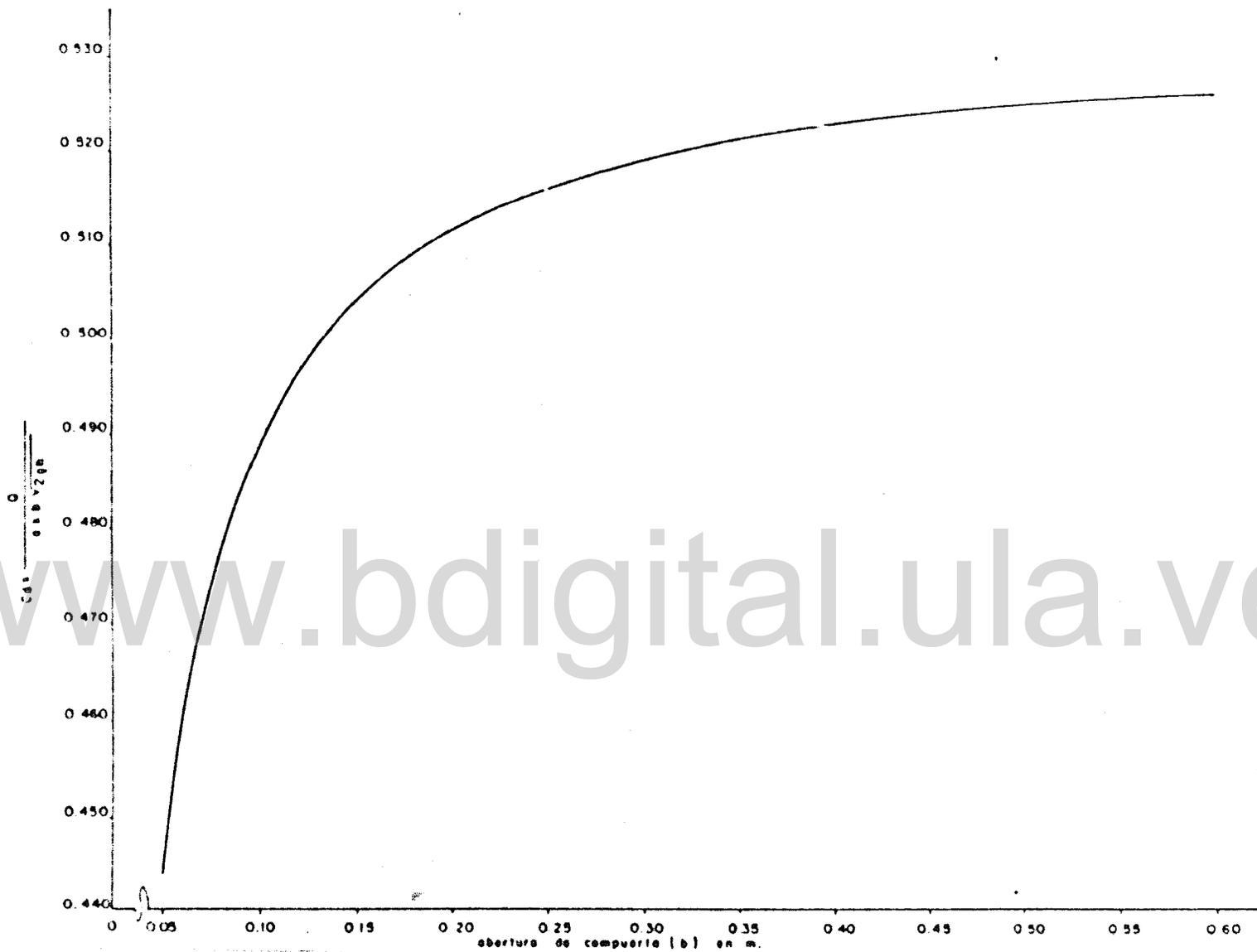


Figura 7.3. Coeficientes de descarga, C_d , contra abertura de compuerta para la toma D-1 del canal principal.

www.bdigital.ula.ve

APENDICE N° 8

TABLAS Y FIGURAS RESULTADOS DEL PROCESAMIENTO DE
DATOS PARA EL TIEMPO DE AVANCE DEL AGUA EN LOS CANALES

www.bdigital.ula.ve

Tabla 8.1. Avance del agua en el canal principal
Prueba N° 1. Resultados.

Retención	Progresiva	Llega la ola			Nivel de operación			Otros
		Hora medida	Hora ajustada	Tiempo acumulado	Hora medida	Hora ajustada	Tiempo acumulado	
1	1 + 442	9:05	9:07	0:19	10:20	10:46	1:42	Canal: Principal
2	2 + 771	9:22	9:19	0:25	11:14	11:45	3:14	
3	3 + 009	9:26	9:22	0:38	-	12:04	3:30	Hora apertura
4	4 + 475	9:29	9:28	0:44	-	12:33	4:05	derivadora: 9:50
5	5 + 559	9:30	9:30	0:46	-	12:46	4:12	
6	6 + 972	9:37	9:33	0:49	12:42	13:18	4:27	Estos: 2250 l/s
7	7 + 904	9:35	9:34	0:50	13:05	13:57	4:33	
8	8 + 612	9:37	9:35	0:51	-	13:15	4:41	Isantes: 1,29 e
9	9 + 494	9:40	9:41	0:57	-	13:48	5:14	
10	10 + 635	9:42	9:43	0:55	14:00	13:55	5:25	Apertura de
11	11 + 172	9:44	9:49	1:05	15:07	14:33	5:59	retenciones: 0,30 e
12	12 + 242	9:48	9:51	1:07	-	14:40	6:06	
13	13 + 442	9:52	9:54	1:10	-	14:55	6:21	Suplemento de
14	14 + 011	9:59	10:01	1:17	-	15:35	7:01	retenciones: ninguna
15	15 + 242	10:07	10:04	1:20	-	15:50	7:19	
16	16 + 652	10:10	10:10	1:26	-	16:20	7:45	Ecuación de avance de olas:
17	17 + 921	10:13	10:13	1:29	-	16:35	8:05	$od = B,727; al = 0,00215;$
18	18 + 172	10:15	10:15	1:31	-	16:51	8:19	$r = 0,994; T = B,727 + 0,000215 B$
19	19 + 343	10:18	10:19	1:34	-	17:06	8:24	
20	20 + 699	10:22	10:23	1:39	-	17:33	8:59	Ecuación de avance del nivel de
21	21 + 048	10:24	10:27	1:43	16:09	17:59	9:25	operación:
22	22 + 229	10:32	10:30	1:46	-	18:11	9:37	$od = B,56; al = 0,001167$
23	23 + 720	10:45	10:34	1:52	-	18:45	10:11	$r = 0,994$
Aliviadero								$T = B,56 + 0,001167 B$
final	9 + 856		10:51	2:07	-	20:07	11:33	k

$T = \text{Tiempo en horas (decimal)}$
 $B = \text{Distancia desde la toma principal en m}$

Sin entrega en las tomas, a canal seco.

8 Ajuste lineal.

Tiempo: horas y minutos.

Tabla 8.2. Avance del agua en el canal principal
Prueba N° 2. Resultados.

Retención	Progresiva	Llega la ola			Nivel de operación			Otros
		Hora medida	Hora ajustada	Tiempo acumulado	Hora medida	Hora ajustada	Tiempo acumulado	
1	1 + 417	11:39	11:37	0:13	-	12:22	0:43	
2	2 + 721	11:47	11:45	0:25	-	13:00	1:01	
3	3 + 999	11:50	11:51	0:27	-	13:07	1:08	Hora apertura derivadora: 11:29
4	3 + 455	11:53	11:55	0:31	13:22	13:21	1:42	
5	3 + 559	11:55	11:56	0:32	13:43	13:24	1:45	
6	3 + 827	11:58	11:59	0:34	-	13:31	1:52	Gasto: 0,50 l/s
7	3 + 904	12:00	11:59	0:35	-	13:33	1:54	
8	4 + 012	12:03	12:00	0:36	-	13:36	1:57	Tirante: 1,55 m
9	4 + 464	12:06	12:05	0:41	-	13:50	2:11	
10	4 + 433	12:06	12:04	0:42	-	13:55	2:16	Abertura de retenciones: 0,30 m
11	5 + 122	12:02	12:10	0:46	-	14:09	2:30	
12	5 + 262	12:05	12:12	0:49	-	14:13	2:34	
13	5 + 442	12:19	12:13	0:49	-	14:18	2:39	Suplemento de retenciones: ninguno
14	6 + 011	12:21	12:19	0:55	14:54	14:35	2:56	
15	6 + 252	-	12:21	0:57	-	14:42	3:03	
16	6 + 632	12:22	12:25	1:01	-	14:54	3:15	Ecuación de avance de ola:
17	6 + 921	12:23	12:27	1:03	15:28	15:01	3:27	$an = 11,4\%$; $a1 = 0,000154$
18	7 + 127	12:24	12:29	1:05	-	15:07	3:29	$r = 0,954$;
19	7 + 343	12:26	12:31	1:07	-	15:13	3:34	$T = 11,40 + 0,000154 B$
20	7 + 639	12:31	12:34	1:10	-	15:24	3:45	
21	8 + 049	12:35	12:36	1:14	-	15:35	3:56	Ecuación de avance del nivel de operación:
22	8 + 229	12:37	12:39	1:15	15:45	15:39	4:09	$an = 11,66\%$; $a1 = 0,000484$;
23	8 + 720	12:50	12:44	1:20	-	15:54	4:15	$r = 0,975$;
Aliviadero final	9 + 894	13:06	12:54	1:30	-	16:29	4:49	$T = 11,66 + 0,000484 B$

Y = tiempo en horas (decimal)
B = distancia desde la toza principal en m

Sin entrega en las tozas, a canal seco.

B Ajuste lineal.

Tiempo: horas y minutos.

Tabla 8.3. Avance del agua en el canal principal
 Prueba N° 3. Resultados.

Retención	Progresiva	Llega la ola			Nivel de operación			Otros
		Hora medida	Hora ajustada	Tiempo acumulado	Hora medida	Hora ajustada	Tiempo acumulado	
1	1 + 462	9:02	9:00	0:16	-	9:25	0:34	
2	2 + 771	9:15	9:16	0:22	-	9:54	1:05	
3	3 + 009	9:19	9:19	0:34	-	10:02	1:11	Hora apertura derivadora: 8:50
4	3 + 495	9:21	9:24	0:40	-	10:13	1:27	
5	3 + 598	9:23	9:25	0:41	-	10:16	1:25	
6	3 + 827	9:26	9:26	0:44	-	10:21	1:30	Gasto: 5929 lvs
7	3 + 904	9:28	9:29	0:45	-	10:23	1:32	
8	4 + 012	9:30	9:30	0:46	-	10:25	1:29	Tirante: 1,80 m
9	4 + 494	9:35	9:34	0:52	-	10:37	1:46	
10	4 + 639	9:37	9:38	0:54	-	10:40	1:49	Abertura de retenciones: 0,30 m
11	5 + 122	9:41	9:43	0:59	-	10:52	2:01	
12	5 + 262	9:45	9:45	1:01	11:00	10:55	1:34	
13	5 + 442	9:47	9:47	1:03	-	10:59	2:00	Suplemento de retenciones: ninguno
14	6 + 011	9:55	9:54	1:10	-	11:13	2:22	
15	6 + 262	-	9:57	1:13	-	11:19	2:28	
16	6 + 672	10:04	10:02	1:16	-	11:25	2:36	Ecuación de avance de ola: $a_0 = 8,73$; $a_1 = 0,000195$
17	6 + 921	10:06	10:04	1:20	-	11:34	2:45	$r = 0,993$; $T = 8,73 + 0,000195 B$
18	7 + 122	10:08	10:07	1:23	-	11:39	2:48	
19	7 + 343	10:10	10:09	1:25	-	11:44	2:53	
20	7 + 699	10:15	10:13	1:29	11:50	11:52	3:01	Ecuación de avance del nivel de operación: $a_0 = 8,65$; $a_1 = 0,000393$; $r = 0,999$
21	9 + 046	10:19	10:16	1:34	-	12:01	3:10	$T = 8,65 + 0,000393 B$
22	9 + 279	10:20	10:20	1:36	-	12:05	3:14	
23	9 + 720	-	10:25	1:41	-	12:17	3:26	
Derivadora final	9 + 896	-	10:39	1:55	-	12:44	3:53	

(* Tiempo en horas (decimal)
 B = Distancia desde la toza principal en m

Sin entrega en las tozas, a canal seco.

Ajuste lineal.

Tiempo: horas y minutos.

Tabla 8.4. Avance del agua en el canal principal
Prueba N° 4. Resultados.

Retención	Progresiva	Llega la ola			Nivel de operación			Otros
		Hora medida	Hora ajustada	Tiempo acumulado	Hora medida	Hora ajustada	Tiempo acumulado	
1	1 + 462	9:44	9:45	0:15	10:15	10:08	0:23	
2	2 + 771	9:56	9:59	0:29	10:36	10:30	0:45	
3	3 + 993	10:00	10:01	0:31	-	10:34	0:47	Hora apertura derivadora: 9:19
4	3 + 495	10:04	10:06	0:36	-	10:42	0:52	
5	3 + 579	10:06	10:07	0:37	-	10:43	0:53	
6	3 + 272	10:08	10:09	0:39	-	10:47	1:02	Gastos: 7625 l/s
7	3 + 904	10:10	10:10	0:40	10:46	10:49	1:04	
8	4 + 612	10:12	10:11	0:41	-	10:50	1:05	Tirantes: 1,60 m
9	4 + 494	10:14	10:16	0:46	-	10:58	1:11	
10	4 + 639	10:15	10:17	0:47	10:58	11:01	1:16	Abertura de retenciones: 0,6 m
11	5 + 172	10:20	10:22	0:52	-	11:09	2:24	
12	5 + 262	-	10:24	0:54	-	11:11	1:26	
13	5 + 447	-	10:26	0:56	-	11:14	1:29	Suplemento de retenciones: ninguno
14	6 + 911	10:36	10:31	1:01	11:24	11:27	1:39	
15	6 + 267	-	10:34	1:04	-	11:27	1:42	
16	6 + 672	-	10:39	1:09	-	11:34	1:47	Ecuación de avance de ola: $ab = 9,51 + 0,000149 B$
17	6 + 921	-	10:40	1:10	-	11:36	1:53	
18	7 + 172	10:45	10:43	1:13	11:40	11:41	1:56	$r = 0,570; T = 9,51 + 0,000149 B$
19	7 + 345	10:50	10:45	1:15	-	11:45	2:00	
20	7 + 699	-	10:49	1:19	-	11:51	2:16	Ecuación de avance del nivel de operación:
21	8 + 649	-	10:52	1:22	-	11:57	2:12	$ac = 9,75 + 0,000274 B$
22	8 + 229	-	10:54	1:24	12:01	12:00	2:15	$r = 0,971$
23	8 + 720	-	10:53	1:29	-	12:06	2:23	$T = 9,75 + 0,000274 B$
Aliviadero final	9 + 896	11:10	11:10	1:40	-	12:27	2:42	$T = \text{Tiempo en horas (decimales)}$ $B = \text{Distancia desde la toza principal en m}$

8 Fuente: Incael.

Tiempo: horas y minutos.

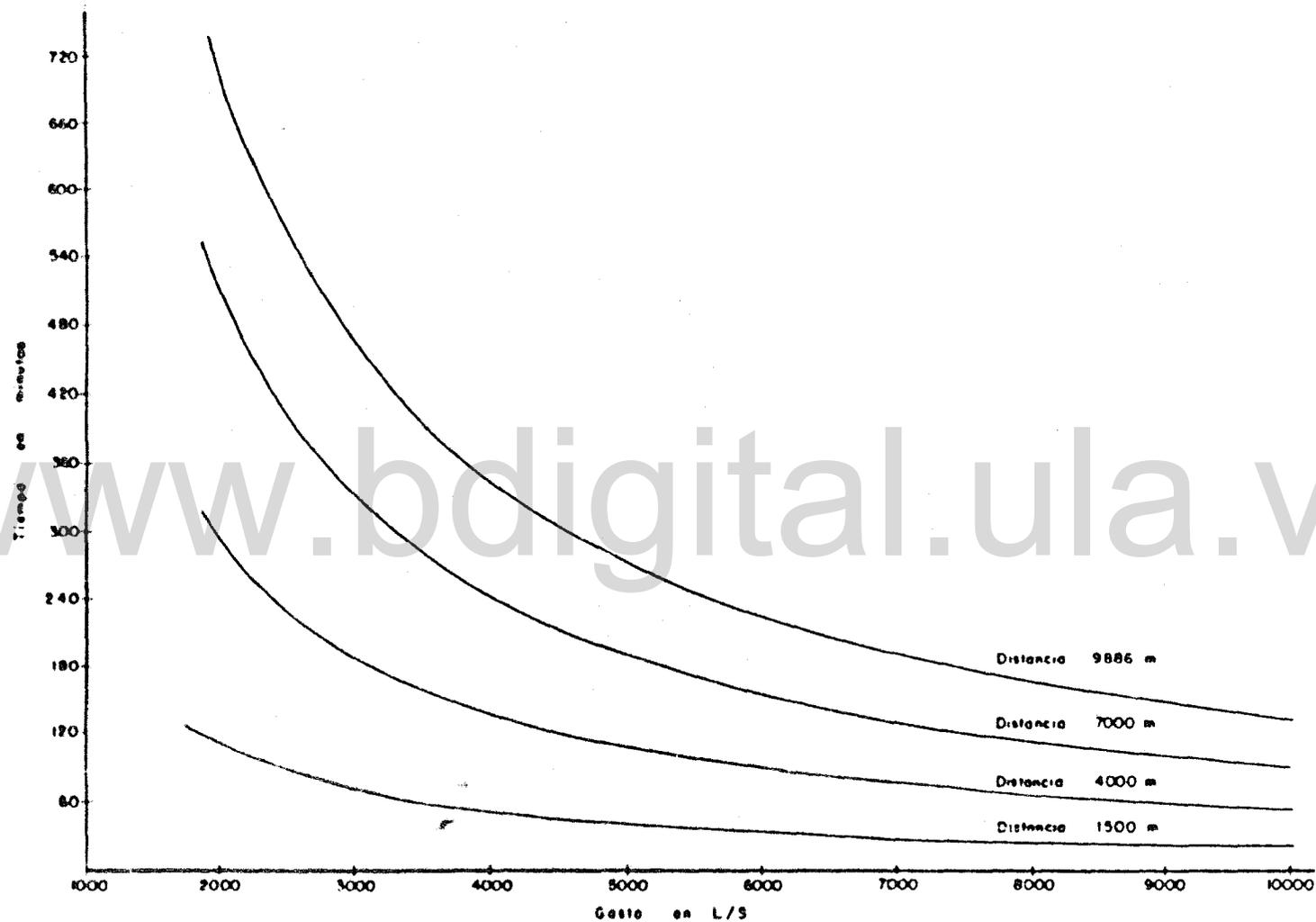


Figura 8.1. Curvas calculadas que relacionan los tiempos en alcanzar los niveles de operación en el canal principal. Para 4 distancias, sin entrega y canal seco al inicio.

Tabla 8.5. Avance del agua en el canal D-2
Prueba N° 1. Resultados.

Retención	Progresiva	Llega la ola			Nivel de operación			O t r o s
		Hora medida	Hora ajustada	Tiempo acumulado	Hora medida	Hora ajustada	Tiempo acumulado	
1	0 + 070	10:19	10:09	0:01	10:29	10:30	0:01	Hora apertura toma alimentadora
2A	0 + 839	-	-	-	-	-	-	inicio: 10:19
2B	1 + 220	10:34	10:29	0:05	10:51	10:51	0:01	estable: 10:35
3	1 + 948	10:44	10:41	0:03	11:10	11:07	0:03	
4	2 + 546	10:52	10:52	0:00	11:20	11:19	0:01	Gasto previo en el canal:
5	3 + 130	11:00	11:00	0:00	11:32	11:30	0:02	0 l/s
6	3 + 720	11:07	11:13	1:05	11:44	11:41	0:03	
7	4 + 490	11:21	11:26	1:19	11:55	11:56	1:26	Gasto de prueba: 760 l/s
8	5 + 247	11:32	11:40	1:32	12:14	12:11	1:41	
9	5 + 725	11:45	11:49	1:46	12:23	12:20	1:50	Tirante: 1.20-1.30 m
10	6 + 898	11:57	12:02	1:54	12:30	12:35	2:05	
11	7 + 077	12:06	12:12	2:04	12:36	12:46	2:16	Inicio de entrega a las tomas:
12	8 + 071	12:32	12:30	2:22	13:10	13:06	2:36	12:25
13	9 + 093	13:09	13:00	2:40	13:30	13:25	2:55	
saltojet de cola	9 + 525							Apertura de retenciones: variable

Suplemento de retenciones: 0

Ecuación de avance de ola:
 $ap_{10,13} = a_{10,000765} + r_{10,594}$
 $f = 10,13 + 0,000765 D$

Ecuación de avance del nivel de operación:
 $op_{10,47} = a_{10,000723} + r_{10,997}$
 $f = 10,47 + 0,000723 D$

f: tiempo de horas (decimal)
 B: distancia desde la toma alimentadora en m.

Tabla 8.6. Avance del agua en canal D-2
Prueba N° 2. Resultados.

Retención	Progresiva	Llega la ola			Nivel de operación			O t r o s
		Hora medida	Hora ajustada	Tiempo acumulado	Hora medida	Hora ajustada	Tiempo acumulado	
1	0 + 070	-	9:37	9:01	9:58	10:03	0:01	Hora apertura tope alimentadora
2A	0 + 839	-	-	-	-	-	-	inicio: 9:35
2B	1 + 220	10:00	9:54	0:17	10:21	10:18	0:15	estable: 10:08
3	1 + 941	10:05	10:04	0:27	10:28	10:27	0:24	
4	2 + 546	10:11	10:13	0:36	10:36	10:35	0:32	Gasto previo en el canal:
5	3 + 139	10:20	10:22	1:45	10:44	10:43	0:40	760 l/s
6	3 + 720	10:29	10:31	1:54	10:57	10:51	0:48	
7	4 + 480	10:40	10:42	1:05	11:00	11:00	0:57	Gasto de pruebas: 3760 l/s
8	5 + 243	10:53	10:53	1:16	11:06	11:10	1:07	
9	5 + 725	11:06	11:09	1:23	11:15	11:17	1:14	Tirante: 1.20-1.30 m
10	6 + 454	1	11:11	1:34	1	11:27	1:24	
11	7 + 977	1	11:20	1:43	1	11:34	1:31	Inicio de entrega a las tocas:
12	9 + 971	1	11:35	1:58	1	11:47	1:44	10:44
13	9 + 985	1	11:47	2:12	1	12:01	1:58	
hollinet de cola		9 + 525						Abertura de retenciones: variable
								Suplemento de retenciones: 11
								Ecuación de avance de ola: apr 9,31; a1=0,000245; r=0,999 $T = 9,61 + 0,000245 Q$
								Ecuación de avance del nivel de operación: apr 10,04; a1=0,000216; r=0,990 $T = 10,04 + 0,000216 Q$
								1: tiempo de horas (decimal) 2: Distancia desde la tope ali- mentadora en m.

1 Operando previamente
11 Ajuste línea!
Tiempo en horas y minutos

Tabla 8.7. Avance del agua en el canal D-2
Prueba N^o 3. Resultados.

Retención	Progresiva	Llegada a la			Nivel de operación			D t r o s
		Hora medida	Hora ajustada	Tiempo acumulado	Hora medida	Hora ajustada	Tiempo acumulado	
1	0 + 070	9:22	9:10	0:01	9:25	9:26	0:01	Hora apertura tosa alineadoras: inicia: 9:19 estable: 9:21
2A	0 + 039	-	-	-	-	-	-	
2P	1 + 220	9:37	9:38	0:20	10:06	10:03	0:39	Gasto previo en el canal: 0 l/s
3	1 + 941	9:50	9:55	0:46	10:20	10:27	1:03	
4	2 + 546	10:03	10:09	1:00	10:45	10:46	1:22	Gasto de pruebas: 1676 l/s
5	3 + 138	10:16	10:23	1:13	11:01	11:05	1:40	
6	3 + 720	10:33	10:37	1:28	11:40	11:29	2:00	Gasto de pruebas: 1676 l/s
7	4 + 480	10:57	10:55	1:46	11:53	11:45	2:25	
8	5 + 243	11:10	11:13	2:04	12:25	12:09	2:49	Tirante: 1,20-1,30 m
9	5 + 725	11:25	11:24	2:15	12:31	12:25	3:04	
10	6 + 494	11:49	11:42	2:33	12:47	12:54	3:30	Inicio de entrega a las tomas: 12:28
11	7 + 077	11:57	11:56	2:46	13:00	13:07	3:49	
12	8 + 071	12:20	12:19	3:10	13:37	13:45	4:21	Abertura de retenciones: variable
13	9 + 093	12:42	12:44	3:34	14:31	14:38	4:54	
ballofet de cola	9 + 525							Suplemento de retenciones: si

Ajuste lineal.

Tiempo en horas y minutos.

Ecuación de avance de ola:
 $a_m = 9,15; a_1 = 0,000394; r = 0,996$
 $T = 9,15 + 0,000394 D$

Ecuación de avance del nivel de
operación:
 $a_m = 9,60; a_1 = 0,000540; r = 0,995$
 $T = 9,60 + 0,000540 D$

D: Tiempo de horas (decimal)
D: Distancia desde la tosa ali-
entadora en m.

Tabla 8.8. Avance del agua en el canal D-2
Prueba N° 4. Resultados.

Retención	Progresiva	Llega la ola			Nivel de operación			D t r o s
		Hora medida	Hora B ajustada	Tiempo acumulado	Hora medida	Hora B ajustada	Tiempo acumulado	
1	0 + 070	-	9:37	0:01	9:50	10:03	0:01	Hora apertura toma alimentadora
2A	0 + 839	-	-	-	-	-	-	inicio: 9:35
2B	1 + 220	10:00	9:54	0:17	10:21	10:18	0:15	estable: 10:08
3	1 + 941	10:05	10:04	0:27	10:29	10:27	0:24	
4	2 + 546	10:11	10:13	0:36	10:38	10:35	0:32	Gasto previo en el canal:
5	3 + 139	10:20	10:22	1:45	10:44	10:43	0:40	700 l/s
6	3 + 720	10:29	10:31	1:54	10:57	10:51	0:48	
7	4 + 480	10:40	10:42	1:05	11:00	11:00	0:57	Gasto de prueba: 3760 l/s
8	5 + 243	10:53	10:53	1:16	11:08	11:10	1:07	
9	5 + 725	11:06	11:00	1:23	11:25	11:17	1:14	Tirante: 1,20-1,30 m
10	6 + 494	8	11:11	1:34	8	11:27	1:24	
11	7 + 077	8	11:20	1:43	8	11:34	1:31	Inicio de entrega a las tomas:
12	8 + 071	8	11:35	1:50	8	11:47	1:44	10:44
13	9 + 093	8	11:49	2:12	8	12:01	1:58	
hallaefet de cola	9 + 525							Abertura de retenciones: variable

Suplemento de retenciones: si

Ecuación de avance de olas:
 $a_0 = 9,61$; $a_1 = 0,000245$; $r = 0,989$
 $T = 9,61 + 0,000245 D$

Ecuación de avance del nivel de operación:
 $a_0 = 10,04$; $a_1 = 0,000218$; $r = 0,990$
 $T = 10,04 + 0,000218 D$

T: Tiempo de horas (decimal)
D: Distancia desde la toma alimentadora en m.

† Operando previamente
00 Ajuste lineal
Tiempos en horas y minutos