

UNIVERSIDAD DE SONORA
DIVISIÓN DE INGENIERÍA
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL Y MINAS



Biblioteca Central Universitaria

**“DISEÑO E INSTALACIÓN DE UNA RED DE
AQUACONTROLES”**



DISERTACIÓN

Que para obtener el Título de:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:
ABELARDO VEGA ZAMORANO

Hermosillo, Sonora.

Septiembre del 2001.

Universidad de Sonora

Repositorio Institucional UNISON



"El saber de mis hijos
hará mi grandeza"



Excepto si se señala otra cosa, la licencia del ítem se describe como openAccess

ÍNDICE

1 Introducción.

1.1	Antecedentes	1
1.2	Objetivo del trabajo	2
1.3	Descripción del capitulado	3

2 Funcionamiento hidráulico del aquacontrol.

2.1	Principios de operación.	7
2.2	Fabricación.	9
2.3-	Evaluación hidráulica del aquacontrol.	13
2.4	Selección del aquacontrol.	15
2.5	Instalación de un aquacontrol serie XX-2.	16

3 Estudios preliminares.

3.1	Cálculo de la superficie regable.	23
3.2	Cálculo de la capacidad de los canales.	24
3.3	Revisión hidráulica de la red de canales.	25
3.4	Uso de la tierra.	27
3.5	Estudio topográfico.	27

4 Diseño de una red de aquacontroles.

4.1	Modernización de las estructuras hidráulicas del Módulo de Riego 014, Valle de Mexicali, Baja California.	31
4.2	Descripción de la memoria de cálculo.	32

5 Conclusiones. 70

6 Bibliografía. 74

7 Anexos. 75

1 Introducción

1.1 Antecedentes:

El control del agua de riego ha sido uno de los principales problemas a resolver desde siempre en los Distritos de Riego, esto se genera en gran parte por el amplio rango de variaciones en los gastos que puede aportar una estructura de control común, como: compuertas deslizantes y radiales, dando margen, tanto a los usuarios como al canalero a incrementar las aportaciones de agua a las parcelas, acarreado con ello problemas entre los agricultores por decremento de gastos aguas abajo cuando se presentan varios riegos por el mismo canal, y pérdidas económicas porque no se cobra el agua que se suministra en excedencia.

La estructura aforadora Aquacontrol viene sufriendo a las compuertas que normalmente son usadas en los Distritos de Riego para controlar el agua, ya que como se verá, sus dimensiones de construcción son tales que se pueden instalar fácilmente en las estructuras de transición de las obras existentes, ya sea de salida o de entrada, de una bocatoma o de una toma-granja, y lo más importante es un control más preciso de las aportaciones que se puede lograr con una instalación adecuada de estas estructuras, aunque el tirante del canal que alimente al Aquacontrol sufra variaciones hasta cierto rango, el gasto que se suministra permanece prácticamente sin afectarse, esto da seguridad al Módulo o Distrito de Riego de que el volumen que se le asignó al agricultor en su permiso de siembra, sea el mismo que se le está aportando.

Es muy importante conocer el funcionamiento hidráulico del Aquacontrol porque se presentan casos especiales en los que de ninguna manera se pueden o se deben instalar este tipo de estructuras, estas limitantes están dadas en base a los niveles de operación del Aquacontrol y siempre deberán considerarse para tener un proyecto totalmente funcional.

Existen tres tipos diferentes de Módulos Aquacontroles, de los cuales se hará la elección del tipo correspondiente dado que cada obra cuenta con datos hidráulicos, topográficos o estructurales diferentes entre si, y será necesario llevar a cabo el estudio correspondiente para cada instalación, basándose en un estudio completo de la Zona de riego y

especialmente de la superficie que se servirá por cada canal del proyecto.

Será también necesario hacer una revisión hidráulica de las obras existentes para poder hacer un diseño confiable, ya que se deberán conocer las capacidades de aportación de éstas, antes de hacer la propuesta del Aquacontrol que se instalará, dado que el canal alimentador tendrá que suministrar cuando menos el gasto que se está proponiendo que afore nuestra estructura de proyecto.

La instalación en obra del Aquacontrol estará dada en base a los niveles de operación, tanto del canal como del la estructura misma, dado que de éstos depende si el módulo se instala en la transición de entrada o en la transición de salida.

El empotramiento en las estructuras existentes o nuevas, según sea el caso, se hará a base de concreto hidráulico simple o armado, según lo amerite cada instalación y la elevación de la instalación dependerá también de cada caso particular respetando las condiciones mínimas de calda del agua para evitar erosiones en las estructuras de concreto.

1.2 Objetivo del trabajo:

Debido a la escasez de agua en el Estado de Sonora, por tener un clima semi-desértico dominante en la mayor parte de la entidad, y debido a que la agricultura representa una de las principales actividades en la población, es importante racionar adecuadamente la poca agua que se capta en la presas de almacenamiento durante el corto período de lluvias, y de la cual sólo una parte será destinada para el uso agrícola.

Este trabajo se realiza con el fin de orientar, tanto al usuario como a los Distritos de Riego, sobre una alternativa de distribución y control en la aportación de agua para riego más precisa y eficaz que las estructuras existentes, ya que con estas últimas se cae en los siguientes vicios de los regadores:

- Suspenden el riego de noche.
- No se riega en fin de semana ni en días festivos.
- Exeden los volúmenes de agua de riego.

- Se abren compuertas a parcelas sin estar programado el riego.

Con estas costumbres de los regadores se afecta el control general del sistema de riego ya que las obras no están proyectadas para esta liberalidad de uso y resulta muy difícil de cuantificar los gastos reales suministrados y por lo tanto, un gran porcentaje del suministro de agua no se cobra, representando esto, pérdidas económicas al Módulo de Riego.

Con el fin de que se conozca la forma en que se debe instalar una estructura aforadora Aquacontrol, se muestran ejemplos, las limitantes de instalación y los requerimientos de las condiciones topográficas e hidráulicas existentes para que la estructura funcione eficientemente.

1.3 Descripción del capitulado:

Para el desarrollo de este trabajo se han planteado una serie de capítulos que a continuación se describen:

En el capítulo número 2, se describe con detalle el funcionamiento hidráulico del Aquacontrol, se mencionan las limitantes que rigen su instalación y que deberán ser consideradas para hacer una correcta elección al momento de proyectar una estructura. Se describen también los tipos de estructuras aforadoras Aquacontrol que existen en el mercado y los tipos de instalación que se pueden hacer en obra, haciendo combinaciones de Aquacontroles y dependiendo siempre de los requerimientos y/o de las condiciones topográficas e hidráulicas existentes.

En el capítulo número 3, se revisan los estudios, que previo proyecto deberán realizarse para conocer con exactitud las condiciones hidráulicas, topográficas y los requerimientos de agua en el área de proyecto, se revisan también las regaderas existentes, el número de bocatomas y tomas de agua en cada canal, se determina el uso que se le da al suelo por regar, y con estos datos obtener un gasto de proyecto por cada canal, después se procede a revisar la capacidad de la regadera para saber si cumple con los requerimientos que se le fijan en el proyecto.

En el capítulo cuatro, se ilustra un ejemplo real de un proyecto de instalación de aquacontroles en el Valle de Mexicali, Baja California. El procedimiento que se sigue es el siguiente:

Se ordena toda la información obtenida en los estudios preliminares, se revisa la capacidad de conducción de los canales para calcular el gasto capaz de ser conducido a cada bocatoma, considerando las pérdidas hidráulicas por conducción y operación, para seguir con la propuesta del Aquacontrol, se revisa su funcionamiento hidráulico y las limitantes de instalación y operación. Este procedimiento se sigue para cada estructura que se proponga y al final se ordenan en una tabla, de acuerdo al nombre del canal y al cadenamiento correspondiente a cada estructura aquacontrol que se está proyectando. En otra tabla se ordenan las modificaciones a las represas existentes, y también la información de las represas nuevas que se construirán.

En el capítulo número cinco, se dan las conclusiones del tema, retomando aquellos puntos más sobresalientes del capitulado y señalando las ventajas que se tienen al hacer la instalación del Aquacontrol en sustitución de las estructuras comunes existentes en los Distritos de Riego.



Biblioteca Central Universitaria

2 Funcionamiento hidráulico del Aquacontrol.

La función principal de un Distrito de Riego es proveer a los usuarios el agua, en tiempo y cantidades requeridas para que así tengan buenas cosechas, para ello es necesario instalar en los canales estructuras hidráulicas que controlen y midan el gasto.

Las principales estructuras que se han instalado en la modernización de los Distritos de Riego para controlar y medir el volumen de los canales son Las represas "Pico de Pato" (ver foto 2.1) y los Módulos aforadores Aquacontrol, (ver fig. 2.1 y foto 2.2), aunque una gran parte de ellas han sido destruidas por los usuarios, argumentando que no proporcionan el gasto necesario ya sea por defectos de fábrica o de su instalación.

Los principales partes que forman un Aquacontrol se muestran en la fig. 2.1. y en la foto 2.2. se muestra un módulo Aquacontrol serie XX-2 en operación como toma directa en un canal. En la foto 2.1. se muestra una Represa Pico de Pato en forma de "Z" en un canal lateral. Cabe señalar que la represa "Pico de Pato" no se encuentra en operación y que cuando este tipo de estructuras no son construidas correctamente, los usuarios rompen parte de ella para aprovechar el agua que se encuentra rebalsada aguas arriba y que debería estar vertiendo como un gasto mínimo constante para uso doméstico y para los animales.

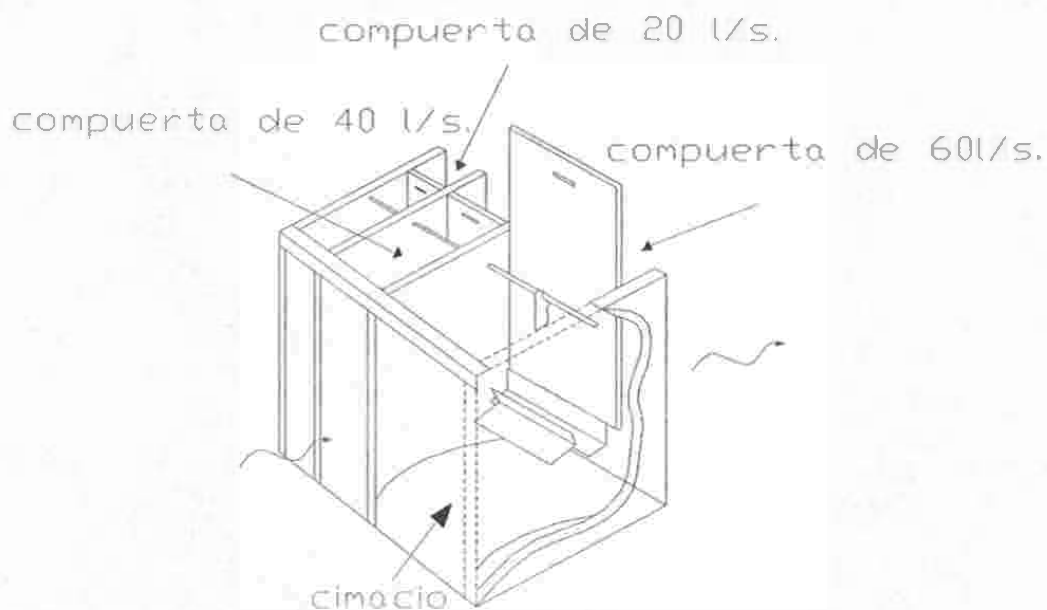


Fig. 2.1. Estructura aforadora Aquacontrol serie XX-2, habilitada con 1 compuerta de 60 lps, 1 compuerta de 40 lps y 1 compuerta de 20 lps

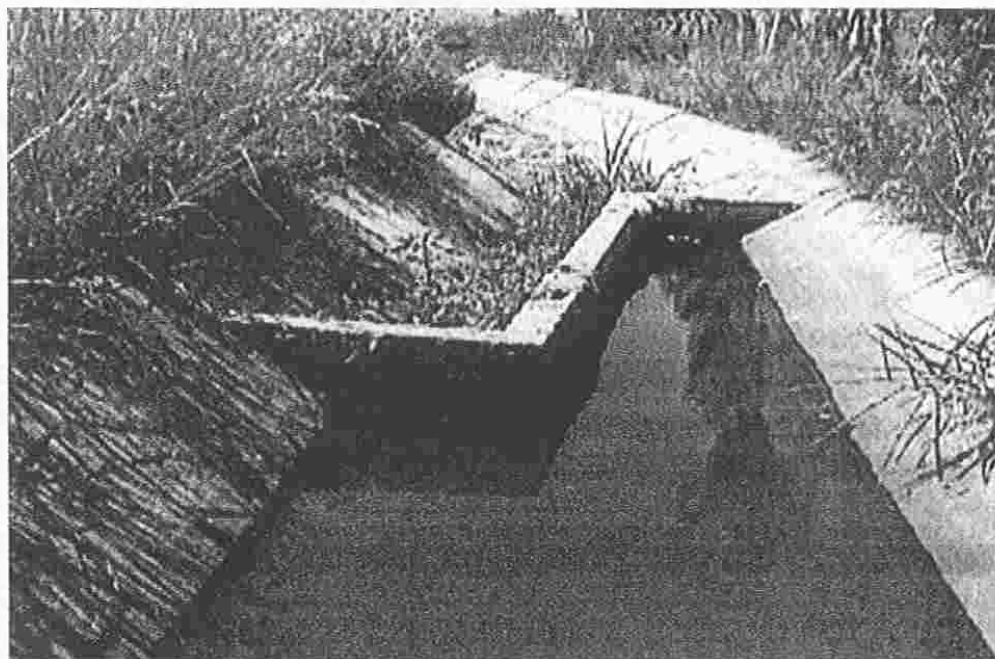


Foto 2.1. Represa "Pico de pato"

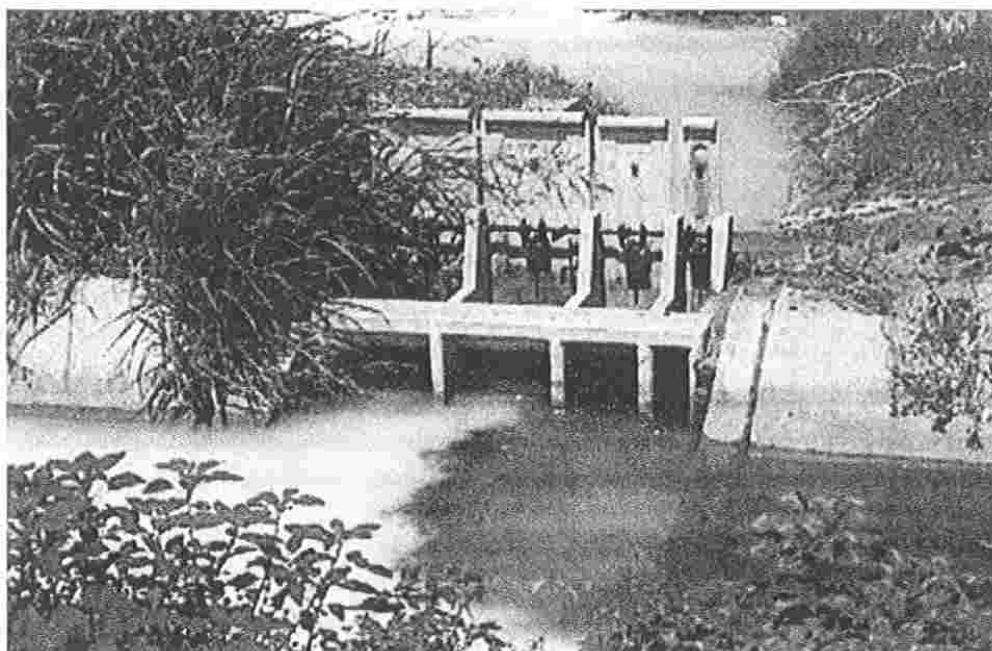


Foto 2.2. Módulo Aquacontrol XX-2, habilitado con 2 compuertas de 60 lps, 1 compuerta de 40 lps y 1 compuerta de 20 lps,

2.1 Principios de operación.

Los gastos constantes suministrados por estos módulos o distribuidores se obtienen sin un mecanismo móvil. La combinación de un cimacio de forma muy especial con un reductor fijo y plano a determinada altura sobre él y ligeramente aguas debajo de su cresta, corrige los efectos de un ascenso de nivel de agua en el canal. Con el fin de incrementar apreciablemente la holgura de las fluctuaciones del nivel del canal antes mencionado se coloca un segundo reductor aguas abajo del primero.

Debido a la contracción del chorro desfogado del primer reductor, el segundo reductor se instala más cerca del cimacio para formar un orificio más pequeño.

A medida que sube el nivel del agua, aguas arriba del módulo, se llega a una altura, en la que el primer reductor queda sumergido, entonces entra en acción el segundo reductor, y la tendencia del gasto a aumentarse es retardada aún más, debido a que los diversos componentes del módulo fueron diseñados y arreglados para un efecto corrector máximo.

El gasto del módulo permanece sin afectarse por variaciones en el nivel de aguas abajo, debido a que la pendiente del cimacio fue diseñada para producir velocidades superiores a la crítica. Sin embargo, debido a la formación de un salto hidráulico, la energía potencial del agua descargada se recobra, originándose así sólo una pequeña pérdida de carga a través del módulo.

En la figura 2.2. se muestra la curva del funcionamiento de un Aquacontrol serie "XX-2" . El eje de las abcisas corresponde al gasto aforado por el módulo Aquacontrol en porcentaje, y el eje de las ordenadas corresponde a la altura del agua sobre la cresta del cimacio del módulo Aquacontrol. El nomograma muestra lo siguiente:

Partiendo de una elevación H , el gasto aportado por el módulo es ascendente y continuo hasta llegar a un gasto nominal, en ese punto la gráfica muestra una curva y se vuelve con una tendencia negativa, esto es, cuando la altura H es tal que se llega a un gasto nominal, entonces empieza a funcionar el primer reductor del módulo, por eso es que el gasto disminuye hasta un gasto aforado de -5% aunque la altura sobre el cimacio del módulo aumente. Enseguida se muestra otra curva pero contraria a la anterior, pues el gasto

empieza a aumentarse hasta llegar a un +5%, esto es porque el primer reductor ya fué vencido por la carga hidráulica, y el módulo afora más gasto, a partir de este punto se presenta otra tendencia negativa de la gráfica y el gasto es disminuido en forma continua hasta llegar de nuevo a un gasto aforado de -5%, esto se debe a que cuando se llega al gasto de +5% entonces entra en acción el segundo reductor del módulo y la tendencia a aumentar el gasto es eliminada por la acción de éste, pues como es instalado más cerca del cimacio del módulo, el orificio de desfogue se vuelve aún más pequeño, haciendo más chica el área de paso del agua y disminuyendo con esto el gasto. A partir del punto en que la gráfica toca por última vez un gasto de -5% la tendencia de la misma es siempre positiva, pues a partir de ese punto la carga hidráulica le gana al segundo reductor y se empieza a aumentar el gasto en forma continua hasta llegar al gasto máximo con una altura H máxima.

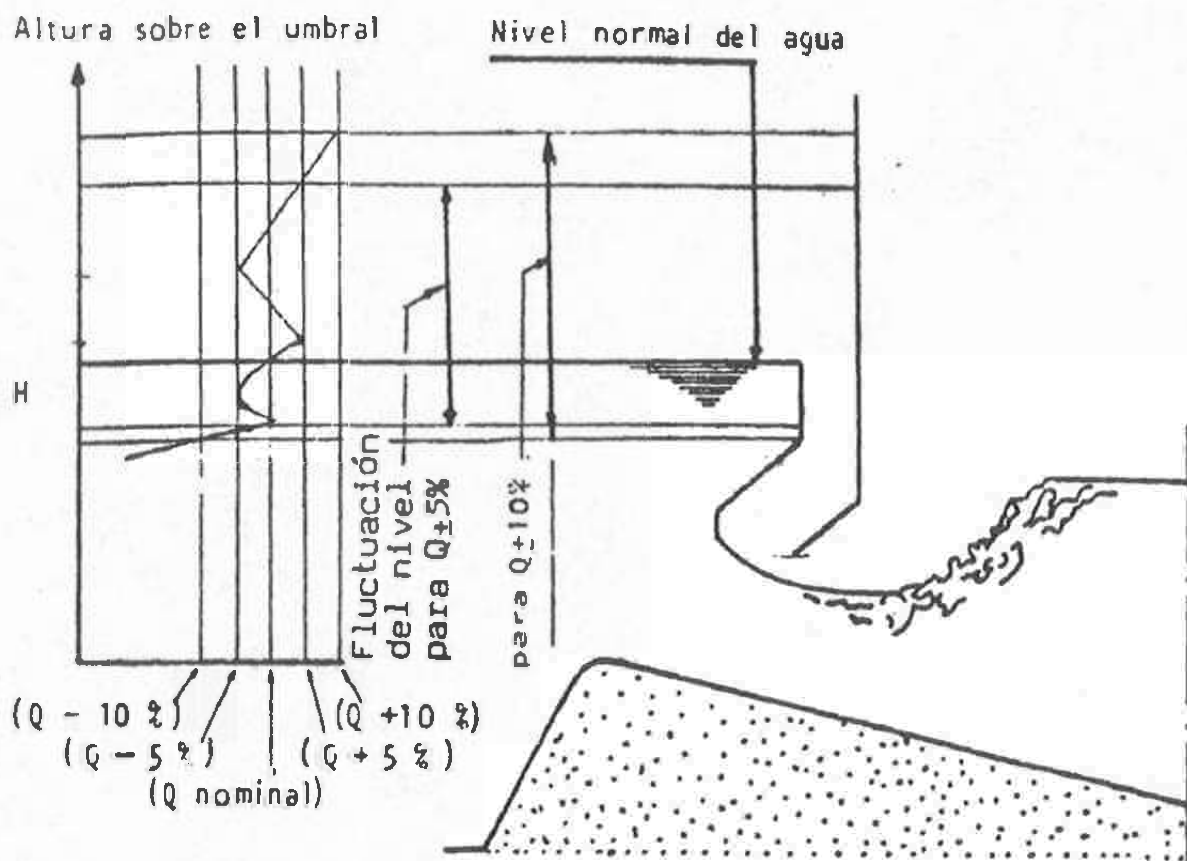


Fig. 2.2. Variaciones en las aportaciones del Aquacontrol con distintas alturas del nivel del canal alimentador

2.2 Fabricación:

Los módulos aquacontrol son dispositivos prefabricados, combinando partes de concreto y piezas metálicas, que si se instalan a la altura requerida en una estructura de concreto apropiada, constituyen una forma muy eficiente de suministrar el agua, aportando sólo el gasto requerido en forma constante.

Se fabrican tres tipos de aquacontroles, diferenciándose por las dimensiones de sus secciones longitudinales. Estas son identificadas en términos de su gasto nominal por unidad de anchura, como sigue:

- **Serie XX:** 20 Litros/Segundo/Decímetro, con dos reductores.
- **Serie L:** 50 Litros/Segundo/Decímetro, con dos reductores
- **Serie C:** 100 Litros/Segundo/Decímetro, con dos reductores.

El suministro de gastos que se obtiene con los diferentes aquacontroles es:

SERIE XX:

Habilitado con compuertas de 20, 40 y 60 lps; en gastos de 20 en 20 lps.

SERIE L:

Habilitado con compuertas de 60, 120, 180, 240 y 300 lps, en gastos de 60 en 60 lps.

SERIE C:

Habilitado con compuertas de 120, 240, 360, 480 y 600 lps. En gastos de 120 en 120 lps.

Las compuertas están arregladas lado a lado en una fila y permanecen siempre completamente abiertas o completamente cerradas. Todas las compuertas quedan fijas en una de las dos posiciones por medio de un estribo especial y estos estribos quedan fijos por medio de una palanca a la que después de hacer las operaciones se coloca un candado, evitando así que los gastos puedan ser alterados modificados por personas no autorizadas, y evitando discusiones con respecto al suministro del agua, pues bastará con multiplicar el tiempo de servicio del agua por el gasto suministrado.

Tipos de módulos que se fabrican:

- 1.- Módulos en los que todas las partes son fabricadas como una sola pieza.
- 2.- Módulos seccionados, éstos se forman de varias partes y están provistos de tornillos con tuercas, es más fácil de transportar y se habilita en el lugar de la instalación.

Tabla 2.2.1. Pesos y medidas de módulos Aquacontrol "XX₂"

GASTO LPS	COMPUERTAS LPS			MURO INTERMEDIO	COMPUERTAS LPS. 60 LPS	ANCHO DE MEDIDAS APROX.	PESOS, KGS APROX.
	20	40	60				
60	1	1				0.44	55
120			2			0.74	70
120	1	1	1			0.78	83
180			3			1.08	95
180	1	1	2			1.13	110
240	1	1	1		2	0.78+0.74	153
300	1	1	1		3	0.78+1.08	178
360	1	1	2		3	1.13+1.08	205

Notas: Todos los módulos tiene el mismo alto y fondo, alto= 0.70 m. fondo= 0.60 m. De gastos de 240 l/s en adelante se forman dos unidades. No se incluye el muro intermedio, Se recomiendan para bocatomas individuales

Tabla 2.2.2. Pesos y medidas de módulos Aquacontrol "L₂"

GASTO LPS	COMPUERTAS LPS				MURO INTERMEDIO 15 CMS. APROXIMADAMENTE	COMPUERTAS LPS.			ANCHO DE MEDIDAS APROX.	PESOS, KGS APROX.
	60)	120)	180)	240)		180)	240)	300)		
120	2								0.48	184
180	1	1							0.6	191
240	2	1							0.79	257
300	2		1						0.91	264
360	1	1	1						1.03	270
420	1	1		1					1.15	280
480	1	2	1						1.35	343
540	1	1	2						1.47	350
600	1	1	1	1					1.59	360
660	1	1	1				1		1.03+0.76	421
720	1	1		1			1		1.15+0.76	431
780	2	1					1	1	0.79+1.31	497
840	1	1	1			1		1	1.03+1.19	500
900	1	1	1				1	1	1.03+1.31	510
960	1	1		1			1	1	1.15+1.31	520
1020	1	2	1				1	1	1.35+1.31	583
1080	1	1					1	1	1.47+1.31	589
1140	1	1	1	1			1	1	1.59+1.31	599
1200	1	1	1	1				2	1.59+1.43	608

Notas: No incluye el muro intermedio; Todos los módulos tienen el mismo alto y fondo; alto 1.37 m. fondo 0.95 m.
Módulos con gastos superiores a 600 l/s se forman de 2 o más unidades; Se recomiendan para usarse en canales y sub-laterales.

Tabla 2.2.3. Pesos y medidas de módulos Aquacontrol® C₂

GASTO LPS	COMPUERTAS LPS				MURO INTERMEDIO 15 CMS. APROXIMADAMENTE	COMPUERTAS LPS.			ANCHO DE MEDIDAS APROX.	PESOS, KGS APROX.
	120	240	360	480		360	480	600		
480	2	1							0.89	617
600	2		1						1.01	630
720	1	1	1						1.13	641
840	1	1		1					1.25	665
960	1	2	1						1.47	809
1080	1	1	2						1.59	822
1200	1	1	1	1					1.71	846
1320	1	1	1					1	1.13+0.81	981
1440	1	1		1				1	1.25+0.81	1,017
1560	2	1		1				1	0.89+1.39	1,174
1680	1	1	1		1			1	1.13+1.26	1,174
1800	1	1	1					1	1.13+1.39	1,198
1960	1	1		1				1	1.25+1.39	1,222
2040	1	2	1					1	1.47+1.39	1,366
2160	1	1	2					1	1.59+1.39	1,379
2280	1	1	1	1				1	1.71+1.39	1,403
2400	1	1	1	1				2	1.71+1.51	1,415

Notas: Todos los módulos tienen el mismo alto y fondo; alto 2.05 m., y fondo 1.50 m. Módulos con gastos superiores a 1,200 l/s, se forman de 2 o más unidades; No incluye el muro intermedio; Se recomiendan para usarse en canales y sub-laterales

2.3 Evaluación hidráulica del aquacontrol:

La evaluación del Aquacontrol se realizó en el canal corto que forma parte de las instalaciones del Laboratorio de Hidráulica perteneciente al Instituto Mexicano de Tecnología del Agua (IMTA). El cual tiene 28.48 m. de longitud y un espejo de 2,25 m, una plantilla de 0.715 m, altura de 0.51 m. y una relación de talud 4.41:1. Para realizar adecuadamente las pruebas, se rectificó la base del canal para tener una pendiente uniforme de 0.001, posteriormente se colocó un módulo de la serie xx, habilitado con tres compuertas, cada una de 20, 40 y 60 lps. Con dos reductores.

Posteriormente se seleccionó el aforador con los que se midieron los gastos sobre el módulo, el cual fue un vertedor rectangular con una longitud de 0.83 mts. Con el que se obtuvieron los gastos utilizando la Fórmula de Rehbock.

$$Q=2/3 \{2g\}^{1/2} L (H)^{2/3} \{ (0.615 /1049H-3) + (0.08H/P)\}$$

Donde:

$$g=9.81 \text{ m/s}^2$$

L= Longitud del vertedor rectangular en m.

H= carga hidráulica ó tirante del canal en m.

P= altura del vertedor desde el fondo hasta su cresta en m.

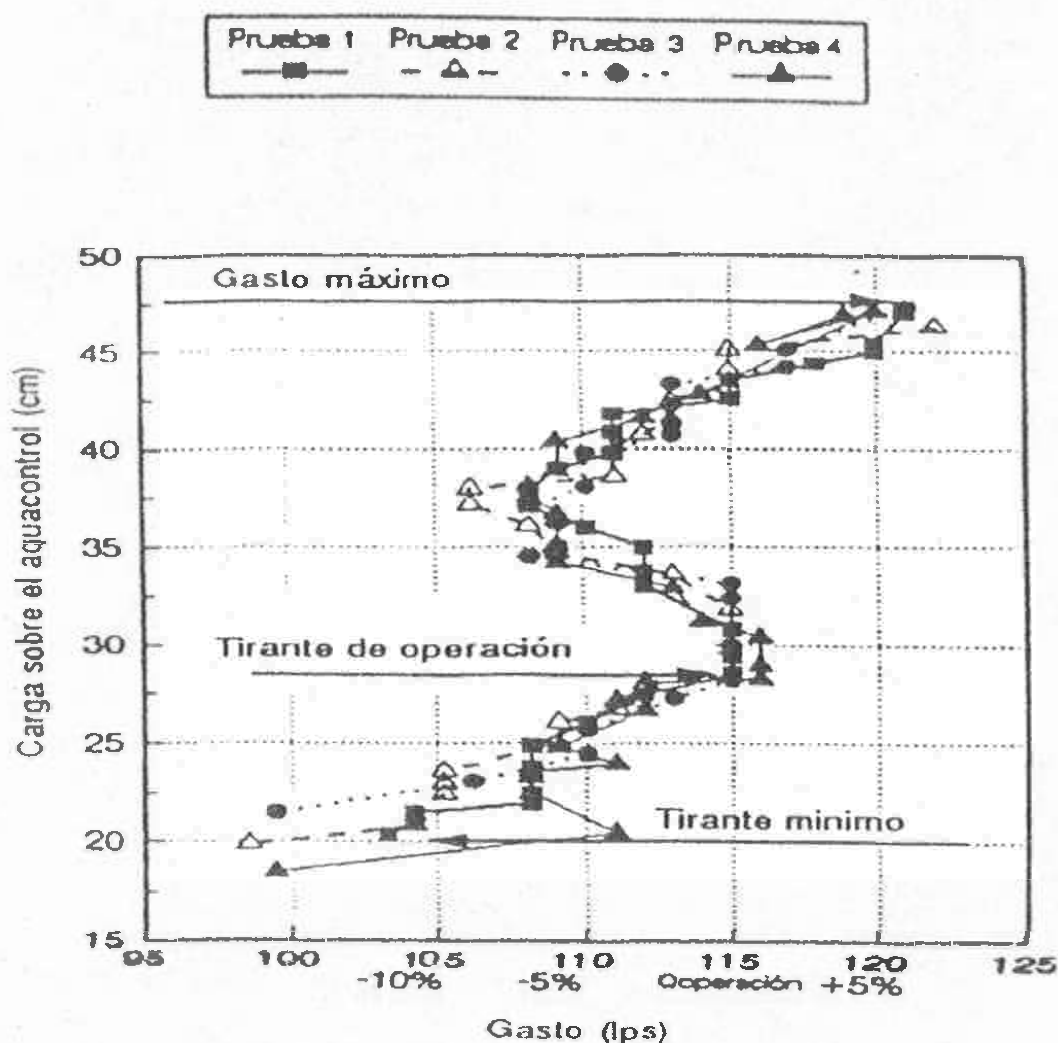
Al comenzar cada prueba se tomaron los diferentes ceros, al momento en que el agua empezó a verter sobre la cresta del módulo y del vertedor Rehbock. La toma de datos se realizó variando los tirantes del agua en el canal. Posteriormente se sustituyeron en la Fórmula de Rehbock para obtener los gastos en el aquacontrol. Estos gastos se obtuvieron para cuatro pruebas efectuadas sobre el canal, haciendo variar el tirante .

Los resultados de la curva de calibración carga-gasto, del módulo aquacontrol se muestran en la gráfica 2.3.1.

La gráfica muestra lo siguiente: Un gasto de -10% se presenta cuando la carga hidráulica sobre el cimacio del módulo es de 20 cm; se sigue con la misma tendencia positiva hasta llegar a un gasto de 115 lps, cuando la altura sobre el cimacio del módulo es de 27 cm. A

partir de este punto la gráfica presenta una tendencia negativa y el gasto disminuye hasta un -5%. El gasto máximo del Aquacontrol se presenta cuando la carga sobre el Aquacontrol es de 48 cm.

Esta curva representa los resultados de cuatro pruebas realizadas. La variación entre las pruebas se pudieron deber a errores en las mediciones. En este aquacontrol se aforó un gasto promedio de 115 l/s. Puede deberse a que la hoja del primer reductor es un poco más larga de lo normal, lo cual reduce el gasto. Parte de los errores se le pueden atribuir al vertedor Rehbock.



Gráfica 2.3.1. Variación de gastos con diferentes tirantes en un módulo Aquacontrol XX₂

2.4 Selección del aquacontrol:

La capacidad de gasto, el tipo de estructura existente, las condiciones topográficas de la parcela, son las principales consideraciones que se tendrán para la elección adecuada del aquacontrol. El tipo de estructura seleccionada definirá el gasto y las fluctuaciones en los niveles del canal.

Las variaciones de gasto de las diferentes series de aquacontroles es:

- Serie XX: de 60 a 360 lps de 20 en 20 lps.
- Serie L: de 360 a 1200 lps de 60 en 60 lps.
- Serie C: de 480 a 2,400 lps de 120 en 120 lps.

Resulta de lo anterior que las serie XX son los módulos más convenientes para las tomas individuales, las series L para las tomas de sub-laterales y la serie C para las tomas de laterales.

Con los módulos seccionales se pueden hacer combinaciones en los gastos hasta los límites requeridos, incluso mayores que los indicados.

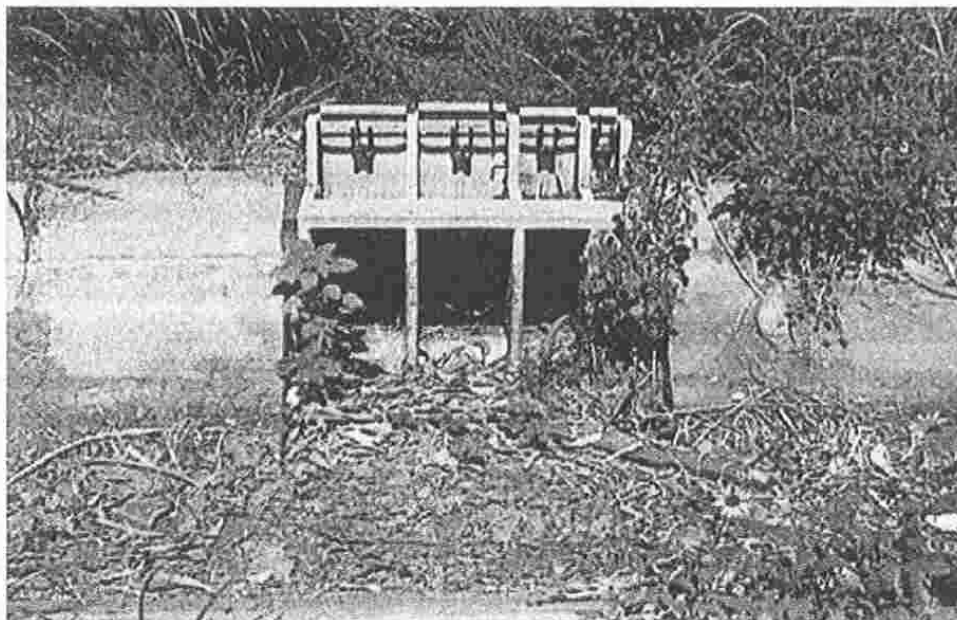


Foto 2.4.1. Módulo Aquacontrol XX-2, habilitado con 2 compuertas de 60 l/s, 1 compuerta de 40 l/s y 1 compuerta de 20 l/s. respectivamente, instalado como toma directa.

2.5 Instalación de un Aquacontrol serie XX-2:

Para hacer la instalación de un aquacontrol de forma que funcione eficientemente sólo se seguirán las siguientes indicaciones:

Características hidráulicas de módulos de doble reductor

gasto tipo unitario por dm.	H. mín. Q=-10%	H. mín. Q=-5%	H. nominal Q	H. máx. Q=+5%	H. máx. Q=+10%	dh Q=-5%	J mín. para H. nominal	J mín. para H. mín.	P mín.	h (1)
xx 2-20 l/s	20	21	27	44	48	23	11	3	25	12 (17)
L 2-50 l/s	37	39	51	82	89	43	20	15	49	22 (31)
C 2-100 l/s	59	62	81	130	142	68	31	24	77	35 (50)

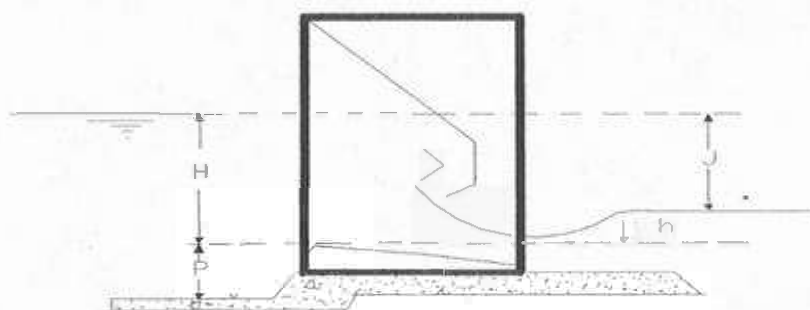


Fig. 2.5.1. Características hidráulicas para módulos XX-2.

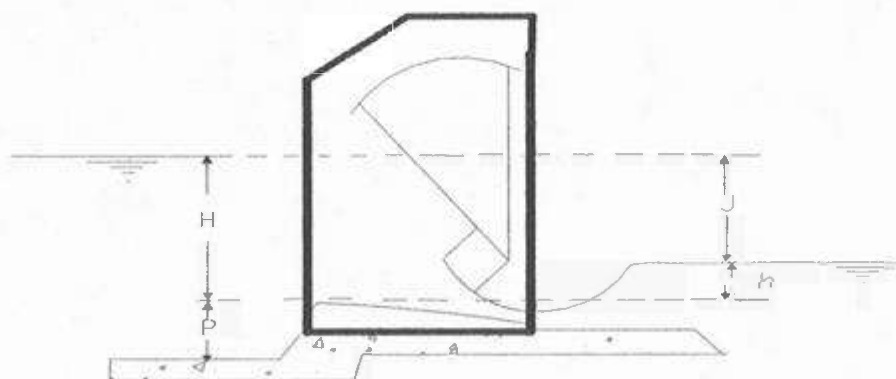


Fig. 2.5.2 Características hidráulicas para módulos L-2 Y C

2.5.1 Instalación en condiciones normales:

Se da, cuando el módulo puede operarse en condiciones normales sin la necesidad de la compuerta de la toma; el factor limitante de esta instalación es que deberá haber un mínimo de 25 cm entre el nivel de la cresta de la represa del canal y el nivel máximo de operación de la regadera del usuario, pues con un desnivel menor la descarga del aquacontrol se ahogaría y no funcionaría adecuadamente.

En la Fig. 2.5.3. se muestra un croquis donde se definen las limitantes y condiciones mínimas para hacer la instalación de un Aquacontrol serie XX-2 en condiciones normales.

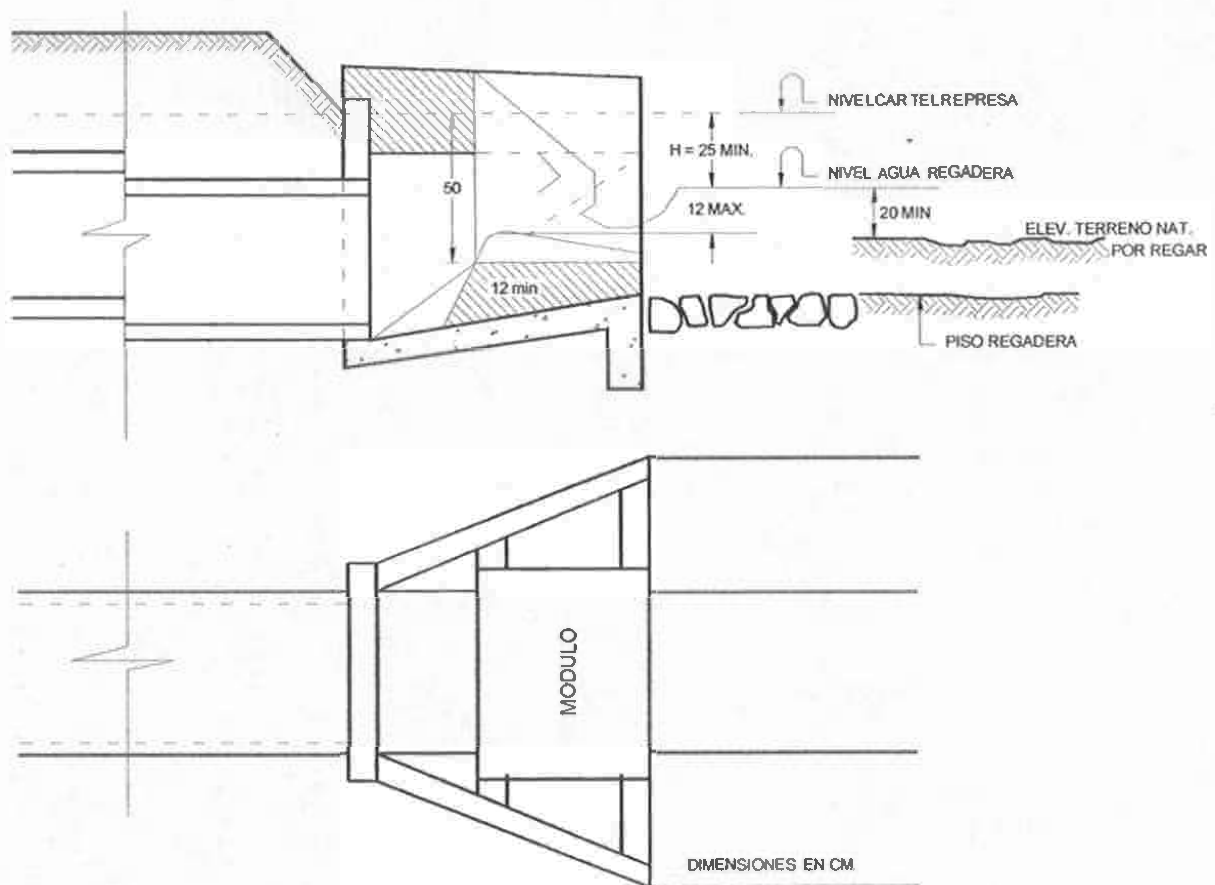


Fig. 2.5.3. Instalación del Aquacontrol en condiciones normales

Esta alternativa es la más adecuada para la instalación del módulo en las tomas existentes, pues éstos se pueden empotrar en el final de la transición de salida. Se recomienda este tipo de instalación cuando la diferencia entre el nivel normal de operación y el terreno por regar está limitado a 45 cm, siendo el mínimo para que funcione el aquacontrol, o cuando la diferencia anterior no sobrepase los 80 cm. pues en estas condiciones no se instalará un aquacontrol.

Esta instalación es la adecuada para aquellas tomas que sirven agua a varios usuarios, pues se podrá controlar el gasto acondicionando una batería de compuertas, las cuales se ligarán a las regaderas correspondientes para tener un control para el gasto en cada salida.

En la Fig. 2.5.4. se muestra un croquis general para la instalación de un módulo Aquacontrol serie XX-2, en condiciones normales.

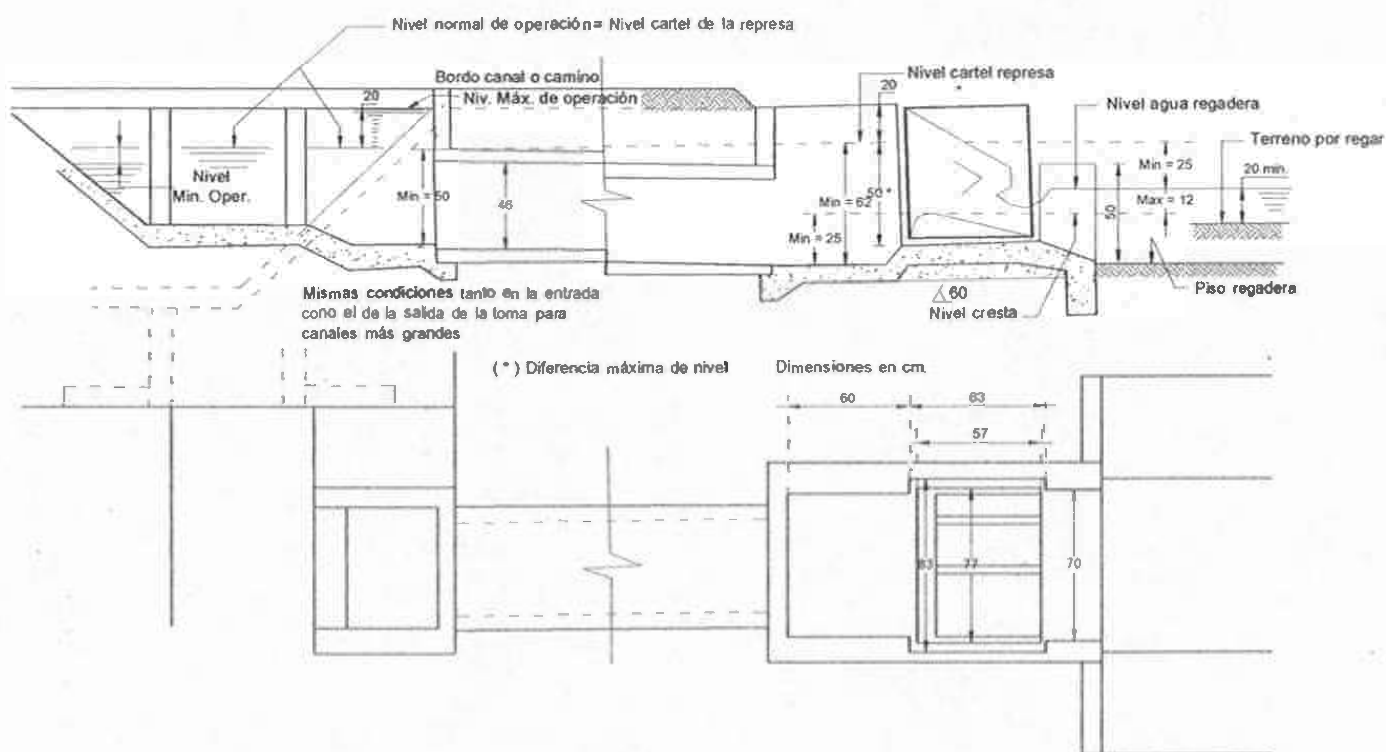


Fig. 2.5.4. Instalación del Módulo XX2 en la salida de la bocatoma.

2.5.2 Instalación cuando la carga H resulta mayor de 80 cm.

Cuando se tiene esta limitante, la única forma de suministrar agua a través de un aquacontrol es instalarlo en la entrada de la bocatoma, antes de la tubería, y así podrán suprimirse las compuertas existentes de la toma, pues el módulo ya cuenta con sus propias compuertas.

En la fig.2.5.5. se muestra las condiciones en las que deberá ser instalado una Aquacontrol serie XX-2, en la transición de entrada de una toma granja.

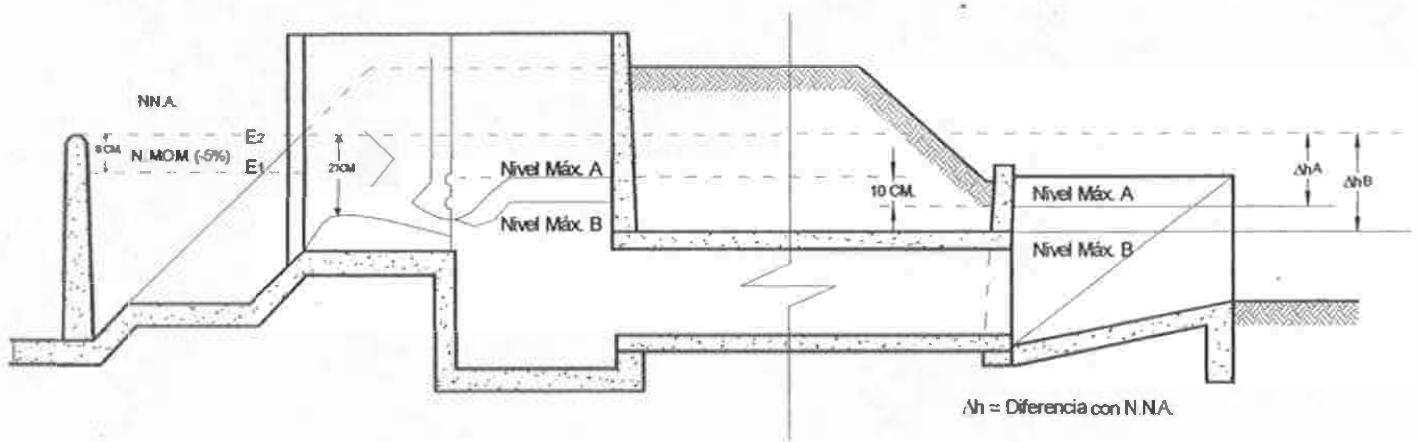


Fig. 2.5.5. Instalación de un módulo Aquacontrol en la transición de entrada

Esta alternativa es la adecuada para la instalación de módulos XX2 en canales grandes o principales donde la diferencia que existe entre el nivel normal de operación del canal y el terreno por regar sea mayor a 80 cm, pues con estos desniveles es necesario contar con una caída para no tener erosión con el agua.

El diseño de esta alternativa permite construir la caída íntegramente con la instalación del aquacontrol, pues bastará con profundizar la caja que queda inmediatamente después del aquacontrol para que sirva como caída, y así se tendrán los niveles requeridos para el funcionamiento de la estructura aforadora

Esta alternativa de instalación tiene el inconveniente de que la instalación en la entrada de la bocatoma, antes de la tubería, invade parte del camino de operación y es más costosa que la alternativa B.

En la Fig. 2.5.6. se muestra un croquis general de instalación de un módulo Aquacontrol serie XX-2 en la transición de entrada de una toma granja, también se muestran los niveles de los cuales tomaremos la referencia para saber si la carga hidráulica "H" resulta mayor o menor que 80 cm.

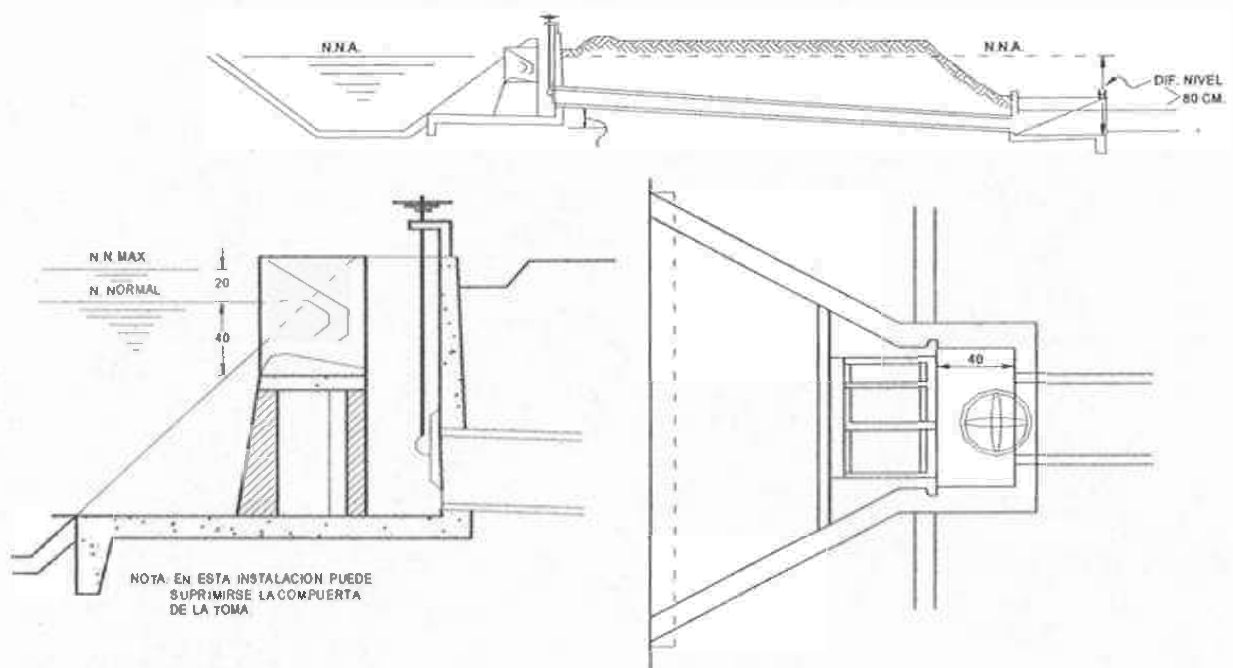


Fig. 2.5.6. Instalación del Aquacontrol cuando la carga "H" resulta mayor que 80 cm.

2.5.3 Instalación como toma directa:

Esta alternativa es la adecuada para aquellos casos en los que el canal no tiene camino de operación, y el módulo se instala en una toma sin tubería.

Al no utilizarse la tubería en la bocatoma el desnivel requerido entre el nivel normal de operación y el terreno por regar disminuye a 35 cm. Esto debido a que no habrá pérdidas hidráulicas por el paso del agua por los tubos, siendo ésta una solución para instalar aquacontroles en terrenos altos.

En la Fig. 2.5.7. se muestra un croquis de instalación de un módulo Aquacontrol serie XX-2, instalado como toma directa en una toma granja, también se muestran la diferencia de niveles requeridas en los puntos más importantes de la estructura existente y del terreno por regar.

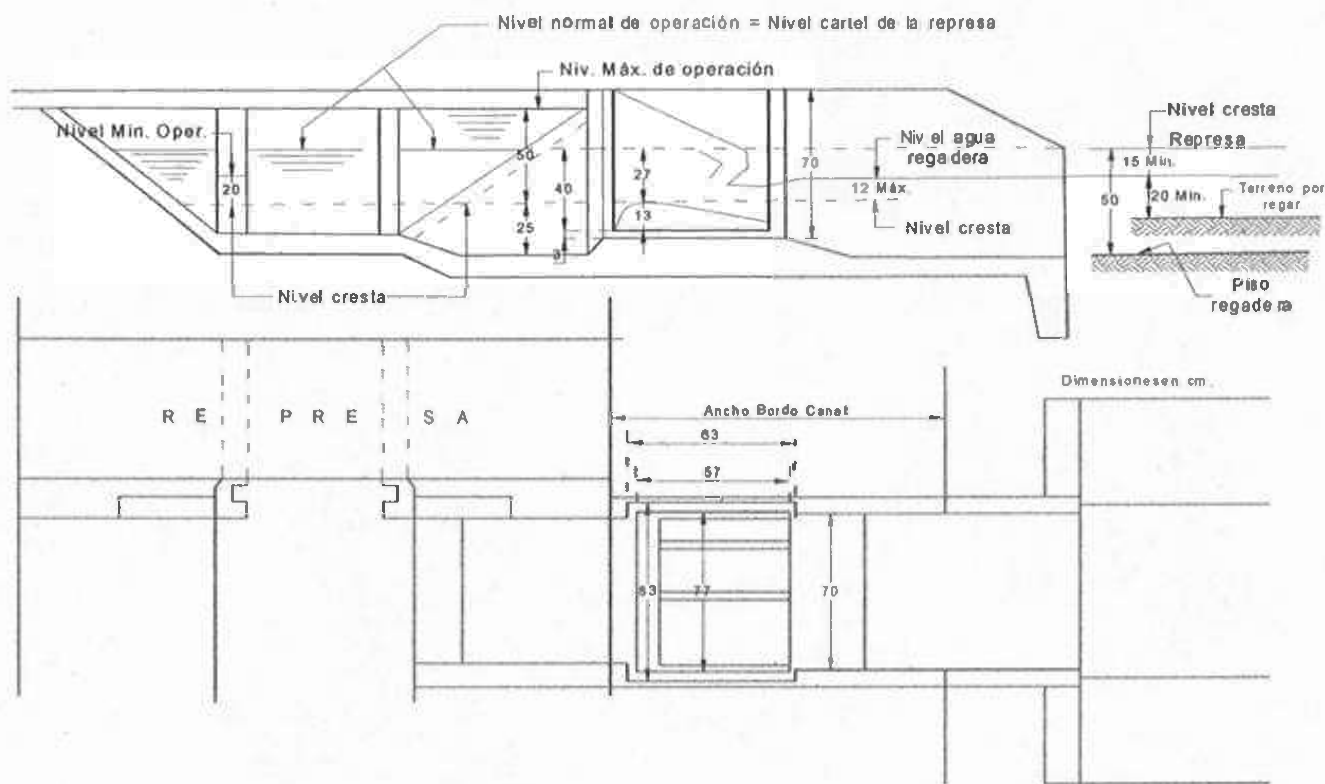


Fig. 2.5.7. Instalación del Módulo Aquacontrol como toma directa.

3 Estudios preliminares:

El diseño, construcción y mantenimiento de un sistema de conducción y distribución, es una parte integral de la mayoría de los aprovechamientos de recursos hidráulicos, sean pequeños o grandes, simples o complejos, que sirvan para uno o diferentes usos.

Los recursos hidráulicos los aprovechamos para suministrar agua a poblaciones, Distritos de Riego, industrias o todo en conjunto, mediante una red de conducción, abierta o cerrada. Esta conducción puede ser por gravedad o bombeo, dependiendo de las condiciones topográficas del aprovechamiento y del lugar donde se va a suministrar el fluido.

Los Distritos de Riego son zonas destinadas a la agricultura, a la que se suministran volúmenes controlados de agua que se aplican al terreno con el fin de favorecer el desarrollo y fructificación de los cultivos. Comprenden una gran cantidad de estructuras hidráulicas y de ingeniería civil cuya finalidad es la de obtener al agua necesaria, regularizarla, transportarla, y distribuirla a los terrenos de cultivo; drenar el agua de desperdicio o sobrante, así como dar acceso a las parcelas en todo tiempo mediante una red eficiente y segura de caminos. Asimismo contar también con líneas telefónicas o de radio, y estar electrificados.

Los Distritos de Riego pueden ser de diferentes tamaños, variando desde superficies de unas cuantas hectáreas hasta grandes Distritos de más de 200,000 hectáreas, Así mismo pueden comprender una pequeña presa derivadora y una reducida red de canales y sus estructuras, o pueden tener presas de almacenamiento y estructuras de gran eficiencia según sea el caso.

3.1 Cálculo de la superficie regable:

La zona de riego será tan grande como la disponibilidad de agua que se pueda suministrar. Un factor muy importante después de la cantidad de agua disponible para cultivo es la condición topográfica de la zona, ya que se puede tener agua en abundancia pero por las condiciones topográficas resulta incosteable la realización de las obras de abastecimiento.

También el tipo de cultivo a implantarse en la zona nos determinará la superficie regable, ya que los cultivos tiene un uso consuntivo que junto con la permeabilidad y las sales del suelo nos determinan un gasto por hectárea de acuerdo al cultivo que se tenga.

Otro factor que se debe tomar en cuenta es la cantidad de pérdidas que se tienen en la conducción, éstas pueden ser por infiltración, evaporación y pérdidas por operación, de las anteriores las pérdidas por infiltración pueden llegar a ser las de mayor consideración, dependiendo de si está o no revestido el canal. En estudios preliminares y en canales de tierra no revestidos se puede suponer que del total del agua derivada para aprovechamientos, un tercio de la misma se perderá por infiltración, evaporación y operación.

3.2 Cálculo de la capacidad de los canales:

La capacidad hidráulica de los canales debe de ser lo suficientemente grande para asegurar la entrega de cantidades adecuadas de agua a las zonas de riego durante los picos de demanda.

En general la capacidad de los canales de conducción depende del máximo consumo de agua en los cultivos en cierta unidad de tiempo, de las pérdidas y de los desperdicios, así como de la superficie que se riegue en un mismo tiempo.

En una zona de riego usualmente los canales principales trabajan de una forma continua durante la época de irrigación. En cambio los laterales, sub-laterales, ramales y sub-ramales, pueden operar en forma continua o de acuerdo a la distribución mensual de la demanda.

La capacidad de las estructuras que se construyan a lo largo de los canales se deben determinar de acuerdo con la función que vayan a ejecutar. (verfoto 3.2.1)



Foto 3.2.1. Represa Pico de pato en operación.

3.3 Revisión hidráulica de la red de canales:

1) Capacidad de los canales

La capacidad de los canales estará dada en función del área dominada por el canal, del método de distribución de aguas y del plan de cultivos. Para determinar la capacidad de los canales será necesario elaborar la curva de coeficientes unitarios de riego (CUR).

2) Determinación del coeficiente unitario de riego (CUR)

La determinación del coeficiente unitario de riego (CUR) se hace en base al mes de máxima demanda.

Los cultivos de este mes, con sus áreas y volúmenes correspondientes se ordenan de mayor a menor uso consuntivo diario.

Dividiendo el volumen acumulado correspondiente al mes crítico, entre el área acumulada y el tiempo en segundos del mes, se obtiene el (CUR).

Con arreglo a datos de ciclos anteriores se asigna una lámina de riego para cada cultivo y para cada parcela. Se calcula un coeficiente en l/s. Que multiplicado por el número de segundos contenidos en siete días acumule un volumen equivalente a la lámina deseada para el riego de una hectárea.

Después, bastará multiplicar el coeficiente respectivo por la superficie a beneficiar de cada cultivo para obtener su suma. El gasto neto a derivar por el canal en cuestión y al que finalmente se le adiciona el gasto por pérdidas de conducción para conocer el gasto en la bocatoma.

En el ejemplo se ilustra el procedimiento del cálculo del (CUR).

Ejemplo:

Lámina de riego= 0.14 m.
 Superficie = 25 Has.
 7 Días = 604,800 seg.

1Ha. \longrightarrow 10,000 m²
 1 m³ \longrightarrow 1,000lt.

10,000 m² * 0.14 m \longrightarrow 1,400 m³
 1,400 m³ * 1000 lt. \longrightarrow 1'400,000 lt.

C.U.R./Ha. = $\frac{1'400,000\text{lt.}}{604,800 \text{ seg.}}$ = 2.30 lt/seg.

Determinación del gasto (Q.) neto necesario.

CULTIVO	DEMANDA Ha.	LAMINA cm.	C.U.R. Ha.	Q.PARCIAL l/s	Q. TOTAL l/s.
MAIZ	25.00	14.00	2.30	57.50	57.50
SORGO	20.00	14.00	2.30	46.00	103.50
HORTALIZA	40.00	6.00	1.00	40.00	143.50
CARTAMO	50.00	18.00	3.00	150.00	293.50
CAÑA	10.00	12.00	2.00	20.00	313.50
HORTALIZA	10.00	6.00	1.00	10.00	323.50
MAIZ	25.00	14.00	2.30	57.50	381.00
FRIJOL	50.00	16.00	2.65	132.50	513.50

Q. NETO A SERVIR= 513.5 ls/Ha.
 Suponiendo Q. Pérdidas= 100 ls/Ha.

Q. en la bocatoma= 613.50 ls/Ha,

3.4 Uso de la tierra:

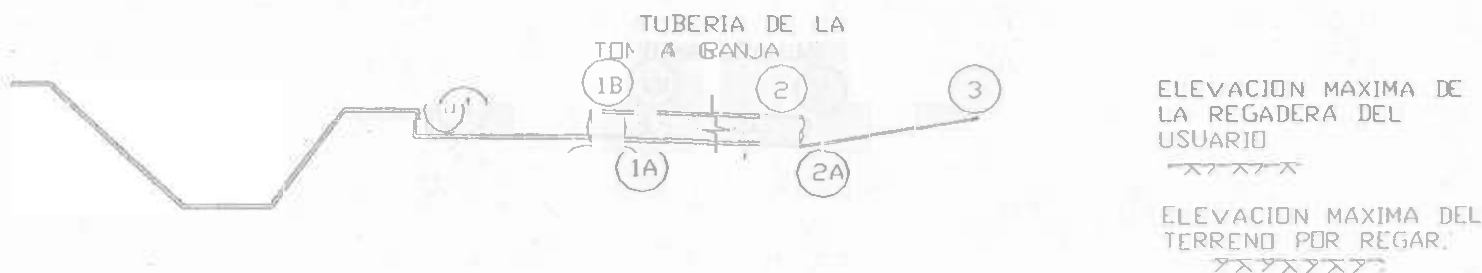
Se tiene que definir con exactitud el número de hectáreas que se sirve por cada canal principal, canal secundario, ramal, sub-ramal, y tomas granjas si así se da el caso de orden, también se definirá el uso que se le da a la superficie de estudio, este puede ser, agricultura, ganadería, industria, etc. ya que, de este uso dependerá la aportación de agua para cada caso particular.

Para obtener esta información se puede hacer un estudio de campo apoyándose en el padrón de usuarios del Distrito de Riego correspondiente a la zona

3.5 Estudio topográfico:

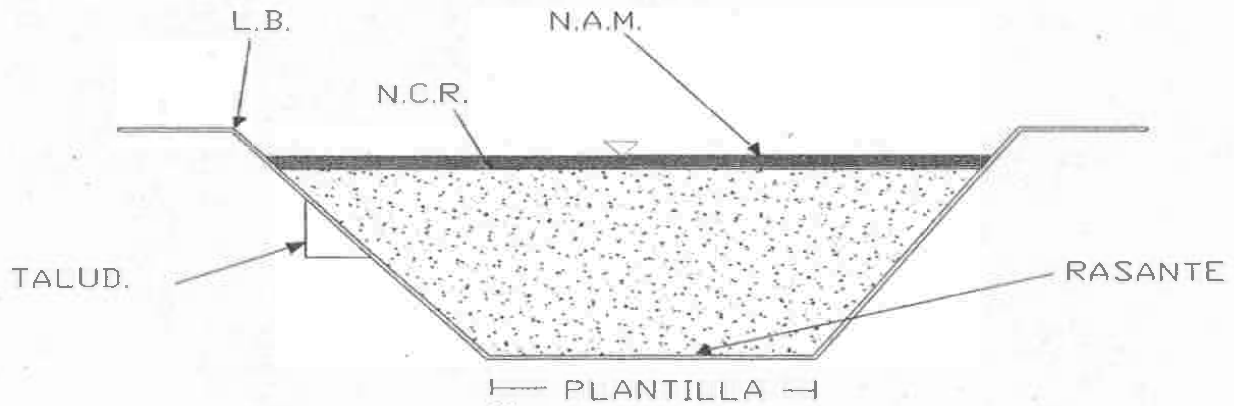
Es estrictamente necesario un estudio topográfico de la red de canales de proyecto, destacando en importancia los niveles de las estructuras hidráulicas en los puntos que se detallan a continuación.

ELEVACIONES DE UNA TOMA GRANJA



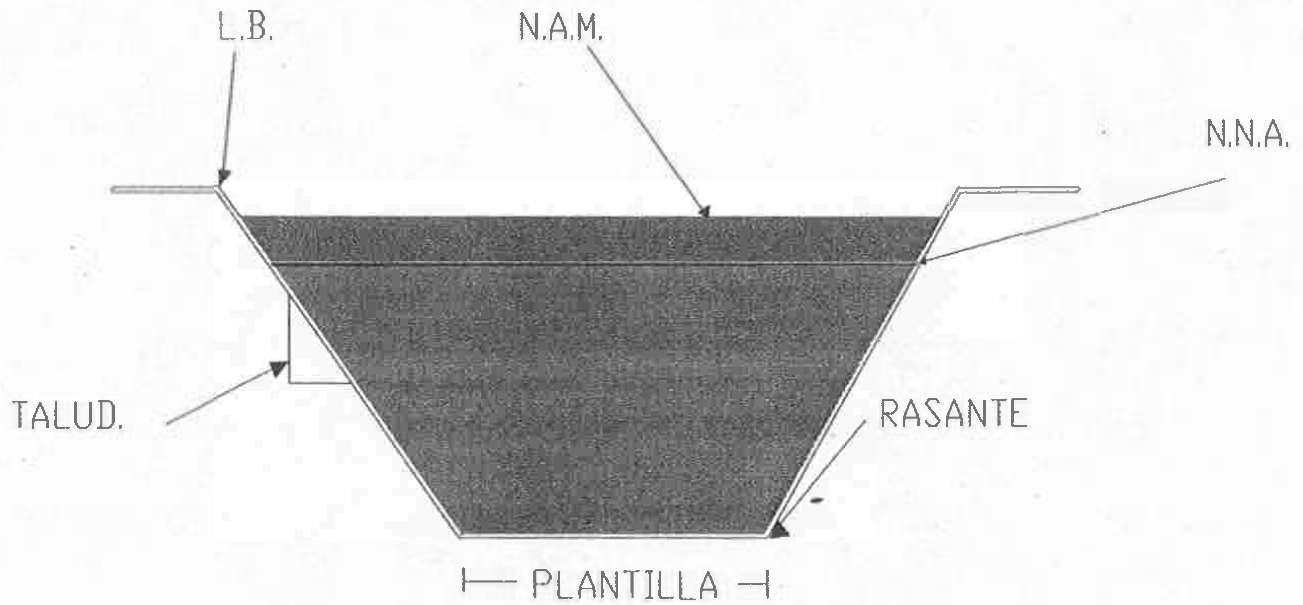
- 1 Nivel de la rasante de entrada .
- 1A Nivel inferior de entrada de la tubería.
- 1B Nivel superior de la entrada de la tubería.
- 2 Nivel superior de la salida de la tubería .
- 2A Nivel inferior de salida de la tubería.
- 3 Nivel máximo de la transición de salida.

ELEVACIONES EN UNA REPRESA



- L.B Libre bordo
- N.C.R Nivel de la cresta de la represa
- N.A.M Nivel de aguas máximo.
- TALUD Relación de talud.
- PLANTILLA Dimensión de la plantilla.
- RASANTE. Elevación de la rasante en la represa.

ELEVACIONES EN CANALES



L.B	Libre bordo
N.A.M	Nivel de aguas máximo.
N.N.A.	Nivel Normal de Aguas.
RASANTE	Elevación de la rasante del canal (En cada sección que se levante)
TALUD	Relación del talud.
PLANTILLA	Dimensión de la plantilla en cada sección.

Con toda esta información se calculará la velocidad, los tirantes máximos y mínimos, el radio hidráulico, el perímetro mojado, las pérdidas de carga y el gasto máximo que podrá conducir cada canal y cada estructura hidráulica.

Como con anterioridad; después de haber hecho el estudio de uso de la tierra, se sabrá qué aportación es la demandada por cada canal, con el apoyo del estudio topográfico sabremos si los canales tienen la capacidad suficiente para tal demanda de agua; si es necesario construir o eliminar represas; si es conveniente o no, construir, modificar o instalar estructuras nuevas, etc.

4 Diseño de una red general de aquacontroles:

4.1 Modernización de las estructuras hidráulicas del Módulo de Riego 014, Valle de Mexicali, Baja California.

Como ejemplo de la instalación del aquacontrol, se tomará un contrato del Valle de Mexicali llamado: Instalación de estructuras Aquacontrol en canales secundarios del módulo de Riego 014, Valle de Mexicali, margen derecho del Río Colorado, Baja California y Sonora.

Dentro de las obras que comprende la modernización del Valle de Mexicali se encuentra la sustitución de las compuertas existentes por módulos aforadores Aquacontrol. El módulo de Riego 014 ubicado en el Valle de Mexicali fué el primero en que se instalaron los Aquacontroles en todo Baja California Norte y se ha venido tomando como ejemplo de funcionalidad para los otros módulos de Riego.

Como la instalación y funcionamiento del Aquacontrol era desconocido en Baja California, los ingenieros se apoyaron en la experiencia de compañías constructoras y personal de la Comisión Nacional del Agua del Valle del Yaqui, donde desde hace algunos años se han venido instalando módulos Aquacontrol en canales primarios y secundarios. Y debido a que el tipo la conducción de agua para riego es por medio de canales abiertos a gravedad en ambos casos y las condiciones topograficas son también muy parecidas en el valle, es muy válido que las estructuras hidráulicas sean también similares.

Toda la información topográfica que se anota en las tablas es real y corresponde también al Módulo de Riego 014 del Valle de Mexicali y se obtuvo mediante un estudio de la zona de riego, donde al ir tomando los niveles se deben hacer anotaciones como el tipo de estructura hidráulica existente, las condiciones actuales de los canales, anotar las tozas quebradas en cada canal, el tipo de represas y sus condiciones actuales etc. apoyados con el cadenamamiento correspondiente para facilitar la ubicación en campo, y cualquier otra observación que el ingeniero del contrato de estudios considere de importancia.

El suministro del Aquacontrol no representa un problema para los constructores del Valle de Mexicali, ya que en el mismo Valle, en el Ejido Nuevo León existe una empresa que fabrica este tipo de estructura y es un distribuidor a nivel nacional

4.2 Descripción de la memoria de cálculo:

Descripción de la Tabla de Análisis por remanso.

Primer columna "ESTRUCTURA"

Define EL tipo de estructura existente en un cadenamiento dado del canal; las abreviaturas son:

BTI: boca toma izquierda.

Ab. aguas abajo.

TGD: toma granja derecha.

X CARRET: cruce con carretera.

AF. FINAL: aforadora final.

PF. punto final.

Segunda columna "CADEN."

Se refiere a la distancia que se ha recorrido desde el punto de inicio 0+000 hacia el punto final del canal.

Tercer columna "ELEV. RASANTE PLAN"

Representa la elevación de la rasante de la plantilla del canal en un cadenamiento dado.

Cuarta columna "ELEV. N.A.M."

Representa la elevación de Aguas Máxima del canal en un cadenamiento dado.

Quinta columna "ELEV. L.B."

Determina la elevación que existe en el hombro del canal, con esta elevación y ELEV. N.A.M. se calcula el L.B.

Sexta columna "ELEV. PICO PATO"

Muestra La elevación del cartel de la represa. Esta elevación es constante en todo el cartel y deberá ser leída por el topógrafo procurando tener el mínimo error posible, al igual que la empresa constructora deberá tener un cuidado especial en la construcción de las represas.

Séptima columna "PLANTILLA"

En esta columna se anota el desarrollo de la plantilla del canal en un cadenamiento dado.

Octava columna "TALUD"

Esta columna muestra la relación de talud del canal en un cadenamiento dado.

Novena columna "NIVEL AGUA Aab. TOMA"

Representa el nivel del agua aguas debajo inmediatamente después de la toma.

Décima columna "TC"

Representa la elevación del terreno por regar por cada toma.

Onceava columna "AREA COMPRO. CANAL"

Esta columna representa el número de hectáreas comprometidas a regar que tiene cada toma.

Doceava columna "GASTO PARCIAL COMP."

En esta columna se anota el cálculo del gasto requerido por cada boca toma, y es el resultado de multiplicar "AREA COMPRO. CANAL." Y "CUR".

Treceava columna " GASTO Qmáx. CUR"

En esta columna se ordena el gasto total requerido por el canal en un orden descendente, así se sabe que gasto es el que tiene que pasar por cada estructura del canal para cumplir con la demanda.

Catorceava columna "AREA COINCILIADA MODULO"

Es el número de hectáreas efectivas a regar, que según el módulo de riego correspondiente se sirven por cada bocatoma.

Quinceava columna "GASTO PARCIAL"

Es el gasto real requerido por el Distrito de riego, calculado multiplicando "AREA COINCILIADA MÓDULO" Y "CUR"

Dieciseisava columna "GASTO Q máx."

Representa el gasto requerido por el módulo ordenado en forma ascendente, éste se compara con el gasto correspondiente a de la treceava columna y se toma el más crítico de los dos para hacer el diseño.

Diecisieteava columna "GASTO Q_{mín.} PARCIAL"

Es el gasto mínimo que debe correr por un canal para el uso humano y de los animales; se determina según el gasto de cada toma, por ejemplo, si es una bocatoma, o una bocatoma grande que lleve agua a un rancho ganadero se le asigna un gasto mínimo de 30 l/s, y en las represas de los canales se le asigna un gasto mínimo de 8 l/s.

Dieciochoava columna "GASTO min."

En esta columna se ordena el gasto mínimo total requerido en forma ascendente, así se obtiene el gasto mínimo requerido en cada punto del canal para el diseño.

Diecinueveava columna "N.A. PROY. Q máx."

Este valor significa el nivel mayor del agua en el cartel de la represa para un gasto máximo en el canal y se calcula en la tabla de Perfil de los canales.

Veinteava columna "N.A. PROY. Q_{mín.}"

Representa la elevación del agua en el cartel de la represa para el gasto mínimo del canal, se calcula en la tabla de perfil de los canales.

TABLA 4.2.1. ANÁLISIS POR REMANSO DEL LATERAL 17+246 DEL CANAL INDEPENDENCIA

ESTRUC.	CADEN.	ELEV. RASANTE PLANT.	ELEV. N.A.M.	ELEV. L.B.	ELEV. PICO PATO	PLANTILLA b	TALUD m/m	NIVEL AGUA Aab TOMA	TC	AREA COMPRO. CANAL ha	GASTO PARCIAL COMP. l/s	GASTO Qmax. C.U.R. l/s	AREA CONCILIADA MODULO ha	GASTO PARCIAL l/s	GASTO Qmax. l/s	GASTO Qmin. PARCIAL l/s	GASTO Qmin. l/s	N.A. PROY. Qmax	N.A. PROY. Qmin
TGI	0+329	14.10	15.10	15.40		1.05	1.5/1			111	255.3	0	101	232	0	30.0	0.0	15.23	15.13
REPRESA	0+377	14.10	15.10	15.40	15.11	2.76	1.5/1					-255			-232	8.0	-30.0	15.23	15.13
Ab		13.75	14.70	15.00														14.66	14.51
TGD	0+600					1.05	1.5/1					-255			-232		-38.0	14.63	14.51
TGI	0+623					1.05	1.5/1					-255			-232		-38.0	14.63	14.51
TGD	0+930	13.54	14.49	14.79		1.05	1.5/1	14.06	13.26	29	52	-255	33	58	-232	8.0	-38.0	14.61	14.51
PICO PATO	0+990	13.54	14.49	14.79	14.49	1.05	1.5/1					-308			-290		-46.0	14.61	14.51
Ab		13.54	14.49	14.79								-308			-290		-46.0	14.46	14.23
X CARRET	0+990	13.56	14.51	14.81								-308			-290		-46.0	14.46	14.23
Ab		12.86	13.81	14.11								-308			-290		-46.0	13.75	13.53
TGI	1+362	12.78	13.73	14.03		1.05	1.5/1	13.84	12.84	40	72	-308	40	71	-290		-46.0	13.7	13.53
Ab		12.78	13.73	14.03								-380			-361		-46.0	13.7	13.53
TGI	1+902	12.67	13.62	13.92		1.05	1.5/1	13.55	12.76	40	72	-380	40	71	-361		-46.0	13.63	13.53
REPRESA	1+910	12.66	13.61	13.91	13.51	2.76	1.5/1					-452			-432	8.0	-46.0	13.63	13.53
Ab		12.64	13.59	13.89								-452			-432		-54.0	13.5	13.21
CAIDA	1+960	12.64	13.59	13.89								-452			-432		-54.0	13.49	13.21
Ab	1+970	12.15	13.10	13.40								-452			-432		-54.0	13	12.72
TGI	2+488	12.06	13.01	13.31		1.05	1.5/1	12.64	12.20	20	36	-452	20	35	-432		-54.0	12.94	12.72
Ab		12.06	13.01	13.31								-488			-467		-54.0	12.94	12.72
TGI	3+619	11.86	12.81	13.11		1.05	1.5/1	12.73	11.00	40	72	-488	67	119	-467		-54.0	12.82	12.72
TGD	3+620	11.86	12.81	13.11		1.05	1.5/1	12.87	11.93	33	59	-560	30	53	-586		-54.0	12.82	12.72
REPRESA	3+628	11.85	12.70	13.00	12.70	2.56	1.5/1					-619			-639	8.0	-54.0	12.82	12.72
Ab		11.84	12.74	12.99								-619			-639		-62.0	12.68	12.47
TGD	4+284	11.74	12.64	12.89		0.90	1.5/1	12.55	11.88	18	32	-619	17	30	-639		-62.0	12.62	12.47
TGI	4+284	11.74	12.64	12.89		0.90	1.5/1	12.55	11.85	19	34	-651	18	32	-669		-62.0	12.62	12.47
Ab		11.74	12.64	12.89								-686			-701		-62.0	12.62	12.47
TGD	4+555	11.69	12.59	12.84		0.90	1.5/1	12.35	11.70	32	58	-686	14	25	-701		-62.0	12.59	12.47
TGI	4+883	11.62	12.52	12.77		0.90	1.5/1	12.51	11.57	46	83	-743	27	48	-726		-62.0	12.57	12.47
REPRESA	4+925	11.60	12.50	12.75	12.45	2.36	1.5/1					-826			-773	8.0	-62.0	12.57	12.47
Ab		11.58	12.48	12.73								-826			-773		-70.0	12.39	12.23
TGD	5+445	11.46	12.36	12.61		0.90	1.5/1	12.06	11.35	58	104	-826	49	87	-773		-70.0	12.35	12.23
BTI	5+596	11.45	12.35	12.60		0.90	1.5/1			122	281	-930	140	308	-860		-70.0	12.34	12.23
REPRESA	5+604	11.44	12.34	12.59	12.21	1.00	1.5/1					-1,211			-1,168		-70.0	12.34	12.23
Ab		11.43	12.23	12.48								-1,211			-1,168		-70.0	12.11	12.03
TGI	6+332	11.25	12.05	12.30		0.90	1.5/1	11.68	11.53	31	56	-1,211	18	32	-1,168		-70.0	12.1	12.03
AFINAL	6+560	11.20	12.00	0.25	12.00	0.90	1.5/1					-1,267			-1,200	8.0	-70.0	12.1	12.03
Ab		11.07	11.57	11.67								-1,267			-1,200		-78.0	11.56	11.56

Descripción de la tabla de cálculo de Aquacontroles.

Primera columna "EST. KM."

Se refiere a la distancia que se ha recorrido desde el punto de inicio 0+000 hacia el punto final del canal.

Segunda Columna "SALIDA"

Se refiere al tipo de estructura existente, puede ser TGD: Toma granja derecha; TGI: Toma granja Izquierda; BTI: Boca toma izquierda; BTD: Boca toma derecha y AF. FINAL: Aforadora final.

De la tercera a la quinceava columna se refiere a elevaciones de campo y son como sigue:

- R: Rasante en el canal
- R1: Rasante en la toma
- NAO: Nivel normal de aguas en el canal.
- NAO1: Nivel normal de aguas en la toma.
- LB: Libre bordo en el canal.
- LB1: Libre bordo en la toma.
- TC: Elevación del terreno por regar.

Los puntos 1, 1A, 1B, 2, 2A Y 3, se definen en el croquis de Elevaciones de una toma granja en el capítulo 6 de estudio topográfico.

Dieciseisava columna " NIVEL REG. US."

Corresponde a la elevación máxima del piso del canal que conduce el agua de la toma granja a la parcela.

Diecisieteava columna "NIVEL C. REP."

Representa la elevación de la cresta de la represa, en base a este nivel se hace la instalación de los Aquacontroles.

De la dieciochoava columna en adelante se describen en la tabla de cálculo de las mismas.

TABLA 4.2.2. CALCULO DE AQUACONTROLES, LAT. 17+246 DEL CANAL INDEPENDENCIA

EST. KM	SALIDA	ELEVACIONES (m s n m)																E1 (M)	E3 (M)								
		R	R1	NAO	NAO1	LB	LB1	TC	1	1A	1B	2	2A	3	REG. US.	NIVEL	D1 (M)			D2 (M)	D3 (M)	D4 (M)	I.	A (M)	C (M)	E2 (M)	B (M)
0+329	TGI	14.10	14.10	15.23	15.23	15.40	15.00	13.70	13.65	13.65	13.80	13.88	13.88	14.18	14.15	15.11	0.93	0.96	1.41	0.45	E	14.18	14.84	15.11	14.71	15.03	15.41
0+600	TGD	CANCELADA																									
0+823	TGI	13.65	13.65	14.58	14.58	14.90	14.90	13.73	13.56	13.56	13.64	13.64	13.64	13.84	14.08	14.49	0.85	0.41	0.76	0.35	E	13.64	14.22	14.49	14.09	14.41	14.79
0+830	TGD	13.54	13.54	14.43	14.43	14.79	14.79	13.26	13.10	13.10	13.18	13.18	13.10	13.37	13.62	14.49	1.12	0.87	1.23	0.36	E	13.37	14.22	14.49	14.09	14.41	14.79
1+362	TGI	12.78	12.78	13.78	13.78	14.03	14.03	12.84	12.70	12.70	12.78	12.74	12.75	13.04	13.15	13.51	0.47	0.36	0.67	0.31	N	13.04	13.14	13.41	13.01	13.33	13.71
1+902	TGI	12.67	12.67	13.81	13.81	13.92	13.92	12.76	12.43	12.43	12.51	12.41	12.43	12.76	13.11	13.51	0.75	0.40	0.75	0.35	N	12.76	13.14	13.41	13.01	13.33	13.71
2+488	TGI	12.06	12.06	12.84	12.84	13.31	13.31	12.20	11.75	11.75	11.83	11.87	11.80	11.92	12.42	12.70	0.78	0.28	0.50	0.22	N	11.92	12.33	12.60	12.20	12.52	12.90
3+619	TGI	11.86	11.86	12.92	12.92	13.11	13.11	11.00	11.58	11.58	11.66	11.70	11.77	12.10	11.42	12.70	0.60	1.28	1.70	0.42	N	12.10	12.33	12.60	12.20	12.52	12.90
3+620	TGD	11.86	11.86	12.89	12.89	13.11	13.11	11.93	11.59	11.59	11.67	11.71	11.63	12.04	12.21	12.70	0.66	0.49	0.77	0.28	N	12.04	12.33	12.60	12.20	12.52	12.90
4+284	TGD	11.74	11.74	12.71	12.71	12.89	12.89	11.88	11.35	11.35	11.43	11.42	11.34	11.72	12.18	12.45	0.73	0.27	0.57	0.30	N	11.72	12.08	12.35	11.95	12.27	12.65
4+284	TGI	11.74	11.74	12.71	12.71	12.89	12.89	11.85	11.35	11.35	11.43	11.42	11.34	11.72	12.12	12.45	0.73	0.33	0.60	0.27	N	11.72	12.08	12.35	11.95	12.27	12.65
4+555	TGD	11.69	11.69	12.56	12.56	12.84	12.84	11.70	11.36	11.36	11.44	11.45	11.37	11.75	12.09	12.45	0.70	0.36	0.75	0.39	N	11.75	12.08	12.35	11.95	12.27	12.65
4+883	TGI	11.62	11.62	12.54	12.54	12.77	12.77	11.57	11.22	11.22	11.30	11.28	11.31	11.58	11.93	12.45	0.87	0.52	0.88	0.36	E	11.58	12.18	12.45	12.05	12.37	12.75
5+445	TGD	11.46	11.46	12.14	12.14	12.61	12.61	11.35	11.46	11.14	11.22	11.10	11.08	11.40	11.82	12.21	0.81	0.29	0.86	0.57	E	11.40	11.94	12.21	11.81	12.13	12.51
5+596	BTI	11.45	11.45	12.21	12.21	12.60	12.60	--	10.83	10.83	10.98	10.98	10.98	11.30	12.21	12.21	0.91				E	11.30	11.94	12.21	11.81	12.13	12.51
6+332	TGI	11.25	11.25	12.14	12.14	12.30	12.30	11.53	11.25	11.28	11.36	11.24	11.16	11.29	11.80	12.00	0.71	0.20	0.47	0.27	N	11.29	11.63	11.90	11.50	11.82	12.20
6+560	AF. FINAL	11.20	11.07	12.00	11.57	12.25	11.67	--	10.10	10.10	10.18	10.18	10.10	10.44	12.00	1.56					E	10.44	11.73	12.00	11.60	11.92	12.30

CONDICIONES PARA LA INSTALACION DE UN MODULO AQUACONTROL.

D1= DESNIVEL DE LA CRESTA DE LA REPRESA- ELEVACION DEL FINAL DE LA TRANSICION DE SALIDA= (N.C.R. - 3)

D2= DESNIVEL ENTRE LA CRESTA DE LA REPRESA Y LA REGADERA DEL USUARIO. (N.C.R.- N.R.U. > 25 CM)

D3= DESNIVEL ENTRE LA CRESTA DE LA REPRESA Y EL TERRENO POR REGAR. (N.C.R.- N.T.C. > 45 CM)

D4= DESNIVEL ENTRE LA REGADERA DEL USUARIO Y EL TERRENO POR REGAR. (N.R.U.- N.T.R. > 20 CM)

I = TIPO DE INSTALACION. (NORMAL O ENTRADA; NORMAL "N" Y ENTRADA "E")

INSTALACION DEL MODULO AQUACONTROL.

A= ELEVACION DE LA TRANSICION DE SALIDA. (M)

C= ELEVACION DEL CIMACIO DEL MODULO = (N.C.R.- 0.27M.)

E2= NIVEL NORMAL DE OPERACION DEL MODULO = (N.C.R.)

B= ELEVACION DEL FONDO DEL MODULO= (N.C.M.-0.13)

E1= NIVEL PARA GASTO MIN. DEL MODULO, Q= 95%. = (E2-0.08M)

E3= NIVEL MAXIMO DE OPERACION DEL MODULO, Q= 105%. = (B+0.70 M)

NOTA:

CUANDO EL MODULO AQUACONTROL SE INSTALE EN LA TRANSICION DE SALIDA SE CONSIDERARAN PARA EL CALCULO DE LAS ELEVACIONES DE: C, E2, B, E1 Y E3. 10 CM. DE PERDIDA DE CARGA HIDRAULICA CAUSADA POR LA TUBERIA DE LA TOMA.

Descripción de la tabla de elevaciones.

Primer columna "KILÓMETRO"

Se refiere a la distancia que se ha recorrido desde el punto de inicio 0+000 hacia el punto final del canal.

Segunda columna "R"

Rasante en el canal alimentador de la toma granja.

Tercer columna "R1"

Rasante en la toma granja.

Cuarta columna "NAO"

Nivel de aguas ordinario en el canal alimentador de la toma granja.

Quinta columna "NAO1"

Nivel de aguas ordinario en la toma granja.

Sexta columna "LB"

Libre bordo en el canal alimentador de la toma granja.

Séptima columna "lb1"

Libre bordo en la toma granja.

Octava columna "V"

Elevación del cartel de la represa "Pico de Pato"

Novena columna "LONG."

Longitud del vertedor "Pico de Pato"

Décima columna "H máx."

Nivel máximo de operación del Aquacontrol.

Onceava columna "H_{min.}"

Nivel mínimo de operación del Aquacontrol para un gasto del 95% de su gasto nominal.

Doceava columna "Observaciones"

Se anota el tirante de aguas sobre la cresta de la represa "Pico de Pato"

TABLA 4.2.3. TABLA DE ELEVACIONES

KILO- NOMBRE DEL CANAL: LAT. IZQ. 17+246 DEL CANAL INDEPENDENCIA.											Observaciones.
METRO	R	R1	NAO	NAO1	LB	LB1	V	LONG	Hmax	Hmin	
0+377		14.10	13.75	15.1	14.70	15.40	15.00	15.11	17.53	15.23	15.13 D=0.12 M
0+930		13.54	13.54	14.49	14.49	14.79	14.79	14.49	16.65	14.61	14.51 D=0.12 M
1+910		12.66	12.64	13.61	13.59	13.91	13.89	13.51	14.52	13.63	13.53 D=0.12 M
3+628		11.85	11.84	12.70	12.74	13.00	12.99	12.70	11.36	12.82	12.72 D=0.12 M
4+925		11.60	11.58	12.5	12.48	12.75	12.73	12.45	9.33	12.57	12.47 D=0.12 M
5+604		11.44	11.43	12.34	12.23	12.59	12.48	12.21	2.95	12.34	12.23 D=0.13 M
NOTA # 1:											
LA ESTRUCTURA 0+930 ES UNA PICO DE PATO EXISTENTE, PERO CON MUY POCA ALTURA, Y DEBERA S / ELEVARSE DE LA 14.14 A LA 14.49.											

Descripción de la tabla de Aquacontroles.

En esta tabla se hace un resumen de todos los Aquacontroles que serán instalados y los puntos más importantes para su instalación.

Primer columna "KILOMETRAJE"

Se refiere a la distancia que se ha recorrido desde el punto de inicio 0+000 hacia el punto final del canal.

Segunda columna " SALIDA"

Se refiere al tipo de estructura existente, puede ser TGD: Toma granja derecha; TGI: Toma granja Izquierda; BTI: Boca toma izquierda; BTD: Boca toma derecha y AF. FINAL: Aforadora final.

Tercer columna "TIPO"

En esta columna se anota la serie del aquacontrol que se instalará, y es el resultado de la selección del gasto parcial crítico calculado en la tabla de análisis por remanso. (columnas 12 y 15). Por ejemplo, en este caso se toma como gasto crítico el obtenido de multiplicar el "AREA COINCILIADA MODULO" por el "CUR", dando un resultado de 232 l/s, y se toma la combinación de gastos más aproximada de la tabla de tipo de aquacontroles que se fabrican para la serie "XX-2", resultando la que tiene la combinación de compuertas que aporta un gasto de 240 l/s, y así se cumple con el gasto requerido por el usuario.

Cuarta columna "ELEVACIÓN CIMACIO"

Es la elevación descrita como "C" en la tabla de cálculo de aquacontroles, y representa la elevación en que deberá quedar el cimacio del módulo instalado, para aportar un gasto nominal o gasto de diseño. Esta elevación es igual al nivel de la cresta de la represa menos 27 cm. Si la instalación es en la transición de entrada, y menos 37 cm. Si es en la transición de salida. (ver nota de tabla de cálculo de Aquacontroles)

Quinta columna "ELEV. MAX."

Es la elevación correspondiente al nivel máximo de operación del Aquacontrol y se obtiene en la tabla de cálculo de Aquacontrol y es descrita como "E3", y se calcula sumando la elevación de la base del fondo del Aquacontrol (B) mas la altura del módulo, (para un módulo serie XX-2, la altura es de 70 cm.). A partir de esta elevación el agua empezará a verter sobre el Aquacontrol y éste ya no funcionará eficientemente.

Sexta columna "ELEV. MIN."

Es la elevación correspondiente al nivel mínimo de operación del módulo, se considera esta elevación aquella con la cual se afora un gasto de 95% del gasto nominal del Aquacontrol. Se obtiene en la tabla de cálculo de Aquacontrol y se representa como E1, y se calcula restando 8 cm. al Nivel Normal de Operación (E2).

Séptima columna "OBSERVACIONES"

En esta columna se anotan el número y tipo de compuertas de las cuales está compuesto el Aquacontrol.

TABLA 4.2.4. AQUACONTROLES LAT IZQ 17+246 DEL CANAL INDEPENDENCIA

L.OMETRA	SALIDA	TIPO	ELEVACION		ELEV. ARRIBA		OBSERVACIONES
			CIMACIO	MAX	MIN	MIN	
0+329	BTI	XX-2	14.84	15.41	15.03	2/20;2/40;2/60 (232 lbs / seg.)	
0+600	TGD					CANCELADA	
0+623	TGI	XX-2	14.22	14.79	14.41	1/20;1/40;1/60	
0+930	TGD	XX-2	14.22	14.79	14.41	1/20;1/40;1/60	
1+362	TGI	XX-2	13.14	13.71	13.33	1/20;1/40;1/60	
1+902	TGI	XX-2	13.14	13.71	13.33	1/20;1/40;1/60	
2+488	TGI	XX-2	12.33	12.90	12.52	1/20;1/40;1/60	
3+619	TGI	XX-2	12.33	12.90	12.52	1/20;1/40;1/60	
3+620	TGD	XX-2	12.33	12.90	12.52	1/20;1/40;1/60	
4+284	TGD	XX-2	12.08	12.65	12.27	1/20;1/40;1/60	
4+284	TGI	XX-2	12.08	12.65	12.27	1/20;1/40;1/60	
4+555	TGD	XX-2	12.08	12.65	12.27	1/20;1/40;1/60	
4+883	TGI	XX-2	12.18	12.75	12.37	1/20;1/40;1/60	
5+445	TGD	XX-2	11.94	12.51	12.13	1/20;1/40;1/60	
5+596	BTI	XX-2	11.94	12.51	12.13	1/20;1/40;1/60	
6+332	TGI					NO SE INSTALARA MODULO	
6+560	AF. FIN.	XX-2	11.73	12.30	11.92	1/20;1/40;1/60	

Descripción de la tabla de perfil del canal

En esta tabla se calcula la longitud del vertedor de la represa "Pico de Pato", la elevación del espejo del agua sobre el vertedor de la represa, con un gasto máximo y mínimo, tomando como punto de partida la elevación del cartel de la represa y el gasto requerido.

El cálculo consiste en darle valores a la siguiente fórmula:

$$L = Q / (1.6H^{1.5})$$

Donde:

L= Longitud del vertedor (m)

Q= Gasto requerido (m³/s).

H= Tirante sobre el vertedor (m).

Por otra parte, en la tabla se calculan los tirantes en las represas de los canales tomando en cuenta las pérdidas hidráulicas por fricción.

Para calcular los tirantes se le da un valor a arbitrario y se itera hasta llegar a la igualdad en la columna de $H^2 - H^1 + hf = 0$; donde:

H^2 = Carga hidráulica en el punto 2.

H^1 = Carga hidráulica en el punto 1.

hf= Pérdida de carga entre los dos puntos por caída de la pendiente.

Las columnas se describen como:

Primer columna "EST."

Se refiere a la distancia que se ha recorrido desde el punto de inicio 0+000 hacia el punto final del canal.

Segunda columna "ELEV. PLANT. RASANTE"

Representa la elevación de la rasante de la plantilla del canal en un cadenamamiento dado.

Tercer columna "ELEV. L.B."

Determina la elevación que existe en el hombro del canal, con esta elevación y ELEV. N.A.M. se calcula el L.B.

Cuarta columna "COTA S/ELEV."

En esta columna se anota la elevación del L.B. del canal en caso de que haya la necesidad de sobreelevar.

Quinta columna "TIRANTE"

Es el tirante de aguas del canal en la estación. Este tirante se calcula restando la elevación de la rasante de la plantilla al Nivel de Aguas obtenido en el cálculo de la longitud del vertedor.

Sexta columna " ELEV. ESPEJO DEL AGUA"

Resulta de sumar el tirante mas la elevación de la rasante de la plantilla.

Séptima columna "AREA"

Es el área mojada de la sección transversal del canal con un flujo normal, se calcula con la siguiente fórmula:

$$A= (b+2y)y$$

Donde:

A= Area mojada (m²)

B= Plantilla del canal (m)

Y= Distancia vertical (m)

Octava columna " veloc. m/s"

Es la velocidad media calculada con la fórmula de manning.

$$V= 1/n(R^{2/3} XS^{1/2})$$

Donde:

- V= velocidad media (m/s)
- n= número de manning.
- R= radio hidráulico (m)
- S= pendiente hidráulica (m/m)

Novena columna " $V^2/2g$ "

Es la carga hidráulica por velocidad:

- V= velocidad media (m/s)
- g= gravedad (m/s²)

Décima columna "CARGA TOTAL SUP."

Es la suma de las cargas hidráulicas por elevación y por velocidad, se calcula sumando la "ELEV. ESPEJO DEL AGUA mas ($V^2/2g$)

Onceava columna "Rh"

Es la relación del área mojada en su perímetro mojado, ó:

$$Rh=A/P$$

Donde:

- Rh= radio hidráulico (m)
- A= área mojada (m²)
- P= perímetro mojado (m)

Doceava columna " $Rh^{4/3}$ "

Representa el Radio hidráulico elevado a la potencia 4/3, para facilitar el cálculo de la velocidad media.

Treceava columna "PEND. HIDRAUL."

Es la pendiente que tiene el canal y en el punto de estudio en (m/m)

Catorceava columna "PEND. HIDRÁULICA PROM."

Es el promedio de las pendientes de los dos puntos de estudio.

Quinceava columna "DELTA X"

Es la distancia lineal que existe entre los dos puntos de estudio.

Dieciseisava columna "PERDIDA hf"

Es la diferencia de niveles que existe entre los dos puntos de estudio por la caída de la pendiente, se calcula multiplicando el promedio de las pendientes por e DELTA X.

Diecisieteava columna "CARGA TOTAL (CALC.)"

Es la suma del tirante calculado en las iteraciones + la carga hidráulica por velocidad

Dieciochoava columna "DIF. ENTRE N.A. Y L.B."

Es la diferencia entre el Nivel de Aguas y el Libre Bordo en el punto de estudio.

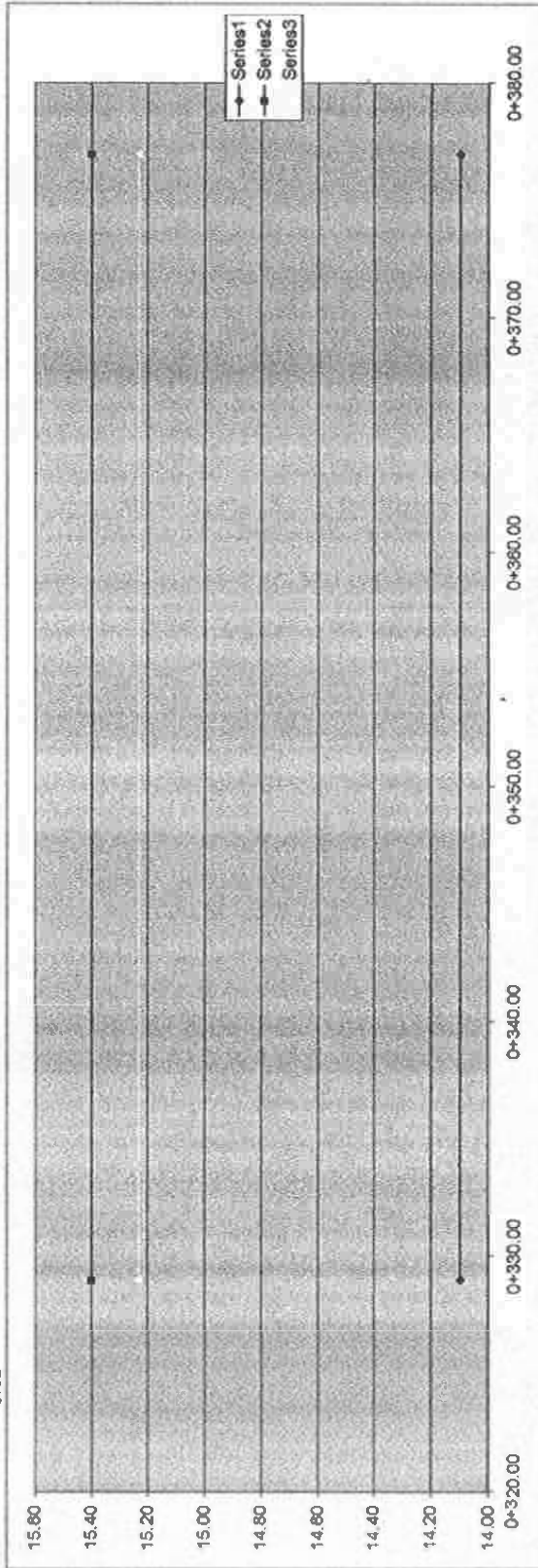
En la tabla se grafican la elevación de la rasante de la plantilla, la elevación del espejo del agua y la elevación del libre bordo contra el cadenamamiento, y se grafican los tramos comprendidos entre dos represas consecutivas en el canal, pues la represa de aguas abajo controlará las elevaciones del agua en todo el tramo de estudio. Esta gráficas se elaboran tanto para el gasto máximo, como para el gasto mínimo del canal.

PERFIL DEL CANAL 17+246 DEL CANAL INDEPENDENCIA.

GASTO EN M³/S = 1.157 COEFICIENTE n = 0.015 COEF. CORIOLIS (a) = 1.10 TIRANTE EN OR 1.130
 TIRANTE NORMAL = TIRANTE CRITICO = PENDIENTE = (FRONTERA DEL TRAMO)
 ANCHO DE PLANTILLA = 1.05 TALUD LATERAL = 1.5 ELEV.PLANTILLA ORIGEN = 14.10

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L.B.	COTA S/ELEV.	TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	AREA	VELOC. (M/S)	QVA2/2g	CARGA TOTAL (SUP.)	Rh	Rh*H/3	PEND. HIDRAUL. PROM.	DELTA X PERDIDA	CARGA TOTAL (CALC.)	DIF. ENTRE N.A. Y L.B.	DIFERENCIA H2-H1+hf	TIRANTE
0+377.00	14.10	15.40	1.130	3.10	15.230	3.10	0.37	0.008	15.238	0.605	0.512	0.000061			0.170		1.130
0+329.00	14.10	15.40	1.133	3.12	15.233	3.12	0.37	0.008	15.281	0.607	0.514	0.000060	48.00	15.281	0.147	(0.000)	1.133

ELEV. V= 15.11
 LONG. VERT 17.40
 N.A.= 15.23
 H= 0.12

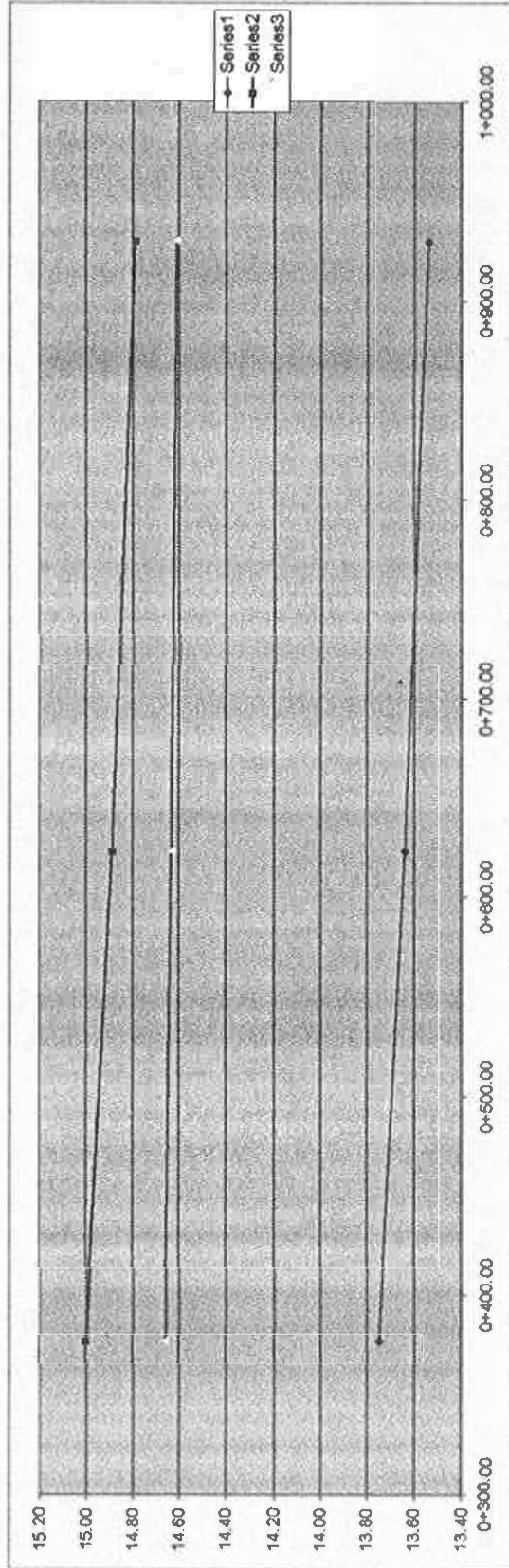


PERFIL DEL CANAL 17+246 DEL CANAL INDEPENDENCIA.

GASTO EN M³/S = 1.099 COEFICIENTE η = 0.015 COEF. CORIOLIS (a) = 1.10 TIRANTE EN OR = 1.070
 TIRANTE NORMAL = 1.099 TIRANTE CRITICO = PENDIENTE = (FRONTERA DEL TRAMO)
 ANCHO DE PLANTILLA = 1.05 TALUD LATERAL = 1.5 ELEV.PLANTILLA ORIGEN = 13.54

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L.B.	COTA S/ELEV. TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	AREA	VELOC. (M/S)	$QV^2/2g$	CARGA TOTAL (SUP.)	R _H	R _H ^{4/3}	PEND. HIDRAUL. PROH.	PEND. HIDRAUL. PRH	DELTA X PENDIDA PX	CARGA TOTAL (CALC.)	RF. ENTRE S.A. Y L.B.	DIFERENCIA H ₂ -H ₁ +H _T	TIRANTE	
0+930.00	13.54	14.79	1.070	14.610	2.84	0.39	0.008	14.618	0.579	0.482	0.000070	0.000070	0.00	0.000	0.180	0.000	1.070	930
0+930.00	13.54	14.79	1.070	14.610	2.84	0.39	0.008	14.618	0.579	0.482	0.000070	0.000070	0.00	14.618	0.180	0.000	1.070	930
0+623.00	13.64	14.89	0.993	14.633	2.52	0.44	0.011	14.644	0.545	0.445	0.000096	0.000083	307.00	14.644	0.257	0.000	0.993	623
0+377.00	13.75	15.00	0.909	14.659	2.19	0.50	0.014	14.673	0.507	0.404	0.000140	0.000118	246.00	14.673	0.343	(0.000)	0.909	377

ELEV. V = 14.49 mts:
 LONG. VERT = 16.52 mts:
 N.A. = 14.61 mts:
 H = 0.12 mts:

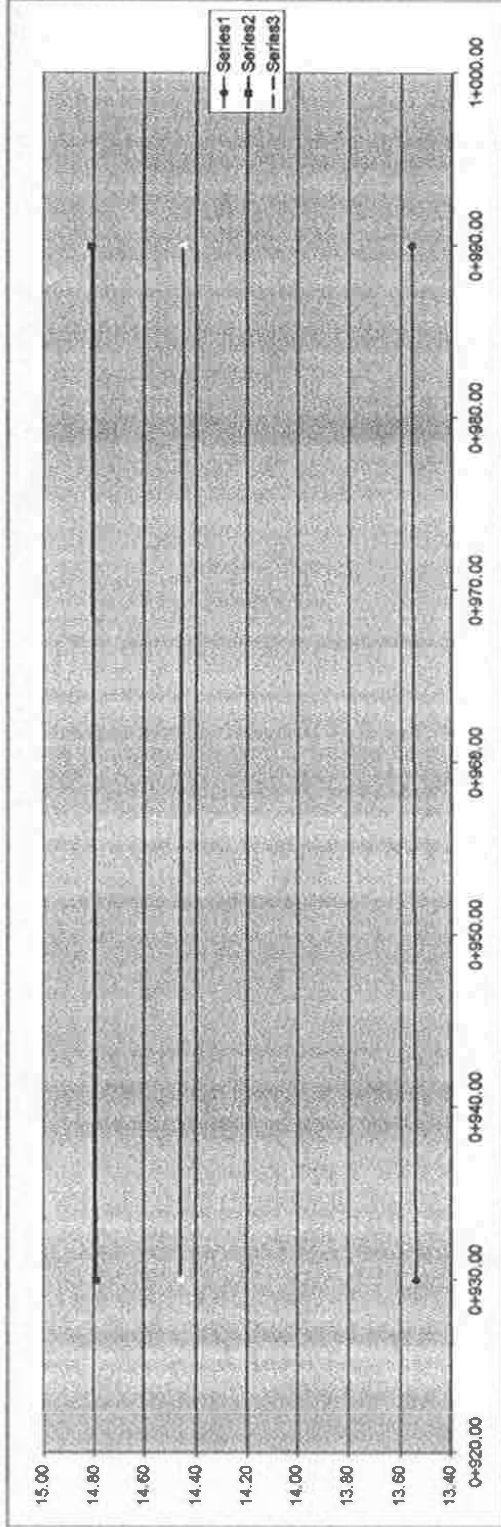


PERFIL DEL CANAL 17+246 DEL CANAL INDEPENDENCIA.

GASTO EN M³/S = 1.099 COEFICIENTE η = 0.015 COEF. CORIOLIS (α_3) = 1.10 TIRANTE EN OF 0.890
 TIRANTE NORMAL = TIRANTE CRITICO = PENDIENTE = (FRONTERA DEL TRAMO)
 ANCHO DE PLANTILLA = 1.05 TALUD LATERAL = 1.5 ELEV. PLANTILLA ORIGEN = 13.56

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE		ELEV. L.B.	COTA S/ELEV.	TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	AREA	VELOC. (M/S)	CARGA TOTAL (SUP.)	R _h	R _h 4/3	PEND. HIDRAUL. PROF.	PEND. HIDRAUL.	DELTA X PERDISA DX hf	CARGA TOTAL (CALC.)	DIFERENCIA HE-H3+HF	DIF. ENTRE H.A. Y L.B.	TIRANTE
	0+890.00	0+930.00																
	13.56	14.81	14.450		0.890	14.450	2.12	0.52	14.465	0.498	0.395	0.000153	0.000153	60.00	14.474	0.000	0.360	0.890
	13.54	14.79	14.460		0.920	14.460	2.24	0.49	14.474	0.512	0.410	0.000133	0.000133	0.009	14.474	0.000	0.330	0.920

NOTA: CRUCE CARRETERO KM. 0+990

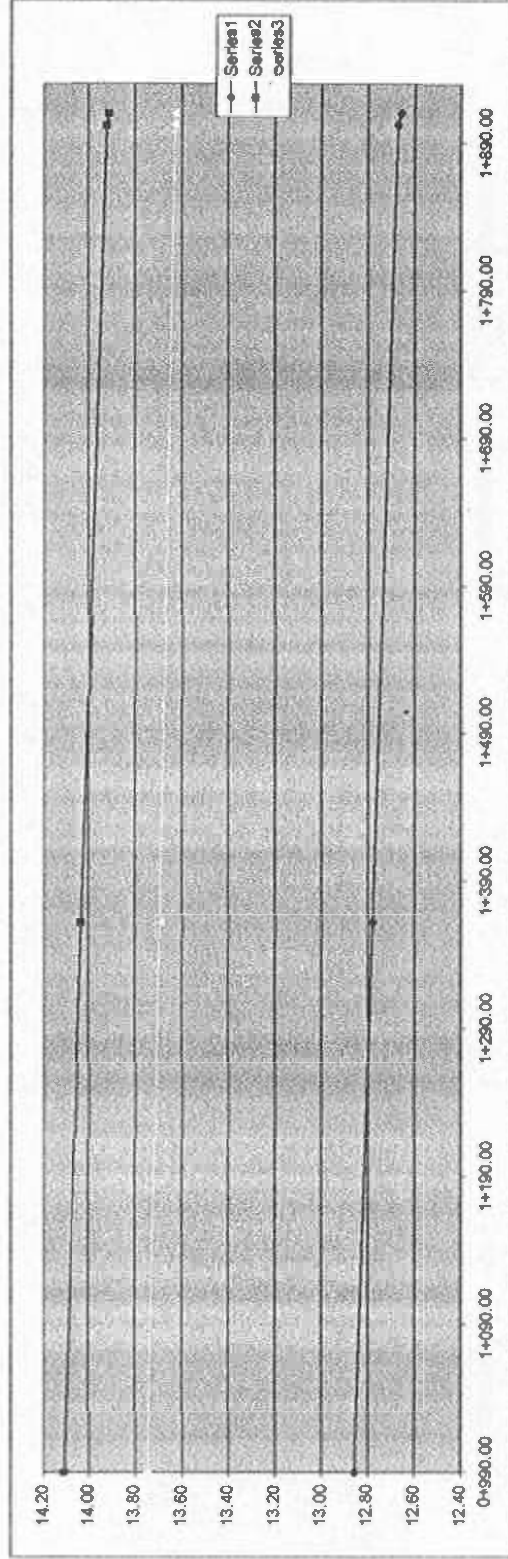


PERFIL DEL CANAL DEL

GASTO EN M³/S = 1.099 COEF. CORIOLIS (s) = 0.015 COEF. CORIOLIS (s) = 1.10 TIRANTE EN ORIG (FRONTERA DEL TRAMO) = 0.970
 TIRANTE NORMAL = TIRANTE CRITICO = PENDIENTE =
 ANCHO DE PLANTILLA = 1.05 TALUD LATERAL = 1.5 ELEV.PLANTILLA ORIGEN = 12.66

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L.B.	COTA S/ELEV.	TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	AREA	VELOC. (M/S)	QV ² /2g	CARGA TOTAL (SUP.)	RH	R ₀ h ⁴ /3	PEND. HIDRAUL. PROM.	DELTA X DX	PERDIDA h _f	CARGA TOTAL (CALC.)	SIF. ENTE N.A. Y L.B.	DIFERENCIA H ₂ -H ₁ +h _f	TIRANTE
1+910.00	12.66	13.91		0.970	13.630	2.43	0.45	0.011	13.641	0.534	0.434	0.000106				0.280		0.970
1+902.00	12.67	13.92		0.960	13.630	2.39	0.46	0.012	13.642	0.530	0.429	0.000111	8.00	0.001	13.642	0.270	0.000	0.960
1+362.00	12.78	14.03		0.915	13.695	2.22	0.50	0.014	13.709	0.510	0.407	0.000136	540.00	0.067	13.708	0.395	(0.000)	0.915
0+990.00	12.86	14.11		0.888	13.748	2.12	0.52	0.015	13.763	0.497	0.394	0.000154	372.00	0.054	13.763	0.382	(0.000)	0.888

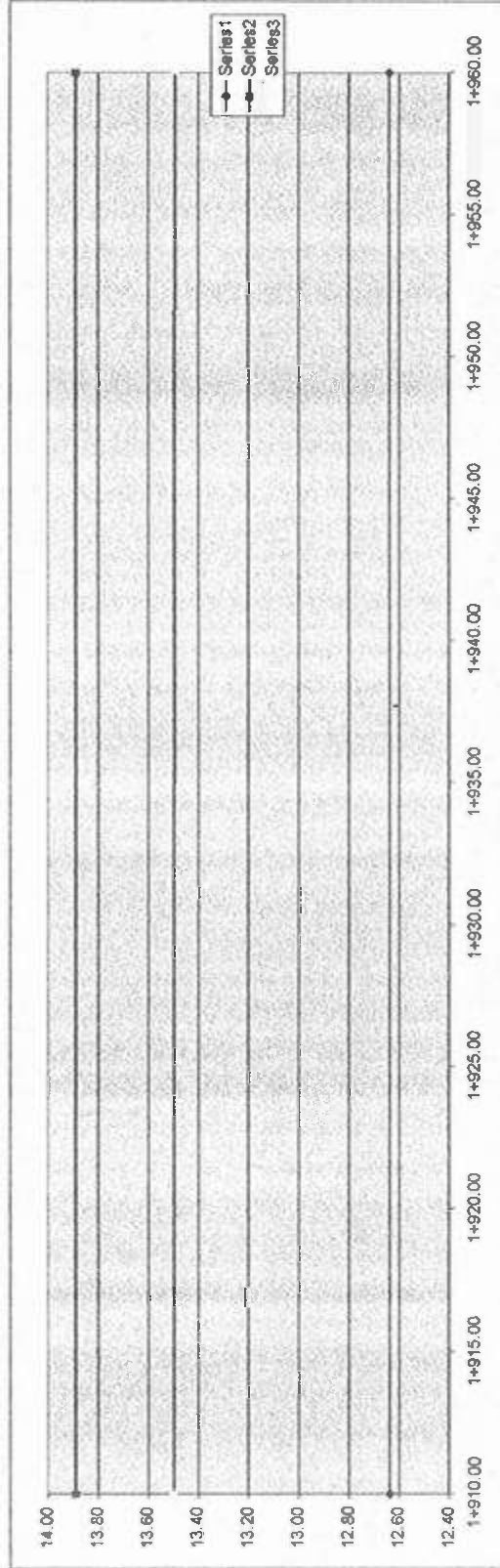
ELEV. V= 13.51 mts:
 LONG. VERT = 16.52 mts:
 N.A.= 13.63 mts:
 H= 0.12 mts:



PERFIL DEL CANAL 17+246 DEL CANAL INDEPENDENCIA.
 GASTO EN M³/S = 1.099 COEF. CORIOLIS (a) = 1.10 TIRANTE EN ORIG 0.850
 TIRANTE NORMAL = 1.099 COEFICIENTE n = 0.015 PENDIENTE = (FRONTERA DEL TRAMO)
 ANCHO DE PLANTILLA = 1.05 TALUD LATERAL = 1.5 ELEV.PLANTILLA ORIGEN = 12.64

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L.B.	COTA S/ELEV.	TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	AREA	VELOC. (M/S)	ØVA2/2g	CARGA TOTAL (SUPE.)	Rh	Rh ² /3	PEND. HIDRAUL.	PEND. HIDRAUL. PROM.	DELTA X PERDIDA DX hf	CARGA TOTAL (CALC.)	DIFF. ENTRE N.A. Y L.B.	DIFERENCIA H2-H3+hf	TIRANTE	
1+960.00	12.64	13.88		0.850	13.490	1.98	0.56	0.017	13.507	0.480	0.376	0.000185				0.400	0.850	1960	
1+910.00	12.64	13.88		0.860	13.500	2.01	0.55	0.017	13.517	0.485	0.381	0.000176	0.000181	50.00	13.516	0.390	(0.000)	0.860	1910

NOTA: CAIDA KM. 1+960

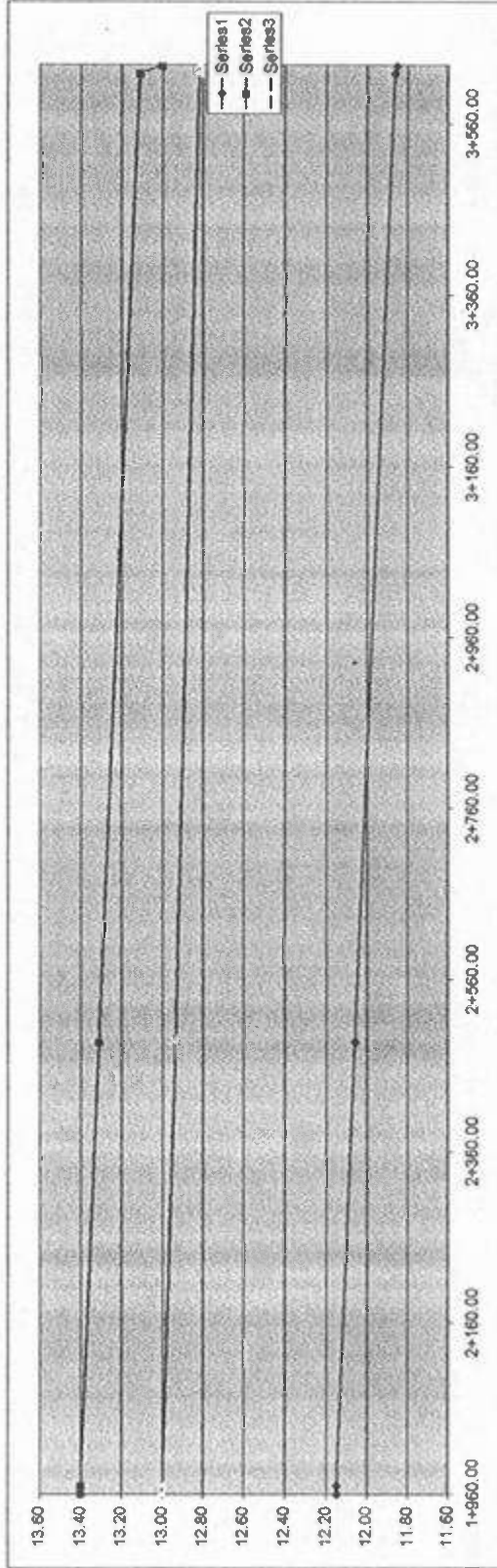


PERFIL DEL CANAL DEL

GASTO EN M³/S = 0.958 COEFICIENTE n = 0.015 COEF. CORIOLIS (n) = 1.10 TIRANTE EN ORIGEN 0.970
 TIRANTE NORMAL = TIRANTE CRITICO = PENDIENTE = (FRONTERA DEL TRAMO)
 ANCHO DE PLANTILLA = 1.05 TALUD LATERAL = 1.5 ELEV.PLANTILLA ORIGEN = 11.85

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L.B.	COTA S/ELEV.	TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	AREA	VELOC. (M/S)	AVAZ/2g	CARGA TOTAL (SUP.)	Rh	Rh*4/3	PEND. HIDRAUL. PROM.	PEND. HIDRAUL. PROM.	DELTA X PERDIDA DX hf	CARGA TOTAL (CALC.)	ST. ENTE N.A. Y L.B.	DIFERENCIA HE-HI+hf	TIRANTE
3+628.00	11.85	13.00		0.970	12.820	2.43	0.39	0.009	12.829	0.534	0.434	0.000081				0.180		0.970
3+620.00	11.86	13.11		0.960	12.820	2.39	0.40	0.009	12.829	0.530	0.429	0.000084	0.000082	8.00	12.829	0.280	0.000	0.960
3+619.00	11.86	13.11		0.960	12.820	2.39	0.40	0.009	12.829	0.530	0.429	0.000084	0.000084	1.00	12.829	0.290	0.000	0.960
2+488.00	12.06	13.31		0.875	12.935	2.07	0.46	0.012	12.947	0.492	0.388	0.000125	0.000104	1131.00	12.947	0.375	0.000	0.875
1+970.00	12.15	13.40		0.852	13.002	1.98	0.48	0.013	13.015	0.481	0.377	0.000139	0.000132	518.00	13.015	0.318	0.000	0.852
1+960.00	12.15	13.40		0.853	13.003	1.99	0.48	0.013	13.016	0.482	0.378	0.000139	0.000139	10.00	13.016	0.317	0.000	0.853

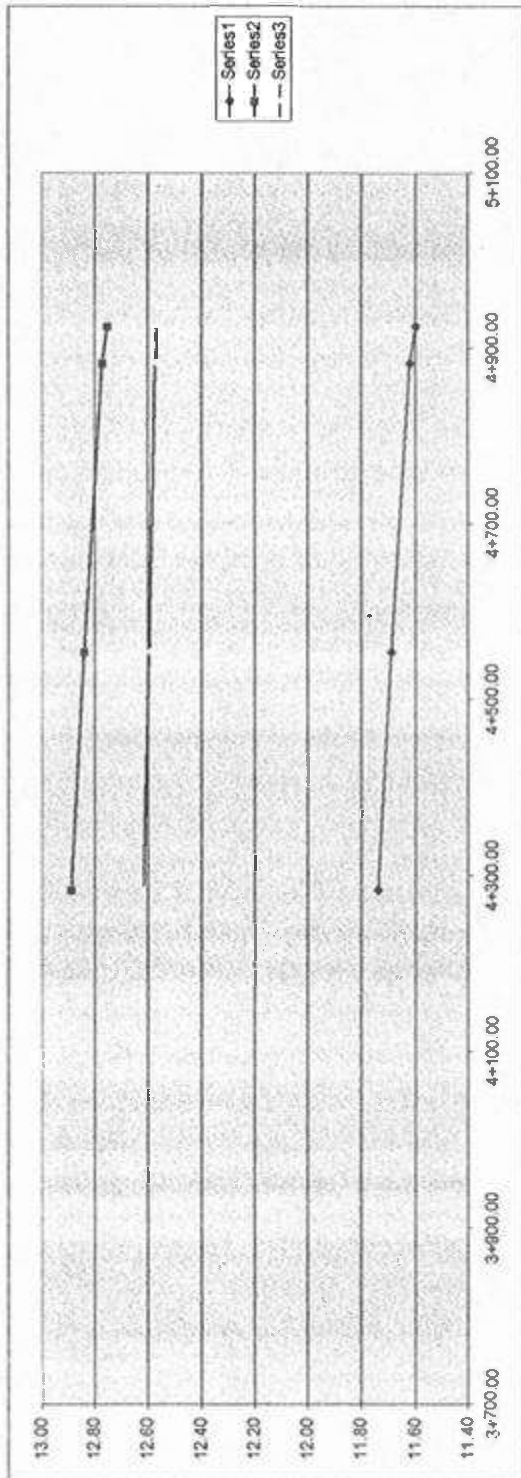
ELEV. V= 12.70 mts;
 LONG. VERT 14.40 mts;
 N.A.= 12.82 mts;
 H= 0.12 mts;



PERFIL DEL CANAL DEL
 GASTO EN M³/S = 0.750 COEFICIENTE n = 0.015 COEF. CORIOLIS (a) = 1.10 TIRANTE EN ORIGEN (FRONTERA DEL TRAMO) 0.970
 TIRANTE NORMAL = TIRANTE CRITICO = PENDIENTE =
 ANCHO DE PLANTILLA = 0.90 TALUD LATERAL = 1.5 ELEV. PLANTILLA ORIGEN = 11.60

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L.B.	COTA S/ELEV.	TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	AREA	VELOC. (M/S)	AVAZ/29	CARGA TOTAL (SUP.)	IRH	RhAV/3	PCAP. HIDRAUL. PROF.	PCAP. HIDRAUL. PROF.	DELTA X	PERDIDA hf	CARGA TOTAL (CALC.)	3P. ENTRE N.A. Y L.B.	DIFERENCIA H2-H3+hf	TIRANTE
4+925.00	11.60	12.75		0.970	12.570	2.28	0.33	0.006	12.576	0.519	0.418	0.000058	0.000063	42.00	0.003	12.579	0.380	0.000	0.970
4+883.00	11.62	12.77		0.952	12.572	2.22	0.34	0.006	12.578	0.512	0.409	0.000063	0.000079	328.00	0.023	12.602	0.398	0.000	0.952
4+555.00	11.69	12.84		0.904	12.594	2.04	0.37	0.008	12.502	0.490	0.387	0.000079	0.000090	271.00	0.023	12.624	0.246	0.000	0.904
4+284.00	11.74	12.89		0.876	12.616	1.94	0.39	0.008	12.624	0.478	0.374	0.000090	0.000084	635.00	0.065	12.624	0.274	0.000	0.876
3+628.00	11.84	12.99		0.840	12.680	1.81	0.41	0.010	12.690	0.462	0.357	0.000108	0.000099			12.689	0.310	(0.000)	0.840

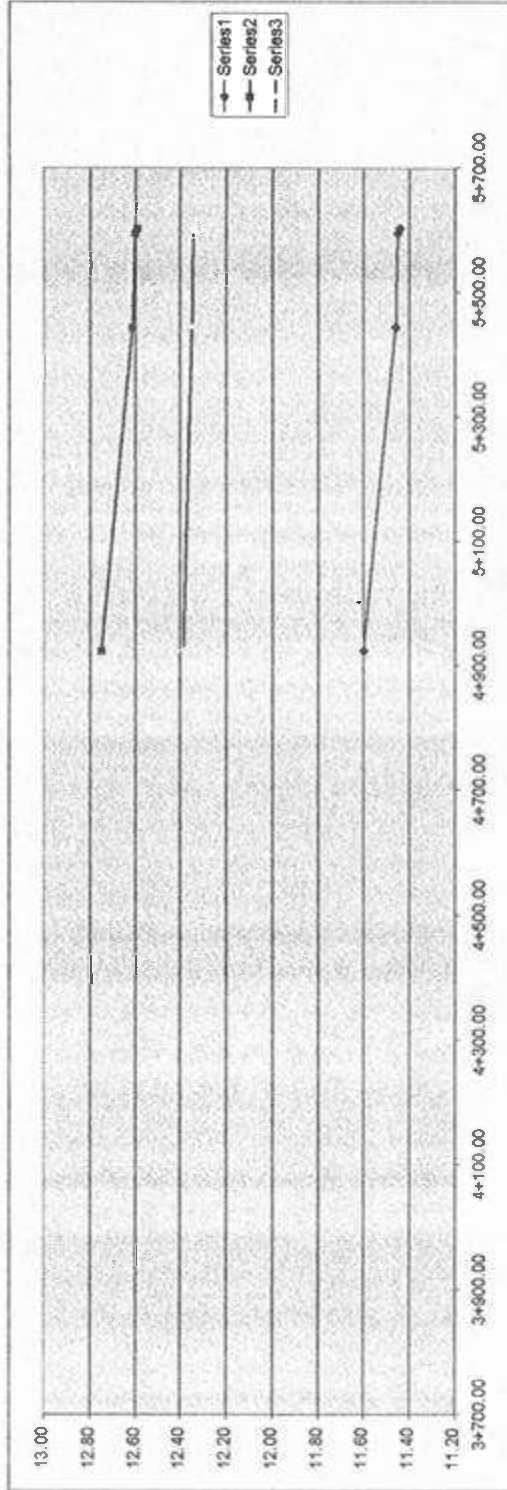
ELEV. V= 12.45 mts:
 LONG. VERT 11.28 mts:
 N.A.= 12.57 mts:
 H= 0.12 mts:



PERFIL DEL CANAL DEL
 GASTO EN M³/S = 0.616 COEF. CORIOLIS (a) = 0.015 TIRANTE EN ORIGEN = 0.900
 TIRANTE NORMAL = TIRANTE CRITICO = PENDIENTE = (FRONTERA DEL TRAMO)
 ANCHO DE PLANTILLA = 0.90 TALUD LATERAL = 1.5 ELEV. PLANTILLA ORIGEN = 11.44

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L.B.	COTA S/ELEV.	TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	AREA	VELOC. (M/S)	QVAE/2g	CARGA TOTAL (SUP.)	Rh	RAH/3	PEND. HIDRAUL.	PENS. HIDRAUL. PROF.	DELTA X 3V	PERDIDA hf	CARGA TOTAL (CALC.)	3V ENTRE N.A. Y L.B.	DIFERENCIA H2-H3+hf	TIRANTE
5+604.00	11.44	12.59		0.900	12.340	2.03	0.30	0.005	12.345	0.489	0.385	0.000054	0.000055	8.00	0.000	12.346	0.250	0.000	0.900
5+596.00	11.45	12.60		0.890	12.340	1.99	0.31	0.005	12.345	0.484	0.380	0.000057	0.000057	8.00	0.000	12.346	0.260	0.000	0.890
5+445.00	11.46	12.61		0.889	12.349	1.99	0.31	0.005	12.354	0.484	0.380	0.000057	0.000057	151.00	0.009	12.354	0.261	(0.000)	0.889
4+925.00	11.60	12.75		0.786	12.386	1.63	0.38	0.008	12.394	0.438	0.332	0.000096	0.000077	520.00	0.040	12.394	0.364	0.000	0.786

ELEV. V= 12.21 mts;
 LONG. VERT 8.21 mts;
 N.A.= 12.34 mts;
 H= 0.13 mts;

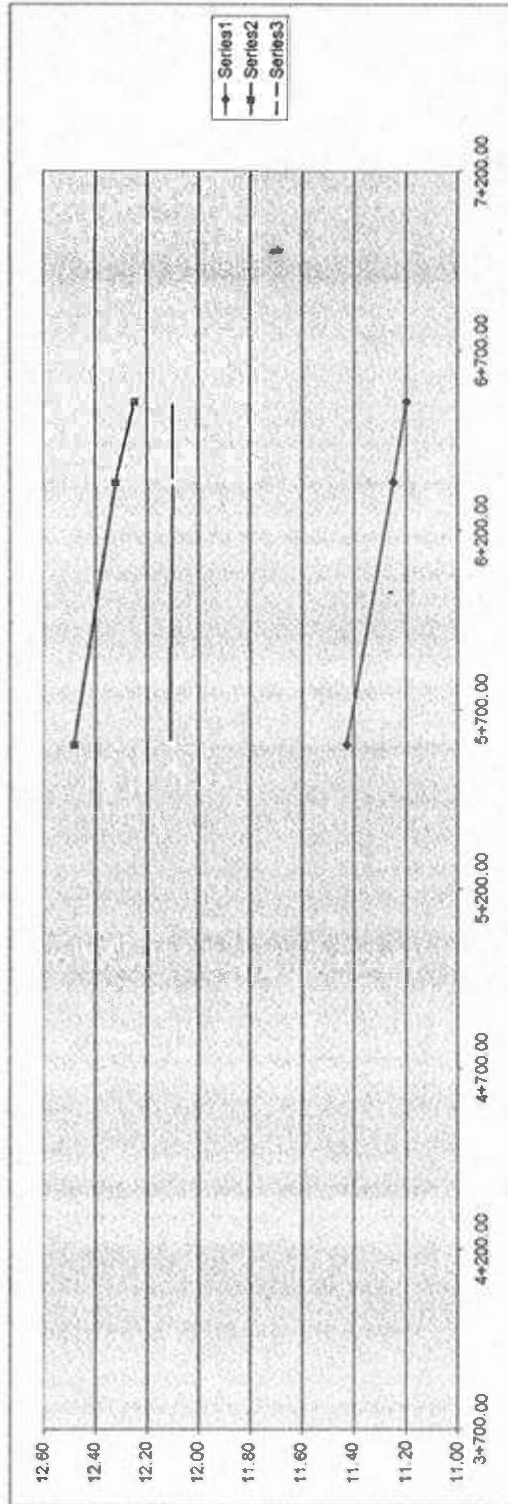


PERFIL DEL CANAL DEL

GASTO EN M³/S = 0.221 COEFICIENTE n = 0.015 COEF. CORIOLIS (a) = 1.10 TIRANTE EN ORIGEN = 0.900
 TIRANTE NORMAL = TIRANTE CRITICO = PENDIENTE = (FRONTERA DEL TRAMO)
 ANCHO DE PLANTILLA = 0.90 TALUD LATERAL = 1.5 ELEV. PLANTILLA ORIGEN = 11.20

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L. B.	COTA S/ELEV.	TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	AREA	VELOC. (M/S)	AVAZ/2g	CARGA TOTAL (SUP.)	Rh	Rh*4/3	PENS. HIDRAUL. PRON.	PENS. HIDRAUL. PROM.	DELTA X DX	PERDIDA HT	CARGA TOTAL (CALC.)	22% ENTRE N.A. Y L.B.	DIFERENCIA H2-H1+HT	TIRANTE
6+560.00	11.20	12.25		0.900	12.100	2.03	0.11	0.001	12.101	0.489	0.385	0.000007	0.000007			12.102	0.150	0.900	6560
6+335.00	11.25	12.32		0.852	12.102	1.86	0.12	0.001	12.103	0.467	0.363	0.000009	0.000008	225.00	0.002	12.102	0.216	(0.000)	6335
5+604.00	11.43	12.48		0.683	12.113	1.31	0.17	0.002	12.115	0.391	0.286	0.000022	0.000016	731.00	0.011	12.114	0.367	(0.000)	5604

ELEV. V= 12.00 mts:
 LONG. VERT 4.37 mts:
 N.A.= 12.10 mts:
 H= 0.10 mts:



PERFIL DEL CANAL DEL

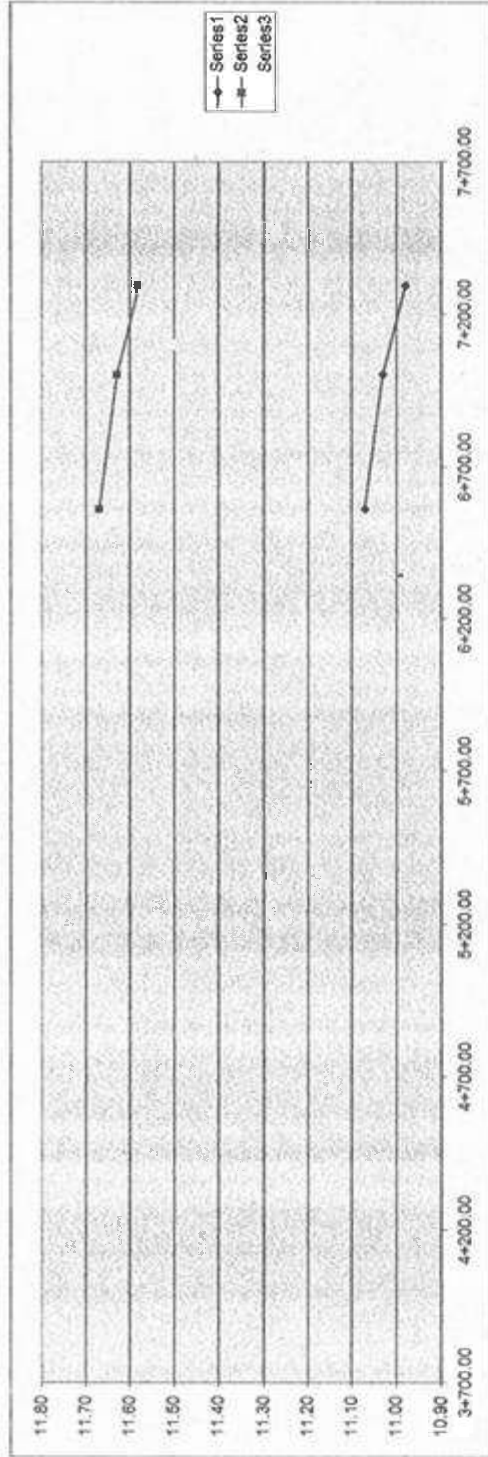
GASTO EN M³/S = 0.190 COEFICIENTE n = 0.015 COEF. CORIOLIS (α) = 1.10 TIRANTE EN ORIGEN (FRONTERA DEL TRAMO) 0.500

TIRANTE NORMAL = 0.60 TIRANTE CRITICO = 1.50 PENDIENTE = 10:98

ANCHO DE PLANTILLA = 0.60 TALUD LATERAL = 1.5 ELEV. PLANTILLA ORIGEN = 10.98

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L.B.	COTA S/CLEV.	TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	AREA	VELOC. (M/S)	AV ² /2g	CARGA TOTAL (SUP.)	RN	R _{NA} 4/3	PEND. HIDRAUL. PROB.	PEND. HIDRAUL. PROH.	DELTA X DX	PERDIDA hf	CARGA TOTAL (CALC.)	SIF. ENTRE S.A. Y L.B.	DIFERENCIA H2-H1+hf	TIRANTE
7+295.00	10.98	11.58		0.500	11.480	0.68	0.28	0.004	11.484	0.281	0.184	0.000097	0.000097	292.00	0.031	11.515	D.100	0.000	0.500
7+003.00	11.03	11.63		0.480	11.510	0.63	0.30	0.005	11.515	0.272	0.176	0.000115	0.000106	443.00	0.049	11.564	D.120	0.000	0.480
6+660.00	11.07	11.67		0.489	11.559	0.65	0.29	0.005	11.564	0.276	0.180	0.000106	0.000111					0.000	0.489
																		0.000	0.489
																		0.000	0.489

ELEV. V= 0.00 mts;
 LONG. VERT 0.00 mts;
 N.A.= 0.10 mts;
 H= 0.10 mts;

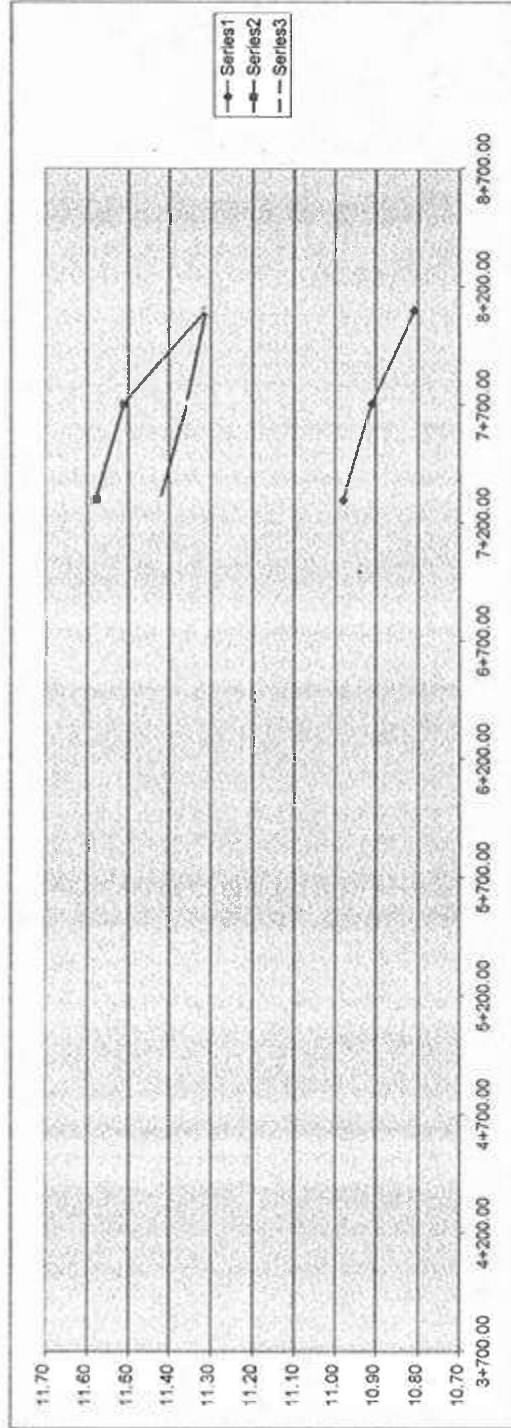


PERFIL DEL CANAL DEL

GASTO EN M³/S = 0.190 COEFICIENTE n = 0.015 COEF. CORIOLIS (k) = 1.10 TIRANTE EN ORIGEN (FRONTERA DEL TRAMO) 0.500
 TIRANTE NORMAL = 0.60 TALUD LATERAL = 1:5 ELEV.PLANTILLA ORIGEN = 10.81
 PENDIENTE = 0.00097

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L.B.	COTA S/CLEV.	TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	AREA	VELOC. (M/S)	QVA2/2g	CARGA TOTAL (SUP.)	Rh	Rh*H/3	PEND. HIDRAUL. PRES.	PEND. HIDRAUL. PRES.	DELTA X SX	PERDIDA hf	CARGA TOTAL (CALC.)	DF. ENTRE N.A. Y L.B.	DIFERENCIA H2-H3+hf	TIRANTE
8+103.00	10.81	11.31		0.500	11.310	0.68	0.28	0.004	11.314	0.281	0.184	0.000097	0.000097	3.00	0.000	11.315	0.000	0.000	0.500
8+100.00	10.81	11.31		0.500	11.310	0.68	0.28	0.004	11.314	0.281	0.184	0.000097	0.000097	3.00	0.000	11.315	0.000	0.000	0.500
7+707.00	10.91	11.51		0.448	11.358	0.57	0.33	0.006	11.364	0.257	0.163	0.000154	0.000125	393.00	0.049	11.364	0.153	(0.000)	0.448
7+298.50	10.98	11.58		0.442	11.422	0.56	0.34	0.006	11.428	0.254	0.161	0.000162	0.000158	408.50	0.064	11.428	0.158	(0.000)	0.442
																			7298.5

ELEV. V= 12.00 mts;
 LONG. VERT 3.76 mts;
 N.A.= 12.10 mts;
 H= 0.10 mts;

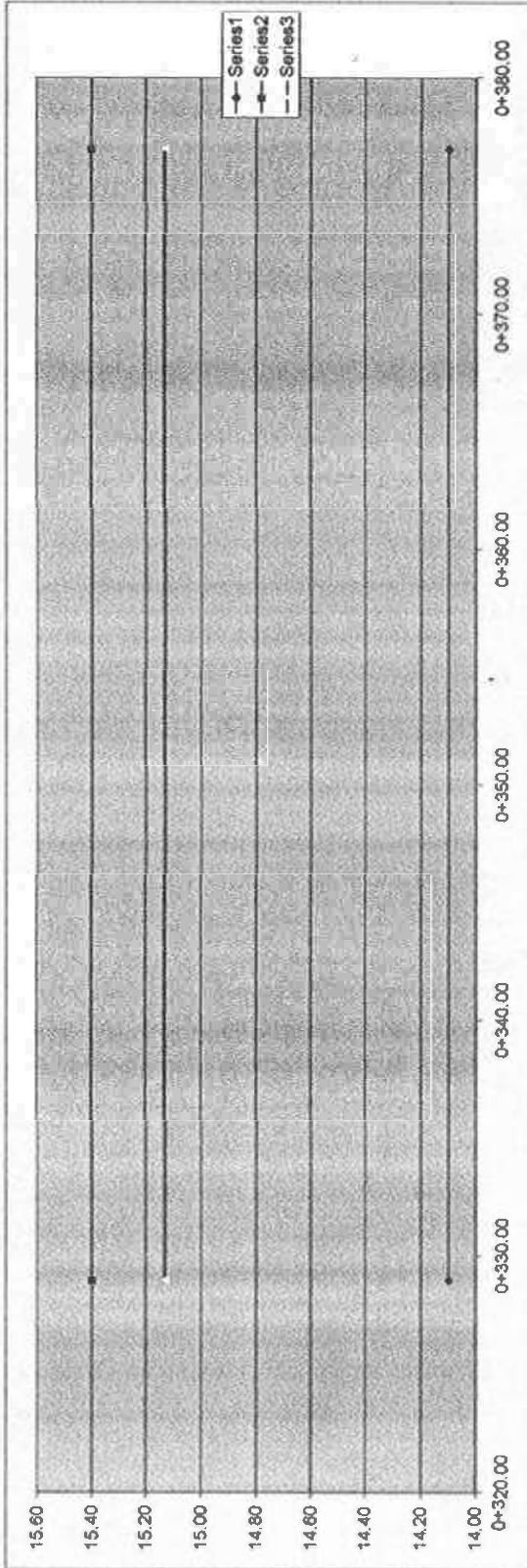


PERFIL DEL CANAL 17+246 DEL CANAL INDEPENDENCIA.

GASTO EN M³/S = 0.108 COEF. CORIOLIS (s) = 1.10 TIRANTE EN ORIGE 1.030
 TIRANTE NORMAL = 0.015 PENDIENTE = (FRONTERA DEL TRAMO)
 ANCHO DE PLANTILLA = 1.05 TIRANTE CRITICO = 14.10 ELEV.PLANTILLA ORIGEN = 14.10

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L.B.	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	VELOC. (M/S)	QV+2/2g	CARGA TOTAL (SUP.)	Rm	Rm+1/3	PEND. HIDRAUL. PROM.	PEND. HIDRAUL.	DELTA X PERDIDA SX	CARGA TOTAL (CALC.)	EST. ENTRE L.B. Y L.P.	DIFERENCIA H2-H3+hf	TIRANTE
0+377.00	14.10	15.40	15.130	2.67	0.000	15.130	0.561	0.463	0.000001	0.000001	48.00	15.130	0.270	0.000	1.030
0+329.00	14.10	15.40	15.130	2.67	0.000	15.130	0.561	0.463	0.000001	0.000001			0.270	0.000	1.030

ELEV. V= 15.11
 LONG. VERT 17.40
 N.A.= 15.13
 H= 0.02

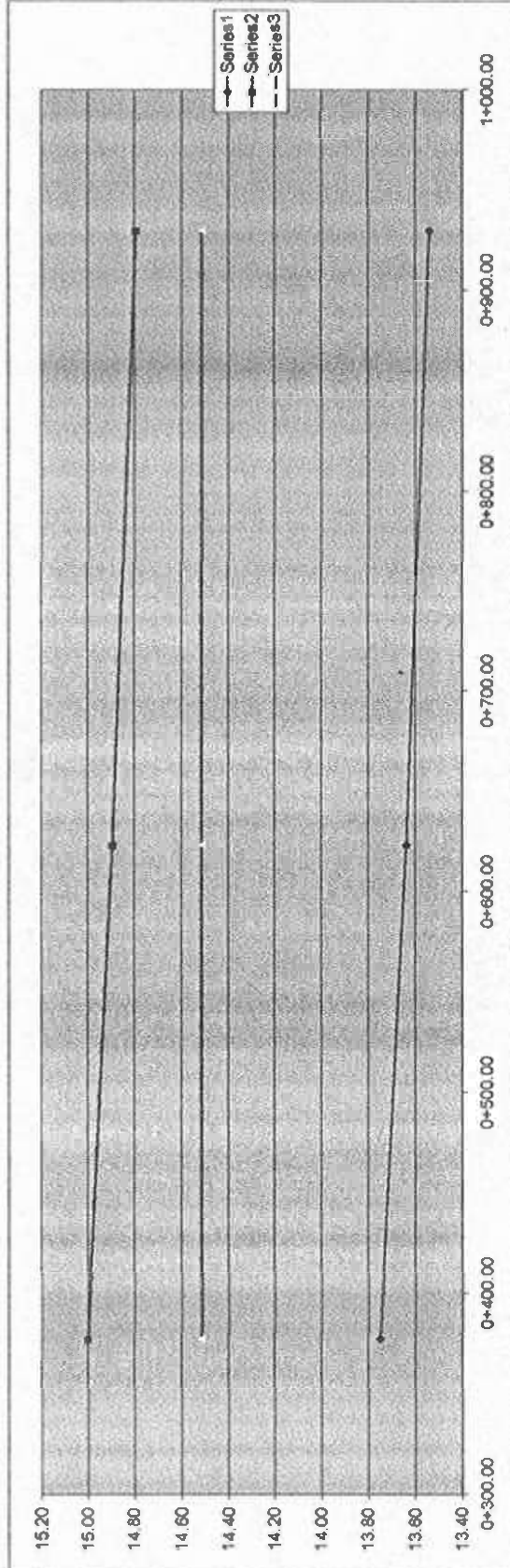


PERFIL DEL CANAL 17+246 DEL CANAL INDEPENDENCIA.

GASTO EN M³/S = 0.070 COEFICIENTE n = 0.015 COEF. CORIOLIS (a) = 1.10 TIRANTE EN ORIGEN = 0.970
 TIRANTE NORMAL = 1.05 TALUD LATERAL = 1.5 ELEV. PLANTILLA ORIGEN = 13.54 PENDIENTE = (FRONTERA DEL TRAMO)
 ANCHO DE PLANTILLA = 1.05 ELEV. PLANTILLA ORIGEN = 13.54

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L.B.	COTA S/ELEV.	TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	AREA	VELOC. (M/S)	QVA2/2g	CARGA TOTAL (SUP.)	Rh	RMAH/3	PEND. HIDRAUL.	PEND. HIDRAUL. PROM.	DELTA X PERDIDA DX hf	CARGA TOTAL (CALC.)	DIFERENCIA H _S -H ₃ +H _T	TIRANTE	DIF. ENTRE N.A. Y L.B.	K
0+930.00	13.54	14.79		0.970	14.510	2.43	0.03	0.000	14.510	0.534	0.434	0.000000	0.000000	0.00	14.510	0.000	0.970	0.280	930
0+930.00	13.54	14.79		0.970	14.510	2.43	0.03	0.000	14.510	0.534	0.434	0.000000	0.000000	0.00	14.510	0.000	0.970	0.280	930
0+623.00	13.64	14.89		0.870	14.510	2.05	0.33	0.000	14.510	0.489	0.386	0.000001	0.000001	307.00	14.510	0.000	0.870	0.380	623
0+377.00	13.75	15.00		0.760	14.510	1.66	0.04	0.000	14.510	0.439	0.334	0.000001	0.000001	246.00	14.510	0.000	0.760	0.470	377

ELEV. V = 14.49 mts:
 LONG. VERT = 16.52 mts:
 N.A. = 14.51 mts:
 H = 0.02 mts:

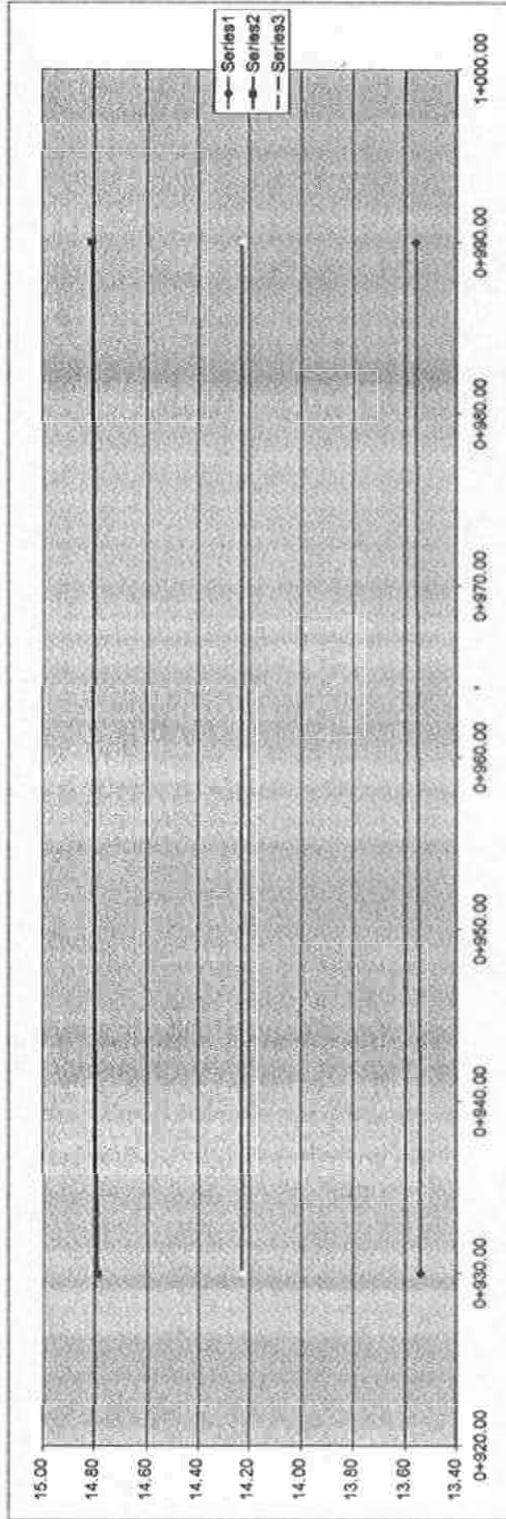


PERFIL DEL CANAL 17+246 DEL CANAL INDEPENDENCIA.

GASTO EN M³/S = 0.062 COEFICIENTE n = 0.015 COEF. CORIOLIS (a) = 1.10 TIRANTE EN OR 0.670
 TIRANTE NORMAL = TIRANTE CRITICO = PENDIENTE = (FRONTERA DEL TRAMO)
 ANCHO DE PLANTILLA = 1.05 TALUD LATERAL = 1.5 ELEV/PLANTILLA ORIGEN = 13.56

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L.B.	COTA S/ELEV.	TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	AREA	VELOC. (M/S)	aV ² /2g	CARGA TOTAL (SUP.)	Rh	Rh ² /3	PEND. HIDRAUL.	PEND. HIDRAUL. PROP.	DELTA X PERDIDA DX	CARGA TOTAL (CALC.)	DIF. ENTRE M.A. Y L.B.	DIFERENCIA H ₂ -H ₃ -HY	TIRANTE
0+890.00	13.56	14.81		0.670	14.230	1.38	0.05	0.000	14.230	0.397	0.292	0.000002	#####	60.00	14.230	0.580	0.000	0.670
0+930.00	13.54	14.79		0.690	14.230	1.44	0.04	0.000	14.230	0.407	0.301	0.000001	#####	60.00	14.230	0.580	0.000	0.690

NOTA : CRUCE CARRETERO KM. 0+990

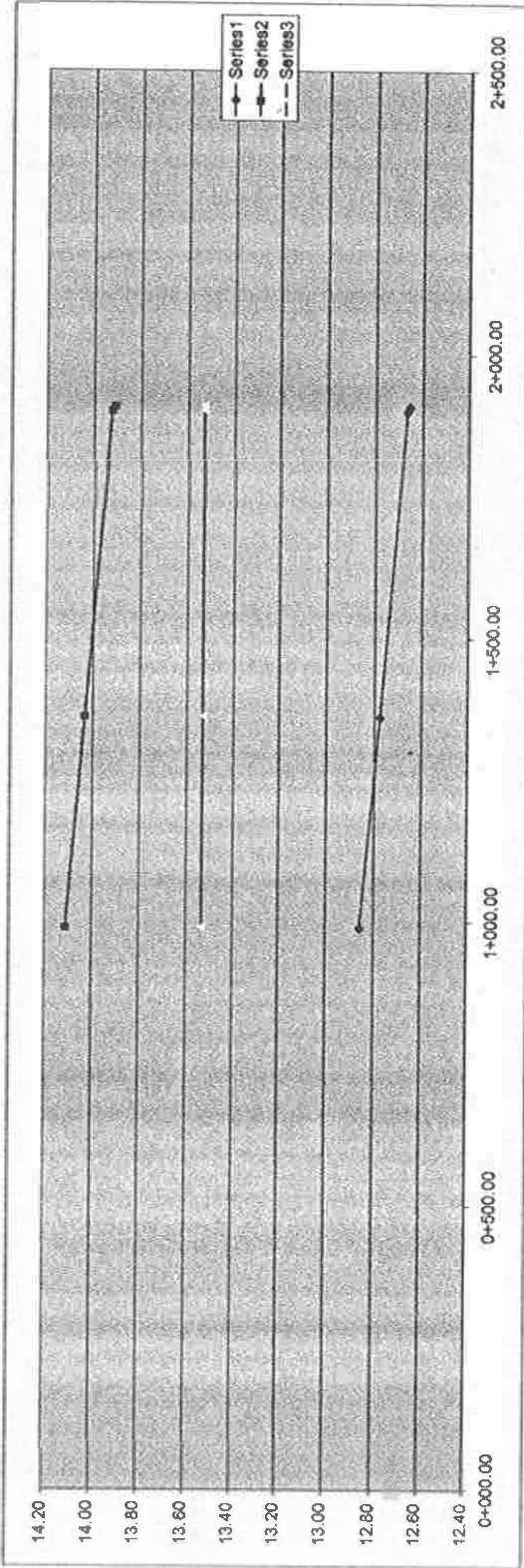


PERFIL DEL CANAL 17+246 DEL CANAL INDEPENDENCIA.

GASTO EN M³/S = 0.062 COEF. CORIOLIS (a) = 1.10 TIRANTE EN ORIG (FRONTERA DEL TRAMO) = 0.870
 TIRANTE NORMAL = 0.015 PENDIENTE = 1.5 ELEV/PLANTILLA ORIGEN = 12.66
 ANCHO DE PLANTILLA = 1.05 TALUD LATERAL =

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L.B.	COTA S/ELEV.	TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	AREA	VELOC. (M/S)	QVA ² /2g	CARGA TOTAL (SUP.)	Rh	Rh a H/3	PEND. HIDRAUL. PROP.	PEND. HIDRAUL. PROP.	DELTA X PERDIDA DX hf	CARGA TOTAL (CALC.)	DIF. ENTRE M.A. Y L.B.	DIFERENCIA H2-H1+hf	TIRANTE
1+910.00	12.86	13.91		0.870	13.530	2.05	0.03	0.000	13.530	0.489	0.386	0.0000001	0.0000001					0.870
1+902.00	12.67	13.92		0.560	13.530	2.01	0.03	0.000	13.530	0.485	0.381	0.0000001	0.0000001	8.00	0.000	13.530	0.000	0.860
1+962.00	12.78	14.03		0.750	13.530	1.63	0.04	0.000	13.530	0.435	0.329	0.0000001	0.0000001	540.00	0.000	13.530	0.000	0.750
0+990.00	12.86	14.11		0.670	13.530	1.38	0.05	0.000	13.530	0.397	0.292	0.0000002	0.0000001	372.00	0.000	13.531	0.000	0.670

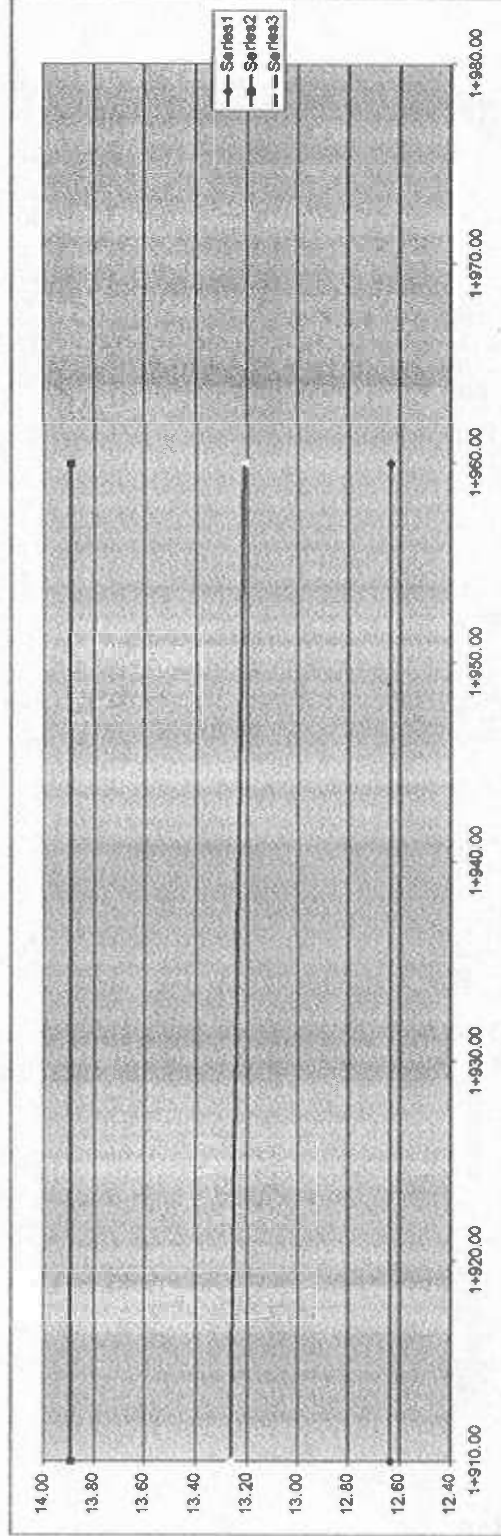
ELEV. V= 13.51 mts:
 LONG. VERT 16.52 mts:
 N.A.= 13.53 mts:
 H= 0.02 mts:



PERFIL DEL CANAL 17+246 DEL CANAL INDEPENDENCIA,
 GASTO EN M3/S = 1.099 COEFICIENTE n = 0.015 COEF. CORIOLIS (a) = 1.10 TIRANTE EN ORIG. 0.570
 TIRANTE NORMAL = TIRANTE CRITICO = PENDIENTE = (FRONTERA DEL TRAMO)
 ANCHO DE PLANTILLA = 1.05 TALUD LATERAL = 1.5 ELEV.PLANTILLA ORIGEN = 12.64

EST.	ELEV. PLANT. L.B.	ELEV. L.B.	COTA S/ELEV.	TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	VELOC. (M/S)	AVA2/B9	CARGA TOTAL (EUP-2)	Rh	Rh+1/3	PEND. HIDRAUL. PROM.	DELTA X PERDIDA DX hf	CARGA TOTAL (CALC.)	ST. ENTRE R.A. Y L.B.	DIFERENCIA H2-H3+hf	TIRANTE
1+960.00	12.64	13.89		0.570	13.210	1.01	0.057	13.267	0.350	0.246	0.000935					0.570
1+910.00	12.64	13.89		0.623	13.263	0.89	0.044	13.307	0.375	0.271	0.000657	50.00	13.307	0.627	(0.000)	0.623
																1910

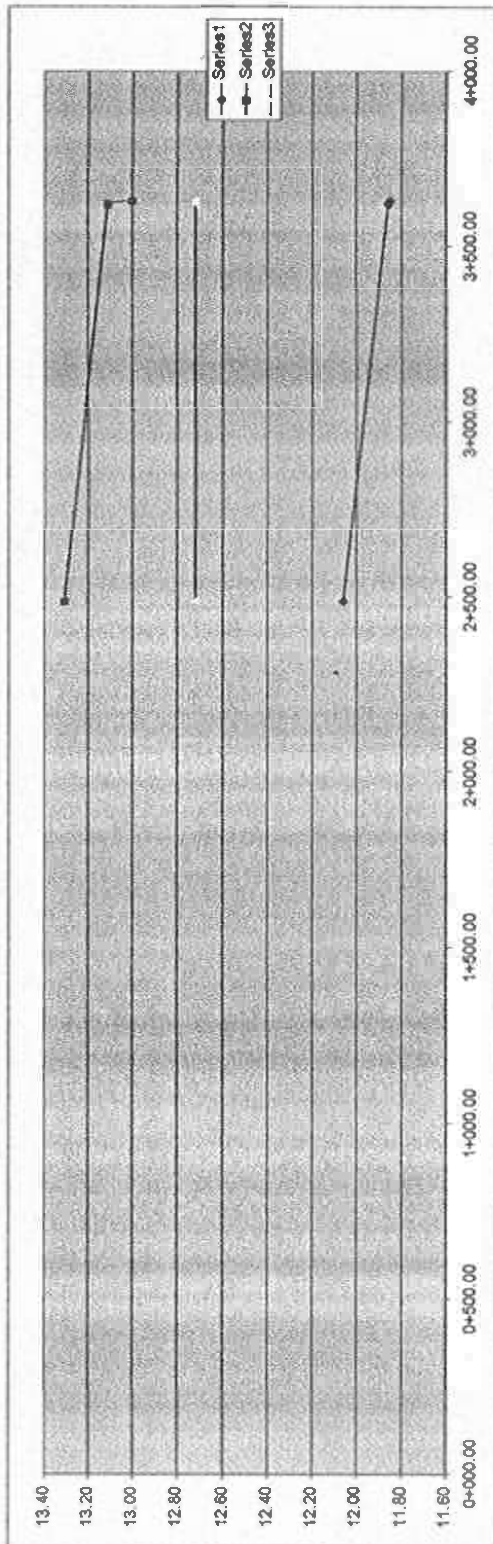
NOTA: CAIDA KM. 1+960



PERFIL DEL CANAL 17+246 DEL CANAL INDEPENDENCIA.
 GASTO EN M³/S = 0.054 COEF. CORIOLIS (a) = 1.10 TIRANTE EN ORIG 0.870
 TIRANTE NORMAL = 0.015 COEFICIENTE n = 0.015 PENDIENTE = (FRONTERA DEL TRAMO)
 ANCHO DE PLANTILLA = 1.05 TALUD LATERAL = 1.5 ELEV. PLANTILLA ORIGEN = 11.85

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L.-B.	COTA S/ELEV.	TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	AREA	VELOC. (M/S)	QVA2/2g	CARGA TOTAL (SUP.)	RH	RH ⁴ /3	PEND. HIDRAUL. PRON.	PEND. HIDRAUL. (CALC.)	DELTA X PERDIDA DX hf	CARGA TOTAL (CALC.)	STP. CIRC N.A. Y L.B.	DIFERENCIA HG-H ₃ +hf	TIRANTE
3+628.00	11.85	13.00		0.870	12.720	2.05	0.03	0.000	12.720	0.489	0.386	0.000000	0.000000	8.00	12.720	0.280	0.000	0.870
3+620.00	11.86	13.11		0.860	12.720	2.01	0.03	0.000	12.720	0.485	0.381	0.000000	0.000000	8.00	12.720	0.340	0.000	0.860
3+619.00	11.86	13.11		0.860	12.720	2.01	0.03	0.000	12.720	0.485	0.381	0.000000	0.000000	1.00	12.720	0.340	0.000	0.860
2+488.00	12.06	13.31		0.661	12.721	1.35	0.04	0.000	12.721	0.393	0.288	0.000001	0.000001	1131.00	12.721	0.589	(0.000)	0.661
1+970.00	12.15	13.40		0.572	12.722	1.09	0.05	0.000	12.722	0.351	0.247	0.000002	0.000002	518.00	12.722	0.176	(0.000)	0.572
1+960.00	12.15	13.40		0.572	12.722	1.09	0.05	0.000	12.722	0.351	0.247	0.000002	0.000002	10.00	12.722	0.176	(0.000)	0.572

ELEV. V= 12.70 mts:
 LONG. VERT 14.40 mts:
 N.A.= 12.72 mts:
 H= 0.02 mts:

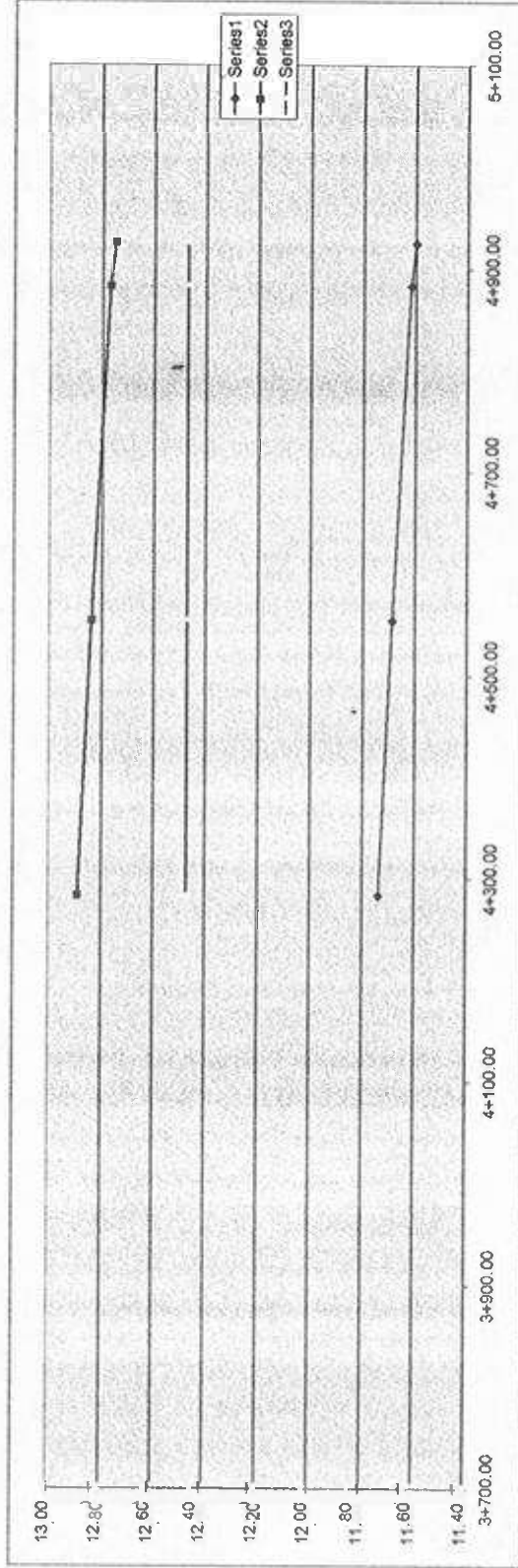


PERFIL DEL CANAL 17+246 DEL CANAL INDEPENDENCIA.

GASTO EN M³/S = 0.046 COEF. CORIOLIS (α) = 1.10 TIRANTE EN ORIG. 0.870
 TIRANTE NORMAL = 0.015 PENDIENTE = (FRONTERA DEL TRAMO)
 ANCHO DE PLANTILLA = 0.90 TIRANTE CRITICO = 1.5 ELEV. PLANTILLA ORIGEN = 11.60

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L.B.	COTA S/ELEV.	TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	AREA	VELOC. (M/S)	QVA2/2g	CARGA TOTAL (SUP.)	RH	RHAH/3	PEN. HIDRAUL. FROM.	PEN. HIDRAUL. PROF.	DELTA X BX	PERDIDA hf	CARGA TOTAL (CALC.)	TIR. CRIT. N.A. Y L.B.	DIFERENCIA H2-H3+hf	TIRANTE
4+925.00	11.60	12.75		0.870	12.470	1.92	0.02	0.000	12.470	0.475	0.371	0.000000	0.000000		0.000	12.470	0.260	0.000	0.870
4+883.00	11.62	12.77		0.850	12.470	1.85	0.02	0.000	12.470	0.466	0.362	0.000000	0.000000	42.00	0.000	12.470	0.300	0.000	0.850
4+555.00	11.69	12.84		0.780	12.470	1.61	0.03	0.000	12.470	0.435	0.330	0.000001	0.00870	328.00	0.000	12.470	0.370	0.000	0.780
4+284.00	11.74	12.89		0.730	12.470	1.46	0.03	0.000	12.470	0.412	0.307	0.000001	0.00671	271.00	0.000	12.470	0.420	0.000	0.730
3+628.00	11.84	12.99		0.631	12.471	1.17	0.04	0.000	12.471	0.367	0.263	0.000001	0.000001	656.00	0.001	12.471	0.534	(0.000)	0.631

ELEV. V= 12.45 mts;
 LONG. VERT 11.28 mts;
 N.A.= 12.47 mts;
 H= 0.02 mts;

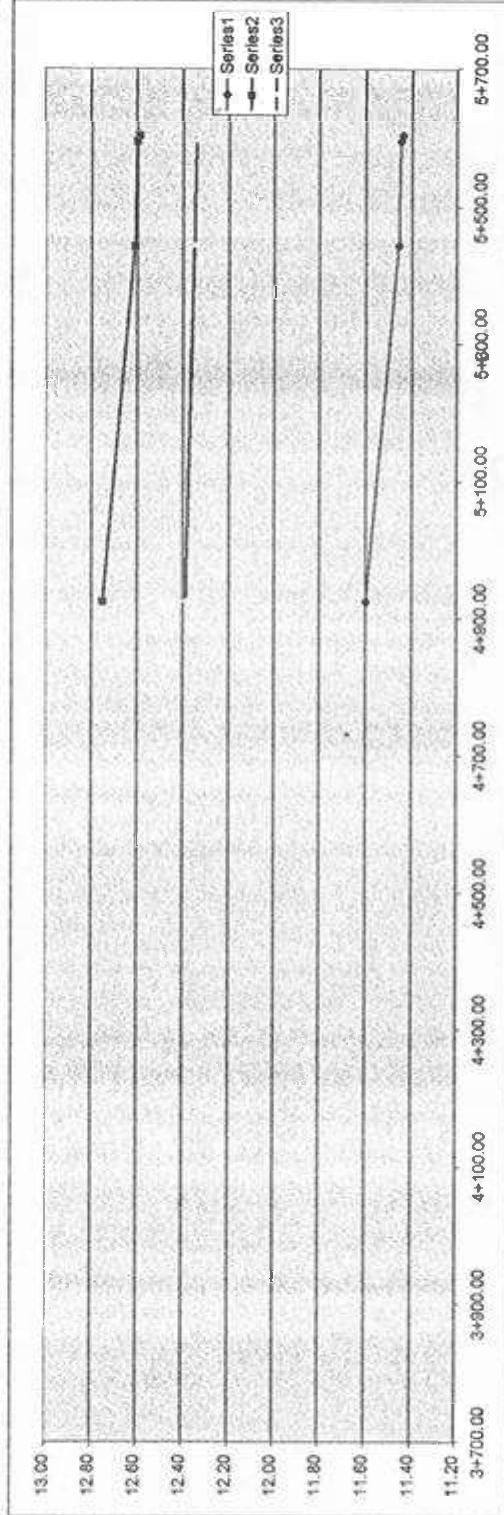


PERFIL DEL CANAL 17+246 DEL CANAL INDEPENDENCIA.

GASTO EN M³/S = 0.038 COEFICIENTE n = 0.015 COEF. CORIOLIS (g) = 1.10 TIRANTE EN ORI (FRONTERA DEL TRAMO) 0.900
 TIRANTE NORMAL = 0.90 TIRANTE CRITICO = 1.54 PENDIENTE = 0.000
 ANCHO DE PLANTILLA = 0.90 TALUD LATERAL = 1:1 ELEV. PLANTILLA ORIGEN = 11.44

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L.B.	COTA S/ELEV.	TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	AREA	VELOC. (M/S)	QV ² /2g	CARGA TOTAL (SUP.)	Rh	Rh ⁴ /3	PEND. HIDRAUL. PRON.	PEND. HIDRAUL. PROH.	DELTA X PERDIDA DX hf	CARGA TOTAL (CALC.)	PIF. ENTRE H.A. Y L.B.	DIFERENCIA H2-H1+hf	TIRANTE
5+604.00	11.44	12.59		0.900	12.340	2.03	0.02	0.000	12.340	0.489	0.385	0.000000	0.000000	6.00	12.340	0.250	0.000	0.900
5+596.00	11.45	12.60		0.890	12.340	1.99	0.02	0.000	12.340	0.484	0.380	0.000000	0.000000	151.00	12.340	0.250	0.000	0.890
5+445.00	11.46	12.61		0.889	12.349	1.99	0.02	0.000	12.349	0.484	0.380	0.000000	0.000000	520.00	12.340	0.250	0.000	0.889
4+925.00	11.60	12.75		0.786	12.386	1.63	0.02	0.000	12.386	0.438	0.332	0.000000	0.000000		12.349	0.364	0.037	0.786

ELEV. V= 12.21 mts;
 LONG. VERT 8.21 mts;
 N.A.= 12.23 mts;
 H= 0.02 mts;

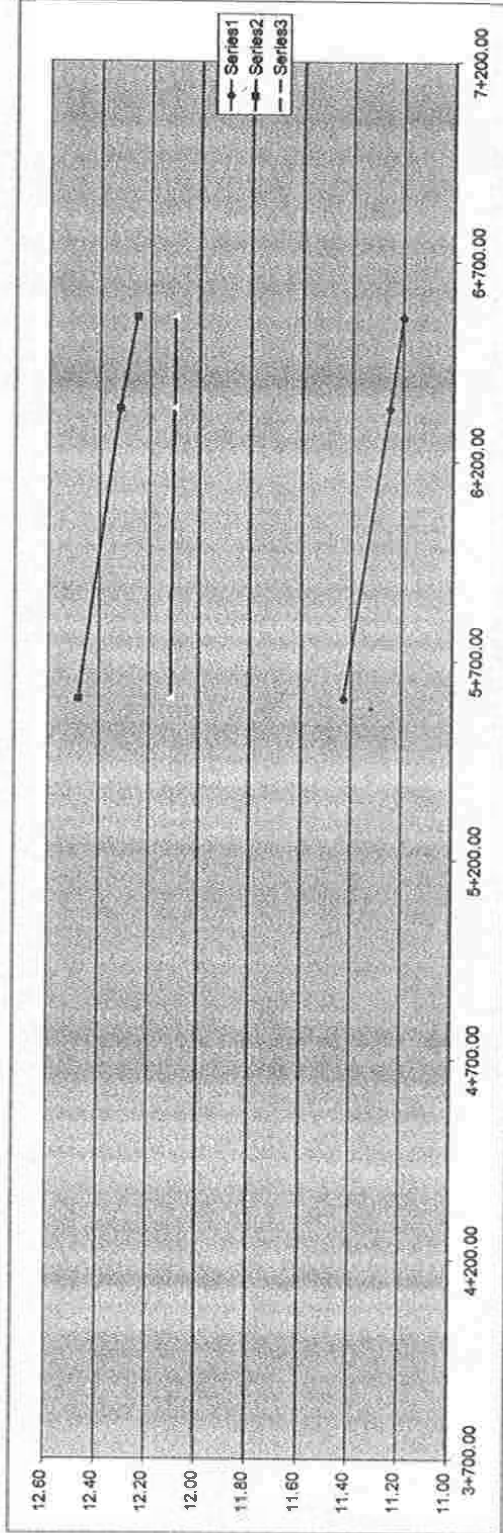


PERFIL DEL CANAL 17+246 DEL CANAL INDEPENDENCIA.

GASTO EN M³/S = 0.038 COEFICIENTE η = 0.015 COEF. CORIOLIS (α) = 1.10 TIRANTE EN ORIG 0.900
 TIRANTE NORMAL = 0.90 TIRANTE CRITICO = 1.50 PENDIENTE = (FRONTERA DEL TRAMO)
 ANCHO DE PLANTILLA = 0.90 TALUD LATERAL = 1.5 ELEV. PLANTILLA ORIGEN = 11.20

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L.B.	COTA S/ELEV.	TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	AREA	VELOC. (M/S)	CARGA TOTAL (SUP.)	RH	RH ^{4/3}	PEND. HIDRAUL.	PEND. HIDRAUL. PRON.	DELTA X PX	PERDIDA hf	CARGA TOTAL (CALC.)	STP. ENTRE N.A. Y L.B.	DIFERENCIA H2-H1+hf	TIRANTE
6+560.00	11.20	12.25		0.900	12.100	2.03	0.02	0.000	0.489	0.385	0.000000	0.000000			12.100	0.150	0.900	0.900
6+332.00	11.25	12.32		0.852	12.102	1.86	0.02	0.000	0.467	0.363	0.000000	0.000000	228.00	0.000	12.100	0.216	(0.002)	0.852
5+604.00	11.43	12.48		0.683	12.113	1.31	0.03	0.000	0.391	0.286	0.000001	0.000000	728.00	0.000	12.102	0.357	(0.011)	0.683

ELEV. V= 12.00 mts;
 LONG. VERT 4.37 mts;
 N.A.= 12.03 mts;
 H= 0.03 mts;

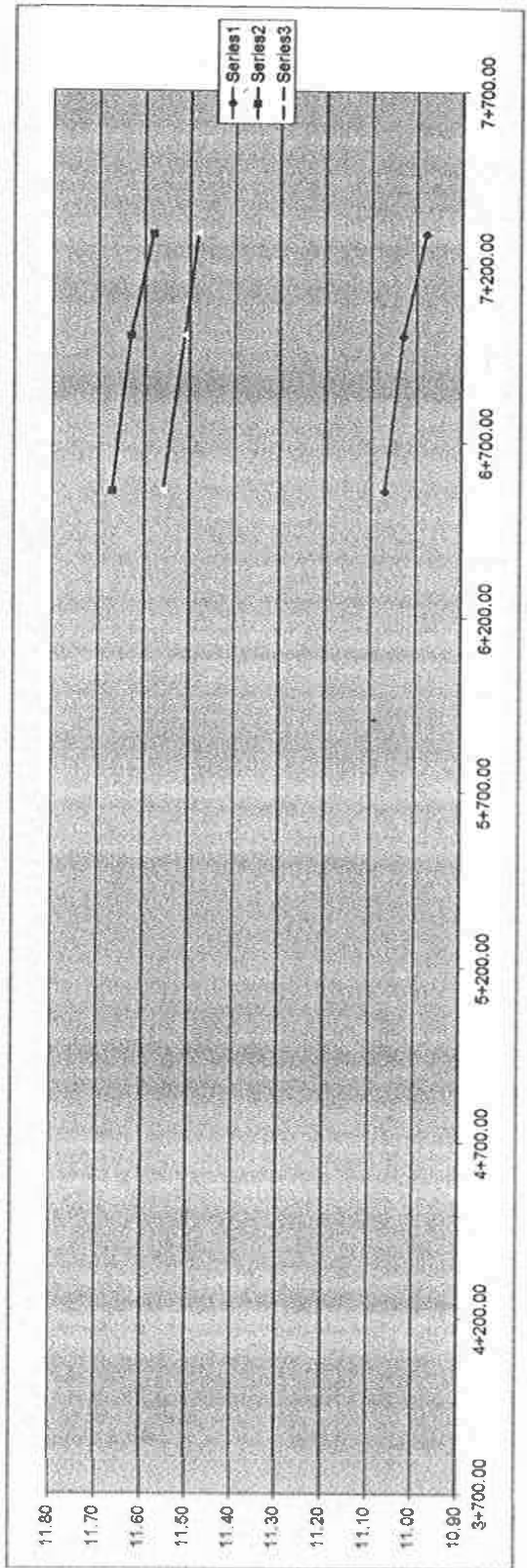


PERFIL DEL CANAL 17+246 DEL CANAL INDEPENDENCIA.

GASTO EN M3/S = 0.190 COEF. CORIOLIS (k) = 0.015 TIRANTE EN OI 0.500
 TIRANTE NORMAL = TIRANTE CRITICO = PENDIENTE = (FRONTERA DEL TRAMO)
 ANCHO DE PLANTILLA = 0.60 TALUD LATERAL = 1.5 ELEV/PLANTILLA ORIGEN = 10.98

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L.B.	COTA S/ELEV.	TIRANTE	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	AREA	VELOC. (M/S)	CARGA TOTAL (SUP.)	Rh	PEND. HIDRAUL. (R _h ^4/3)	PEND. HIDRAUL. PROM.	DELTA X DX	PERDIDA hf	CARGA TOTAL (CALC.)	Nº ENTRE N.A. V.L.B.	DIFERENCIA H2-H3+hf	TIRANTE
7+295.00	10.98	11.58		0.500	11.480	0.68	0.28	0.004	0.281	0.184	0.000097				0.100	0.500	0.500
7+003.00	11.03	11.63		0.480	11.510	0.63	0.30	0.005	0.272	0.176	0.000115	292.00	0.031	11.515	0.120	0.000	0.480
6+560.00	11.07	11.67		0.489	11.559	0.65	0.29	0.005	0.276	0.180	0.000106	443.00	0.049	11.564	0.111	0.000	0.489

ELEV. V= 0.00 mts:
 LONG. VERT 0.00 mts:
 N.A.= 0.10 mts:
 H= 0.10 mts:

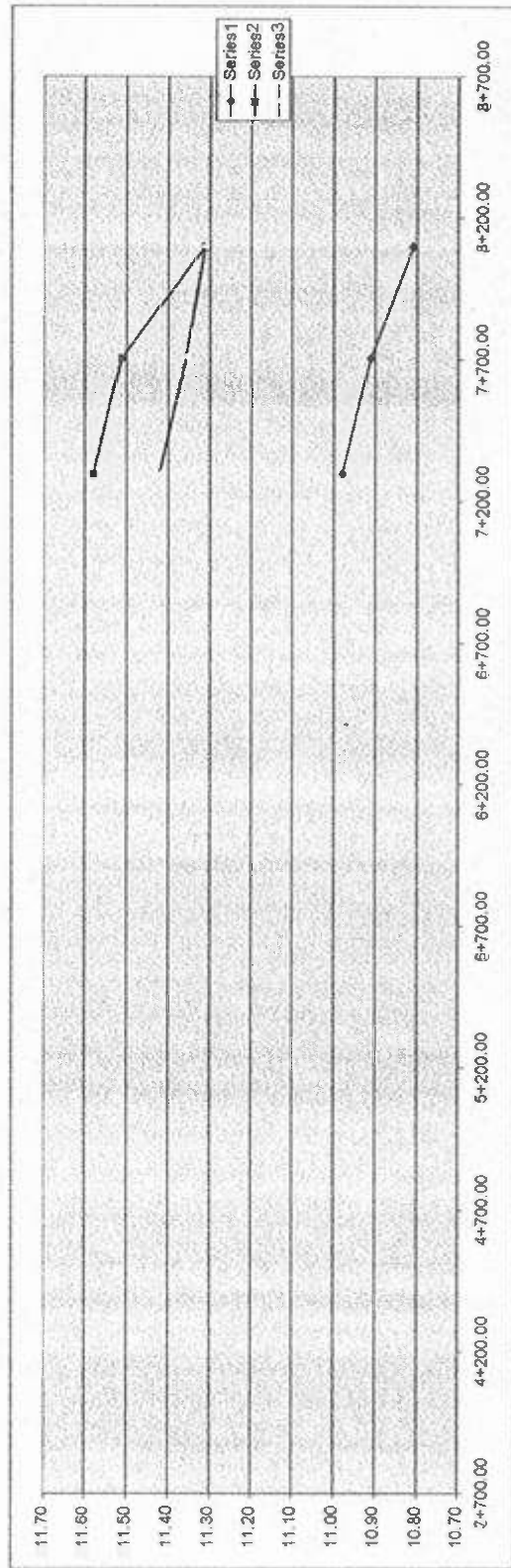


PERFIL DEL CANAL 17+246 DEL CANAL INDEPENDENCIA.

GASTO EN M³/S = 0.190 COEFICIENTE n = 0.015 COEF. CORIOLIS (k) = 1.10 TIRANTE EN ORIGE 0.500
 TIRANTE NORMAL = TIRANTE CRITICO = PENDIENTE = (FRONTERA DEL TRAMO)
 ANCHO DE PLANTILLA = 0.60 TALUD LATERAL = 1.5 ELEV. PLANTILLA ORIGEN = 10.81

EST.	ELEV. PLANT. RASANTE	ELEV. L.B.	COTA S/ELEV.	ELEV. ESPEJO DEL AGUA	VELOC. (M/S)	QVA*2/2g	CARGA TOTAL (SUP.)	RH	RHAH/3	PEND. HIDRAUL. PROM.	PEND. HIDRAUL.	DELTA X PERDIDA	CARGA TOTAL (CALC.)	3P. ENTRE N.A. Y L.B.	DIFERENCIA H2-H3+HF	TIRANTE
8+103.00	10.81	11.31		11.310	0.28	0.004	11.314	0.281	0.184	0.000097	0.000097	3.00	11.315	0.000	0.000	0.500
8+100.00	10.81	11.31		11.310	0.28	0.004	11.314	0.281	0.184	0.000097	0.000097	3.00	11.315	0.000	0.000	0.500
7+707.00	10.91	11.51		11.358	0.33	0.006	11.364	0.257	0.163	0.000154	0.000125	393.00	11.364	0.153	(0.000)	0.448
7+298.50	10.98	11.58		11.422	0.34	0.006	11.428	0.254	0.161	0.000162	0.000158	408.50	11.428	0.158	(0.000)	0.442
																7298.5

ELEV. V= 12.00 mts;
 LONG. VERT 3.76 mts;
 N.A.= 12.10 mts;
 H= 0.10 mts;



5 Conclusiones

Es muy importante saber cuidar el agua, ya que una gran parte de ella se desperdicia durante el riego de las parcelas, y a medida que crece la población aumenta también la demanda de agua y con ello la necesidad de mejores técnicas y estructuras hidráulicas para su control, distribución y aportación.

Este tema se basa en el estudio de la estructura aforadora Aquacontrol para conocer así sus características de instalación y funcionamiento para suplir a las estructuras existentes, ya que el Aquacontrol es más eficiente para controlar y medir el agua aportada en una toma granja, y con un estudio topográfico e hidráulico se puede llegar a tener un control muy exacto de las aportaciones y se beneficia tanto al usuario como al Distrito de riego pues se miden y se cobran sólo las cantidades de aguas reales aportadas sin llegar a discusiones con respecto al volumen de agua servidos, pues basta con multiplicar el tiempo de servicio por la capacidad aforadora del Aquacontrol para llegar a un volumen de aportación.

El funcionamiento del Aquacontrol es muy sencillo y de muy fácil operación, pues las compuertas que lo componen estarán completamente abiertas o completamente cerradas, pues desde su construcción son diseñados para que funcionen de esta manera, y con esto se evita que los gastos puedan ser modificados por personas ajenas, debido a que cada estructura cuenta con un candado, que después de hacer los arreglos para suministrar el gasto requerido por el usuario se cierra y por lo tanto las compuertas ya no podrán ser removidas de su posición sin la autorización del canalero.

Cuando una estructura aforadora Aquacontrol es instalada de acuerdo a las condiciones y limitantes que la rigen, son una forma muy segura de medir el agua, pues todos sus componentes están diseñados para llegar a tener un control en la aportación con un rango de -10% a un $+10\%$ en base al gasto nominal. En este estudio se ilustra la forma de instalar un Aquacontrol restringiendo aún más este rango de aportaciones, pues se instalará el Aquacontrol haciendo coincidir la muesca del control nominal de éste con la elevación de la represa Pico de Pato, por consiguiente el Aquacontrol estará aportando un gasto con rango desde el gasto nominal ($Q_{nom.}$ a $Q+10\%$), llegando a aforar un gasto del 95% del gasto

nominal cuando el nivel de aguas sea tal que se encuentre 8 cm. abajo del nivel para un gasto nominal, y un gasto menor al 95% del gasto nominal cuando la elevación del nivel del agua se encuentre por debajo de los 8 cm. Del nivel de aguas para un gasto nominal. Por consiguiente se llega a la siguiente conclusión de este tema, Si se garantiza que el nivel del agua en la regadera sea tal que alcance a verter sobre la represa, se tendrá una aportación de agua por el Aquacontrol igual o superior al gasto nominal, pues como ya se mencionó, el nivel de instalación del Aquacontrol para que aporte un gasto nominal es la elevación de la cresta de la represa.

La estructura aforadora Aquacontrol está diseñada para suplir a las estructuras hidráulicas actuales, en los Distritos de Riego, pues sus dimensiones de construcción son tales que se adaptan fácilmente a las estructuras existentes, y su colocación en obra es sencilla, ya que está provista de patas que se ahogan en concreto para quedar empotradas y fijas en el nivel deseado.

La ventaja económica que se tiene en la instalación sobre las estructuras comunes es que el aquacontrol también se vende por peso y a pesar de que es una estructura más eficiente su valor económico no depende de ello, la ventaja en funcionamiento es que es mucho más precisa en el control de la aportación, y los gastos que suministran no pueden ser alterados y esto viene representando una ventaja económica, pues el Distrito de Riego no tendrá pérdidas por la posible alteración de los volúmenes suministrados al agricultor. Por ejemplo; si al usuario se le deben entregar 50 l/s y si por descuido o negligencia de la persona encargada del suministro en las compuertas se le entrega un total de 80 l/s, durante 24 hr. la pérdida económica para el Distrito de Riego asciende a un total de 2,592 m³ de agua en un riego de 24 hr. con una aportación de 50 l/s, este problema puede ser resuelto con los Aquacontroles, pues haciendo una instalación correcta, esta estructura suministraría como máximo 55 l/s con una aportación de +10%, entonces las pérdidas máximas que tendría en Distrito de Riego serían 432 l/s, que corresponde a un 16.66% de las pérdidas que se presentan con las estructuras de control de aguas normales. Si el Aquacontrol suministra un gasto de +5%, las pérdidas en volumen de agua serían 216 m³, que corresponde a un 8.33% de las pérdidas con estructuras comunes, entonces haciendo una comparación, y suponiendo que el Aquacontrol suministre un gasto de +5%, el Distrito de Riego se ahorraría un total de 34.38% de agua de riego.

EJEMPLO:

RIEGO DE 24 HR.

Estructuras comunes

Gasto a suministrar \longrightarrow 50 l/s \longrightarrow 4,320 m³/24 hr.
 Gasto suministrado \longrightarrow 80 l/s

Volúmen total suministrado \longrightarrow 6,912 m³

Aquacontroles (suponiendo un gasto de +5% de su gasto nominal)

Gasto a suministrar \longrightarrow 50 l/s \longrightarrow 4,320 m³/24 hr.
 Gasto suministrado \longrightarrow 52.5 l/s

Volúmen total suministrado \longrightarrow 4,536 m³

Pérdida en volúmen del Distrito de Riego/Estruc. omúnes = $(4,320 - 6,912) = 2,592$ m³

Pérdida en volúmen del Distrito de Riego/Estruc. Aquacontrol = $(4,320 - 4,536) = 216$ m³

Pérdida % del gasto suministrado/ Estruc. comunes = $(4,320 - 6,912) / 4,320 = 60\%$

Pérdida % del gasto suministrado/ Estruc. Aquacontrol = $(4,320 - 4,536) / 4,320 = 5\%$

Eficiencia del Aquacontrol contra las estructuras comunes = $(216 / 2592) * 100 = 1,200\%$

Esto nos indica que el Aquacontrol presenta una eficiencia en control del agua de riego del 1,200% en comparación con las estructuras comunes.

Los trabajos de conservación y mantenimiento a las estructuras Aquacontrol tienen como finalidad lograr que el equipo funcione con eficiencia todo el tiempo. Estos trabajos ayudan a aumentar la durabilidad de las estructuras y mecanismos, y a la vez influyen para que su operación se realice con facilidad y con una buena precisión.



El primer grupo de trabajos a realizar es la aplicación de pintura anticorrosiva en superficies metálicas, soldaduras, tuercas, tornillos, piezas de madera, piezas de fibra de vidrio, reposición de piezas metálicas y de concreto. En el segundo grupo encontramos trabajos de lubricación en los dispositivos móviles como lo son tuercas y vástagos, chumaceras engranes y todos los mecanismos semejantes.

Como parte de la conservación de la estructura también se requiere retirar los azolves que impidan el correcto funcionamiento, limpieza y retiro de hierbas acuáticas y malezas que existan en los bordos y corona del canal alimentador de la estructura.

En ocasiones es necesario hacer modificaciones a las obras existentes para hacer la instalación de un Aquacontrol, y si después del previo estudio que se realiza en la zona de riego es redituable hacer esos cambios será necesario incluirlos dentro del proyecto, tales cambios pueden ser:

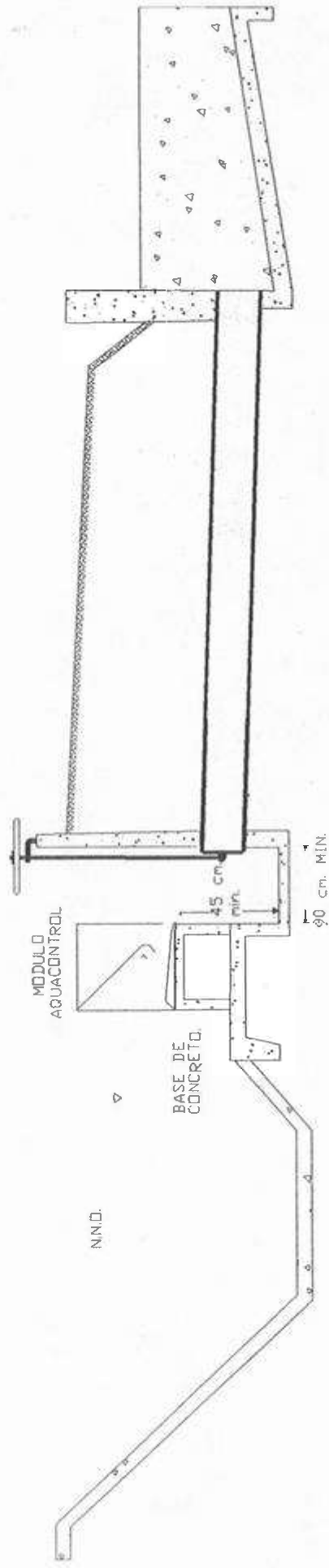
- Sobreelevar el hombro del canal alimentador. Cuando se hacen modificaciones a las represas por ser necesario dar más carga hidráulica en la bocatoma de la toma granja, es necesario sobreelevar el hombro del canal para evitar que el agua se derrame, esto se puede hacer siempre y cuando la calda por la pendiente hidráulica en el tramo del canal lo permita. Esto permite al usuario regar zonas más altas en su parcela o simplemente regar áreas que anteriormente no podía por falta de dominio de niveles de agua en el canal alimentador de la toma granja.
- Cambiar las entradas de las toma granja. Debido a que se deberá hacer un estudio topográfico en la zona de riego previo proyecto, se conocerán con exactitud las elevaciones en toda el área de estudio y con esto se podrán hacer sugerencias al usuario para cambiar la ubicación de la regadera de su parcela.
- Demoler estructuras existentes o partes de ellas. En muchos de los casos se removerán las compuertas existentes en las toma granja o se demolerán los vertedores de las tomas tipo vertedor rectangular, ya que el Aquacontrol tiene un funcionamiento tal que no requiere de estas. En ocasiones será necesario demoler la base del final de la transición de salida para adecuar el aquacontrol a los niveles requeridos, todos estos trabajos deberán ser incluidos también dentro del proyecto.

Estas son algunas de las actividades que se presentan en un proyecto de instalación de Aquacontroles en un Distrito de Riego, pero siempre habrá otras actividades que será necesario ejecutar para tener un eficiente trabajo en las estructuras hidráulicas, se pueden mencionar por ejemplo: Revestimiento de canales, Reposición de losas quebradas, extracción de yerbas acuáticas en los canales, mantenimiento a las estructuras de acero, mantenimiento a la red de caminos etc.

En el anexo se ilustra la instalación general de un aquacontrol, sea ésta en la transición de entrada o en la transición de salida, también se muestran las condiciones mínimas requeridas en los desniveles para un correcto funcionamiento.

7 Anexos

1 Croquis general de la instalación de un módulo aquacontrol serie XX-2, en la transición de entrada de una toma granja.



2 Croquis general de la instalación de un módulo aquacontrol serie XX-2, en la transición de salida de una toma granja.

