



CONVENIO IICA-SENARA II ETAPA DEL PROYECTO DE RIEGO ARENAL-TEMPISQUE

PRINCIPIOS HIDRAULICOS DEL FUNCIONAMIENTO DEL
AFORADOR PARSHALL EN EL CANAL PRINCIPAL BAGATZI

Por
H. Pizarro
R. Murillo

BANCO INTERAMERICANO DE DESARROLLO
FONDO DE INVERSION DE VENEZUELA

SERVICIO NACIONAL DE AGUAS SUBTERRANEAS, RIEGO Y AVENAMIENTO

OFICINA DEL IICA EN COSTA RICA

IICA
F06
12



CONVENIO IICA-SENARA

II ETAPA DEL PROYECTO DE RIEGO ARENAL TEMPISQUE

PRINCIPIOS HIDRAULICOS DEL FUNCIONAMIENTO DEL
AFORADOR PARSHALL EN EL CANAL PRINCIPAL BAGATZI

Por
H. Pizarro
R. Murillo

Ley de Préstamo 208-IC-CR



BANCO INTERAMERICANO DE DESARROLLO
FONDO DE INVERSION DE VENEZUELA

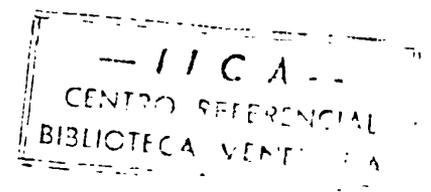
SETIEMBRE 1992

00006736

PRINCIPIOS HIDRAULICOS DEL FUNCIONAMIENTO DEL AFORADOR
PARSHALL EN EL CANAL PRINCIPAL DE BAGATZI

TABLA DE CONTENIDO

I	INTRODUCCION	1
II	REVISION DE LOS PRINCIPIOS HIDRAULICOS QUE CONDUCCEN AL FLUJO CRITICO	2
	2.1 El aforador Parshall	2
	2.2 La energía	2
	2.3 La energía por unidad de peso	2
	2.4 La energía específica	5
	2.5 La energía total	11
III	PRINCIPIOS BASICOS DE LA SIMILITUD HIDRAULICA	13
	3.1 Similitud geométrica	13
	3.2 Similitud cinemática	14
	3.3 Similitud dinámica	15
	3.4 Los números adimensionales o Leyes de similitud hidráulica	16
	3.5 Ejemplos de aplicación	18
	3.6 Ejemplos numéricos	20
IV	CALIBRACION DEL AFORADOR PARSHALL EN EL CANAL CL (BAGATZI) EN FLUJO LIBRE	21
	4.1 Procedimiento para la calibración	24
	4.2 Observaciones	25
	4.3 Recomendaciones para el uso de la ecuación de calibración	26
V	BIBLIOGRAFIA	28
VI	ANEXO 1 MEDICION DE CAUDALES	29



**PRINCIPIOS HIDRAULICOS DEL FUNCIONAMIENTO DEL AFORADOR
PARSHALL EN EL CANAL PRINCIPAL DE BAGATZI**

LISTA DE CUADROS

1	Valores de θ , $\cos\theta$ y de la pendiente del canal	5
2	Caudales en l/s en función de la carga hidráulica en cm para el aforador Parshall del Canal CL (Bagatzi) de 1.52 m de ancho de garganta	25
3	Determinación del caudal para el aforo Nº 1	31
4	Determinación del caudal para el aforo Nº 2	32
5	Determinación del caudal para el aforo Nº 3	33

LISTA DE FIGURAS

1	Esquema del flujo de agua en canales	4
2	Componentes de la energía	4
3	Curva de energía específica	10
4	Aforador Parshall en el canal CL Bagatzi	22
5	Curva de calibración del aforador Parshall en el canal CL Bagatzi	23
6	Sección transversal Estación de Medición Canal CL (Bagatzi) Aforo Nº 1	34
7	Sección transversal Estación de Medición Canal CL (Bagatzi) Aforo Nº 2	35
8	Sección transversal Estación de Medición Canal CL (Bagatzi) Aforo Nº 3	36

PRINCIPIOS HIDRAULICOS DEL FUNCIONAMIENTO DEL AFORADOR PARSHALL EN EL CANAL PRINCIPAL DE BAGATZI

H.Pizarro 1
R.Murillo 2

I. INTRODUCCION.

El agua de riego que abastece las tierras del PRAT es un insumo muy valioso para la producción agrícola puesto que permite desarrollar una actividad agropecuaria intensiva que ha transformado la situación económica de la región, la cual se manifiesta en la obtención de dos cosechas de arroz por año, en el aumento de la productividad, en la creación de puestos de trabajo y en el mejor nivel de vida de la población.

Para obtener el óptimo aprovechamiento del agua de riego ésta debe controlarse o medirse porque los defectos y los excesos son dañinos a la agricultura ya que deterioran la capacidad productiva de los suelos y afectan los rendimientos.

La medición de los caudales permite hacer una distribución equitativa del agua disponible, especialmente, en la época de mayores demandas y/o de menor disponibilidad, al mismo tiempo que se motiva al uso racional y a una mayor eficiencia en su utilización. Este efecto disminuye el costo del agua de riego cuando la tarifa se aplica por volumen consumido y aumenta la superficie cultivada en agricultura de regadío lo que se traduce en una mayor producción, mayor mano de obra y mayor beneficio para la sociedad.

Para una adecuada operación y distribución del agua de riego entre los usuarios es necesario que los canales de la red de riego y drenaje estén provistos de estructuras de medición, calibradas y dotadas de un limnómetro con su respectivo gráfico que relacione el caudal con la carga de agua.

1 Consultor en extensionismo en Riego y Drenaje. Convenio IICA-SENARA

2 Ingeniero Agrícola Departamento de Operación y Mantenimiento, Distrito de Riego Arenal

Empleando las ventajas que ofrece el flujo crítico en que el caudal, en flujo libre mantiene una relación unívoca con el tirante se ha diseñado el aforador Parshall el cual se emplea desde 1926. En el PRAT se ha instalado dos (02) estructuras de ese tipo: Una en el canal Principal CL Bagatzi y la otra en el canal Principal San Luis. Aquí nos ocuparemos del primero.

En general, entre el diseño y la construcción de una estructura se constatan diferencias, por otro lado el diseño se basa en fórmulas teóricas deducidas en condiciones ideales de funcionamiento, las cuales sufren modificaciones cuando la estructura trabaja en condiciones reales. Por las razones expuestas, una vez construida o instalada una estructura de medición es necesario calibrarla para disponer de una relación confiable. Para el aforador Parshall al que nos referimos en este trabajo en la calibración hemos usado un modelo potencial que relaciona el caudal y la carga hidráulica. Esta última que corresponde al tirante crítico fue medida a $2/3$ de la longitud convergente a partir de la cresta y el caudal respectivo se calculó por el procedimiento Area - Velocidad, ésta última se midió con un molinete.

Una alternativa muy generalizada, en hidráulica en la época actual, es el empleo de modelos físicos en los cuales se estudia detalladamente el comportamiento del fluido según la forma de los límites de la estructura pero para hacer una inferencia válida de los logros en el modelo al ente real o prototipo se requiere que haya similitud hidráulica, aspecto que incluimos en este documento para motivar el interés por el uso de estas herramientas de trabajo.

II. REVISION DE LOS PRINCIPIOS HIDRAULICOS QUE CONDUCE AL FLUJO CRITICO

2.1 El aforador Parshall.

El aforador que nos ocupa fue desarrollado en 1926 por Ralph Parshall en la Universidad del estado de Colorado en Fort Collins en Estados Unidos de Norte América. Es un instrumento muy empleado para medir caudales en canales. La producción del flujo crítico se logra actuando sobre la reducción del ancho del canal y sobre la variación de la pendiente de fondo.

2.2 La energía.

La energía es la capacidad de desarrollar un trabajo, se mide en joules (o en kilowat-hora). En el sistema internacional de medidas se tiene:

1 joule = 1 newton-metro (energía mecánica)

1 watt = 1 joule/segundo (potencia eléctrica)

2.3 La energía por unidad de peso.

La energía por unidad de peso en las secciones (S₁) y (S₂) del canal con respecto al plano de referencia. Según la ecuación de Bernoulli, se expresa como sigue:

$$H_1 = Z_1 + Y_1 \cos\theta + \alpha_1 V_1^2/2g \quad (1)$$

$$H_2 = Z_2 + Y_2 \cos\theta + \alpha_2 V_2^2/2g \quad (2)$$

Donde:

H₁ y H₂, en kg-m/kg, son las energías, por unidad de peso, en las secciones (S₁) y (S₂) con respecto al plano de referencia.

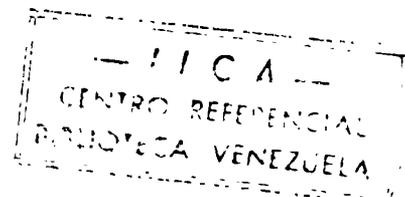
Z₁ y Z₂ en kg-m/kg, son las energías potenciales de posición en las secciones (S₁) y (S₂) con respecto al plano de referencia.

Y₁ cosθ y Y₂ cosθ, en kg-m/kg, son las energías de presión, por unidad de peso, ejercidas por los tirantes de agua en las secciones (S₁) y (S₂).

θ es el ángulo que forma la línea del fondo del canal con la horizontal, ésta última es paralela al plano de referencia.

α₁ V₁²/2g y α₂ V₂²/2g son las energías cinéticas del flujo, por unidad de peso, ejercidas por las velocidades de las líneas de corriente, en las secciones (S₁) y (S₂).

α₁ y α₂ son los coeficientes de Coriolis que tienen en cuenta las variaciones de la velocidad media, en las secciones (S₁) y (S₂), respectivamente.



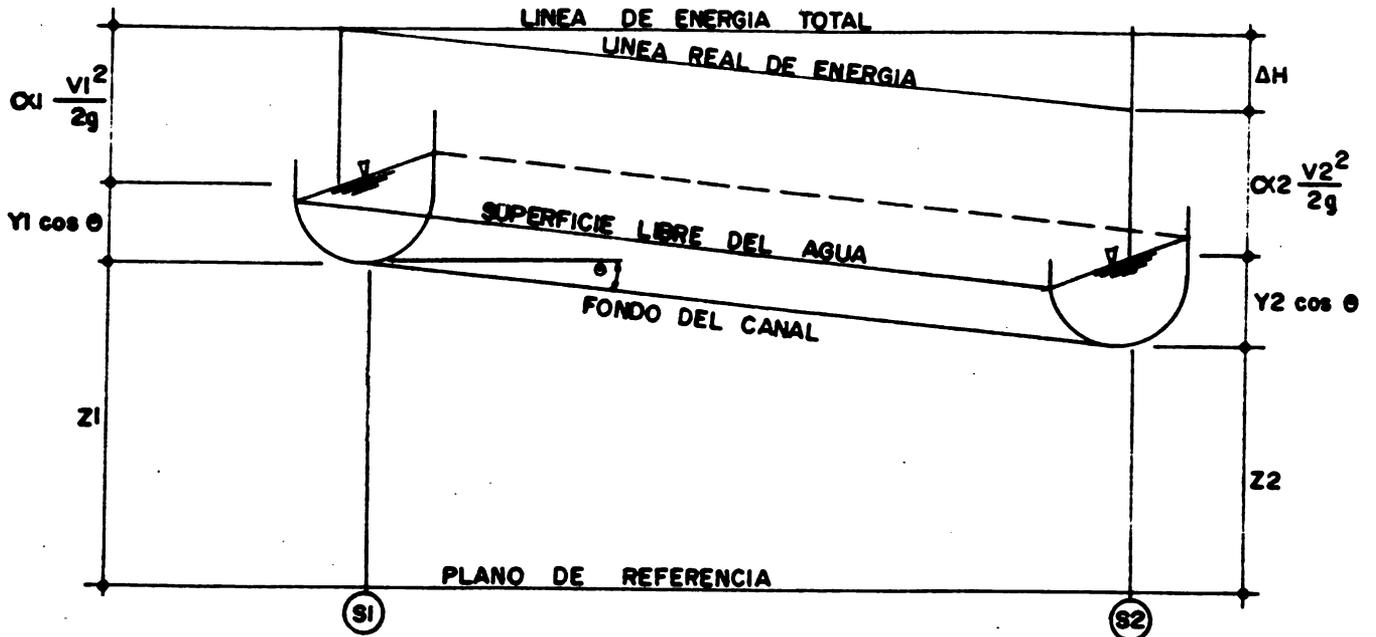


FIGURA 1 ESQUEMA DEL FLUJO DE AGUA EN CANALES

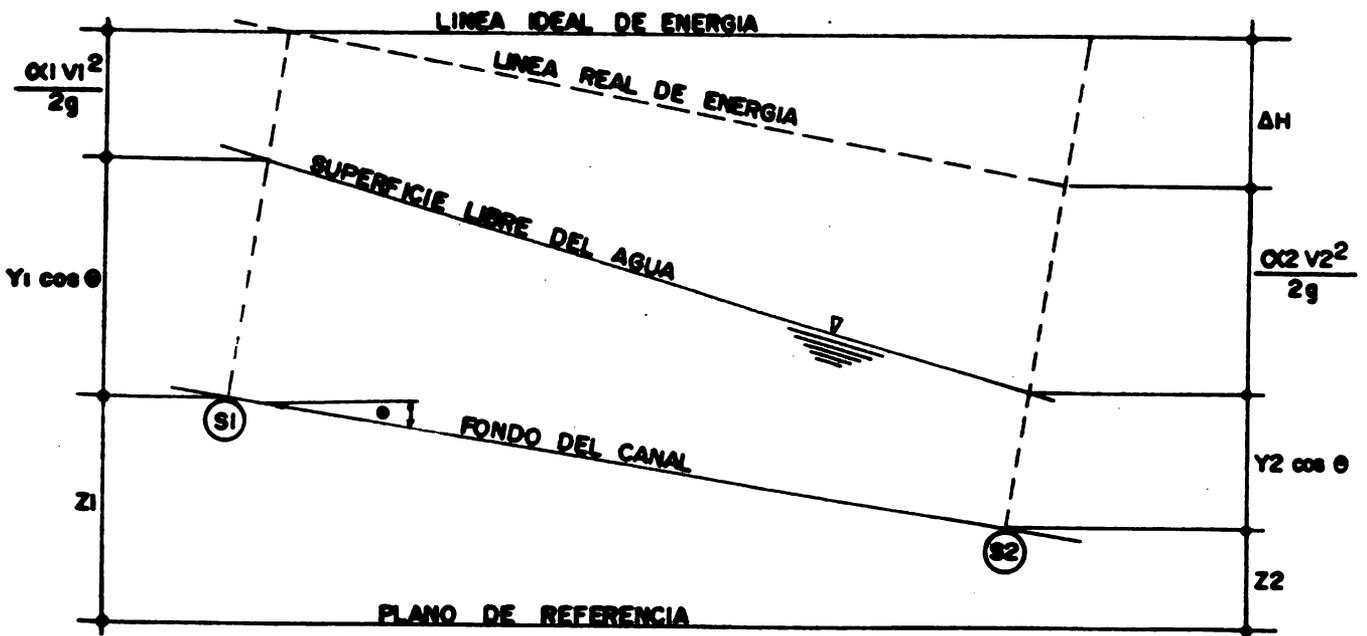


FIGURA 2 COMPONENTES DE LA ENERGIA

Cuadro 1: Valores de θ , del $\cos\theta$ y de la pendiente del canal.

θ	$\cos\theta$	$\text{sen}\theta$	
10°	0.9848	0.1736	$\text{sen}\theta = \tan\theta = \text{pendiente de fondo del canal}$
5°	0.9962	0.08716	
4°	0.9970	0.06956	
3°	0.9986	0.05233	
2°	0.9993	0.03489	

Del cuadro 1. se deduce que hasta una pendiente del fondo del canal del 3% el valor de $\cos\theta$ es muy próximo a la unidad, de tal modo que:

$$Y \cos \theta = Y \quad (3)$$

La energía es puntual y se evalúa en cada sección, el flujo se realiza de un punto de mayor energía a otro de menor energía así:

si $H_1 > H_2$ habrá movimiento de la sección 1 hacia la sección 2

si $H_2 > H_1$ el movimiento se hace de la sección 2 hacia la sección 1

2.4 La energía específica.

Cuando el plano de referencia pasa por el fondo del canal en la sección seleccionada, se tiene que:

$$Z = 0 ; y$$

$$H = E = Y \cos\theta + \alpha V^2/2g \quad (4)$$

E es la energía específica del flujo en la sección por unidad de peso. La energía específica depende del tirante y de la velocidad del flujo en el canal, sin embargo, éstos dos últimos elementos funcionan en sentido contrario, para un valor dado del caudal. ($Q = \text{constante}$).

De la ecuación de continuidad, se tiene:

$$Q = A V \quad (5)$$

$$A = f (Y) \quad (6)$$

Donde:

Q = caudal, en m³/s

A = area de la sección transversal del flujo en m²

V = velocidad media del flujo, en m/s.

Para un caudal constante si A crece, V decrece y viceversa. Si V crece, A decrece. Pero A es una función creciente de Y es decir, si Y crece A crece y si Y decrece A decrece, luego cuando Y crece la velocidad decrece (el flujo es lento) y si Y decrece, la velocidad crece (el flujo es rápido).

De acuerdo con estas consideraciones y lo deducido del cuadro 1. se puede escribir:

$$E = Y + \alpha V^2/2g \quad (7)$$

Reemplazando (5) y (6) en (7) se tiene:

$$E = Y + \frac{\alpha Q^2}{A^2 2g} \quad (8)$$

$$E = Y + \frac{\alpha Q^2}{2g} * \frac{1}{A^2} \quad (9)$$

Para un caudal constante, se tiene:

$$E = f (Y) \quad (10)$$

El lugar geométrico que relaciona gráficamente, la energía específica y el tirante se denomina curva de energía específica. Para una sección de un canal y un caudal dado se tiene una curva única de energía específica.

Ejemplo: Calcular y graficar la curva de energía específica en una sección rectangular de un canal que mide 0.8 m de ancho, $\alpha = 1.1$ es constante e independiente del caudal. Presentar las curvas para $Q_1 = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_2 = 0.8 \text{ m}^3/\text{s}$, $Q_3 = 1.2 \text{ m}^3/\text{s}$.

Solución:

Reemplazando los datos para cada uno de los valores del caudal, en la ecuación (9) tenemos:

Para $Q = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}$

$$E = Y + \frac{1.1 (0.5)^2}{19.62} * \frac{1}{(0.8)^2 Y^2}$$
$$E = Y + \frac{0.0219}{Y^2} \quad (11)$$

Para $Q = 0.8 \text{ m}^3/\text{s}$

$$E = Y + \frac{1.1 (0.8)^2}{19.62} * \frac{1}{(0.8)^2 Y^2}$$
$$E = Y + \frac{0.056}{Y^2} \quad (12)$$

Para $Q = 1.2 \text{ m}^3/\text{s}$

$$E = Y + \frac{1.1 (1.2)^2}{19.62} * \frac{1}{(0.8)^2 Y^2}$$
$$E = Y + \frac{0.126}{Y^2} \quad (13)$$

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS
CENTRO REFERENCIAL
BIBLIOTECA VENEZUELA

Ejecutando las operaciones se tiene:
De la ecuación (11):

Y	0.1	0.2	0.3	0.31	0.32	0.33	0.34	0.35	0.36	0.37	0.38	0.39
E	2.29	0.745	0.543	0.538	0.534	0.531	0.529	0.529	0.530	0.531	0.533	

Y	0.40	0.41	0.42	0.45	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1
E	0.537	0.540	0.544	0.558	0.588	0.661	0.744	0.834	0.927	1.0219	1.118

De la ecuación (12):

Y	0.1	0.2	0.3	0.4	0.46	0.47	0.48	0.49	0.50	0.51	0.52	0.55
E	5.7	1.6	0.922	0.75	0.727	0.724	0.723	0.723	0.724	0.725	0.727	0.735

Y	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1
E	0.756	0.814	0.888	0.969	1.056	1.146

De la ecuación (13):

Y	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.61	0.62	0.63	0.64	0.65	0.66
E	12.7	3.35	1.7	1.187	1.004	0.950	0.949	0.948	0.947	0.947	0.948	0.949

Y	0.67	0.68	0.69	0.70	0.80	0.90	1.0	1.1
E	0.950	0.952	0.954	0.957	0.997	1.056	1.126	1.204

En la figura 3. se muestra las tres curvas de energía específica correspondientes a los tres valores del caudal ($Q_1 = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q_2 = 0.8 \text{ m}^3/\text{s}$; $Q_3 = 1.2 \text{ m}^3/\text{s}$). Se observa que a medida que el caudal aumenta la curva se aleja de los ejes de las coordenadas y los valores de energía específica también aumentan para un mismo valor del tirante. Físicamente los cambios de energía se producen debido a los cambios de pendiente. Cuando ésta aumenta el flujo adquiere mayor velocidad y el tirante disminuye. Si el flujo es menor que el tirante crítico al tipo de movimiento del fluido se le denomina flujo supercrítico, rápido o torrencioso, por el contrario, cuando la pendiente disminuye la velocidad del flujo disminuye y el tirante aumenta; si éste es mayor que el tirante crítico el tipo de movimiento de la corriente líquida se llama flujo subcrítico, lento o de río. Esta clasificación del flujo se hace a partir de un valor del tirante que corresponde al valor mínimo de la energía específica. A este tirante único se le ha asignado el nombre de tirante crítico. Para cualquier otro valor de la energía específica se tienen dos casos: si la energía específica E_1 se compara al valor de energía específica mínimo E_0 dos situaciones pueden presentarse:

- 1- $E_1 < E_0$ no hay posibilidad de flujo, la energía no es coherente con el caudal.
- 2- $E_1 > E_0$ hay flujo. Para cada valor de energía específica hay dos tirantes. El grande $Y_1 > Y_c$ y el pequeño $Y_2 < Y_c$

Los dos tirantes obtenidos para un mismo valor de energía específica se denominan tirantes correspondientes. Y_1 corresponde al flujo subcrítico e Y_2 al flujo supercrítico. Cuando se considera el peso del agua que fluye por las tuberías o por el canal y se relaciona con la energía específica expresada como carga hidráulica se obtiene la energía total. En el caso del agua de bombeo que llega al canal CL (Bagatzi) la energía total consumida medida en kw-hora y que es facturada para el pago por SENARA puede ser calculada a partir del caudal medido en el aforador como lo explicaremos seguidamente, lo cual nos da una idea de la eficiencia del equipo de bombeo que se está utilizando.

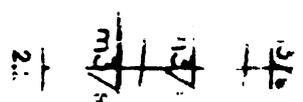
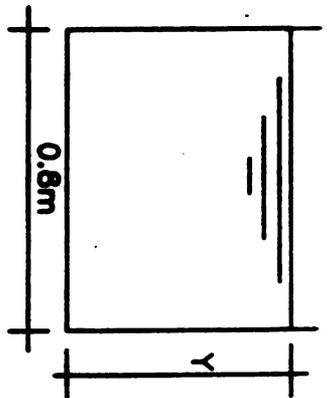
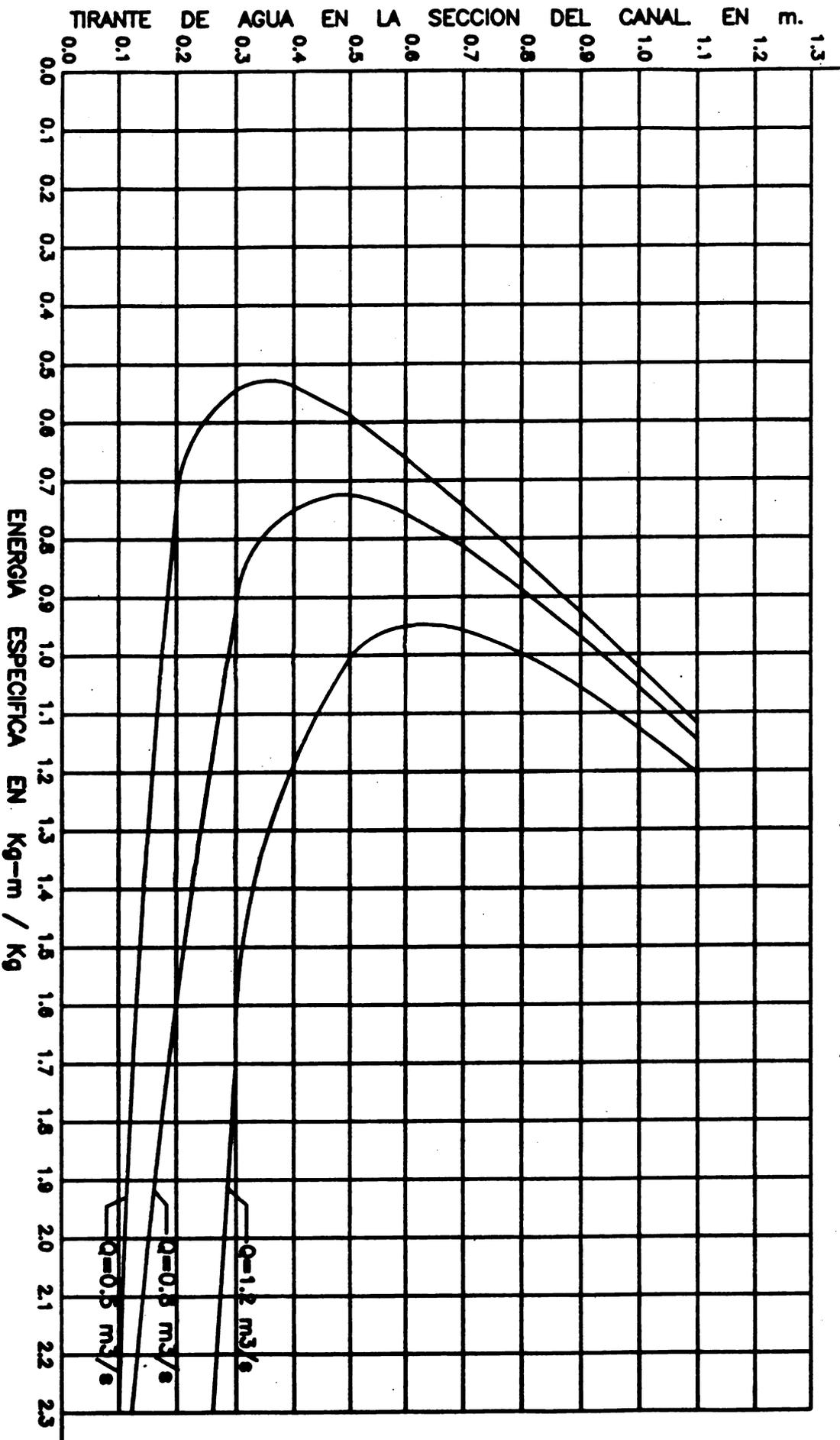
2.1 

FIGURA 3 CURVA DE ENERGIA ESPECIFICA



$Q_1 = 0.5 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_2 = 0.8 \text{ m}^3/\text{s}$
 $Q_3 = 1.2 \text{ m}^3/\text{s}$

2.5 La energía total.

Para obtener la energía total debemos multiplicar la carga hidráulica ($H = z + y \cos \theta + \alpha v^2/2g$) por el peso o la fuerza del flujo. (la masa por la aceleración). La masa del flujo de agua δQ y la fuerza del flujo de agua es $\delta g Q$

donde:

Q = caudal que fluye en m^3/s

δ = densidad del fluido para el agua $\delta = 1000$ (kg/m^3)

luego:

$$\delta g Q = 9.81 \text{ m/s}^2 * 1000 \text{ (kg/m}^3\text{)} * Q \text{ (m}^3\text{/s)} = 9810 Q \text{ N/s}$$

$$\delta g Q (z + y \cos \theta + \alpha v_1^2/2g) = 9810 Q H \text{ (N-m/s)}$$

La energía total que transporta el caudal por segundo está dada por:

$$9810 Q \text{ (N-m)} \quad (14)$$

La energía total por segundo es la potencia, es decir que el caudal que llega al canal tiene una potencia de:

$$9810 Q H \text{ (watts)} = 9.81 Q H \text{ (kw)} \quad (15)$$

Si la bomba funciona durante una hora con ese caudal Q y esa carga H la energía consumida será $9.81 Q H$ kw-hora. En el caso del sistema de bombeo de Bagatzi; el agua se almacena en un reservorio que se forma artificialmente en el lecho del río Piedras y luego pasa a la cámara de bombeo donde el agua está en reposo. Aquí se tiene que $V = 0$ y $\alpha V^2/2g = 0$. El nivel de referencia pasa por el plano de la superficie libre del agua. Sea H la diferencia de nivel entre el punto de descarga en el canal y la superficie libre del agua en la cámara de bombeo. Si $H = 8$ m y permanece constante durante el funcionamiento de la bomba.

Para $Q = 0.350 \text{ m}^3/\text{s}$
 $P_1 = 9.81 * 0.35 * 8 = 27.46 \text{ kw}$
 $1 \text{ hp} = 0.736 \text{ kw}$

luego:

$$P_1 = 36.82 \text{ hp}$$

Esa es la potencia de salida de la bomba. Si esta última tiene una eficiencia de 0.8 ; la potencia de llegada a la bomba será de:

$$P_1 = 27.46/0.8 = 34.325 \text{ kw}$$

INSTITUTO VENEZOLANO DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
CENTRO REFERENCIAL
BOQUERÓN, VENEZUELA

Esta potencia corresponde a la potencia de salida del motor eléctrico. Si éste tiene una eficiencia de 0.95, la potencia suministrada al motor por la corriente eléctrica será de:

$$P_1 = \frac{34.325 \text{ kw}}{0.95} = 36.132 \text{ kw}$$

Una bomba funcionando 24 horas requiere 867.168 kw-hora.

Por mes de 30 días requerirá: 26015.04 kw-hora.

El costo aproximado por kw-hora es de ₡ 7.44 lo que nos daría un costo mensual por bomba de ₡ 193.551,89

Cuando funcionan dos (02) bombas se observa que el caudal total es inferior al doble del caudal bombeado por una sola bomba ; es decir que cada bomba disminuye su caudal de bombeo lo cual puede ser originado por un descenso del nivel del agua en el reservorio formado por el río. Al aumentar la carga para una misma potencia eléctrica, el caudal debe disminuir este mismo efecto se produce cuando funcionan 3 o 4 bombas simultáneamente. Evidentemente que si el nivel del agua en el reservorio permanece constante, el caudal no debe tener variación , sin embargo, esta situación es la excepción porque no hay ningún dispositivo que asegure el control del nivel del agua.

El empleo de la energía eléctrica para el bombeo del agua del río Piedras para alimentar el canal CL (Bagatzi) es temporal, al entrar en funcionamiento la segunda etapa del proyecto de riego Arenal-Tempisque, el Canal del Oeste alimentará al Canal CL , reduciendo los costos de operación y dándole mayor estabilidad al caudal captado. Para lograr un acertado funcionamiento de toda estructura hidráulica es necesario que su diseño, cuya concepción ha tenido en cuenta los principios de la mecánica de fluidos, sea probado para verificar su comportamiento, no siendo lógico hacer este trabajo cuando la estructura se ha construido se utilizan los modelos los cuales representan estrictamente a la estructura real pero con la ventaja de que el modelo es susceptible de ser modificado a voluntad y sobre el que pueden hacerse los ensayos necesarios y repetirlos hasta encontrar la forma más adecuada de la estructura de la cual se hará el diseño respectivo, para su construcción. Esto es muy importante porque evita muchas contrariedades a causa del dimensionamiento inapropiado. Sin embargo, para realizar esta tarea hay que disponer de un laboratorio y aplicar el principio de la similitud hidráulica que exponemos a continuación:

III PRINCIPIOS BASICOS DE LA SIMILITUD HIDRAULICA.

Debido a que no siempre es posible encontrar coincidencias entre los valores teóricos y las mediciones, y que hay diferencias entre lo diseñado y lo construido, la hidráulica emplea para hacer frente a esos vacíos, los modelos físicos con los cuales es posible obtener respuestas a cada una de las modalidades de funcionamiento y poder predecir el comportamiento del prototipo o ente real. Por medio de los estudios en modelos se logra una estructura que no perturba el movimiento de las líneas de corriente de tal manera que no hay cambios bruscos y los valores reales son muy próximos a los valores teóricos y la calibración, en el caso de estructuras de medición se facilita por la estabilidad del flujo. Sin embargo si no se dispone del modelo hay que aceptar mayores márgenes de discrepancias y mayores inconvenientes en la calibración.

Para lograr transferir información del modelo al prototipo es necesario que las leyes hidráulicas que predominan en el fenómeno que se estudia sean tenidas en cuenta en los dos elementos tanto en el prototipo como en el modelo. Es decir, que entre los dos elementos haya correspondencia o similitud, ésta presenta tres (03) formas: geométrica, cinemática y dinámica.

3.1 Similitud Geométrica.

Las dimensiones del modelo físico deben guardar una relación constante con respecto a las dimensiones del prototipo, es decir, que desde este punto de vista, debe de existir un parecido entre los dos elementos. Cuando la relación es constante en todas las direcciones la similitud y en consecuencia el modelo son verdaderos; por el contrario si la relación cambia con la dirección, la similitud y también el modelo se consideran distorsionados.

Ejemplo:

$$\text{Sea } L_r \text{ (La escala)} = 1/100 = L_m/L_p$$

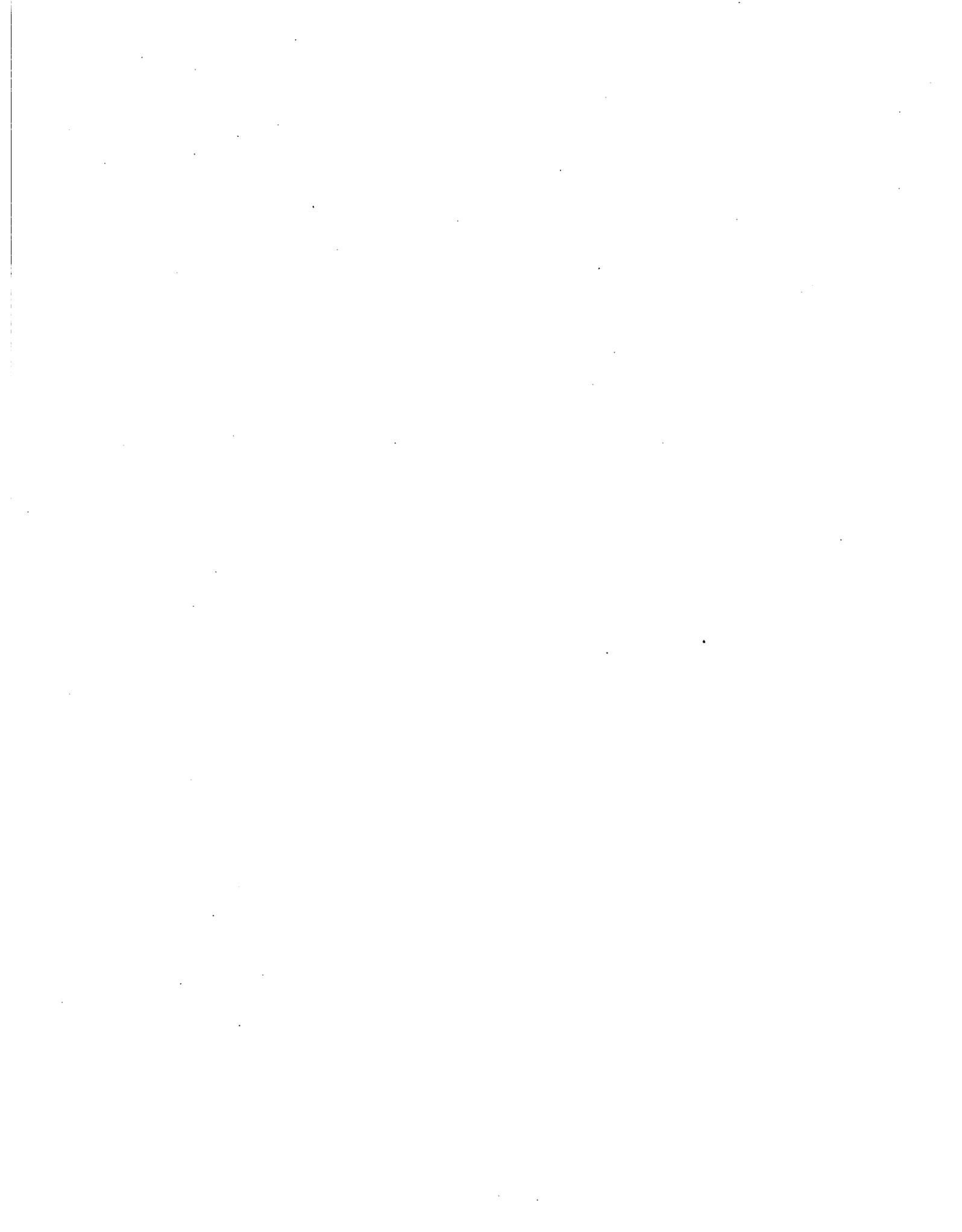
donde:

L_r = la escala, relación entre una dimensión del modelo (L_m) y la correspondiente al prototipo (L_p)

si: $L_r = 1/100$ significa que en las dimensiones correspondientes el modelo es 100 veces más pequeño que el prototipo.

Si la longitud de una presa es de 400 m su altura de 10 m y el tirante de agua en el río es de 6 m a la escala de 1/100 las dimensiones respectivas, del modelo son:

$$\text{Para } L_p = 400 \text{ m} \qquad L_m = 4 \text{ m}$$



$$\begin{aligned} L_p &= 6 \text{ m} \\ L_p &= 10 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_m &= 0.06 \text{ m} \\ L_m &= 0.1 \text{ m} \end{aligned}$$

Para esta situación la altura de la presa y el tirante en el modelo de 10 y 6 cm respectivamente, no permiten hacer un buen estudio en el modelo del comportamiento del prototipo, por lo que será conveniente, cambiar la escala vertical en el modelo para lograr dimensiones convenientes donde se pueda observar con detalle los fenómenos hidráulicos que se presentan en el prototipo. Si se usa una escala vertical de 1/10 la altura de la presa será de 1 m y el tirante de 0.6 m. En esta situación se trata de un modelo distorsionado porque las escalas son diferentes según la dirección.

3.2 La similitud cinemática.

Se refiere a la correspondencia que debe existir del movimiento del fluido en el modelo y en el prototipo.

$$V_r = \frac{V_m}{V_p} ; a_r = \frac{a_m}{a_p} ; Q_r = \frac{Q_m}{Q_p}$$

donde:

V_m , a_m y Q_m son respectivamente, la velocidad, la aceleración y el caudal en el modelo.

V_p , a_p y Q_p son respectivamente, la velocidad, la aceleración y caudal en el prototipo.

V_r , a_r , Q_r , son respectivamente. escalas de velocidades, aceleración y caudal.

La similitud cinemática está en estrecha relación con la similitud geométrica. Así la velocidad, es el cociente de una distancia recorrida dividido por un tiempo.

$$V = \frac{L}{T} ; a = \frac{L}{T^2} ; Q = \frac{L^3}{T}$$

donde:

V , a y Q son respectivamente la velocidad, la aceleración y el caudal.

L es una longitud

T es un tiempo

$$V_r = \frac{V_m}{V_p} = \frac{L_m * T_p}{T_m * L_p} = \frac{L_r}{T_r}$$

$$a_r = \frac{a_m}{a_p} = \frac{L_m * T_p^2}{T_m^2 * L_p} = \frac{L_r}{T_r^2}$$

$$Q_r = \frac{Q_m}{Q_p} = \frac{L_m^3 * T_p}{T_m * L_p^3} = \frac{L_r^3}{T_r}$$

Luego la satisfacción de la similitud cinemática depende de la similitud geométrica, ésta última es función de la dirección que se considera.

3.3 La similitud dinámica.

Está en relación con las fuerzas desarrolladas por el fluido en contacto con la estructura. Existirá similitud dinámica si las fuerzas que actúan en el prototipo se reproducen exactamente en puntos homólogos en el modelo. Las fuerzas que se manifiestan en los fenómenos hidráulicos del flujo en superficie libre son las fuerzas de inercia, gravedad, viscosidad y presión y se tiene cuidado de reducir el efecto de las fuerzas de tensión superficial.

La fuerza de inercia.

Es el producto de la masa por la aceleración.

$$F_i = m * a = \delta \text{ Vol } a = \delta L^3 L/T^2 = \delta L^2 (L^2/T^2)$$

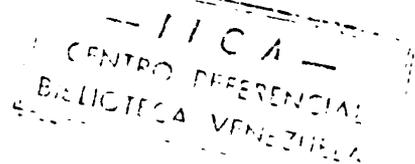
donde:

a = aceleración del fluido

Dimensionamiento de la fuerza de inercia (F_i) se representa así:

$$F_{i,r} = \delta L^2 V^2 \quad (16)$$

δ = es la densidad del líquido.



La fuerza de gravedad: es el producto de la masa por la aceleración de la gravedad (g)

$$F_g = m * g = \delta L^3 g \quad (17)$$

donde:

g = aceleración de la gravedad.

La fuerza de la viscosidad: Es el producto de la fuerza tangencial por el área.

$$F_v = \mu V / y \cdot A = \mu V / L * L^2 = \mu V L \quad (18)$$

donde:

μ = viscosidad absoluta del fluido

La fuerza de presión: Es el producto del esfuerzo de presión por el área.

$$F_p = P * A = P L^2 \quad (19)$$

donde:

P = esfuerzo de presión

3.4 Los números dimensionales o Leyes de Similitud Hidráulica.

Cuando se divide la fuerza que actúa en un fenómeno hidráulico por la fuerza de inercia (siempre está presente), se obtiene un número adimensional el cual debe ser el mismo en el modelo y en el prototipo en puntos homólogos, cuando se cumpla la similitud dinámica. Las expresiones adimensionales, en el lenguaje hidráulico se les designa como leyes de similitud.

Número de Froude: Es la relación entre la fuerza de inercia y la fuerza de gravedad.

$$F = \frac{F_i}{F_g} = \frac{\delta L^2 V^2}{\delta L^3 g} = \frac{V^2}{L g} = \frac{V}{\sqrt{L g}} \quad (20)$$

Esta ley de similitud se manifiesta en flujos de alta velocidad que ocurren por efecto de la gravedad. Cuando el número de Froude crece la fuerza de inercia es superior a la fuerza de gravedad, al contrario cuando el número de Froude disminuye la fuerza de gravedad es superior a la fuerza de inercia. La similitud de Froude es predominante en el flujo del agua en canales a superficie libre. Cuando $F = 1$ el flujo es crítico, si $F < 1$ el flujo es subcrítico y si $F > 1$ el flujo es supercrítico.

Número de Reynolds: Se obtiene al dividir la fuerza de inercia entre la fuerza de viscosidad.

$$Re = \frac{F_i}{F_v} = \frac{\delta L^2 V^2}{\mu L V} = \frac{\delta V L}{\mu} = \frac{V L}{\nu} \quad (21)$$

donde:

$$\nu = \frac{\mu}{\delta}$$

ν = viscosidad cinemática del fluido

La Ley de Similitud de Reynolds es importante en los flujos a baja velocidad donde se manifiesta la fuerza de viscosidad. Cuando el número de Reynolds es grande la fuerza de inercia es superior a la fuerza de viscosidad y cuando el número de Reynolds es pequeño, la fuerza de viscosidad es superior a la fuerza de inercia. La similitud de Reynolds es predominante en flujo en tuberías y en transiciones en conductos donde los efectos viscosos son importantes. En el caso de flujo en tuberías si $R \leq 2300$ el flujo es laminar. Si $2300 \leq R < 100000$ el flujo se denomina transicional y si $R > 10^5$ el flujo es turbulento.

Número de Euler: Se obtiene al dividir la fuerza de inercia entre la fuerza de presión.

$$E = \frac{F_i}{F_p} = \frac{\delta L^2 V^2}{\Delta p L^2} = \frac{\delta V^2}{\Delta p} = \frac{V^2}{\Delta p / \delta} = \frac{V}{\sqrt{\Delta p / \delta}}$$

Si p es la diferencia de presión (Δp) entre dos puntos se tiene:

$$\Delta p = \Delta p = g \Delta h$$

$$E = \frac{F_i}{F_p} = \frac{V}{\sqrt{g \Delta h}} \quad (22)$$

Esta ley de similitud se manifiesta en aquellos fenómenos hidráulicos donde los cambios de presión son muy importantes, por ejemplo en el flujo a presión en tuberías, válvulas y compuertas, como en el caso del agua bombeada.

3.5 Ejemplos de aplicación.

Predominio de la similitud de Froude.

$$\frac{F_m}{F_p} = 1 ; F_m = F_p ; \frac{V_m}{\sqrt{g_m L_m}} = \frac{V_p}{\sqrt{g_p L_p}}$$

Si los ensayos en el modelo se ejecutan a la misma altitud donde se construirá el prototipo se tiene que:

$$g_m = g_p \quad y \quad \frac{V_m}{V_p} = \sqrt{\frac{L_m}{L_p}}$$

$$V_r = L_r^{0.5}$$

Es decir que en todo fenómeno hidráulico en que debe cumplirse el número de Froude la escala de velocidades es igual a la raíz cuadrada de la escala de longitudes. Consecuentemente, la escala de caudales se presentará así:

$$Q_r = A_r V_r = L_r^2 V_r = L_r^2 L_r^{0.5} = L_r^{2.5}$$

$$Q_r = L_r^{2.5} \quad (23)$$

Es decir que en un fenómeno hidráulico donde debe de satisfacerse la Ley de similitud de Froude, la escala de caudales es igual a la escala de longitudes a la potencia 2.5; deberá tenerse cuidado en la dirección del flujo para usar la escala apropiada cuando se trata de un modelo distorsionado.

Predominio de la Similitud de Reynolds.

$$\frac{R_m}{R_p} = 1 ; R_m = R_p = \left(\frac{\delta L V}{\mu} \right)_m = \left(\frac{\delta L V}{\mu} \right)_p$$

$$\frac{\delta_m L_m V_m}{\mu_m} = \frac{\delta_p L_p V_p}{\mu_p}$$

Si se emplea el mismo fluido tanto en el modelo como en el prototipo se tiene que:

$$\delta_m = \delta_p \quad \text{y} \quad \mu_m = \mu_p$$

luego:

$$L_m V_m = L_p V_p$$

$$\frac{V_m}{V_p} = \frac{L_p}{L_m}$$

$$V_r = \frac{1}{L_r}$$

Es decir que en un fenómeno hidráulico donde predomina el número de Reynolds donde las fuerzas viscosas son importantes, la escala de velocidades es igual a la inversa de la escala de longitudes, consecuentemente la escala de caudales se expresará así:

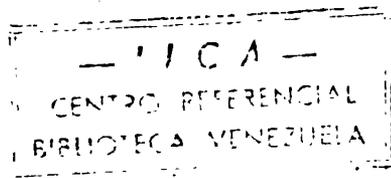
$$Q_r = A_r V_r = L_r^2 \frac{1}{L_r} = L_r \quad (24)$$

Luego, si en el fenómeno hidráulico debe de satisfacerse la Ley de Similitud de Reynolds la escala de caudales es igual a la escala de longitudes. Como en el caso anterior debe de ponerse atención a la dirección del flujo para escoger la escala convenientemente cuando se trata de un modelo distorsionado.

Predominio de la similitud de Euler.

$$\frac{E_m}{E_p} = 1 ; \left(\frac{\delta V^2}{p} \right)_m = \left(\frac{\delta V^2}{p} \right)_p$$

$$\frac{\delta_m V_m^2}{(p)_m} = \frac{\delta_p V_p^2}{(p)_p}$$



Si el fluido es el mismo tanto en el modelo como en el prototipo, se tiene:

$$\delta_m = \delta_p$$

$$V_r^2 = (p)_r \quad (25)$$

Lo cual nos indica que la escala de las presiones son inversas a las escalas de velocidades. Cuando la velocidad

es muy alta (caso de bombas y turbinas) la presión es baja y esta puede ser tal que sea inferior a la presión de vapor y el fluido se vaporiza produciendo cavitación, erosionando las paredes de los conductos o de los álabes de las turbinas.

3.6 Ejemplos numéricos.

Para estudiar el comportamiento de un vertedero de excedencias se construye un modelo geoméricamente verdadero a la escala 1/100. Calcular la escala de velocidades, la de caudales y la escala de tiempos. Así mismo calcular el caudal del modelo si el caudal de la máxima avenida es de 2500 m³/s

Solución:

El fenómeno hidráulico del ejemplo obedece a la ley de similitud de Froude, luego se tiene : escala de velocidades:

$$V_r = L_r^{0.5} = \left(\frac{1}{100} \right)^{0.5} = \frac{1}{10} = 0.1$$

Escala de caudales:

$$Q_r = L_r^{2.5} = \left(\frac{1}{100} \right)^{2.5} = \left(\frac{1}{100} \right)^2 * 100^{0.5} = 1/100000$$

$$Q_r = 100000$$

$$Q_r = \frac{Q_m}{Q_p} ; Q_m = Q_r Q_p = \frac{1}{100000} * 2500 = 0.025$$

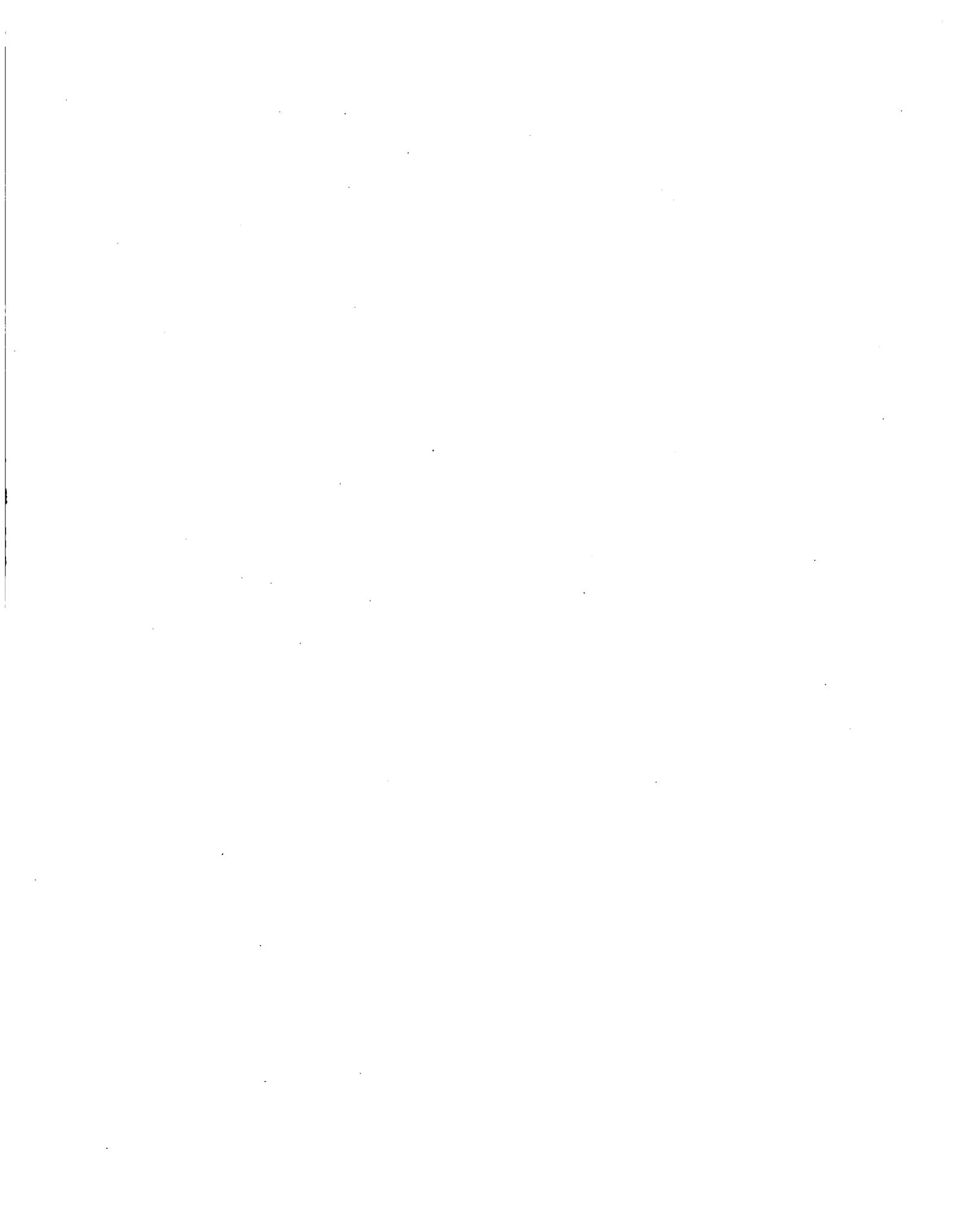
$$Q_m = 25 \text{ l/s}$$

La escala de tiempos:

$$V_r = \frac{L_r}{T_r} = L_r^{0.5} ; T_r = L_r^{0.5}$$

$$T_r = \left(\frac{1}{100} \right)^{0.5} = 1/10 = 0.1$$

$$T_m/T_p = 0.1 ; T_m = 0.1 T_p$$



Eso significa que a la escala seleccionada, la duración del fenómeno hidráulico en el modelo es un décimo de la duración del mismo fenómeno en el prototipo. Si el fenómeno de la avenida máxima dura 4 hr, en el modelo durará 0.4 hr o sea 24 minutos. La inclusión de los principios de similitud hidráulica en este documento sobre la calibración del aforador Parshall se hace con el fin de destacar que la hidráulica se apoya en los resultados de la experimentación la cual permite introducir los coeficientes de relación que llenen el vacío entre lo teórico y lo real. Sin embargo es preciso respetar los principios de la mecánica de fluidos para que la transposición de resultados tenga validez.

IV. CALIBRACION DEL AFORADOR PARSHALL EN EL CANAL CL (BAGATZI) EN FLUJO LIBRE

A 50 m aguas abajo de la estación de bombeo, en el canal CL (Bagatzi) se ha construido un aforador Parshall que para propósitos hidrométricos debe funcionar siempre en flujo libre, que la cresta o punto de cambio de pendiente no sea inundada por el flujo de aguas abajo, esto significa que la relación H_b/H_a sea menor de 0.7 para este tipo de Parshall donde H_b es la profundidad del flujo medida aguas abajo de la cresta y H_a es la profundidad aguas arriba de dicha referencia. Para esta condición la ecuación del caudal en función de la carga hidráulica medida aguas arriba de la cresta se expresará así:

$$Q = C H^x \quad (26)$$

donde:

Q = descarga en l/s

C = coeficiente de relación que incluye el ancho de la garganta.

x = exponente hidráulico

H = carga hidráulica sobre la cresta del aforador.

En la figura N^o 4 se muestra el diseño del aforador Parshall para ser construido en el canal CL (Bagatzi). Para la producción del flujo crítico, este instrumento emplea dos aspectos: primero la modificación de la sección mediante una convergencia, una sección recta (la garganta) y una divergencia. Y segundo, una modificación de la pendiente. La sección de entrada es horizontal, al inicio de la garganta hay un cambio brusco que da paso a una pendiente directa muy fuerte que en la extremidad inferior de la garganta está ligada a una pendiente adversa y luego continúa con una pendiente horizontal.

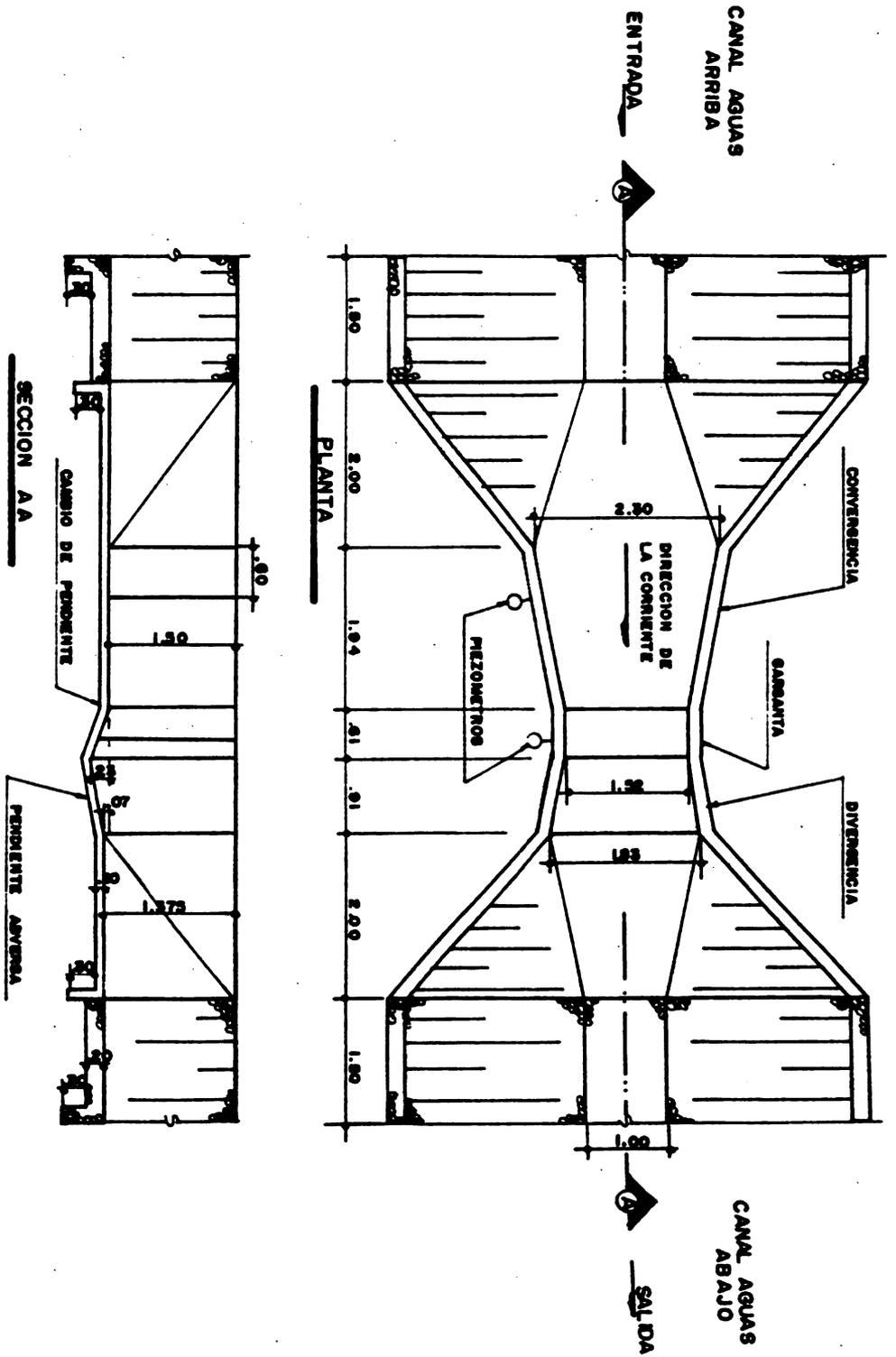
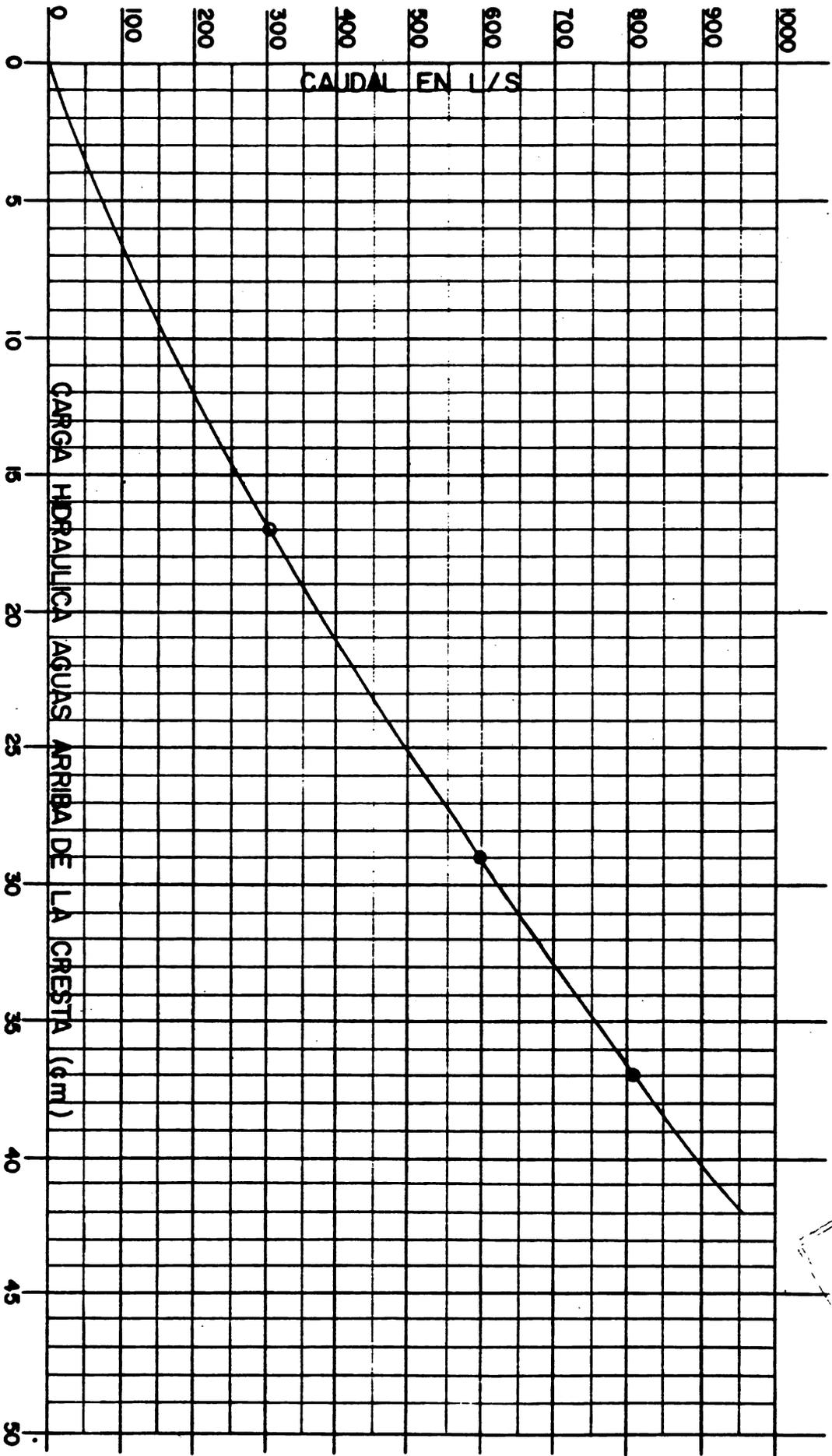


FIGURA 4
AFORADOR PARSHAL
CONSTRUIDO EN EL CANAL BAGATZI

CURVA DE CALIBRACION DEL AFORADOR PARSHALL EN EL CANAL CL (BAGATZI) ANCHO DE GARGANTA 152 cm.



o VALORES OBSERVADOS

IICA
CENTRO REFERENCIAL
BIBLIOTECA

4.1 Procedimiento para la calibración.

La calibración de una estructura de medición de caudales es un imperativo previo a su utilización si se quiere disponer de resultados confiables.

Debido a las fluctuaciones del nivel del agua en la cámara de bombeo, el caudal de bombeo varía en mayor grado cuando funcionan dos (2) o más bombas, por eso se han realizado dos lecturas de la carga hidráulica, antes y después de la medición del respectivo caudal.

1. Se seleccionó la estación de medición para tener condiciones de flujo normal (uniforme y permanente) en un tramo uniforme de sección estable.
2. Se hizo funcionar una bomba y se midió tanto la carga de agua como el respectivo caudal.
3. Se hizo trabajar dos bombas y se midió la carga hidráulica así como el respectivo caudal.
4. Se hizo funcionar tres bombas y se midió la carga hidráulica y el caudal respectivo.
5. En un papel a escala aritmética se grafican los tres pares de valores.

H (cm)	17	29	37
Q (l/s)	308	596	817

6. La figura N^o 5 muestra la línea que une los puntos obtenidos. La ecuación de mejor ajuste con $r = 0.9999$ para ésta curva está dada por la expresión:

$$Q = 8.8703 H^{1.2514} \quad (27)$$

donde:

Q = El caudal en flujo libre que discurre por el aforador Parshall en (l/s)

H = La carga hidráulica en (cm) medida a 2/3 de la sección convergente. El punto de referencia es la cresta de la garganta del aforador.

7. El cuadro N^o 2 presenta la tabulación de las cargas hidráulicas y de los caudales calculados a partir de la ecuación (27)

Cuadro 2. Caudales en l/s en función de la carga hidráulica en cm , para el aforador Parshall del canal CL (Bagatzí) de 1.52 m de ancho de garganta.

H (cm)	Q (l/s)	H (cm)	Q (l/s)	H (cm)	Q (l/s)
10	158	21	400	32	678
11	178	22	424	33	705
12	199	23	449	34	732
13	220	24	473	35	759
14	241	25	498	36	786
15	263	26	523	37	814
16	285	27	548	38	841
17	308	28	574	39	869
18	330	29	600	40	896
19	353	30	626	41	925
20	377	31	652	42	953

8. La ecuación (27) así como los valores indicados en el cuadro Nº 2 deben afinarse cuando se conecte el canal CL (Bagatzí) al Canal del Oeste y con mayor número de pares de datos (caudal-carga hidráulica)

9. Las circunstancias actuales nos conducen a proponer para la operación del sistema de riego Bagatzí la ecuación (27) y los valores del cuadro 2 como la mejor herramienta hidrométrica.

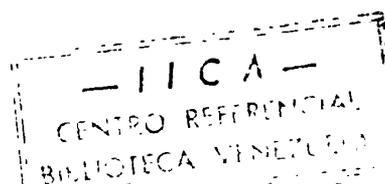
4.2 OBSERVACIONES

1. La hidrometría es una herramienta muy valiosa para la operación y distribución del agua de riego.

2. La instalación de limnómetros facilita la obtención de manera rápida de relaciones cuantitativas del caudal en función de la carga hidráulica.

$$Q = f(h)$$

3. La presencia del flujo crítico por las condiciones expuestas en el documento ofrece la ventaja de una relación unívoca entre el caudal y la carga hidráulica la cual es función de la geometría del canal, lo que otorga un mayor grado de precisión en la determinación del caudal que en el caso del flujo normal.



4. Para este trabajo se ha utilizado el aforador Parshall construido en la cabecera del Canal CL Bagatzi de 1.52 m de ancho de la garganta y cuyo diseño se muestra en la figura N° 4.

5. Los capítulos, que en este documento preceden al de la presentación de los resultados de la calibración tienen la finalidad de preparar al lector no especialista en la materia. Así como recordar a los responsables de la operación del Distrito de Riego Arenal los principios en que se apoya la hidrometría y la justificación de la calibración de la estructura de medición.

6. Es verdad que el aforador Parshall crea el flujo crítico y que desde su invención ha ofrecido un gran servicio a los proyectos de riego. Su diseño y construcción son complicados debido a los cambios de pendiente. En la actualidad puede usarse el aforador sin cuello que tiene la ventaja de producir el flujo crítico sin modificaciones de la pendiente.

4.3 RECOMENDACIONES PARA EL USO DE LA ECUACION DE CALIBRACION DEL AFORADOR PARSHALL EN EL CANAL CL (BAGATZI).

1. Es necesario que el aforador funcione en flujo libre, para lo cual hay que verificar que el flujo que descarga aguas abajo de la cresta del aforador lo haga libremente. Para esto hay que revisar que aguas abajo del aforador los usuarios no hayan represado el caudal. Esto último es muy frecuente en la zona.

2. El flujo crítico presenta fluctuaciones por lo que la lectura de la carga hidráulica no debe hacerse instantáneamente sino durante un período de 3 a 5 minutos.

3. Mientras el Canal CL (Bagatzi) sea alimentado por bombeo el caudal presenta variaciones debido al incremento de la altura de bombeo; sobretodo cuando operan dos o más bombas, por lo que la lectura se hará durante un período de 5 a 10 minutos.

4. Deberá tenerse presente que hay una diferencia entre la capacidad de la bomba de desarrollar una cierta potencia y la potencia real desarrollada por la bomba durante el funcionamiento. De tal manera que si una bomba tiene una capacidad de bombear 350 l/s; en la realidad el caudal bombeado es menor a causa del aumento de la altura de bombeo.

5. Si el caudal de alimentación de la cámara de bombeo es menor que el caudal bombeado se producirá un incremento de la altura de bombeo debido a la disminución del nivel de agua en la cámara. Esto es muy notorio cuando funcionan dos o más bombas; observándose que al comienzo, el tubo de descarga puede estar completamente lleno pero luego de unos minutos de funcionamiento se nota un vacío. Esas son las razones por las cuales los resultados de los aforos realizados han sido con una bomba de 308 l/s en lugar de 350 l/s, con dos bombas 596 l/s en lugar de 616 l/s (doble de 308 l/s) y con tres bombas 817 l/s en lugar de 918 l/s.

6. La situación descrita en los puntos precedentes puede cambiar cuando el Canal CL Bagatzí reciba el agua del Canal del Oeste.



BIBLIOGRAFIA

- 1- SOTELO AVILA, GILBERTO. 1976 "Hidráulica General" Volumen 1 Fundamentos. Editorial Limusa. S.A. Arcos de Belén 75 México. D.F. 551 páginas.
2. CHOW VEN-TE. 1981 "Open Channel Hydraulics" 17. Edición Internacional para estudiantes. Mc Graw Hill. Kogakusha Ltd. Tokio, Japón. 680 páginas.

ANEXO N°1

MEDICION DE LOS CAUDALES

La medición de los caudales en el Canal CL (Bagatzi) para la calibración del aforador Parshall se hizo empleando el método de área-velocidad, es decir se midió, por sondeo, la sección transversal del flujo o área mojada del flujo. Para esto se procedió así:

a- Se midió el ancho de la superficie libre del agua de la sección del canal, se dividió en 10 partes, por facilidad se escogió la margen derecha como origen de la medición. Ejemplo: para el primer aforo, el ancho de la superficie libre del agua en la sección transversal del canal midió 3.55 m. Luego cada sección de medición tenía un ancho de 0.35 m.

b- Se midió en las extremidades de cada sección, la profundidad del agua, a partir de la superficie libre.

c- El área parcial de cada sección se calcula estableciendo una analogía entre la figura geométrica obtenida en la medición y una figura geométrica regular. (Ejemplo: triángulo, rectángulo, trapecio.)

$$A_{\text{triang}} = \frac{b * h}{2}$$

$$A_{\text{rect}} = b * h$$

$$A_{\text{trap}} = \frac{(b_1 + b_2)}{2} * h$$

Donde b es la base y h la altura de la figura; b₁ y b₂ son las bases de una figura trapecial.

Es evidente que la sección transversal del flujo será medida con mayor precisión a medida que aumente el número de secciones de medición.

d- Para medir la velocidad se ha utilizado el molinete A-OTT con la hélice 257973 que tiene la siguiente fórmula de calibración:

$$\text{si } n < 0.36 \quad ; \quad V = 0.405 n + 0.032$$

$$\text{si } n \geq 0.36 \quad ; \quad V = 0.485 n + 0.003$$

e- La medición de la velocidad comienza con la medición de la profundidad del agua en la vertical, si ésta es mayor de 0.6 m la velocidad se mide en dos (02) puntos de la vertical a 0.2 y a 0.8 de la profundidad. Si la profundidad es igual o menor que 0.6 m. se hace una sola medida a 0.6 de la profundidad contado a partir del fondo del canal.

f- Para cada vertical se calcula la velocidad media.

g- Para cada sección se calcula la velocidad media igual a la media aritmética de las velocidades medias de cada vertical.

h- El caudal parcial que atravieza cada sección es el producto de la velocidad media en la sección por el área de la sección.

i- El caudal total es la suma de los caudales parciales.

Debemos destacar que para alimentar la fórmula del molinete es necesario medir las revoluciones y el tiempo transcurrido. Hay que asegurarse que para un tiempo constante (60 segundos), el número de revoluciones entre dos lecturas consecutivas en un mismo punto sea similar para que haya homogeneidad en el número de revoluciones.

Los datos colectados en el campo han sido procesados con la ayuda de un programa elaborado para este fin en el Distrito de Riego Arenal y los resultados constituyen lo principal de este anexo.

1 Consultor en extensionismo en Riego y Drenaje. Convenio IICA-SENARA

2 Ingeniero Agrícola Departamento de Operación y Mantenimiento, Distrito de Riego Arenal

Cuadro 3 . Determinacion del caudal para el aforo N01

=====

RIO: CANAL CL, BAGATZI
 ESTACION: AFORO# 1
 LUGAR: 400 M AGUAS ABAJO DE LA ESTACION DE BOMBEO
 COORDENADAS NORTE: 268400
 COORDENADAS ESTE : 397900
 AFORADOR: H.PIZARRO Y R.MURILLO
 FECHA: 16 DE JUNIO DE 1992
 MOLINETE: A-OTT 257973
 CALCULO: R.MURILLO

=====

VERTI- CAL	PROF (M)	VELOCIDAD (M/S) PUNTO PROMEDIO FRANJA VERTICAL	FRANJA	PROF MEDIA FRANJA (M)	ANCHO FRANJA (M)	AREA FRANJA (M2)	CAUDA (M3/S)
1	0.10	0.000	0.000				
		0.000		0.056	0.140	0.049	2.003
2	0.18	0.000	0.111				
		0.111		0.186	0.215	0.075	0.014
3	0.25	0.000	0.262				
		0.262		0.304	0.270	0.094	0.029
4	0.29	0.000	0.347				
		0.347		0.385	0.310	0.109	0.042
5	0.33	0.000	0.423				
		0.423		0.405	0.360	0.126	0.051
6	0.39	0.000	0.387				
		0.387		0.383	0.385	0.135	0.052
7	0.38	0.000	0.379				
		0.379		0.387	0.370	0.130	0.050
8	0.36	0.000	0.395				
		0.395		0.349	0.335	0.117	0.041
9	0.31	0.000	0.302				
		0.302		0.246	0.265	0.093	0.023
10	0.22	0.000	0.189				
		0.189		0.094	0.110	0.044	0.004
11	0.00	0.000	0.000				
		0.000		0.000	0.000	0.000	0.000
TOTAL						0.972	0.308

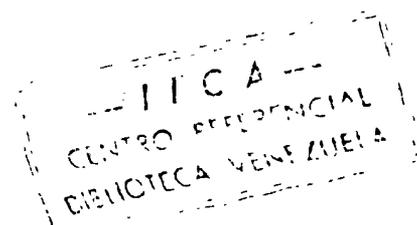
VELOCIDAD MEDIA EN LA SECCION= 0.32 M/S
 ANCHO TOTAL SUPERFICIAL DE LA SECCION = 3.55 M
 PROFUNDIDAD MEDIA DE LA SECCION= 0.27 M

Cuadro 4 . Determinación del caudal para el aforo N92

=====
 RIO: CANAL CL, BAGATZI
 ESTACION: AFORO# 2
 LUGAR: 400 M AGUAS ABAJO DE LA ESTACION DE BOMBEO
 COORDENADAS NORTE: 268400
 COORDENADAS ESTE : 397900
 AFORADOR: H.PIZARRO Y R.MURILLO
 FECHA: 16 DE JUNIO DE 1992
 MOLINETE: A-OTT 257973
 CALCULO: R.MURILLO
 =====

VERTI- CAL	PROF (M)	VELOCIDAD (M/S) PUNTO PROMEDIO FRANJA VERTICAL	FRANJA	PROF MEDIA FRANJA (M)	ANCHO FRANJA (M)	AREA FRANJA (M2)	CAUDAL (M3/S)
1	0.00	0.000 0.000	0.000				
				0.100	0.145	0.40	0.058
2	0.29	0.000 0.199	0.199	0.291	0.335	0.40	0.134
3	0.38	0.000 0.383	0.383	0.421	0.405	0.40	0.162
4	0.43	0.000 0.458	0.458	0.497	0.460	0.40	0.184
5	0.49	0.000 0.537	0.537	0.512	0.515	0.40	0.206
6	0.54	0.000 0.488	0.488	0.492	0.525	0.40	0.210
7	0.51	0.000 0.496	0.496	0.474	0.490	0.40	0.196
8	0.47	0.000 0.452	0.452	0.393	0.425	0.40	0.170
9	0.38	0.000 0.334	0.334	0.205	0.275	0.40	0.110
10	0.17	0.000 0.076	0.076	0.038	0.090	0.14	0.013
11	0.01	0.000 0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.000
TOTAL						1.443	0.596

VELOCIDAD MEDIA EN LA SECCION= 0.41 M/S
 ANCHO TOTAL SUPERFICIAL DE LA SECCION = 3.74 M
 PROFUNDIDAD MEDIA DE LA SECCION= 0.39 M



Cuadro 5 . Determinación del caudal para el aforo N93

=====

RIO: CANAL CL, BAGATZI
 ESTACION: AFORO# 3
 LUGAR: 400 M AGUAS ABAJO DE LA ESTACION DE BOMBEO
 COORDENADAS NORTE: 268400
 COORDENADAS ESTE : 397900
 AFORADOR: H.PIZARRO Y R.MURILLO
 FECHA: 16 DE JUNIO DE 1992
 MOLINETE: A-OTT 257973
 CALCULO: R.MURILLO

=====

VERTI-	PROF	VELOCIDAD (M/S)		PROF	ANCHO	AREA	CAUDAL
CAL	(M)	PUNTO	PROMEDIO	FRANJA	FRANJA	FRANJA	M ³ /S
			VERTICAL		(M)	(M ²)	
1	0.00	0.000	0.000				
		0.000		0.135	0.195	0.40	0.311
2	0.39	0.000	0.270				
		0.270		0.349	0.440	0.40	0.261
3	0.49	0.000	0.427				
		0.427		0.474	0.535	0.40	0.101
4	0.58	0.000	0.520				
		0.520		0.508	0.600	0.40	0.122
5	0.62	0.415	0.496				
		0.577		0.507	0.640	0.40	0.130
6	0.66	0.448	0.518				
		0.589		0.497	0.655	0.40	0.130
7	0.65	0.415	0.476				
		0.537		0.453	0.630	0.40	0.114
8	0.61	0.355	0.429				
		0.504		0.406	0.570	0.40	0.093
9	0.53	0.000	0.383				
		0.383		0.285	0.440	0.40	0.050
10	0.35	0.000	0.187				
		0.187		0.093	0.210	0.25	0.005
11	0.07	0.000	0.000				
		0.000		0.000	0.000	0.00	0.000
TOTAL						1.935	2.817

VELOCIDAD MEDIA EN LA SECCION= 0.42 M/S
 ANCHO TOTAL SUPERFICIAL DE LA SECCION = 3.85 M
 PROFUNDIDAD MEDIA DE LA SECCION= 0.50 M

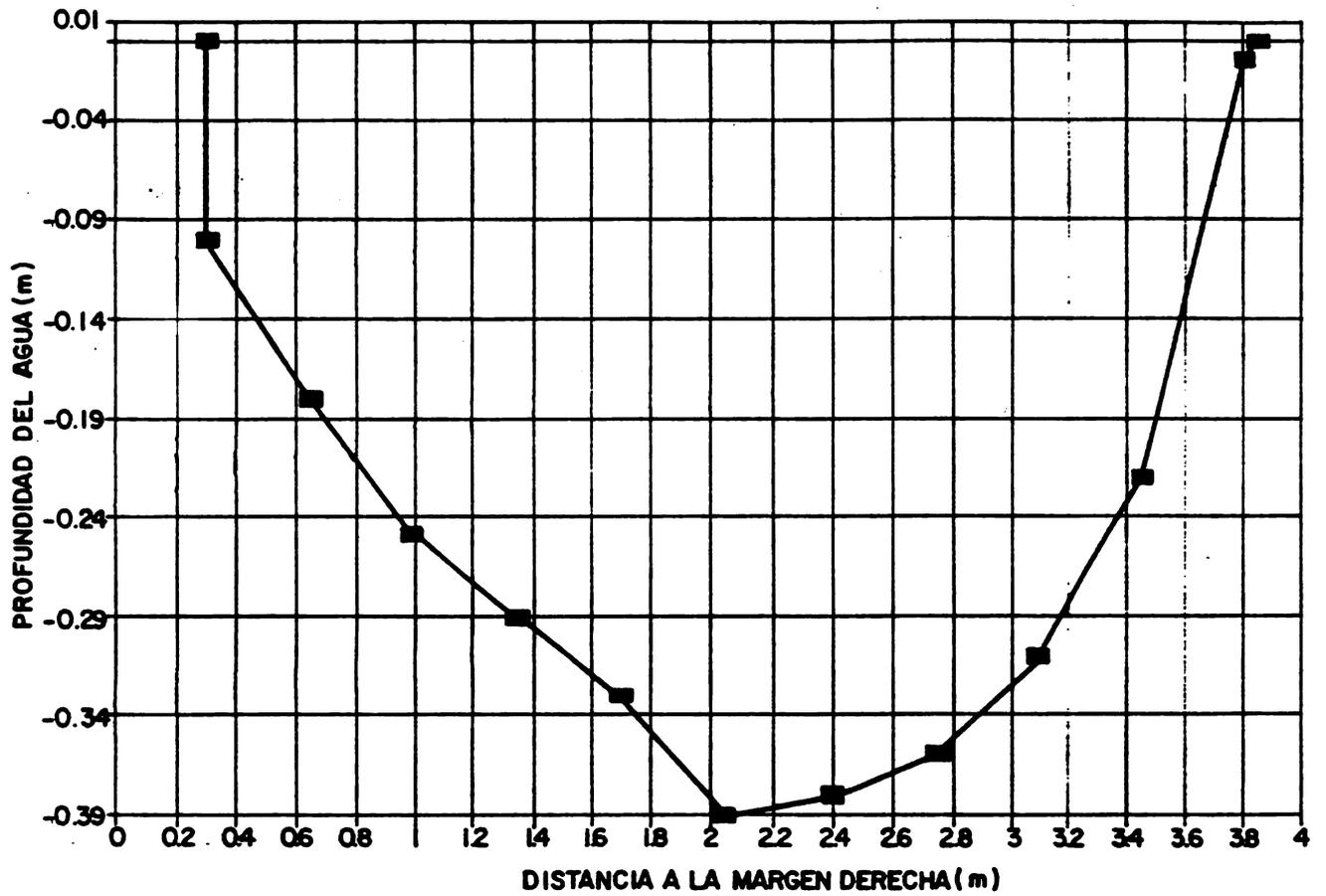


FIG. 6

SECCION TRANSVERSAL EST. DE MEDICION
CANAL CL (BAGATZI), AFORO No.1

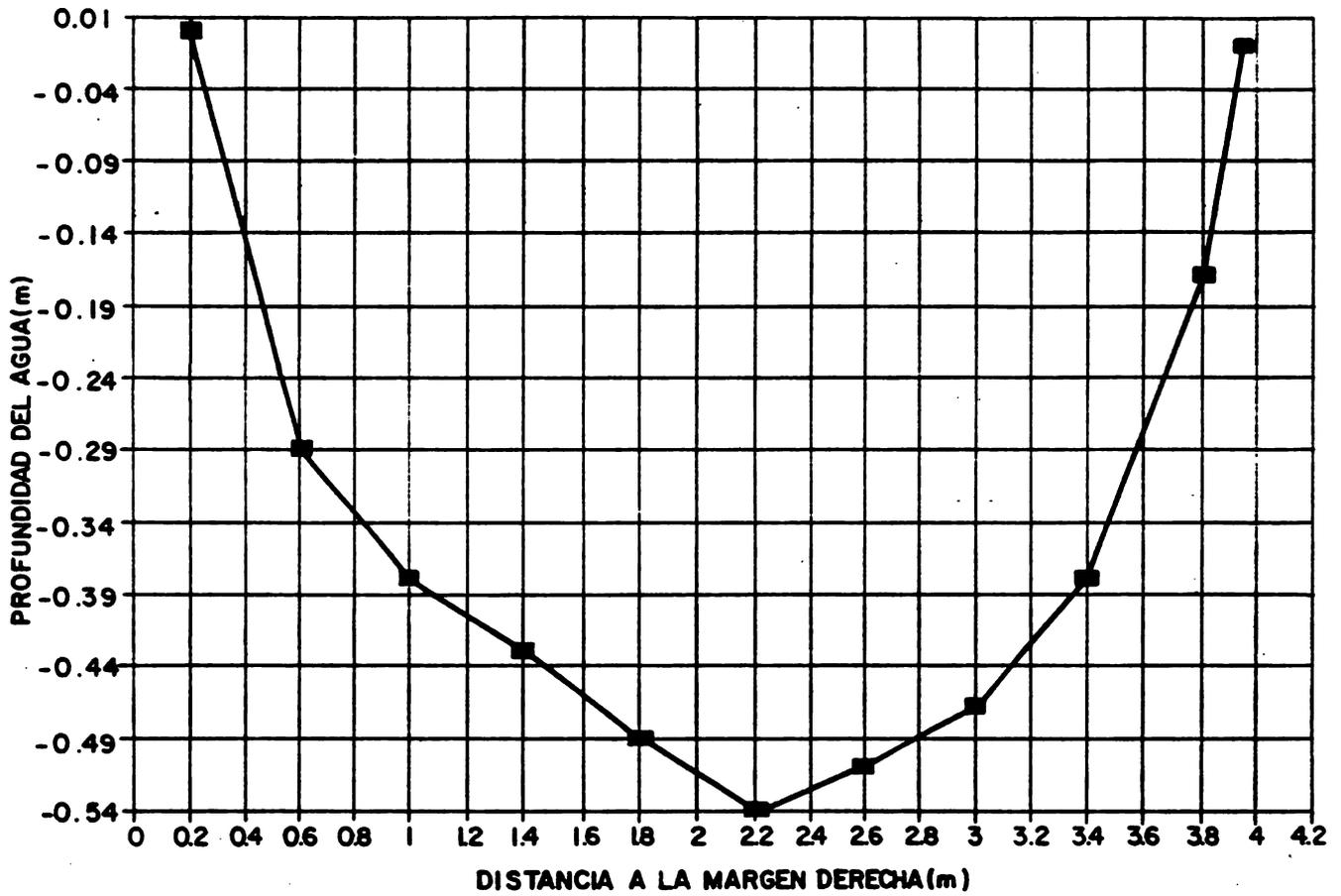


FIG. 7

SECCION TRANSVERSAL EST. DE MEDICION
CANAL CL (BAGATZI), AFORO No.2

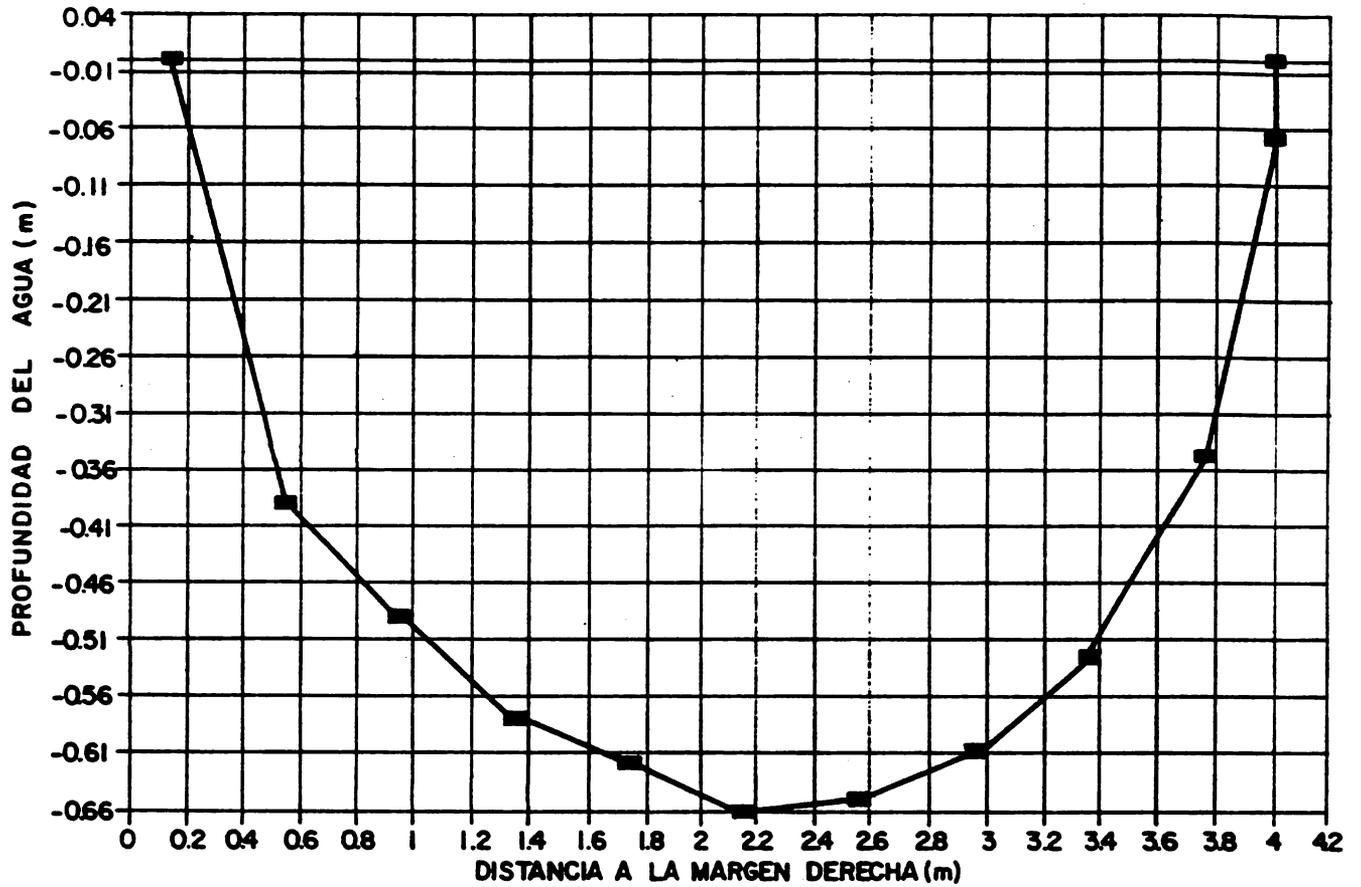


FIG. 8

CALIBRACION PARSHALL CANAL CL (BAGATZI)
SECCION TRANSVERSAL EST. DE AFORO No. 3

UNIVERSITY OF TORONTO
- I I C A -
CENTRO DE ESTUDIOS
BIBLIOTECA VENEZOLANA

