

Medición de las aguas en las estaciones experimentales de riego

Aplicación del aforador de resalto para caudales pequeños

POR EL

PROFESOR ING. AGR. JUAN L. RAGGIO

CON LA COLABORACIÓN DE LOS JEFES DE TRABAJOS PRÁCTICOS

INGS. AGRS. JUAN C. DRAGONETTI Y ADOLFO E. FOGLIA

Dibujos de ADOLFO E. FOGLIA

Los estudios, que son la finalidad de las estaciones experimentales de riego y que tienen carácter agrícola, requieren la instalación de dispositivos hidráulicos con el objeto de medir con un grado determinado de exactitud los volúmenes de agua que se entregan a los cultivos sometidos a ensayos.

Si entre los estudios por realizarse, se incluyen que se relacionan con la determinación de las dotaciones de agua más convenientes para distintos cultivos, deben poder medirse, entonces, con mucha exactitud, caudales diferentes para entregar a las distintas parcelas en ensayo, a fin de determinar aquellas dotaciones, estableciendo las más convenientes, sobre la base del rendimiento de las distintas parcelas regadas con caudales diferentes.

Teniendo en cuenta las dificultades que existen para adoptar como aforadores orificios o vertederos, en una red de acequias de riego ya existente, debido a la carga que los mismos requieren para funcionar como semimódulos, se estudió, en el campo experimental anexo al Instituto de Mecánica e Hidráulica Agrícolas, de la Facultad de Agronomía y Veterinaria de la Universidad de Buenos Aires, la instalación de un aforador de resalto, destinado a medir con el mismo los caudales reducidos que se destinan a las parcelas de cultivos que, en general, son tam-

bién de extensión reducida. El caudal máximo que se utiliza en dicho campo experimental, no pasa de $0,022 \text{ m}^3/\text{s}$.

Como es sabido y de acuerdo a lo que recordaremos más adelante, la fórmula para el cálculo de los caudales en los aforadores de resalto, introducen dos coeficientes de gasto, un coeficiente teórico que depende de las características geométricas del aforador, y un coeficiente efectivo de gasto cuyas variaciones son muy limitadas y cercanas a la unidad, entre $0,96$ y $1,01$, para medidores de caudales importantes. Las interesantes experiencias de laboratorio realizadas por el Prof. de Marchi ⁽¹⁾, proporcionaron, asimismo, las curvas de los caudales efectivos muy similares y cercanas a las de los caudales teóricos, con variaciones, por lo tanto, muy pequeñas del coeficiente efectivo de gasto, en los diferentes tipos de aforadores de resalto ensayados. Pero es del caso recalcar que los aforadores ensayados por el mencionado profesor, estaban contruidos en madera barnizada y funcionaban instalados en canaletas con paredes de vidrio. De ahí que el mencionado coeficiente tuviera valores poco alejados de la unidad, a pesar del tamaño reducido de los aforadores ensayados y del pequeño caudal empleado.

El pequeño aforador instalado en la Facultad, está contruido en hormigón de cemento y se halla funcionando en una acequia revestida con ladrillos comunes a juntas tomadas con mezcla. Por ello hubo interés en realizar prolijos y numerosos ensayos con este aforador, contruido en las condiciones de la práctica, a efectos de determinar el valor del coeficiente efectivo de gasto y su variación con los distintos caudales utilizados.

Antes de referirnos a los ensayos realizados con el aforador mencionado y a los resultados obtenidos, expondremos algunas breves consideraciones sobre estos tipos de medidores y daremos a conocer en detalle el proceso seguido para calcular el dispositivo contruido en la red de acequias del campo de la Facultad.

Módulos y semimódulos.

Se denomina módulo a todo aforador que proporcione un caudal constante cualquiera sea el nivel del líquido aguas arriba y aguas abajo del mismo. Si el caudal que proporciona el medidor es independiente del nivel del líquido aguas abajo solamente, el aforador es semimódulo. En consecuencia, en los aforadores semimódulos, el caudal es función de la carga aguas arriba, siendo ésta la variable.

(1) GIULIO DE MARCHI. *Dispositivi per la misura di quota. L'Energía Elettrica*, Milán, enero y mayo 1936 y marzo 1937.

El aforador de resalto es una canaleta medidora, construída en los mismos canales conductores descubiertos y que consta: de una sección

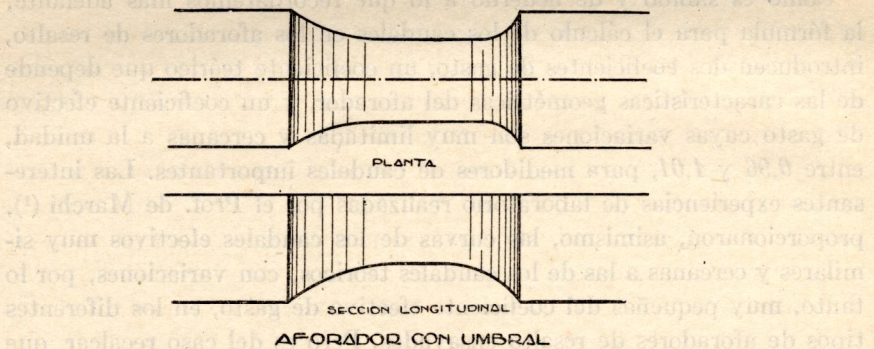


FIG. N° 1

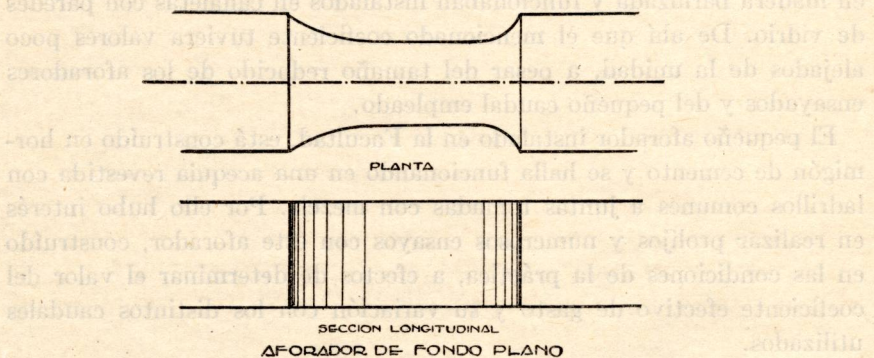


FIG. N° 2

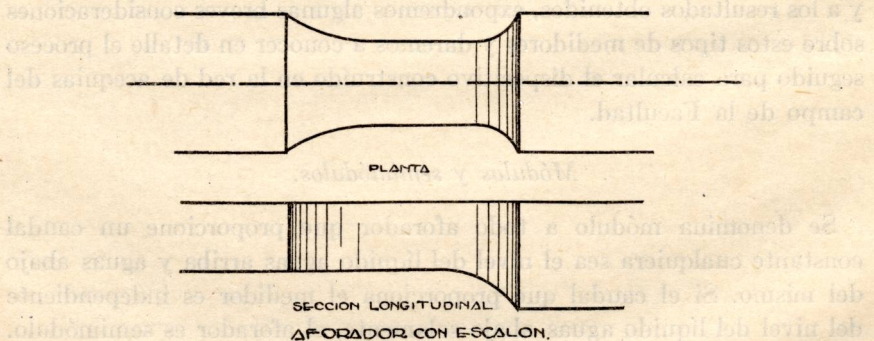


FIG. N° 3 (*)

convergente, en la que se inicia la contracción lateral del canal; de una garganta o sección contraída, en la que se mantiene el estrechamiento

(*) Dibujos.

lateral y en la cual puede también construirse un umbral o estrechamiento del fondo del canal, y de una sección divergente mediante la cual se lleva la sección menor de la garganta, paulatinamente a la sección normal del canal.

Interponiendo en una corriente, un dispositivo como el descrito, que los autores norteamericanos denominan «sección de contralor», el movimiento aguas arriba de la misma sección es independiente del de aguas abajo.

Las secciones mencionadas que componen el aforador, tienen dimensiones relacionadas entre sí de una manera tal que el mismo conserve el carácter semi-módulo y, en consecuencia, la medida del caudal que pasa por el dispositivo estará dada por una sola lectura: la de la altura del agua, aguas arriba de la sección convergente.

Con lo expresado precedentemente se observa que existen tres tipos de aforadores de resalto: aforadores con contracción lateral y de fondo o aforadores con umbral (fig. 1); aforadores con contracción lateral solamente o aforadores de fondo plano (fig. 2), y aforadores con contracción lateral y un salto o aforadores con escalón (fig. 3).

Cálculo del aforador.

Teniendo en cuenta que nos encontramos ante un sistema de acequias ya construído, solamente podremos considerar la posibilidad de construir un aforador de fondo plano y si esto no fuese posible, uno con umbral, debiendo descartarse la construcción de un aforador con escalón a efectos de evitar la modificación de la pendiente existente.

La acequia principal del campo experimental de Hidráulica Agrícola del Instituto, se halla construída con revestimiento de ladrillos a juntas tomadas. Tiene sección trapezoidal, con las siguientes dimensiones para la sección mojada: lado menor, $0,14$ m lado mayor, $0,3628$ m y el nivel del agua adquiere una altura de $0,22$ m para un caudal máximo $q_0 = 0,022$ m³/s. La pendiente es de $1,31$ por mil metros.

En estas condiciones, nos encontramos en el caso más frecuente, por cuanto el desnivel con que se cuenta para el aforo es pequeño y éste no debe absorber un desnivel mayor, debiendo el aforador mantener el carácter semimodular.

El cálculo habrá de conducirse con relación al caudal q_0 , máximo que deberá medirse. Sea h_0 (fig. 4), la profundidad con que circula el caudal q_0 , con velocidad uniforme dentro del álveo: h_0 será también la profundidad aguas abajo del aforador. Aguas arriba se tendrá una profundidad mayor, indicada por la expresión $h_m + a > h_0$: la sobreelevación

$d = h_m + a - h_o$, que se produce antes de la sección convergente, resultará mínima si el dispositivo se dimensiona de manera tal que con el caudal q_o el aforador se halle al límite de sumergencia, es decir: si se tiene $h_{v1} = h_o - a$, siendo h_{v1} el límite de sumergencia para el caudal q_o .

Aforador de fondo plano.

Consideraremos en primer término, la posibilidad de construir un aforador de fondo plano, con el que se tiene la mínima pérdida de carga y no produce embanques. Sea entonces $a = 0$, (fig. 4). En ese caso resulta, $h_{v1} = h_o$.

Para calcular las dimensiones del aforador, debe comenzarse por hallar la altura crítica k del agua en la sección contraída, en función de la cual puede hallarse de inmediato el valor del ancho l de la garganta, siendo

$$l = \frac{q}{k \sqrt{g k}}.$$

Como veremos próximamente, los valores de la relación k/l , se toman como base para determinar el tipo de aforador que corresponderá aplicar en cada caso, sea de fondo plano o con umbral. Por ello, dicha relación tiene importancia especial. La misma importancia tiene la relación entre los valores de los límites modulares h_{v1} y la profundidad crítica k , pues la profundidad del canal aguas abajo del dispositivo (sumergencia), no debe influir en la mencionada profundidad crítica o sea, que no debe superar el límite modular h_{v1} , pues el aforador pierde su carácter semi-modular, ahogándose.

De Marchi ⁽¹⁾, después de una serie de consideraciones sobre la relación entre los valores de los límites modulares h_{v1} y la profundidad crítica k en la sección contraída y los valores de la relación k/l , dice que las comprobaciones establecidas al respecto de estas relaciones revestirían un interés práctico muy interesante, si su aplicación pudiera generalizarse y, en consecuencia, si por medio de las mismas fuese posible expresar el límite modular h_{v1} en función de la profundidad k en la sección de contralor. Pero en cambio, observa que estas relaciones no pueden ser separadas de las condiciones particulares en las cuales fueron hechos funcionar cada uno de los modelos ensayados por el citado profesor. Cada valor de h_{v1} está asociado a la velocidad de la corriente en el canal aguas abajo durante el correspondiente aforo. Variadas las condiciones del canal mismo, las medidas habrían dado lugar, ciertamente, a valores distintos para h_{v1} . De Marchi expresa que, en cambio, la pérdida de carga Δ (fig. 4), pro-

(1) Op. cit.

ducida por el resalto, se comporta de otra manera, manteniéndose presumiblemente invariable, por lo menos prácticamente, «y la diferencia entre los valores de h_{v1} debería lógicamente hacerse corresponder a las variaciones que sufriese la altura cinética en la sección de medida de h_v , de una situación a la otra».

En consecuencia, para establecer relaciones empíricas de aplicación general, cualquiera sea la situación del canal aguas abajo, convendrá referirlas, más bien que al límite modular h_{v1} , a la correspondiente carga total H_{v1} ; la expresión de esta carga es, en general, en el caso de aforadores con umbral a y escalón de fondo δ :

$$H_{v1} = h_{v1} + \frac{q^2}{2 g L^2 (h_{v1} + a + \delta)^2} \quad \dots\dots (1),$$

que consigna el valor del límite modular h_{v1} , más la expresión de la altura equivalente a la velocidad media correspondiente.

El autor citado calcula los valores de H_{v1} , los compila con las relaciones correspondientes H_{v1}/l y los vincula en función de la relación k/l . Asigna, entonces, a cada grupo de tipos de aforadores (de fondo plano, con umbral o con escalón), una relación particular entre las expresiones H_{v1}/l y k/l , estableciendo, además, que para valores no superiores a $1,2 \div 1,3$, de la relación k/l , ésta puede expresarse con suficiente aproximación por la siguiente fórmula:

$$\frac{H_{v1}}{l} = \frac{k}{l} \left(1,5 - D \frac{k}{l} \right) \quad \dots\dots (2)$$

o sea:

$$\frac{H_{v1}}{k} = 1,5 - D \frac{k}{l}$$

en donde D es una constante numérica que depende del tipo de aforador, para lo que De Marchi dedujo los siguientes valores:

aforadores con umbral:

$D = 0,35$, aplicable para $k/l < 1,1$ (para $k/l < 0,5$ conviene adoptar $D = 0,4$, porque en caso contrario se obtienen valores algo elevados).

aforadores de fondo plano:

$D = 0,25$, aplicable para $k/l < 1,3 \div 1,4$.

aforadores con escalón:

$D = 0,35$, para $k/l \leq 1,2 \div 1,3$.

Para valores de k/l superiores a los indicados, las expresiones empíricas indicadas dan resultados tanto más bajos, comparativamente a los experimentales, cuanto mayor es k/l .

En base a estas consideraciones y volviendo a nuestro caso en que habíamos indicado que $h_{v1} = h$ (aforador de fondo plano), la fórmula (1), tomaría la siguiente expresión:

$$H_{v1} = h_0 + \frac{q_0^2}{2g L_0^2 h_0^3} = H_0$$

Determinado H_{v1} , la relación empírica establecida entre H_{v1}/l y k/l para estos tipos de aforadores, nos da:

$$k \left(1,5 - 0,25 \frac{k^2 \sqrt{g k}}{q_0} \right) = H_0 \quad \dots \quad (3),$$

de donde se obtiene k y con este valor se halla l o sea el ancho de la garganta, de la fórmula $l = \frac{q}{k \sqrt{g k}}$. Si resultase $k/l > 1,2$, la expresión (3) no sería aplicable, debiendo adoptarse entonces un aforador con umbral.

Apliquemos a nuestro caso las deducciones de De Marchi, siendo $q_0 = 0,022 \text{ m}^3/\text{s.}$, $h_0 = 0,22 \text{ m.}$, $L = 0,2514 \text{ m.}$:

$$H_{v1} = 0,22 \text{ m} + \frac{0,022^2 \text{ m}^3/\text{s.}}{2 \times 9,81 \times 0,2514^2 \times 0,22^2} = H_0, \text{ se tendrá:}$$

$$H_{v1} = H_0 = 0,228 \text{ m.}$$

Si hacemos a la relación $k/l = 1$, de la segunda expresión de la fórmula (2), tendríamos una primera aproximación de k : $k_1 = \frac{H_{v1}}{1,25}$ (aplicable sólo para $k/l < 1$). Con este valor y la fórmula $l_1 = \frac{q}{k_1 \sqrt{g k_1}}$ tendremos un primer valor para el ancho de la garganta:

$$k_1 = \frac{H_{v1}}{1,25} = \frac{0,228}{1,25} = 0,182 \text{ m.}$$

$$l_1 = \frac{q}{k_1 \sqrt{g k_1}} = \frac{0,022}{0,182 \sqrt{9,81 \times 0,182}} = 0,0904 \text{ m.}$$

$$\frac{k_1}{l_1} = \frac{0,182 \text{ m}}{0,0904 \text{ m}} = 2,01. \text{ Debiendo ser este valor menor que } 1, \text{ se de-}$$

duce de inmediato que esta garganta no es aplicable. Debe procederse, por lo tanto, a calcular un aforador con umbral.

Aforador con umbral.

De Marchi indica varios procedimientos de cálculo para dimensionar el aforador, a los que puede recurrirse cuando sea necesario mantener dentro de límites muy restringidos el desnivel d (fig. 4), absorbido por el medidor.

En cambio, cuando las condiciones locales dejasen una cierta libertad en la elección de d , indica el siguiente:

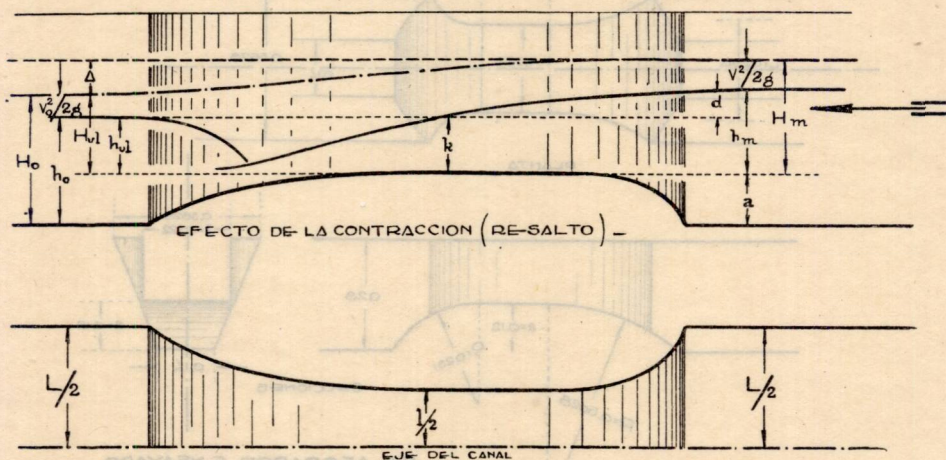


FIG. N° 4

«Si d , fijado o elegido, es superior o poco inferior a $h_0/3$, convendrá adoptar $k = 2d$ y, prescindiendo de la posibilidad de recuperar altura aguas abajo de la sección de contralor, fijar simplemente $a = h_0 - 2d$.

Calculando $l = \frac{q}{2d\sqrt{2gd}}$, la contracción de anchura l y umbral a dará paso indudablemente, sin que el aforador se ahogue, al caudal q , determinando aguas arriba una sobreelevación del pelo líquido que será inferior al valor d .»

El dimensionamiento del aforador, en estas condiciones, da lugar a un cálculo sencillo.

Si se establece (fig. 4), $k = 2d$ y $a = h_0 - 2d$ se tendrá que:

$$a = h_0 - k \dots \dots \dots (4)$$

(a) $H_m = h_m + \frac{\alpha V_m^2}{2g} = \frac{3}{2} k$, admitiendo que en ambas secciones, la de h_m y la crítica k , la presión está distribuida hidrostáticamente ⁽¹⁾.

En la expresión precedente se introduce el coeficiente α , que tiene en cuenta la relación de la energía de las velocidades individuales a la de la velocidad media, cuya relación $\alpha = \frac{1}{v^3} \int u^3 d\sigma$, se supone igual a la unidad. Expresa De Marchi, que tal suposición está justificada por la acción reguladora de la sección convergente y que ha sido confirmada por las comprobaciones experimentales.

Volviendo a la fórmula (a) y tratándose de un aforador con umbral, se puede escribir la misma como sigue:

$$H_m + a = h_m + a + \frac{q^2}{2g L^2 (h_m + a)^2} = \frac{3}{2} k + a$$

Ahora bien, si por las razones que daremos más adelante, fijamos $d = 0,05 m$ y siendo $k = 2 d$, se tendrá $k = 0,10 m$, entonces

$$H_m + a = \frac{0,30 m.}{2} + 0,12 m. \text{ siendo}$$

$$a = h_0 - 2 d = 0,22 m. - 0,10 m. = 0,12 m.,$$

$$H_m + a = 0,27 m.$$

Es evidente que, siendo $h_0 = 0,22 m$ y $H_m + a = 0,27 m$, se tendrá: $H_m + a > h_m + a$ y entonces, la sobreelevación que se producirá aguas arriba del aforador no alcanzará el valor $d = 0,05 m$.

Para determinar el valor de la sobreelevación aguas arriba, podríamos calcular el valor de la pérdida de carga Δ (fig. 4), entre el pelo del líquido, aguas arriba y aguas abajo, que, en este caso, se identifica con la

(1) Sea Z la distancia del centro de presión hidrostática a la intersección de la superficie sumergida con la del nivel libre del agua, se tiene: $Z = \frac{\text{momento de inercia}}{\text{momento estático}}$

de la superficie respecto a la citada intersección. Siendo la superficie un rectángulo de altura a y base b y coincidiendo el nivel del agua con el lado superior del rectángulo, se tendrá: Momento de inercia de la sección con respecto a un eje que pasa por su

base: $I = \frac{b a^3}{3}$; momento estático $M = \frac{b a^2}{2}$:

$$Z = \frac{\frac{b a^3}{3}}{\frac{b a^2}{2}} = \frac{2}{3} a \text{ y correlativamente } k = \frac{2}{3} H_m.$$

sobreelevación. Establécese que dicho desnivel sea $h_m - h_o$ cuando pasa por el aforador el caudal máximo q y que esta diferencia no debe superar al valor d . Haciendo $h_o = h_{v1} + a$, esta condición comporta que la carga total perdida Δ , tenga el siguiente valor:

$$\Delta = H_m - H_{v1} = d + \frac{q^2}{2g L^2} \left(\frac{1}{(h_o + d)^2} - \frac{1}{h_o^2} \right)$$

Para: $d = 0,05 \text{ m.}$; $L = 0,2514 \text{ m.}$; $h_o = 0,22 \text{ m.}$ y $q = 0,022 \text{ m}^3/\text{s.}$, la anterior expresión resulta: $\Delta = 0,0439 \text{ m.}$

Veamos ahora cuál ha sido el criterio que ha guiado los cálculos para dimensionar el aforador.

Más arriba se indicaron las dimensiones de la sección mojada de la acequia existente, indicándose, además, que para un caudal máximo de $0,022 \text{ m}^3/\text{s.}$, el agua adquiriría una altura $h_o = 0,22 \text{ m.}$ La acequia fué construída con un franco de $0,06 \text{ m.}$, es decir, que la altura total de la misma alcanza a $0,28 \text{ m.}$ Por ello, ateniéndonos al procedimiento indicado por De Marchi, adoptamos $d = 0,05 \text{ m.}$, con lo cual se evita el desborde del líquido aguas arriba del aforador.

Ahora bien, siendo el valor de $d = 0,05 \text{ m.}$ aproximado a

$$h_o/3 = \frac{0,22 \text{ m.}}{3} = 0,073 \text{ m.}, \text{ se adoptó } k = 2 \text{ } d = 0,10 \text{ m.}$$

tomándose $a = h_o - 2d = 0,22 - 0,10$, o sea:

$$a = 0,12 \text{ m.}$$

Siendo la expresión del caudal en la sección crítica

$$q = kl \sqrt{gk}, \text{ se deduce}$$

$$l = \frac{q}{k \sqrt{gk}}, \text{ y siendo } k = 2d, \text{ se}$$

tendrá el valor del ancho de la garganta:

$$l = \frac{q}{2d \sqrt{2gd}}, \text{ o sea}$$

$$l = \frac{0,022 \text{ m}^3/\text{s.}}{2 \times 0,05 \text{ m.} \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,05 \text{ m/s}}} = 0,222 \text{ m.}$$

Adoptando la notación del autor citado se expresa que: el aforador calculado con garganta $l = 0,222 \text{ m}$ y umbral $a = 0,12 \text{ m}$ dará paso,

según queda demostrado, al caudal $q = 0,022 \text{ m}^3/\text{s.}$, sin ahogarse, produciendo aguas arriba una sobreelevación d , del pelo líquido, que no pasará de $0,05 \text{ m.}$

Las demás dimensiones del aforador fueron determinadas de acuerdo con las proporciones de los modelos ensayados por el mismo autor, quien designa con D_1 , D_2 y D_3 , las longitudes de la sección convergente, sección contraída y sección divergente, respectivamente, siendo:

$$D_1 = 0,5 L$$

$$D_2 = 0,66 L$$

$$D_3 = 0,83 L \div 1,3 L$$

Radio de las curvas del umbral igual L y $2 L$, en la embocadura y desembocadura, respectivamente (fig. 5):

Proceso hidráulico que se desarrolla en el aforador:

Teniendo en cuenta que en nuestra acequia, de igual modo que ocurre en la casi totalidad de los casos, la pendiente, de $0,0016$, es inferior al valor crítico, de ahí que aguas arriba y aguas abajo del aforador se tendrán, con movimiento uniforme, corrientes lentas, cuya velocidad será menor a la velocidad crítica.

La velocidad media del líquido en la acequia, calculada con la fórmula de Bazin: $u = \frac{87 \sqrt{R i}}{1 + \frac{\gamma}{\sqrt{R}}}$, siendo

$R = 0,085$, $i = 0,00131$, $\gamma = 0,46$, o sea $u = 0,354 \text{ m/s.}$, es inferior a la velocidad crítica u_c , dada por $\sqrt{g \frac{\sigma}{L}}$, siendo σ la superficie de la sección mojada y L el ancho medio:

$$u_c = \sqrt{9,81 \times \frac{0,0553 \text{ m}^2}{0,2514 \text{ m}}} = 1,49 \text{ m/s.}$$

Puede, entonces, considerarse lenta la corriente del líquido en el tramo $M M$, aguas arriba del aforador y aún en la sección convergente. En ésta la corriente es acelerada, hasta alcanzar la velocidad crítica en la sección contraída $C C$, cuyo valor está dado en función de la altura k (valor crítico):

$$k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g l^2}}$$

$k = \sqrt[3]{\frac{0,022^2}{9,81 \times 0,222^2}} = 0,10 \text{ m.}$ (que, como se ve, responde al valor asignado originariamente).

En la misma sección, la velocidad adquiere, entonces, el valor:

$$u = \sqrt{g k}$$

$$u = 0,99 \text{ m/s.}$$

Esta velocidad se mantiene hasta la sección RR , donde se inicia el resalto.

«Adoptando la misma terminología de los autores norteamericanos, que llaman secciones de contralor de una corriente con superficie libre, a aquellas secciones en las cuales la profundidad adquiere el valor crítico k , correspondiente a un caudal determinado, diremos que la sección CC , es una sección de contralor» ⁽¹⁾. Interponiendo una sección como la estudiada, en una corriente, el movimiento, aguas arriba de la misma sección, es independiente del de aguas abajo.

La sección RR , donde termina el tramo de corriente veloz y se inicia el de la corriente lenta, no es fija, sino que se adelanta o atrasa, según que el nivel h_v , de aguas abajo, baje o suba. En nuestro caso, en que, debido a la altura del umbral, la velocidad se mantiene un cierto tramo, el resalto se produce algo más adelante.

Indicaremos con h_m , adoptando la notación de De Marchi, la carga del aforador, es decir la altura del agua, medida a contar desde el umbral y tomada en la sección MM , donde se instalará el hidrómetro; con h_v el nivel del líquido aguas abajo una vez desaparecido el efecto del resalto, tomando como cero el mismo umbral; h_v es la sumergencia del aforador y grado o relación de sumergencia el cociente $\frac{h_v}{h_m}$.

La sumergencia debe ser inferior a un límite h_{v1} , llamado límite semimodular de sumergencia o límite modular. El desnivel $h_m - h_{v1}$ es el mínimo con el cual el aforador trabaja como semimódulo para un caudal determinado. Si $h_v > h_{v1}$, el medidor trabaja ahogado. Recíprocamente, si $h_v < h_{v1}$, el aforador trabaja como semimódulo y, en este caso, el caudal q está dado en relación con el valor de h_m , que representa entonces la escala de los caudales del aforador.

La aplicación práctica del dispositivo quedará establecida, cuando quede definido el caudal q , en función de la carga h_m , es decir $q = q(h_m)$.

⁽¹⁾ De Marchi: op. cit.

Indicando con q un caudal determinado que pase a través del aforador y establecido que $h_v < h_{v1}$, en la cual h_{v1} es el límite modular para el caudal fijado q , quedará determinada la profundidad crítica k en función de q , en la sección contraída, por la fórmula:

$$k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g l^2}} \quad \text{de la que se deduce:}$$

$$q = l k \sqrt{g k}.$$

Con esta fórmula sencilla y sin necesidad de introducir ningún coeficiente de gasto, a determinarse experimentalmente, sería fácil determinar el caudal q en función de la altura k , medida en la sección de contralor. La dificultad está en determinar el valor de esta altura crítica, puesto que la posición de la misma, dentro de la sección contraída, varía al variar el caudal, además de que sería difícil, en todo caso, medirla, porque la superficie libre del líquido en la misma sección, sufre fuertes oscilaciones.

Corresponde entonces establecer la relación que existe entre la carga crítica k y el valor de h_m .

A este efecto recordaremos, que ya hemos establecido que la relación del valor de la carga total H_m en la sección MM y la altura crítica k en la sección CC , es:

$H_m = \frac{3}{2} k$, habiendo supuesto igual a la unidad la relación α , que tiene en cuenta la distribución de las velocidades individuales en la sección CC .

Siendo $H_m = h_m + \frac{\alpha V_m^2}{2g}$, queda definido el valor de la carga h_m por la siguiente relación:

$h_m + \frac{\alpha V_m^2}{2g} = \frac{3}{2} k \dots (6)$, considerando que las pérdidas de carga entre la sección MM y la sección CC , resultan siempre muy reducidas cuando la sección convergente ha sido construída con la graduación adecuada.

Siendo V_m la velocidad media en la sección MM : $V_m = \frac{q}{S}$ y $S = L (h_m + a)$:

$$V_m = \frac{q}{L (h_m + a)}$$

Indicando con r la relación de la contracción lateral, se tendrá

$$r = \frac{l}{L}, \text{ de donde}$$

$$L = \frac{l}{r}, \text{ entonces}$$

$$V_m = \frac{q}{\frac{l}{r}(h_m + a)} = \frac{r}{\left(1 + \frac{a}{h_m}\right)} \cdot \frac{q}{l h_m}.$$

Comparada con esta última, la fórmula (6) podrá escribirse como sigue:

$$h_m + \frac{\alpha r^2}{(1 + a/h_m)^2} \cdot \frac{q^2}{2 g l^2 h_m^2} = \frac{3}{2} k \dots (7)$$

Ahora bien, si transformamos $k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g l^2}}$, que expresa la profundidad crítica en la sección $C C$, en: $q^2 = k^3 g l^2$ y reemplazamos este valor en la (7), tendremos

$$h_m + \frac{\alpha r^2}{(1 + a/h_m)^2} \frac{k^3}{2 h_m^2} = \frac{3}{2} h \quad (8)$$

Haciendo omisión de las consideraciones matemáticas alrededor de esta última expresión, que establece la relación entre k y h_m y si a esta relación la llamamos z , tendremos:

$$z = \frac{k}{h_m} \text{ o sea } z h_m = k.$$

Si volvemos a $k = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g l^2}}$ y hacemos:

$$k^3 = \frac{q^2}{g l^2} \text{ tendremos que:}$$

$$z^3 h_m^3 = k^3 = \frac{q^2}{g l^2} \text{ y de ahí, entonces:}$$

$$q = z^{3/2} l h_m \sqrt{g h_m}; \text{ llamando a la relación}$$

$$\frac{z^{3/2}}{\sqrt{2}} = \mu, \text{ tendremos:}$$

$$q = \mu l h_m \sqrt{2 g h_m} \dots (9)$$

Esta fórmula nos dará el caudal teórico del aforador, expresado en función de la carga h_m y de las características geométricas r y a . El coeficiente μ introducido en la misma, es el coeficiente teórico de gasto del aforador.

Si no existiese contracción lateral y sí solamente la contracción de fondo $a > 0$, como en el caso de un vertedero de paredes gruesas, la relación (8) se transformaría en $h_m = \frac{3}{2} k$, y siendo $z = \frac{k}{h_m}$,

tendríamos $z = \frac{2}{3}$ y entonces $\mu = \frac{z^{3/2}}{\sqrt{2}}$ sería:

$$\mu = \frac{\sqrt{\frac{8}{27}}}{\sqrt{\frac{2}{3}}} = \frac{\sqrt[4]{16}}{3\sqrt{3}} = \frac{2}{3\sqrt{3}}; \text{operando tendremos: } \mu = 0,385,$$

que es el coeficiente hallado por Belanger para vertederos de paredes gruesas y sin velocidad de llegada.

Para nuestro aforador, el valor del coeficiente teórico de gasto μ , estará dado por la siguiente expresión:

$$(10) \dots \mu = 0,385 + 0,108 (r \rho)^2, \text{ siendo } r = \frac{l}{L}$$

$$\text{y } \rho = \frac{h_m}{h_m + a} \text{ y siempre que } r \rho < 0,72.$$

Hemos dicho ya que la fórmula (9) nos dará el caudal teórico q , en función de h_m y de μ , según la (10). El caudal efectivo q_e , resulta en general, ligeramente diferente de q :

$q_e = \mu_e l h_m \sqrt{2 g h_m}$, el coeficiente μ_e , coeficiente efectivo de gasto será:

$$\mu_e = C \mu$$

Según las comprobaciones experimentales de De Marchi: «mientras en la sección de contralor $C C$, se mantiene la distribución hidrostática de la presión, la relación $C = \frac{\mu_e}{\mu}$ es menor que la unidad (generalmente comprendido entre 0,96 y 0,99)».

Límite modular.

Se ha dicho ya, que la utilización práctica del aforador requiere que

sea posible la determinación del caudal en función de la carga h_m , es decir que pueda establecerse la relación $q = q(h_m)$, a cuyo efecto hemos deducido anteriormente la fórmula:

$$q_e = \mu_e l h_m \sqrt{2 g h_m}$$

Sin embargo, no es suficiente conocer la relación indicada, sino también los límites dentro de los cuales dicha relación es aplicable. Estos límites están indicados por la función $q = q(h_{v1})$, que relaciona el mismo caudal considerado con el límite modular h_{v1} correspondiente.

De ahí se deduce que, para un determinado aforador, deben hallarse las dos funciones características:

$$q = q(h_m) \text{ y } q = q(h_{v1}).$$

La primera de éstas queda deducida y, en cuanto a la segunda, solamente puede resolverse, dentro de un grado de aproximación aceptable, experimentalmente.

A pesar de ello y con fines de orientación de las experiencias, De Marchi deduce teóricamente algunas relaciones, en base a hipótesis simplificadoras si bien no rigurosamente exactas, como ser: a) la de considerar la sección divergente como de anchura constante igual a la garganta; b) la de omitir las pérdidas de carga existentes entre la sección de contralor y la sección R y c) admitir que el resalto interesa un tramo tan breve como para considerarlo concentra o en una única sección.

En base a estas hipótesis deduce que, por medio del resalto, la recuperación de energía permite alcanzar la sumergencia:

$h_{v1} = 1,162 k$ y el correspondiente límite modular resulta expresado en función del caudal:

$$h_{v1} = 1,162 \sqrt[3]{\frac{q^2}{g l^2}}$$

Cabe hacer notar aquí, que la igualdad $h_{v1} = 1,162 k$, puede expresarse: $h_{v1} = 1 + \frac{1}{6} k$, lo que significa que la superficie libre del líquido aguas abajo o sumergencia h_v , puede alcanzar, mediante el resalto, un nivel más alto que el de la sección de contralor en $1/6$ de la profundidad crítica k sin que el aforador se ahogue ni pierda su carácter de semimódulo, lo cual, según se expresa, confirma la experiencia.

Ahora bien, siendo $h_m < \frac{3}{2} k$ o sea $\frac{h_m}{1,5} < k$,

y siendo además: $h_{v1} = 1,16 k$; $k = \frac{h_{v1}}{1,16}$

Substituyendo se tiene:

$\frac{h_m}{1,5} < \frac{h_{v1}}{1,16}$ o también: $\frac{1,16}{1,5} < \frac{h_{v1}}{h_m}$. Que indica, que la relación al límite de sumergencia $\frac{h_{v1}}{h_m}$, supera en todos los casos el valor $\frac{1,16}{1,5} = 0,77$.

La experiencia demuestra que el funcionamiento semimodular del aforador se mantiene hasta relaciones de sumergencia iguales a 0,8 y aún superiores, confirmando las deducciones teóricas resumidas.

Aplicación de las relaciones deducidas para el cálculo del caudal teórico del aforador, y su límite modular.

Aplicando la fórmula (9) $q = \mu l h_m \sqrt{2 g h_m}$, a nuestro aforador, obtendremos el caudal teórico que pasa a través del mismo, expresado en función de la carga h_m y de sus características geométricas r y a .

Siendo el nivel del líquido aguas abajo, $h_o = 0,22$ m. para el caudal $q = 0,022$ m³/s., y habiéndose fijado $d = 0,05$ m, y deducido $a = 0,12$ m., se tendrá el valor de la carga h_m :

$$h_m = h_o + d - a = 0,22 \text{ m} + 0,05 \text{ m} - 0,12 \text{ m}.$$

$$h_m = 0,15 \text{ m.};$$

Coefficiente teórico de gasto (μ):

$$\mu = 0,385 + 0,108 (r \rho)^2, \text{ en la cual}$$

$$r = \frac{l}{L} = \frac{0,222 \text{ m}}{0,2514 \text{ m}} = 0,8828$$

$$\rho = \frac{h_m}{h_m + a} = \frac{0,15 \text{ m}}{0,27 \text{ m}} = 0,5505, \text{ entonces:}$$

$$\mu = 0,385 + 0,108 (0,8828 \times 0,5505)^2$$

$$\mu = 0,4109.$$

Caudal teórico para $h_m = 0,15$ m.:

$$q = 0,4109 \times 0,222 \text{ m} \times 0,15 \text{ m} \times \sqrt{19,62 \times 0,15} \text{ m/s.}$$

$$q = 0,023.400 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Límite modular h_{v1} :

El límite máximo dentro del cual es aplicable la fórmula del caudal teórico, estará indicado, como hemos dicho, por la función $q = q(h_{v1})$, para el mismo caudal q , hallado.

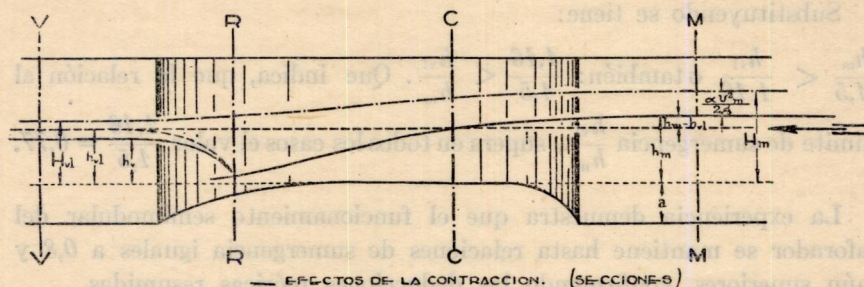


Fig. N° 6

Expresado en función de dicho caudal, el límite modular será igual:

$$h_{v1} = 1,162 \sqrt[3]{\frac{q^2}{g l^2}}, \text{ es decir, para nuestro aforador:}$$

$$h_{v1} = 1,162 \sqrt[3]{\frac{0,023.400^2}{9,81 \times 0,222^2}}$$

$$h_{v1} = 1,162 \sqrt[3]{0,001.132}$$

$$h_{v1} = 1,162 \times 0,1043 = 0,12119 \text{ m.}$$

La relación de sumergencia queda expresada por $\frac{h_{v1}}{h_m}$, y substituyendo resulta: $\frac{0,12119 \text{ m.}}{0,15 \text{ m.}} = 0,80$.

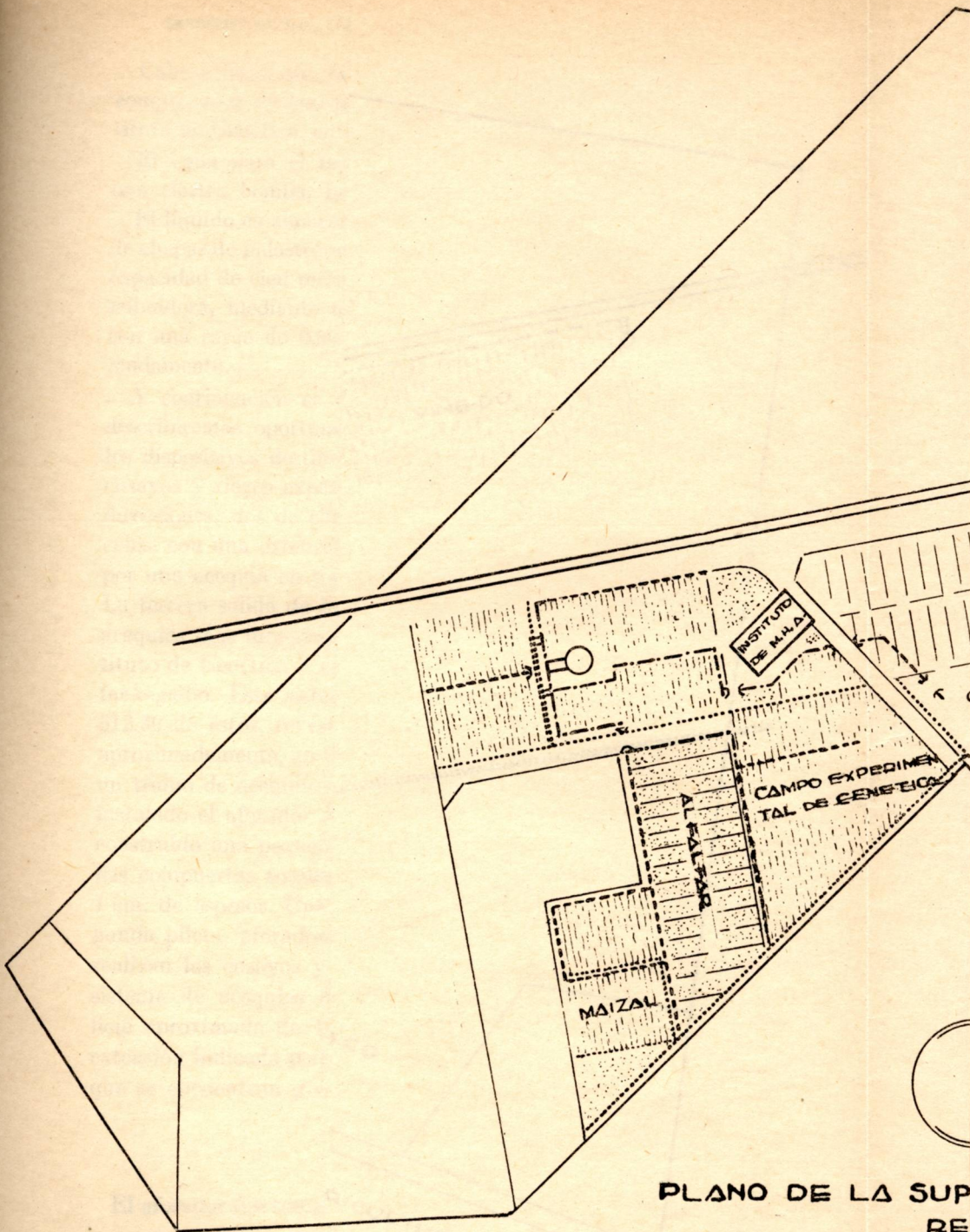
Es decir, que alcanzando el nivel del líquido aguas abajo el valor límite $0,12119 \text{ m.}$, el funcionamiento semimodular del aforador queda asegurado, siendo la relación de sumergencia, $0,8$.

PARTE EXPERIMENTAL

Descripción de las instalaciones.

El campo experimental de la Facultad de Agronomía y Veterinaria, posee una ya bastante amplia red de acequias conductoras de agua para riego, construída en los últimos años, en parte revestidas y otra porción en tierra.

Omitiendo las dos secciones que riegan el vivero de explotación y el viñedo experimental, que tienen sus surtidores respectivos de agua, describiremos el sistema de acequias, donde se ha instalado el aforador de resalto, con el cual se riega el campo anexo a la cátedra de Agricultura Especial, las diversas fracciones correspondientes al Instituto de Genética, los alfalfares de riego y el campo experimental de Hidráulica Agrícola.



PLANO DE LA SUPERFICIE

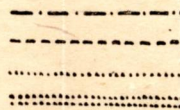
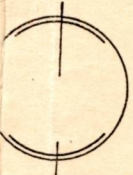


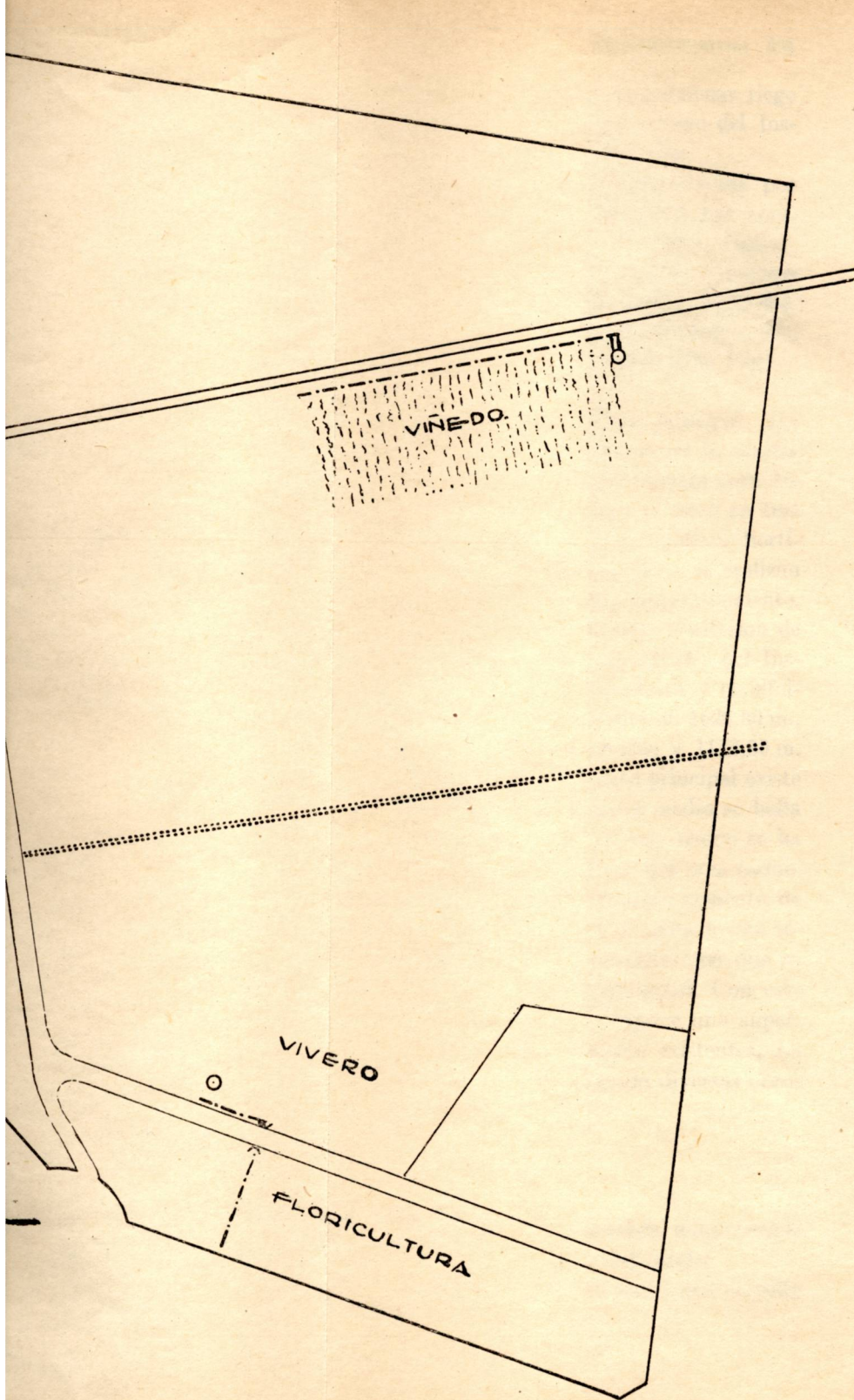
FIG N

CAMPO EXPERIMENTAL DE GENETICA



UPERFICIE REGADA
REFERENCIAS

- — — — — ACEQUIA REVESTIDA
- - - - - ACEQUIA EN TIERRA
- DESAGÜE
- — — — — DESAGÜE ENTUBADO
- SIFON.



Cabe aclarar que la instalación está destinada a proporcionar riego compensador de emergencia a los distintos cultivos en ensayo del Instituto de Genética, en caso de falta de agua de precipitación.

El agua para el funcionamiento del sistema, es proporcionada por una electro bomba, helicoidal, que eleva ochenta mil litros por hora.

El líquido es almacenado en un tanque australiano de forma circular, de chapas de palastro ondulado, con piso de hormigón armado y para una capacidad de cien metros cúbicos. Posee una descarga, a una pileta distribuidora, mediante una llave exclusiva de 0,102 m de diámetro, que, con una carga de 0,80 m da salida a un caudal de 0,022 m³/s. aproximadamente.

A continuación se encuentra la pileta distribuidora principal, que describiremos oportunamente en detalle por encontrarse en la misma los dispositivos destinados a mantener los caudales constantes para los ensayos y riegos experimentales. Esta pileta distribuye el agua en tres direcciones: dos de ellas hacia los lotes destinados a los cultivos hortícolas, con una extensión de 150 m. Estas dos distribuciones se realizan por una acequia en tierra y por un sifón subterráneo, respectivamente. La tercera salida de la pileta, está destinada a alimentar el sistema de acequias más importante, que riega los campos experimentales del Instituto de Genética y de Hidráulica Agrícola, de Agricultura y el alfalfar regadío. Este sistema tiene una longitud de canales de 1625,80 m., 512,30 de éstos, revestidos en ladrillos a juntas tomadas y 1113,50 m. aproximadamente, en tierra (fig. 7). Saliendo de la pileta principal existe un tramo de acequia revestida, de 15 m. en cuyo punto medio se halla instalado el aforador de resalto. En la extremidad de este tramo se ha construido una pequeña dársena distribuidora, formada por tres pequeñas compuertas totalmente construídas en chapas de fibro cemento de 1 cm. de espesor. Una de estas compuertas conduce el agua a una segunda pileta, aforadora, destinada a controlar los caudales con que se realizan los ensayos y que describiremos en su oportunidad. Con este sistema de acequias descripto someramente puede regarse una superficie aproximada de 16 ha., con las obras actualmente existentes. La extensión indicada podrá ampliarse en 6,5 ha., realizando diversas obras que se encuentran a estudio.

Ensayo experimental.

El aforador fué sometido a una serie sucesiva de pruebas, manteniendo la carga constante, respectivamente para cada valor del caudal.

Los ensayos tuvieron por objeto tarar el aforador o sea, hallar el valor

del coeficiente de gasto c , para los distintos caudales, estableciendo la relación entre caudal teórico q y caudal efectivo q_e , para cada uno de los respectivos valores de la carga h_m .

Los valores obtenidos en los ensayos realizados, se agrupan en una planilla, cuyas dos primeras columnas consignan el caudal efectivo para determinadas cargas h_m . Dicho caudal efectivo q_e , se determinó cuidadosamente en un recipiente construído en mampostería, que tiene precisamente esa finalidad y hacia el cual se derivan las aguas que han pasado por el aforador, por medio de compuertas «ad hoc».

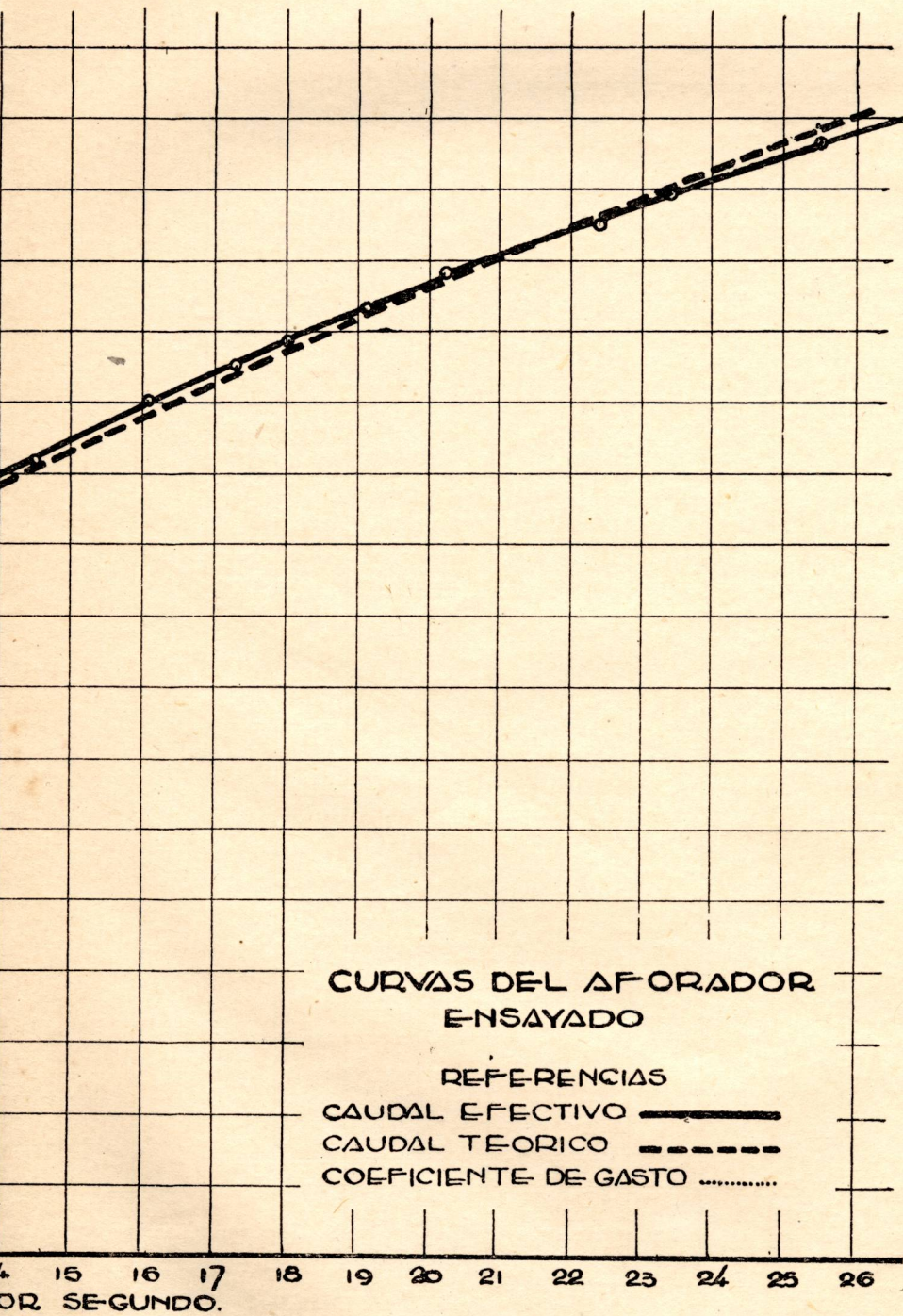
En la misma planilla y para los valores h_m indicados, se calcula el caudal teórico q , por la ecuación ya conocida $q = \mu l h_m \sqrt{2 g h_m}$, para lo cual se determina el coeficiente teórico μ , por la fórmula:

$\mu = 0,385 + 0,108 (r \rho)^2$ como ya se dejó establecido anteriormente.

Asimismo, se calcula el coeficiente de gasto c , como cociente de los caudales efectivo y teórico: $c = \frac{q_e}{q}$ y, finalmente, se determina el coeficiente experimental $\mu_e = c \mu$.

En la tabla que se inserta a continuación, se anotan los resultados correspondientes a los numerosos ensayos realizados:

Carga h_m c_m	Caudal efectivo q_e l/s	$r \rho$	Coeficiente teórico μ	Caudal teórico q l/s	$c = \frac{q_e}{q}$	Coeficiente Experim. $\mu_e = c \mu$
5,4	4,506	0,2739	0,393	4,848	0,929	0,365
5,6	4,740	0,2808	0,393	5,104	0,928	0,365
5,7	5,034	0,2843	0,394	5,254	0,958	0,377
5,9	5,195	0,2908	0,394	5,533	0,939	0,370
6,—	5,509	0,2942	0,394	5,675	0,970	0,382
6,95	6,822	0,3237	0,396	7,110	0,959	0,380
7,—	6,985	0,3252	0,396	7,187	0,971	0,384
7,3	7,355	0,3338	0,397	7,673	0,958	0,380
8,7	9,749	0,3711	0,400	10,059	0,969	0,388
9,—	10,356	0,3784	0,400	10,583	0,978	0,391
9,2	10,656	0,3830	0,401	10,966	0,972	0,390
9,72	11,774	0,3950	0,402	11,939	0,986	0,396
9,8	11,918	0,3965	0,402	12,086	0,986	0,396
9,85	11,967	0,3979	0,402	12,179	0,982	0,395
9,9	12,268	0,3982	0,402	12,272	0,999	0,401
10,15	12,478	0,4050	0,403	12,772	0,977	0,394
10,30	13,035	0,4080	0,403	13,055	0,998	0,402
11,1	14,513	0,4240	0,404	14,642	0,991	0,400
12,—	16,133	0,4410	0,406	16,540	0,975	0,396
12,5	17,319	0,4510	0,407	17,627	0,982	0,399
12,8	18,024	0,4551	0,407	18,266	0,986	0,401
13,25	19,109	0,4630	0,408	19,285	0,990	0,404
13,75	20,221	0,4720	0,409	20,436	0,989	0,404
14,05	22,461	0,4830	0,410	22,185	1,017	0,417
14,95	23,387	0,4900	0,411	23,233	1,004	0,413
15,6	25,479	0,4990	0,412	24,877	1,024	0,422



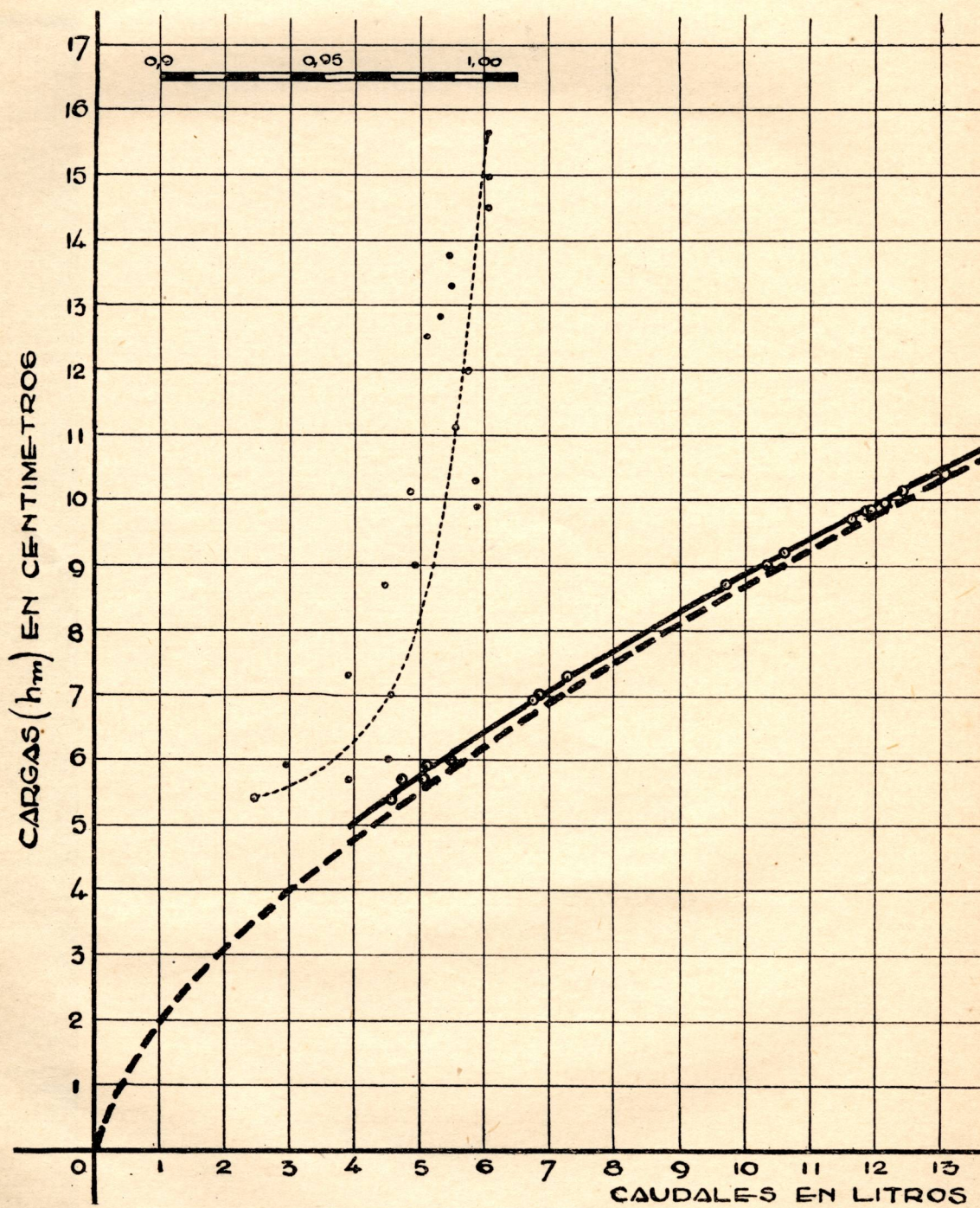


FIG. Nº 8

Con la tabla que antecede se ha construido un gráfico (fig. N° 8), en el cual se ha trazado, con línea de puntos, la curva de los caudales teóricos $q(h_m)$, del aforador, calculada por la fórmula deducida oportunamente: $q = \mu l h_m \sqrt{2 g h_m}$. Con trazo continuo se ha construido la curva experimental $q_e(h_m)$, en la cual q_e , representa los caudales medidos, que se indican en la línea de las abscisas, y h_m , las cargas correspondientes del aforador funcionando como semimódulo y que se toman en la línea de las ordenadas. Asimismo, se indica, en función de la carga h_m , la curva del coeficiente de gasto $c = \frac{q_e}{q} = \frac{\mu_e}{\mu}$.

Conclusiones:

Para las consideraciones finales de este trabajo, es necesario tener presente que los ensayos se realizaron en un aforador construido para ser utilizado en la práctica del riego y con el objeto de determinar los caudales usados en los trabajos prácticos de la asignatura y en los ensayos que se realizan en el campo experimental de riego. No se trata de una instalación de laboratorio. En ese concepto, los resultados obtenidos pueden considerarse satisfactorios, a pesar de algunas inflexiones de los datos experimentales dentro de la curva del caudal efectivo y de la que representa las oscilaciones del coeficiente c de gasto, del aforador.

De la observación de las curvas y de la planilla que anteceden, se deduce que en el aforador ensayado, las curvas del gasto teórico y el experimental se alejan entre sí, en los extremos, especialmente en el que corresponde a los caudales menores, lo que es perfectamente explicable dadas las reducidas dimensiones del dispositivo, de donde resulta aumentada la influencia del perímetro mojado.

Se observa que a partir del caudal de 5,5 litros por segundo hacia mayores, el coeficiente de gasto c se manifiesta con expresiones numéricas aproximadas a 0,96 y que de ahí en adelante se van acercando a la unidad. Con ello queda indicado que desde ese caudal, los errores que se cometen en la medición del mismo no exceden del 4 %. En los caudales superiores, el referido coeficiente está muy cercano a la unidad. Ante la inseguridad del valor del coeficiente de gasto de los otros tipos de aforadores, ésta es una ventaja indudable del aforador de resalto.

Las otras ventajas del aforador de resalto con respecto a los demás, se tiene en que no requiere salto para su funcionamiento y, por lo tanto, no se producen pérdidas de pendiente en las acequias; en que para el aforo sólo es necesario la lectura de la carga h_m aguas arriba, y en que no es necesario realizar el tarado previo del aforador, teniendo en cuenta

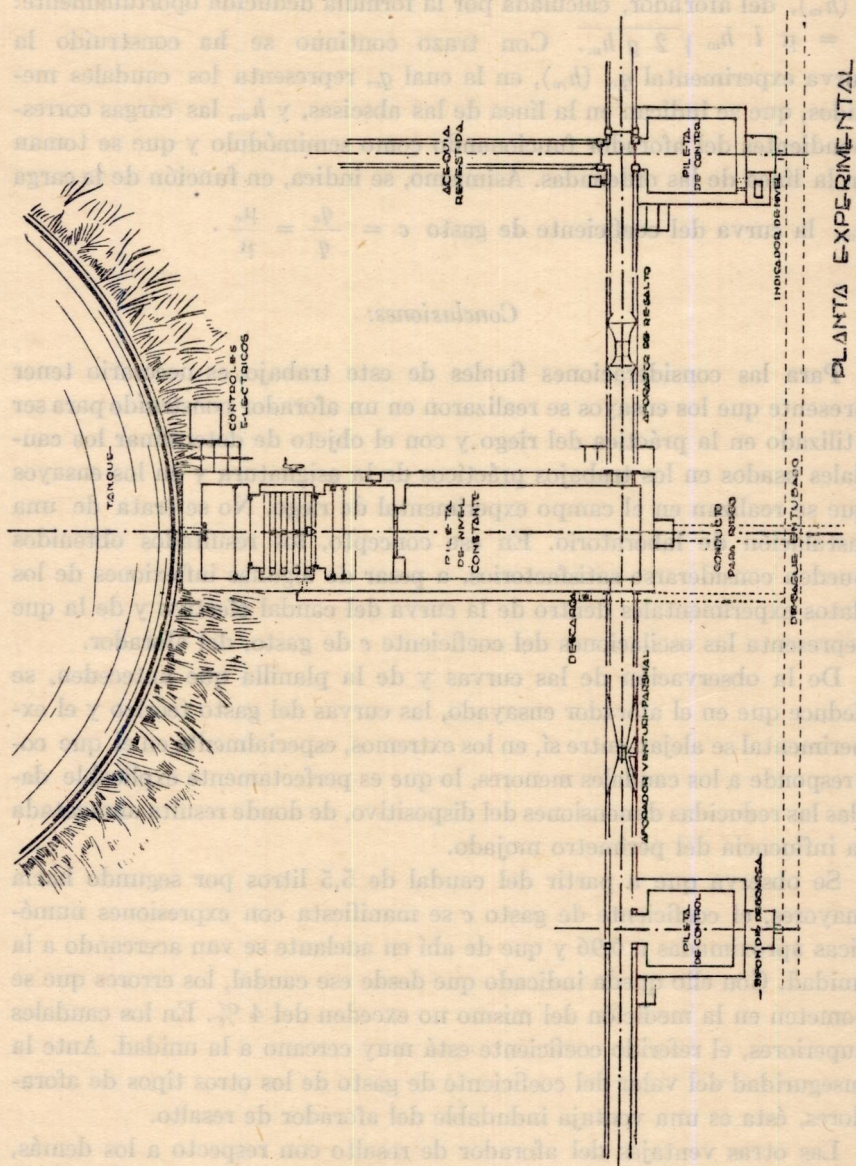
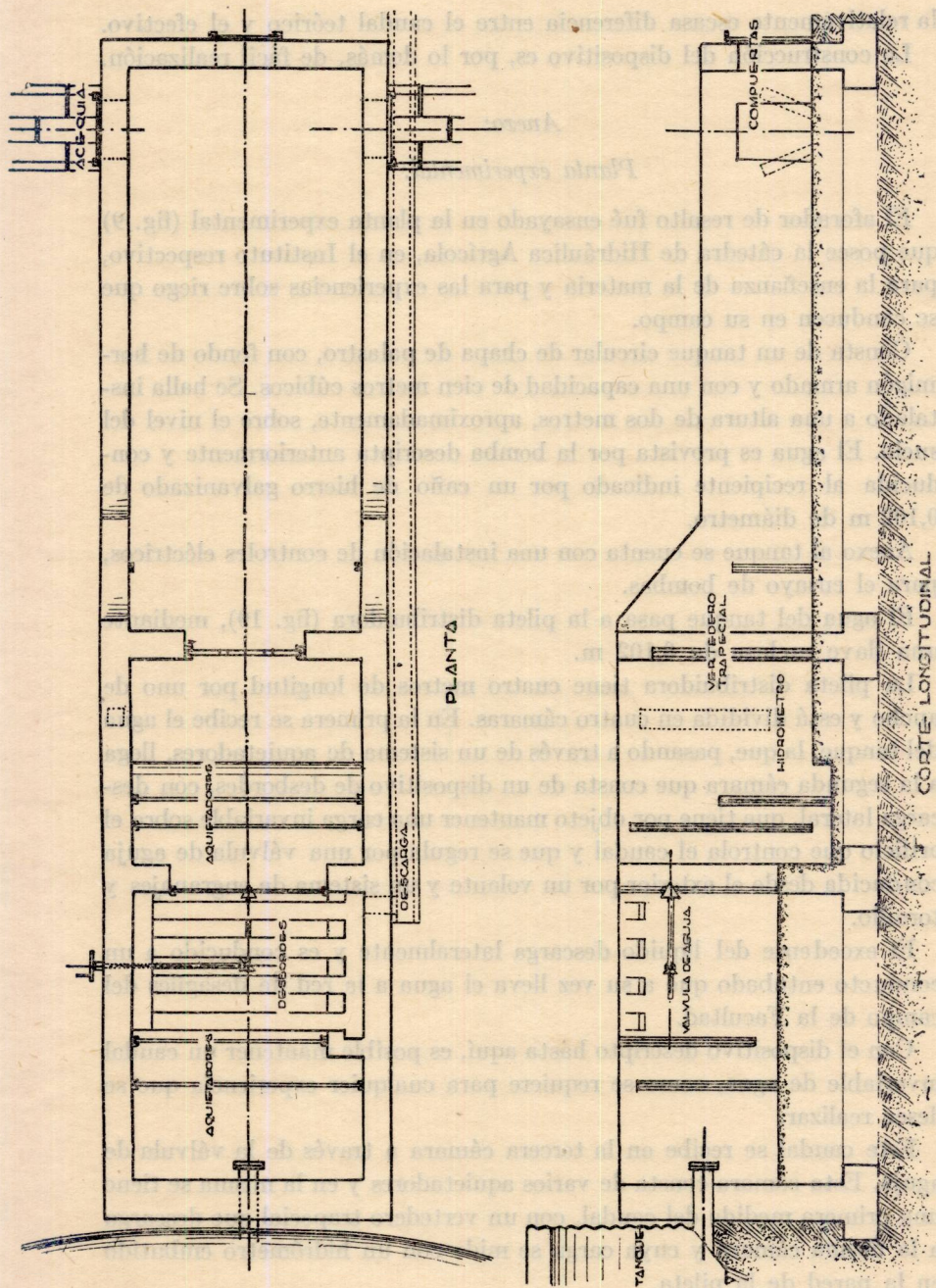


FIG. No 9



PILETA DE NIVEL CONSTANTE

Fig. N° 10

la relativamente escasa diferencia entre el caudal teórico y el efectivo.

La construcción del dispositivo es, por lo demás, de fácil realización.

Anexo:

Planta experimental:

El aforador de resalto fué ensayado en la planta experimental (fig. 9) que posee la cátedra de Hidráulica Agrícola, en el Instituto respectivo, para la enseñanza de la materia y para las experiencias sobre riego que se conducen en su campo.

Consta de un tanque circular de chapa de palastro, con fondo de hormigón armado y con una capacidad de cien metros cúbicos. Se halla instalado a una altura de dos metros, aproximadamente, sobre el nivel del suelo. El agua es provista por la bomba descrita anteriormente y conducida al recipiente indicado por un caño de hierro galvanizado de 0,102 m de diámetro.

Anexo al tanque se cuenta con una instalación de controles eléctricos, para el ensayo de bombas.

El agua del tanque pasa a la pileta distribuidora (fig. 10), mediante una llave exclusiva de 0,102 m.

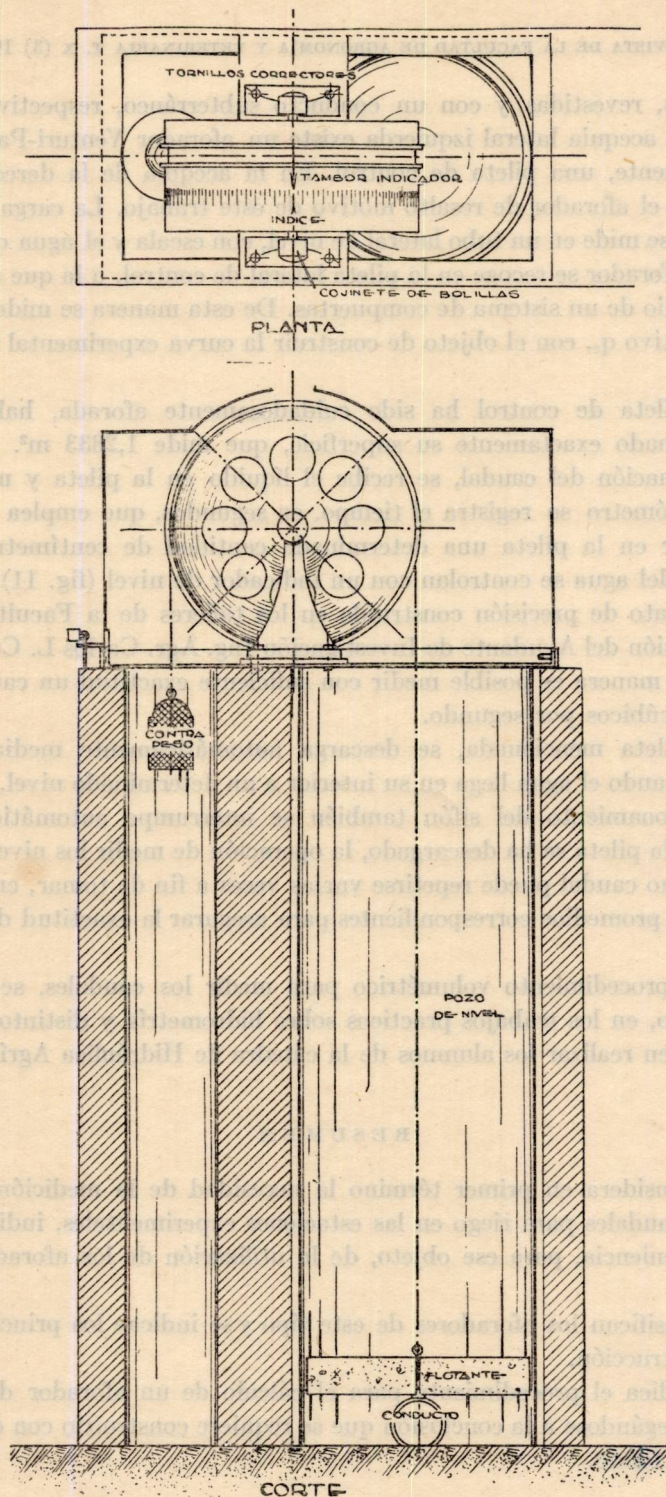
La pileta distribuidora tiene cuatro metros de longitud por uno de ancho y está dividida en cuatro cámaras. En la primera se recibe el agua del tanque, la que, pasando a través de un sistema de aquietadores, llega a la segunda cámara que consta de un dispositivo de desbordes, con descarga lateral, que tiene por objeto mantener una carga invariable sobre el orificio que controla el caudal y que se regula por una válvula de aguja conducida desde el exterior por un volante y un sistema de engranajes y tornillo.

El excedente del líquido descarga lateralmente y es conducido a un conducto entubado que a su vez lleva el agua a la red de desagües del campo de la Facultad.

Con el dispositivo descrito hasta aquí, es posible mantener un caudal invariable de agua, como se requiere para cualquier experiencia que se desee realizar.

Este caudal se recibe en la tercera cámara a través de la válvula de aguja. Esta cámara consta de varios aquietadores y en la misma se tiene una primera medida del caudal, con un vertedero trapecial que descarga a la última cámara y cuya carga se mide con un hidrómetro embutido en la pared de la pileta.

La última cámara es distribuidora. Reparte las aguas en tres direcciones, por medio de tres compuertas que comunican con dos acequias



INDICADOR DE NIVEL

FIG. N° 11

laterales, revestidas y con un conducto subterráneo, respectivamente.

En la acequia lateral izquierda existe un aforador Venturi-Parshal y, lateralmente, una pileta de control. En la acequia de la derecha está ubicado el aforador de resalto motivo de este trabajo. La carga h_m del mismo, se mide en un tubo lateral de nivel, con escala y el agua que pasa por el aforador se recoge en la pileta lateral de control, a la que se dirige por medio de un sistema de compuertas. De esta manera se mide el caudal efectivo q_e , con el objeto de construir la curva experimental del aforador.

La pileta de control ha sido cuidadosamente aforada, habiéndose determinado exactamente su superficie, que mide $1,2833 \text{ m}^2$. Para la determinación del caudal, se recibe el líquido en la pileta y mediante un cronómetro se registra el tiempo, en segundos, que emplea el agua en subir en la pileta una determinada cantidad de centímetros. Los niveles del agua se controlan con un indicador de nivel (fig. 11), que es un aparato de precisión construido en los talleres de la Facultad bajo la dirección del Ayudante de Investigación Ing. Agr. Carlos L. Cattaneo. De esta manera es posible medir con suficiente exactitud un caudal, en metros cúbicos por segundo.

La pileta mencionada, se descarga automáticamente mediante un sifón, cuando el agua llega en su interior a un determinado nivel, y como el funcionamiento del sifón también se interrumpe automáticamente cuando la pileta se ha descargado, la operación de medir los niveles para un mismo caudal puede repetirse varias veces a fin de tomar, en definitiva, los promedios correspondientes para asegurar la exactitud de la medida.

Este procedimiento volumétrico para medir los caudales, se utiliza, asimismo, en los trabajos prácticos sobre hidrometría y distintos aforos que deben realizar los alumnos de la cátedra de Hidráulica Agrícola.

RESUMEN

Se considera en primer término la necesidad de la medición exacta de los caudales para riego en las estaciones experimentales, indicándose la conveniencia, para ese objeto, de la utilización de los aforadores de resalto.

Se clasifican los aforadores de este tipo y se indican los principios de su construcción.

Se indica el procedimiento para el cálculo de un aforador de fondo plano, llegándose a la conclusión que se requiere construirlo con contracción de fondo.

En base a los procedimientos indicados por De Marchi, se propone un método del mismo autor por el que, mediante un cálculo sencillo, se determinan las dimensiones del aforador.

A continuación se estudia el proceso hidráulico que se desarrolla en el aforador, fijándose asimismo el límite modular dentro del cual funciona el dispositivo, sin ahogarse.

En la parte experimental se describe previamente, en forma somera, la instalación de riego de la Facultad y se detallan los ensayos realizados con el aforador construido, para determinar el coeficiente de gasto para distintos caudales, estableciendo la relación entre caudal teórico y caudal efectivo. Los valores obtenidos se agrupan en una planilla y finalmente se construye el gráfico con las curvas de los caudales teóricos y efectivos, respectivamente, construyéndose además, la curva del coeficiente de gasto. Se deduce, con las observaciones realizadas, que a partir del caudal de 5,5 litros por segundo, los errores que se cometen en la medición no exceden del 4 %.

Se agrega, finalmente, un anexo, en el que se detalla la planta experimental con que cuenta la cátedra de Hidráulica Agrícola de la Facultad, en la cual se ensayó el aforador.

SUMMARY

In the first place the necessity of measuring exactly the volumes for irrigation at the experimental stations must be considered, suitability of utilizing spring gaugers for this object being indicated.

The gaugers of this type are classified and the principles of their construction indicated.

The proceeding for the calculation of a gauger of level bottom is indicated, the conclusion being arrived at that it requires to be constructed with a base construction.

As a basis for the proceedings indicated by De Marchi, we propose a method by the same author, with which by means of a simple calculation the dimensions of the gauger are determined.

In continuation, the hydraulic process developed in the gauger, is studied, likewise the modular limit within which the dispositive functions without choking.

In the experimental part, the Faculty's irrigation system is described previously in brief manner, and the experiments realized with the constructed gauger are detailed, to determine the coefficient of expense for distinct volumes, establishing the relation between the theoretical volume and the effective volume. The values obtained are grouped together

in a schedule, and finally the diagram is constructed with the respective curves of theoretical and effective volumes, besides constructing the expense coefficient curve. It is deduced that, taking into account the observations made, from a volume of 5,5 liter per second, the errors committed in the measurement do not exceed 4 per cent.

Finally, there is an appendix, which contains the Experimental Plant with which the Subject Matter of Agricultural Hydraulics reckons, and with which the gauger has been put to test.

RESUMO

Considera-se em primeiro lugar a necessidade da medição exacta dos caudales para irrigação nas estações experimentaes, indicando-se a vantagem, para esse fim, da utilização dos aforadores de resalto.

Clasificam-se os aforadores dêste tipo e indicam-se os principios de sua construção.

Indica-se o procedimento para o cálculo dum aforador de fundo plano, chegando-se a conclusão, que, precisa-se construí-lo com contração de fundo.

Em base aos procedimentos indicados por De Marchi, propõe-se um método do mesmo autor pelo qual, por meio dum cálculo simples, determinam-se as dimensões do aforador.

A continuação estudase o processo hidráulico que se desenvolve no aforador, fixando-se assim mesmo o limite modular dentro do qual funciona o dispositivo sem afogar-se.

Na parte experimental descreve-se previamente, em forma superficial, a instalação da irrigação da Faculdade e detalham-se os ensaios realizados com o aforador construido, para determinar o coeficiente de gasto para os distintos caudales, estabelecendo a relação entre o caudal teórico e o caudal efectivo. Os valores obtidos agrupam-se num quadro e finalmente se constrói o gráfico com as curvas dos caudales teóricos y efectivos, respectivamente, construindo-se al em disso a curva do coeficiente de gasto. Se deduz, com as observações realizadas, que a partir do caudal de 5,5 litros por segundo, os erros que se cometem na medição não excedem do 4 %.

Agrega-se finalmente, um anexo, no que se detalha a planta experimental com que conta a cadeira de Hidráulica Agrícola da Faculdade, com a qual se ensaiou o aforador.