

0132

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA
DIVISION DE ESTUDIOS DE POSTGRADO
SECCION DE INGENIERIA AMBIENTAL

"RECOPIACION DE LA INFORMACION SOBRE METODOS
PARA MEDIR GASTOS DE AGUAS RESIDUALES"

Trabajo realizado como requisito
para obtener el Grado de Maestro
en Ingeniería Ambiental que pre-
senta:

ING. OSWALDO GUERRA GUERRERO

México, D.F., Noviembre de 1981



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



DEPA

T. UNAM

1981

GUE

A Dios, por su fidelidad;

A mi esposa Eunice, por su apoyo;

A nuestro hijo, Oswaldo Daniel, y a los que
vendrán después.

No temas, porque yo estoy contigo;
no desmayes, porque yo soy tu Dios
que te esfuerzo; siempre te ayuda-
ré, siempre te sustentaré con la
diestra de mi justicia.

(Isaías 41:10)

RECONOCIMIENTO

Mis agradecimientos al Ing.
Francisco Montejano Uranga,
por sus valiosas enseñanzas
y su ayuda en la realización
de éste trabajo.

S U M A R I O

- I. Introducción
- II. Objetivos de la Medición del Flujo de Aguas Residuales
- III. Métodos de Medición
- IV. Conclusiones y Recomendaciones
- V. Figuras
- VI. Tablas
- VII. Referencias y Bibliografía Consultada

RECOPIACION DE LA INFORMACION ACTUAL SOBRE METODOS PARA MEDIR
GASTOS DE AGUAS RESIDUALES

I. INTRODUCCION

Las aguas residuales son primordialmente partes del abastecimiento público descargadas a las alcantarillas desde los sistemas de drenaje de los edificios. Secundariamente, están compuestas por aguas tomadas de fuentes privadas empleadas para acondicionamiento de aire procesos industriales y fines similares. Del sesenta al setenta por ciento se convierten en aguas residuales.

En el abastecimiento de agua, ésta se transporta usualmente en una tubería cerrada bajo presión. Sólo en casos raros se transporta en un conducto a gravedad o en un canal abierto. Las aguas residuales por otro lado, se transportan normalmente en tubos a medio llenar y ocasionalmente bajo presión, por lo que puede aplicárseles los mismos principios y fórmulas.

A pesar de que las aguas negras constan de hasta 2000 mg/lt de sólidos en suspensión, éstos no afectan sus cualidades hidráulicas. Sin embargo, las alcantarillas rara vez trabajan a tubo lleno, por lo que se tendrá variación del área recta del flujo, la velocidad y descarga, al variar la profundidad de las aguas residuales.

Como resultado de las múltiples y variadas demandas, existen un sinnúmero de métodos que permiten establecer con bastante precisión y facilidad el caudal de las aguas residuales. Definitivamente, las relaciones de altura-descarga proporcionan las bases teóricas de la medición del flujo. En base al principio de flujo crítico se han desarrollado varios aparatos para la medición. El método para medir el gasto de las aguas residuales va a depender del objetivo de la medición; condiciones en que fluyen las aguas residuales o bajo las que se va a realizar el aforo; grado de exactitud deseado

volumen de la corriente o del flujo, considerando las condiciones en que se encuentre; costo, tipo y acceso al conducto; carga hidráulica disponible, tipo y carácter de los desechos; instalaciones disponibles; y, condiciones en que se construyó la alcantarilla y funcionamiento actual.

II. OBJETIVOS DE LA MEDICION DEL FLUJO DE AGUAS RESIDUALES

Dentro del marco descrito anteriormente, la medición puede tener los siguiente objetivos principales:

1. Saber cuánto, cuándo y cómo estamos descargando las aguas residuales.
2. Obtener información que nos permita saber cómo y en qué medida está operando una alcantarilla.
3. Adquirir los datos indispensables para diseñar los métodos de tratamiento o de modificación en los procedimientos de uso, que permitan tener efluentes que satisfagan los requerimientos oficiales para descarga de efluentes a los cuerpos receptores.
4. Conocer si podemos reutilizar nuestros efluentes.
5. Diseño del monitoreo y facilidades en el tratamiento de las aguas residuales.
6. Obtener información necesaria para llenar las formas de registro de descargas.

III. MÉTODOS DE MEDICION

A continuación mencionaremos dos categorías de medición que han sido empleadas en la práctica con buenos resultados: descarga directa y de cómputo de área y velocidad.

3.1 Métodos de Descarga Directa

Aunque la categoría de descarga directa no comprende la medición de la velocidad, en algunos de estos métodos, la determinación de la velocidad--sin hacer mediciones reales de ella--es un paso del procedimiento.

Dentro de esta categoría, mencionaremos los siguientes métodos y aparatos:

1. Método Gravimétrico
2. Método de Capacidad
3. Vertedores
4. Medidor Venturi
5. Diafragmas y Toberas
6. Orificios
7. Canal de Aforo Parshall
8. Canal de Aforo Palmer-Bowlus
9. Aberturas Contraídas
10. Tubo California
11. Cálculo basado en las mediciones de profundidad y pendiente
12. Trazadores Químicos
13. Trazadores Radioactivos
14. Medidores Magnéticos de Caudal

3.1.1 Método Gravimétrico

En este método, utilizado para medir flujos pequeños, se pesa

la tasa del fluido descargado en un tiempo específico y luego se convierte a tasa de flujo usando el peso específico del fluido.

3.1.2 Método Volumétrico

En este método el volumen de un fluido descargado en un período de tiempo específico es luego convertido a caudal mediante la relación volumen sobre tiempo. Generalmente se lo usa para trabajar con flujos muy bajos.

3.1.3 Vertedores

Uno de los métodos más exactos para medir caudales es mediante el uso de vertedores, siempre y cuando las condiciones bajo las que se determinen los coeficientes de descarga de algunos tipos de vertedores se reproduzcan en los aforos. En general, se lo emplea para aforos en canales abiertos.

Un vertedor es una escotadura grande de forma rectangular, a través de la cual fluye el agua. Este término también se aplica a la estructura que contiene la escotadura. Así, un vertedor puede consistir de una depresión al costado de un depósito, un canal, o bien puede ser una presa con un rebosadero ó aliviadero u otra estructura semejante. Para la determinación del caudal en vertedores de pared gruesa y presas, con diferentes tipos de crestas, se recomiendan las referencias 1, 2 y 6.

El vertedor es un aparato comúnmente usado para medir el flujo de desechos puesto que es generalmente fácil de instalar y de bajo costo. En esencia es una obstrucción colocada en una tubería parcialmente llena, canal o corriente. Pueden ser instalados al final del tubo, en pozos de registro o en desagües abier-

tos. Los vertedores disponibles comercialmente consisten de una placa vertical en forma de cresta, siendo la parte superior de la placa recta o escotada.

Los vertedores más comunes se indican en la Figura 1, en donde también se incluye un vertedor sumergido.

Para medir con bastante exactitud, es importante que la cresta del vertedor tenga la forma adecuada. Los vertedores triangulares ó de escotadura en V permiten la medición exacta de gastos mucho menores que los que se pueden medir con vertedores de cresta horizontal, ya que el derrame de un vertedor triangular aumenta más rápidamente con la carga que el de un vertedor de cresta horizontal. Este vertedor es preferible a un vertedor rectangular, para medir flujos variables.

En la operación de los vertedores surgen problemas como el de la contracción del flujo cuando pasa por encima del vertedor. Por tanto, el ancho efectivo del vertedor es menor que el ancho de la cresta.

El vertedor Cipolletti con pendientes laterales fue desarrollado precisamente para el problema de la contracción y para poder usar el ancho de la cresta para el cálculo del flujo. En otras palabras, el vertedor Cipolletti ($Z=1.4$) de pendiente lateral necesaria, permitirá conseguir un derrame a través de la porción triangular de la abertura del vertedor, igual a la disminución del derrame debido a las contracciones laterales.

Siempre surge el problema de la elección del vertedor para efectuar la medición del caudal, por lo que a continuación se ofrecen sugerencias:

1. Se elegirá un vertedor que mejor se adapte a las condiciones particulares.
2. De ser posible, debe emplearse un vertedor rectangular sin

contracciones laterales o un vertedor triangular.

3. El vertedor Cipolletti y el vertedor rectangular con contracciones laterales no han sido investigados experimentalmente y no pueden por tanto, emplearse con el mismo grado de seguridad o exactitud que los otros tipos de vertedores.
4. Para aforar caudales menores de $0.03 \text{ m}^3/\text{seg}$ debe preferirse el vertedor triangular. Para caudales de 0.03 a $0.3 \text{ m}^3/\text{seg}$, este tipo de vertedor es por lo menos tan preciso como otro cualquiera. Por tanto, se adapta particularmente al aforo de corrientes de agua de caudales variables, cuyo máximo no sobre pase a $0.3 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Los puntos anteriores se presentan sólo como guía, y el ingeniero debe usar su criterio para seleccionar el vertedor, que consideradas todas las condiciones, llene mejor los requisitos de aproximación.

En el diseño de un vertedor es importante considerar ciertos requerimientos para una buena operación de éste, tales como:

1. El vertedor podría consistir de una placa de $1/8$ de pulgada a $1/4$ de pulgada de espesor (Figura 2).
2. La forma del canto es importante para prevenir que el manto se adhiera a la cresta.
3. La altura del vertedor desde el fondo del canal hasta la cresta podría ser como mínimo dos veces la carga de agua esperada sobre la cresta. Esta relación es necesaria por la baja velocidad de aproximación y además que la velocidad del flujo aguas arriba podría ser mayor que $0.09 \text{ m}/\text{seg}$.
4. Es importante ventilar el vertedor para prevenir la formación de vacío en la parte inferior del manto que cae. Una aireación insuficiente debajo de la lámina vertiente provocará una reducción de presión debajo del manto debido a la remoción de aire por la caída del agua. Esta reducción de presión causará efectos indeseables tales como:

- a) Incrementos en la diferencia de presión sobre el vertedor.
- b) Cambio en la forma de la lámina vertiente con la cual se diseñó la cresta del vertedor.
- c) Incremento en la descarga, algunas veces acompañada de fluctuaciones de la lámina vertiente, con lo cual sería cuestionable la medición que se realizara.
- d) Desarrollo inestable del modelo hidráulico.

Sobre la base de estudios experimentales con vertedores con compuertas (Figura 3), Hickox desarrolló la siguiente ecuación que permite conocer la cantidad de aire requerida para airear, en m³/seg/m de longitud del vertedor.

$$q_a = \frac{10.28 [CH]^{3.64}}{P^{1.14}} \quad \text{ec. (1)}$$

donde:

H = carga de agua medida en la parte superior de la compuerta (m).

p = reducción de presión en m. de agua a ser mantenida debajo de la lámina vertiente.

C = coeficiente que depende de la relación de descarga debajo de la compuerta, a la descarga sobre la compuerta. La relación es:

$$C = \frac{y\sqrt{N}}{H^{1.5}} \quad (\text{adimensional}) \quad (2)$$

donde:

y = la altura de la abertura debajo de la compuerta, en m.

N = carga al centro del claro entre la parte superior de la cresta a la carga sobre la compuerta.

Para un vertedor sin compuerta, $C = 0$

Los valores de C son:

ξ	0	0.5.	1.0	1.5	2.0	2.5 +
C	0.077	0.135	0.175	0.202	0.220	0.225

Pueden interpolarse valores si se llega a construir una curva con los valores anteriores.

5. La conexión del vertedor al canal debe ser a prueba de agua. Por tanto la junta entre estos elementos puede rellenarse con cemento químicamente inerte o cierto tipo de asfalto.
6. El vertedor debe estar perfectamente nivelado para asegurar una profundidad uniforme del flujo.
7. La cresta del vertedor debe estar limpia de fibras, materiales de cuerda y partículas grandes, ya que éstas tienden a pegarse en la cresta. Deben ser removidas periódicamente. A veces el contenido de sólidos suspendidos provoca una sedimentación considerable detrás del vertedor, que va a tener influencia considerable en las mediciones.
8. El aparato para medir la carga debe estar colocado aguas arriba a una distancia $d = 2.5$ (la carga sobre el vertedor y localizado en una sección quieta de la alcantarilla lejos de toda perturbación).
9. El vertedor debe ser localizado en un tramo recto de la alcantarilla con poca o casi nula pendiente.
10. La velocidad de aproximación podría ser baja y uniforme sobre el canal; sin embargo el vertedor provocará la disminución de la velocidad lo suficiente para medirla. Para precisión adicional y cuando la alcantarilla está trabajando llena, el vertedor podría colocarse en una caja en el extremo del tubo, tal como se indica en la Figura 4. Sin embargo para tubos fluyendo llenos, otros métodos son recomendables. Puede notarse que la distribución de velocidades a lo largo del canal puede hacerse más uniforme si se colocan deflectores aguas arriba de la alcantarilla.
11. El tamaño del vertedor puede seleccionarse después de estudios

preliminares que determinen la tasa de flujo a esperarse en la alcantarilla.

Vertedor Rectangular

La fórmula general para un vertedor rectangular puede expresarse por:

$$Q = CLH^{1.5} \quad (3)$$

Todas las ecuaciones utilizadas en la actualidad pueden reducirse a dicha forma, pero resulta una práctica más aconsejable usar la forma propia en vista de los distintos métodos de corrección de la velocidad de aproximación empleados por los técnicos.

La fórmula más generalizada para estimar el caudal es la fórmula de Francis. Para vertedores con contracciones laterales, despreciando la velocidad de aproximación, la fórmula de Francis es:

$$Q = 1.84(L - 0.1nh)H^{1.5} \quad (4)$$

donde:

Q = caudal en m³/seg

L = longitud de la cresta en m

n = número de contracciones laterales

H = altura observada y corregida para incluir el efecto de la velocidad de aproximación en m

h = altura observada sobre la cresta del vertedor, que es la diferencia de elevación entre la parte superior de la cresta y la superficie del agua en el canal, en el punto aguas arriba tomado si es posible justo después del comienzo de la curva que forma el agua.

El uso de h, en lugar de H en el factor (L-0.1nh), utilizado al corregir los efectos de las contracciones laterales, es tan preciso como lo garantiza la práctica corriente.

Para vertedores con contracciones laterales, con la altura corregida para tener en cuenta la velocidad de aproximación, la fórmula es:

$$Q = 1.84(L - 0.1nH) \left[(h + h_v)^{1.5} - h_v^{1.5} \right] \quad (5)$$

donde:

h_v = altura debido a la velocidad de aproximación: $v^2/2g$

Para vertedores sin contracción lateral, con la altura corregida para tener en cuenta la velocidad de aproximación, la fórmula es:

$$Q = 1.84 L \left[(h + h_v)^{1.5} - h_v^{1.5} \right] \quad (6)$$

Estas ecuaciones son exclusivamente aplicables a vertedores rectangulares en pared delgada vertical con contracciones completas y descarga libre cuando:

1. La altura h , no es superior a $1/3 (L)$
2. La altura no es menor de 0.15 m ni mayor de 0.60m
3. La velocidad de aproximación es de 0.3 m/seg, o menor
4. La altura del vertedor es al menos 3 veces su altura de carga.

Estas ecuaciones son de posible aplicación a alturas superiores a 0.60m, pero mucho más pequeñas que 0.15 m.

El vertedor rectangular más común es el que tiene contracciones laterales. Si las contracciones son estándar, o sea que el ancho de cada contracción lateral es como mínimo $2H$, la fórmula de Francis es aplicable para calcular el flujo como sigue:

$$Q = 1.84 L H^{1.5} \text{ (sin contracciones)} \quad (7)$$

$$Q = 1.84 (L - 0.2H) H^{1.5} \text{ (con contracción lateral)} \quad (8)$$

donde:

Q = caudal en m^3/seg

L = ancho efectivo del vertedor, en m.

H = carga en m.

Los cálculos convencionales no son aplicables cuando se está estimando la descarga con cargas de agua bajas, que causan que la lámina vertiente se adhiera a la cara del vertedor.

Vertedor Cipolletti

El vertedor Cipolletti es de forma trapezoidal con pendiente lateral de 1:4, lo cual corrige la contracción de la lámina vertiente sobre la cresta. Luego, no es necesaria la corrección para el ancho de la cresta como en un vertedor contraído rectangular.

La fórmula es:

$$Q = 1.86 L H^{1.5} \quad (9)$$

donde:

Q = caudal en m³/seg

L = longitud o ancho de la base, en m

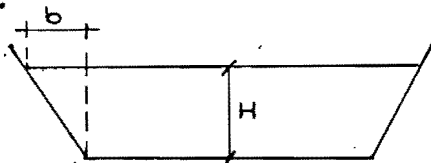
H = carga, en m

Cuando no hay pendiente de 1:4 entonces la fórmula es:

$$Q = \frac{2}{3} (2g)^{1/2} L H^{1.5} + \frac{4}{15} \cdot 2Z (2g)^{0.5} H^{2.5} \quad (10)$$

donde:

Z = la relación entre las proyecciones verticales y horizontal del costado.



$$Z = \frac{b}{H}$$

Cuando la velocidad de aproximación para un vertedor contraído, sin contracción o vertedor Cipolletti, es tan alta como para ignorarla, puede introducirse en la ecuación un factor de corrección de velocidad.

El factor de corrección se extiende hasta el uso de la fórmula básica para vertedores que incluye la carga de velocidad, como sigue:

$$h = \frac{V^2}{2g}$$

donde:

h = carga de velocidad, en m.

V = velocidad de aproximación, en m/seg.

Luego el término en la ecuación básica se convierte en:

$$H^{1.5} = (H+h)^{1.5} - h^{1.5} \quad (11)$$

Vertedor Triangular

El vertedor triangular o de escotadura en V , puede ser usado para medir el flujo, como se indicó en los párrafos anteriores.

El vertedor puede ser construído para cualquier ángulo, siendo el más común el de 90° y luego el de 60° .

Para un ángulo de 90° , la fórmula es:

$$Q = 1.38 H^{2.5} \quad (12)$$

donde:

Q en m³/seg

A fin de evitar la formación de vacío se recomienda que el valor de:

$$H < 0.091 \text{ m.}$$

La Tabla 1 proporciona la mínima descarga sin formar vacío para cargas menores a 0.3 pies (0.09 m).

Si el ángulo de escotadura es diferente de 90° , la expresión general es:

$$Q = D. (\tan. \theta/2). h^{5/2} \quad (13)$$

donde:

Q = en m³/seg.

D = constante a determinar experimentalmente

h = altura de la carga sobre el ángulo de escotadura del vertedor, en m

θ = ángulo de escotadura

En la fórmula anterior, se puede hacer:

$$C = D. \tan. \theta/2 = \frac{8}{15} (2g)^{1/2} \mu. \tan. \theta/2$$

$$\text{Si: } \theta = 90^\circ; \quad C = \frac{8}{15} (2g)^{1/2} \tan. 90/2. \mu.$$

$$C = 2.362 \mu. \quad (14)$$

En la Tabla 2 se dan las fórmulas conocidas para calcular C ó μ ; que se la puede reemplazar en:

$$Q = \frac{8}{15} (2g)^{1/2} \tan. \theta/2. h^{5/2} \mu \quad (15)$$

$$\text{ó} \quad Q = C. h^{2.5} \quad (16)$$

En la Figura 5 se tiene un diagrama para obtener el flujo en vertedores con escotadura en V.

Vertedor Sumergido

Cuando la superficie del agua en el canal, aguas abajo del vertedor está más alta que la cresta, se dice que el vertedor está sumergido. La medición con estos vertedores es imprecisa (Figura 1-d).

En base a una serie de experimentos realizados en vertedores rectangulares, parabólicos, triangulares y proporcionales, Villemon te⁽⁵⁾ halló que el caudal de cualquier tipo de vertedor, podía calcularse usando la siguiente ecuación:

$$\frac{Q}{Q_1} = \left[1 - \frac{H_2^n}{H_1} \right]^{0.385} \quad (17)$$

que nos proporciona una desviación del cinco por ciento.

Aquí:

Q = caudal para descarga sumergida, m³/seg

Q_1 = caudal para descarga libre

H_1 = altura de carga aguas arriba

H_2 = altura de carga aguas abajo

n = exponente en la ecuación de descarga libre $Q_1 = CH^n$ (Ec. 12) para cada vertedor particular.

El exponente n vale:

$n = 1.5$ para vertedor de cresta redondeada sin contracción

$n = 2.5$ para vertedor en V.

En 1949⁽⁷⁾ se presentaron los resultados de ensayos efectuados en vertedores rectangulares, triangulares, parabólicos, circulares, Sutró y lobulares.

En la Figura 8 se muestran las curvas resultantes de los trabajos de⁽⁵⁾ y ⁽⁷⁾ que se resumen en⁽⁶⁾. La curva(3) puede usarse para calcular el derrame en un vertedor cualquiera de cresta viva su-

mergido. Sin embargo, es importante recomendar que el vertedor particular o uno semejante se ensaye en laboratorio bajo condiciones comparables a las del campo. Para utilizar las curvas de la Figura 8, se recomienda que H_1 se mida a una distancia mínima de $2.5 H_1$ aguas arriba del vertedor y que H_2 sea medido más allá de la turbulencia producida por el manto o lámina vertiente (Véase la Figura 2-a).

3.1.4 Medidor Venturi

El principio de este aparato, basado en el teorema de Bernoulli, fue descubierto por el ingeniero italiano J. B. Venturi y fue llevado a la práctica por primera vez por Herschel⁽⁸⁾ en 1887, en el llamado tubo de Venturi para la medición del gasto en tuberías. Se puede aplicar para medir caudales de aguas residuales en conducciones forzadas o sifones invertidos.

El tubo medidor como se indica en la Figura 9-a es la parte del aparato en la que se aplica el descubrimiento de Venturi y que va insertado en una línea de tubería. Es un segmento de tubo que consiste de:

1. cono de entrada (sección convergente)
2. sección estrecha o garganta
3. cono de salida (sección divergente)

La sección estrecha está forrada con bronce. Su diámetro en los tubos medidores normalizados es de $1/3$ a $1/2$ del diámetro de tubería y su longitud es de unos centímetros, los suficientes para permitir que se inserte en este punto de la tubería una cámara de presión o tubo piezométrico.

La longitud del cono superior o cono de entrada es de $1/4$ parte del cono de salida. Se coloca un tubo piezométrico en el cono de entrada y la determinación de la cantidad de agua que fluye se

basa en la diferencia de presión observada o indicada en este punto, y en la garganta del aparato de medida (Figura 9-b). El cono de salida está conectado al extremo de la garganta con un ángulo total de 5 a 7° más o menos, para conectarse con la tubería de salida. En la parte de salida se coloca un tubo piezométrico con el fin de determinar la pérdida de carga total originada por la resistencia del Venturi completo.

Los Venturi muy pequeños (para tuberías de menos de 5 cm de diámetro) se hacen comúnmente de latón o de bronce y con un acabado liso y pulimentado en todo su interior para reducir la resistencia. Los Venturis más grandes son generalmente de fundición, y con su garganta y a veces la parte recta, revestida internamente de latón o bronce y rectificadas con un acabado liso.

Los Venturis muy grandes, de hasta 6 m de diámetro se construyen de hormigón con su superficie lisa y solamente su garganta es de bronce labrado a máquina. También se han empleado duelas de madera y plancha de acero para los conos de los Venturi.

Si se desean mediciones confiables, el Venturi no debe instalarse después de una válvula, codo u otra irregularidad de la tubería, que origina gran turbulencia por corrientes cruzadas permanentes o remolinos, sino que debe estar precedido por una longitud de 5 o más diámetros de tubería recta en la que pueda regularse la corriente después de cualquier causa de perturbación como las indicadas.

Probablemente no hay ventaja apreciable en exactitud por el empleo de más de 20 diámetros de tubería recta antes del Venturi. Cuando es imposible proporcionar una longitud de tubería suficiente, la corriente debe uniformizarse por medio de paletas directoras. Una cruz de lámina metálica de 1 ó 2 diámetros de longitud, insertada en la tubería justamente antes del Venturi servirá para este objetivo.

La función del cono divergente largo es retardar o desacelerar

suavemente el fluido y restaurar la presión tan cerca como sea su valor en la entrada. Esta restauración es imperfecta porque siempre hay alguna resistencia a la corriente a través del Venturi y es inevitable una pérdida de carga. La pérdida total es del diez al veinte por ciento de la carga del Venturi o diferencia entre la entrada y la garganta. En otras palabras, entre el ochenta y el noventa por ciento de la caída de la presión en la garganta se recupera en el cono divergente. El porcentaje de pérdida disminuye a medida que aumenta la velocidad de la corriente o a medida que es mayor el medidor.

Como una parte de la carga estática es transferida a la carga de velocidad, la carga estática en la garganta del tubo es menor que la carga estática en el canal, por lo que la diferencia de carga es directamente proporcional al flujo.

Los tubos Venturis son empleados frecuentemente donde es esencial recuperar presiones altas o donde grandes cantidades de sólidos en la corriente del flujo tienden a colectarse en la parte anterior de un orificio de placa.

El Venturi puede ser instalado aguas abajo de una sección recta y uniforme de tubo, dependiendo la longitud de la sección recta de la relación:

$\frac{\text{diámetro de la garganta}}{\text{diámetro del tubo}} \approx 5 \text{ a } 15 \text{ diámetros del tubo.}$

En la Figura 9-c, para las Secciones 1 y 2, la ecuación de Bernoulli puede escribirse como sigue:

$$\frac{V_1^2}{2g} + \frac{P_1}{\omega} = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{P_2}{\omega} + H_L \quad (18)$$

donde: V_1 = velocidad media en (1)

V_2 = velocidad en (2)

p_1 = presión en (1)

p_2 = presión en (2)

h_L = pérdida de energía entre (1) y (2)

Ordenando los términos:

$$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{V_2^2}{2g} + \frac{p_2}{\omega} + H_L - \frac{p_1}{\omega} \quad (19)$$

y usando la relación de continuidad:

$$V_1 \cdot A_1 = V_2 A_2 ; \quad V_1 = \left[\frac{d_2}{d_1} \right]^2 \cdot V_2 \quad (20)$$

y despejando V_2 de (18)

$$\frac{V_2^2}{2g} = \frac{V_2^2 \left[\frac{d_2}{d_1} \right]^4}{2g} + \frac{p_1}{\omega} - \frac{p_2}{\omega} - H_L$$

$$\frac{p_2}{\omega} - \frac{p_1}{\omega} + H_L = \left[\frac{V_2^2}{2g} \right] \left[\frac{d_2}{d_1} \right]^4 - \frac{V_2^2}{2g}$$

$$V_2 = \sqrt{\frac{2g \left[\frac{p_1}{\omega} - \frac{p_2}{\omega} - h_L \right]}{1 - \left[\frac{d_2}{d_1} \right]^4}} \quad (21)$$

donde:

d_1 = diámetro del tubo

d_2 = diámetro de la garganta

La pérdida de energía se toma en consideración, por lo general utilizando un coeficiente C menor que 1, y no por sustracción directa como en las Ecuaciones 18 y 21, o sea despreciando el rozamiento.

Con este cambio y multiplicando ambos miembros de la Ecuación

por el área de la garganta, A_2 , se obtiene la fórmula del gasto:

$$V_2 \cdot A_2 = Q = C \cdot A_2 \sqrt{\frac{2g \left[\frac{P_1}{\omega} - \frac{P_2}{\omega} \right]}{1 - \left[\frac{d_2}{d_1} \right]^4}} \quad (22)$$

El término $\frac{P_1}{\omega} - \frac{P_2}{\omega}$, se lo puede obtener por un manómetro diferencial.

La Ecuación (22) puede ponerse así:

$$Q = \frac{C \cdot \pi \cdot d_2^2}{4} \sqrt{\frac{2g(h_1 - h_2)}{1 - \left[\frac{d_2}{d_1} \right]^4}} = C \cdot d_2^2 \cdot K \cdot \sqrt{h_1 - h_2} \quad (23)$$

donde:

$$K = \frac{\pi}{4} \sqrt{\frac{2g}{1 - \left[\frac{d_2}{d_1} \right]^4}} \quad (24)$$

Los valores de C y K se dan en las Tablas 3 y 4.

Estos coeficientes los obtuvo Ledoux⁽⁹⁾ en experimentos efectuados con 19 Venturis diferentes, en los cuales el diámetro de la garganta variaba de 1 a 45 centímetros.

Los gastos se midieron volumétricamente y las cargas con indicadores de gancho, los cuales consisten en una varilla metálica graduada con un gancho puntiagudo en el fondo que se desliza verticalmente sobre soportes fijos (Figura 10).

Se admite que los experimentos de Ledoux proporcionan los datos más confiables para calcular los coeficientes del Venturi. Las Tablas 3 y 4 representan el promedio más aproximado de los valores experimentales.

Los coeficientes de la Tabla 3 son para temperaturas de 15.5° . A continuación se dan los factores de corrección para otras temperaturas (Tabla 5).

Para determinar C, para una temperatura diferente de 15.5° , multiplíquese la velocidad real en la garganta por f, y tómesese el

coeficiente correspondiente a la velocidad equivalente en la garganta de la Tabla 3.

En los Tubos Venturi utilizados para medir el flujo de aguas residuales debe haber en cada cámara anular o anillo piezométrico, válvulas mediante las cuales los orificios de toma de presión pudieran cerrarse. Estas válvulas pueden diseñarse de modo tal que al cerrarlas, una varilla sea forzada a través del orificio. Cuando se hayan cerrado todas las válvulas, las placas que cubren los registros de revisión de la cámara de presión pueden sacarse y la cámara puede ser limpiada mediante la inyección de agua con una manguera o de otra manera. Tal limpieza por chorro de agua, a pequeños intervalos, suele necesitarse si los medidores Venturi para aguas residuales quieren mantenerse en buenas condiciones de funcionamiento. Un sistema de chorro continuo está representado en la Figura 11.

Para evitar la interferencia con el funcionamiento del indicador motivada por obstrucción, puede colocarse en la tubería a presión un cierre hermético de aceite, entre el tubo medidor y el indicador. La presión se transfiere al cierre, por medio del agua en las tuberías de presión y desde aquí hasta el indicador a través del aceite. Así pues, es imposible que el agua residual penetre en el indicador e interfiera con su propia operación.

3.1.5 Diafragmas y Toberas

Diafragmas

En tuberías donde se permita una gran pérdida de energía para efectuar el aforo se puede utilizar un diafragma para estrangular la sección (Figura 12).

Esta consiste en una placa, donde se practica un orificio de área

A_0 , la cual se inserta dentro de la tubería en la sección deseada.

La modificación en las velocidades ocasiona un cambio de presiones, antes y después del diafragma, cuyo valor determina el gasto:

Las ecuaciones de continuidad y de Bernoulli para las secciones 1 y 2 de la Figura 12, son:

$$V_1 = \frac{A_2}{A_1} \cdot V_2 \quad (25)$$

$$\frac{P_1}{\omega} + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\omega} + \frac{V_2^2}{2g} \quad (26)$$

Haciendo sustituciones análogas a las del medidor Venturi, el gasto teórico es:

$$Q = \frac{C_v \cdot A_2}{\left\{ 1 - \left[\frac{A_2}{A_1} \right]^2 \right\}^{1/2}} \cdot \sqrt{\frac{P_1 - P_2}{\omega} \cdot 2g} \quad (27)$$

donde: C_v = coeficiente que afecta a la fórmula.

Introduciendo un coeficiente de contracción: $C_c = \frac{A_2}{A_0}$ y un coeficiente de abertura: $C_A = \frac{A_0}{A_1}$, la Ecuación (27) se transforma:

$$Q = \frac{C_c \cdot C_v \cdot C_A}{\sqrt{1 - C_c^2 C_A^2}} \cdot \sqrt{\frac{P_1 - P_2}{\omega} \cdot 2g} \quad (28)$$

donde:

$$C_d = \frac{C_v}{\sqrt{1 - (A_2/A_1)^2}}$$

Al incluir el coeficiente de gasto, C_d , y medir la diferencia de presiones en términos de la deflexión h , en un manómetro de mercurio, el gasto real es finalmente:

$$Q_{real} = C_d \cdot A_0 \cdot \sqrt{2g \cdot \Delta h \cdot \frac{\omega_m}{\omega} - 1} \quad (29)$$

El coeficiente, C_d , depende no solamente de la geometría del diafragma y de la rugosidad de las paredes, sino también del número de Reynolds, que introduce el efecto de la viscosidad del flujo.

De la Figura 13, se pueden obtener los valores de C_d para el diafragma tipo VDI (Versin Deutscher Ingenieure). Para este tipo de diafragma, las tomas piezométricas deben quedar localizadas 2.5 centímetros antes y después de la placa. Se observa que para $Re \ 10^5$, C_d es prácticamente independiente del Re .

Toberas

Las toberas son aparatos de medición con características entre un medidor Venturi y un orificio en lo que a pérdida de carga y costo se refiere. Los principios de medición son los mismos, ya que la presión estática es transferida a la velocidad.

La fórmula para el flujo en Venturi es aplicable a las toberas. Un ejemplo típico, se indica en la Figura 14.

Una tobera puede ser localizada al extremo de la tubería que fluye llena y descarga libremente, ya que la presión estática aguas abajo en el extremo de la tobera es la atmosférica solamente, y sólo la medida de la presión aguas arriba es requerida.

Se utilizan dos tipos principales de toberas para la medición del caudal: las que se insertan en la tubería y las que se fijan en el extremo de la tubería. Como se mencionara anteriormente, las toberas emplean el principio de Venturi por lo que generalmente están insertadas en la tubería en vez del tubo de Venturi.

La forma de la tobera, el método de colocarla dentro del tubo y el método de medir la diferencia de presión varían según el fabricante. La garganta de la tobera tiene un diámetro considerablemente mayor que el del tubo Venturi para el mismo caudal, pero la pérdida de carga total resultante es aproximadamente la

misma.

Comúnmente se utilizan toberas del tipo Kennison (Figura 15) que pueden usarse en tuberías mayores de 150 mm y menores de 900 mm de diámetro y que llegan a medir caudales de hasta 0.8 m³/seg.

En las Figuras 16 y 17 se indican dos formas comúnmente utilizadas en tuberías con diámetros mayores de 30 centímetros. La primera ha sido estudiada y sus dimensiones especificadas por la VDI, cuya forma elimina el coeficiente de contracción haciéndolo igual a 1, esto es, las dimensiones del orificio coinciden con las del área contraída de la Figura 12, y vale la ecuación:

$$Q = C_d \cdot A_0 \cdot \sqrt{2g \cdot \Delta h \cdot \left(\frac{w_m}{\omega} - 1 \right)}$$

con la única salvedad de que A_0 es igual a A_2 , y C_c es igual a 1.

De la Figura 18 se puede obtener el valor de C_d para la ecuación siguiente:

$$Q = C_d \cdot A_2 \cdot \sqrt{2g \cdot \Delta h \cdot \left(\frac{w_m}{\omega} - 1 \right)} \quad (30)$$

Para la tobera de la Figura 17, el valor de C_d varía aproximadamente entre 0.95 para un $Re = \frac{v_2 \cdot D_2}{\nu} = 10^5$ hasta 0.98 para $Re = 10^6$, a partir del cual se conserva constante este último valor.

Para lograr mayor precisión en los aforos con estos dispositivos, se recomienda tener un tramo de tubería recta de por lo menos 10 a 40 veces el diámetro, antes de ellos y de por lo menos 5 veces el diámetro después de ellos.

3.1.6 Orificios

Es un método para calcular el flujo cuando el tubo está descargando libremente a tubo lleno.

Un orificio puede ser localizado en el extremo de un tubo que se encuentra descargando en las condiciones mencionadas.

El orificio normalmente se lo define como aquel cuyo borde determina el chorro, de tal manera que al abandonarlo, éste no toca de nuevo la pared del orificio. Prácticamente, este resultado se obtiene achaflanando la pared exterior del orificio y realizando su garganta de forma cilíndrica o prismática, con una longitud axial entre 1.6 y 3.2 milímetros, según el espesor de la placa. En la Figura 19 se ilustra un orificio circular de arista viva dentro de un tubo.

De acuerdo con el teorema de Torricelli, según el cual la velocidad del flujo a través de un orificio es igual a la velocidad adquirida por un cuerpo que cae libremente desde una altura que corresponde a la altura de carga sobre el orificio, la descarga a través de un orificio es igual a:

$$Q = C.A.V = C.A\sqrt{2gH} \quad (31)$$

donde:

Q = caudal en m³/seg

C = coeficiente

A = área del orificio en m²

V = velocidad en m/seg

g = aceleración de la gravedad

H = altura de la carga en m

El coeficiente C se lo ilustra para varias formas de orificios en la Figura 20 y tabulados en la Tabla 6.

Una razón que justifica la necesidad del coeficiente es que la sección transversal del chorro, en un punto a corta distancia de la salida del orificio, tiene por lo general, un área algo menor que la del orificio mismo, y la reducción del área depende

de la configuración del orificio.

Cuando el borde o arista es de forma viva de modo que el agua no se adhiere al orificio, el coeficiente toma su valor mínimo o bien la reducción del área es máxima. Por otro lado, cuando el orificio tiene forma abocinada, el valor del coeficiente es máximo y la sección transversal del chorro puede ser casi igual a la del orificio mismo.

Una de las ventajas de este método, es lo barato, fácil de instalar y confiable que resulta. Su principal desventaja es la gran pérdida de carga que ocurre a través de la sección, que se puede comparar con la que produce un medidor Venturi y tobera (Figura 21).

El orificio es bastante inútil cuando hay variaciones de flujo. En ese caso habrá que variar el ancho de la garganta.

3.1.7 Canal de Aforo Parshall

Este es un método que aplica el principio de Venturi a la medición de gastos en canales abiertos; es un aparato ampliamente usado para medir el flujo utilizando el principio de flujo crítico.

En tales aparatos, el tirante crítico es usualmente creado, como por ejemplo un vertedor o por la contracción de la sección como es el caso del Parshall. El uso del vertedor es un método simple pero causa mucha pérdida de carga. Si el agua contiene partículas suspendidas, éstas serán depositadas en la parte anterior del vertedor, dando como resultado un cambio gradual en el coeficiente de descarga.

Estas dificultades pueden ser superadas por el uso de un canalón

de flujo crítico como es el canalón Parshall o canaleta de aforos Venturi, la cual es operada con condiciones de flujo no sumergido o con condiciones de flujo libre teniendo en la sección contraída un tirante crítico y un salto hidráulico en la sección de salida. Sin embargo, bajo ciertas condiciones de flujo, el salto puede estar sumergido.

Uno de los muchos aparatos que funcionan bajo este principio es el medidor Parshall cuyos experimentos fueron hechos por V. M. Cone en el Laboratorio de Hidráulica de la Estación Experimental de Agricultura en Fort Collins, Colorado. Los estudios iniciales se reportaron en (14) y (15)

El nombre de canalón medidor Parshall fue adoptado por el "Executive Committee of Irrigation Division", "American Society of Civil Engineers" en 1929. Desarrollos adicionales sobre el medidor Parshall se describen en (16 á 20)

Como se mencionó anteriormente, el medidor Parshall es un aparato de medición de flujo en alcantarillas existentes y consiste de tres partes: una sección convergente, una sección estrecha y una sección divergente.

La Figura 22 nos muestra la planta y elevación del aparato. La Tabla 9 indica las dimensiones y capacidad para varios tamaños. Su fondo se coloca sustancialmente con la pendiente del canal y tanto en la entrada como en la sección estrecha lleva pozos amortiguadores para medir la carga. La diferencia de los niveles en los pozos representa el cambio de carga potencial a carga de velocidad más el rozamiento y es una medida del gasto. La Figura 22 representa una canaleta de sección trapecial, pero la sección puede ser rectangular, triangular o de cualquier otra forma regular.

Sus ventajas sobre el vertedor son que no retiene materialmente el agua en el canal y que su exactitud no se perjudica por los

depósitos de cieno u otros arrastres. El nivel del piso en la sección convergente es mayor que en la sección estrecha y de salida. La carga superficial de agua en la sección convergente es la medición del flujo a través de la canaleta. La elevación de la superficie del agua puede ser medida antes de la cresta de la canaleta a una distancia igual a $2/3$ la longitud de la sección convergente. La cresta está localizada en la unión de la sección estrecha con la sección convergente.

La carga puede ser medida en un pozo amortiguador como se indica en la figura anterior. El tamaño de Parshall puede ser determinado durante los estudios preliminares y puede ser construido de fibra de vidrio, madera, concreto, plástico o metal y puede ser instalado en un lugar conveniente como en un pozo de visita o registro de inspección. El medidor Parshall es usado en líneas de alcantarillas para medir continuamente el flujo deseado.

La mayor ventaja del Parshall sobre el vertedor es la propiedad autolimpiante que tiene. Se dice que está sumergido cuando el nivel aguas abajo es alto, provocándose una reducción en la velocidad. El grado de sumergencia puede ser determinado para medir aproximadamente el flujo, ya que el Parshall es calibrado para condiciones de flujo libre. La sumergencia se evidencia por la formación de una onda justo aguas abajo del extremo de la sección estrecha. Una disminución de la velocidad del agua a la salida puede provocar en la canaleta una disminución de los efectos de la erosión aguas abajo.

Para determinar el grado de sumergencia, un pozo amortiguador puede construirse en la sección estrecha. La elevación de la cresta en la sección estrecha es H_b y la carga en la sección convergente es H_a ; y la relación H_b/H_a es la medida de la sumergencia. El pozo amortiguador usado para medir H_b puede ser localizado aguas abajo, cerca del extremo de la sección estrecha,

y al nivel de comparación para H_a y H_b será el nivel del piso de la sección convergente. Se puede decir que cuando H_b/H_a excede los límites de 0.6 para canaletas de tamaño de 3, 6 y 9 pulgadas y también de 0.7 para 1 a 8 pies de tamaño de canaleta y de igual manera de 0.8 para 10 a 50 pies de tamaño de canaleta, el flujo es sumergido. El efecto de la sumergencia, como se mencionó anteriormente, disminuirá la velocidad y por tanto la descarga.

Las relaciones de tirante-descarga del Parshall de varios tamaños que fueron calibrados empíricamente son representados por las siguientes ecuaciones:

<u>Ancho de la Sección Estrecha</u>	<u>Ecuación a Usarse para el Canal</u>
3"	$Q = 0.992 \cdot H_a^{1.547}$ (32)
6"	$Q = 2.06 \cdot H_a^{1.58}$ (33)
9"	$Q = 3.07 \cdot H_a^{1.53}$ (34)
1' a 8'	$Q = 4W \cdot H_a^{1.522} W^{0.026}$ (35)
10' a 50'	$Q = (3.6875 W + 2.5) \cdot H_a^{1.6}$ (36)

en donde:

H_a = carga de agua sobre el nivel del piso de la sección convergente, en pies

Q = descarga libre en pies³/seg

W = ancho de la sección estrecha en pies

Cuando la relación de lecturas leídas en H_b a H_a excede los límites que mencionamos anteriormente, la descarga calculada por las ecuaciones anteriores puede ser corregida por una cantidad negativa. Los diagramas de la Figura 23(a-b-c)⁽²¹⁾ nos dan las correcciones para la sumergencia del Parshall de varios tamaños.

La corrección para una canaleta de 1 pie es aplicable a grandes canaletas por la multiplicación de un factor (Ver Tabla 7).

Similarmente, la corrección para la canaleta de 10 pies es aplicable para las siguientes, multiplicándolas por un factor (Ver Tabla 8).

Es deseable colocar la cresta del Parshall de tal manera que ocurra gasto sin sumersión. Si las condiciones de operación del flujo no lo permiten, el porcentaje de sumergencia podría mantenerse siempre que sea posible bajo un límite práctico de cerca del noventa y cinco por ciento, ya que la medición en la canaleta no será confiable si la sumergencia es mayor. El tamaño y elevación de la cresta depende consecuentemente de la pérdida de carga a través de la canaleta. La pérdida de carga puede ser determinada mediante los diagramas de la Figura 24.⁽²¹⁾

Debido a la contracción, el agua fluye a una velocidad mayor a través de la canaleta que en cualquier estructura que la anteceda. Es por esto que cualquier partícula en suspensión no puede ser depositada en el fondo, dejando libre de todo depósito la canaleta.

3.1.8 Canales de Aforo Palmer-Bowlus

Para medir el flujo en alcantarillas, han sido desarrolladas canaletas especiales que operan bajo condiciones de flujo crítico. Palmer-Bowlus, desarrollaron varias de estas canaletas incluyendo una que es una losa plana sobre el fondo y que no tiene contracciones laterales, y varias con sección estrecha redondeada. Al hacer una comparación de este aparato con el Parshall se puede apreciar que el Palmer puede ser colocado en el interior de una alcantarilla, Figura 25, presenta poca pérdida de carga y tiene dispositivo de autolimpieza. La Tabla 10, muestra cantidades comparativas de pérdidas de carga con otros aparatos.

El principio del funcionamiento de los canales de aforo Palmer-Bowlus es el mismo que el del tubo Venturi y el Parshall. Por lo general, el medidor se sitúa en el pozo de registro de la alcantarilla y eleva la profundidad del agua en la misma por encima de la sección de control del medidor, de tal manera que el caudal está referido a esta profundidad aguas arriba. Por tanto, midiendo la profundidad puede leerse el caudal, en una curva de calibración que generalmente se suministra con el aparato.

Como precaución debe evitarse fugas por debajo del canal de aforo y aquellas condiciones en que este se encuentre sumergido. La Figura 26 muestra las posibles formas del canal mencionado. Los materiales usados para la construcción del canal pueden ser: fibras de vidrio, concreto, acero, etc. Para obtener exactitud en el método, la profundidad del flujo aguas arriba no debe exceder 0.9 veces el diámetro del tubo y el punto en donde se mida la profundidad debe ser cerca de 0.5 veces el diámetro del tubo a la entrada del canal de aforo.

Utilizando el teorema de Bernoulli en la Figura 27, y despreciando las pérdidas de carga, en las secciones 1 y 2, se obtiene la siguiente ecuación:

$$d_1 + V_1^2/2g = d_2 + V_2^2/2g + t \quad (37)$$

donde:

d_1 = profundidad del flujo, aguas arriba, en m.

V_1 = velocidad del flujo aguas arriba, m/seg

g = aceleración debido a la gravedad, 9.81 m/seg²

d_2 = profundidad del flujo en el canal de aforo

V_2 = velocidad del flujo en el canal de aforo

t = profundidad desde el fondo del canal de aforo Palmer, hasta el fondo del canal o alcantarilla, en m.

Resolviendo para d_1 :

$$d_1 = t + d_2 + V_2^2/2g - V_1^2/2g \quad (38)$$

Bajo las condiciones de descarga libre, el flujo pasará por la condición de flujo crítico en la garganta del canal de aforo, por lo que: $d_2 = d_c$

La energía específica en cualquier sección de la garganta viene dada por la ecuación:

$$E = d_2 + V_2^2/2g = d_2 + Q^2/A_2^2 \cdot 2g \quad (39)$$

donde:

A = área de la sección transversal por donde pasa el flujo, en m^2

Q = descarga, en m^3/seg

Desarrollando la Ecuación(39) por diferenciación con respecto a d_2 , se obtiene:

$$\frac{dE}{dd_2} = 1 - \frac{Q^2}{A_2^3 \cdot g \cdot dd_2} \quad (40)$$

Debido a que dA es igual a $B \times dd_2$, la Ecuación(40) puede ser escrita como:

$$\frac{dE}{dd_2} = 1 - \frac{Q^2 B}{A_2^3 \cdot g} \quad (41)$$

A flujo crítico se proporciona una energía mínima, y dE/dd_2 es igual a cero, se obtiene:

$$\frac{Q_c^2}{g} = \frac{A_c^3}{B_c} \quad (42)$$

de la cual, la carga de velocidad es:

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{Q_c^2}{A_c^2 \cdot 2g} = \left[\frac{A}{2B} \right]_c \quad (43)$$

Sustituyendo d_c por d_2 , juntamente con la Ecuación(43) en la Ecuación(38), se obtiene:

$$d_1 = t + d_c + \left[\frac{A}{2B} \right]_c - V_1^2/2g$$

$$d_1 = t + d_c + \left[\frac{A}{2B} \right]_c - Q^2/A_1^2 \cdot 2g \quad (44)$$

En la Ecuación(44) el valor d_1 depende solamente de la tasa de flujo, ya que A_1 depende de t y d_1 . Aquí son fijos los valores de: d_c , A_c y B_c para un canal de aforo y tasa de flujos dados.

Puede desarrollarse una curva de gastos para el canal de aforo al resolver la ecuación 44 para varias tasas de flujo. El procedimiento es el siguiente:

1. Seleccionar un tirante de flujo en el canal de aforo.
2. Determinar los valores de A y B en el canal de aforo para el tirante seleccionado en el paso 1.
3. Determinar la velocidad del gasto a través del canal de aforo usando la Ecuación
4. Usando el valor encontrado en el paso 3, resolver la Ecuación por tanteos, dando valores a d_1 .

El paso 4 se repite para varios tirantes de flujo a través del canal de aforo. La curva de gastos se obtiene al trazar los valores de d_1 vs tasas de flujo.

Se pueden simplificar los cálculos sin necesidad de realizar la solución de tanteo, si utilizamos el diagrama de Arredi⁽²⁵⁾ para lo cual se sugiere consultar ⁽²⁵⁾.

3.1.9 Abertura con Sección Contraída

Este método de medir el gasto en canales abiertos se adapta particularmente al aforo de avenidas. Puede usarse cuando la contracción del canal produzca una caída de 0.30m o más en la superficie libre del agua. El principio es el de la Canaleta Venturi, pero puede utilizarse cualquier contracción, tal como la que pudiera causar un puente u otra obstrucción semejante.

La fórmula que da el gasto que pasa por una abertura contraída es la misma que para un medidor Venturi, por lo que:

$$Q = C.M.A_2.\sqrt{h} \quad (45)$$

en donde:

$$M = \sqrt{\frac{2g}{1 - \left[\frac{A_2}{A_1}\right]^2}}$$

En estas expresiones, h es la caída de la superficie libre del agua, y, A_1 y A_2 , respectivamente, son el área efectiva de la sección transversal de la corriente, justamente arriba de la iniciación de la caída pronunciada en la superficie libre del agua, y el área de la sección transversal más pequeña de la abertura.

Los valores de M , correspondientes a diferentes valores A_2/A_1 se dan en la Tabla 11. Siguiendo el análisis usado para los orificios:

$$C = C_c.C_v$$

en donde, C_c es el coeficiente de contracción y C_v , el de velocidad. El último hace la corrección por todas las pérdidas debidas al rozamiento y a la turbulencia.

Se requiere una corrección por contracción donde quiera que haya una entrada de arista viva. Es probable que para una esquina vertical en ángulo recto sea aproximada la corrección de Francis para contracciones laterales⁽²⁶⁾; es decir, la reducción del área de la abertura en 0.1 de la profundidad del agua por cada contracción.

En donde sea posible, se debe comprobar la contracción estimada por medio de mediciones efectuadas en el campo.

Para aberturas de forma bastante regular que permitan que el agua se aproxime a la sección de área mínima sin turbulencia indebida, es probable que C_v sea 0.90 o mayor. Para las aberturas extremadamente rugosas o irregulares, C_v puede ser 0.50 o aún menor. El valor medio de C_v tomado de 23 mediciones efectuadas por el distrito Conservancy fue de 0.86, siendo 20 de los valores superiores a 0.80. El mínimo fue de 0.45 y el máximo de 0.97.⁽⁶⁾

Se deben obtener secciones transversales justamente arriba de la caída pronunciada de la superficie libre del agua y en la parte más pequeña de la abertura. También son necesarias las elevaciones de la superficie del agua en estas secciones. Su diferencia es la caída de la superficie libre del agua. En donde no pueda obtenerse esta caída por medición directa como ocurre cuando se desea determinar el gasto de máxima avenida después de que ha pasado la cresta, se pueden utilizar marcas o líneas de agua altas. Deberá hacer suficientes de éstas para determinar el perfil de la curva de caída y de superficie del agua a cierta distancia aguas arriba.

3.1.10 Tubo California

Este es un método ideado por Van Leer⁽²⁷⁾ para determinar el gasto o derrame en el extremo abierto de un tubo horizontal parcialmente lleno que descarga libremente a la atmósfera. Se adapta particularmente al aforo de corrientes relativamente pequeñas en tuberías. Puede usarse también para medir corrientes en canales abiertos pequeños si el agua puede desviarse hacia un tubo al que no llene perfectamente y el cual descargue sin sumersión alguna de la salida.

El tubo de descarga debe estar a nivel y ser al menos de 6 diámetros de longitud. Si la tubería está trabajando casi llena, debe haber una válvula de aire unos cuantos diámetros aguas arriba de la salida para asegurar la libre circulación del aire en la porción no llena de la tubería de descarga. El agua deberá entrar a la tubería de descarga sin velocidad de acceso excesiva. El equipo necesario es sencillo y puede fácilmente instalarse y usarse.

En la Figura 28 se ilustra una disposición para medir el gasto en una tubería. El extremo inferior del tubo corto N se une a la tubería de alimentación y el superior al tubo de descarga M, por medio de una Tee. El extremo abierto de la Tee permite una circulación libre del aire.

Sea d el diámetro interior de la tubería en metros, y, a la distancia, en metros, medida en el plano del extremo de la tubería, desde la parte superior de la superficie interna de la tubería hasta la superficie del agua. Esta distancia se mide aproximadamente con una escala o, si se desea mayor precisión, con calibradores. Una vez conocido el diámetro de el tubo, se necesita conocer la distancia desde el tope de la alcantarilla a la superficie del agua, para obtener la tasa de flujo. El tirante de la salida es relacionado con el tirante crítico, luego el flujo es

determinable. El gasto en metros cúbicos por segundo se expresa por la fórmula:

$$Q = 4.685 \left(1 - \frac{a}{d}\right)^{1.88} d^{2.48} \quad (46)$$

Esta fórmula, basada en datos experimentales para tubos de 3 a 10 pulgadas de diámetro (7.5 a 25 centímetros), se aplica con exactitud dentro de estos límites. Parece ser, sin embargo, que no hay razón para dudar de que pueda usarse con mucha seguridad en tuberías mayores. Puede usarse un registrador de nivel de agua que puede medir continuamente la elevación de la superficie del agua (Figura 29).

3.1.11 Cálculo Basado en las Mediciones de Profundidad y Pendiente

Este método requiere mediciones de campo de la profundidad del flujo y la pendiente de la alcantarilla. Además debe seleccionarse un coeficiente de rugosidad. El método es una aproximación dependiente de la uniformidad del flujo al momento de la observación y de la precisión con que se suponga el coeficiente de rugosidad en las condiciones existentes. Este método se basa también en la suposición de que el flujo está ocurriendo a una profundidad normal. A pesar de estas limitaciones, este método se usa frecuentemente para hacer mediciones del flujo de aguas de desecho.

La desventaja del uso de este método es que es necesario estimar el coeficiente de rugosidad y la pendiente de la alcantarilla. La fórmula de Manning puede utilizarse para flujo de canal abierto como de alcantarillas parcialmente llenas así como también para flujo de conductos cerrados bajo presión. La fórmula de Manning se escribe como sigue:

$$V = \frac{1.49}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (47)$$

donde:

V = velocidad media, en pies/segundo

n = coeficiente de rugosidad

R = radio hidráulico, en pies

R = área

perímetro mojado

S = pendiente de gradiente de energía

La Figura 30 es un cuadro de alineamiento para la solución de la fórmula de Manning para tuberías circulares que fluyen llenas. Este cuadro puede utilizarse para otras formas de conductos cerrados y canales abiertos si se ignora la escala de descarga y se toma la escala del diámetro para representar valores iguales a cuatro veces el radio hidráulico de la sección transversal real. Cuando la tubería no fluye llena, deben utilizarse los radios que aparecen en la Tabla 12.

La profundidad del agua en la alcantarilla se mide de cualquier manera conveniente. Luego se calcula la relación d/D , donde D es el diámetro de la alcantarilla y d es la profundidad del agua en la tubería. Con esta relación, puede utilizarse la Tabla 12 para encontrar las relaciones correspondientes de volumen y velocidad para la alcantarilla parcialmente llena para uso con la Figura 30. La Tabla 13 puede utilizarse para obtener un estimado del coeficiente de rugosidad a utilizarse en la fórmula de Manning, teniendo en cuenta que el coeficiente de rugosidad puede incrementar con el tiempo debido a la erosión, sólido sedimentados y corrosión. Obviamente, la elección de un valor razonable para n, es importante. Aún cuando el uso de esta fórmula para la medición de flujo puede no ser muy exacta, es útil para estimar ciertos rangos de flujo.

3.1.12 Trazadores Químicos y Radioactivos

Los trazadores químicos y radioactivos, aunque son de gran valor para la medición de agua limpia, deben utilizarse con mucho cuidado en la medición del flujo de aguas residuales en razón de las cantidades relativamente grandes de materia extraña que contienen. Los trazadores químicos y radioactivos se utilizan de dos maneras en la práctica de las medidas de flujo. La primera es llamada a veces aforo químico; en la segunda, se mide la velocidad.

En los aforos químicos o radioactivos se añade de forma continua y constante una concentración conocida de una sustancia química o radioactiva a la corriente cuyo caudal desea determinarse. A una distancia aguas abajo suficientemente grande para asegurar que se han mezclado totalmente el trazador y la corriente de agua, se toman muestras y se determina la concentración de la sustancia química o radioactiva. Puede entonces determinarse el caudal de la corriente utilizando la siguiente ecuación:

$$Q_s = \frac{Q_t (C_t - C)}{C - C_s} \quad (48)$$

donde:

Q_s = caudal de la corriente, en metros cúbicos por segundo

Q_t = caudal del trazador, en m³/seg

C_t = concentración del trazador en la corriente de inyección del trazador

C_s = concentración del trazador en la corriente antes de la inyección

C = concentración del trazador en la corriente después de la inyección

En aquellos casos en que el trazador es degradable (su concentración varía con el tiempo), deberán realizarse las oportunas correcciones en la Ecuación (48).

Cuando deban efectuarse medidas de la velocidad, los trazadores químicos o radioactivos se inyectan generalmente en la corriente aguas arriba de dos puntos de control. El tiempo de paso del prisma del agua que contiene el trazador se anota en estos puntos de control y se calcula entonces la velocidad dividiendo la distancia entre los puntos de control por el tiempo de desplazamiento.

Cuando se usa sal (NaCl) como trazador, se mide el tiempo de paso entre los puntos de control utilizando para ello electrodos conectados a un amperímetro o registrador. Este método de medición es posible porque la sal inyectada aumenta la conductividad del agua. Cuando se utilizan trazadores radioactivos, el tiempo de paso es anotado por contadores radioactivos adosados al exterior de la tubería, como se muestra en la Figura 31. El tiempo de paso es la diferencia entre los tiempos cuando se registran los valores máximos en cada estación de contaje.

3.1.13 Medidores Magnéticos de Caudal

Si un conductor eléctrico atraviesa un campo electromagnético, se induce una tensión o fuerza electromotriz en el conductor que es proporcional a su velocidad. La tensión así generada es recíprocamente perpendicular a las velocidades del conductor y del campo magnético. Esta definición de la ley de Faraday sirve como base de diseño para medidores electromagnéticos de caudal, como el que se presenta en la Figura 32.

En el funcionamiento real, el líquido de la tubería (generalmente agua limpia o residual) sirve de conductor. El campo electromagnético es generado disponiendo unos enrollamientos magnéticos en torno a la tubería. La tensión inducida se mide con electrodos situados a ambos lados de la tubería. Si ésta fuera conductora, los electrodos no tienen que penetrar en la pared de la tubería. Si, por el contrario, la tubería no fuese conductora,

los electrodos deberán penetrar en la pared de la tubería y, en algunos casos, introducirse en el líquido. Los medidores magnéticos de caudal pueden encontrarse fácilmente para tuberías de 50 a 600 milímetros (50-60 centímetros) de diámetro. Los tamaños mayores a éstos son motivo de pedido especial.

3.2 Métodos de Cómputo de Area-Velocidad

Dentro de la categoría del cómputo de área-velocidad, en donde es necesaria la determinación por medición real de la velocidad media del agua, tenemos:

1. Molinetes
2. Tubos de Pitot
3. Medición con Flotadores
4. Trazadores de Colorante
5. Métodos eléctricos
6. Método de medida del caudal de una alcantarilla a partir de la velocidad puntual.

3.2.1 Molinetes

Las mediciones con molinetes se utilizan para la determinación precisa de la velocidad de flujo en grandes alcantarillas o canales, siempre y cuando, no haya demasiado papel u otra materia suspendida que pueda obturar el medidor. Los aforos de flujo pueden realizarse siguiendo diversos métodos: el de un solo punto, el de dos puntos, el de puntos múltiples, el de integración por secciones y el de integración de una sola operación.

En el método de un solo punto, se mantiene el medidor a 0.6 de profundidad de la corriente y en el centro de la corriente. Se trata de una aproximación general, adecuada solamente para obser

vaciones rápidas que no pretenden ser exactas. En el método de dos puntos se observa la velocidad a 0.2 y 0.8 del calado de la corriente, tomándose el promedio de estos dos valores para representar la velocidad media en la sección vertical. La corriente puede dividirse en varias secciones verticales y la velocidad media en cada una de ellas se determina aproximadamente por este método. La discusión sobre otros métodos de efectuar aforos, junto con los métodos usados para calibrar los molinetes, puede hallarse en (6) y (28).

3.2.2 Tubos de Pitot

El tubo de Pitot, que a lo largo del tiempo ha resultado muy útil en los aforos de tuberías de agua, no se aplica en aforos de alcantarillas debido a que la materia suspendida en el agua residual tiende a obturar el tubo.

En la Figura 33 se muestra un diagrama esquemático de un tubo de Pitot simple. En operación, la velocidad del flujo se calcula a partir de la diferencia en carga medida en el manómetro. La presión en el tubo izquierdo mide la presión estática en la tubería y el tubo derecho mide la presión donde la velocidad es igual a cero, o presión de carga estática. Los tubos de Pitot disponibles comercialmente consisten de un piezómetro combinado con un medidor de carga total. Las mediciones con tubos de Pitot deben realizarse en una sección recta aguas arriba libre de válvulas, tees, codos y otros accesorios con una distancia mínima de 15 a 50 veces el diámetro de la tubería. Cuando una sección recta no es posible, el perfil de velocidad deberá determinarse experimentalmente. Los tubos de Pitot no son prácticos para el uso con líquidos con grandes cantidades de sólidos en suspensión debido a la posibilidad de obstrucción. En tuberías grandes, el tubo de Pitot es uno de los medio más económicos para medir los flujos.

El tubo de Pitot puede utilizarse para medir el flujo de velocidad en un canal abierto. En lugares donde debe medirse la velocidad, deben tomarse las mismas consideraciones que con el medidor de corriente. El tubo de Pitot indica una lectura de carga de aproximadamente 0.2 pulgadas para una velocidad de 1 pie/seg, siendo su principal limitación las lecturas inexactas en alcantarillas con bajas velocidades de flujo.

3.2.3 Medición con Flotadores

Las medidas de flujo por flotador en alcantarillas son muy raramente realizadas, excepto en canales rectangulares o para la determinación aproximada de la velocidad del flujo entre dos pozos de registro; pero los flotadores son universalmente utilizados en estudios de corrientes de mareas o de aguas residuales en masas de agua en las que aquellas son vertidas. Sin embargo, puede llevarse a cabo el empleo ocasional de flotadores para medir la velocidad de flujo en alcantarillas relativamente pequeñas. Se utilizan tres tipos de flotadores: superficial, sumergido y de varilla.

Con los flotadores superficiales sólo pueden obtenerse velocidades de superficie. Debido a los efectos perturbadores del viento, los resultados sólo pueden considerarse como aproximaciones.

Los flotadores sumergidos se componen de cuerpos relativamente grandes algo más pesados que el agua, conectados por alambres finos a flotadores superficiales de tamaño suficiente para proporcionar la flotación necesaria, que llevan marcadores mediante los cuales puedan trazarse sus cursos. La resistencia del flotador superior y del alambre de conexión es, por lo general, tan ligera que puede suponerse que ambos se desplazan con la velocidad del agua en la posición del flotador sumergido.

Los flotadores de varilla se han utilizado para medir con mucha

precisión el flujo en canalones y saetines. Consisten generalmente en unos cilindros metálicos cargados de tal manera que pueden flotar verticalmente. Se ha comprobado que la velocidad de la varilla está muy próxima a la velocidad media del agua en el curso seguido por el flotador.

3.2.4 Trazadores con Colorantes

El empleo de colorantes para medir la velocidad de flujo en las alcantarillas, especialmente en las de tuberías pequeñas, es uno de los métodos utilizados más sencillos y de mayor éxito. Una vez elegida una sección de la alcantarilla en la que el flujo es prácticamente constante y uniforme, se arroja el colorante en el extremo superior y se determina el tiempo de su llegada al extremo inferior. Si se usa un colorante de tipo brillante, como la eosina, y se suspende horizontalmente una lámina brillante, en el extremo inferior de la alcantarilla, el tiempo de aparición y desaparición del colorante en el extremo inferior puede observarse con notable precisión, pudiéndose tomar la media entre estos dos tiempos observados como representativa del tiempo medio de flujo.

Se han utilizado con éxito diversos colorantes como trazadores, como por ejemplo: fluoresceína, rojo-congo, permanganato potásico, rodamina B y Pontacyl Rosa B Brillante. Este último es especialmente útil en la realización de estudios de dispersión en emisarios submarinos.

3.2.5 Métodos Eléctricos

Los métodos eléctricos utilizados para medir la cantidad de agua que fluye en una corriente suponen el uso de un equipo que incluye una pila de conductividad, anemómetros de hilo caliente y anemómetros de película caliente. Aunque algunos de estos métodos

se han utilizado en la práctica, no son del todo idóneos para efectuar mediciones de flujo en aguas residuales, ya que las materias suspendidas y en flotación que normalmente se encuentran en ellas interfieren con la realización de aquellas.

3.2.6 Método de Medida del Caudal de una Alcantarilla a Partir de la Velocidad Puntual

Los métodos tradicionales para medir el flujo en alcantarillas son poco confiables o muy caros para iniciarlos y mantenerlos. Se presenta un método nuevo en el cual la descarga en la alcantarilla puede ser determinada de la medida de la profundidad y una sola medida de velocidad.

Aunque están en uso otros métodos de medición de velocidad puntual, ⁽³⁰⁾ cualquier exactitud requiere una calibración muy costosa en el sitio. Además los otros métodos están basados en los perfiles de velocidad que se derivan de la línea central vertical, cuestionables porque las condiciones límite, específicamente las distribuciones de esfuerzo cortante en la pared no son conocidas para tubos a flujo parcialmente lleno.

El monitoreo del flujo en alcantarillas es complicado porque las alcantarillas usualmente fluyen a flujo parcialmente lleno y el flujo es típicamente no uniforme.

Los métodos más comúnmente usados para medir el flujo de un sistema a gran escala pueden ser clasificados en dos grupos: Métodos que incorporan vertedores en línea o canalones de madera (Parshall) y métodos donde la descarga es determinada sólo por la geometría de la sección transversal.

Los vertedores y canalones son seguros para medir el flujo uniforme y no uniforme a menos que la alcantarilla llegue a ser

sobrecargada, sin embargo su uso involucra un costo inicial considerable y un alto nivel de mantenimiento. Además, algunas municipalidades prohíben el uso de vertedores como sistema de medición. Es obvio que hay necesidad de desarrollar un método para medir el flujo en alcantarillas que sea barato y seguro, y de esa manera proveer información válida para tomar decisiones.

El estudio aquí reportado considera un método por el cual la descarga en una alcantarilla puede ser exactamente determinado en la sección, midiendo la profundidad y la velocidad a lo largo, al pasar una vertical a través de la línea central de la alcantarilla en condiciones de flujo de canal abierto uniforme y no uniforme.

Este método es el llamado método de velocidad puntual para medición de la descarga y corresponde a la calificación general de métodos de área-pendiente como lo define Shelley y Kirkpatrick. (30)

Para el efecto se llevó a cabo un estudio para desarrollar un método para determinar el caudal en un colector parcialmente lleno, a partir de una medida de la profundidad y de la medida de la velocidad en un solo punto del eje vertical de la tubería. Se realizó una serie de experimentos para establecer perfiles adimensionales de velocidad en función del calado relativo. Se formuló una función de distribución de la velocidad en el eje, que se combinó con la ecuación de Manning, para crear una fórmula del caudal para flujo turbulento en colectores parcialmente llenos con superficie totalmente rugosa. Una fórmula del caudal permitirá a los ingenieros realizar medidas precisas del caudal de un colector, sin necesidad de instalar, en línea, vertedores o medidores.

Se realizaron una serie de experimentos de laboratorio para establecer ecuaciones de descarga basados en la fórmula de Manning, para varios grados de profundidad. Se presenta una discusión

de las bases del método y los resultados experimentales. Además se presenta un procedimiento para medir la n de Manning en una tubería de alcantarillado basado en el método de medición del caudal a partir de la velocidad puntual.

Las líneas de alcantarillado generalmente operan parcialmente llenas y el flujo se clasifica como flujo de canal abierto. La fórmula de Manning es la ecuación más ampliamente aceptada para describir el flujo en los canales abiertos y está dada por:

$$Q = \frac{1.49}{n} A R^{2/3} S^{1/2} \quad (49)$$

donde:

Q = descarga en pies³/seg

N = coeficiente de rugosidad de Manning

R = radio hidráulico en pies = A/P

A = área de la sección transversal del flujo en pies²

S = pendiente de la línea de energía

La ecuación (49) puede ser usada para el flujo uniforme haciendo S , igual a la pendiente del invert de la tubería. Sin embargo, para flujo no uniforme es incorrecto usar la pendiente de la tubería como S porque la pendiente real de la línea de energía puede usarse.

Estudios experimentales realizados por Schlidting (31) muestran que la distribución de la velocidad para flujo turbulento completamente rugoso puede ser representada por:

$$u/u_* = M \ln [Ny/\epsilon] \quad (50)$$

donde:

u = velocidad local

$u_* = g_{RS}$ = velocidad cortante o de fricción

g = aceleración gravitacional:

y = distancia desde el límite

ϵ = rugosidad equivalente a la arena en el límite

M y n = coeficientes

La Ecuación(49) es ampliamente utilizada para describir perfiles de velocidad en flujos uniformes y gradualmente variable en canales naturales y artificiales y en tuberías. (32-34)

La pendiente de la línea de energía puede determinarse a partir de la Ecuación(50); por rearrreglo para dar lo siguiente:

$$S^{1/2} = \frac{\mu}{g^{1/2} R^{1/2} M \ln. [Ny/\epsilon]} \quad (51)$$

Incorporando la relación:

$$n = 0.031 \epsilon^{1/6} \text{ de Henderson (35)}$$

la(51) puede ser combinada con la(49) para obtener:

$$Q = \frac{1.49 \mu AR^{1/6}}{g^{1/2} n \cdot M \cdot \ln. [Ny \cdot (\frac{0.031}{n})^6]} \quad (52)$$

Esta ecuación(52) puede ser usada para calcular la descarga en una tubería parcialmente llena si la velocidad u se conoce a una distancia y sobre el fondo de la tubería, i se dan la n de Manning, la profundidad del flujo y M y N .

La(52) es la base del método de medida del caudal de un colector a partir de la velocidad puntual, y es válida si la ecuación es representativa de las velocidades a lo largo de la vertical para alcantarillas escurriendo parcialmente llenas.

Nikuradse (36) determinó que para flujo a tubo lleno,

$$M = 2.5$$

$$N = 29.7$$

La distribución de esfuerzos cortantes para tubos parcialmente llenos no es, sin embargo, uniforme, y los coeficientes de Nikuradse para tubos llenos no son aplicables directamente para flujo de canales abiertos en alcantarillas.

Será necesario utilizar la Ecuación(s) de caudal de alcantarillas para determinar los valores de M y N como funciones del llenado de la tubería. Por desconocer las condiciones límites (distribución de esfuerzos cortantes en la pared) no es posible la solución analítica. Consecuentemente, se requieren estudios experimentales.

Montaje Experimental

El flujo de la alcantarilla fue modelado con agua en una tubería de acero de 7.6 cm (3 pulgadas) de diámetro y 3.1 m (10 pies) de longitud. La tubería fue montada en un canalón inclinado localizado en el Laboratorio de Hidráulica de Ingeniería Civil de la Universidad de Auburn.

La pendiente del canalón y por tanto de la tubería podía variarse continuamente desde la horizontal a una pendiente positiva de 0.135.

Debido a que la descarga del canalón fue bombeada a través de la tubería, se usó la ecuación de descarga del canalón para determinar el flujo de la tubería. La profundidad del flujo en la tubería se midió con una escala (linnómetro) puntual a través de una ranura en la parte superior de la tubería. El linnómetro puntual podía leerse hasta cerca de 0.0003 m (0.001 pies).

Las velocidades se midieron con un tubo de Pitot tipo PRANDTL de 2.38 mm (0.0938 pulgadas) de diámetro que estaba en contacto con un sistema de medición de velocidad transductor de presión dual IIHR.

El sistema es muy exacto y da una carga de velocidad promedio de 10 segundos, leída en hertz. El sistema fue calibrado en un tanque especial de calibración. La sección de medida se localizó a 2.13 m (7.0 pies) aguas abajo de la entrada de la tubería para garantizar que el flujo estuviera completamente establecido.

Procedimiento Experimental

Dos tipos de experimentos fueron realizados:

- a) experimentos donde la n de Manning fue medida para la tubería, y
- b) experimentos, donde se midió la distribución de velocidades a lo largo de la línea central vertical de la tubería.

La n de Manning se obtuvo de:

$$n = \frac{1.49}{Q} A R^{2/3} S^{1/2} \quad (53)$$

donde:

R y A se calcularon de la profundidad del flujo
 S y Q fueron leídas del canalón.

Se llevaron a cabo veinte ensayos en tuberías a medio llenar, obteniéndose un promedio en la n de Manning de 0.0122 con una desviación estándar de menos del dos por ciento del promedio. Se realizaron experimentos con otras profundidades de flujo para verificar la validez de la variación de la n de la tubería según lo dado por Camp⁽³⁶⁾ como se muestra en la curva sólida, de la Figura(34). La aproximación fue satisfactoria y la distribución de la n , de Camp fue adoptada en este estudio.

Un segundo tipo de experimentos se desarrolló para determinar los coeficientes M y N en las ecuaciones (50) y (52), como funciones de la profundidad relativa, d/D , donde:

d = profundidad del flujo
 D = diámetro de la tubería

Para una descarga dada, la profundidad del flujo en la tubería podía variarse al cambiar la pendiente de la tubería.

Se realizaron un total de 47 experiencias con tirantes relativos en el rango de 0.1 a 0.8.

$$0.1 \leq \frac{d}{D} \leq 0.8$$

Las lecturas de velocidad se tomaron a localizaciones relativas: y/D de:

$$y/D \left\{ \begin{array}{l} 0.0356 \\ 0.0556 \\ 0.0756 \\ 0.0956 \\ 0.116 \\ 0.136 \\ 0.156 \\ 0.176 \end{array} \right.$$

donde:

y = distancia desde el fondo de la tubería al punto de medición.

Los parámetros sobresalientes para estas pruebas se dan en la Tabla 14

Aunque el agua descargaba como caída libre en el extremo de la

tubería, las condiciones de flujo supercrítico se mantuvieron para todas las corridas para excluir la formación de un perfil superficial del agua (M_2) en la sección de medición.

Los perfiles de velocidad para estos experimentos se muestran en forma adimensional en la Figura (35 a-g).

Las ordenadas nos indican la velocidad medida dividida para la velocidad cortante y la abscisa es la localización del tubo de Pitot sobre el invert de la tubería dividida para la rugosidad equivalente de la tubería cuando fluye a medio lleno y que está definido como

$$E_{1/2} = \left[\frac{n_{1/2}}{0.031} \right]^6 \quad (54)$$

en donde:

$$n_{1/2} = n \text{ de Manning para flujo a medio llenar} = 0.0122$$

Las distribuciones de velocidad son logarítmicas. Las líneas de mejor ajuste se determinaron para cada profundidad relativa desde 0.2 a 0.8, con regresión lineal tal como se indica en las Figuras 35 a-g con línea llena. Los valores de M y N correspondientes a las curvas y los coeficientes de correlación se indican en la Tabla 15 .

Los resultados están basados solamente en la porción logarítmica de la información experimental. Aproximaciones menores al uno por ciento no se cuentan para la porción lineal de la región medida porque se asumió que M es constante igual a 2 para todas las profundidades relativas y procurando ajustar N a la información del mejor ajuste con una pendiente constante. Esos valores de N ajustados y denotados por λ están dados en la columna 5 de la Tabla 15 . Los valores de λ permiten el uso de la Ecuación:

$$\mu/\mu^* = 2. \ln \left[\frac{\lambda y}{\epsilon_{1/2}} \right] \quad (55)$$

la cual tiene un coeficiente variable que dependerá para una tubería específica. El coeficiente variable es : λ .

Basada en la distribución empírica de velocidades y de la n de Camp, la siguiente ecuación se puede usar para determinar la descarga en una tubería que trabaja parcialmente llena.

$$Q = \frac{\mu AR^{1/6}}{7.62 (\beta n_{1/2}) \ln \left[\lambda y \left(\frac{0.031}{n_{1/2}} \right)^6 \right]} \quad (56)$$

en donde :

$$\beta = \frac{n(\text{flujo parcialmente lleno})}{n(\text{flujo para tubo medio lleno})}$$

La variación de β con respecto a d/D que fué determinada de la información de Camp se indica en la Figura 34 como una curva de trazos. Probablemente la forma más simple para expresar o aplicar la ecuación (56) podría ser si expresamos $\beta \gamma \lambda$ como funciones polinomiales de " d/D " e incorporar estas funciones directamente en la ecuación de descarga.

La descarga en una tubería trabajando a tubo lleno puede determinarse de la siguiente ecuación; utilizando los valores de Nikuradse de $M = 2.5$ y $N = 29.7$

$$Q = \frac{\mu AR^{1/6}}{9.53 n_{\text{lleno}} \ln \left[29.7 y \left(\frac{0.031}{n_{\text{lleno}}} \right)^6 \right]} \quad (57)$$

Esta ecuación (57) es análoga a la ecuación (56). Dentro de los experimentos descritos aquí, no fue posible producir en la tubería un flujo parcialmente lleno a profundidades relativas mayores de 2.8, por lo que es necesario en ensayos posteriores utilizar valores mayores a 0.8.

Obtención de la "n" de Manning

Para aplicar el método descrito aquí, es necesario conocer la n de Manning y un método para esto se la puede hacer partiendo de la medición de la velocidad en el eje central vertical. La ecuación(50) puede expresarse en términos de $n_{1/2}$ de la siguiente manera :

$$\mu/\mu_* = M \cdot \ln. \left[Ny/\epsilon \right] \quad (50)$$

$$\mu = M \mu_* \ln. \left[Ny/\epsilon \right]$$

pero :

$$\epsilon = \left[\frac{n_{1/2}}{0.031} \right]^6$$

por lo que :

$$\mu = M \mu_* \ln. \left[\frac{Ny}{(n_{1/2}/0.031)^6} \right]$$

$$\mu = M \mu_* \ln. \left[Ny \left(\frac{0.031}{n_{1/2}} \right)^6 \right]$$

por logaritmos:

$$\mu = M \mu_* \ln. \left[N \left(\frac{0.031}{\beta \cdot n_{1/2}} \right)^6 + M \mu_* \ln. y \right] \quad (58)$$

siendo $\beta = \frac{n(\text{parcialmente lleno})}{n(\text{flujo lleno})}$

$$\text{ó } \mu = CD + C \ln. y$$

donde :

$$C = M \mu_*$$

$$D = \ln. \left[N \left(\frac{0.031}{\beta \cdot n_{1/2}} \right)^6 \right] \quad (59)$$

Considerando el trazo μ vs $\ln y$ como se indica en la Figura 36 y de la Ecuación 59 es aparente que:

$$D = \frac{CD}{C} = \frac{\text{ordenada al origen}}{\text{pendiente}} = \alpha \quad (60)$$

$$\alpha = D = \ln \left[N \left(\frac{0.031}{\beta \cdot n_{1/2}} \right)^6 \right] \quad (61)$$

o reemplazando:

$$\beta \cdot n_{1/2} = 0.031 N^{1/6} e^{-\alpha/6}$$

finalmente:

$$n = 0.031 N^{1/6} e^{-\alpha/6} \quad (62)$$

Esta Ecuación 62 puede ser usada para determinar la n de Manning usando el valor apropiado de N que se da en la Tabla 15.

La pendiente puede ser determinada de la siguiente ecuación:

$$\text{pendiente} = \frac{\sum_{i=1}^m (\mu_i \ln \gamma_i) - \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \mu_i \sum_{i=1}^m \ln \gamma_i}{\sum_{i=1}^m (\ln \gamma_i)^2 - \frac{1}{m} \left(\sum_{i=1}^m \ln \gamma_i \right)^2} \quad (63)$$

y la ordenada al origen por medio de:

$$\text{ordenada al origen} = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \mu_i - (\text{pendiente}) \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m \ln \gamma_i \quad (64)$$

en donde:

m = la medida de velocidad a lo largo del eje central vertical.

Pasos a Seguir para Determinar la "n" de Manning en el Presente Método

1. Medir la profundidad del flujo: d y la velocidad, u , en el eje vertical central a varias distancias, y , conocidas; desde el fondo de la tubería.
2. Determinar la pendiente y la ordenada al origen de u vs $\ln y$ de la Figura 36 o de las Ecuaciones 63 y 64
3. Determinar α de la Ecuación 62

$$n = 0.031 N^{1/6} e^{-\alpha/6}$$

$$n = 0.031 N^{1/6} \frac{1}{e^{\alpha/6}}$$

$$e^{\alpha/6} = \frac{0.031 N^{1/6}}{n}$$

$$\frac{\alpha}{6} \ln e = \ln \left(\frac{0.031 N^{1/6}}{n} \right)$$

$$\alpha = 6 \ln \left(\frac{0.031 N^{1/6}}{n} / \ln e \right)$$

$$\alpha = 6 \ln \left(\frac{0.031 N^{1/6}}{n} \right)$$



(65)

Las velocidades pueden ser medidas a 5 o más posiciones sobre el eje central de la tubería, tratando de medirlas lo más cerca del fondo de la tubería, ya que el gradiente de la velocidad es máximo en esa región.

IV. CONCLUSIONES

En la presente recopilación de información sobre los métodos para medir gastos de aguas residuales, se puede apreciar que éstos han sido el resultado de las múltiples y variadas demandas.

Algunos de éstos requieren aparatos hechos con esmero pero que son complicados y costosos; otros son más sencillos y relativamente poco costosos. El mejor método para usar en un caso dado depende de muchas condiciones como son el volumen de la corriente, condiciones en que se va a hacer el aforo, grado de exactitud deseado, etc.

El trabajo presente incluye también un método llamado "Método de Medida del Caudal de un Colector a Partir de la Velocidad Puntual", introducido por A. D. Parr, J.F. Judkins, Jr., T. E. Jones, en el Journal de la "Water Pollution Control Federation", 53, 113, Enero de 1981.

Las características esenciales hacen resaltar claramente su importancia y se puede apreciar como puede aplicarse el criterio de flujo uniforme y consecuentemente la fórmula de Manning.

En el caso de la fórmula de Manning, la generalización en términos de la relación de cada elemento de la sección parcialmente llena al elemento correspondiente de la sección totalmente llena confina todas las relaciones incluyendo las de velocidad, a una dependencia, en última instancia, de la profundidad del flujo únicamente. Por tanto no existirá una solución única para resolver el problema de la estimación del gasto, por lo que el desarrollo de la mejor solución será materia exclusiva de la optimización del objetivo.

RECOMENDACIONES

El presente trabajo ha sido una recopilación de los métodos y aparatos e investigación reciente, para la estimación del gasto de las aguas residuales.

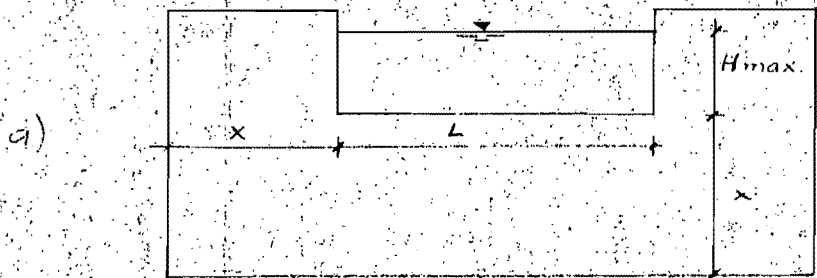
Los buenos métodos y aparatos pueden ser flexibles, sin embargo, si no se comprenden con claridad las formas de utilizar con venta las la flexibilidad disponible y ponerla en servicio por el personal operante, las ventajas de la flexibilidad se pierden.

No existe una solución única para un problema dado; por lo que el desarrollo del mejor método, es materia exclusiva de la optimización del objetivo.

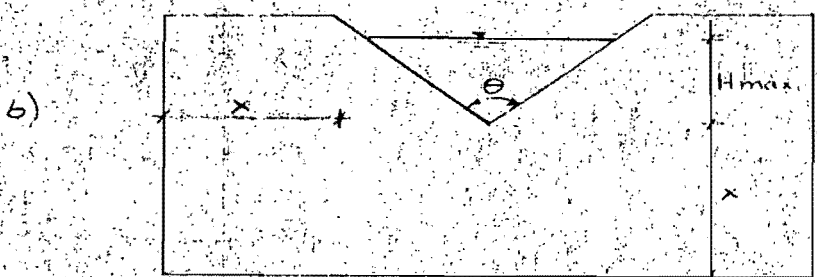
Por tanto, siempre será necesaria la experiencia del ingeniero, y la confiabilidad de tal o cual método u aparato desde el punto de vista de la ingeniería, dependerá de las condiciones existentes.

V. FIGURAS

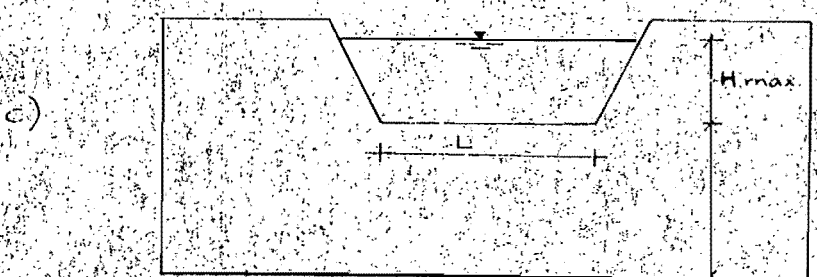
Fig. 1 Vertedores Comunes
(Tomado de ref II)



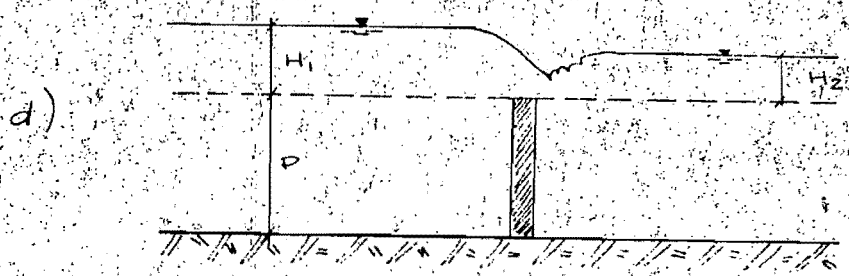
Vertedor rectangular



Vertedor triangular
o Escotadura en V



Vertedor de Cipolletti
con pendiente lateral; Z = 4:1



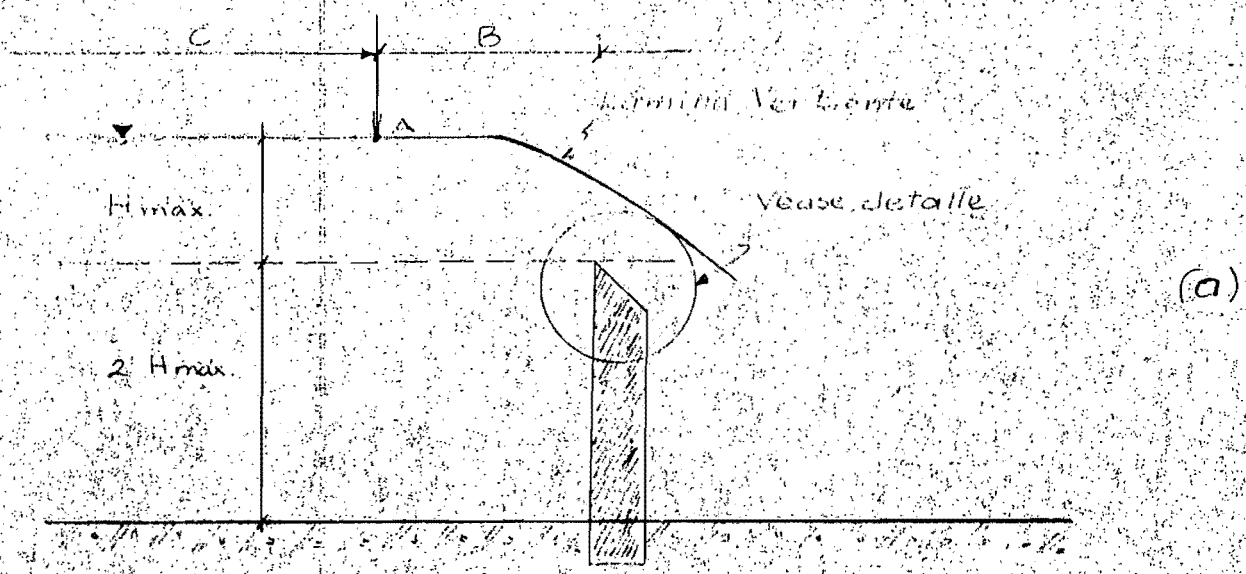
Vertedor Sumergido

$L \approx 3 H_{max}$
 $x \approx 2 H_{max}$

$H_1 =$ carga aguas arriba
 $H_2 =$ carga aguas abajo
 $P =$ altura del Vertedor

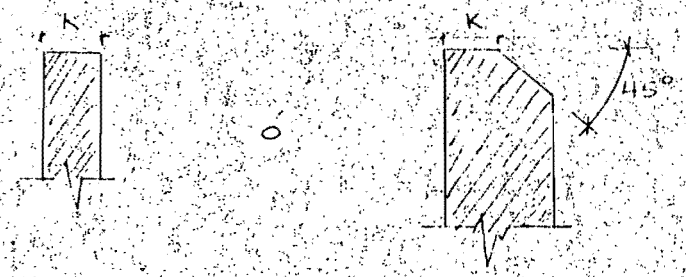
(Tomado de ref II)

Fig. 2. Detalle de un vertedor sumergido (Tomado de ref. 11).



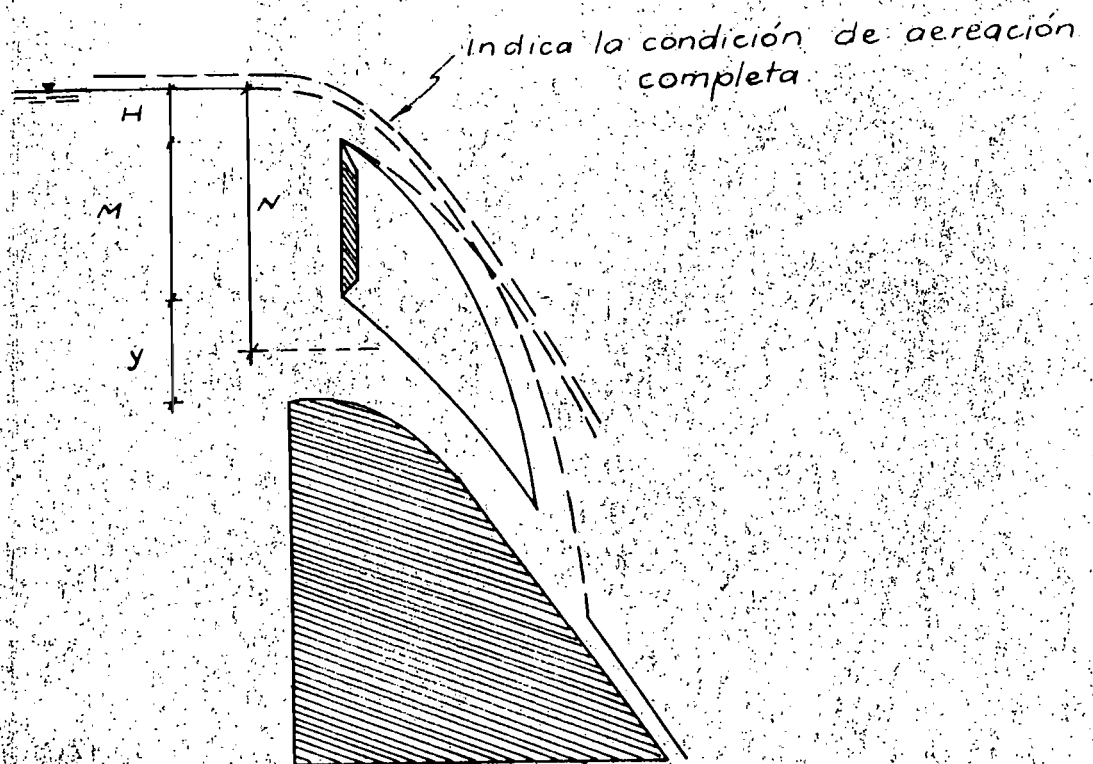
- A = punto para medir la carga ; a $2.5 H_{max}$
- B = mínima distancia de $4 H_{max}$
- C = distancia aproximada ; donde se produce una corriente de entrada como en un tramo recto.

Detalle



$$K = \frac{1}{8}'' \text{ a } \frac{1}{4}''$$

Tomado de ref. 11



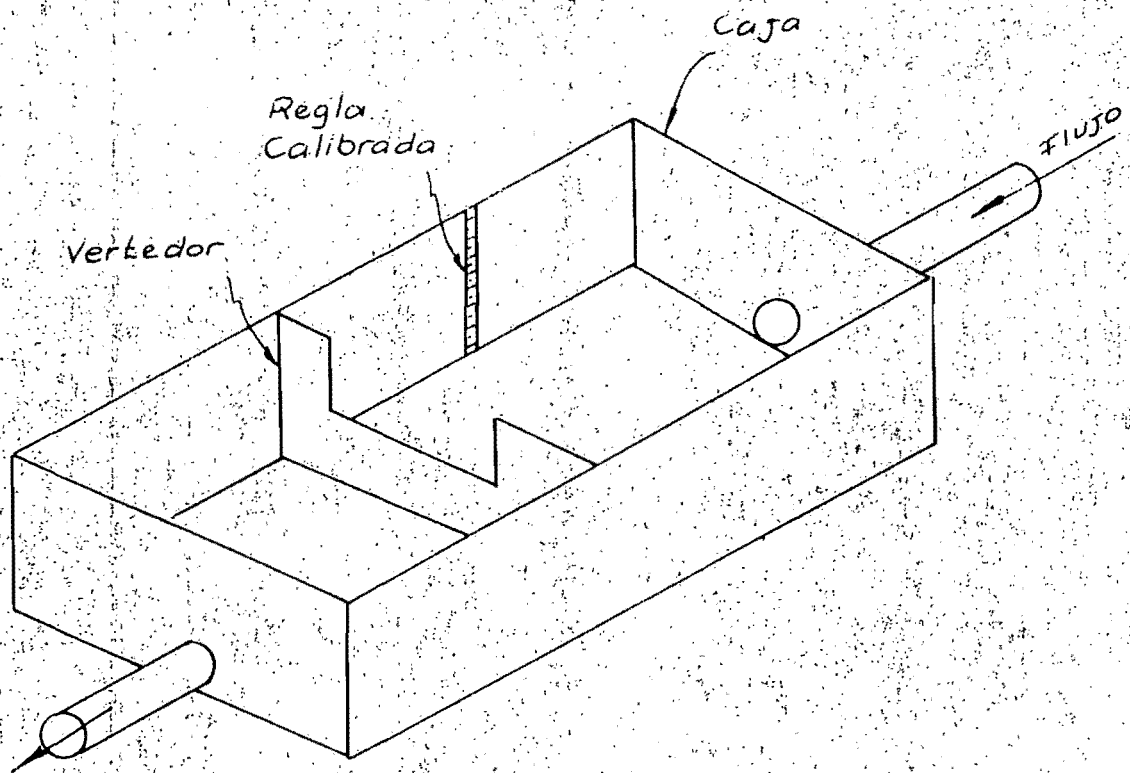
H = Carga de agua medida en la parte superior de la compuerta, ft

M = Altura de la compuerta, pies

y = Altura de la abertura debajo de la compuerta, pies

N = Carga de agua medida al centro de y , pies

Fig. 3. Colocación experimental para el estudio de la aereación bajo la lámina vertiente.
(Tomado de ref. 4)

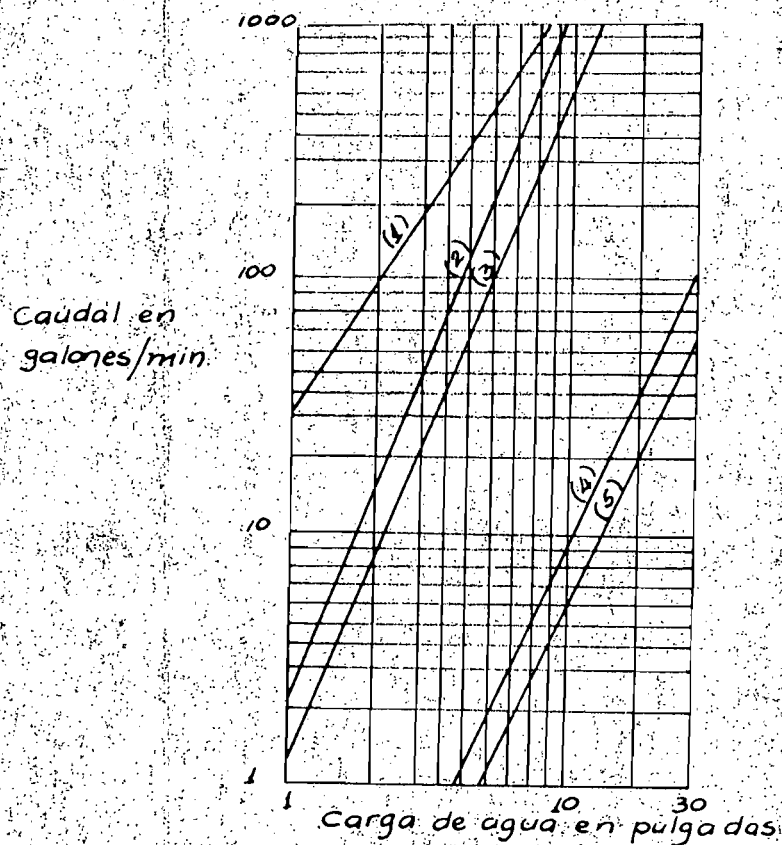


Nota: Se puede colocar deflectores para aquietar el flujo. De igual manera se puede variar las dimensiones de la caja para producir las condiciones anteriores.

Fig 4 Caja amortiguadora conteniendo un vertedor. (Tomado de ref. 11)

Nota:

La (1) puede usarse, para estimar el flujo sobre listones de un clarificador.



- (1) Para vertedor rectangular de pared delgada flujo por pie de longitud
- (2) Para vertedor triangular con $\theta = 90^\circ$
- (3) Para vertedor triangular con $\theta = 60^\circ$
- (4) Para vertedor triangular con $\theta = 90^\circ$ (G.P.M. x 100)
- (5) Para vertedor triangular con $\theta = 60^\circ$ (G.P.M. x 100)

Fig 5 .- Diagrama Para Calcular gastos, conociendo el Nivel Del Agua sobre la cresta (Tomado de ref. 13)

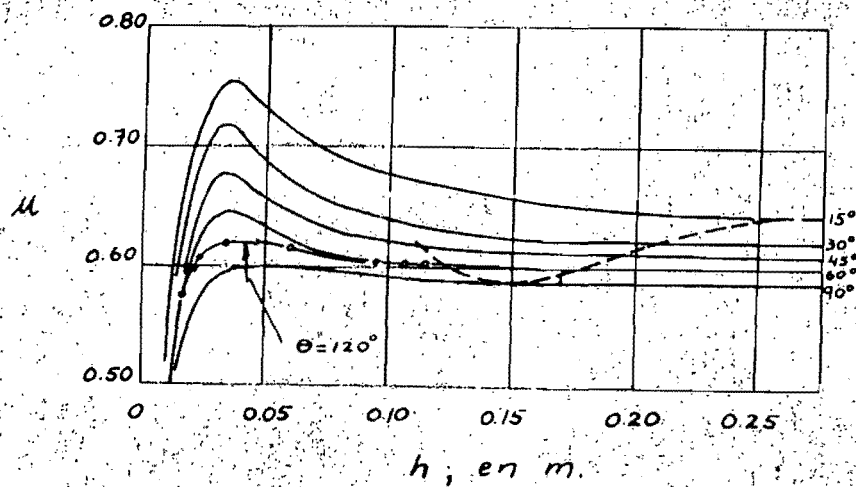


Fig. 6 Coeficiente de gasto μ ; de vertedores triangulares en la fórmula de la Universidad de Chile

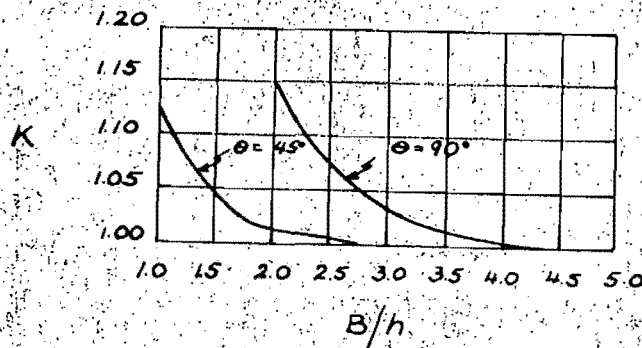
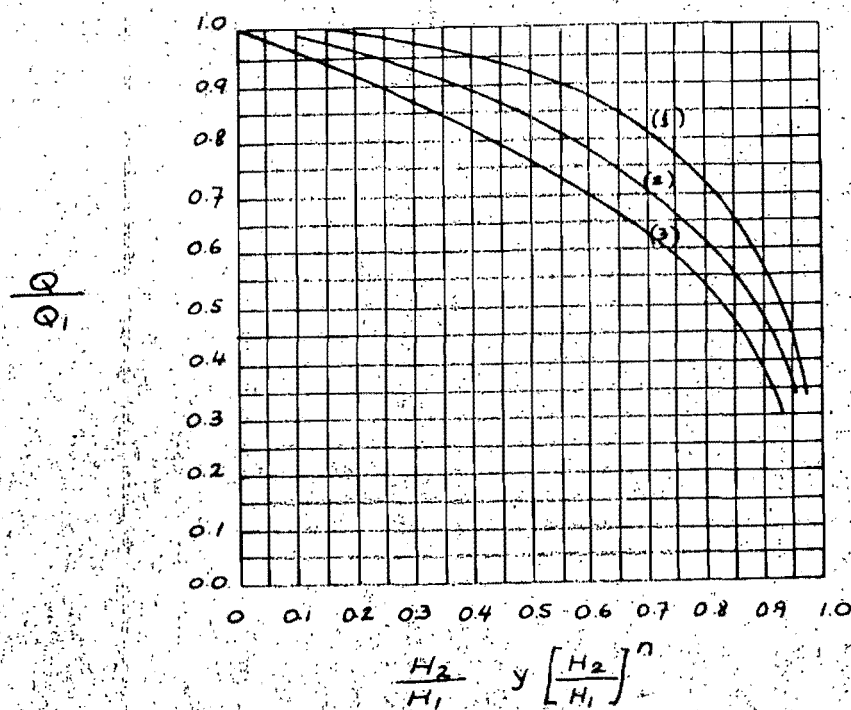


Fig. 7 Valores De K ; en la fórmula de la Universidad de Chile para vertedores triangulares.

(Tomado de ref. 18)



- (1) Q/Q_1 en función de H_2/H_1 para vertedores triangulares de 90°
 (2) Q/Q_1 en función de H_2/H_1 para vertedores rectangulares
 (3) Q/Q_1 en función de $\left(H_2/H_1\right)^n$ para todos los vertedores de cresta viva.

Q = Gasto para condición sumergida en, m^3/s

Q_1 = Gasto libre ($H_2 < 0$) en, m^3/s

n = Exponente en la fórmula del gasto libre $Q_1 = CH_1^n$

Fig 8 Cúrvas Basadas en los ensayos reportados por Villemonste y Mavis. (Tomado de ref. 6)

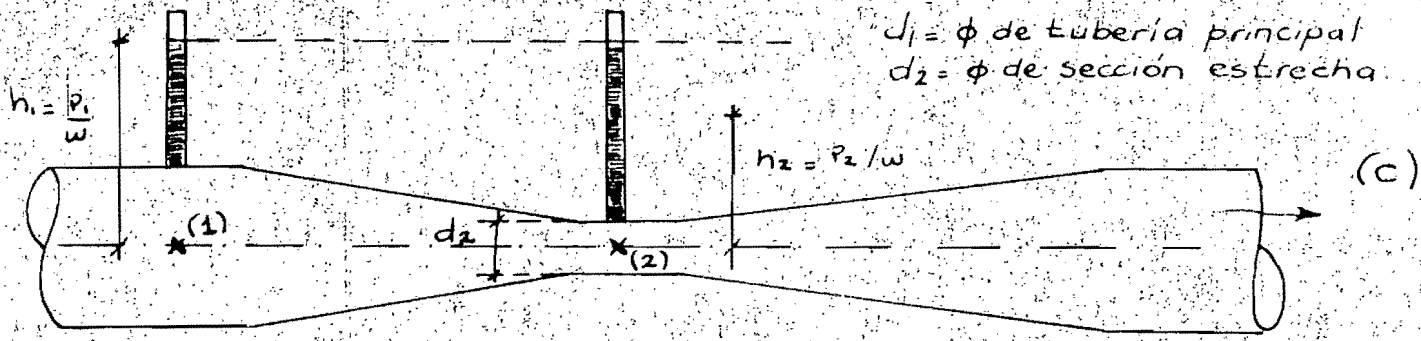
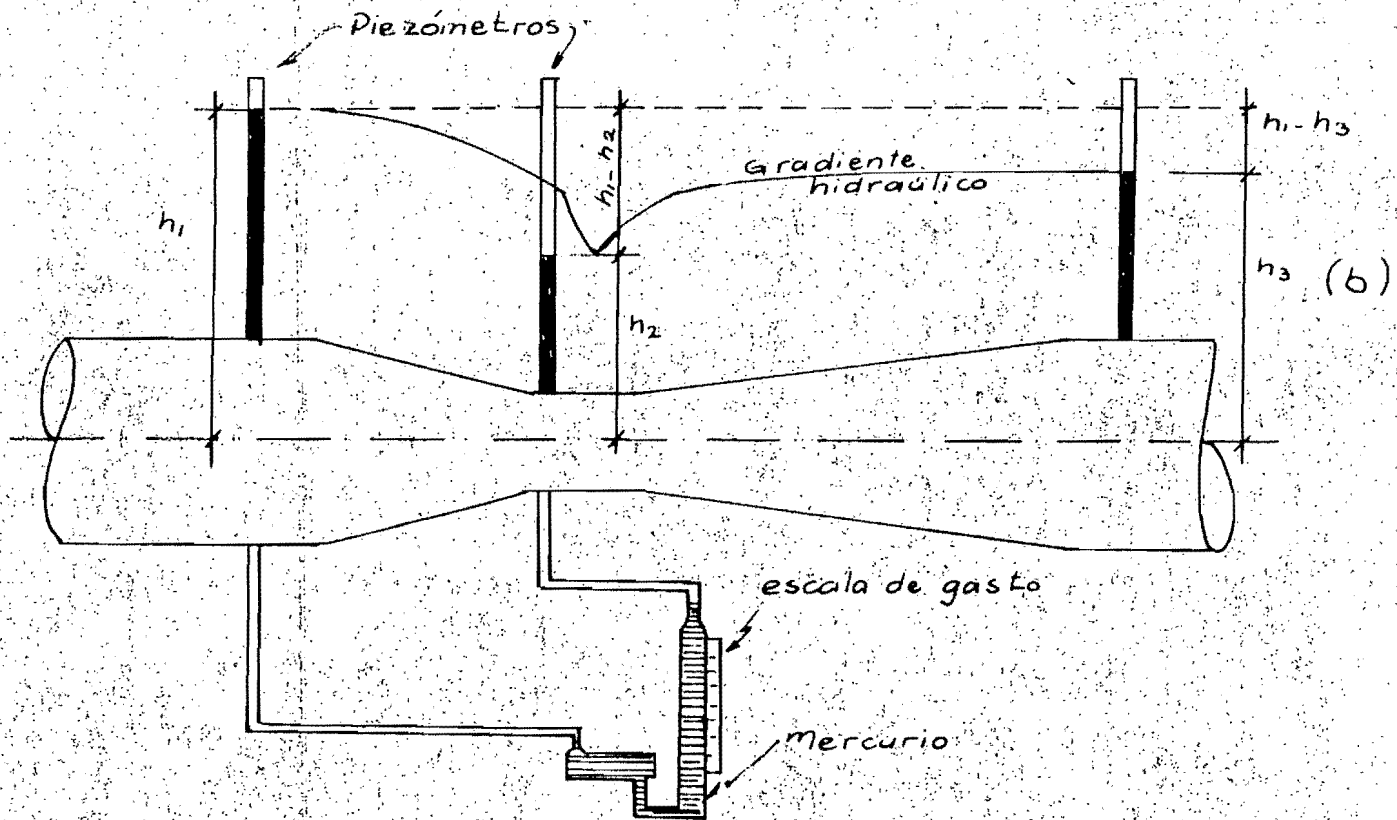
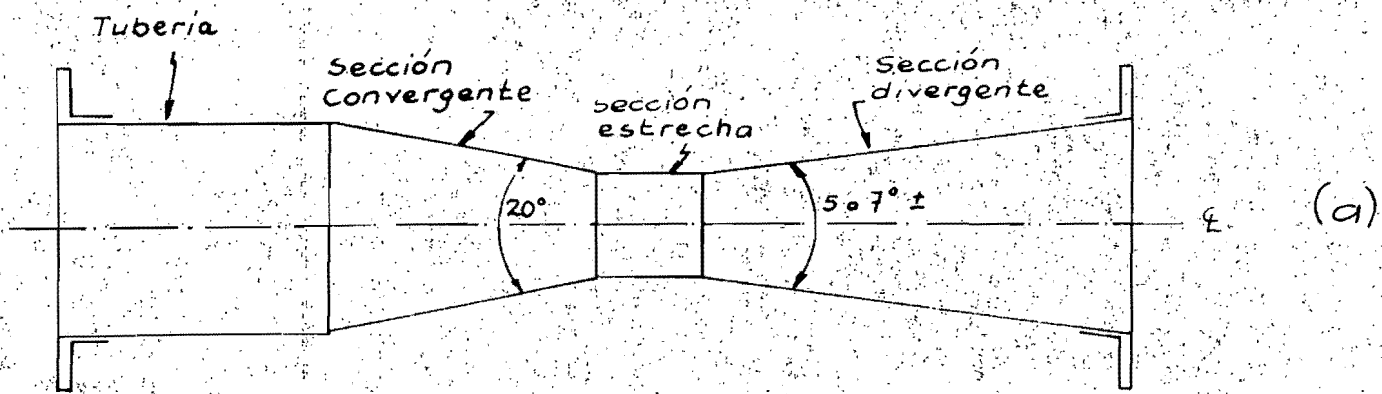
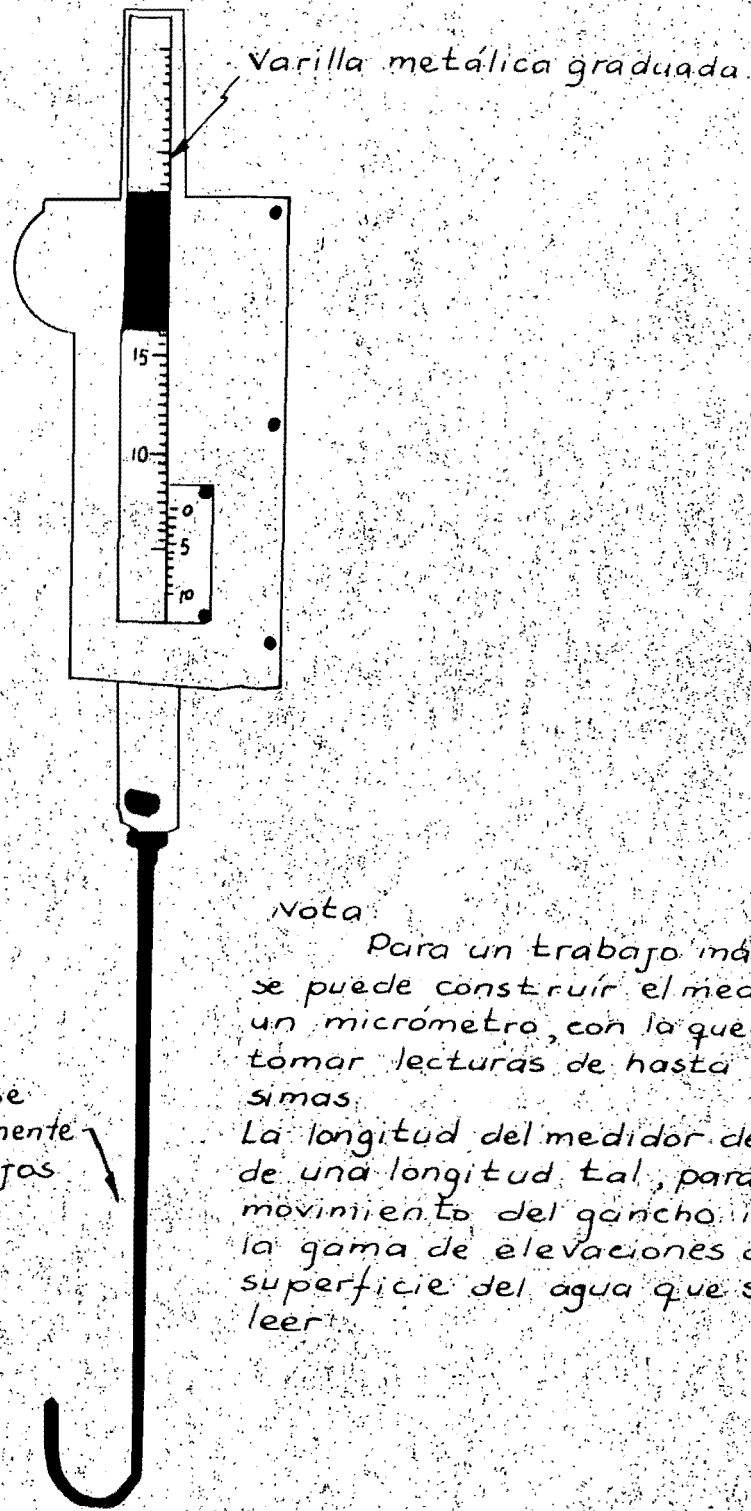


Figura 9. Medidor Venturi
(Tomado de ref 6)



Gancho que se desliza verticalmente sobre soportes fijos

Nota
 Para un trabajo más preciso, se puede construir el medidor con un micrómetro, con lo que se puede tomar lecturas de hasta 10 milésimas.
 La longitud del medidor debe ser de una longitud tal, para que el movimiento del gancho incluya la gama de elevaciones de la superficie del agua que se deben leer.

Figura 10 Medidor de ganchos (Tomado de ref. 11)

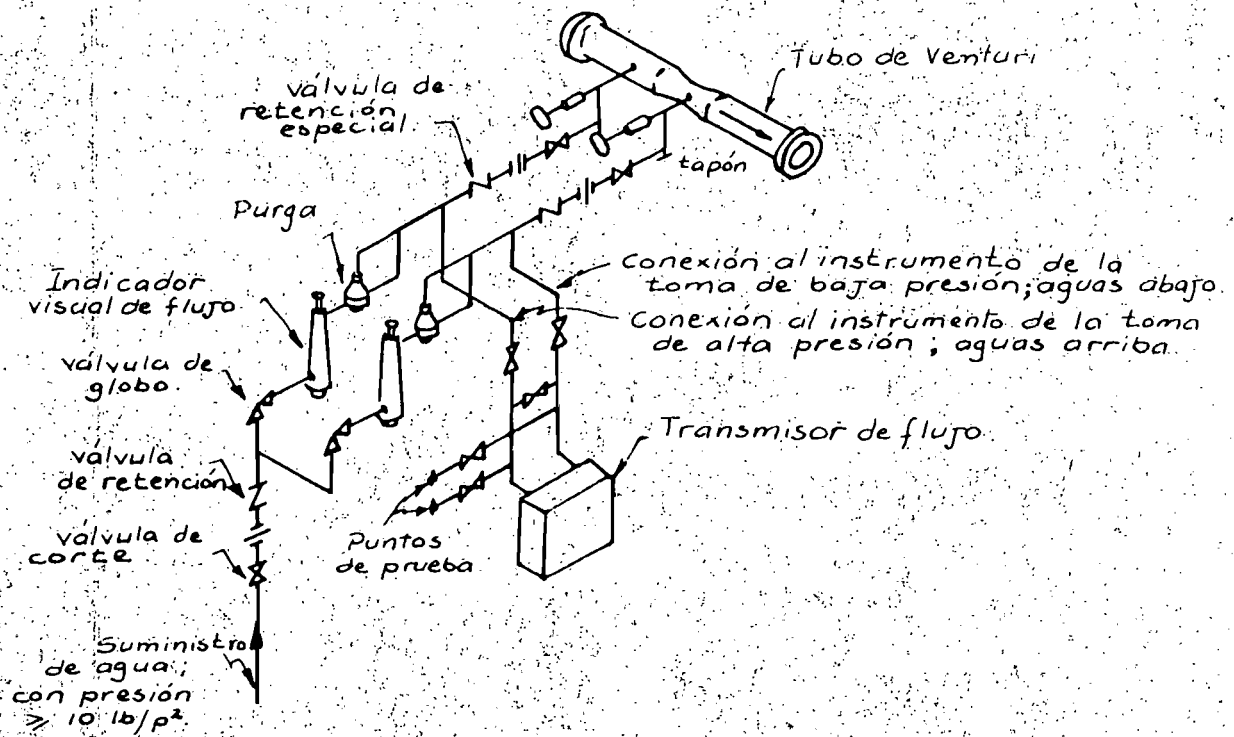


Figura 11. Sistema De Limpieza Continua Por Chorro De Agua Para Tubo Venturi.
 (Tomado de ref. 12)

Figura 12. Diafragma en una tubería.

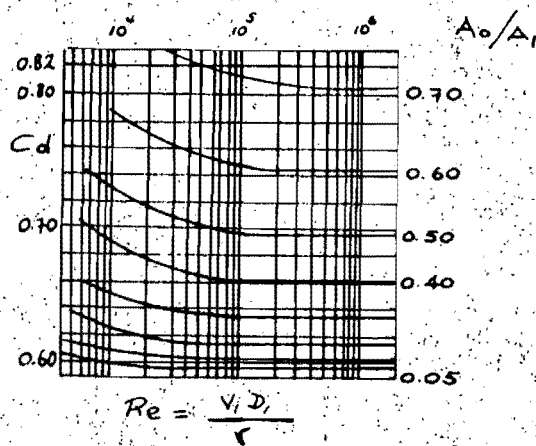
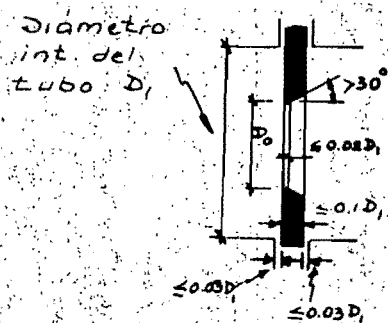
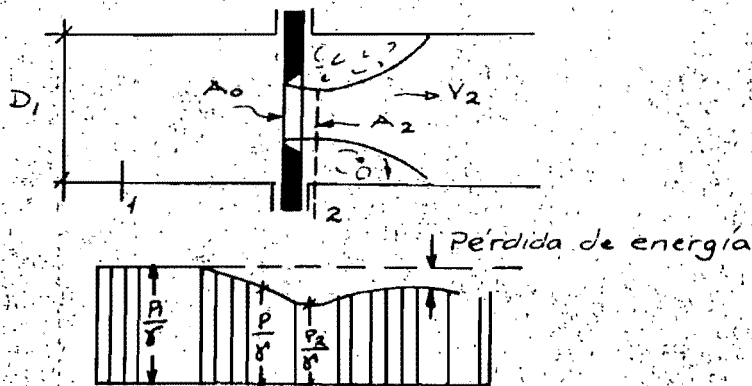
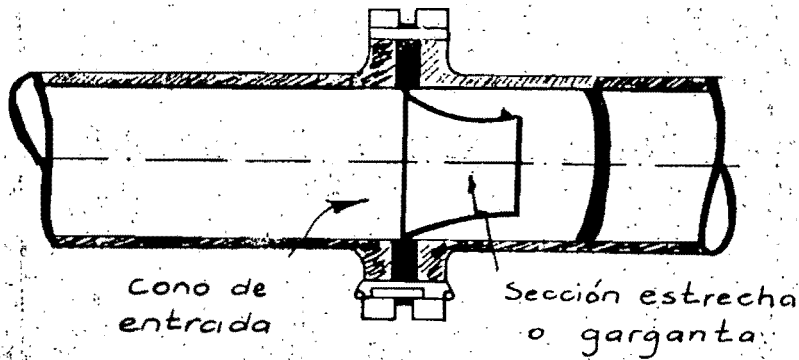


Figura 13. Diafragma tipo VDI y coeficientes de gasto: C_d

(Tomado de ref. 18)

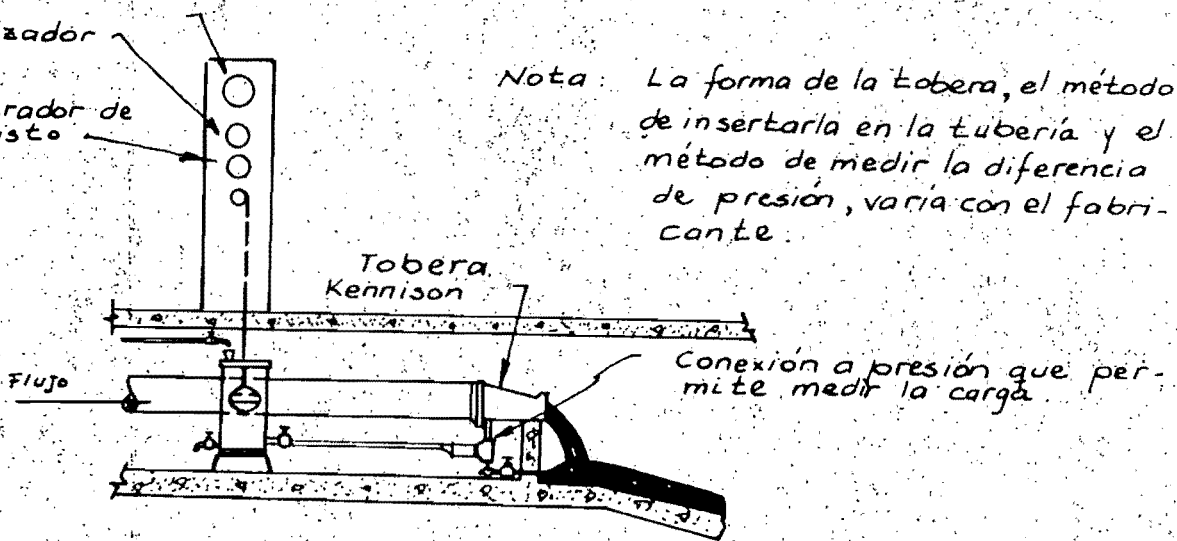
Figura 14. Tobera tlpica
(Tomado de ref. 11)



Indicador de
gasto

Totalizador

Registrador de
gasto



Nota: La forma de la tobera, el método de insertarla en la tubería y el método de medir la diferencia de presión, varía con el fabricante.

Figura 15. Instalación de una tobera Kennison en el extremo de una tubería, para la medida del caudal.
(Tomado de ref. 12)

Fig. 16. Esquema de una tobera VDI

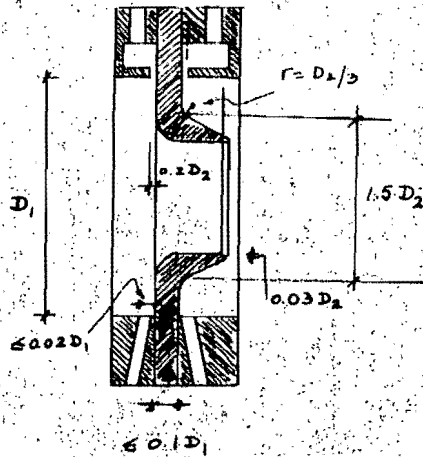


Fig. 17. Diagrama de una tobera
(Tomados de ref. 18)

$$C_d = \frac{C_v}{\sqrt{1 - \left(\frac{A_2}{A_1}\right)^2}}$$

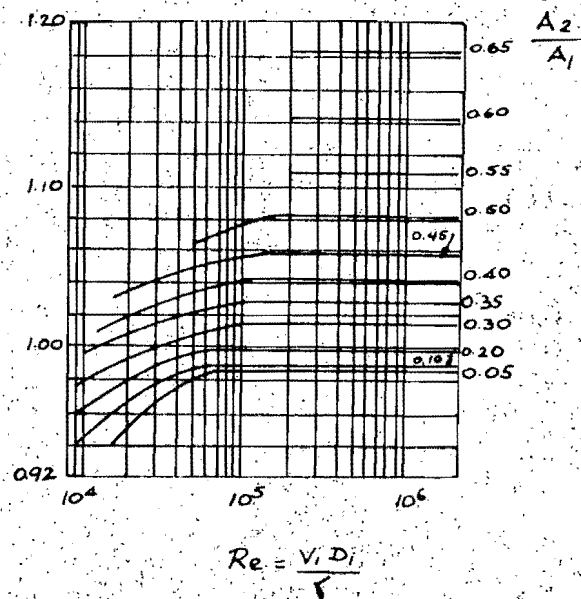
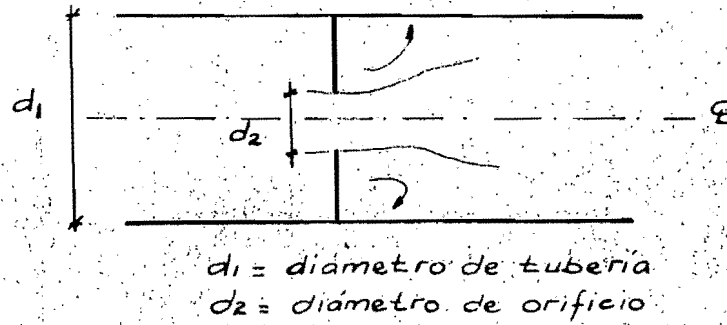


Fig. 18

Coeficientes de gasto, C_d
 (Tomado de ref. 18)

Fig. 19. Esquema de orificio en un tubo



ORIFICIO			
Arista viva	Redondeada	Tubo Corto	Entrante o de borda
$C = 0.61$	$C = 0.98$	$C = 0.80$	$C = 0.51$

Fig. 20. Orificios y su Coeficiente
 (Tomado de ref. 11)

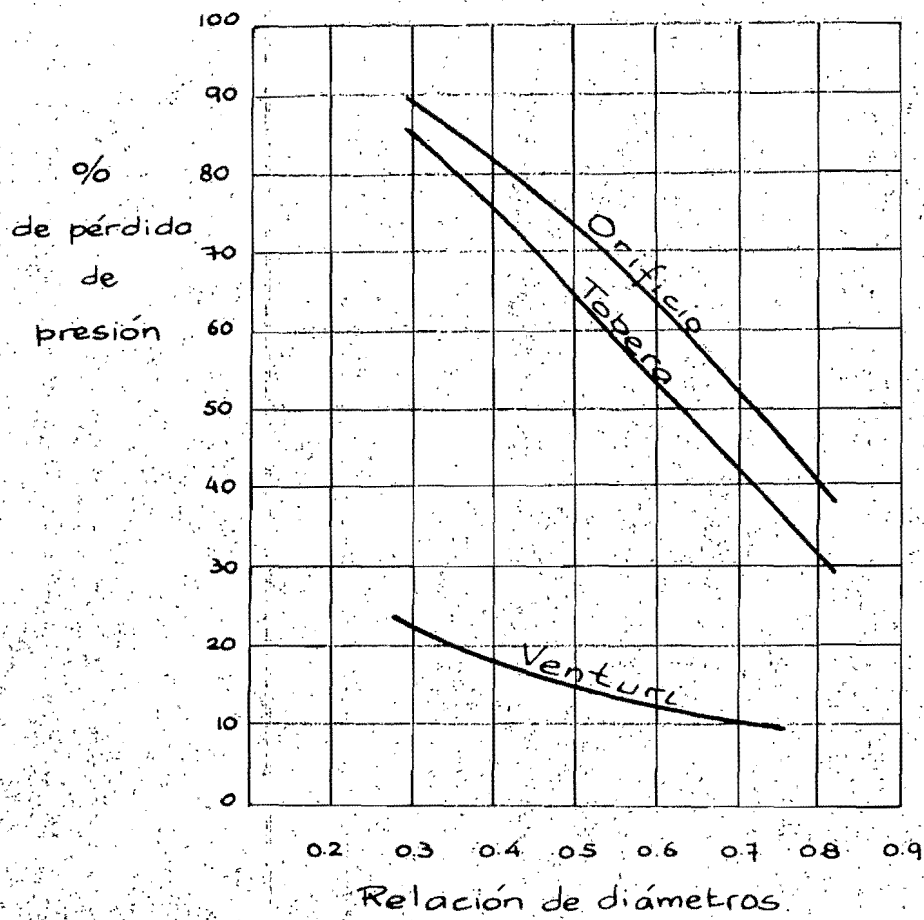
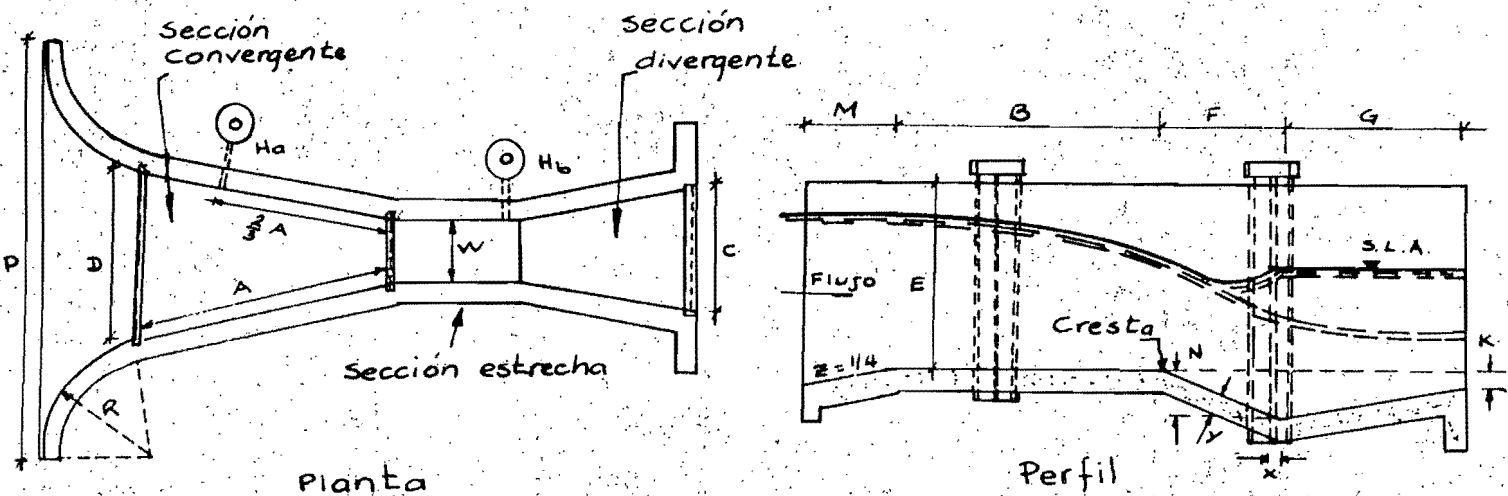


Fig. 21 Pérdida de presión de elementos primarios
 Diagrama comparativo
 (Tomado de ref. 11)



- W = Tamaño del canal Parshall
 A = Longitud de la pared lateral de la sección convergente
 B = Longitud axial de la sección convergente
 C = Ancho del Parshall; aguas abajo
 D = Ancho del Parshall; aguas arriba
 E = Altura del canalón
 F = Longitud de la sección estrecha
 G = Longitud de la sección divergente
 K = Diferencia de elevación entre la cresta y la parte más baja del canalón aguas abajo ó en el extremo
 M = Longitud del piso de aproximación
 N = Profundidad entre la cresta y la parte baja de la sección estrecha
 P = Ancho entre las paredes o muros
 R = Radio de los muros
 x = Distancia horizontal desde el punto más bajo de la sección convergente al punto de medición; H_b
 S.L.A. = Superficie libre del agua

Nota: Para dimensiones y capacidad del Parshall, para varios anchos de la sección estrecha; véase tabla 9.

Fig. 22 Planta y Elevación de un canal Parshall.
(Tomado de ref. 21.)

- Nota: (a) Tasa de sumergencia en pie^3/s . a través de un Parshall de 3".
 (b) Tasa de sumergencia, pie^3/s , en un Parshall de 6".
 (c) Tasa de sumergencia; pie^3/s , en un Parshall de 9".

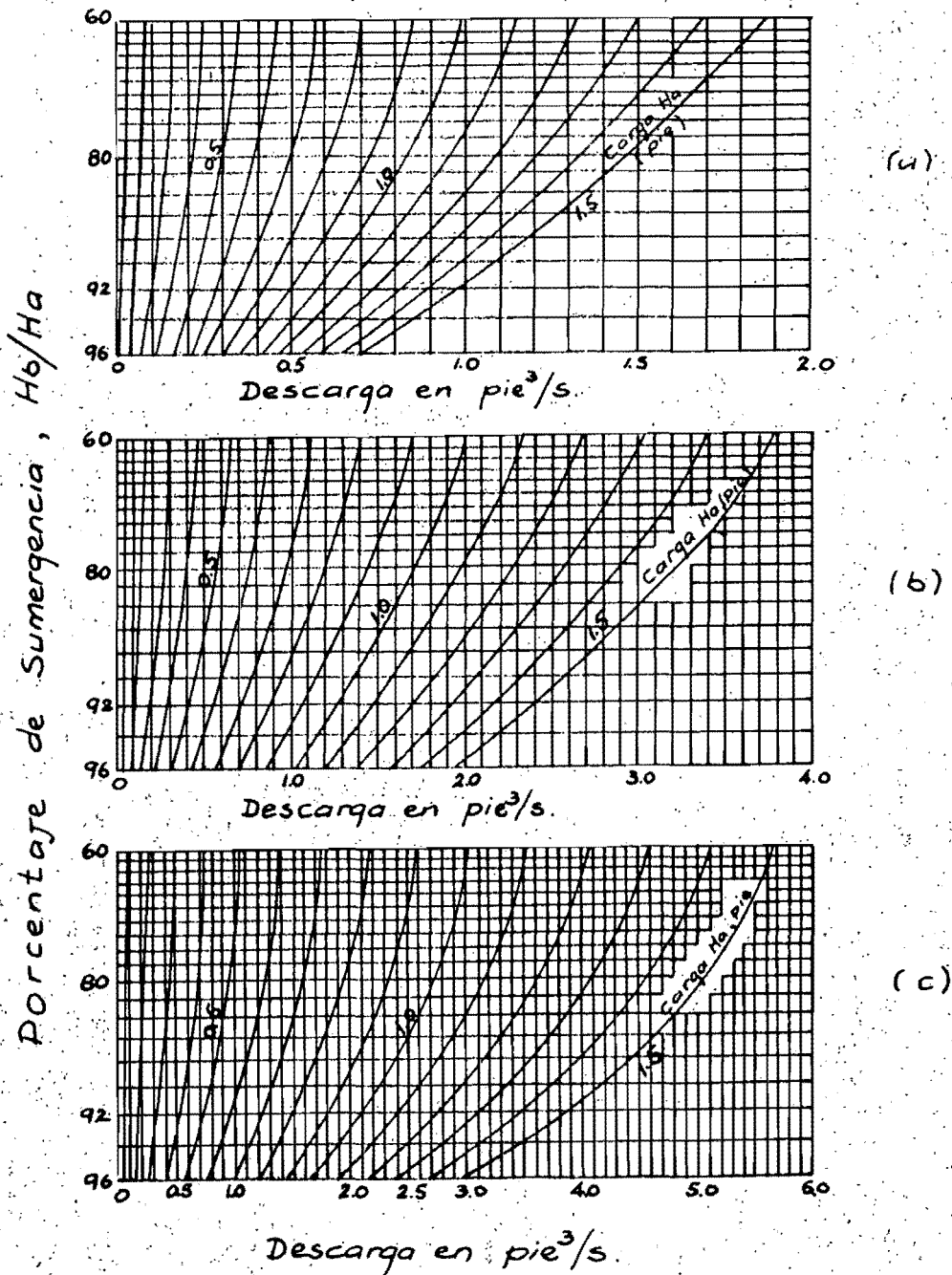
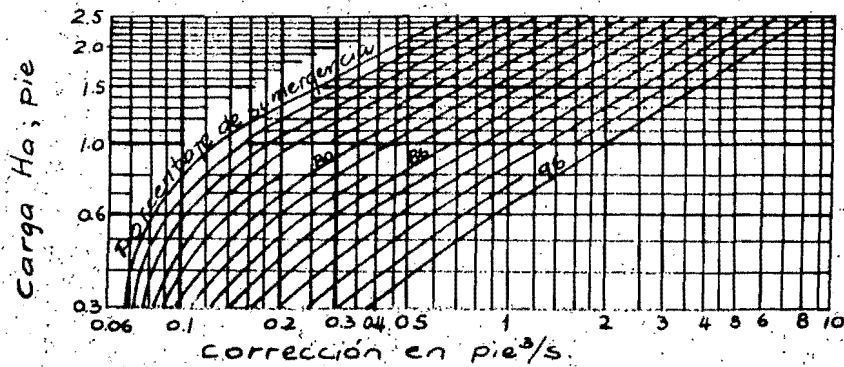
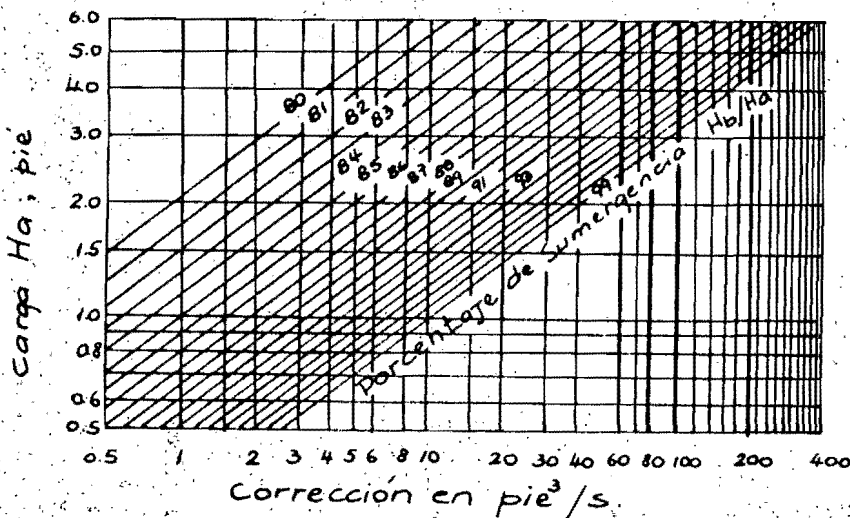


Fig. 23. - Diagramas para el cálculo de flujo sumergido a través del medidor Parshall de varios tamaños. (Tomado de ref. 21).



(d)



(e)

(d) Diagrama para calcular la tasa de flujo sumergido en pie^3/s , a través de un Parshall de 1 pie.

(e) Diagrama para determinar la corrección en $\text{pie}^3/\text{s}/10$ pies de cresta, para descarga sumergida.

Fig. 23. Diagramas para calcular el flujo sumergido a través de un Parshall de varios tamaños.

(Tomado de ref. 21).

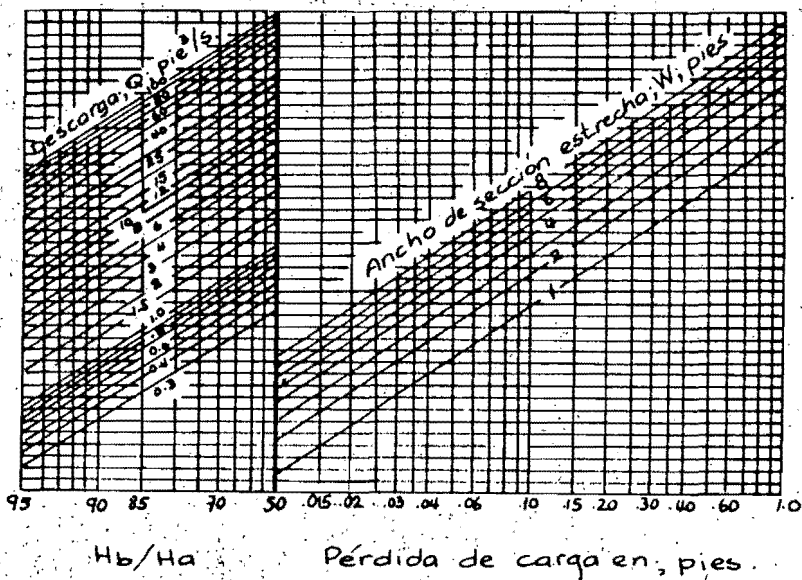
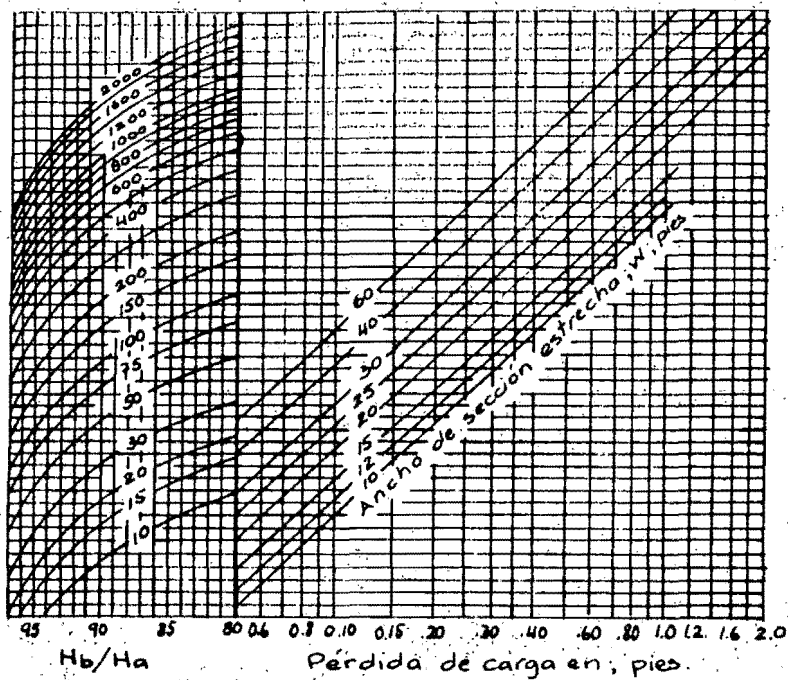


Fig. 24. Diagramas para calcular las pérdidas de carga en Parshall de varios tamaños (Tomado de ref. 21)

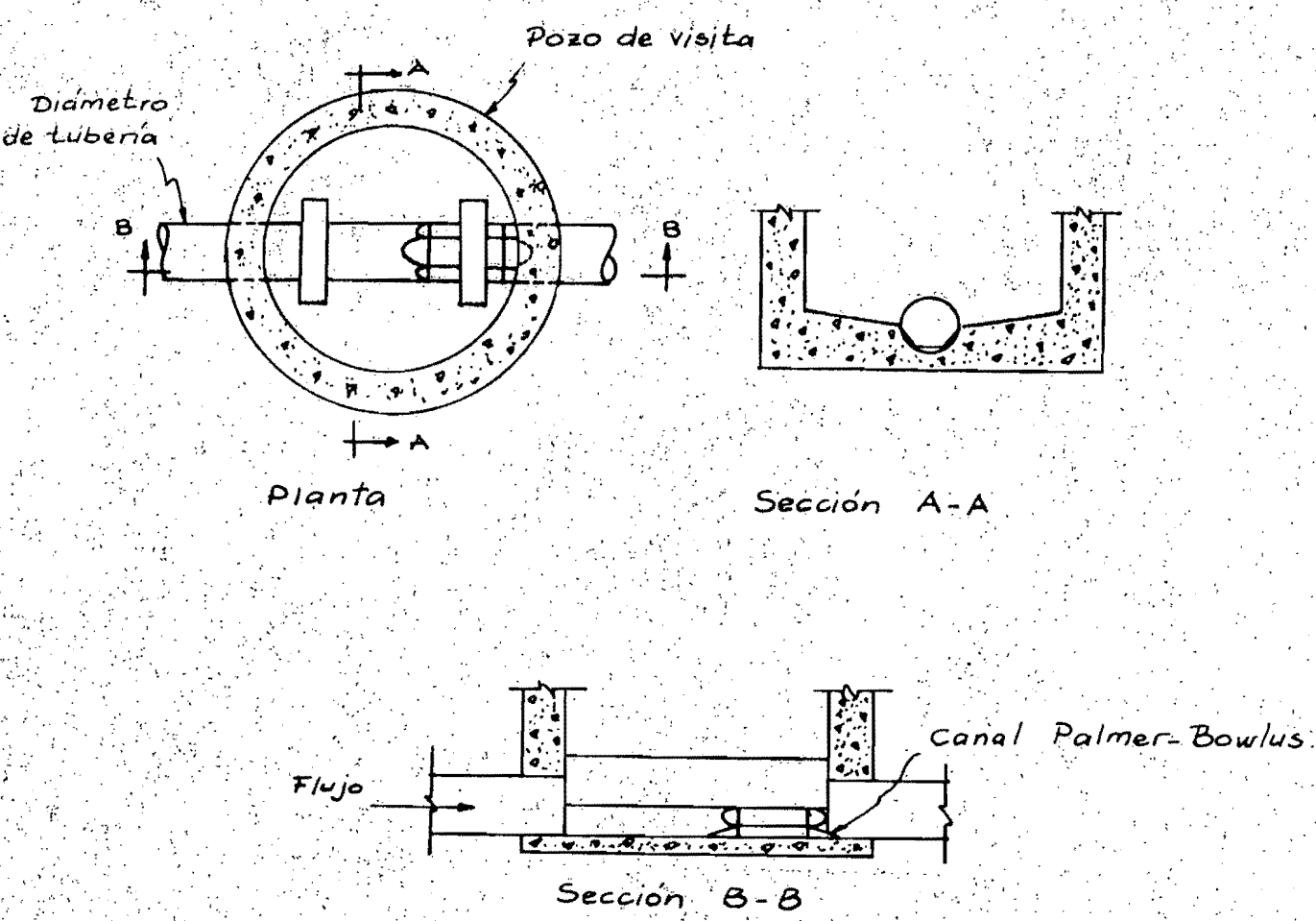
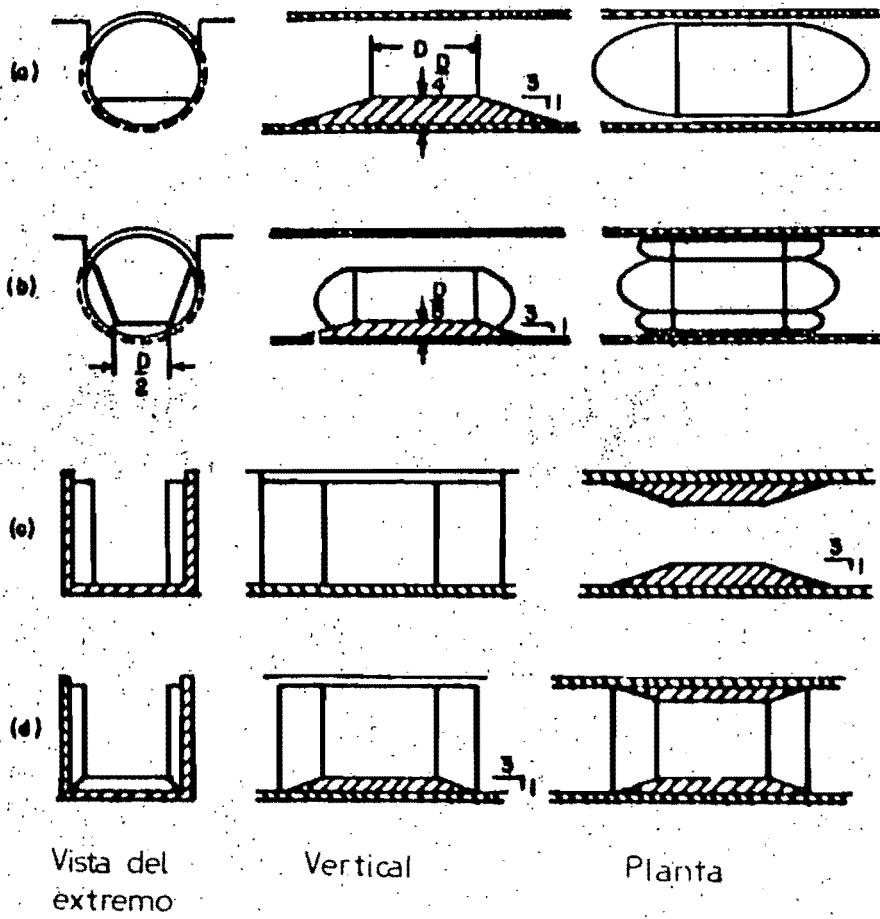


Fig. 25 Instalación de un canal de aforo Palmer-Bowlus (Tomado de ref. 12)

Fig. 26.- VARIAS FORMAS DE CANAL PALMER - BOWLUS
 (Tomado de ref. 11)



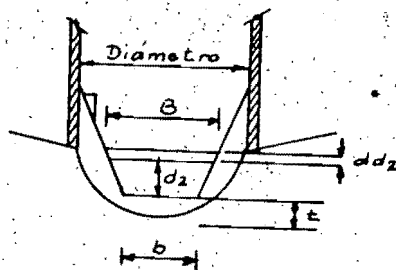
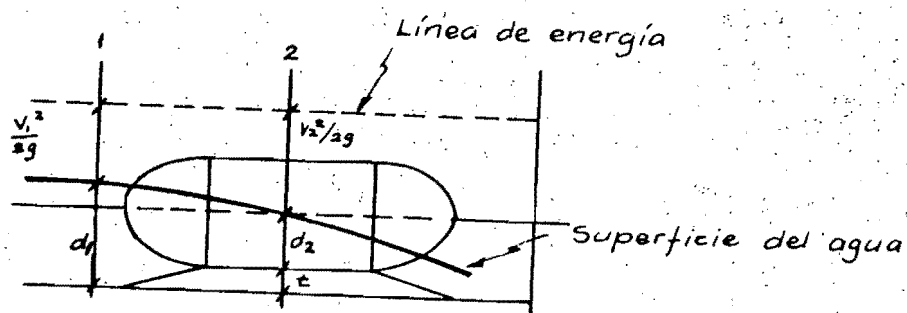
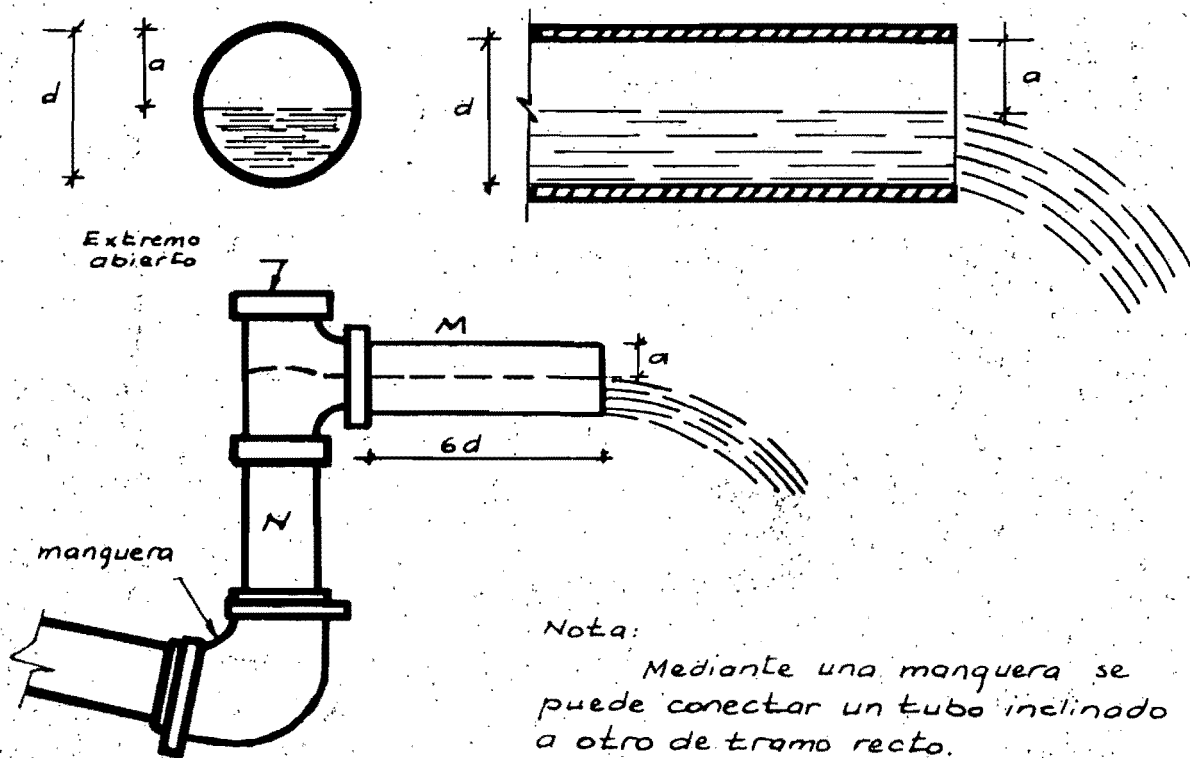
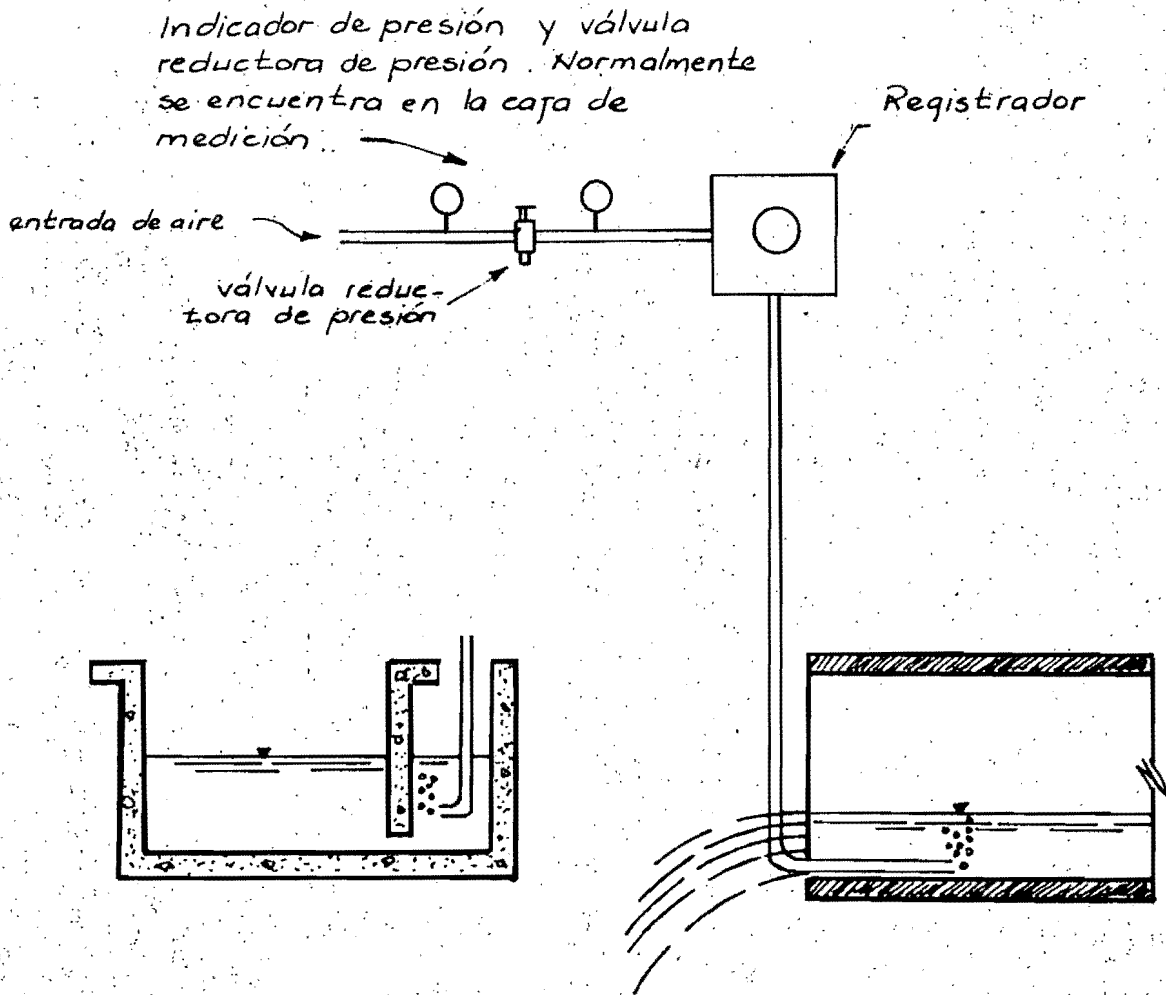


Fig. 27. Vista Seccional de un Canal de aforo Palmer-Bowlus. (Tomado de ref. 12)



a = distancia desde el nivel del agua hasta la parte superior interna de la alcantarilla.
 d = diámetro interno del tubo.

Fig. 28 Método del Tubo California
 (Tomado de ref. 11)



Nota: Este método que nos sirve para medir la profundidad del flujo; puede ser usado en canales abiertos o en cajas amortiguadoras.

Fig. 29.

(Tomado de ref. 11)

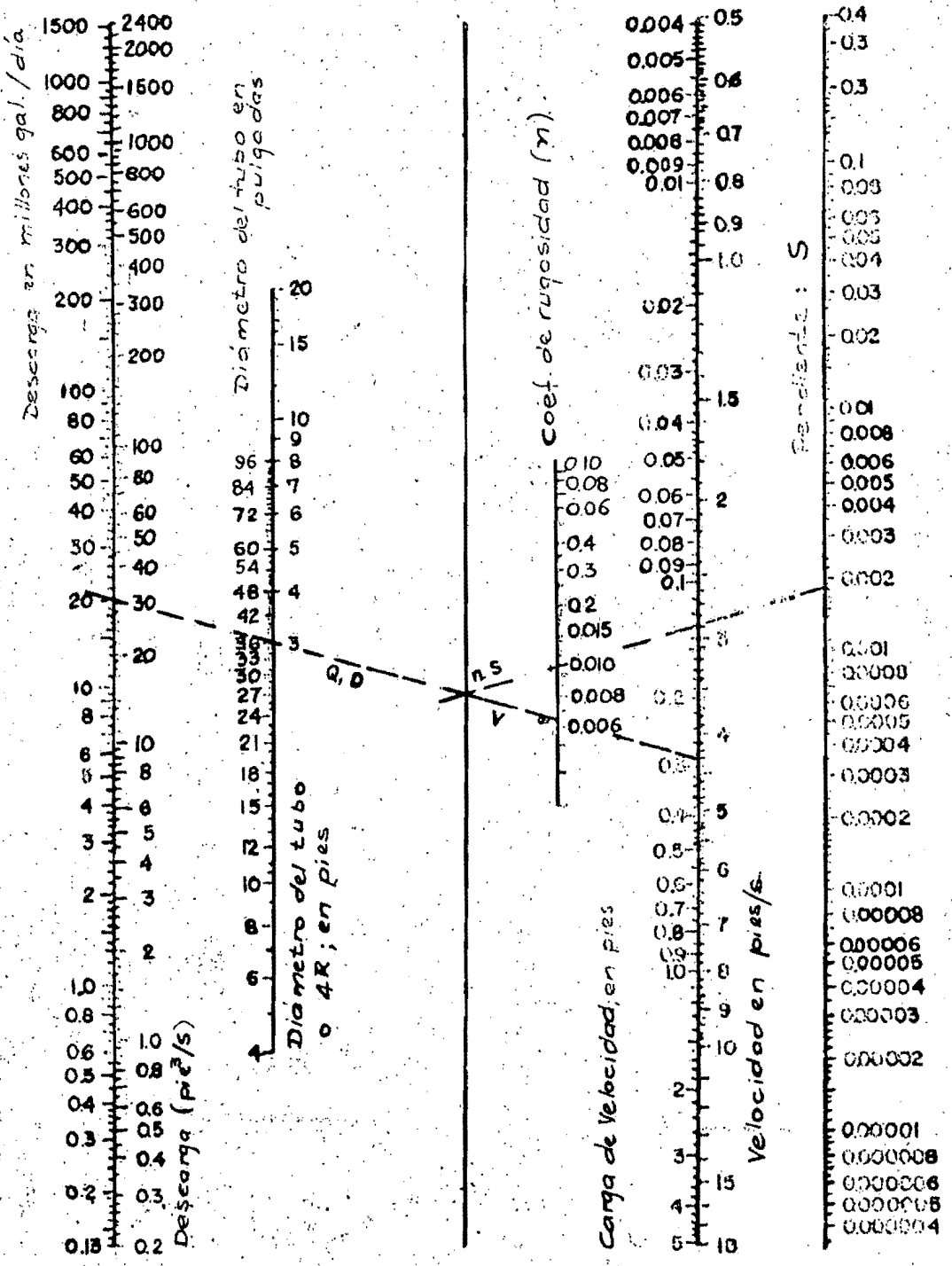


Fig. 30 Diagrama para la fórmula de Manning a tubo lleno. (Tomado de ref. 11).

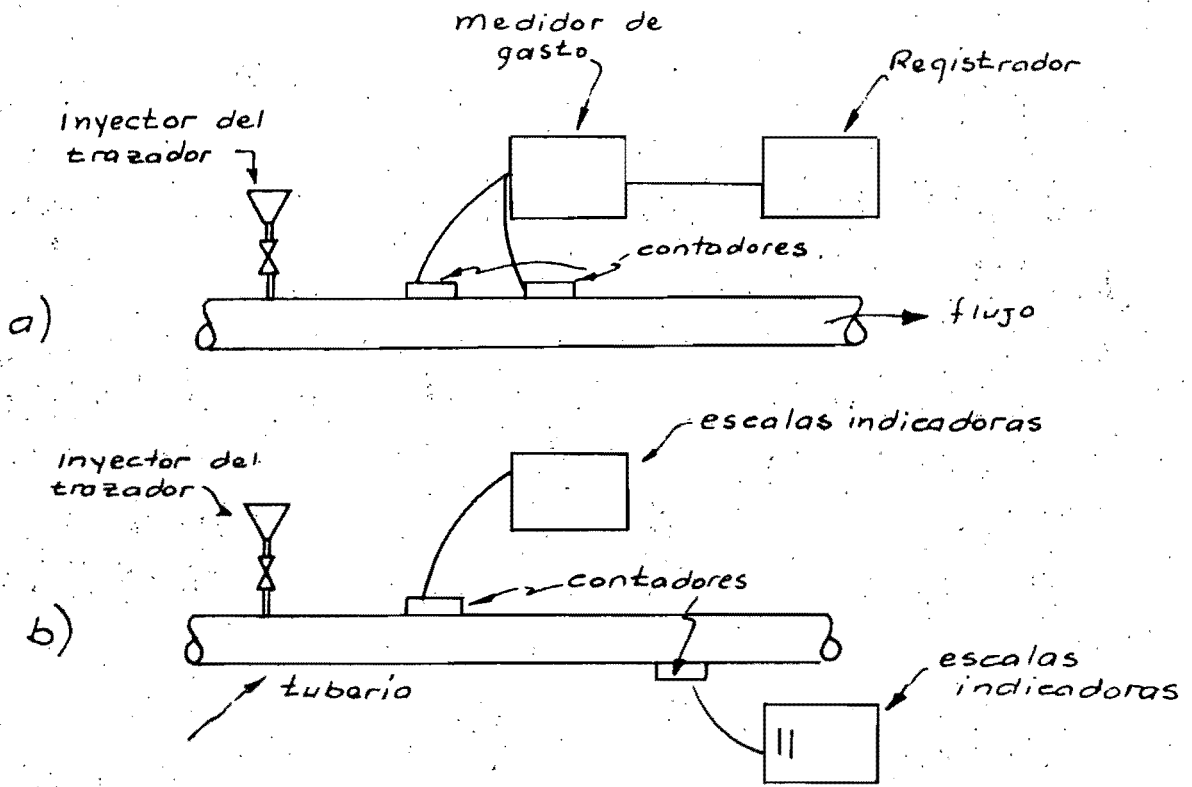


Fig. 31. Medida del caudal utilizando trazadores.

a) tiempo de paso

b) contaje total.

(Tomado de ref. 25)

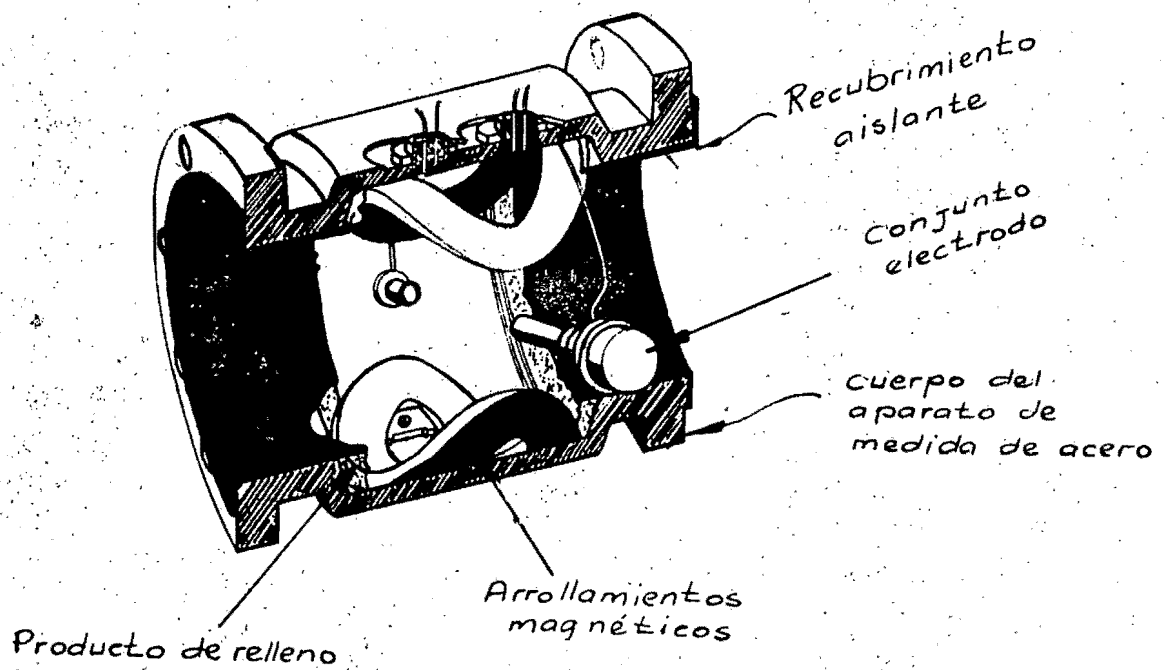


Fig. 32. Esquema representativo de un medidor de Caudal magnético.
(Tomado de ref. 11).

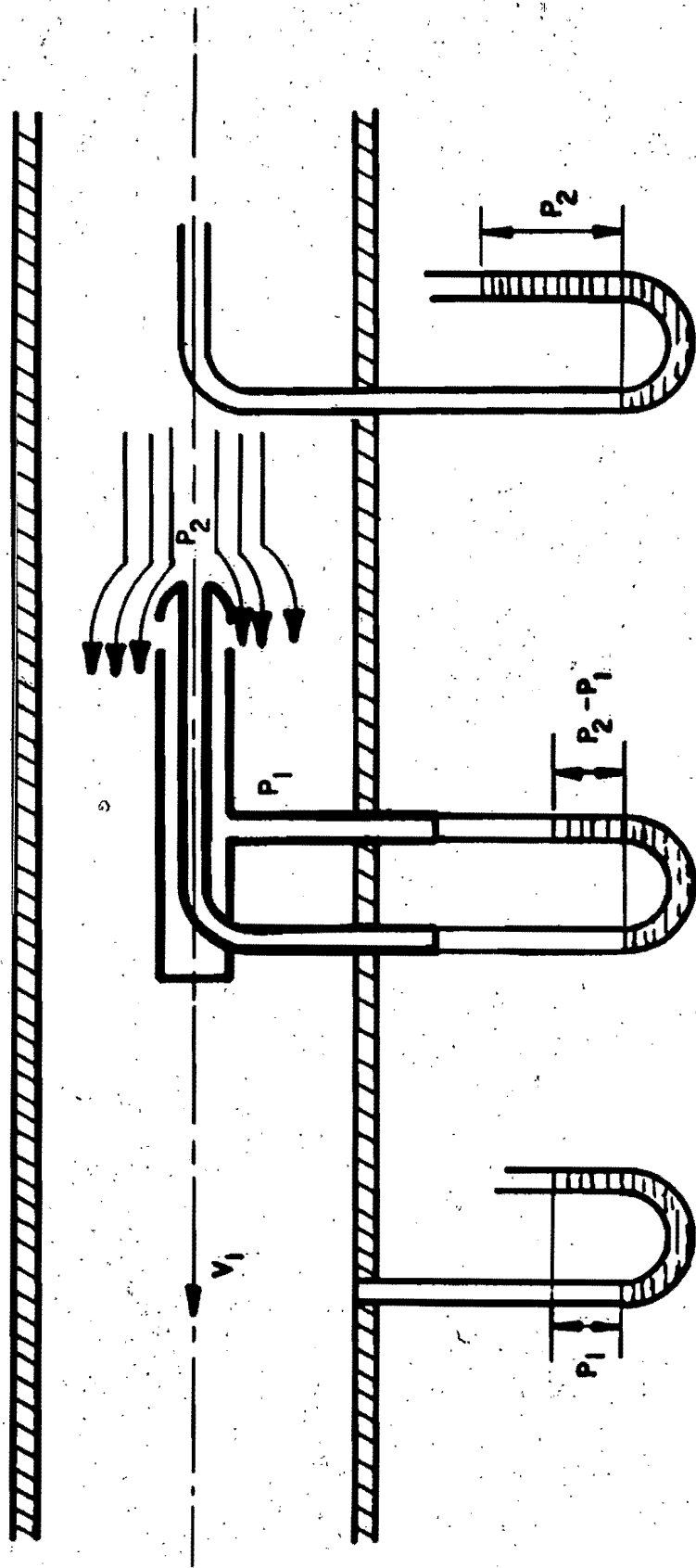


Fig. 33. Tubo de Pitot (Tomado de ref. 11)

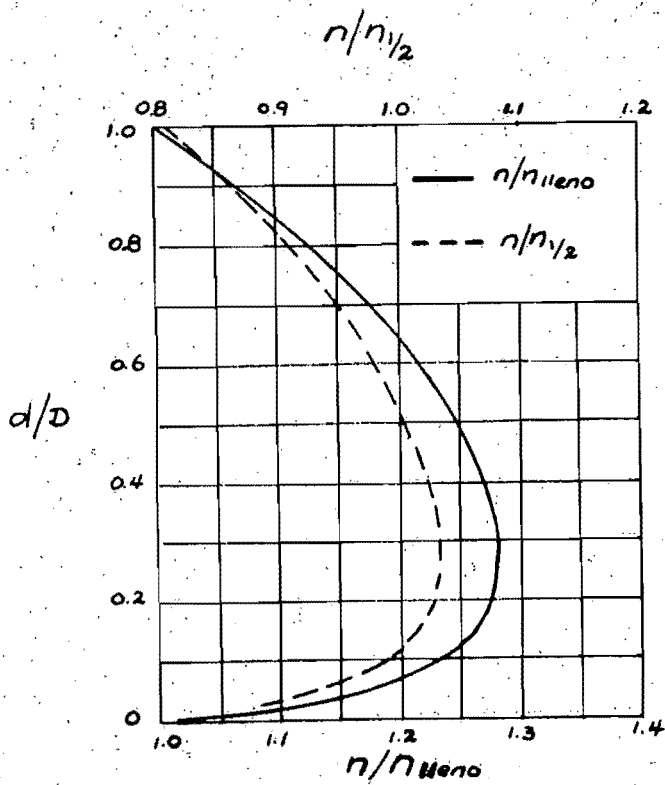


Fig. 34. Distribución de la n ; de Manning vs profundidad relativa en una sección circular. (Tomado del artículo de la WPCF)³⁹

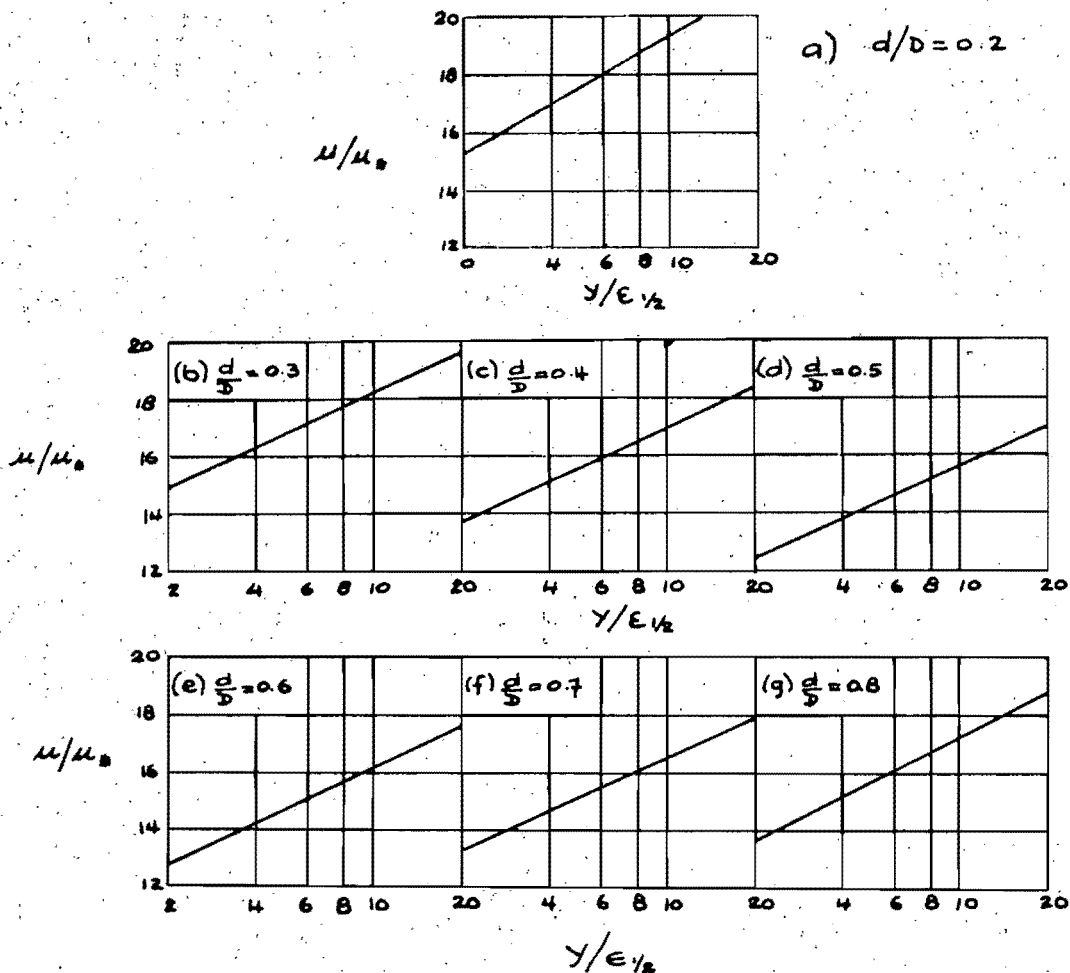


Fig. 35. Distribución de Velocidades en eje central vertical para profundidades relativas desde 0.2 a 0.8 (Tomado de artículo WPCF)³⁹

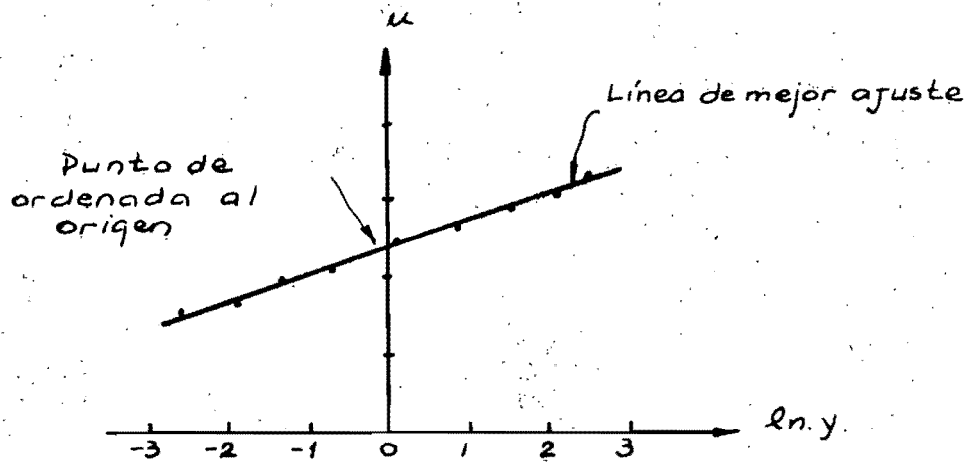
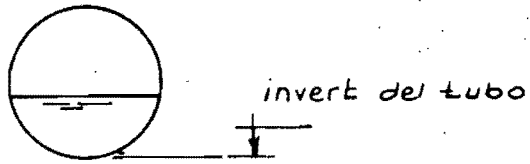


Fig. 36

Trazo ilustrativo de la velocidad en el eje vertical central v_0 el logaritmo natural de la distancia sobre el invert de la tubería.
 (Tomado del artículo WPCF) ³⁹

VI. T A B L A S

Tabla 1. Descarga mínima para vertedor de escotadura en V $\neq 90^\circ$.
(Tomado de ref. 11)

Carga en el vertedor (pies)	Descarga (Lt/s)
0.02	0.003
0.03	0.10
0.04	0.024
0.05	0.048
0.075	0.124
0.10	0.252
0.15	0.660
0.20	1.322
0.25	2.236
0.30	3.501

Tabla 2. Fórmulas experimentales para determinar los coeficientes de gasto μ o C ; aplicables a las ecuaciones: (15) y (16) para vertedores triangulares con diferentes ángulos Θ ; en el vértice.
 B ; representa al ancho del canal de llegada y w el desnivel entre el vértice del vertedor y el fondo de dicho canal.

(Tomado de ref. 18)

Autor: Universidad Católica de Chile.

Fórmula: $C = \frac{g}{15} (2g)^{1/2} \tan(\Theta/2) \cdot \mu \cdot K$.

Límites de aplicación: Vale para $15^\circ \leq \Theta \leq 120^\circ$

La profundidad w no tiene influencia en el coeficiente de gasto.

Observaciones:

μ ; coeficiente experimental depende de h y Θ ; según la fig. 6.

K ; es otro coeficiente que depende de B/h según la fig. 7 y vale 1; si $B/h \geq 5$ para $\Theta = 90^\circ$ y si $B/h \geq 2.75$ para $\Theta = 45^\circ$.

Autor: Gourley y Crimp.

Fórmula: $C = \frac{1.32 \tan(\Theta/2)}{h^{0.03}}$

Límites de aplicación: Vale para ángulos Θ de 45° , 60° y 90° y para profundidades w grandes.

Observaciones: Esta fórmula sustituida en la ec. (16) conduce a la ecuación:

$$Q = 1.32 \tan(\Theta/2) h^{2.48}$$

Autor : Hagly.
Fórmula : $\mu = \left[0.5812 + \frac{0.00375}{h} \right] \left\{ 1 + \left[\frac{h^2}{B(h+w)} \right]^2 \right\}$
Límites de aplicación : Vale para $\Theta = 90^\circ$
 $0.10 \text{ m.} \leq h \leq 0.50 \text{ m.}$ y profundidades w
pequeñas.
Observaciones : Es de las fórmulas precisas para ver-
tedores con $\Theta = 90^\circ$.

Autor : Barr
Fórmula : $\mu = 0.565 + \frac{0.0087}{h^{0.5}}$
Límites de aplicación : Vale para $\Theta = 90^\circ$ con cargas
 $0.05 \text{ m.} \leq h \leq 0.25 \text{ m.}$
 $w \geq 3h$; $B \geq 8h$.
Observaciones : El valor medio $\mu = 0.593$ que resulta
de esta fórmula corresponde bastante
al resultado de Thompson (1861) y que
sustituido en la ec. (15), conduce
a la ec. $Q = 1.4 h^{5/2}$.

Autor : Koch - Yarnall
fórmula : $\mu = 0.58$
Límites de aplicación : Vale para $\Theta = 90^\circ$ con cargas muy grandes
 $w \geq 3h$
 $B \geq 8h$.
Observaciones : No se limita con precisión al rango de
validez.

Autor : Heyndrickx
Fórmula : $\mu = \left[0.5775 + 0.214 h^{1.25} \right] \left\{ 1 + \left[\frac{h^2}{B(h+w)} \right]^2 \right\}$
Límites de aplicación : Vale para $\Theta = 60^\circ$ y cargas normales.
Observaciones : Es bastante precisa.

Diámetro de garganta (cm).	Velocidad en la garganta : m/s.								
	0.90	1.20	1.50	3.0	4.5	6.0	9.0	12.0	15.0
2.54	0.935	0.945	0.949	0.958	0.963	0.966	0.969	0.970	0.972
5.08	0.939	0.948	0.953	0.965	0.970	0.973	0.974	0.975	0.977
10.10	0.943	0.952	0.957	0.970	0.975	0.977	0.978	0.979	0.980
20.30	0.948	0.957	0.962	0.974	0.978	0.980	0.981	0.982	0.983
30.50	0.955	0.962	0.967	0.978	0.981	0.982	0.983	0.984	0.985
45.70	0.963	0.969	0.973	0.981	0.983	0.984	0.985	0.986	0.986
121.90	0.970	0.977	0.980	0.984	0.985	0.986	0.987	0.988	0.988

Tabla 3. Coeficientes de gasto C para medidor Venturi.
(Tomado de ref. 6).

d_2/d_1	K	d_2/d_1	K	d_2/d_1	K	d_2/d_1	K	d_2/d_1	K
0.20	3.48	0.33	3.50	0.46	3.56	0.59	3.71	0.72	4.07
0.21	3.48	0.34	3.50	0.47	3.56	0.60	3.72	0.73	4.11
0.22	3.48	0.35	3.50	0.48	3.57	0.61	3.75	0.74	4.16
0.23	3.48	0.36	3.50	0.49	3.58	0.62	3.76	0.75	4.21
0.24	3.48	0.37	3.51	0.50	3.59	0.63	3.79	0.76	4.26
0.25	3.48	0.38	3.51	0.51	3.60	0.64	3.81	0.77	4.32
0.26	3.48	0.39	3.51	0.52	3.61	0.65	3.84	0.78	4.38
0.27	3.49	0.40	3.52	0.53	3.62	0.66	3.86	0.79	4.45
0.28	3.49	0.41	3.53	0.54	3.64	0.67	3.89	0.80	4.53
0.29	3.49	0.42	3.53	0.55	3.65	0.68	3.92	0.81	4.61
0.30	3.49	0.43	3.54	0.56	3.66	0.69	3.96	0.82	4.70
0.31	3.49	0.44	3.54	0.57	3.67	0.70	3.99	0.83	4.80
0.32	3.49	0.45	3.55	0.58	3.69	0.71	4.03	0.84	4.91

Tabla 4. Valores de K en la fórmula establecida para el medidor Venturi.
(Tomado de ref. 6).

Temperatura °C.	4.5	15.5	26.5	38.0	49.0	65.5	93.0
f.	1.4	1.0	0.8	0.6	0.5	0.4	0.3

Tabla 5. Factores de corrección para temperaturas diferentes a 15.5° C.
(Tomado de ref. 6).

$\frac{d_2}{d_1}$	Coefficiente C
0.2	—
0.3	0.61
0.4	0.61
0.5	0.61
0.6	0.61
0.7	0.61
0.8	0.64
0.9	0.71

d_1 = diámetro del tubo
 d_2 = diámetro del orificio

Tabla 6. Coeficientes de descarga para orificios
 (Tomado de ref. 11).

Tamaño de la canaleta W (pie)	factor de corrección
1.0	1.0
1.5	1.4
2.0	1.8
3.0	2.4
4.0	3.1
6.0	4.3
8.0	5.4

Tamaño de la canaleta : W (pie)	factor de corrección
10	1.0
12	1.2
15	1.5
20	2.0
25	2.5
30	3.0
40	4.0
50	5.0

Tablas 7, 8: Factores de corrección para diversas dimensiones de la
 garganta del Parshall.
 (Tomado de ref. 21).

Q	Canal Parshall de 1' de sección estrecha.	Palmer - Bowling	Vertedor		
			Rectangul.	Cipote III	V
0.5	0.08	0.04	0.29	0.28	0.52
1.0	0.14	0.08	0.46	0.44	0.69
1.5	0.38	0.17	0.75	0.69	0.92

Tabla 10. Pérdidas de carga comparativas en pies.
 (Tomado de ref. 11).

W	A		$\frac{2}{3}A$		B		C		D		E		F		G		K	N	R		M		P		X	Y	Gasto sin sumersión		
	ft.	in.	ft.	in.	ft.	in.	ft.	in.	ft.	in.	ft.	in.	ft.	in.	ft.	in.	in.	in.	ft.	in.	ft.	in.	ft.	in.	in.	in.	min.	Max.	
																											pie ³ /s	pie ³ /s.	
0	3	1	6 ^{3/8}	1	1/4	1	6	0	7	0	10 ^{3/4}	2	0	0	6	1	0	1	2 ^{1/4}	1	4	1	0	2	6 ^{1/4}	1	1 ^{1/2}	0.03	1.9
0	6	2	7 ^{1/10}	1	4 ^{5/16}	2	0	1	3 ^{1/2}	1	3 ^{5/8}	2	0	1	0	2	0	3	4 ^{1/2}	1	4	1	0	2	11 ^{1/2}	2	3	0.05	3.9
0	9	2	10 ^{5/8}	1	11 ^{1/8}	2	10	1	3	1	10 ^{5/8}	2	6	1	0	1	6	3	4 ^{1/2}	1	4	1	0	3	6 ^{1/2}	2	3	0.09	8.9
1	0	4	6	3	0	4	4 ^{3/8}	2	0	2	9 ^{1/4}	2	0	2	0	3	0	2	9	1	8	1	3	4	10 ^{3/4}	2	3	0.11	16.1
1	6	4	9	3	2	4	7 ^{3/8}	2	6	3	4 ^{3/8}	3	0	2	0	3	0	3	9	1	8	1	3	5	6	2	3	0.15	24.6
2	0	5	0	3	4	4	10 ^{7/8}	3	0	3	11 ^{1/2}	3	0	2	0	3	0	3	9	1	8	1	3	6	1	2	3	0.42	33.1
3	0	5	6	3	8	5	4 ^{3/4}	4	0	5	1 ^{3/8}	3	0	2	0	3	0	3	9	1	8	1	3	7	3 ^{1/2}	2	3	0.61	50.4
4	0	6	0	4	0	5	10 ^{5/8}	5	0	6	4 ^{1/4}	3	0	2	0	3	0	3	9	2	0	1	6	8	10 ^{3/4}	2	3	1.3	67.9
5	0	6	6	4	4	6	4 ^{1/2}	6	0	7	6 ^{5/8}	3	0	2	0	3	0	3	9	2	0	1	6	10	1 ^{1/4}	2	3	1.6	85.6
6	0	7	0	4	8	6	10 ^{3/8}	7	0	8	9	3	0	2	0	3	0	3	9	2	0	1	6	11	3 ^{1/2}	2	3	2.6	103.5
7	0	7	6	5	0	7	4 ^{1/4}	8	0	9	11 ^{3/8}	3	0	2	0	3	0	3	9	2	0	1	6	12	6	2	3	3.0	121.4
8	0	8	0	5	4	7	10 ^{1/8}	9	0	11	1 ^{3/4}	3	0	2	0	3	0	3	9	2	0	1	6	13	8 ^{1/4}	2	3	3.5	139.5

Tabla 9. Dimensiones y Capacidades del Medidor Parshall para varios anchos de sección estrecha; W.

(Tomado de ref. 21).

Tabla II.- Valores de M para las secciones contraídas.

A_2/A_1	M	A_2/A_1	M	A_2/A_1	M
0.00	4.43	0.21	4.53	0.42	4.88
0.01	4.43	0.22	4.54	0.43	4.90
0.02	4.43	0.23	4.55	0.44	4.93
0.03	4.43	0.24	4.56	0.45	4.96
0.04	4.43	0.25	4.57	0.46	4.98
0.05	4.43	0.26	4.59	0.47	5.02
0.06	4.43	0.27	4.60	0.48	5.04
0.07	4.44	0.28	4.61	0.49	5.08
0.08	4.44	0.29	4.62	0.50	5.11
0.09	4.44	0.30	4.64	0.51	5.14
0.10	4.45	0.31	4.66	0.52	5.18
0.11	4.45	0.32	4.67	0.53	5.22
0.12	4.46	0.33	4.69	0.54	5.26
0.13	4.46	0.34	4.71	0.55	5.30
0.14	4.47	0.35	4.72	0.56	5.34
0.15	4.48	0.36	4.75	0.57	5.39
0.16	4.48	0.37	4.76	0.58	5.43
0.17	4.49	0.38	4.78	0.59	5.48
0.18	4.50	0.39	4.81		
0.19	4.51	0.40	4.83		
0.20	4.52	0.41	4.85		

Tomado de ref. 6.

Relación de	$\frac{\text{Profundidad del flujo}}{\text{diámetro de alcantarilla}}$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
	$\frac{\text{Sección transversal del flujo}}{\text{Sección transversal de alc.}}$	0.05	0.14	0.25	0.37	0.50	0.63	0.75	0.86	0.95	1.0
	$\frac{\text{Volumen de flujo parc. lleno}}{\text{Volumen a flujo lleno}}$	0.02	0.08	0.18	0.33	0.49	0.67	0.84	0.98	1.07	1.0
	$\frac{\text{Velocidad de flujo parc. lleno}}{\text{Velocidad a flujo lleno.}}$	0.33	0.56	0.74	0.87	0.98	1.07	1.13	1.16	1.13	1.0

Tabla 12.. Relaciones de flujo trabajando a tubo parcialmente lleno; a flujo trabajando a tubo lleno.

(Tomado de ref. 11).

<u>Material</u>	<u>Valor; n; de Manning.</u>
Conductos cerrados	
Tubería de asbesto - cemento	0.011 - 0.015
Ladrillo	0.013 - 0.017
Tubo de hierro fundido	
No revestido (nuevo)	-
Bañado de asfalto (nuevo)	-
Revestido de cemento e impermeabilizado	0.011 - 0.015
Concreto (monolítico).	
Forma lisa	0.012 - 0.014
Forma rugosa	0.015 - 0.017
Tubería de concreto	0.011 - 0.015
Tubería de metal corrugado	
Liso	0.022 - 0.026
Plantilla pavimentada	0.013 - 0.022
Recubierto de asfalto	0.011 - 0.015
Canales Abiertos	
Canales revestidos	
a) Asfalto	0.013 - 0.017
b) Ladrillo	0.012 - 0.018
c) Concreto	0.011 - 0.020
d) Piedra bruta o enrocado	0.020 - 0.035
Canales excavados o dragados	
Tierra, uniforme y recto	0.020 - 0.030
Tierra, bastante uniforme	0.025 - 0.040
Roca	0.030 - 0.045
Sin mantenimiento.	0.050 - 0.14

Tabla 13. Valores del coeficiente de rugosidad de la fórmula de Manning.

(Tomado de ref. 11).

Prueba # (1)	Profundidad relativa d/D (2)	Pendiente de la línea de ener- gía. S (3)	Velocidad cortante μ (4)	Número de Froude F(5)
11	0.1	0.126	0.250	3.69
21	0.2	0.044 3	0.207	2.27
22		0.060 0	0.241	2.64
23		0.091 2	0.298	3.30
24		0.124 8	0.348	3.85
31	0.3	0.032 9	0.213	2.01
32		0.041 0	0.244	2.24
33		0.064 1	0.297	2.79
34		0.068 3	0.306	2.89
35		0.093 6	0.359	3.35
36		0.098 0	0.367	3.46
37		0.099 1	0.369	3.46
41	0.4	0.046 5	0.283	2.40
42		0.055 5	0.311	2.67
43		0.067 0	0.340	2.86
44		0.080 0	0.371	3.16
45		0.090 5	0.380	3.22
46		0.091 7	0.395	3.30
47		0.110	0.434	3.68
51	0.5	0.069 2	0.373	2.87
52		0.076 5	0.392	3.01
53		0.087 3	0.418	3.22
54		0.091 7	0.430	3.30
55		0.111	0.473	3.59
56		0.112	0.473	3.64
57		0.125	0.502	3.85
61	0.6	0.032 9	0.271	2.02
62		0.035 4	0.281	2.13
63		0.040 1	0.299	2.27
64		0.045 3	0.318	2.42
65		0.049 0	0.331	2.52
71	0.7	0.016 6	0.199	1.39
72		0.019 4	0.215	1.41
73		0.018 2	0.208	1.51
74		0.021 7	0.228	1.53
75		0.025 2	0.245	1.60
76		0.023 1	0.235	1.61
77		0.030 3	0.269	1.79
78		0.029 9	0.267	1.81
79		0.032 6	0.279	1.93
79a		0.037 3	0.298	2.09
79b		0.044 3	0.325	2.20

$\mu =$ en pie/s.

Cont. tabla 14

81	0.8	0.016 5	0.201	1.25
82		0.017 9	0.209	1.30
83		0.020 0	0.221	1.39
84		0.016 6	0.199	1.42
85		0.021 4	0.229	1.47

Tabla 14.- información para las pruebas experimentales
(Tomado de artículo WPCF)³⁹

Profundidad relativa $\frac{d}{D}$	M	N	Coefficiente de correlación R_c	λ
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
0.2	2.49	230	0.993	1260
0.3	2.06	676	0.990	172
0.4	2.06	382	0.973	469
0.5	2.01	251	0.973	259
0.6	2.09	230	0.991	310
0.7	2.00	373	0.975	378
0.8	2.26	310	0.940	506
0.1 ^a	2.50	299	—	1642

a; Estimación de una sola prueba.

Tabla 15.- Coeficientes para $\mu/\mu_* = M \ln(Ny/E_{1/2})$ y
para $\mu_* = 2 \ln(\lambda/E_{1/2})$.
(Tomado de art. WPCF)³⁹

VII. REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

7.1 REFERENCIAS

- (1) Horton, R.E. : "Weir Experiments", "Coefficients and Formulas," "U.S. Geological Survey Water Supply and Irrigation Paper 200", 1907.
- (2) King, H.W., y E. F. Brater: "Handbook of Hydraulics", 4ta. Ed.
- (3) Williams, G.S., y A. Hazen: "Hydraulic Tables", 3ra. Ed.
- (4) G. H. Hickox: "Aeration of Spillways", "Transactions American Society of Civil Engineers", Vol. 109, págs 537-556, 1944.
- (5) Vilemonte, J.R.: "Submerged Weir Discharge Studies", "Engineering News-Record"
- (6) King y Brater: Manual de Hidráulica, 1962.
- (7) Maris, F.T.: "How to Calculate Flow over Submerged Thin-Plate Weirs", "Eng. News-Record", pág 65, 1949.
- (8) Trans. ASCE, Vol. 17, pág 228, 1887
- (9) Ledoux, J.W., "Venturi Tube Characteristics", Trans. ASCE, Vol. 91, 1927.
- (10) NACA, "Technical Memorandum 952"
- (11) "Handbook for Monitoring Industrial Wastewater", "U.S. Environmental Protection Agency Technology Transfer"
- (12) "Wastewater Engineering Treatment/Disposal/Reuse", Metcalf & Eddy, Inc., Segunda Edición.
- (13) "The NALCO Water Handbook"
- (14) V. M. Cone: "The Venturi Flume", "Journal of Agricultural Research", Vol. 9, 1917.
- (15) R. L. Parshall: "The Improved Flume", "Transactions, American Society of Civil Engineers", Vol. 89, 1926.
- (16) Armando Balloffet: "Critical Flow Meters", "Paper 743", "Proceedings, ASCE", Vol. 81, 1955.
- (17) R. L. Parshall: "Measuring Water in Irrigation Channels", U.S. Department of Agriculture, "Farmer's Bulletin No. 1683", October, 1941.
- (18) Sotelo Avila: Hidráulica General

- (19) Hardenbergh y Rodie: Ingeniería Sanitaria
- (20) H. E. Babbitt, E. R. Baumann: Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras.
- (21) Ven Te Chow, Ph.D. : "Open Channel Hydraulics".
- (22) Fair, Geyer y Okun: Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales, Vol. 1.
- (23) Rivas Mijares: Abastecimientos de Agua y Alcantarillados
- (24) Wells and Gotaas: "Design of Venturi Flumes in Circular Conduits", "Transactions, ASCE", Vol. 123, 1958.
- (25) Harold Palmer y Fred Bowlus: "Adaption of Venturi Flumes to Flow Measurements in Conduits", "Transactions, ASCE", Vol. 101, 1936.
- (26) Francis, J.B., Lowell: "Hydraulic Experiments", D. Van Nostrand Company
- (27) Van Leer, B.R.: "The California Pipe Method of Water Measurement", Eng. News-Rec., 1924
- (28) Davis, Sorensen: "Handbook of Applied Hydraulics", 3ra. Ed.
- (29) Metcalf-Eddy: Tratamiento y Depuración de las Aguas Residuales, 1a. Edición.
- (30) Shelley, P.E.; y Kirkpatrick, G.A.: "Sewer Flow Measurement-A State-of-The-Art Assessment", EPA-600-2-75-027, 1975.
- (31) Schilintin, H.: "Boundary Layer Theory"
- (32) Vanon, V.A.: "Velocity Distribution in Open Channels", Civil Eng. 2, 6 356 (Junio, 1941)
- (33) Streeter, V.L. y Wylie: Mecánica de Fluidos
- (34) H. W. King, Wisler, Woodburn: Hidráulica
- (35) Henderson, F.M.: "Open Channel Flows"
- (36) Camp, T.R.: "Design of Sewers to Facilitate Flow", "Sew. Works Journal", 18, 1 (1946)
- (37) Johnson y Leone: "Statistics and Experimental Design", Vol.1,
- (38) Hill, H.O.: "Primary Devices and Meters for Wasteflow Measurements; Sewage and Industrial Wastes" , 1950
- (39) A. David Parr, Judkins, Jones: "Point-Velocity Discharge Measurement Method for Sewers", "Water Pollution Control Federation", 53, 113, Enero 1981.

7.2 BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

King, H.W. y E. F. Brater: "Handbook of Hyraulics" - 4a. Edición

Williams, G.S., y A. Hazen: "Hydraulic Tables", 3ra. Edición

G. H. Hickox: "Aeration of Spillways", "Transactions American Society of Civil Engineers", Vol. 109, págs. 537-556, 1944

King y Brater: Manual de Hidráulica, 1962

"Handbook for Monitoring Industrial Watewater", "U.S. Environmental Protection Agency Technology Transfer"

Metcalf and Eddy: "Wastewater Engineering Treatment/Disposal/Reuse" 2da. Ed.

"The NALCO Water Handbook"

Sotelo Avila: Hidráulica General

Hardenbergh y Rodie: Ingeniería Sanitaria

H. E. Babbitt, E. R. Baumann: Alcantarillado y Tratamiento de Aguas Negras

Ven Te Chow, Ph. D.: "Open Channel Hydraulics"

Fair, Geyer y Okun: Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales, Vol. 1.

Rivas Mijares: Abastecimientos de Agua y Alcantarillados

Francis, J.B.;Lowell: "Hydraulic Experiments", D. Van Nostrand Company.

Davis, Sorensen: "Handbook of Applied Hydraulics", 3ra. Ed.

Metcalf and Eddy: "Wastewater Engineering Treatment/Disposal/Reuse"
1a. Edición

A. David Parr, Judkins, Jones: "Point-Velocity Discharge Measurements Method for Sewers", "Water Pollution Control Federation", 53, 113, Enero 1981.

Shelley, P.E.; y Kirkpatrick, G.A.: "Sewer Flow Measurement-A State-of-the-Art Assessment", EPA-600-2-75-027 , 1975

Schilinting, H: "Boundary Layer Theory"

Wanon, V.A.: "Velocity Distribution in Open Channels", Civil Eng. 2,6 356 (Junio 1941)

Streeter, V.L; y Wylie: Mecánica de Fluídos

H.W. King; Wiler Woodburn: Hidráulica

Henderson, F.M.: "Open Channel Flow"

Camp, T.R.: "Design of Sewers to Facilitate Flow", "Sew Works Journal", 18, 1 , 1946

Johnson y Leone: "Statistics and Experimental Design", Vol. 1

Hill, H.O.: "Primary Devices and Meters for Wasteflow Measurements , Sewage and Industrial Wastes", 1950