

TESIS DE GRADO PARA OPTAR EL TITULO DE :

INGENIERO SANITARIO

PRESENTADA POR EL BACHILLER EN ING. SANITARIA

SR. DOMINGO ANTONIO MONDRAGON CHUQUISENGO

PROMOCION

1972 - 1

1.0 INTRODUCCION

Señor Director del Programa Académico:

Señores Miembros del Jurado:

En cumplimiento a disposiciones establecidas, cábeme la inmensa satisfacción de presentar a vuestra ilustre consideración el trabajo que lleva por título "DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE RUGOSIDAD n DE MANNING EN CANAL RECTANGULAR".

Manifiesto que anteriormente, en volumen aparte materia de nuestra Tesis de Bachiller, se hizo el estudio de la investigación bibliográfica respecto al coeficiente de rugosidad " n ", en donde se llegó a la conclusión de realizar pruebas experimentales propias.

Nuestra investigación ha tenido como objetivo principal la determinación experimental del coeficiente de rugosidad " n " de Manning en canal rectangular, empleándose éste por ser un elemento muy utilizado en la práctica diaria de la Ingeniería Sanitaria y, desde luego, muy especialmente en las Redes de Alcantarillado y Plantas de Tratamiento de Agua y Desagüe.

Para la determinación del coeficiente " n " de Manning se empleó el canal rectangular de pendiente variable del Laboratorio Nacional de Hidráulica mediante mediciones de esta naturaleza (hidráulicas).

A continuación, pasaremos a referir sintéticamente el contenido de la Tesis: primero, exponiendo la parte teórica del coeficiente de rugosidad " n "; luego, en breve estudio sobre el comportamiento hidráulico de agua y desagüe; seguidamente, presentando estudios efectuados a la fecha en torno a la variación del coeficiente " n "; a continuación, la forma cómo se determinó el -

coeficiente de rugosidad "n" en canal rectangular y sus variaciones con el tirante; y, por último, las conclusiones y recomendaciones a que se llegó.

Esperamos, pues, que el esfuerzo desplegado y nuestra fe y decisión puestos de manifiesto en nuestro modesto trabajo de investigación puedan servir de ejemplo a las promociones venideras que, inobjetablemente, tienen como misión futura la de superar la tecnología existente para de este modo poder sacar a nuestro país del incipiente desarrollo tecnológico en que se encuentra.

Finalmente, como ex-alumno del Programa Académico de Ingeniería Sanitaria, ex-Facultad, queremos exteriorizar nuestro agradecimiento al Ingeniero don Carlos Ruiz Altuna, asesor del presente trabajo, por sus valiosos consejos y orientaciones que nos permitieron culminar esta obra, así como a todos nuestros profesores e instituciones que en una y otra forma coadyuvaron en nuestra formación profesional, aporte de suyo tan valioso que siempre constituirá un permanente estímulo, y que como el más hermoso patrimonio, llevaremos prendida en el alma cuando tengamos que abrirnos campo en la lucha por la vida .

2. ESCURRIMIENTO EN CANALES O A SUPERFICIE LIBRE.

2.1. Aspectos generales.-

Se denominan canales a todos aquellos conductos naturales y artificiales en que el escurrimiento del agua se realiza a superficie libre y bajo la acción de la gravedad.

Dentro de la definición de canales, quedan:

- a) Los cauces de arroyos, ríos y estuarios,
- b) El escurrimiento superficial en la cuenca de los ríos.
- c) Canales abiertos; para generación de energía, irrigación, drenaje y navegación, y
- d) Los canales cerrados: tuberías que descargan parcialmente llenas, túneles y alcantarillas.

2.1.1. Elementos hidráulicos de un canal

Se definen en función de la geometría del canal, de los elementos cinemáticos y dinámicos del escurrimiento.

-Elementos geométricos.- Se consideran los siguientes:

-Tirante de agua (Y).- Es la profundidad mínima del agua en la sección transversal.

Area mojada (A).- Es la superficie comprendida en la sección de intersección del escurrimiento con el plano normal a éste.

Ferímetro mojado (P).- Es la longitud de la línea de intersección del plano de la sección transversal que ocupa la corriente del canal.

Radio hidráulico (R).- Es la relación que se obtiene al dividir el área (A), entre el perímetro mo-

ELEMENTOS GEOMETRICOS EN CANAL RECTANGULAR

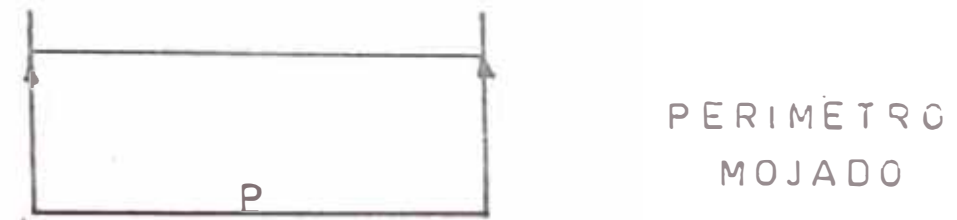
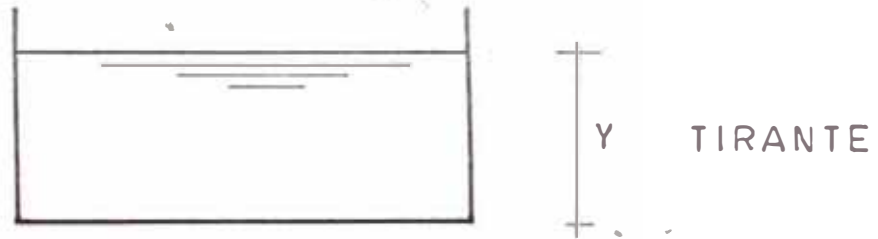


FIGURA A

jado(F) para una intersección dada.

Ancho superficial(T).- Distancia entre las márgenes del escurrimiento medido normalmente a éste.

Profundidad hidráulica(H) Es la relación del Area mojada(A), al ancho superficial (T).

-Elementos geométricos del canal rectangular.- Los elementos geométricos se van a representar en función del ancho del canal(B)

Tirante de agua (Y).-

$$Y = K.B$$

donde K es un coeficiente, e igual a(Y/B)

Area mojada(A).-

$$A = B.Y$$

$$A = K.B^2$$

Perímetro mojado(F)

$$F = 2Y + B$$

$$P = B(2K + 1)$$

Radio Hidráulico(R).- Se obtiene dividiendo (A)/(F)

$$R = B.Y/(2Y + B)$$

$$R = K.B/(2K + 1)$$

Ancho superficial(T).- En nuestro caso resulta igual al ancho del canal.

$$T = B$$

Profundidad hidráulica(H).- Se encuentra efectuando el cociente: (A)/(T)

$$H = Y$$

-Elementos cinemáticos.- Entre los principales, tenemos:

Gasto(Q).- Es el volumen de agua que pasa por una sección considerada en la unidad de tiempo.

Velocidad(V).- La velocidad en un punto - del escurrimiento. Es la asociada a un punto de la sección normal. En general, se toma la velocidad media de todos los puntos de la sección normal.

Coefficiente de distribución de velocidades energético o de Coriolis, (α)

$$\alpha = \frac{\int_A v^3 dA}{v^3 A}$$

Coefficiente de distribución de velocidades de cantidad de movimiento o de Boussinesq, (β)

$$\beta = \frac{\int_A v^2 dA}{v^2 A}$$

-Elementos dinámicos.- Se consideran los siguientes:

Coefficiente de rugosidad "n", "K", etc.-Es función del tipo de material y acabado de los canales, varía con el tirante, pero se le considera constante. Su valor depende del tipo de fórmula y del autor de ésta.

Pendiente hidráulica.- Es definida por la relación: $S = hf/L$, es la pérdida por fricción en la longitud del tramo en estudio.

Coefficiente de distribución de presiones (α')

Afecta la distribución de presiones hidrostáticas, cuando los canales tienen curvaturas verticales.

$$\alpha' = 1 + \frac{t}{Qt} \int_A c \cdot v \cdot dA$$

Donde $c = t \cdot v / g \rho$, ρ_c = radio de curvatura del fondo del canal, g = aceleración de la gravedad, t = tirante normal.

TEOREMA DE BERNOULLI

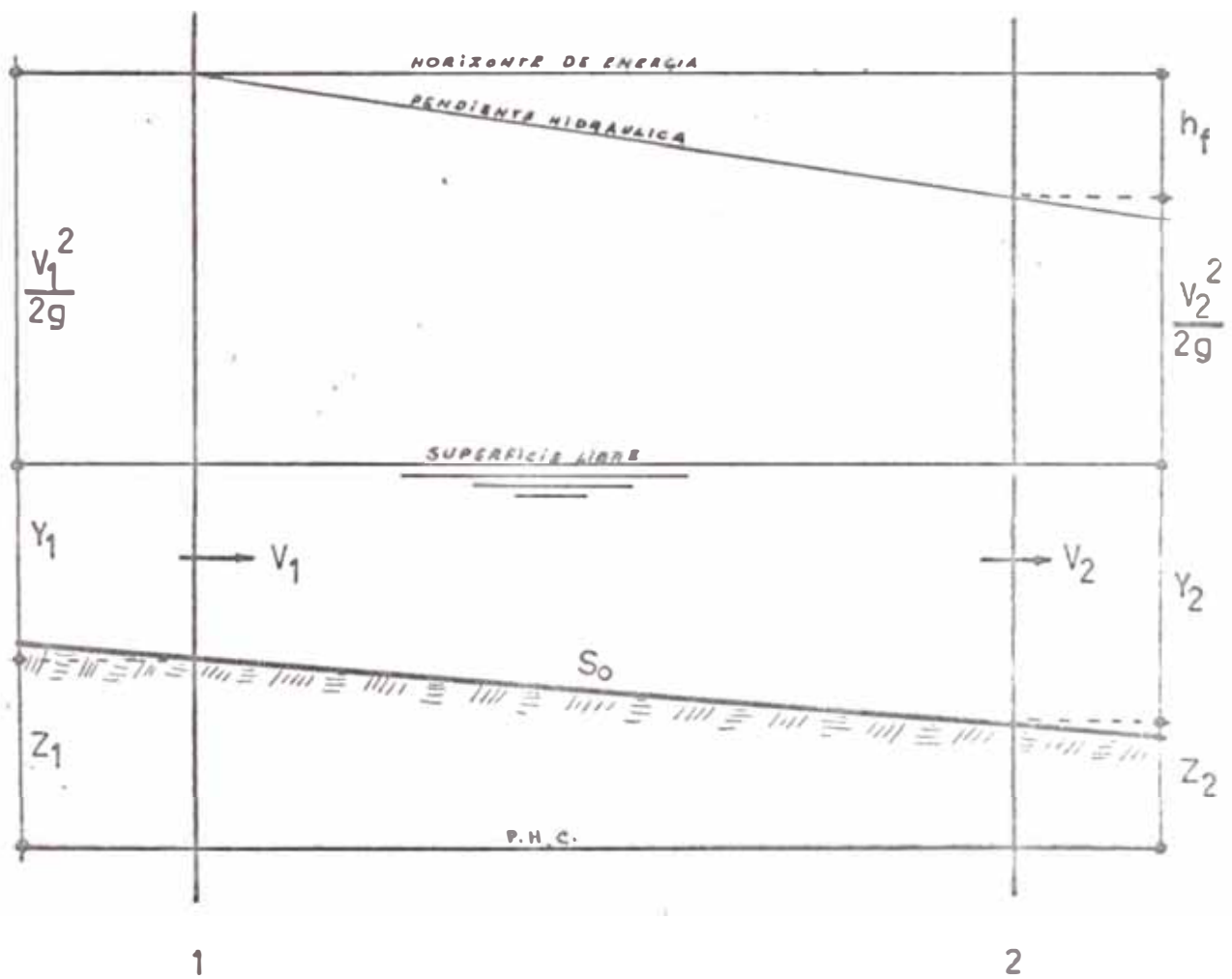


FIGURA B

2.1.2. Ecuaciones de la hidrodinámica aplicada a un canal.

a) Teorema de Bernouilli.- De acuerdo con el principio de la conservación de la energía para un tramo de canal en estudio, la energía en la sección 1, deberá ser igual a la energía en la sección 2, que gráficamente es (ver fig. B), y

Análíticamente, tenemos que:

$$z_1 + \gamma_1 \cos \theta + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + \gamma_2 \cos \theta + \frac{v_2^2}{2g} + h_f$$

Donde:

h_f = pérdida por fricción en el tramo en estudio que se determina con cualquiera de las fórmulas de fricción.

v_1, v_2 = velocidades medias.

z_1, z_2 = altura de posición de las secciones en estudio respecto a un plano horizontal de comparación (F.H.C.) arbitrario.

g = aceleración de la gravedad .

θ = ángulo que determina la pendiente geométrica del fondo del canal.

γ = tirante medio

h_f = pérdida de carga entre las secciones ① y ②

b) Principio de Continuidad.- De acuerdo con el principio de conservación de masa para un escurrimiento estacionario, si no hay aportaciones ni extracciones en el tramo en estudio, el gasto que pasa por la sección 1, es igual al gasto que pasa por la sección 2.

$$Q = v_1 \cdot A_1 = v_2 \cdot A_2$$

en escurrimiento transitorio, se expresa:

donde: $\frac{\partial Q}{\partial x}$, variación del gasto respecto a la distancia a lo largo del escurrimiento y

$T \frac{\partial y}{\partial t}$, variación transitoria de la profundidad.

c) Ley del Impulso.- De acuerdo con la 2^o Ley de Newton, el cambio, en la cantidad de movimiento por unidad de tiempo, de una masa de agua que fluye a través de un tramo de canal, es igual a la resultante de todas las fuerzas externas que actúan sobre dicha masa, esto es, para un tramo de canal comprendido entre dos secciones 1 y 2:

$$\frac{\gamma Q}{g} (\beta_2 V_2 - \beta_1 V_1) = F_1 - F_2 + W \sin \theta - F_f$$

de donde:

F_f = fuerzas externas (fricción y otras resistencias) a lo largo de las fronteras del flujo. En tramos cortos, la fricción es de poca consideración.

F_1, F_2 : resultantes de las presiones que actúan sobre el cuerpo libre de agua del tramo en estudio.

W = peso de la masa de agua en el tramo.

γ = peso volumétrico del agua.

Aunque la aplicación del Teorema de Bernoulli y de la Ley del impulso a un mismo problema conduce a los mismos resultados analíticos, la ley del impulso - tiene gran utilidad para los problemas en que se desconocen las pérdidas que ocurrieran en el tramo, puesto - que las fuerzas F_f son externas y, en general, calculables para fenómenos locales. En el teorema de Bernoulli, las h_f son pérdidas del escurrimiento y llegan a ser considerables; el ignorarlas, en cambio, puede conducir a resultados absurdos.

2.1.3. Efectos de la viscosidad

De acuerdo con la relación entre las fuerzas de viscosidad y las fuerzas de inercia del agua en movimiento, se presentan tipos de flujo con características diferentes. El parámetro adimensional que define esta relación es el número de Reynolds, que para canales es el siguiente:

$$Re = \frac{V \cdot Y}{\nu}$$

donde:

ν : es el coeficiente de viscosidad cinemática.

V : velocidad media.

Re : Número de Reynolds.

Y : tirante

Para números de Reynolds pequeños, el flujo es laminar, al aumentar su valor, llega a un límite en el cual se vuelve turbulento, pero sin que la turbulencia llegue a afectar las paredes del flujo; a éste se le llama flujo de pared lisa o de transición. A mayores valores del número de Reynolds, el flujo se vuelve totalmente turbulento. Los límites aproximados de estas tres condiciones son las siguientes:

$Re \leq 500$ flujo laminar.

$500 \leq Re \leq 1,200$ transición

$Re \geq 1,200$ turbulento.

El escurrimiento en canales es rara vez de tipo laminar. En algunas ocasiones se presenta el flujo de transición; ante tal situación conviene recurrir a un cálculo de pérdidas de cargas por fricción, diferente al que se hace para flujo turbulento.

2.1.4. Efectos de la gravedad, energía específica y escurrimiento crítico.

La relación entre las fuerzas de

gravedad y de inercia están representadas por el parámetro adimensional denominado número de Froude:

$$F = \frac{V}{(g.H)^{1/2}}$$

F = número de Froude.

H = Profundidad hidráulica.

El escurrimiento a superficie libre tiene como motor a las fuerzas de la gravedad; por esta razón, es de mucha importancia el número de Froude del escurrimiento, que aparece implícito en cualquier ecuación de movimiento de agua en canales.

-Se llama energía específica en una sección cualquiera de un escurrimiento a superficie libre, a la energía referida al fondo del canal.

$$E = Y \cos(\theta) + \frac{v^2}{2g}$$

En canales de poca pendiente: $\cos(\theta) = 1$

$$E = Y + \frac{v^2}{2g}$$

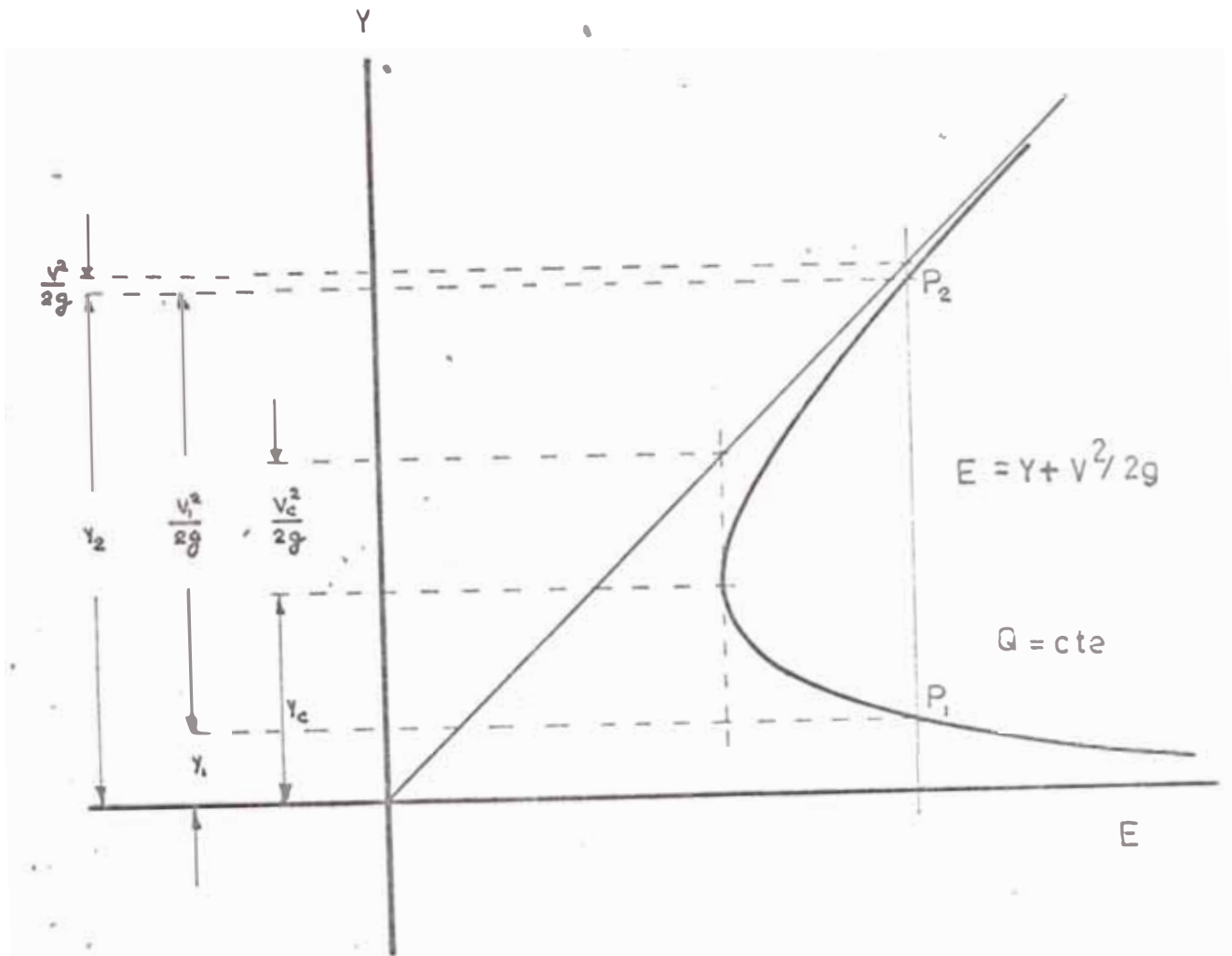
La gráfica de esta ecuación para un gasto dado se muestra en la figura.

Para canales rectangulares, la energía específica será:

$$E = Y + \frac{1}{2g} \left(\frac{q}{Y} \right)^2, \quad q = \frac{Q}{b}$$

Se observa que para un mismo gasto puede conducirse para una misma energía específica, con dos tirantes diferentes: Y_1 e Y_2 , raíces de la ecuación última, llamados tirantes alternados. Existe un sólo punto sobre la curva de energía específica en el que las dos soluciones se confunden y, además, la energía específica es mínima para un gasto considerado. Al escurrimiento que goza de esta característica se le llama escu-

ENERGIA ESPECIFICA EN CANAL RECTANGULAR



- E : Energía Específica
- Y : Tirante
- V : Velocidad
- g : Aceleración de la gravedad
- P₁ : Punto N° 1
- Y_c : Tirante crítico
- V_c : Velocidad crítica

FIGURA C

rrimiento crítico, para el que se cumple:

$$F_c = \frac{v_c}{(g \cdot H_c)^{1/2}} = 1$$

Además, puede verse que en el escurrimiento crítico el gasto es máximo para una energía específica dada.

Un escurrimiento que se realiza con un tirante mayor al crítico se denomina lento o subcrítico; si el tirante es menor, se le llama rápido ó supercrítico. Para escurrimiento lento, $F < 1$; para escurrimiento rápido, $F > 1$

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{B}$$

La ecuación de F_c , sirve para determinar las condiciones críticas del escurrimiento para un determinado gasto; dicha expresión puede escribirse para cualquier sección.

Puede verse fácilmente que un disturbio en régimen lento se propaga aguas arriba; en régimen rápido, hacia aguas abajo; en régimen crítico, sigue con la máxima velocidad del escurrimiento (la propagación es respecto al flujo y no respecto a la pared del canal).

Por lo expuesto, un escurrimiento lento está controlado por condiciones aguas abajo y un escurrimiento rápido por condiciones aguas arriba. Además, conviene tener presente esto cuando se hacen cálculos de flujo no uniforme o de régimen no permanente.

Para el caso de canales rectangulares, la energía específica es:

$$E = Y + \frac{1}{2g} \left(\frac{q}{Y} \right)^2$$

Luego, el tirante crítico ocurrirá cuando el valor de E en la ecuación sea un mínimo; entonces, -tomando la derivada de (E) con respecto a (Y), se tendrá:

$$\frac{dE}{dY} = 1 - \frac{q^2}{gY^3} = 0$$

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

La velocidad crítica se encuentra de la siguiente manera:

$$Y_c^3 = \frac{q^2}{g}, \text{ pero } q_c = Y_c \cdot V_c.$$

$$Y_c = \frac{Y_c^2 \cdot V_c}{g}$$

$$V_c = (g \cdot Y_c)^{1/2} \therefore \frac{V_c^2}{2g} = \frac{Y_c^2}{2}$$

Asimismo, tenemos que la energía específica para el tirante crítico en canal rectangular es:

$$E = Y_c + \frac{1}{2g} \left\{ \frac{q_c^2}{Y_c} \right\}$$

pero:

$$q^2 = Y^3 \cdot g$$

$$E = Y_c + \frac{1}{2g} \cdot g \frac{Y_c^3}{Y_c^2}$$

$$E = \frac{3}{2} Y_c$$

Cuando un escurrimiento se realiza en tramos largos en condiciones cercanas a las críticas, el flujo es poco estable, toda vez que cualquier disturbio que provoque un pequeño cambio de energía específica, puede afectar notablemente el tirante. En esas condiciones conviene tener presentes especiales precauciones en el diseño de bordo libre. Deben tomarse las mismas precauciones - cuando el escurrimiento es rápido; en tal caso, la inestabilidad se produce porque los disturbios se propagan

hacia aguas abajo en forma de ondas(ondas de Mach).

Las características del escurrimiento crítico son de importancia, porque en muchos problemas de flujo uniforme constituyen condiciones de frontera o - secciones de control(secciones en los que se conoce la relación tirantes-gasto).

2.1.5. Clasificación de escurrimientos

Para su estudio se clasifican los escurrimientos según el siguiente cuadro:

Tipo de Escurrimiento	Características
Estacionario	Independiente del tiempo
Uniforme	Q, V, S, Y , son iguales en el escurrimiento.
Variado Contínuo	Q, V, S, Y , constantes en una sección.
Variado Discontínuo	Q , variable de sección a sección.
Transitorio	Dependiente del tiempo.

El flujo uniforme puede desarrollarse en canal recto muy largo con sección y pendientes constantes.

El flujo variado contínuo se desarrolla - en cualquier tipo de cauce; si el gasto se ha mantenido constante durante un tiempo grande la variación puede ser en un tramo corto, (vertedero, salto hidráulico) o en un tramo muy largo (curvas de remanso).

2.2. FORMULAS PARA CALCULAR EL ESCURRIMIENTO EN CANALES

En nuestro caso, tenemos que nombrar las fórmulas que se adecúan al escurrimiento en canales. Por regla general, estas fórmulas tienen la siguiente forma:

$$V = K^n \cdot R^a \cdot S^b \dots\dots\dots(1)$$

Los valores del coeficiente K y de los exponentes a y b, se seleccionan para que la fórmula concuerde con los datos experimentales disponibles. Debido a este problema es que se deduce muchas fórmulas diferentes y, por lo general, se asignan valores constantes a los exponentes a y b, y toda la variación se toma en cuenta por el coeficiente K.

La nomenclatura en la fórmula (1), es la siguiente:

- V = Velocidad media del agua en m/seg.
- R = Radio hidráulico en m.
- S = érdida de carga, debido al rozamiento, por metro (S) = H₁/long, siendo H₁ la pérdida de carga total en el tramo de longitud L. Por lo tanto, es la pendiente del gradiente de energía y, si la corriente es uniforme es también la pendiente de la superficie libre del ^{agua} y la pendiente del canal.

2.2.1. Fórmula de Chezy

Es la fórmula más antigua, pues data de 1775 y se utiliza para canales abiertos, así como también para tuberías y es enunciada de la siguiente forma:

$$V = C \cdot (R \cdot S)^{1/2}, \text{ de donde: } C = V / (R \cdot S)^{1/2} \dots\dots\dots(2)$$

Esta fórmula es de la forma típica anteriormente expuesta en (1), donde a y b son iguales a $(1/2)$.

Chezy pensó que su constante "C" (constante de Chezy), no dependía de ningún otro factor debido a la limitación de los datos disponibles por aquella época.

2.2.2. Fórmula de Ganguillette y Kutter

Esta fórmula fué enunciada por dos ingenieros suizos: Ganguillette y Kutter, en el año de 1862. Esta fórmula sirve para calcular el valor "C" de Chezy, fórmula que está en función del Radio Hidráulico (R), de la pendiente del canal (S), y del valor de "n" - que depende del grado de rugosidad del canal.

La fórmula en unidades métricas es la siguiente:

$$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{S}}{1 + \left[23 + \frac{0.00155}{S} \right] \frac{n}{R^{1/2}}} \dots\dots\dots(3)$$

Una simplificación de la fórmula anterior es considerando el valor de $(0.00155/S)$, igual a dos unidades, aplicable sólo en los casos que las pendientes sean pequeñísimas como del orden de 0.00075.

Esta fórmula simplificada en unidades métricas es de la siguiente forma:

$$C = \frac{25 + \frac{1}{n}}{1 + \frac{25 \cdot n}{R^{1/2}}} \dots\dots\dots(4)$$

Las unidades en las fórmulas:(3) y(4) son:

n = Coeficiente de rugosidad.

S = Pendiente del canal.

R = Radio Hidráulico en m.

C = Coeficiente de Chezy.

2.2.3. Fórmula de Bazin

Esta fórmula fué propuesta por Bazin, en el año 1897, y como en las fórmulas anteriores se determina la constante "C" de Chezy en función del Radio Hidráulico y la rugosidad del canal.

La fórmula de Bazin es la siguiente:

$$C = \frac{87 \cdot R^{1/2}}{R^{1/2} + m} \dots\dots\dots(5)$$

Donde:

m = coeficiente que depende de la rugosidad de las paredes del canal.

C y R, tienen las mismas unidades que en la fórmula de Chezy.

2.2.4. Fórmula de Manning

Esta fórmula es de la siguiente manera:

$$V = \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n}, \text{ en donde } C = \frac{R^{1/6}}{n} \dots\dots\dots(6)$$

Sus unidades son las siguientes:

V = Velocidad en m/seg.

R = Radio hidráulico en m.

S = Pendiente del canal sin dimensiones.

n = Coeficiente de rugosidad "n" de Manning que depende de las paredes del canal y de otros factores.

3.0. US DE CANALES

3.1. Clases de canales

Un canal abierto es un conducto en el cual el agua fluye con una superficie libre, clasificándola, según su origen, en canales naturales o artificiales.

Los canales naturales(1) incluyen todos los cursos de agua que existen naturalmente sobre la tierra, variando en tamaño desde un riachuelo en declive hasta arroyos, manantiales pequeños y grandes ríos, desembocaduras de mares.

Los cauces subterráneos llevando agua con superficie libre son también considerados canales abiertos naturales.

Las propiedades hidráulicas de los canales naturales son generalmente irregulares. En algunos casos asunciones empíricas razonables consistentes con las observaciones y experiencias actuales, pueden ser hechas de tal manera que las condiciones de flujo en estos canales se conviertan en acequibles a los tratamientos de las teorías hidráulicas. Un estudio concienzudo de las condiciones de flujo en canales naturales requieren conocimientos de otros campos, tales como Hidrología, Geomorfología, transporte de sedimentos, etc, constituyendo de esta manera un tema particular conocido como Hidráulica de Ríos.

Los canales artificiales son aquéllos construídos o desarrollados por el esfuerzo humano: Canales de Navegación, Canales para Hidroeléctricas, Canales de Irrigación, Diques de Drenajes, así como modelos que son construídos para propósitos de ensayos.

Las propiedades hidráulicas de tales canales

les pueden ser controladas a la extensión deseada o diseñadas de acuerdo a requerimientos dados. La aplicación de las teorías hidráulicas a canales artificiales producirá resultados aproximados a las condiciones reales; por lo tanto, son razonablemente seguros para propósitos de diseño práctico.

Bajo ciertas circunstancias en la ingeniería práctica, al canal abierto artificial se le dá diferentes nombres, tales como: canales, acueductos, caídas, túneles a pelo libre, etc.

Estos nombres, sin embargo, son usados rara vez y pueden ser definidos solamente en una forma muy general(3).

-Canal es generalmente de gran longitud y pendiente mediana construído en el terreno, que puede ser revestido o no con piedra, albañilería, concreto, madera, productos bituminosos, etc.

-Los acueductos son canales de madera, metal concreto o albañilería, usualmente soportados **sobre** o debajo de la superficie del terreno y elevando agua a través de una de presión.

-Las caídas son canales de gran pendiente, pero esta gran pendiente se desarrolla en una pequeña distancia.

-Los túneles a pelo libre vienen a ser comparativamente un canal muy largo cubierto, usado para transportar agua a través de las montañas o de cualquier obstáculo del terreno.

Secciones de canales artificiales de uso más común.

Entre los principales, tenemos:

- "Trapezoidal", es la más común para diseños.
- "Rectangular y Triangular", que son casos especiales del trapezoidal.
- "Circular", empleada para tubería de desagüe.

3.2. Uso de Canales Rectangulares

En cuanto al uso de canales rectangulares se puede decir que es múltiple; por lo tanto, sería engorroso clasificarlos de acuerdo a su empleo. Sin embargo, según la utilidad que prestan y de acuerdo al fin para el que han sido construidos, vemos que es grande - su aplicación, y así tenemos que es usado en la agricultura, muy especialmente en las obras de irrigación, en que los canales como estructuras en todas sus dimensiones y clases forman parte principal en los complejos de irrigación.

También se emplean los canales en la conducción de agua para su posterior tratamiento, cuando no se justifica el uso el de tuberías.

Para la conducción de desechos, es decir como recolectores de desagües ó en las Redes de Alcantarillado, o simplemente como cursos que transportan líquidos ya utilizados.

Sirven los canales también como elementos primordiales en las redes internas de las industrias - que emplean agua o algún otro líquido como elementos de fabricación de sus productos. Los canales serán también colectores del líquido y los encargados de su traslado.

A pesar de ser su uso aparentemente limitado, su aplicación es múltiple, pues cada día aumentan

las necesidades de contar con más obras de irrigación, más plantas de tratamiento de agua y desagüe y más industrias, etc, lo cual nos dá una idea más precisa en cuanto al potencial del uso de canales y en especial el de canales rectangulares.

- (1) Chow Ven Te, Open Channels Hydraulics, página No. 19,20, Edit. Mc Graw Hill Book Inc. año 1959, New York, E.U. de N.A.
- 2) Barahona Carlos, "Canales de Asbesto Cemento", Tesis de Bachiller en Ingeniería Sanitaria pág.17,18, año 1972, Lima-Perú.
- 3) García Regal R. y Velásques J. "Diseño de canales, empleando la computadora Digital 1620" Tesis de Grado para obtener el título profesional de Ingeniero Civil UNI, pág. 249 , año 1964, Lima-Perú.

4. EXPERIMENTOS DE COMPORTAMIENTO HIDRÁULICO DE AGUA Y DESAGÜE

Estos experimentos se realizaron en la Universidad Nacional de Ingeniería, en la Unidad 11 de Laboratorios de la UNI, durante los meses de Abril y Mayo de 1973.

4.1. Objetivo

Fue determinar el Comportamiento Hidráulico de agua y desagüe con el fin de realizar experiencias hidráulicas con agua, solamente en el caso de que el comportamiento hidráulico de agua y desagüe sean equivalentes.

4.2. Método

La determinación de la pérdida de carga en tuberías a presión con agua y desagüe, como método, se adoptó por ser más expedito y fácil de cuantificar, para hacerlos extensivos al flujo de agua y desagüe en canales en donde ya no podríamos contar con la misma precisión; además, se determinó el número de Reynolds en el flujo.

A continuación, vamos a describir cómo funcionaba el sistema: primero del dispositivo de gasto constante o botella de Mariotte, salía el líquido para pasar luego a una botella de control del nivel del plano de carga; a continuación, el flujo pasaba a una línea de tubos de vidrio en cuyo tramo final se medía la cota piezométrica en un tubo piezométrico adicionado a la línea; por último, a la salida del líquido por el orificio, se midió el gasto y la temperatura del líquido ensayado.

En cuanto al agua utilizada, podemos decir que ésta procedía de la red de agua potable de la UNI, captada de pozos profundos. En cuanto al desagüe, es de tipo combinado y procedía de la red de desagüe del distrito del Rímac, su temperatura fué de 26°C; -- además, para poderla utilizar al desagüe, se le adicionó una solución de hipoclorito de sodio con un 10% de cloro activo para desinfectarlo. También se utilizó una malla con aberturas de 1.8 mm. de diámetro para atrapar las partículas gruesas y luego, después de una hora de reposo del líquido, se hizo las mediciones durante la hora siguiente para evitar las variaciones de temperatura.

El análisis del desagüe arrojó los siguientes resultados:

ANALISIS DEL DESAGUE ANTES DE ADICIONAR CLORO

1.	Acidez total.....	0.0	p.p.m. CO ₃ Ca.
2.	Alcalinidad total.....	1430.0	p.p.m. CO ₃ Ca.
3.	Anhidrido Carbónico.....	0.0	p.p.m.
4.	D.B.C. a 5 días y 20°C.....	210.0	p.p.m.
5.	Oxígeno Disuelto.....	0.0	p.p.m.
6.	Ph.....	11.7	
7.	Sólidos Totales.....	3650.0	p.p.m.
8.	Sólidos Volátiles Totales.....	1650.0	p.p.m.
9.	Sólidos Totales Fijos.....	2000.0	p.p.m.
10.	Sólidos Suspendidos Totales.....	116.0	p.p.m.
11.	Sólidos Sedimentables.....	0.4	cc/lt/hr.
12.	Sulfatos.....	1930.0	p.p.m.

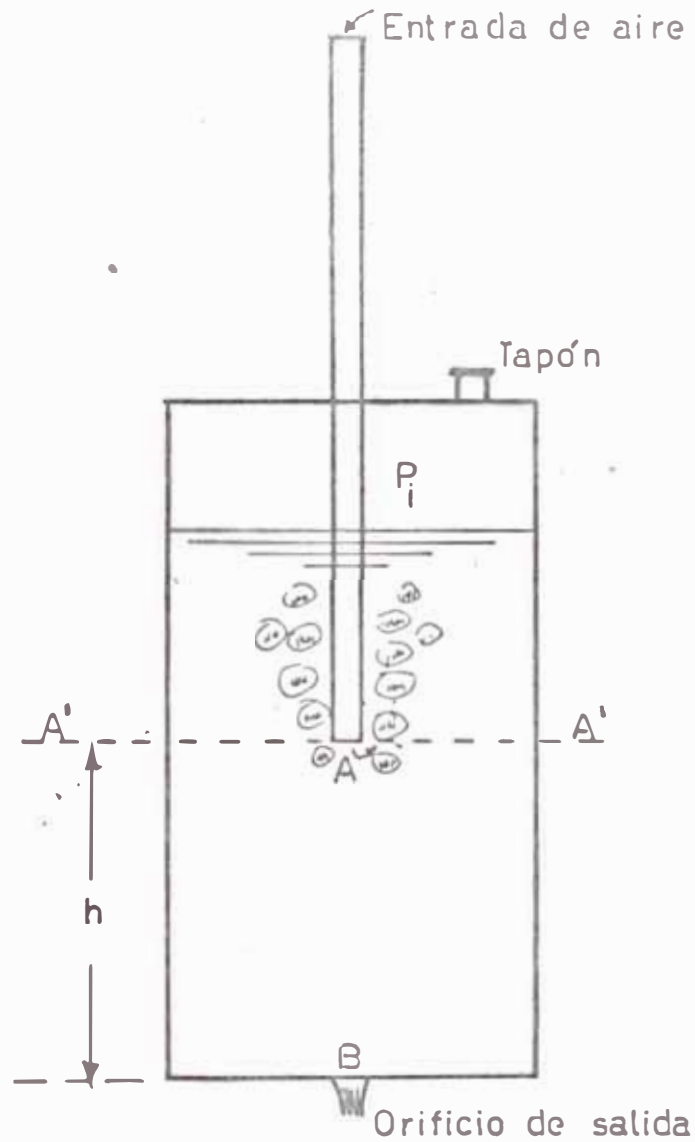


FIGURA A

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA SANITARIA
 COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DE AGUA Y DESAGUE

DISPOSITIVO DE GASTO CONSTANTE

UNIDAD 11 LABORATORIOS UNI | DIBUJO: D.A.M.CH | FECHA: 12-9-73

4.2.1. Descripción de la Línea de Experimentación.

A continuación, vamos a describir el sistema de acuerdo al recorrido del líquido, que lo hemos dividido así; 1. La botella de Mariotte o Dispositivo de gasto constante, y 2. La línea de tubos propiamente dicha.

4.2.1.1. Aparato de gasto constante(1)

En la figura A se ve un dispositivo sencillo que proporciona un gasto constante con un nivel variable y que consiste en un recipiente cerrado con un orificio de salida en la parte inferior(B) y con su tapa atravesada por un tubo que penetra hasta cierta profundidad. Estando lleno de líquido el recipiente y una vez colocado el tapón por donde se hecha el líquido, la salida por este último orificio inferior hace que baje el nivel en la cubeta, con lo cual va siendo cada vez menor la presión del aire(P_1) que quedó dentro de la misma, hasta que el aire, exterior entre por el tubo y salga en forma de burbujas de aire por el extremo inferior de esta último(A), a través del líquido.

De este modo resulta que el líquido en el plano A'A' que pasa por dicho extremo inferior, está a la misma presión que la atmósfera, por lo cual la salida por el orificio del fondo^(B) se hace bajo una h que permanece constante, mientras que el aire entre libremente por el tubo de ventilación y el gasto Q será:

$$Q = C_g \cdot A \cdot (2g \cdot h)^{1/2}$$

Donde:

gasto o caudal.

C_g coeficiente de gasto de salida.

A área del orificio de salida.

g aceleración de la gravedad.

h altura de carga constante.

Subiendo o bajando el tubo se varía de carga y, por lo tanto, la velocidad de salida del líquido, es decir, el gasto a través del orificio del fondo.

(1) Addison, "Hidráulica", págs.313, Edit. Gustavo Gili, 1959, Barcelona- España.

Cabe anotar que el aparato funcionará bien si se cumple que la presión interior del aire (P_1) sea igual a: h/γ ; lo cual se logra manteniendo la temperatura de dicho gas constante; porque de acuerdo a la "Ley de Gay Lussac"(2) se tiene:

"Si el volúmen de una masa de un gas permanece invariable, al variar la temperatura cambia la presión en razón directa de la temperatura absoluta". Esta Ley, llamada también como la segunda forma de la Ley de Gay Lussac es:

$$\frac{P_1}{T_1} = \frac{P'_1}{T'_1} = \text{constante}$$

Dispositivo de gasto constante empleado (Botella de Mariotte)

En la figura B, se encuentra la botella de Mariotte que se utilizó en los experimentos, esta difiere del gráfico A, en que la salida del gasto se hace por un tubo en forma de V, a continuación se nombra las partes constitutivas del dispositivo:

- Una botella de vidrio de 70 lts. de capacidad.
- Un tubo de vidrio (tubo de entrada de aire) de 0.51 m de longitud y 0.8 cm. de diámetro.
- Un tubo de vidrio doblado en "V", de 0.80 m. de longitud y de igual diámetro que el anterior. Este tubo sirve como tubo de salida del flujo, en vez del orificio de salida descrito en la figura A.

(2) Ibarz, Problemas de Química General, pág.38, Edit. Marin, año 1959, España.

BOTELLA DE MARIOTTE

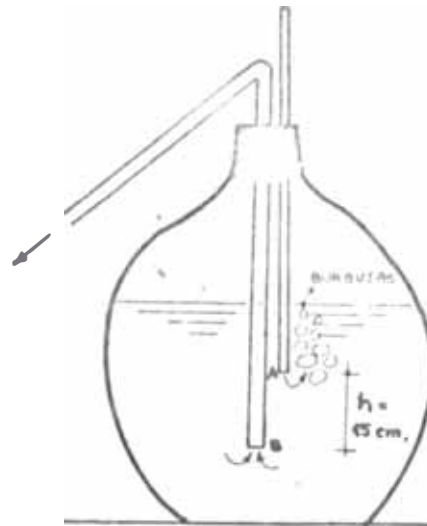


FIGURA B

LÍNEA DE TUBOS DE VIDRIO

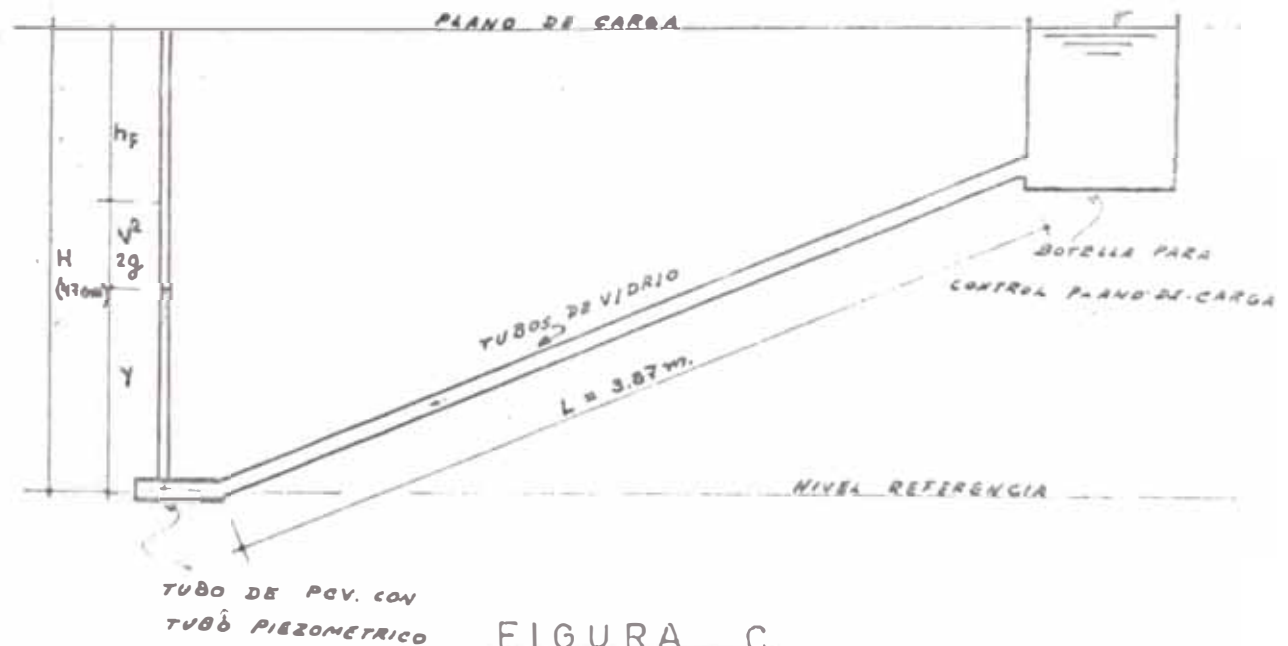


FIGURA C

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERIA SANITARIA
 COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DE AGUA Y DESAGÜE
 BOTELLA DE MARIOTTE Y
 LINEA DE TUBOS DE VIDRIO

LUGAR: UNIDAD 11 LAB. UNI

AUTOR: D.A.M.C.H.

FECHA: 12-5-73

- Además, un tapón de jebe con dos huecos que terminaban de cerrar herméticamente esta cámara.

Para armar este dispositivo se procedió en la forma como se indica en la figura No.8 para el cebado del sistema se hizo ingresar aire por el tubo de ventilación, saliendo el líquido por el tubo doblado en V y al momento se pudo notar que ingresaba aire por el extremo inferior del tubo de ventilación, burbujeando aire dentro del líquido; entonces, se verificó que a la salida del líquido el gasto era constante. La carga "h" (diferencia de altura entre el extremo inferior del tubo de ventilación y el comienzo de la salida del tubo en V), fué igual a 15 cm. Luego, para evitarnos cambios en la presión interior (F_1), se tuvo en el experimento la misma temperatura durante las horas de experimentación (de 10 a 12 m); además, se marcó un tramo de mediciones como puede verse en la foto No.3

4.2.1.2. Línea de tubos de vidrio

Podríamos llamarla también "Línea de experimentación propiamente dicha". Sus partes constitutivas son las siguientes:

- Un tubo de PCV de 0.34 m. de longitud y de 1.84 cm. de diámetro, con un orificio de salida de 0.55 cm. de diámetro; a este tubo se le adicionó un tubo piezométrico con una escala milimetrada.
- Una botella de vidrio de 2 lts. de capacidad para mantener el plano de carga.
- Una línea de tubos de vidrio 3.84 m. de longitud y de un cm. de diámetro.

Una vez armado el sistema, ingresaba un

gasto constante a la botella de 2 lts. por un tubo de vidrio que estaba introducido hasta 0.5 cm. del fondo de la botella; ahí mismo se controló el plano de carga con una marca; a continuación, el líquido salía de la botella por una boquilla situada en la parte inferior de la pared de la misma; luego, el líquido seguía por los 3.84 m. de tubo de vidrio e ingresaba al tubo FVC, que estaba al final de la línea de tubos de vidrio. En este tubo de PCV se midió las cotas piezométricas. Para iniciar estas lecturas se tuvo el cuidado de desalojar las burbujas de aire en la línea de tubos de vidrio y luego de estabilizado el nivel de la cota piezométrica en el tubo piezométrico. Como medidas adicionales se determinó el gasto a la salida del líquido por el tubo de PCV., empleándose para este caso el método de volumen-tiempo, para lo cual utilizamos una probeta graduada de 1 lt. y un cronómetro; se midió la temperatura del líquido.

4.3 Mediciones

En total, se hicieron 10 ensayos, tanto para agua como para desagüe y cada ensayo constó de tres mediciones:

1. Cota piezométrica.
2. Gasto (medido por el método volumen-tiempo).
3. Temperatura.

4.3.1. Tabulación de las mediciones

Una vez efectuadas las mediciones, se procedió a ordenarlas de la siguiente manera:

En la columna No. 1, se encuentra la cota piezométrica (Y), dada en mm.

En la columna No. 2, tenemos la pérdida de carga (h_f), cuyo valor es:
$$\left[H - \left(Y + \frac{v^2}{2g} \right) \right]$$

En la columna No.3, tenemos el gasto (Q) en lts/seg.

Como datos previos, tenemos: La carga estática total (H) es igual a 470 mm., la velocidad promedio fue de 0.74 m/seg., y, $(V^2/2g) = 28$ mm., además, la temperatura del agua y desagüe fue de: 24.6 y 25.6°C, respectivamente.

Cuadro No. 1 Resultados de las mediciones con agua.

No	1 Y (mm)	2 hf (mm)	3 Q (lts/seg)
1	184.5	257.5	0.0371
2	184.0	258.0	0.0374
3	184.2	257.8	0.0371
4	184.0	258.0	0.0368
5	184.0	258.0	0.0372
6	184.0	258.0	0.0372
7	184.0	258.0	0.0372
8	184.2	257.8	0.0372
9	184.5	257.5	0.0371
10	184.5	257.5	0.0372
Promedios:	184.20	257.80	0.03715

Cuadro No. 2 Resultados de las mediciones con desagüe

No	(1) Y (mm)	(2) hf (mm)	(3) Q (lts/seg)
1	184.0	258.0	0.0371
2	184.0	258.0	0.0370
3	184.2	257.8	0.0374
4	184.0	258.0	0.0374
5	183.7	258.3	0.0372
6	183.8	258.2	0.0370
7	183.9	258.1	0.0371
8	183.7	258.3	0.0371
9	183.8	258.2	0.0372
10	183.8	258.2	0.0373
Promedio:	183.90	258.10	0.03718

En la línea de tubos de vidrio de 1cm. de diámetro, con un flujo de agua o desagüe, a una velocidad promedio $V = 0.74 \frac{m}{seg}$ y con una viscosidad cinemática del agua a 25°C es igual a $(\nu) = 0.000000905 \frac{m^2}{seg}$. Con estas condiciones el número de Reynolds $Re = (V.D/\nu)$ tenemos que es igual a 8,220.

Para cuantificar el grado de dispersión de las lecturas de pérdidas de carga hf , se ha calculado la desviación standard tanto para agua como para desagüe.

La desviación standard o desviación típica de una serie de N mediciones X_1, X_2, \dots, X_N , se representa por "s" y se define por

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N (X_j - \bar{X})^2}{N}}$$

Donde: X_j , es cada una de las mediciones.

\bar{X} , es la media.

N, número de mediciones.

Así "s", es la raíz cuadrada del cuadrado medio de las desviaciones a la media, o como a veces se llama, raíz del cuadrado medio de las desviaciones(3)

4.4. RESULTADOS

Rango de variación de hf

Con agua, la pérdida de carga promedio es igual a 257.8 mm. y la desviación standard igual a 0.20 mm; por lo tanto, el rango de variación estará comprendido entre 257.60 a 258.00 mm.

Con desagüe.-, la pérdida de carga promedio es igual a 258.10 mm., la desviación standard igual a 0.15 mm.; por lo tanto el rango de variación estará comprendido entre 257.95 a 258.25 mm.

4.5. CONCLUSIONES

De las exposiciones realizadas y con las aproximaciones que se pueden obtener en este tipo de experimentos, se concluye que el comportamiento hidráulico de agua y desagüe es el mismo. Por lo tanto se puede trabajar con agua en vez de desagüe.

Lima, junio de 1973.

Domingo A. Mondragón Chuquisengo.

(3) Spiegel Murray, "Estadística" Mc Graw Hill Inc. 1969
México.

5. FORMULA DE MANNING

El 4 de Diciembre de 1889, Robert Manning (1),(2), ingeniero irlandés, presentó su fórmula - en una reunión de ingenieros civiles de Irlanda, de la siguiente manera.

$$V = C \sqrt{s \cdot g} \left[R^{1/2} + \frac{0.22}{m^{1/2}} (R - 0.15 \text{ m}) \right] \dots(1)$$

donde la nomenclatura empleada en la fórmula que precede es la siguiente:

V = Velocidad dada en segundos para toda medida de longitud.

C = Coeficiente que varía con la naturaleza del lecho.

S = Seno del ángulo de inclinación de la superficie del canal.

g = Aceleración de la gravedad.

m = Altura de la columna de mercurio que equilibra la presión atmosférica, tomada como 30 pulgadas inglesas.

R = Radio hidráulico.

5.1 Fórmula de Manning en actual uso

Esta fórmula fué sugerida para su uso internacional por Linqvist en la sección Escandinavia - de la Conferencia del Poder del Mundo, en 1933, en Estocolmo, está fórmula es como sigue:

$$V = \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2}}{n} \dots\dots\dots(2)$$

donde los términos representan lo siguiente:

V = Velocidad en m/seg.

R = Radio Hidráulico expresado en m.

S = Pendiente del canal sin dimensiones.

n = Coeficiente de Rugosidad de Manning que depende de la superficie del canal.

- (1) D. Bloogood, and. Jhon Bell. Manning's coefficients calculated from test. data Jornal Water Pollution Control Federation Vol. 33 No. 2 pag. 176, February 1961, E.U. de N.A.
- (2) Manning R. "ON THE FLOW OF WATER IN OPEN CHANNELS AND PIPES" Trans, Inst. Civil, Engrs...Cf. Ireland Vol.20 (1 90).

Las recomendaciones finales para el uso de la fórmula de Manning fueron hechas por el Comité en la Tercera Conferencia de 1936, (3), en Washington. Esta fórmula fue desarrollada de siete maneras diferentes, basados en los datos experimentales de Bazin y fue ampliamente verificada por 170 observaciones. Así, por ejemplo, para la derivación del exponente de R (radio - hidráulico), se tomó de los datos experimentales en canales de los datos de Bazin, para diferentes pendientes y rugosidades, se encontró que los valores del exponente de R variaban entre 0.664 a 0.8395. Considerando estas variaciones, se adoptó un valor promedio de $2/3$ para dicho exponente. En base a otros estudios, más tarde algunos autores sugirieron para el valor del exponente de R un valor de $3/4$, o una variable dependiente de R y n . El exponente de la pendiente S es $1/2$, al igual que en las fórmulas de Chezy Bazin y la fórmula original de Manning.

Debido a la forma simple y a los resultados satisfactorios para aplicaciones, la fórmula de Manning ha venido a ser la más ampliamente usada de las fórmulas para el cálculo de flujo uniforme.

Dentro del rango normal de pendiente y ra-

dio hidráulico, los valores del "n" de Manning y "n" de Kutter se han encontrado que son numéricamente muy parecidos. Para propósitos prácticos, los dos valores deben ser considerados idénticos cuando la pendiente es igual o mayor que 0.0001 y el radio hidráulico está comprendido entre 1 y 30 pies.

(3) Chow Ven Te, Open Channels, páginas 98,99,100,101
Edit. Mc. Graw Hill, año 1964, E.U. de N.A.

El exponente del radio hidráulico en la fórmula de Manning no es actualmente una constante, pero varía en un rango dependiente del tamaño y rugosidad, por esta razón, algunos hidráulicos prefieren usar la fórmula con el exponente variable. Por ejemplo, la fórmula de flujo uniforme ampliamente usada en la URRS. de este tipo esta fórmula de Pawlowski, propuesta en 1925, Esta fórmula en unidades métricas es:

$$C = R^y / n$$

donde $y = 2.5 n^{1/2} - 0.13 - 0.75 R^{1/2} (n^{1/2} - 0.10) \dots (3)$

y donde C es el factor de resistencia de Chezy expresado en unidades métricas. El exponente de y depende del coeficiente de rugosidad y el radio hidráulico. La fórmula es válida para R entre 0.1 y 3.0 m. y n entre 0.011 y 0.040. Para propósitos prácticos las siguientes formas aproximadas de (3) son generalmente sugeridas para usar:

$y = 1.5 n^{1/2}$, para $R < 1.0$ m.

$y = 1.3 n^{1/2}$, para $R > 1.0$ m.

6. VARIACION DEL COEFICIENTE "n" CON EL
TIRANTE EN CANALES CIRCULARES.

6.1. ESTUDIO DE CAMP.

Bajo el título "Diseño de tuberías - para facilitar el flujo", Thomas R. Camp presenta su trabajo, que aparece en la revista "Sewage Work Journal", de enero de 1946.

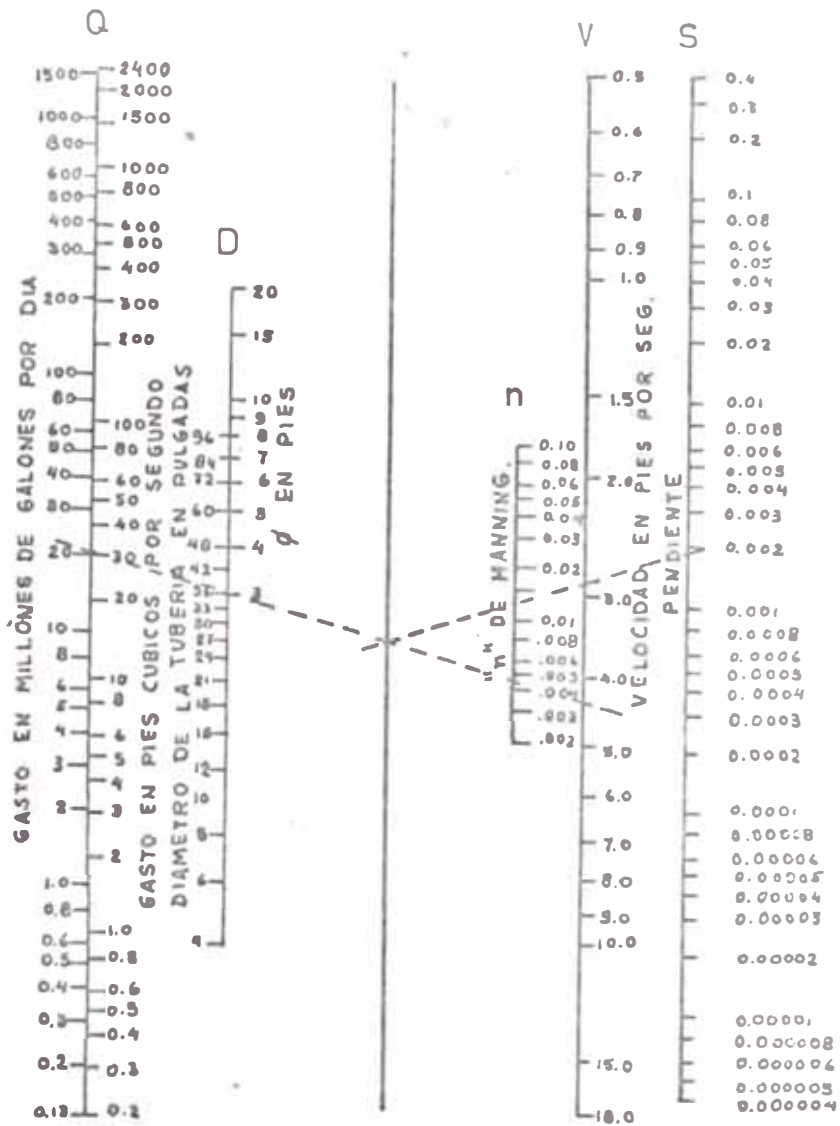
El objetivo del artículo es dar técnicas en el diseño de alcantarillas que fluyen parcialmente llenas, remarcando la importancia de la fórmula de Manning, en especial del coeficiente de rugosidad "n".

Es así como el autor, basándose en la fórmula de Manning elabora una carta de alineamiento, que ayuda a resolver esta fórmula y que se indica en el gráfico 1, en la cual considera que el coeficiente de rugosidad "n" de Manning es una constante.

Esta carta presenta cinco variables, en los que como se ve en el primer gráfico, son:

- El gasto, expresado en millones de galones por día y también en pies³/seg.
- El diámetro de la tubería, expresado en pulgadas y pies.
- Una línea auxiliar.
- El coeficiente de rugosidad "n" de Manning.
- La velocidad expresada en pies/seg. y
- La pendiente.

El uso de esta carta de alineamiento es de la siguiente manera: Con los datos del coeficiente de rugosidad "n", propio de cada material y pendiente, se traza una recta que corta a la línea auxiliar en un punto; por otra parte, con el valor del gasto y el punto de referencia de la línea auxiliar, se traza otra recta que cortará a las líneas del diámetro y la ve-



$$V = \frac{1.486 R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

GRAFICO 1

VARIACION DEL "n" DE MANNING EN CANAL CIRCULAR

ESTUDIO DE THOMAS CAMP
 CARTA DE ALINEAMIENTO PARA FLUJO
 EN TUBERIAS DE ALCANTARILLADO

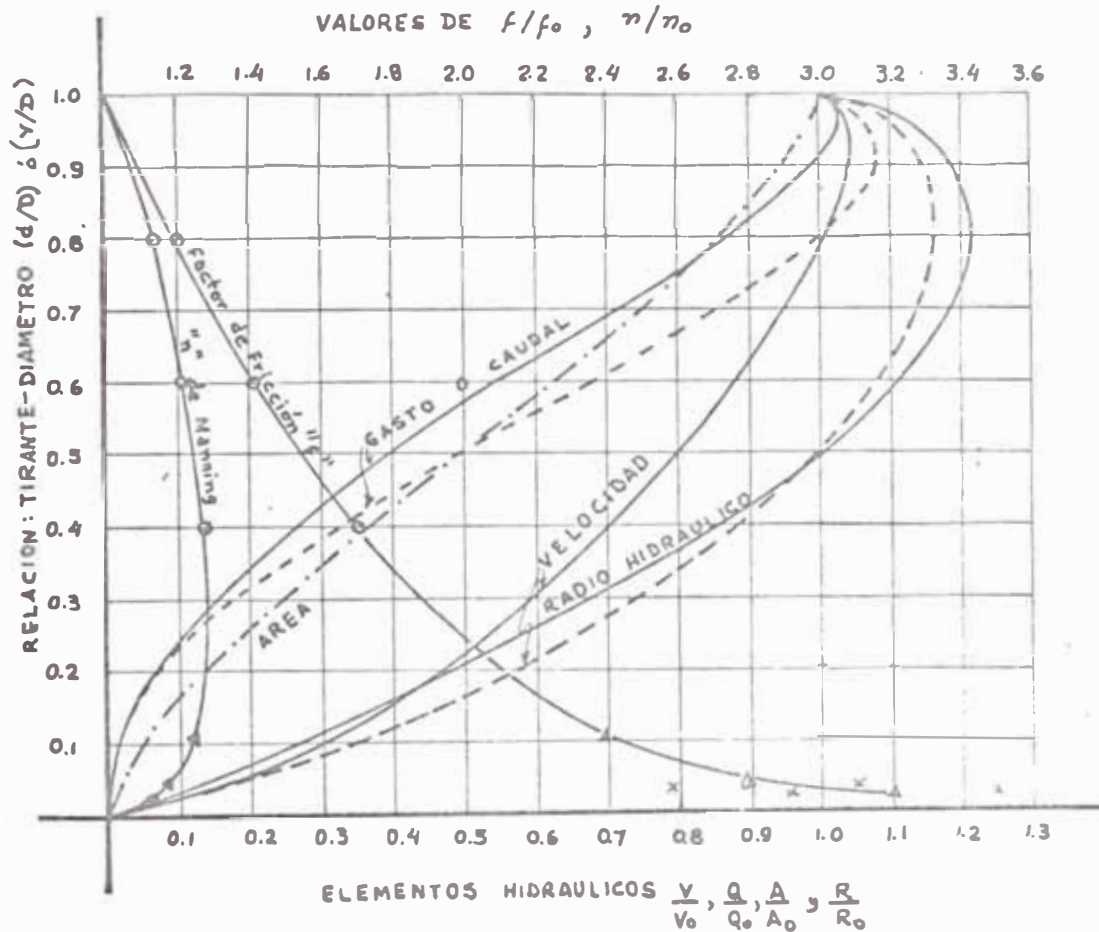
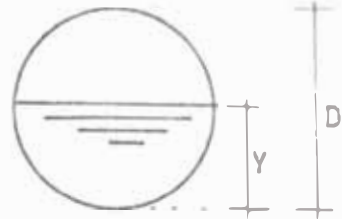


GRAFICO 3

NONENCLATURA

- MEDICIONES DE YARNELL-Y-WOODWARD
- △ MEDICIONES DE JHONSON
- x MEDICIONES DE WILCOX

VARIACION DEL "n" DE MANNING EN CANAL CIRCULAR

ESTUDIO DE THOMAS CAMP

GRAFICO : ELEMENTOS HIDRAULICOS

locidad, obteniéndose de esta manera estos dos valores.

Es conveniente anotar que el autor en su estudio no realizó experimento alguno, sino más bien - se basó en los datos obtenidos de los datos experimentales de Wilcox, Yarnell-Woodward y Jhonson.

Wilcox, realizó experiencias en tuberías de alcantarillado de 8 pulgadas de diámetro.

- Yarnell y Woodwardm trabajaron en drenes de barro cocido de 4 pulgadas a 12 pulgadas de diámetro.

- Jhonson, efectuó sus medidas en grandes alcantarillas de Louisville.

Basándose en los datos precedentes, el autor presenta curvas de elementos hidráulicos para tuberías de sección circular como ser: relación del factor de fricción f/f lleno, como se podrá apreciar en el gráfico 3.

En dicho gráfico se encuentra la curva de variación del coeficiente de rugosidad "n" de Manning, a base de los tres datos marcados con círculos donde vemos que el autor los obtiene de los experimentos que - llevó a cabo Yarnell y Woodward, y los otros tres datos marcados con triángulos los obtiene de los experimentos de Jhonson.

Haciendo un análisis de la curva de variación del coeficiente de rugosidad "n", del gráfico 3, - se desprende que el valor mínimo del coeficiente de rugosidad "n", se obtiene cuando la tubería trabaja llena y su valor se incrementa conforme la relación tirante - diámetro (d/D) disminuye, llegando su valor máximo para una relación aproximada de $d/D = 0.25$, cuyo correspondiente valor de n/n_0 arroja 1.28; luego, su valor decrece hasta llegar al mismo valor de "n" a tubo lleno, cuan-

do el tirante es cero.

De forma similar se obtuvo la curva de - variación del factor de fricción y, además, Thomas R, Camp obtuvo una relación entre el coeficiente de rugosidad "n" de Manning y el coeficiente de fricción f, - que se expresa de la siguiente manera:

$$\frac{n}{n \text{ lleno}} = \left[\frac{R}{R \text{ lleno}} \right]^{1/6} \frac{f}{f \text{ lleno}}$$

También en la figura tres hay dos curvas para gastos proporcionales: una, con trazo continuo, en la cual estos valores han sido hallados, asumiendo el coeficiente de rugosidad "n" de Manning como una cantidad constante y la curva con trazo discontinuo fueron hallados asumiendo el valor de "n" como una cantidad variable.

Los valores de la curva de gasto proporcional con "n" variable llega a ser hasta 11%, mayor que - la curva de gasto proporcional para "n" constante.

Igualmente, hay dos curvas de velocidades, una con trazo continuo en el cual se asumió el valor de "n" como una constante, y otra con trazo discontinuo, - en la cual "n" es variable, llegando la variación de la curva de velocidad con "n" variable hasta 12% mayor que la curva de velocidad con "n" constante.

CONCLUSIONES

Las conclusiones del estudio de Thomas R. Camp. son las siguientes:

- 1.- El autor, en su estudio demuestra que el coeficiente de rugosidad "n" de Manning varía con la relación tirante a diámetro (d/D) y cuyo valor máximo de "n" ocurre aproximadamente para la relación d/D = 0.25

- 2.- La suposición de que el coeficiente de rugosidad "n" de Manning es constante facilita el uso de las cartas de alineamiento, preparados por el autor, para los proyectos de alcantarillado.
- 3.- Camp, recomienda en base a los informes del Comité para el estudio de las velocidades límites en alcantarillas de la Sociedad de Ingenieros Civiles de Boston, usar en el diseño de tuberías de alcantarillado a sección llena los siguientes valores para el coeficiente de rugosidad "n" de Manning.
0.012 para tuberías de 6" a 24".
0.011 para tuberías mayores de 24"

COMENTARIOS

En el estudio realizado por Thomas R. -- Camp, se pueden hacer las siguientes críticas:

- 1.- Thomas R. Camp, solamente hizo estudios en base a los datos de los experimentos realizados por --- Yarnell-Woodward, Wilcox y Jhonson.
- 2.- En dicho estudio, se presenta una curva de variación del coeficiente de rugosidad "n" de Manning con la relación tirante-diámetro(d/D), cuyos tres puntos superiores los obtiene de los datos de los experimentos de Yarnell-Woodward y los tres puntos inferiores de las experiencias de Jhonson.
- 3.- Es así como esta curva gráficamente presentada es de forma arbitraria, porque dichas experiencias se realizaron en condiciones diferentes, tales como: diferentes calidades de tuberías, diámetros grandes y pequeños, así como diferentes pendientes.
- 4.- Análogamente, la curva del factor de fricción, presentado por el mismo autor ostenta las mismas deficiencias que se han encontrado para la curva del coe-

ficiente de rugosidad "n", y que se mencionaron anteriormente.

6.2. EXPERIMENTO DE COSENS

Con el título de "Coeficiente de Rugosidad en tuberías de Alcantarillado". Kenneth W. Cosenz realizó su experimento en el verano de 1952, siendo efectuado como un proyecto de la fundación de investigaciones de la Universidad del Estado de Ohio.

El objetivo del presente experimento fue determinar el coeficiente de rugosidad "n" de Manning en tuberías de arcilla vitrificada y en tuberías de asbesto-cemento. Ambas tuberías empleadas fueron de 8" de diámetro, con una longitud de 300 pies para cada línea de experimentación, utilizándose como pendientes 0.25% y 0,40%.

Los cálculos para dicho experimento se basaron en la fórmula de Manning comunmente empleada de la forma:

$$V = \frac{1.486 R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

El experimento se llevó a cabo de la siguiente manera:

- Se utilizó el agua de un río adyacente mediante una bomba; se impulsaba el agua a través de la línea de experimentación hasta un tanque elevado de 1,000 galones de capacidad y que tenía la función de un reservorio.
- El movimiento del fluido se iniciaba en el reservorio, siguiendo a través de la línea de experimentación hasta un tanque en la parte inferior, también

de 1,000 galones de capacidad y cuya finalidad era la de tranquilizar el flujo, pues allí pasaba por un vertedero triangular para finalmente retornar al río mediante un canal.

A continuación, se indica las medidas que se efectuaron, así como estaban colocados estos instrumentos en la línea de experimentación para tuberías de asbesto-cemento y para una mejor comprensión ver la figura 1.

-Medidas del tirante.- Mediante unos ganchitos diseñados especialmente para medir valores cercanos a 0.001 pies, se efectuaron medidas en siete puntos, en las estaciones asignadas con los números 18.5, 51.2, 82.1, 147.0, 221.4, 251.0, 283.0, que representan la distancia expresada en pies, medidas a partir del tanque que está en la parte más baja.

Como se presentaron perturbaciones entre el inicio y el final de la línea de experimentación, el autor considera para sus cálculos las medidas efectuadas en las estaciones 82.1, 147.0 y 251.0, que sirven para el cálculo del coeficiente de rugosidad.

- Medidas del diámetro Interior.- Como variaban las medidas interiores de las tuberías, se procedió a tomar un valor promedio para ambas líneas de experimentación, cuyo cálculo dio para tuberías de arcilla vitrificada la medida de 0.667 pies y para tuberías de asbesto-cemento resultó 0.651 pies.

Medidas del gasto en el vertedero.- Para el cálculo del gasto se utilizó un vertedero triangular de 90° , en la cual se midió la altura H de la cresta del vertedero y se utilizó los ganchitos de diseño especial.

$$Q = 2.47 H^{2.45}$$

H = en pies.

Q = en pies³/seg.

- Medida de la Velocidad.- El valor de la velocidad se calculó por dos métodos : A) Método del Electrodo, B) Método del Gasto entre Area: Q/A.

a) Método del Electrodo.- Para aplicar este método, es necesario utilizar la sal, la cual se agrega por un orificio en la estación 285.0, sustancia que puesta en contacto con el agua forma una solución salina, que recorre la línea de experimentación hasta la estación 14, en donde se encuentran unos electrodos - que detectan esta solución. El tiempo es medido desde que la sal es introducida en la estación 285.0 hasta la estación 14; de esta manera la velocidad es calculada por la relación espacio entre tiempo, pues el espacio recorrido entre estas dos estaciones era 271 pies(285-14) y el tiempo se expresaba en minutos y segundos.

b) Método del Gasto/area.- El valor del gasto, se obtiene de la medida del tirante en el vertedero triangular y el área de la sección transversal se calcula a partir de la relación tirante diámetro (d/D), igual a K_1 y mediante el uso de la tabla de elementos geométricos proporcionales (tabla I), se obtiene K_2 , resultando el valor del área igual a $K_2 \cdot D^2$.

Una vez obtenidos estos valores, se procede a efectuar la división correspondiente, obteniéndose de esta manera el valor de la velocidad.

Datos Tabulados.- El autor presenta cuatro tablas de datos y que a continuación se indican:

Tabla I.- Aparecen localizados los electrodos , ganchos de medidas, puntos para la nivelación de las tuberías, entrada de sal, tanques convenientemente medidos.

Tabla II.-Esta tabla presenta los datos de cómo han sido nivelados las dos líneas de experimentación para pendientes de 0.25 por ciento y 0.40 por ciento.

Tabla III.- Es de los datos tomados en tuberías de arcilla vitrificada, para ambas pendientes y los datos tomados fueron las medidas de los tirantes, alturas del vertedero triangular, temperatura del agua y medidas del tiempo de la solución salina para 271 pies de recorrido.

Tabla IV.-- Presenta los mismos datos tomados en la tabla anterior, pero es para la línea de experimentación de asbesto-cemento.

EXPERIMENTO DE KENNETH COSENS

TABLA I

L CALIZACION CONVENIENTE DE INSTRUMENTOS EN LA LINEA
DE EXPERIMENTACION

Tubería de Arcilla de 8"		Tubería de Asbesto-Cemento de 8"	
Estación	Instrumento	Estación	Instrumento
000.0	Tanque de salida	000.00	Tanque de salida
014.0	Electrodos	014.00	Electrodos
020.0	Gancho de medida	018.50	Gancho de medida
024.0	Nivelador	038.50	Nivelador
048.0	Nivelador	051.20	Gancho de medida
050.0	Gancho de medida	065.00	Nivelador
072.0	Nivelador	082.10	Gancho de medida
080.0	Gancho de medida	090.60	Nivelador
096.0	Nivelador	116.20	Nivelador
123.0	Nivelador	142.30	Nivelador
147.0	Nivelador	147.00	Gancho de medida
148.8	Gancho de medida	168.00	Nivelador
171.0	Nivelador	194.00	Nivelador
196.0	Nivelador	219.70	Nivelador
220.8	Gancho de medida	221.40	Gancho de medida
225.0	Nivelador	245.00	Nivelador
249.0	Nivelador	251.00	Gancho de medida
250.8	Gancho de medida	271.40	Nivelador
273.0	Nivelador	283.20	Gancho de medida
280.8	Gancho de medida	285.00	Entrada de la sal
285.0	Entrada de la sal	300.00	Tanque elevado.
297.0	Nivelador		
300.0	Tanque elevado.		

TABLA II
DIMENSIONES DE TUBERIAS Y ELEVACIONES

Tuberías de Arcilla vitrificada			Tuberías de Asbesto-Cemento		
Estación	Elevación Superior	Elevación Inferior	Estación	Elevación Superior	Elevación Inferior
000.00	106.521	-----	000.00	106.485	-----
020.00	106.572	105.843	018.50	106.535	105.834
050.00	106.647	105.920	051.20	106.617	105.919
080.00	106.726	105.997	082.10	106.693	105.995
148.80	106.905	106.173	147.00	106.861	106.166
220.80	107.076	106.352	221.40	107.047	106.339
250.80	107.148	106.416	251.00	107.118	106.415
281.00	107.247	106.515	283.20	107.203	106.495
300.00	107.280	-----	300.00	107.238	-----
Los datos anteriores son para la pendiente de 0.25%					
000.00	106.077	-----	000.00	106.041	-----
020.00	106.150	105.421	018.50	106.108	105.407
050.00	106.276	105.549	051.20	106.243	105.545
080.00	106.398	105.669	082.10	106.369	105.671
148.80	106.678	105.946	147.00	106.627	105.932
220.80	106.968	106.244	221.40	106.923	106.215
250.80	107.084	106.352	251.00	107.047	106.344
281.00	107.218	106.486	283.20	107.179	106.471
300.00	107.280	-----	300.00	107.235	-----
Los datos anteriores son para la pendiente de 0.40%					

Nota: El diámetro exterior es calculado a partir de la diferencia entre la elevación superior y la elevación inferior.

TABLA III
DATOS DE LOS TIRANTES OBTENIDOS EN TUBERIAS DE ARCILLA

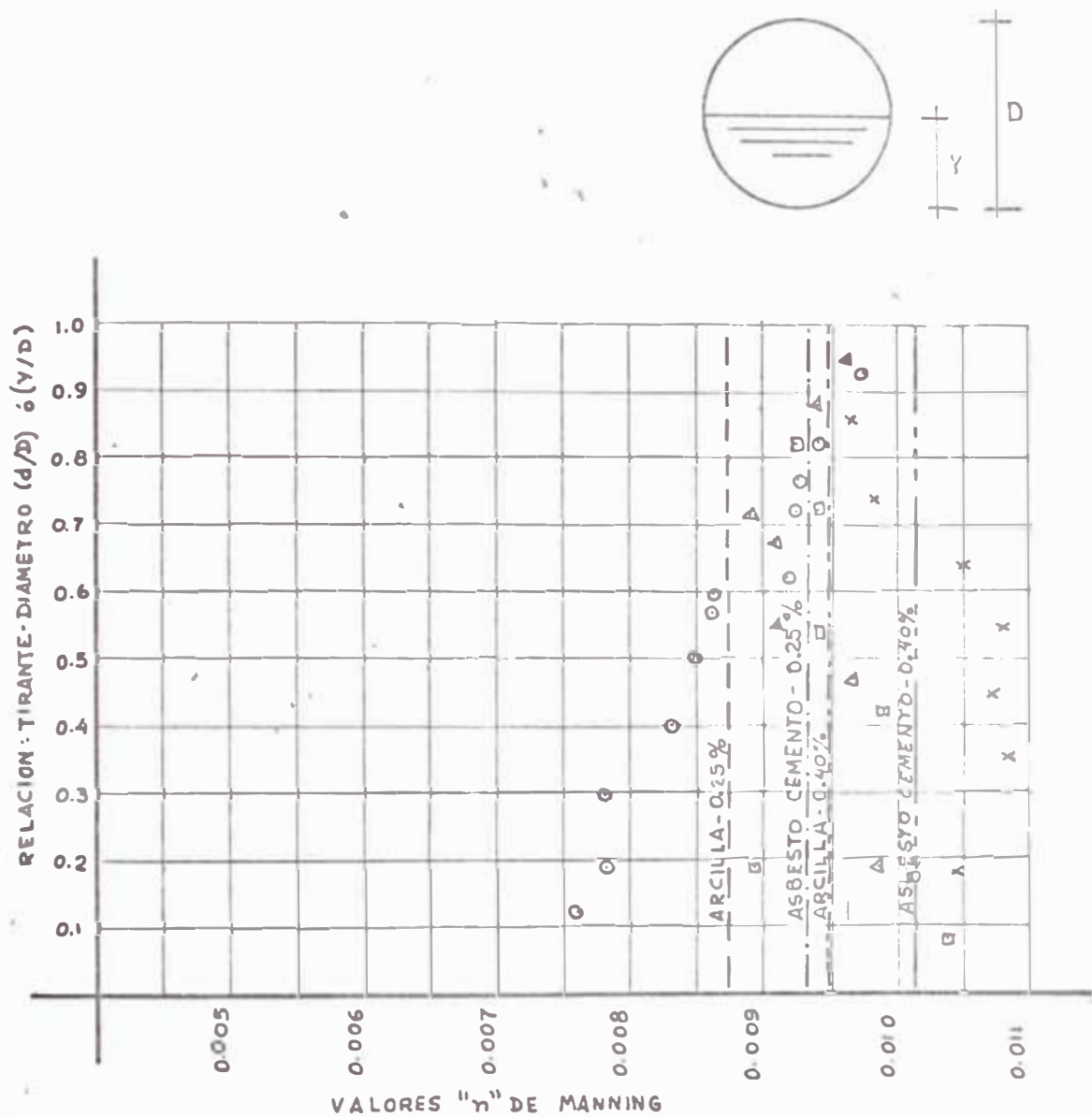
Estac.	0020.0	050.0	080.0	148.8	220.8	250.8	281.0	Altur. vert.	Temp. °F	Sal. seg.
a) Para la pendiente de 0.25%										
1	0.327	0.292	0.298	0.246	0.253	0.309	0.224	0.433	---	---
2	0.384	0.370	0.367	0.329	0.313	0.379	0.280	0.505	---	---
3	0.499	0.488	0.481	0.475	0.489	0.459	0.475	0.606	----	---
4	0.180	0.150	0.156	0.113	0.121	0.159	0.105	0.250	---	----
5	0.249	0.206	0.222	0.177	0.182	0.234	0.161	0.343	---	---
6	0.326	0.285	0.296	0.244	0.250	0.311	0.225	0.437	---	131
7	0.427	0.404	0.407	0.383	0.363	0.414	0.317	0.546	---	111
8	0.558	0.571	0.587	0.617	0.655	0.674	0.660	0.673	---	102
9	0.121	0.100	0.101	0.070	0.078	0.112	0.060	0.171	84.5	---
10	0.235	0.197	0.209	0.168	0.169	0.219	0.148	0.323	88.5	161
11	0.329	0.290	0.297	0.241	0.251	0.307	0.227	0.433	90.5	128
12	0.417	0.391	0.390	0.368	0.338	0.395	0.309	0.528	90.0	112
13	0.448	0.423	0.430	0.409	0.405	0.431	0.336	0.563	90.0	109
14	0.512	0.507	0.507	0.496	0.498	0.516	0.478	0.619	90.0	102
15	0.537	0.537	0.543	0.543	0.541	0.559	0.531	0.638	90.0	102
16	0.556	0.570	0.576	0.625	0.646	0.664	0.650	0.663	88.0	104
17	0.371	0.334	0.339	0.294	0.291	0.345	0.255	0.473	90.0	120
b) Para la pendiente de 0.40%										
18	0.131	0.182	0.154	0.113	0.107	0.137	0.096	0.253	88.0	172
19	0.171	0.263	0.225	0.176	0.174	0.183	0.160	0.353	88.0	131
20	0.251	0.356	0.316	0.260	0.253	0.263	0.233	0.461	87.0	108
21	0.333	0.451	0.400	0.333	0.336	0.367	0.314	0.558	86.0	94
22	0.639	0.652	0.669	0.728	0.767	0.813	0.815	0.737	78.0	81
23	0.527	0.559	0.517	0.470	0.434	0.490	0.406	0.663	77.5	85
24	0.571	0.603	0.579	0.556	0.494	0.559	0.515	0.702	77.0	83
25	0.635	0.647	0.668	0.722	0.754	0.798	0.807	0.739	78.0	82
26	0.757	0.760	0.772	0.821	0.839	0.887	0.867	0.732	78.0	83
27	0.072	0.095	0.075	0.051	0.049	0.073	0.047	0.126	78.0	306

TABLA IV

DATOS OBTENIDOS DE LOS TIRANTES EN TUBERIAS DE ASBESTO CEMENTO

No	018.5	051.2	082.0	147.0	221.4	251.0	283.2	altur. vert.	Temp	Sal seg.
a) Para pendiente de 0.40%										
28	0.193	0.240	0.209	0.236	0.236	0.196	0.200	0.373	85.5	115
29	0.243	0.307	0.267	0.291	0.304	0.243	0.258	0.450	87.0	110
30	0.299	0.376	0.328	0.346	0.395	0.296	0.318	0.524	87.3	91
31	0.374	0.442	0.385	0.387	0.458	0.347	0.375	0.580	88.0	87
32	0.495	0.520	0.476	0.451	0.545	0.406	0.439	0.656	88.0	82
33	0.561	0.571	0.564	0.540	0.626	0.574	0.569	0.706	90.0	81
34	0.579	0.599	0.621	0.634	0.780	0.764	0.781	0.729	90.0	80
35	0.782	0.777	0.802	0.794	0.957	0.961	0.960	0.729	90.0	83
36	0.108	0.135	0.110	0.127	0.127	0.104	0.100	0.227	90.0	168
b) Para pendiente de 0.25%										
37	0.128	0.104	0.113	0.135	0.122	0.085	0.092	0.213	86.0	220
38	0.218	0.177	0.194	0.212	0.218	0.163	0.160	0.334	91.5	151
39	0.295	0.243	0.273	0.284	0.304	0.270	0.220	0.428	92.0	127
40	0.346	0.287	0.324	0.329	0.359	0.325	0.262	0.487	92.0	116
41	0.389	0.361	0.357	0.362	0.401	0.369	0.302	0.528	94.0	110
42	0.448	0.437	0.425	0.418	0.468	0.435	0.436	0.583	93.5	109
43	0.392	0.360	0.358	0.360	0.401	0.378	0.299	0.530	94.0	109
44	0.473	0.459	0.450	0.437	0.489	0.454	0.456	0.602	94.5	103
45	0.518	0.538	0.552	0.548	0.618	0.601	0.609	0.655	94.5	102
46	0.535	0.561	0.582	0.614	0.719	0.709	0.737	0.678	95.0	97
47	0.571	0.614	0.647	0.703	0.864	0.853	0.922	0.701	95.0	90
48	0.725	0.753	0.796	0.837	0.990	0.973	1.031	0.688	94.0	91

Nota.- La primera columna nos indica el No. de ensayo que se ha realizado; de la segunda columna a la octava indican la medida de los tirantes en cada una de las siete estaciones; la novena indica la altura h sobre la cresta del vertedero triangular; la décima indica la temperatura del agua en $^{\circ}F$, y la última el tiempo que demora la solución salina en recorrer los 271 pies que hay entre las estaciones 285.0 y 018.5



NOMENCLATURA

- (Δ) — — — — — TUBERIA DE ASBESTO CEMENTO DE 8" - S=0.25%
- (○) — — — — — TUBERIA DE ARCILLA DE 8" - S=0.25%
- (X) — — — — — TUBERIA DE ASBESTO CEMENTO DE 8" - S=0.40%
- (□) — — — — — TUBERIA DE ARCILLA DE 8" - S=0.40%

GRAFICO 1

VARIACION DEL "n" DE MANNING EN CANAL CIRCULAR
 EXPERIMENTO DE KENNETH COSENS
 - GRAFICO: d / D VS. "n" DE MANNING

CONCLUSIONES

Las conclusiones del experimento que realizó Kenneth W. Cosens, son las siguientes:

1.- El autor, con los resultados obtenidos en su experimento ha encontrado que los valores promedios para el coeficiente de rugosidad "n" de Manning en tuberías de arcilla vitrificada y asbesto-cemento, son los siguientes:

<u>tubería</u>	<u>clase de Tubería</u>	<u>Pendiente</u>	<u>n promedio</u>
8"	arcilla vitrif.	0.0025	0.0088
8"	asbesto cemento	0.0025	0.0093
8"	arcilla vitrif.	0.0040	0.0094
8"	asbesto cemento	0.0040	0.0101

2.- Apreciando la tabla anterior se puede observar que para un mismo material de tubería, el valor "n" promedio es mayor, conforme aumenta la pendiente.

3.- Como se puede apreciar en el gráfico 2, se indica cómo varía el coeficiente de rugosidad "n" de Manning con la relación d/D , no teniendo esta curva, la forma indicada por Camp en tuberías de alcantarillado del mismo material, lo que corrobora nuestra afirmación en las críticas que hacemos al estudio de este autor.

COMENTARIOS

Las críticas al experimento realizado por Cosens, son las siguientes:

1.- Dada la muy poca capacidad del tanque elevado (1,000 galones), no es posible obtener un flujo uniforme -

en la línea de experimentación, debido al corto --- tiempo de duración de cada prueba, ya que el tanque se termina de vaciar en tres minutos, para la relación d/D de 0.5

2.-Es por esta razón, que ocurren perturbaciones en las medidas de los siete tirantes en la línea de experimentación aprovechándose solamente las tres medidas de los tirantes centrales.

3.-Estas tres medidas utilizadas en el cálculo, presentan variaciones hasta 0.050 pies.

6.3. EXPERIMENTO DE BLOOGOOD BELL

Este estudio y experimento, fue llevado a cabo en Illinois, siendo publicado en el "Journal Water Pollution Control Federation" del año de 1961

El objetivo principal fue encontrar los valores confiables para el coeficiente de rugosidad "n" deben preveer un margen de seguridad al proyecto donde se van a utilizar.

Los diámetros de las tuberías utilizadas fueron de 4" y 8" de diámetro, de los siguientes materiales: asbesto-cemento, arcilla y fierro fundido. Las longitudes de las tuberías de 4" de diámetro, fueron: 10', 4', 5' respectivamente. Asimismo, las longitudes de las tuberías de 8" de diámetro fueron de 13' para las tuberías de asbesto-cemento y 5' para las tuberías de arcilla; en cuanto a las uniones, las tuberías de asbesto-cemento se hicieron con anillos de jebe y juntas de A.C., las tuberías de arcilla con pintura plástica y tuberías de fierro fundido se calafatearon, si-

guiendo la práctica standard.

Las tuberías fueron puestas sobre unas--armaduras de madera, formando líneas de pruebas de 300 pies de longitud, donde las aguas en este experimento--fueron almacenados en tres tanques, las cuales alimentaban a las tres líneas de tuberías.

Las pruebas fueron conducidas para diferentes relaciones de flujos(gastos), pendientes y tamaños de tuberías; para efectuar las mediciones se instalaron siete tomas piezométricas y sus medidas se compararon con ótras efectuadas directamente en la superficie del agua, después de haber efectuado agujeros en la parte superior de las tuberías. En las líneas de pruebas se realizaron las siguientes mediciones: el tirante a partir de las tomas piezométricas, el gasto o caudal, la pendiente de la línea de tuberías y el diámetro. El gasto fue medido utilizándose un vertedero.

En total, se hicieron 57 pruebas separadas, 23 con tuberías de asbesto cemento, 23 con tuberías de arcilla y 11 con tuberías de fierro fundido; totalizándose al final 872 lecturas de tirantes de flujo, con el cálculo de "n" para cada tirante de flujo.

Las lecturas de los tirantes de flujo fueron tomados para tuberías de 4", para las pendientes de 0.0025 y 0.0040, con los rangos de flujo entre 2.6 y 53 g.p.m. Para las pruebas en tuberías de 8" las lecturas de tirantes de flujo se hicieron para las pendientes de 0.0040 y el rango de flujo estuvo comprendido entre 10 y 202 g.p.m.

Es opinión de los autores que cuando hay más de una variable en los datos experimentales, estos serán mejor analizados por el Análisis Estadístico y para este estudio en particular un análisis de variación

debe contestar de que si hay alguna interrelación en dos o más de las variables siguientes: tipo de tubería, pendiente y relación de flujos al calcular los valores de "n". En el Análisis estadístico de este tipo, los cálculos de los valores de "n" se agrupan de acuerdo como se realizaron los ensayos; así tenemos que se tomaron en cuenta las condiciones de flujo, pendiente y tipo de tubería (ver tabla II), en donde podemos ver que los resultados no apropiados estuvieron comprendidos entre 2.6 y 32 g.p.m.

-Resultados en Tuberías de 4"- En este estudio, tanto para tuberías de 4" como para tuberías de 8" de diámetro, se tomaron el promedio aritmético para cada diámetro y material de tubería ensayada, encontrándose los resultados siguientes:

a.- Asbesto Cemento.....	0.00853
b.- Arcilla.....	0.00865
c.- Fierro Fundido.....	0.00835

En la tabla III, se muestra la disposición de "n" para diversos rangos de flujo, así como la compilación de los datos para las consideraciones estadísticas, como son el número de observaciones, el "n" promedio, el error standard.

La tabla IV muestra los valores de "n" para tuberías de 4" y con pendientes 0.0040 y 0.0025.

La tabla V muestra los rangos de valores de "n" para las dos pendientes ensayadas.

-Resultados en Tuberías de 8"- Los datos para las tuberías de 8", se manejan estadísticamente de la misma manera que para las tuberías de 4".

Los valores de "n" obtenidos para una pendiente de 0.004 son:

- a.- Asbesto-Cemento.....0.01037
- b.- Arcilla.....0.01031

La tabla VI para tuberías de 8", equivale a la tabla III para tuberías de 4", pues también muestra la compilación de los datos para las consideraciones estadísticas.

La tabla VII, muestra el valor promedio de "n" para tuberías de 8" y pendientes de 0.0040

A continuación se presentan las tablas utilizadas por E. Don Bloogood y Jhon M. Bell.

TABLA I

EXPERIMENTO DE BLOOGOOD-BELL

Localización de las Tomas Piezométricas y Otras aberturas en las Líneas de Pruebas, dadas en pies a partir del

Tanque de Salida

No. Estación	4"-Asb.Cem.		4"-Arcilla		4"-Fe Piez	8"-Arc Piez	8" A.C. Piez
	Piez.	Top	Piez.	Top			
1	20.6	20.6	19.7	19.7	19.3	17.5	16.0
				20.4			
2	50.6	50.6	47.7	47.7	49.3	48.5	55.0
				50.4			
3	80.6	80.6	79.7	79.7	79.3	79.0	81.0
				80.4			
3a	118.3	118.3	116.8	116.8	----	119.8	120.0
				118.1			
4	150.6	150.6	148.0	148.0	149.3	145.3	145.5
				150.4			
4a	----	184.6	188.5	188.5	-----	186.0	185.0
5	221.6	221.6	224.8	224.8	224.3	221.8	224.0
				221.4			
6	251.6	251.6	254.3	254.3	249.3	247.3	250.0
				251.4			
7	281.6	281.6	284.2	284.2	279.3	277.8	276.0
				281.4			

TABLA II

ILUSTRACION DEL ARREGLO DE LOS VALORES DE "n" PARA CONSIDERACIONES ESTADISTICAS

Gasto en g.p.m.	Tub.de Fierro Pendiente		Tub.Arcilla Pendiente		Tub. Asb. Cem. Pendiente	
	0.0025	0.0040	0.0025	0.0040	0.0025	0.0040
2.60 a 4.32	0.00772	0.00564	0.01806	0.00559	0.00378	0.00284
	0.00638	0.00564	0.01991	0.00559	0.01852	0.00284
	0.01126	0.00397	-----	-----	-----	-----
	0.01302	0.00477	-----	-----	-----	-----
	0.01187	0.00477	-----	-----	-----	-----
	0.01023	0.00448	-----	-----	-----	-----
13.0 a 15.0	0.00783	0.00727	0.01007	0.00770	0.00438	0.00457
	0.00783	0.00727	0.01092	0.00770	0.01395	0.00457
	0.01095	-----	-----	-----	-----	-----
	0.01189	-----	-----	-----	-----	-----
	0.01095	-----	-----	-----	-----	-----
	0.01131	-----	-----	-----	-----	-----
18.8 a 24.0	0.00851	0.00778	0.00981	0.00775	0.00421	0.00496
	0.00813	0.00778	0.01100	0.00775	0.01196	0.00496

Nota.- La presente tabla no contiene los valores de "n" para flujos de 31.0 a 48.0 g.p.m.

TABLA III

COMPILACION DE LOS DATOS PARA LAS CONSIDERACIONES ESTADISTICAS

Flujo	Item	Tub. de Arcilla		Tub. de Asb. Cem.		Tub. de Fierro	
		Pendiente		Pendiente		Pendiente	
		0.0025	0.0040	0.0025	0.0040	0.0025	0.0040
13.0	N	25	41	27	41	7	13
	Σn	0.2257	0.3410	0.2325	0.35061	0.06934	0.0828
	\bar{n}	0.00823	0.00832	0.00861	0.00855	0.00991	0.00637
	Σn^2	0.00213	0.00342	0.00218	0.003539	0.00070	0.00056
15.0	s	0.00204	0.00382	0.00368	0.00368	0.00176	0.00169
	N	19	41	28	39	7	14
	Σn	0.16463	0.31042	0.22577	0.22577	0.06469	0.08914
	\bar{n}	0.00866	0.00757	0.00806	0.00828	0.00924	0.00637
18.8	Σn^2	0.00150	0.002729	0.00199	0.002956	0.00604	0.00060
	s	0.00206	0.00308	0.00253	0.00273	0.00104	0.00169
	N	18	41	28	41	7	14
	Σn	0.16886	0.35119	0.24771	0.37226	0.06782	0.10888
31.0	\bar{n}	0.00938	0.00857	0.00855	0.00909	0.00969	0.00788
	Σn^2	0.00160	0.00329	0.00235	0.00353	0.00066	0.00088
	s	0.00106	0.00267	0.00242	0.00193	0.00072	0.00164
	N	19	42	28	14	7	14
42.0	Σn	0.17795	0.35038	0.25079	0.09339	0.06732	0.10834
	\bar{n}	0.00937	0.00834	0.00896	0.00667	0.00962	0.00774
	Σn^2	0.00167	0.00310	0.00227	0.00063	0.00004	0.00086
	s	0.00048	0.00209	0.00097	0.00099	0.00042	0.00143
53.0	\bar{n}	0.00910	0.00820	0.00862	0.00844	0.00961	0.00708

Nomenclatura de los Símbolos

- n = "n" de Manning. N = Número de Observaciones.
 Σn = de "n" \bar{n} = Promedio de "n"
 Σn^2 = Suma de los cuadrados de "n".
 \bar{n} = Peso promedio de valores de "n".
s = Error Standard de "n".

TABLA IV
CALCULO DE LOS VALORES DE "n" PARA TUBERIAS DE 4" Y CON PEN-
DIENTES DE 0.0040 y 0.0025

Fendiente	Material	n	s	95% Conf.
0.0025	Tub. de Fierro	0.00961	0.00108	0.00040
0.0040	Tub. de Fierro	0.00708	0.00167	0.00045
0.0025	Tub. de Arci.	0.00910	0.00165	0.00036
0.0040	Tub. de Arci.	0.00820	0.00295	0.00045
0.0025	Tub. Asb.Cem.	0.00862	0.00222	0.00041
0.0040	Tub. Asb.Cem.	0.00844	0.00279	0.00047

TABLA V
VERDADERO VALOR DE "n" PARA ESTAS CONDICIONES DE ENSAYOS

Fendiente	Material y tamaño	Rango del Valor de "n"	
0.0025	Tubería de Fierro de 4"	0.00921 a	0.01001
0.0025	Tubería de Asb.Cem. 4"	0.00821 a	0.00903
0.0025	Tubería de Arcilla 4"	0.00874 a	0.00946
0.0040	Tubería de Fierro de 4"	0.00663 a	0.00753
0.0040	Tubería de Asb.Cem. 4"	0.00797 a	0.00891
0.0040	Tubería de Arcilla 4"	0.00775 a	0.00865

TABLA VII
PROMEDIO DE LOS VALORES DE "n" PARA TUBERIAS DE 8" Y PENDIENTE
DE 0.0040

Material	n	s	95% Conf.
Arcilla	0.01031	0.00320	0.00074
Asb.Cem.	0.01037	0.00181	0.00042

TABLA VI

RESUMEN ESTADÍSTICO DE LOS DATOS DE LAS TUBERIAS DE 6" CON UNA
PENDIENTE DE 0.0040

Flujo	Item.	Tub. Asbesto Cemento	Tub. de Arcilla
10.00	N	18	18
	$\sum n$	0.20616	0.19444
	\bar{n}	0.01145	0.01080
	$\sum n^2$	0.0024580454	0.0105187749
50.00	N	18	18
	$\sum n$	0.19359	0.18708
	\bar{n}	0.01076	0.01039
	$\sum n^2$	0.0045850435	0.0126261665
138.00	N	18	18
	$\sum n$	0.17180	0.16538
	\bar{n}	0.00954	0.01030
	$\sum n^2$	0.0062470591	0.0146146455
200.00	N	18	18
	$\sum n$	0.17520	0.97519
	\bar{n}	0.00973	0.00973
	$\sum n^2$	0.0079783365	0.0163708712
	\bar{n}	0.01037	0.01031

CONCLUSIONES.

Las conclusiones del experimento que realizaron E. Don Bloogood y Jhon M. Bell, son las siguientes:

- 1.- Se ^{ha} encontrado que la pendiente, relación de flujos y el tamaño de tubería, son factores significativos para juzgar el valor de "n" a determinarse. Además se ha encontrado que los materiales de los tres tipos de tuberías no tienen efecto significativo en el valor de "n".
- 2.- El promedio de los valores de "n" obtenidos para tuberías de 4" de diámetro de arcilla y asbesto-cemento, resultaron menores que para tuberías de 8" de diámetro de los mismos materiales.
- 3.- La relación de tirante a diámetro (d/D), parece ser el principal factor en la variación de los valores de "n"

COMENTARIOS

Las críticas a este experimento son las siguientes:

- 1.- Los autores no dan a conocer todos los valores de los tirantes de las 874 mediciones y se limitan a dar los valores promedios para determinados rangos de flujo.
- 2.- En las experiencias no se indican específicamente los métodos para medir los tirantes y el gasto.
- 3.- No hay gráfico alguno que muestre la variación del

valor de "n" con la relación tirante a diámetro -- (d/D) y los autores se limitan a tomar el promedio aritmético. Sin embargo ellos refieren que la relación tirante a diámetro(d/D) es el principal factor en la variación del valor de "n".

4.- En las líneas de tuberías de 8", no se ensayaron para otra pendiente que no fuera 0.0040, resultando incompletos los datos para comparar los valores promedio obtenidos en las tuberías de 4".

5.- No se dice nada del efecto de las uniones sobre el valor del coeficiente de rugosidad "n" de Manning.

6.4. EXPERIMENTO DE POMEROY

Este trabajo fue realizado por Richard D. Pomeroy durante los meses de 1964, en los sistemas de alcantarillado de 46 ciudades, distritos y compañías privadas en los Estados Unidos de Norteamérica.

Estas investigaciones tuvieron el propósito de conocer las condiciones hidráulicas en pequeñas alcantarillas, los efectos de ciertas variables en las velocidades y la representación de la velocidad como una función de un mayor número de variables.

En total se hicieron mediciones en 95 líneas: 27 en el Estado de California y el resto en otros 16 estados.

Las tuberías de alcantarillado de dichas líneas fueron de diversos materiales, tales como: asbesto cemento, arcilla, y cemento; en cuanto a la edad de

de funcionamiento de las líneas existentes, se tuvieron tuberías entre 9 meses y 50 años de uso; con respecto a los diámetros, éstos estuvieron comprendidos entre 8" y 24" pulgadas de diámetro.

Al efectuar sus mediciones en las líneas de tuberías de alcantarillado existentes, se deduce que Pomeroy empleó aguas servidas y las mediciones se realizaron en las tomas, pero no se pudieron hacer otras mediciones dentro de la corriente; para medir el flujo se empleó el método de dilución de la sal, utilizándose este método colorimétrico para su comprobación respectiva.

Las condiciones bajo las cuales se ejecutan las medidas, fueron: longitud del tramo, la pendiente, tiempo transcurrido, gasto y diámetros de las tuberías, tabulándose estos valores, mostrando una gran dispersión de los valores para el coeficiente de rugosidad "n" de Manning.

DATOS OBTENIDOS POR RICHARD POMEROY

TUBERIAS DE ASBESTO-CEMENTO DE 1.0" DE DIAMETRO

Línea	δ m/m	Q l/s.	V cm/s.	d/D	"n"
1a	0.0139	1.00	60.0	0.073	0.0103
1b	0.0139	8.27	118.0	0.196	0.0096
2a	0.0093	0.98	52.0	0.080	0.0103
2b	0.0093	17.00	119.0	0.325	0.0104
6a	0.0107	14.70	122.0	0.288	0.0102
6b	0.0107	5.21	94.0	0.167	0.0097
6c	0.0107	6.50	100.0	0.186	0.0097
14a	0.0202	10.80	157.0	0.194	0.0087
14b	0.0202	1.20	86.0	0.065	0.0080
14c	0.0202	0.78	77.0	0.052	0.0077
15a	0.0184	1.09	77.0	0.066	0.0086
15b	0.0184	11.60	152.0	0.211	0.0090
15c	0.0184	1.13	82.0	0.064	0.0079
15d	0.0184	0.70	71.0	0.051	0.0080
22a	0.0171	5.64	108.0	0.160	0.0104
22b	0.0171	9.05	128.0	0.198	0.0099
34a	0.0113	5.08	24.0	0.432	0.0207
34b	0.0113	12.00	32.0	0.687	0.0185
49a	0.0018	1.11	31.0	0.134	0.0102
49b	0.0018	4.10	44.0	0.248	0.0106
49c	0.0018	23.20	57.0	0.746	0.0133
77a	0.0009	20.30	54.0	0.699	0.0102
77b	0.0009	4.58	29.0	0.347	0.0139
81a	0.0043	0.83	31.0	0.101	0.0135
81b	0.0043	6.09	55.0	0.270	0.0139

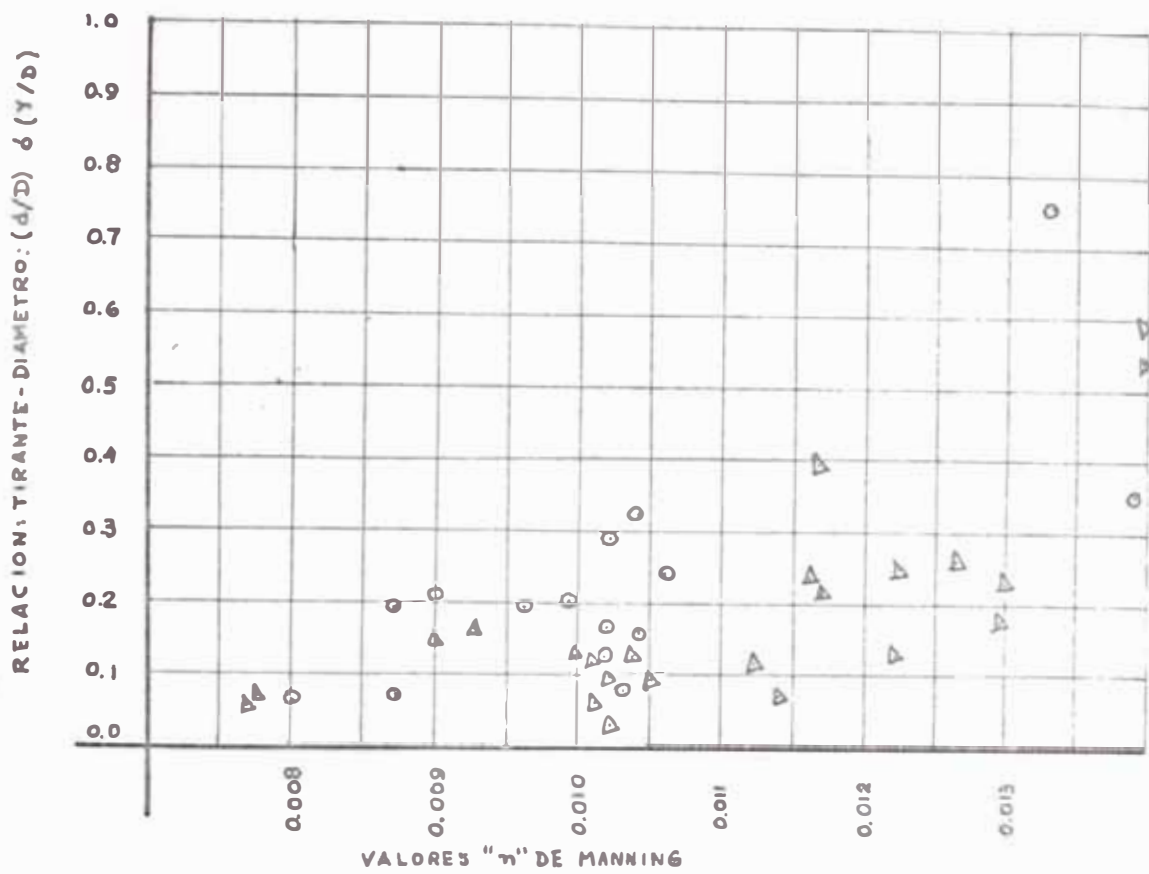
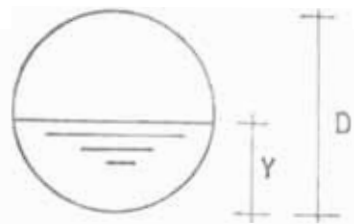
Nota.- Del Estado de California se tomaron datos de la línea 1 a la 22; del Estado de Florida, se obtuvo la línea 34 de Massachusetts, la línea 49; de Texas, se obtuvo la 77, de Virginia la última.

DATOS OBTENIDOS POR RICHARD POMEROY

TUBERIAS DE ASBESTO CEMENTO DE 12" DE DIAMETRO

Línea	S m/m	Q l/s.	V cm/s	d/D	n
3a	0.0187	2.99	69.0	0.109	0.0150
3b	0.0187	1.53	56.0	0.080	0.0152
3c	0.0187	16.40	141.00	0.217	0.0113
5a	0.0160	3.64	94.0	0.102	0.0098
5b	0.0160	5.73	106.0	0.127	0.0100
11a	0.0149	2.50	96.0	0.078	0.0078
11b	0.0149	1.59	83.0	0.061	0.0077
11c	0.0149	10.70	131.0	0.169	0.0093
17a	0.0410	8.39	144.0	0.134	0.0122
17b	0.0410	2.58	106.0	0.074	0.0114
48a	0.0170	0.86	60.0	0.051	0.0102
48b	0.0170	5.54	86.0	0.144	0.0137
54a	0.0015	24.60	55.0	0.593	0.0139
54b	0.0015	3.83	28.0	0.245	0.0178
58a	0.0034	8.06	62.0	0.235	0.0116
58b	0.0032	20.70	78.0	0.391	0.0116
59a	0.0076	5.65	68.0	0.172	0.0129
59b	0.0076	12.80	90.0	0.250	0.0122
70a	0.0025	6.92	39.0	0.290	0.0165
70b	0.0023	24.90	63.0	0.536	0.0140
82a	0.0053	9.05	68.0	0.237	0.0130
82b	0.0053	11.20	74.0	0.260	0.0126
83a	0.0196	9.05	131.0	0.150	0.0099
83b	0.0196	11.20	150.0	0.159	0.0090
90a	0.0114	3.78	82.0	0.114	0.0102
90b	0.0114	13.60	109.0	0.227	0.0117
101a	0.0122	5.20	87.0	0.137	0.0112
101b	0.0122	4.45	83.0	0.127	0.0112

Nota.- En el gráfico siguiente, se muestra la variación de "n" con la relación d/D para tuberías de asbesto-cemento de 10" y 12".



NOMENCLATURA

- VALORES PARA TUBERIAS DE ASBESTO-CEMENTO DE 10"
- △ VALORES PARA TUBERIAS DE ASBESTO-CEMENTO DE 12"

VARIACION DEL n DE MANNING EN CANAL CIRCULAR

EXPERIMENTO DE RICHARD POMEROY

1. GRAFICO: d/D VS. "n" MANNING

CONCLUSIONES

La mayor parte de las conclusiones están encaminadas a mostrar los diversos factores que influyen sobre la velocidad.

1.- En el cálculo de los coeficientes hidráulicos para las 95 líneas, se puede observar claramente la diversidad de los valores, que se deben a las diversas condiciones imperantes al efectuar dichas mediciones.

2.- Pomeroy, en base a las referencias de Yarnell y Woodward, y Camp, confirma que las velocidades no cumplen con las ecuación tradicionales y que más bien dichas velocidades pueden ser calculadas por la siguiente fórmula:

$$V = K \cdot S^{0.41} \cdot Q^{0.24}$$

donde K es un coeficiente, S la pendiente, Q en m³/seg. y la velocidad en m/seg; además, tenemos que las velocidades de autolimpieza en las alcantarillas deben ser de 0.5 a 0.6 m/seg. como mínimo.

3.- La pobre construcción, incluyendo las irregularidades en el trazado de la pendiente, es a menudo una causa de pobres características hidráulicas.

4.- Pomeroy afirma que las tuberías de asbesto-cemento tienen mejores coeficientes que las tuberías de arcilla y que las de concreto.

COMENTARIOS.-

Las principales críticas a este experimen-

to son las siguientes:

- 1.- Las condiciones que imperaron al efectuar las mediciones en las líneas de alcantarillado, no dieron las mejores condiciones para medir los tirantes y velocidades, entre estas dificultades tenemos:
 - Diferentes estados de conservación de las tuberías
 - Diferente calidad de aguas negras.
 - Diferentes flujos, que no eran constantes.
 - Pendiente no uniforme, debido a la forma de colocación y al tiempo de servicio.

- 2.- Graficando los valores hallados para "n" vs. la relación d/D , no sigue estos puntos una curva definida.

6.5. EXPERIMENTOS DE CEPEDA-HIDALGO

Los "Estudios del Comportamiento Hidráulico y Resistencia Mecánica en Cañerías de Asbesto-Cemento tipo Alcantarillado" fueron efectuados por: Fernando Hidalgo T. y Nancy Cepeda, de la Universidad de Chile, de la Sección Ingeniería Sanitaria, en el año de 1969.

El objetivo fundamental de las experiencias fue determinar los valores confiables de los parámetros de resistencia hidráulica, en una línea de experimentación de 100m. de longitud, de tuberías de asbesto-cemento tipo alcantarillado que trabaja como canal; en estos experimentos se utilizaron aguas servidas y en todo instante trataron de mantener cierta similitud con instalaciones reales.

Las tuberías utilizadas en la línea de experimentación estuvieron apoyadas sobre marcos de madera; además, estos tubos fueron cada uno de: 0.3, 0.25 y 0.20 metros de diámetro y con 5.0 m. de longitud. En total se efectuaron 107 mediciones y las pendientes estuvieron comprendidas entre 0.002 y 0.010.

El experimento se llevó a cabo de la siguiente manera: se iniciaba el recorrido de las aguas servidas al efectuar una captación del emisor de Fuente Alto, luego, eran conducidas estas aguas por gravedad - al regulador de gastos a través de una tubería de 0.4 m. de diámetro; a continuación, este regulador que actuaba con carga constante entregaba gastos constantes al tramo de experimentación; el flujo pasaba enseguida a lo largo del tramo de experimentación donde se efectuaban las mediciones del tirante de agua; seguidamente, el flujo pasaba a un estanque rectangular en donde se medía el gasto; y por último, las aguas eran descargadas por gravedad a través de una tubería de 0.30 m. de diámetro a una chimenea del emisario.

A continuación, se indican las medidas - cómo se efectuaron, y cómo estuvieron colocados los instrumentos en la línea ensayada.

a) Medida del Tirante(Y)

Para este caso, se efectuaron 10 tomas piezométricas que consistían cada una en tres perforaciones en una sección transversal de la cañería; una en el fondo y las otras dos en posiciones simétricas con respecto a la vertical, bajo un ángulo de 30° del eje del tubo; se insertaron tubos de bronce a éstos y se les colocó una manguera de plástico de 0.30 m. de longitud que,

a su vez, se enchufaba en una cruz de vidrio de 0.6 cm de diámetro; la cuarta rama de esta cruz estaba conectada mediante una manguera de plástico a un tubo de vidrio de 1 cm. de diámetro, que iba adosado a una reglilla de madera cubierta ésta, a su vez, por un papel milimetrado, al fijar esta reglilla a las partes que sostenían a la cañería, bastaba ubicar la posición de la cañería sobre la lectura de la reglilla para tener el centro de los piezómetros; una nivelación precisa de las reglillas entre sí, permitió todas las lecturas referidas a una sola reglilla.

Cabe aclarar que todas las tomas piezométricas estuvieron ubicadas a: 5,15,25,35,45,55,65,75,85, y 95 m. de la entrada o ingreso del flujo a la línea de experimentación; de todas estas tomas se consideró la estación situada a 45 m. del ingreso, porque presentó las menores interferencias.

b) Medidas del Gasto(Q)

La medición del gasto se realizó en un vertedero triangular de 90° de pared delgada, el que al mismo tiempo se colocó en un estanque enterrado. y situado al final de la línea de experimentación.

c) Medición de la temperatura(T)

En cada ensayo se midió la temperatura del líquido a la entrada del tramo de experimentación. En un inicio la temperatura fue de 16°C y en los días de verano las temperaturas predominantes fueron de 20 a 23°C , entre las 10 a 18 horas del día.

Interpretación de los datos Experimentales

Cada experiencia queda representada por los datos medidos durante su ejecución. En las experiencias realizadas en el modelo hidráulico se midió; la temperatura del agua, las cotas del eje hidráulico y fondo en cada sección medida, y el gasto. El conjunto de las medidas permite determinar las variables geométricas de escurrimiento, a saber: Profundidad media, Area, Radio Hidráulico, profundidad hidráulica y pendiente del eje hidráulico.

Con estos valores es posible calcular las expresiones de los parámetros de resistencia hidráulica que se desea, por ejemplo (n) (λ), (K), etc. y los parámetros adimensionales que definen el régimen de escurrimiento el número de Reynolds, y el número de Froude que son los de mayor incidencia en este tipo de escurrimiento.

Cálculo del coeficiente de rugosidad "n" de Manning

Para el cálculo del coeficiente de rugosidad "n", se empleó la fórmula de Manning en el sistema métrico:

$$n = \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2} \cdot A}{Q}$$

En la búsqueda de la mejor forma de encontrar el valor de "n", se presentó las cinco alternativas siguientes:

- (1) Calcular el valor de "n" en cada sección directamente con el valor de la profundidad.

- II) Calcular el valor de "n" en cada sección con los valores de la profundidad calculados a partir de las rectas de ajustes del fondo y de la superficie libre de agua.

- III) Promediar las profundidades calculadas a partir de las rectas de ajuste, o sea, considerar Y_{45} como la medida más representativa.

- IV) Promediar las áreas y radios hidráulicos calculados a partir de las mediciones directas de la profundidad en cada sección, y

- V) Promediar las áreas y radios hidráulicos calculados a partir de las rectas de ajuste en cada sección.

Al aplicar los cinco procedimientos a los datos de las experiencias para las condiciones de: $D=250\text{mm}$, $S = 0.002$, y $Q = 27.2$ lts/seg. se tienen los siguientes valores de "n":

Primer caso: $n = 0.011411$

Segundo caso: $n = 0.01134$

Tercer caso $Y_{45} = 19.33$ cm; $n = 0.01139$

Cuarto caso $n = 0.01134$

Quinto caso $n = 0.01134$

Si bien los casos segundo, cuarto y quinto coinciden en su resultado, se decidió considerar para el cálculo el tercer caso debido a que es más sencillo en su aplicación: da más importancia al tramo central del escurrimiento, que es donde mejor se puede presentar

el escurrimiento uniforme: y la discrepancia de 0.00005 con el valor de 0.01134, es poco significativa. Con respecto al primer caso, los valores obtenidos de n varían entre 0.0110 y 0.01219, lo que dá un valor promedio de 0.01141; esto, sin haber aplicado ningún método correctivo para suavizar las discrepancias de los valores de Y , lo cual nos hace aconsejable este método.

A continuación, presentamos los resultados numéricos de las experiencias de pérdidas de carga realizados en el modelo de Puente Alto; las tablas se han agrupado según los diámetros ensayados, de los cuales se han escogido 2 series de valores.

SERIE I

D = 200 mm. Long/tubo = 5.0 m. $s = 0.002$

Exp.	Y/D	Q(l/s)	J 10 ⁻³	A(m ²) 10 ⁻³	R (m) 10 ⁻³	H(m) 10 ⁻³	"n" Manning	λ 10 ⁻³	K 10 ⁻³	Re	F
1	1,0000	21.75	3.024	31.416	50.00	-----	0.01078	24.7	0.401	137,000	-----
2	0.9544	19.30	2.375	30.900	56.98	372.02	0.01155	27.3	0.703	141,000	0.327
3	0.8643	16.15	2.187	28.860	60.56	210.76	0.01212	29.5	1.010	142,700	0.413
4	0.7888	15.15	2.074	26.580	60.78	162.84	0.01235	30.5	1.139	137,600	0.452
5	0.6867	11.70	1.977	22.596	58.86	123.98	0.01322	34.4	1.657	120,800	0.469
6	0.4283	3.75	2.067	12.448	45.00	64.94	0.01968	80.6	11.430	53,000	0.377
7	0.3462	2.05	1.968	9.656	38.36	50.74	0.02377	132.0	24.800	32,200	0.301

SERIE II

D = 200 mm. Long/tubo = 5.0 mm. $s = 0.003$

Exp.	Y/D	Q(l/s)	J 10^{-3}	A(m ²) 10^{-3}	R(m) 10^{-3}	H(m) 10^{-3}	"n" Manning	λ 10^{-3}	K 10^{-3}	Re	F
1	1.00000	24.40	3.784	31.416	50.00	-----	0.01075	24.6	0.406	160,800	-----
2	0.9102	22.15	2.997	30.020	59.26	202.52	0.01127	25.6	0.578	173,300	0.460
3	0.7506	16.55	2.822	25.304	60.34	146.24	0.01248	31.9	1.336	156.500	0.547
4	0.7121	14.70	2.834	23.932	59.54	132.16	0.01319	35.2	1.620	145,000	0.541
5	0.6340	11.60	2.821	21.000	57.00	109.02	0.01423	41.3	2.840	124,800	0.534
6	0.4471	4.75	2.798	13.596	44.40	68.38	0.01952	79.0	10.780	60,900	0.427
7	0.3229	2.05	2.928	8.776	36.30	46.92	0.02538	132.0	27.950	33,600	0.344
8	0.2680	1.15	2.971	6.812	31.12	38.22	0.03177	254.0	46.800	20,800	0.276

CONCLUSIONES

- 1.- Los valores calculados para el coeficiente "n" de Manning, presenta una gran dispersión, variando - con la pendiente del tramo de pruebas, el diámetro de la tubería y la profundidad relativa del escurrimiento.
- 2.- Es notable el aumento de "n" al duplicar el número de uniones para igual pendiente y diámetro, de --- 0.01078 a 0.01166; este aumento tiene su origen en la pérdida singular que ocurre en cada unión y en la pérdida de energía que resulta de una alineación menos precisa en tubos de menor longitud.
- 3.- Es recomendable para cañerías de asbesto-cemento tipo alcantarillado nuevas y con escurrimiento de aguas servidas en boca llena, de diámetro de 200 mm. y pendientes de 2 y 3 por mil, un valor de $n = 0.0108$. Este valor de $n = 0.0108$ se ha obtenido para escurrimiento turbulento de transición y ha de disminuir al tenerse escurrimientos con números de Reynolds - mayores que los experimentados.
- 4.- La variación de n en función de la profundidad se ajusta, en el caso de aguas servidas, a la curva de Camp y sólo para valores de (Y/D) entre 1.00 y 0.65; para valores menores de (Y/D), la tendencia que se aprecia es dar valores mayores de n, consiguiendo - éstos mayor aumento para $(Y/D) \leq 0.5$
- 5.- El valor de n no varía fundamentalmente en función del diámetro para diámetros de: 0.2, 0.25, y 0.30 m. en experiencias de igual pendiente.

EXPERIMENTOS REALIZADOS POR LA UNIVERSIDAD DE CHILE

6 5.1 Determinación de la variación del
coeficiente "n" en Canales Circula-
res -

Para demostrar la variación del coeficiente "n" se tomaron dos series de mediciones, que a nuestro juicio eran las más completas; siendo los diámetros de los tubos de 200 m.m., ensayados para las pendientes de 0.002 y 0.003 y el rango de la relación: tirante y diámetro (Y/D) fue entre 1.0 y 0.3 .

En el siguiente cuadro se muestra el número de mediciones por serie:

SERIE	No. DE MEDICIONES	PENDIENTE
I	7	0.002
II	8	0.003
	Total 15 mediciones	

A continuación se confeccionó un Programa Fortran para el ajuste de la relación Y/D vs. $n/n_{0.5D}$.
 $n_{0.5D}$ es el coeficiente "n" de Manning para un tirante $Y = 0.5 D$.

Se ha confeccionado los siguientes gráficos.

- 1) Gráfico: Relación (Y/D) vs(n), (en papel aritmético)
- 2) Gráfico: Relación (Y/D) vs. $n/n_{0.5D}$ (en papel aritmético)
- 3) Gráfico: Relación (Y/D) vs. $n/n_{0.5D}$, (en papel doble logarítmico)
- 4) Gráfico: Ajuste de la curva: Relación Y/D vs. $n/n_{0.5D}$, (en papel aritmético.)

RESULTADOS

Los resultados de la variación del coeficiente "n" de Manning en canales circulares son:

a) Rango de variación del "n" de Manning.

No. Serie	Rango de "n"	Rango de Y/D	Pendiente
I	0.0237-0.0108	0.346 -1.000	0.002
II	0.0317-0.0107	0.268 -1.000	0.003

b) Los valores del "n" para un tirante $Y = 0.5 D$ son:

No. Serie	Valor de $n_{0.5D}$	Pendiente
I	0.0160	0.002
II	0.0170	0.003

c) Para el ajuste de la recta: $\text{Log}(Y/D)$ vs. $\text{Log}(n/n_{0.5D})$ se obtiene:

$$\text{I } \text{Log}(Y/D) = -0.24 - 1.36 \text{Log} (n/n_{0.5D})$$

$$\text{II } \text{Log}(Y/D) = -0.27 - 1.20 \text{Log} (n/n_{0.5D})$$

tomando antilogaritmos y despejando el valor de

$(n/n_{0.5D})$, se tiene:

$$\text{I } \frac{n}{n_{0.5D}} = \frac{1}{1.50 (Y/D)^{0.74}}$$

$$\text{II } \frac{n}{n_{0.5D}} = \frac{1}{1.71 (Y/D)^{0.87}}$$

Estas tres últimas relaciones muestran en forma adimensional la variación del coeficiente n.

7.0 ESTUDIO DE VARIACION DEL COEFICIENTE "n" DE MANNING EN CANAL RECTANGULAR

Este estudio fue efectuado por el suscrito, Bachiller en Ingeniería Sanitaria, para optar el título profesional de Ingeniero Sanitario. Las pruebas se practicaron en el Laboratorio Nacional de Hidráulica, utilizando las instalaciones con que cuenta la División Didáctica del Instituto de Hidráulica y Mecánica de Fluidos de la UNI en dicho Laboratorio. El presente trabajo ha contado con el asesoramiento del Ingeniero - don Carlos Ruiz Altuna, del Departamento de Saneamiento, y fueron realizados entre los meses de Setiembre y Octubre de 1973.

7.1. OBJETIVO

El objetivo principal del trabajo fue la determinación de la variación del coeficiente "n" de Manning en canal rectangular de pendiente variable del Laboratorio Nacional de Hidráulica, donde se realizaron mediciones hidráulicas.

7.2. METODO

El método seguido para determinar el coeficiente "n" ha sido efectuar tres series de mediciones de tirantes y gastos a pendiente constante en cada una de ellas y para los cálculos se utilizó Programación Fortran IV.

Se eligió el Laboratorio Nacional de Hidráulica para realizar las pruebas, por presentar las siguientes ventajas:

a) Por las instalaciones que posee, en especial el canal de pendiente variable y sus equipos de gran maniobrabilidad.

b) Por el bajo costo resultante y el ahorro de tiempo durante las pruebas.

Entre los equipos que se contó para efectuar las pruebas en el Laboratorio Nacional de Hidráulica, tenemos:

1. Una bomba de eje vertical CEN VDXT 236, es eléctrica.
2. Una cisterna de 3 m^3 de capacidad.
3. Una tubería de impulsión fo.go. de 0.40 m. de diámetro.
4. Un tanque elevado de $3.0 \times 3.0 \times 3.2$ m. que tiene una carga constante de $h = 5.40$ m.
5. Una tubería de bajada del tanque elevado de fo. go. de 0.25 m. de diámetro.
6. Un dispositivo de discipación de energía.
7. Un canal de paredes de vidrio y fondo del mismo material.
8. Un limnómetro de punta colgante (NERPIC)
9. Un termómetro de solución.
10. Una cisterna de quietación de 1 m^3 de capacidad con unas mallas para romper la turbulencia.
11. Una cisterna de 2 m^3 de capacidad, con un vertedero triangular de 53.6°
12. Una toma piezométrica para medir la altura sobre la cresta del vertedero, compuesta por un tanque de comparación y un limnómetro de codo (NERPIC).
13. Una válvula de 0.30 m. de diámetro que dá ingreso al agua a la línea del canal.

14. Un dispositivo para variar la pendiente del canal.

7.2.1. LINEA DE EXPERIMENTACION

Esta estuvo constituida por un canal rectangular de paredes y fondo de vidrio, de sección $B \times h = 0,25 \text{ m} \times 0,50 \text{ m}$. La longitud total de la línea fue de 10.45 m. este canal estuvo colocado sobre un sistema de soporte especial que servía, además, para variar la pendiente.

El sistema funcionaba de la siguiente manera: primeramente, se efectuaba el encendido de la bomba de eje vertical que hacía elevar el agua de la cisterna al tanque elevado por la línea de impulsión, ya cuando el agua alcanzaba el nivel de funcionamiento a carga constante, descendía el agua a presión por una tubería de bajada, siendo controlado el flujo por una válvula a la entrada del canal donde, además, con una compuerta se graduaba la salida del agua y rompiendo, a su vez, la carga de velocidad ($V^2/2g$).

En dicha entrada al canal pasaba luego el agua al canal rectangular, en cuyo tramo central se efectuaban las mediciones de los tirantes mediante un limnómetro de punta colgante; luego, el líquido pasaba a una cisterna de quietación donde se controlaba la turbulencia provocada por la caída del agua del canal, pasaba después a otra cisterna que tenía por salida un vertedero triangular, que nos servía para medir el gasto; finalmente, el agua era llevada por gravedad a otra cisterna de donde era nuevamente elevado el agua por la bomba para iniciar de nuevo el ciclo. Cabe indicar, además, que la

temperatura del agua fue tomada cuando el flujo de agua corría por el canal rectangular durante las pruebas.

Experiencias Previas a las pruebas.

Durante el mes de setiembre se creyó necesario realizar unas experiencias previas para que en base a las dificultades halladas formular un método de experimentación que nos elimine los errores al máximo durante las pruebas definitivas.

Estas experiencias se hicieron en el canal rectangular y se tomaron 4 series de mediones para una misma pendiente, entre las principales dificultades, tenemos:

- 1.- En la medida del tirante con el limnómetro de punta colgante se notó que se encontraba desajustada, todo se arregló ajustando el tornillo de sujeción; además, para dar mayor precisión en las lecturas, se concluyó que las ruedas del carro sobre el cual se apoyaba el limnómetro deberían estar en las mismas posiciones al efectuar las lecturas en los tres puntos del tramo central, que fueron promediados.
- 2.- Para la medida de la pendiente, había una escala que no mostró mucha precisión, por lo cual se llegó a la conclusión de efectuar una nivelación con un nivel de precisión al efectuar las pruebas definitivas.
- 3.- La medida del gasto se tomó mediante las lecturas - sobre la cresta del vertedero, era aquí donde se confrontó la seria dificultad, por que el nivel de agua

no se estabilizaba rápido y a veces oscilaba, para evitar estos contratiempos se llegó a la conclusión de realizar las lecturas de los tirantes cada 1.0 a 1.5 cms. y se purgó la toma piezométrica resultando medidas más estables.

4.- Otras de las recomendaciones que uniformiza el canal colocando planchas de vidrio en el fondo del mismo.

7.3. MEDICIONES

Estas las vamos a nombrar en la secuencia cómo se realizaron durante las pruebas, siendo ellas las siguientes:

- a) Ancho del canal (B), se midió previamente con una regla graduada, resultando ser igual a 0.25 m. de ancho a lo largo del canal.

- b) Medición de la pendiente (3), Para nuestro experimento comprobamos primeramente para una pendiente cero que todos los puntos correspondían a una misma cota de fondo de canal; para lo cual utilizamos un nivel de precisión, una mira corta de 1.0 m. y una wincha de 15.0m. Para medir una pendiente cualquiera se procedió de la siguiente manera: primeramente, se midió un tramo de 10 m. del canal, anotándose y marcándose los puntos extremos seguidamente, se puso al canal con una pendiente que la determinamos en cada caso efectuando una nivelación entre los dos puntos extremos marcados anticipadamente, luego, dividiendo el desnivel entre los 10.m. determinamos la pendiente del fondo del canal en cada caso. Las pendientes du-

durante las pruebas estuvieron comprendidas entre 1.0 y 0.5 por mil.

c) Medición de la temperatura ($T^{\circ}C$) y determinación de la Viscosidad Cinemática (ν)

La temperatura del flujo de agua se midió en el canal con un termómetro de solución; para determinar la viscosidad Cinemática se relacionó con una tabla de Temperatura vs. Viscosidad Cinemática. Durante las pruebas la temperatura media del agua fue de $17.5^{\circ}C$.

d) Medición del tirante de agua (Y)

Para esta medición se puso el mayor esmero posible, ya que, como se verá más adelante, para un error de 1.0 mm. en la lectura del tirante se reflejaba en 1.4% en el error del coeficiente "n".

Para eliminar al máximo las dificultades halladas en las experiencias previas, se acordó efectuar tres mediciones en el tramo central del canal. Dichas tomas estuvieron espaciadas 1.0 m. de distancia, se anota que estas tres mediciones se hicieron para cada gasto Q ; para cada una de las mediciones del tirante se utilizó un limnómetro de punta colgante "NERPIC", el cual estuvo colocado sobre rieles situados en la parte superior del canal; otra de las disposiciones tomadas en cuenta fue la de efectuar cada una de las mediciones teniendo las ruedas en la misma posición; además, se aseguró la punta del limnómetro que estaba calibrado para tener una precisión del orden del 0.1 mm.

Para hacer el mínimo de lecturas y después de haber puesto en práctica las seguridades del caso, se procedió a tomar las lecturas del limnómetro en el fondo del canal en los tres puntos descritos anteriormente, a continuación se hizo pasar el flujo de agua en forma ascendente midiéndose para cada gasto las tres lecturas de los tirantes de agua; al efectuar cada una de estas lecturas se tomó el criterio de hacerlas en el instante antes que por tensión superficial el agua se adhiera al limnómetro, finalmente, se procedió a promediar las tres lecturas de los tirantes para cada gasto (Q). Se sobreentiende, que cada tirante se obtuvo por diferencia de las cotas de la lámina de agua y el fondo del canal.

CALCULO DEL ERROR DE "n" CON EL TIRANTE

Tenemos la fórmula general en el sistema métrico.

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

y los valores de R y A en función de Y son:

$$R = \frac{B \cdot Y}{2Y + B} \dots\dots\dots(2)$$

$$A = B \cdot Y \dots\dots\dots(3)$$

reemplazando estos dos últimos valores en (1) tenemos:

$$n = \frac{\left(\frac{B \cdot Y}{2Y + B} \right)^{2/3} S^{1/2} \cdot B \cdot Y}{Q}$$

$$n = \frac{B^{5/3} Y^{5/3} S^{1/2}}{(2Y + B)^{2/3} \cdot Q} \dots\dots\dots(4)$$

la expresión (4) es de la forma $n = K \left(\frac{u}{V} \right)$, donde.....(5)

$$K = \frac{B^{5/3} S^{1/2}}{Q}$$

$$u = Y^{5/3}$$

$$v = (2Y + B)^{2/3}$$

la derivada $\frac{dn}{dY}$ será de la forma:

$$\frac{dn}{dY} = \frac{k \left[v \frac{du}{dY} - u \frac{dv}{dY} \right]}{v^2} \text{-----6}$$

$$\frac{du}{dY} = \frac{5}{3} Y^{2/3}$$

$$\frac{dv}{dY} = \frac{4}{3} (2Y + B)^{-1/3}$$

Reemplazando $u, v, \frac{du}{dY}, \frac{dv}{dY}$ en (6)

$$\frac{dn}{dY} = \frac{k \left[(2Y + B)^{2/3} \cdot \frac{5}{3} Y^{2/3} - Y^{5/3} \cdot \frac{4}{3} (2Y + B)^{-1/3} \right]}{(2Y + B)^{4/3}}$$

Dando común denominador se tiene:

$$\frac{dn}{dY} = \frac{k \left[(2Y + B) \cdot \frac{5}{3} Y^{2/3} - \frac{4}{3} Y^{5/3} \right]}{(2Y + B)^{5/3}}$$

sacando el factor $\frac{Y^{2/3}}{3}$

$$\frac{dn}{dY} = \frac{kY^{2/3}}{3} \left[\frac{5(2Y + B) - 4Y}{(2Y + B)^{5/3}} \right] \text{----- (7)}$$

$$\frac{dn}{dY} = \frac{kY^{2/3}}{3} \frac{(6Y + 5B)}{(2Y + B)^{5/3}}$$

despejando dn

$$dn = \frac{kY^{2/3}}{3} \frac{(6Y + 5B)}{(2Y + B)^{5/3}} dY \text{----- (8)}$$

Para obtener la relación dn/n , se divide (8) ÷ (4)

$$\frac{dn}{n} = \frac{\frac{kY^{2/3}}{3} \frac{(6Y + 5B)}{(2Y + B)^{5/3}} dY}{\frac{kY^{5/3}}{(2Y + B)^{2/3}}}$$

Simplificando la última expresión se tiene:

$$\frac{dn}{n} = \frac{(6Y + 5B)}{Y(2Y + B)} dY \dots\dots\dots(9)$$

El error en tanto por ciento* es:

$$100 \frac{dn}{n} = \frac{100(6Y + 5B)}{Y(2Y + B)} dY \dots\dots\dots(10)$$

Ejemplo de aplicación.

En un canal rectangular de pendiente 0.0005,

Q = 22.79 x 10⁻³ m³/seg, n = 0.00508, B = 0.25 m.

y = 0.13 m., dY = 0.001 m.

Reemplazando Y, B y dY en la ecuación (10) tendremos:

$$100 \frac{dn}{n} = \frac{100 [6 (0.13) + 5 (0.25)] 0.001}{0.25 (0.26 + 0.25)}$$

$$100 \frac{dn}{n} = 1.4 \%$$

Nota .- Es de destacar que en la fórmula (10), no se reemplaza n, ni Q, es decir es independiente de n y Q, y dependiente solamente de: Y, B y dY.

* Granville, Smith, Longley. CALCULO DIFERENCIAL E INTEGRAL, páginas 166-167, UTEHA, México 1963.

e) Medición del Gasto(Q).- Esta medida se realizó midiendo la altura (h') sobre la cresta del vertedero triangular de 53.8° estando este vertedero colocado en una cisterna situada al final de la línea de experimentación. Para efectuar esta medida se conectó la cisterna con un tanque de comparación donde estaba el limnómetro de codo mediante una toma piezométrica este limnómetro tenía la precisión de 0.1 mm.

Todas las lecturas estaban referidas al cero del vertedero que es el nivel de quietamiento de la superficie de nivel correspondiente a un gasto cero.

También se hicieron estas lecturas luego que el nivel de agua en el tanque de comparación se hubiera estabilizado, lo que ocurría después de 7 minutos de espera. Asimismo, se tuvo el cuidado que luego de haber efectuado las lecturas, éstas se restaron la lectura del cero del vertedero. Para finalizar y tener el gasto, comparamos una tabla de calibración del vertedero en donde estaban tabulados los valores de la altura (h') sobre la cresta del vertedero vs. el gasto Q en lt/seg.

Resumen:- Las medidas efectuadas las podemos dividir en dos grupos:

1. Medidas generales: ancho de canal (B), medición de la pendiente (S), y la temperatura en $^\circ C$.
2. Medidas propiamente dichas durante las pruebas, son: medición del tirante promedio (\bar{Y}) en el tramo central y medición del gasto por el método de la lectura (h') sobre la cresta del vertedero.

Debido a la limitada capacidad de los equipos no se pudo tomar mayores tirantes para la relación de $(Y/B) = 0.9\%$

7.3.1. Número de Mediciones

Para evaluar el valor del coeficiente de rugosidad "n", se ha considerado un total de 90 mediciones, éstas las podemos dividir en las tres series siguientes:

Nc. de Serie	No. de Mediciones	Pendiente
I	40	0.0005
II	18	0.0008
III	32	0.0010
	Total: 90	

7.3.2. Procedimiento seguido para obtener el valor de "n"

Después de haber realizado las mediciones del ancho de canal (B), la pendiente del fondo de canal(S), el tirante de agua (Y), y el gasto(Q) se calculó el coeficiente "n" para lo cual se ha empleado la fórmula general de Manning en el Sistema Métrico:

$$n = \frac{R^{2/3} \cdot S^{1/2} \cdot A}{Q}$$

Para el cálculo de "n" y otros valores o relaciones, se procedió a efectuar todos los cálculos ante un Programa Fortran por las siguientes venta-

- a) Ahorro de tiempo en los cálculos.
- b) Mayor exactitud en los valores calculados.

Entre los pasos seguidos para la confección del Programa y empleo del mismo se efectuaron los siguientes pasos:

- a) Programación de la computadora, en esta fase se le indica a la computadora en su lenguaje lo que debe hacer específicamente en los cálculos, ordenamientos etc.
- b) Prueba del Programa, Como existe la posibilidad de cometer errores y como la mayoría de los programas no trabajan correctamente por primera vez que se les prueba, en nuestro caso tuvimos un error de sintaxis, que fue corregido de inmediato.

Seguidamente, al programa le dimos una serie de valores para observar cómo serían los resultados y afinar la forma de colocar los resultados, para lo cual se corrió de nuevo el programa.

- c) Producción, Finalmente, se combinó el Programa con los datos del experimento y se mandó correr otra vez el Programa. El tiempo empleado por la computadora - en esta etapa fue de 2 minutos y 9 segundos, luego la computadora nos entregó los resultados impresos. Además, se adicionó al programa el cálculo de ajuste de rectas por el método de los mínimos cuadrados .

d) Interpretación.- En sí en esta etapa el usuario de la computadora debe interpretar los resultados para ver lo que significan en términos de las combinaciones de metas que debe satisfacer el problema propuesto.

Para entender el Programa Fortran vamos a referirles los símbolos empleados para denominar a las constantes y variables, los cuales se han dividido en tres grupos:;

1.- Datos generales.- Son los datos que se dieron una vez al Programa o una sólo vez por serie, entre estos tenemos:

J = Número de series

L = Número de lecturas o mediciones por serie.

B = Ancho de canal, en m.

S = Pendiente del canal por serie.

VIS = Viscosidad Cinemática/ 10^6 , en m^2/seg y por serie.

2.- Datos de las lecturas o mediciones en cada serie.-

Así mismo podemos decir que en estos valores están comprendidas los datos principales del experimento, entre los cuales tenemos:

Y - Tirante de agua en m.

Q = gasto o caudal para cada tirante, en m^3/seg .

3.- Significado de las variables del Fortran.- La determinación de las relaciones o cálculos que efectúa la computadora de acuerdo al Programa Fortran, los cuales, ordenadamente, las nombramos a continuación.:

YB = Relación: tirante a ancho del canal (Y/B)

AREA = Area mojada = (Y.B), en m.

PERIM = Perímetro mojado = (2.Y + B), en m.

RADIC = Radio hidráulico = $\frac{AREA}{PERIM}$, en m.

VELOC = Velocidad = $\frac{Q}{AREA}$, en m/seg.

ENE = "n" de Manning (coeficiente de rugosidad)
 $= \frac{(RADIC)^{2/3} \cdot S^{1/2} \cdot (AREA)}{Q}$

CHEZY = coeficiente de Chezy (C)

$$= \frac{VELOC}{(RADIC \cdot S)^{1/2}}$$

FROUDE = Número de Froude (F)

$$= \frac{VELOC}{(9.8 \cdot Y)^{1/2}}$$

ENEM = "n" de Manning para un tirante Y igual a B/2

$$= \frac{(0.25)^{2/3} \cdot B^{8/3} \cdot S^{1/2}}{2 \cdot QM}$$

ENN = Relación de ENE a ENEM

$$= \frac{ENE}{ENEM}$$

REYN = Número de Reynolds (Re)

$$= \frac{(VELOC) \cdot Y \cdot 10^6}{VISC}$$

A continuación, vamos a referir el programa Fortram que se confeccionó.

Nota.- La fórmula del número de Reynolds ha sido sacada del Manual de Hidráulica de Azevedo Netto, págs. 133-134.

MEDICIONES SERIE I

No.	Y(m)	Q(m ³ /seg)
1	0.0421	0.00149
2	0.0471	0.00199
3	0.0527	0.00265
4	0.0549	0.00325
5	0.0612	0.00403
6	0.0673	0.00469
7	0.0703	0.00541
8	0.0798	0.00633
9	0.0816	0.00754
10	0.0902	0.00860
11	0.0898	0.01012
12	0.0996	0.01212
13	0.1061	0.01370
14	0.1072	0.01479
15	0.1133	0.01507
16	0.1203	0.01720
17	0.1267	0.01795
18	0.1282	0.01860
19	0.1314	0.01960
20	0.1348	0.02065

No.	Y(m)	Q(m ³ /seg)
21	0.1442	0.02180
22	0.1478	0.02730
23	0.1610	0.02841
24	0.1652	0.03130
25	0.1756	0.03295
26	0.1811	0.03584
27	0.1845	0.03503
28	0.1827	0.03649
29	0.1879	0.03818
30	0.1911	0.04012
31	0.1982	0.04155
32	0.1980	0.04300
33	0.2072	0.04450
34	0.2079	0.04532
35	0.2111	0.04655
36	0.2160	0.04808
37	0.2205	0.04965
38	0.2239	0.05143
39	0.2271	0.05247
40	0.2314	0.05405

Datos generales: $\beta = 0.0005$

$T = 17.5^{\circ}\text{C}$

$\nu = 1.071 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg.}$

MEDICIONES SERIE II

No.	Y (m)	Q (m ³ /seg)
1	0.0479	0.00194
2	0.0570	0.00313
3	0.0650	0.00436
4	0.0756	0.00605
5	0.0854	0.00788
6	0.0936	0.01027
7	0.0953	0.01150
8	0.1158	0.01561
9	0.1278	0.01756
10	0.1284	0.01990
11	0.1404	0.02233
12	0.1569	0.02630
13	0.1652	0.03230
14	0.1816	0.03473
15	0.1878	0.03715
16	0.1944	0.04100
17	0.1968	0.04307
18	0.2133	0.04620

Datos generales: S = 0.0008
T = 17.5°C
 $\nu = 1.071 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{seg.}$

RESULTADOS

Después de haber efectuado los cálculos y en base a los datos obtenidos experimentalmente en el canal rectangular de pendiente variable del Laboratorio Nacional de Hidráulica, se ha obtenido lo siguiente.

(1) Al aplicar la fórmula de Manning a canal rectangular se ha encontrado que los valores del coeficiente "n" son variables, siendo sus rangos de variación los siguientes:

Serie	Rango de "n" Manning	Rango (Y/B)	Pendiente
I	0.0161- 0.00456	0.168- 0.925	0.0005
II	0.0190- 0.00610	0.191- 0.853	0.0008
III	0.0240- 0.00710	0.169- 0.812	0.0010

(2) De los valores anteriores se puede notar que los valores máximos de "n" son hasta 3.5 veces los mínimos, dentro de los rangos de (Y/B) estudiados.

(3) Los valores del coeficiente "n" obtenidos para un tirante: $Y = 0.5B$, han sido:

Valor $n_{0.5B}$	Pendiente
0.0178	0.0005
0.0174	0.0008
0.0156	0.0010

(4) El número de Froude (F), en todo momento ha sido: $F < 1$, o sea que los experimentos se realizan con un flujo sub-crítico.

(5) La velocidad máxima fue de 0.93 m/seg. y la mínima de 0.134 m/seg.

(6) El coeficiente de Chezy que se obtuvo varió de 23 a 146.

(7) Se ha hecho el ajuste de la recta: $\text{Log}(Y/B) = A_1 + A_2 \text{Log}(n/n_{0.5B})$, por el Método de los mínimos cuadrados, siendo las ecuaciones resultantes:

No. Serie	Ecuación
I	$\text{Log } Y/B = -0.27 - 1.41 \text{Log} \left(\frac{n}{n_{0.5B}} \right)$
II	$\text{Log } Y/B = -0.29 - 1.32 \text{Log} \left(\frac{n}{n_{0.5B}} \right)$
III	$\text{Log } Y/B = -0.31 - 1.29 \text{Log} \left(\frac{n}{n_{0.5B}} \right)$

despejando el valor de $(n/n_{0.5B})$, se tiene:

$$\begin{aligned} \text{I} \quad n/n_{0.5B} &= 1/1.55 (Y/B)^{0.72} \\ \text{II} \quad n/n_{0.5B} &= 1/1.65 (Y/B)^{0.76} \\ \text{III} \quad n/n_{0.5B} &= 1/1.78 (Y/B)^{0.83} \end{aligned}$$

(8) Al graficar estas tres últimas relaciones se puede observar que estas se superponen para valores de la relación: tirante/ancho de canal $(Y/B) < 0.5$

(9) Análogamente, se ensayó con los datos experimentales el ajuste de rectas de la forma $\text{Log} \left(\frac{Q}{AS^{1/2}} \right) = A_1 + A_2 \text{Log}(R)$

No. Serie	Ecuación	Pendiente
I	$\text{Log}(Q/AS^{1/2}) = 3.74 + 1.94 \text{Log}(R)$	0.0005
II	$\text{Log}(Q/AS^{1/2}) = 3.73 + 2.01 \text{Log}(R)$	0.0008
III	$\text{Log}(Q/AS^{1/2}) = 3.75 + 2.10 \text{Log}(R)$	0.0010

tomando antilogaritmos se tiene:

$$\text{I} \quad \frac{Q}{AS^{1/2}} = \frac{R^{1.94}}{0.000180}$$

$$\text{II} \quad \frac{Q}{AS^{1/2}} = \frac{R^{2.01}}{0.000188}$$

$$\text{III} \quad \frac{Q}{AS^{1/2}} = \frac{R^{2.09}}{0.000180}$$

C O N C L U S I O N E S

(1) El coeficiente de rugosidad "n" de Manning varía con el tirante del canal, variación que es creciente conforme decrece dicho tirante.

(2) La variación del "n" de Manning con el tirante ha sido referida a un sistema adimensional:

Y/B vs. $n/n_{0.5B}$ (en canal rectangular); e

Y/D vs. $n/n_{0.5D}$ (en canal circular),

donde "n" es un valor del "n" de Manning para un tirante cualquiera; $n_{0.5B}$ es el "n" correspondiente al tirante $Y = 0.5 B$, en canal rectangular; y $n_{0.5D}$ es el "n" para el tirante $Y = 0.5D$ en el canal circular.

(3) La relación de comparación: $Y/B = 0.5$, e $Y/D = 0.5$, se ha elegido porque corresponden, tanto en canal rectangular como en canal circular, a las secciones de mayor eficiencia hidráulica.

(4) Las variaciones de "n" para tirantes mayores de $0.5 B$, en canal rectangular, y $0.5 D$, en canal circular, son menos significativas que las variaciones correspondientes a tirantes menores que 0.50 de B ó D .

(5) Generalmente, los canales se diseñan para secciones de mayor eficiencia hidráulica que corresponden a los tirantes $Y = 0.5 B$ (c.rectangular); $Y = 0.5D$ (canal circular); si bien "n" es mayor para tirantes menores que estos últimos, no afecta el funcionamiento hidráulico del canal puesto que el gasto y las velocidades serán menores que la del diseño.

B I B L I O G R A F I A

- Manual de Diseño de Obras Civiles Sección E Hidráulica, Comisión Federal de Electricidad, año 1970, - México, impresa en Central de Artes Gráficas.
- Open Channels Hydraulics, Chow Ven Te, año 1959, New York USA. Editorial Mc Graw Hill Book Company Inc.
- Canales de Asbesto-Cemento, Carlos M. Barahona, año 1972, Lima-Perú, Tesis de Bachiller en Ingeniería - Sanitaria, UNI.
Tratado de Hidráulica Aplicada, H. Addisson, año 1959, Barcelona-España, Edit. Gustavo Gili.
- Problemas de Química General, Ibarz, año 1959, España, Editorial Marín.
Estadística, Murray R. Spiegel, año 1969, Bogotá-Colombia, Editorial Mc. Graw Hill Inc. (Colección Shaum's)
- Experimentación Hidráulica, Cabada, año 1969, Lima-Perú, Tesis de Grado en Ingeniería Civil, UNI.
- Estudios de Comportamiento Hidráulico y Resistencia - Mecánica en Cañerías de Asbesto-Cemento tipo Alcantarillado, F. Hidalgo y Nancy Cepeda, año 1969, Santiago de Chile, Tesis de Grado en Ingeniería Civil, Universidad de Chile.
Manual de Hidráulica, Azevedo Netto, año 1966, Sao Paulo-Brasil, Editorial Blütcher.
- Hidromecánica, Becerril, año 1960, Madrid-España, Editorial-Dossat.
- Fluid Mechanics and Hydraulics, Ranal V Giles, año 1962, E.U. de N.A. Editorial Shaum Publishig Company
- Estudio del Coeficiente de Rugosidad "n" de Manning en tuberías de Alcantarillado, Domingo A. Mondragón Ch. año 1973, Lima-Perú, Tesis de Bachiller en Ingeniería Sanitaria UNI.

Hidráulica, Hunter Rouse, año 1960, Barcelona-España,
Editorial Dossat.

Hidráulica Dominguez, año 1959, Santiago de Chile,
Editorial Universitaria.

- Hand Book Hydraulics, King Horace, año 1962, New York,
E.U. de N.A., Editorial Mc. Graw Hill Inc. Co.

Programación Fortran IV, Donald D. Mc. Cracken, año
1970, México, Limusa Willey, S.A.

ARTICULOS DE REVISTAS

- Thomas R. Camp. "DESIGN OF SEWERS TO FACILITATE FLOW", Sewage Work, Vol. 18 No.1 pages 3-16, January 1946. E.U. de N.A.
- Kenneth W. Cosens "SEWER PIPE ROUGHNESS COEFFICIENTS" Sewage and Industrial Wastes, Vol. 36 No. 1 pages 42-50, January 1954, E.U. de N.A.
- Don E. Bloodgood and John M. Bell "MANNING'S COEFFICIENTS CALCULATED, FROM TEST DATA" Journal Water Pollution - Control Federation ,Vol. 33, No. 2, pages 176-183, February 1961, E.U. de N.A.
- Richard D. Pomeroy, "FLOW VELOCITIES IN SMALL SEWERS" Journal Water Pollution Control Federation, Vol.39, No.9, pages 1525-1548, September 1967, E.U. de N.A.
- K.Denson and A. Shindala, "DIMENSIONLESS FORMS OF THE MANNING AND HAZEN WILLIAMS EQUATIONS" Civil Engineering ASCE, March-1969, Vol. 39, No. 3 pages 47, E.U. de N.A.
- Wunderlich A.M. "UNIVERSAL FORMULA FOR UNIFORM FLOW" January 1970, Vol. 40, No. 1 pages 51, E.U. de N.A.

I N D I C E

1. Introducción..1
2. Escurrimiento en Canales o a superficie Libre.....	..3
2.1. Aspectos Generales.	.3
2.1.1. Elementos hidráulicos de un canal.	.3
2.1.2. Ecuaciones de la hidrodinámica aplicada un canal.....	.6
2.1.3. Efecto de la viscosidad.	.8
2.1.4. Efectos de la gravedad, energía específica y escurrimiento crítico.....	..8
2.1.5. Clasificación de escurrimientos.....	.12
2.2. Fórmulas para calcular el escurrimiento en canales.....	13
2.2.1. Fórmula de Chezy.13
2.2.2. Fórmula de Ganguillette y Kutter.....	14
2.2.3. Fórmula de Bazin...	.15
2.2.4. Fórmula de Manning en actual uso.....	15
3. Uso de Canales Rectangulares.....	16
3.1. Clases de canales.....	16
3.2. Uso de canales rectangulares.....	18
4. Experimentos de Comportamiento Hidráulico de Agua y Desagüe.	..20
4.1. Objetivo.....20
4.2. Método de Experimentación.....	20
4.2.1. Descripción de la Línea de Experimentación.	22
4.2.1.1. Dispositivo de gasto constante.	.23
4.2.1.2. Línea de tubos de vidrio.....	24
4.3. Mediciones.....	25
4.3.1. Tabulación de las mediciones.....	25
4.4. Resultados.....	28
4.5 Conclusiones.....	28

5. Fórmula de Manning...	
5.1. Fórmula de Manning en actual uso.....		29
6. Variación del coeficiente "n" con el tirante en Canales Circulares		.32
6.1. Estudio de Camp.....		32
6.2. Experimento de Cosens.....		36
6.3. Experimento de Bloogood-Bell.....		45
6.4. Experimento de Fomeroy.....		55
6.5. Estudios de Cepeda y Hidalgo.....		60
6.5.1 Determinación de la variación del coeficien- te "n" en canales circulares.....		69
7. Estudio de la Variación del coeficiente de ru- gosidad "n" de Manning en canal rectangular.....		71
7.1. Objetivo.....		71
7.2 Método...		.71
7.2.1. Línea de Experimentación.		.73
7.3. Mediciones.....		.75
7.3.1. Número de Mediciones.		.81
7.3.2. Procedimiento seguido para obtener el va- lor de "n".....		81
Resultados.....		88
8. Conclusiones		91
9. Bibliografía.....		.93
Artículos de revistas.....		95
10. Apendice.....		96
11. Índice...		I-II
Fotos, gráficos, figuras.		