Fco. Javier Domínguez

Curso de Hidráulica General

(*Continuación*)

CAPITULO IX

Corrientes cerradas uniformes

91. Movimiento permanente uniforme en cañerías. Ecuación general.—92. Rugosidad de paredes en las cañerías.—93. Fórmulas experimentales.—94. Elección de fórmula.—95. Uso de las fórmulas.—96. Cañerías cortas y largas.—97. Influencia del perfil en la línea de carga; limitación de presión. Cañerías con trozos de distinto diámetro.—98. Límites de velocidad. 99. Condición de costo mínimo.—100. Servicio en camino.—101. Ejemplos y aplicaciones.—102. Cálculos de redes.—103. Diámetro y velocidad más conveniente en una cañería de impulsión y en cañerías de alimentación de receptores hidráulicos.—104. Repartición de velocidades.

91. Movimiento permanente uniforme.—Ecuación general.—Ya hemos dicho que el movimiento uniforme de una corriente turbulenta permanente, en canalizaciones cerradas obedece a la ecuación:

$$\frac{1}{\gamma}\frac{dp}{ds} - sen\ I = \frac{b\,U^2}{R} \qquad (1$$

que multiplicada por ds, queda:

$$\frac{1}{\gamma}dp - sen\ I\ ds = \frac{b\,U^2}{R}\,ds \qquad (2$$

Se ha llamado I al ángulo que forma el eje hidráulico con la horizontal, ahora bien, si llamamos dz lo que varía el fondo en la longitud ds, la derivada $\frac{dz}{ds}$, vale $sen\ I$, y por lo tanto en la ecuación (2, tenemos que $-sen\ I\ ds = dz$. Si integramos desde una abscisa s_o. donde la presión en el eje hidráulico es p_o y su cota z_o, hasta otra abscisa s_1, de presión p_1 y cota z_1, obtenemos:

$$z_o + \frac{p_o}{\gamma} - z_1 - \frac{p^1}{\gamma} = \int_{s_1}^{s_o} \frac{b\,U^2}{R}\,ds \qquad (3$$

El primer miembro es lo que baja la cota piezométrica entre los puntos del eje hidráulico de las abscisas s_o y s_1 y el segundo es la pérdida de carga entre esos puntos, debida a los frotamientos. En el segundo miembro, si el movimiento es uniforme, son constantes U, b y R, es decir de $\frac{b\,U^2}{R} = J$, la pérdida de carga por unidad de longitud, es constante v por lo tanto el integral del segundo miembro vale:

$$\int_{s_o}^{s_1} J ds = J(s_1 - s_o)$$

Llamando H al desnivel piezométrico $z_o + \frac{p_o}{\gamma} - \left(z_1 + \frac{p_1}{\gamma}\right)$, y llamando L la distancia $s_1 - s_o$ se tiene la ecuación general:

$$H = JL \qquad (4$$

de donde

$$J = \frac{H}{L} \qquad (5$$

Esta expresión nos dice que obtenemos la pérdida de carga haciendo la razón entre el *desnivel piezométrico disponible entre dos puntos y la longitud de la corriente entre ellos.*

La ecuación del movimiento uniforme en una corriente cerrada o *cañería* puede sentarse directamente, considerando que la producción del movimiento uniforme de las partículas líquidas se debe a que la aceleración resultante de las fuerzas que las solicitan es nula. Las fuerzas son la componente del peso, las presiones y los frotamientos. Si tomamos una corriente cerrada circular de diámetro D, que forma un angulo I con la horizontal, en la cual aislamos un trozo de 1 m. de longitud y cuyo peso $\frac{\gamma \pi D^2}{4}$, da en la dirección del movimiento una componente $\frac{\gamma \pi D^2}{4}$ *sen* I. Las presiones que dan componente en el eje que tenga esa dirección son las de las caras terminales, y la resultante de ellas vale $(p_o - p_1) \frac{\pi D^2}{4}$. Los *frotamientos interiores*, acciones mutuas y contrarias de filete contra filete se anulan y quedan de saldo los *frotamientos parietales* cuya resultante se opone al movimiento vale $\gamma B u_o^2 \pi D$ y se proyecta en verdadera magnitud. Se tiene, pues:

$$\frac{\gamma \pi D^2}{4}\,\text{sen}\,I + (p_o - p_1)\,\frac{\pi D^2}{4} = \gamma B\,u_o^2\,\pi D$$

Dividiendo por γ, π y D resulta:

$$sen\ I + \frac{p_o - p_1}{\gamma} = \frac{4\,Bu_o^2}{D}$$

El primer miembro es J, la pérdida de carga por metro de longitud, cuyo valor es, pues:

$$J = Bu_o^2 \frac{4}{D}$$

en ella $\frac{D}{4}$ es el radio hidráulico de la sección circular. La función Bu_o^2 incómoda por la velocidad parietal v_o se expresa en función de la velocidad media, poniendo $Bu_o^2 = = bU^2 = \frac{U^2}{C^2}$ de donde se llega a

$$J = \frac{4U^2}{C^2D} = \frac{4bU^2}{D} = \frac{64\,bQ^2}{\pi^2 D^5} = 6{,}48\ b\ \frac{Q^2}{D^5} \qquad (6$$

En esta ecuación de la pérdida de carga aparece el coeficiente b, llamado de Chezy. Este coeficiente depende, principalmente, de la rugosidad de la pared, pero en general, además, atendiendo a las experiencias más modernas, depende también de la velocidad media U y del radio hidráulico caracterizado por D.

92. Rugosidad de paredes en las cañerías.—Vimos que en las corrientes abiertas la rugosidad de la pared era sumamente variable, desde el cemento liso y madera cepillada hasta la roca irregular abatida a tiros y las paredes con plantas que se proyectan al interior. En cañerías es mucho más restringido el campo de la rugosidad de paredes y muy regular la forma geométrica de la sección. Esta es casi exclusivamente circular. Las cañerías se hacen en la práctica de rugosidad muy semejante, cualquiera que sea el material de que estén hechas. Las de grandes dimensiones son de palastro remachado o de concreto armado, las de dimensiones medias, de fundición o de madera y las pequeñas, de fierro. (1)

No son, pues, los distintos materiales de que están fabricadas las cañerías los que influyen, principalmente, en dar diferentes rugosidades en la pared, son, en primer lugar, la formas de las uniones de un trozo con otro y las remachaduras en las de palastro. Estas junturas están, prácticamente, suprimidas en algunos tipos de madera y en las de concreto armado.

Hay otra circunstancia que es necesario tomar en cuenta en la rugosidad de las cañerías, es su variación con el uso. En efecto, en las cañerías metálicas se depositan, en forma de pequeños tubérculos, sales provenientes de acciones químicas entre los

(1) Difícil es dar dimensiones límites del uso de los distintos materiales indicados. Sin embargo, el palastro se usa en diámetros mayores de *1* m.; el concreto armado, en mayores de *0,5* m.; la fundición, entre *1* m. y *0,10* m. y el fierro, en menos de *0,10* m. Las de madera se usan entre diámetro de *0,30* m. y *2,5* m. Estas últimas casi no han sido usadas en Chile.

elementos disueltos en el agua y el material de la pared, o bien las aguas atacan y corroen la pared. En ambos casos aumenta la rugosidad de paredes. Las cañerías de madera son fácilmente deformables y así aumenta su rugosidad. Las de concreto armado, según Hazen pueden crear algas y aun ser corroídas, aumentando con el uso su rugosidad. Esto ha hecho distinguir dos clases de cañerías, las *nuevas* y las *en uso*. Siempre que se trate de proyectar una cañería para que conduzca un caudal dado, será necesario calcularla con los coeficientes de una cañería en uso, pues al cabo de unos pocos años, dos o más, su rugosidad habrá aumentado, haciendo subir la pérdida de carga *25%* según Flamant, o disminuyendo la velocidad y el gasto en más de *10 %*.

En resumen, y para fijar un criterio, en líneas generales puede decirse que en una corriente abierta, con una misma sección y pérdida de carga, puede variar el gasto de *1* a *6* si varían las rugosidades de paredes entre las más lisas y las asperas usuales, mientras en iguales condiciones sólo varía de *1* a *1,8* en corrientes cerradas hechas con los materiales en uso. (1)

93. Fórmulas experimentales.—En ninguna otra cuestión de Hidráulica se ha acumulado un número de fórmulas empíricas mayor que en esta.

Las primeras datan de fines del siglo XVIII y no tomaban en cuenta la rugosidad de las paredes, pero hacen depender el coeficiente b del radio hidráulico o diámetro. La experiencia decisiva de Darcy (1854) vino a demostrar la influencia de la aspereza de la pared en los escurrimientos. Dió este experimentador su fórmula con coeficientes distintos para cañerías nuevas y en uso. El estudio analítico de Reynolds (1883) cambió la forma de la ecuación y determinó las velocidades límites que separan los regímenes estratificado y turbulento. Hizo depender el coeficiente b de la velocidad media y del diámetro. Podemos, pues, distinguir tres períodos en la evolución de las fórmulas experimentales de corrientes cerradas: el anterior a Darcy, el comprendido entre Darcy y Reynolds, y el posterior a Reynolds, hasta hoy día. No expondremos aquí la gran cantidad de fórmulas dadas por los diversos experimentadores o comentadores; nos contentaremos con las principales más usadas, enunciando únicamente los nombres de otros autores. Especialmente haremos referencia de las más modernas.

Fórmulas anteriores a Darcy, fórmulas antiguas.—La primera de las expresiones dadas para el cálculo de cañerías, es la de *Chezy* (1775), que en Alemania es atribuída a Eytelwein (1796); esa fórmula es:

$$U = 50{,}2\sqrt{\frac{DJ}{4}}; \quad \text{o sea:} \quad \left.\begin{array}{l} b = 0{,}000397 \\ C = 50{,}2 \end{array}\right\} \qquad 7)$$

Dieron también fórmulas, *Du Buat* (1780), *Barré de Saint Venant* (1851), que reemplaza $\sqrt{\frac{DJ}{4}}$ por $\left(\frac{DJ}{4}\right)^{\frac{7}{12}}$ modificando b; y especialmente *Prony* (1804) que

(1) Esto se deduce de un simple análisis de las fórmulas de Manning y de William Hazen. No aludimos a disminuciones de sección provenientes de depósitos extraordinarios.

fué el primero en dar para b un valor polinomio, derivado de las experiencias de *Coulomb*. Prony da:

$$\frac{DJ}{4} = 0{,}00001733\, U + 0{,}0003482\, U^2 \qquad (8$$

Han dado otras fórmulas de cañerías, prescindiendo de la rugosidad de la pared, además, *Dupuit*, (muy semejante a la de Chezy) *Woltman* y *Weisbach*.

No expondremos tampoco las fórmulas de *Couplet* (1732), *Bossut*, producidas en Francia, *Simpson*, *Duncan* y *Leslie* en Inglaterra, *Hagen* (1845) (1) en Alemania.

Entre todas estas fórmulas, casi totalmente en desuso, apenas pueden ser consideradas las de Prony y de Eytelwein.

Fórmulas entre Darcy y Reynolds (1854-1883).—En este grupo quedan colocadas expresiones que, tomando en cuenta la rugosidad de las paredes, hacen distinción entre las cañerías nuevas y las en uso. *Darcy*, como resultado de sus experiencias, propone para la fundición recubierta de depósitos:

$$b = 0{,}000507 + \frac{0{,}00001294}{D} \qquad (9$$

Para fundición nueva dice que hay que tomar la mitad de este valor. Las experiencias de Darcy comprenden diámetros entre *0,06* y *0,50* m.

Pasaremos por alto las fórmulas dadas por *Smith* (1877), *Darrach* (1878), *Stearns* y *Brusch* (1887) en E.E. U.U.; por *Ehrnann* (1880) y por *Iben* (1880), en Alemania; por *Lampe* (1873), en Francia, para exponer la de *Lévy* (1867), que aun goza de prestigio y es, según Monteuil (2), la única con que se calculan en Francia las grandes tuberías. La expresión de Maurice Lévy, para cañerías de fundición cubiertas de incrustaciones, es:

$$U = 20{,}5\sqrt{\frac{DJ}{2}\left(1 + 3\sqrt{\frac{D}{2}}\right)} = 14{,}49\sqrt{DJ + 2{,}13\, J\, D^{\frac{3}{2}}} \qquad (10$$

en que D es el diámetro de la cañería. Vallot ha comentado esta fórmula, cambiándole la forma, pues pone $D = 0{,}324\left(\frac{Q}{\sqrt{J}}\right)^{\frac{2}{5}}$ y le ha agregado coeficiente para tubos que han sido desincrustados. También ha construído una tabla y un abaco que van al fin de este capítulo. (**Tabla N.o 36**).

Esta expresión, de la cual nos ocuparemos después en la elección de fórmula, fué prácticamente confirmada por *Franck* (1881), al sentar otra muy semejante, resultado de prolija discusión de las experiencias existentes hasta su época.

---

(1) Citado por Gibson: en el año 1854 dió una fórmula monomia: $J = k\frac{U^{1,75}}{D^{1,25}}$ dió; otra expresión en 1869, binomia, que sirve para ambos regímenes.

(2) Cours d'Hydraulique Theorique 1910, pág. 59.

Cronológicamente caen en este grupo la de *Ganguillet y Kutter* (1867), dada por sus autores para las corrientes abiertas uniformes, aunque su uso en cañerías es de época más reciente.

Poniendo el radio hidráulico en función del diámetro, esa expresión expuesta al tratar de los canales es:

$$U = \frac{23 + \frac{0{,}00155}{J} + \frac{1}{n}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{J}\right)\frac{2n}{\sqrt{D}}} \sqrt{\frac{DJ}{4}} \qquad (11$$

El coeficiente n de rugosidad varía, según Gibson de $0{,}010$ a $0{,}019$ ($0{,}013$ fundición nueva y $0{,}019$ fundición en uso) y según Horton de $0{,}009$ a $0{,}013$, lo que es tal vez más acertado. Esta fórmula se usa en Alemania en la forma simplificada (1).

$$U = \frac{100\sqrt{D}}{0{,}3 + \sqrt{D}} \sqrt{\frac{DJ}{4}} \quad \text{cañerías nuevas} \qquad (11a$$

$$U = \frac{100\sqrt{D}}{0{,}7 + \sqrt{D}} \sqrt{\frac{DJ}{4}} \quad \text{cañerías en uso} \qquad (11b$$

Como justamente hace notar Mouret, a pesar de su reputación, la fórmula de Kutter es de muy poca exactitud en canalizaciones cerradas.

Fórmulas desde Reynolds hasta ahora.—*Osborne Reynolds* (1883-1894).—Experimentó con el objeto de encontrar las velocidades límites entre el régimen estratificado y turbulento, llega a la conclusión que la forma del movimiento no depende de las dimensiones absolutas de la corriente, y determina finalmente que la pérdida de carga vale:

$$J = \frac{B^n}{A\,(1 + 0{,}337\,t + 0{,}00022\,t^2)^a}\,\frac{U^n}{D^m} \qquad (12$$

El exponente n depende, en movimientos turbulentos, de la rugosidad de la pared y m y a dependen de él, siendo $m = 3 - n$ y $a = 2n$. En el movimiento estratificado $n = 1$. El paréntesis del denominador, es el denominador del valor de η, coeficiente de viscosidad (2). Los valores de las constantes son $B = 396{,}3$ y $A = 67\,700\,000$.

Los valores experimentales de n van a continuación:

---

(1) Forckheiner–Hydraulik 1914, pág. 58. Grundriss der Hydraulik, 1922, pág. 37.

(2) Capítulo IV, § 23, pág. 75. Las constantes están aquí en medidas métricas. Recientemente Scobey (1927) hace notar que la gran mayoría de las fórmulas modernas, como la de Reynolds, dan *tres* como suma de sus exponentes de U y D. (The flow of water in riveted steel and analogous pipes, pág. 80).

Tubos de plomo con junturas	$n=1,79$
Tubos de fierro interiormente barnizados	$n=1,82$
Tubos de vidrio	$n=1,79$
Tubos de fundición, nuevos	$n=1,88$
Tubos de fundición, incrustados	$n=2,00$
Tubos de fundición, desincrustados	$n=1,91$

Según Reynolds su fórmula es aplicable a tubos cuyo diámetro varía desde menos de *1* mm. hasta *50* cm. y velocidad desde *2,6* cm. hasta *7* m:s.

En las cañerías de fundición en uso, el paréntesis del denominador vale la unidad y la expresión es:

$$J = 0,0023 \frac{U^2}{D} \tag{12a}$$

que puesta en la forma de Chezy $U = C\sqrt{\frac{DJ}{4}}$ daría para C el valor *41,55*.

Forma análoga a la expresión de Reynolds tiene la de *Unwin* (1886) y parecidas a éstas, con exponentes variables con la rugosidad, es también una expresión de *Thrupp*.

La fórmula de *Manning* dada para canales:

$$U = \frac{R^{\frac{2}{3}}}{n} J^{\frac{1}{2}} \tag{13}$$

explícita en J, poniendo en vez del radio hidráulico su equivalente en función del diámetro: $R = \frac{D}{4}$ resulta:

$$J = 6,36\, n^2 \frac{U^2}{D^{1,33}} = 10,32\, n^2 \frac{Q^2}{D^{5,33}} \tag{13a}$$

Da muy buen resultado, como hace notar King (1), usándola con los siguientes valores de n:

Tipo de cañería	n
Fundición	0,013 — 0,015
Fundición incrustada	0,015 — 0,020
Cañerías de acero remachadas y cañerías galvanizadas	0,015 — 0,017
Madera, pequeño diámetro	0,011 — 0,012
Madera, gran diámetro	0,012 — 0,013
Concreto muy liso	0,011 — 0,012
Concreto con junturas y concreto en forma corriente	0,015 — 0,017

(1) Handbook of Hydraulic, 1929, págs. 182 y 184.

Flamant, discutiendo todas las experiencias hechas hasta 1892 (en total unas 500) y especialmente considerando la fórmula de Reynolds, llega a la conclusión de la independencia entre los exponentes de U y D y la rugosidad de la pared y da la expresión:

$$J = \alpha \frac{U^{1,75}}{D^{1,25}}; \qquad \text{es decir:} \qquad b = \frac{\alpha}{4\,(D\,U)^{\frac{1}{4}}} \qquad (14$$

y los valores de α, que es función de la rugosidad de la pared, son según Flamant:

Tubos de plomo, vidrio o latón........	*0,00052* a *0,00062*
Tubos de fundición nuevos............	*0,00074*
Tubos de fundición usados............	*0,00092*

al fin de este capítulo va la **Tabla N.o 35** y un abaco para el uso de esta fórmula, en el caso de cañerías de fundición usadas.

En Francia y América del Sur ha gozado esta expresión de gran prestigio. El profesor *U. Masoni*, de la Escuela Politécnica de Nápoles, al año siguiente de aparecida la fórmula de Flamant, en un estudio comparativo entre ella y las de Darcy, Prony y Weisbach (1), llega a la conclusión que en diámetros mayores de *0,70* m., especialmente con grandes velocidades, la pérdida de carga efectiva es *50%* mayor que la dada por la fórmula de Flamant, o sea, que para cañerías de fundición en uso, debe tomarse:

$$\alpha = 0{,}00138$$

Flamant contesta en su Hidráulica que no es base suficiente para tal conclusión la simple comparación con otras fórmulas, que sólo debe fundarse en los resultados experimentales, y que experiencias en grandes diámetros casi no existen (2). Sin embargo, desde 1910 hasta ahora, los grandes diámetros se han experimentado bastante, y las fórmulas experimentales posteriores a esa fecha dan la razón a Masoni. Expondremos varias fórmulas modernas que coinciden con la indicación del profesor italiano.

Pasando por alto una gran cantidad de fórmulas, como las de *Tutton* (1889), *Christen* (1903), *Vidal* (1907), *Kaufmann* (1907), *Saph* y *Shoder* (1905), *Trautwine*, *Colombo*, *Rankine*, fijaremos nuestra atención sobre la de *Lang*, publicada en el Hütte (3), basada en el estudio de trescientas experiencias, con velocidades variables de *0,004* a *53* m:s, siempre que el movimiento sea turbulento, es decir, que la velocidad supere a la velocidad límite, definida en el capítulo IV, § .... La fórmula de Lang, la escribe su autor en la forma:

$$D\,J = \left(a + \frac{b}{\sqrt{D\,U}}\right)\frac{U^2}{2g} \qquad (15$$

(1) Corso d'Idaulica teórica e pratica (1908), pág. 382. La crítica fué hecha en Bolletino del Collegio degl'Ingegnieri ed Architetti in Nápoli, vol. XI, marzo y abril de 1893.

(2) En esa época 1895 a 1909.

(3) 14.ª edición alemana (1899).

Los coeficientes a y b dependen de la rugosidad de la pared de la cañería y tienen, según Lang, los siguientes valores:

1) Tubos perfectamente lisos $a = 0{,}012 \quad b = 0{,}0018$.

2) Tubos con asperezas (fundición) $a = 0{,}020 \quad b = 0{,}0018$.

3) Tubos de mucha aspereza o susceptibles de deformarse en contacto con el agua, tubos remachados o tubos incrustados los mismos valores de a y b del 2.° caso, pero se debe multiplicar además por la razón $\left(\frac{D}{D_1}\right)^5$ siendo D el diámetro que llamaríamos teórico y D_1 el diámetro efectivo, o el teórico disminuyendo el espesor de las incrustaciones o cabezas de remaches.

Para este tercer caso, que es el de la práctica, la ecuación queda:

$$D\,J = \left(\frac{D}{D_1}\right)^5 \left(0{,}020 + \frac{0{,}0018}{\sqrt{D\,U}}\right) \frac{U^2}{2g} \qquad (15a$$

o simplificando algo, se puede poner:

$$D\,J = 0{,}001 \left(\frac{D}{D_1}\right)^5 \left(1 + \frac{1}{10\sqrt{D\,U}}\right) U^2 \qquad (15b$$

ha calculado Lang los valores de la razón $\left(\frac{D}{D_1}\right)^5$ para D_1 hasta 20 mm., menor que D, que van en la siguiente tabla:

$\frac{D_1}{D}$ =	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,40	0,55
$\left(\frac{D_1}{D}\right)^5$ =	0,00001	0,000076	0,00032	0,00097	0,0243	0,0442	0,0102	0,0185	0,0312	0,0502
$\frac{D_1}{D}$ =	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90	0,93	0,95	0,98
$\left(\frac{D_1}{D}\right)^5$ =	0,0775	0,116	0,168	0,238	0,328	0,440	0,592	0,694	0,775	0,847

Al final de este capítulo va un abaco que da el gasto en función de J y de D, por medio de esta expresión.

Para obtener el gasto en casos de diámetro D_1, apreciablemente distinto de D, será necesario multiplicar los gastos que da el abaco por la *raíz* del valor de la razón $\left(\frac{D_1}{D}\right)^5$ dada por el cuadro anterior. Así, por ejemplo, si $\frac{D_1}{D} = 0{,}95$ el gasto que da el abaco por: $\sqrt{0{,}775} = 0{,}88$.

Posteriormente a Lang, debemos consignar aquí la fórmula de *Williams* y *Hazen* (1903), válida según sus autores para acueductos, o sea canales abovedados y cañerías. La expresión explícita en la velocidad, (en medidas métricas) es:

$$U = 0{,}0205\, C\boldsymbol{R}^{0{,}63}\, I^{0{,}54} \tag{16}$$

C es un coeficiente que depende de la rugosidad de la pared, de la magnitud de la sección y de la velocidad, $\boldsymbol{R}$ es el radio hidráulico e I la pendiente. Los valores que recomiendan, en término medio, adoptar para C en cañerías, son los siguientes:

Fundición	*100*
Planchas de fierro remachadas	*95*
Madera	*120*

Para canales abovedados indican:

Concreto muy liso	*120*
Albañilería de piedra	*100*

Al final de este capítulo va un abaco de esta fórmula.

En 1914 estudió *Mougnié* en Francia una fórmula que corrige la de Flamant y que el autor considera únicamente como un ensayo. Esta expresión publicada por Mouret al terminar la guerra europea, es de la fórmula siguiente:

$$J = K \frac{U^n}{D^{1{,}25}} \tag{17}$$

el coeficiente K vale en tubos nuevos $\dfrac{n+1}{1200}$ siendo n variable entre *0,75* y *1*.

Si se trata de tubos en uso, n es constante y vale *dos* en el exponente de U, y K es variable con la rugosidad pero no depende de n. En cañerías de fundición en uso se tiene según la clase de agua, los siguientes valores de K:

Aguas puras	$K = 0{,}00125$	(graníticas).
Aguas ordinarias	$K = 0{,}00167$	(ligeramente calcáreas).
Aguas calcáreas	$K = 0{,}00200$	

Al fin de este capítulo va un abaco de la fórmula, que para aguas ligeramente calcáreas y tubos en uso puede escribirse:

$$J = 0{,}00167 \frac{U^2}{D^{1{,}25}} = 0{,}0027 \frac{Q^2}{D^{5{,}25}} \tag{17a}$$

Esta fórmula, como la expresión (6, da las pérdidas de carga proporcionales al cuadrado del gasto; es muy útil para aplicaciones que dan resultados sencillos, fáciles de integrar. Más adelante en el § 97 (página . . .) va una tabla con las potencias *5,25* de los diámetros y sus valores inversos, útiles en las aplicaciones.

Scobey en los E.E. U.U. ha dado fórmulas para el cálculo de cañerías de madera (1915), de concreto (1920) y metálicas (1929).

La fórmula para cañerías de duelas de madera es:

o bien
$$U = 47{,}75\ D^{0{,}65}\ J^{0{,}555}$$
$$Q = 37{,}48\ D^{2{,}65}\ J^{0{,}555} \qquad (18$$

basada en 321 experiencias con cañerías, cuyos diámetros variaban entre *10* cm. y *4,5* m.

La fórmula para cañerías de concreto es:

$$U = K\,D^{0.625}\,J^{0{,}5} \qquad \text{o bien} \qquad Q = \frac{\pi}{4}\,K\,D^{2{,}625}\,J^{0{,}5} \qquad (19$$

en medidas métricas K, que depende de la rugosidad de las paredes, tiene los siguientes valores:

a) Cañerías de concreto hechas con mezcla rica sin que sean eliminadas las proyecciones interiores entre elementos de molde. También la Clase *b*, cuando conducen aguas de alcantarillado.. $K=26$

b) Cañerías de concreto apisonado (seco) tubos de trozos de cemento comprimido o revestimiento de túneles, siempre que los moldes sean de madera sin cepillar; concretos hechos por el método del soplete (cement-gum)........... $K=30$

c) Cañerías pequeñas hechas con mezcla líquida, o de concreto seco en largas longitudes. Tubos de concreto, en trozos hechos con moldes de metal. Este es el tipo más corriente de rugosidad de cañerías de concreto armado en uso...... $K=34$

d) Cañerías con interiores muy lisos, o construídas con moldes metálicos muy grandes. Tubos de trozos cuyos interiores han sido bien alisados sacando las pequeñas proyecciones entre junturas de moldes. Cañerías con junturas alisadas interiormente en forma perfecta......................... $K=36$

Al final aparece un abaco para el cálculo de cañerías de concreto, según la fórmula de Scobey, con $K=34$.

Esta fórmula está basada en un conjunto de 194 experiencias hechas en 44 cañerías de concreto, de diámetros comprendidos entre *0,2* y *3* m.

Para cañerías metálicas ha dado Scobey la siguiente expresión:

$$J = K_1 \frac{U^{1{,}9}}{D^{1{,}10}} \qquad (20$$

En ella K_1 depende de la rugosidad del material, de la edad o años de uso de la cañería y de la clase de agua que escurre por ella:

$$K_1 = K_t\,K_s$$

Los valores de K_t son los siguientes;

Aguas poco calcáreas.... $K_t = e^{0,010t}$
Aguas calcáreas......... $K_t = e^{0,015t}$

en estos valores e es la base de los logaritmos neperianos y t el número de años de la cañería. Para los distintos valores de t, se obtienen los valores del cuadro siguiente:

Tiempo en años	Aguas poco calcáreas	Aguas calcáreas
10	1,11	1,16
20	1,22	1,35
30	1,35	1,56
40	1,49	1,82
50	1,65	2,12
60	1,82	2,46

El otro coeficiente es función de la rugosidad del material de la pared, en lo que interviene la forma de remachadura. Sin entrar en detalles, podremos resumir así:

a) Cañerías de enchufe y cordón, bridas, manguito exterior, en una palabra sin remachaduras............ $K_s = 0{,}000828$
b) Cañerías con remachaduras longitudinales......... $K_s = 0{,}000983$
c) Cañerías con remachaduras longitudinales y transversales, en palastros menores de 7/16''.............. $K_s = 0{,}00114$
d) Cañerías con remachaduras longitudinales y transversales, palastros gruesos, de más de 1'' o menores de 7/16'' pero con cubrejuntas remachadas............ $K_s = 0{,}00124$
e) Cañerías con varias corridas de remaches, cubrejuntas longitudinales continuas..................... $K_s = 0{,}00135$
f) Cañerías de metal ondulado..................... $K_s = 0{,}00362$

Tomando una duración prudente (menor si el agua es calcárea), se puede resumir la fórmula de Scobey en las expresiones siguientes:

a_1) Cañerías en uso, sin remachaduras.. $Q = 29\, D^{2,579}\, J^{0,526}$ (20a

d_1) Cañerías en uso, con remachaduras en los dos sentidos.................. $Q = 24\, D^{2,579}\, J^{0,526}$ (20b

En Francia se ha usado la expresión de *Bazin* de corrientes abiertas, para calcular cañerías. Los valores del coeficiente de rugosidad que conviene usar, son los siguientes, según Fantoli:

$\gamma = 0{,}23$ en fundición usada y diámetro comprendido entre *0,1* y *1,2* m.

$\gamma = 0{,}20$ en concreto y diámetro entre *0,4* y *1,2* m.

Una comparación más moderna, hecha por M. Hubic (1) da para concreto armado valores de γ menores, entre *0,12* y *0,16*.

Para cañerías que conducen agua caliente, publicó K. *Brabée* (1918-1922) una expresión útil para cálculos de calefacción por agua (2). Los tubos experimentados eran de diámetro comprendido entre *14* y *49* mm. Los exponentes son variables según sea la forma de unión. Para aplicar sus fórmulas es necesario que las velocidades superen a la velocidad límite de turbulencia. La temperatura usual es de *70°* c. en término medio (sale a *80°* de la caldera y vuelve a *60°*).

$$\text{Tubos de copla.} \quad J = \frac{1}{2570} \; \frac{U^{1,84}}{D^{1,23}} \qquad (21a$$

$$\text{Tubos de flange.} \quad J = \frac{1}{4920} \; \frac{U^{1,80}}{D^{1,33}} \qquad (21b$$

en esta expresión D está en mm., la velocidad en m:s y la pérdida en mm. por m. de largo. Si la temperatura baja es necesario multiplicar J por coeficientes mayores que la unidad, que son:

50° c.	*1,05*
40° c.	*1,10*
30° c.	*1,20*

Para conducir líquidos distintos que el agua, existen experiencias que dan el valor de b de la expresión $J = \frac{4b\,U^2}{D}$. Tales son las de *Isaacs* y *Speed* en los E.E. U.U. (1906), y de *Pannell* y *Stanton* hechas con *petróleo bruto*, en tubos de *8''* y *3''*.

El valor del coeficiente b ó $\frac{1}{C^2}$ es muy alto en petróleo puro, disminuye si se echa *10%* de agua, y aun se logra hacer bajar mucho más si se rayan las paredes con una forma de estrías en hélice.

He aquí su valores encontrados:

(1) Annales des Ponts et Chaussés, 1927, I, pág. 17.

(2) Rohrenberechnung in der Heitz und Lüftungstechnik.

Clase de pared	Líquido	Valor de *b*
Tubo liso........	Petróleo puro....	0,44 a 0,93
Tubo liso........	1 parte de agua y 9 de petróleo..	0,25
Estrías elizoidales..	1 parte de agua y 9 de petróleo..	Mínimo 0,0016 a 0,0023 Term. med. 0,0021 a 0,0031

Como resumen general puede decirse que la velocidad en un tubo liso que lleva petróleo bruto baja a ser solo *5,5%* de lo que sería si la misma llevara agua. Si el petróleo se mezcla con *10%* de agua, la velocidad es poco más de *7%* de lo que sería llevando agua pura, y que en tubos cuya pared es estriada en forma elizoidal y conduce petróleo con *10%* de agua, su velocidad es de *79%* de lo que hubiera sido la de ese tubo con agua pura.

94. Elección de fórmula.—El gran número de expresiones empíricas dadas para el escurrimiento uniforme en cañerías, es prueba de que cada experimentador no encuentra que sus propias experiencias quedan bien interpretadas por las fórmulas existentes, o que los autores que sin haber experimentado estudian experiencias ajenas, no encuentran satisfactorio el ajuste de las fórmulas con las experiencias analizadas. Fácilmente se encuentran diferencias de *15%* entre las fórmulas y las experiencias. Aunque estas sean prolijamente hechas se presentan esas diferencias, pues las fórmulas representan sólo sus valores medios (1). Ante este hecho hasta hoy inevitable, es inútil pretender elegir una fórmula como mejor que todas las otras. Sin embargo, en líneas generales se pueden hacer las siguientes observaciones:

1) *Es preferible calcular únicamente con una o dos fórmulas,* confrontadas personalmente con resultados fácilmente controlables, que calcular con el término medio entre muchas fórmulas, cuyas divergencias desconciertan (2).

2) Refiriéndonos a *las más usuales* que son las de Darcy, Flamant, Lévy, Lang, Kutter, Manning, Williams & Hazen y Scobey, puede resumirse aquí que sus resultados *son más o menos concordantes en los diámetros medios*, es decir, los superiores a *10* cm. e inferiores a *70* cm.

3) *En diámetros menores de 10 cm.* los resultados *difieren enormemente,* especialmente si la pérdida de carga (o los gastos) son pequeñas, o sea, menores de *0,0005* (o los gastos menores de *1,5 lits:s*).

4) *En diámetros mayores de 70 cm.* da menores gastos que los demás, la fórmula de Mougnié, y mayores la de Flamant, a ésta se acerca la de Williams y Ha-

(1) La discrepancia entre las fórmulas y las experiencias se debe a las diferencias de rugosidad entre cañerías aparentemente iguales. Pequeñas sopladuras o proyecciones internas de metal en las de fundición, diferencias en las cabezas de remaches, etc.

(2) Es interesante, a este respecto, la bien fundada discusión que hace King (Handbook of Hydraulics, 1929, pág. 183 y siguientes).

zen. La corrección que Masoni hace a esta fórmula da resultados concordantes con las demás expresiones citadas, de modo que parece justificada. Esta corrección es, como se ha dicho, tomar pérdidas de carga *50%* mayores, que las de Flamant en diámetros superiores a *70* cm. Introducida, ella, en la expresión de Flamant, y llamando J_F, D_F, Q_F, la pérdida de carga, el diámetro y el gasto que daría Flamant y J_M, D_M, Q_M, los que daría Masoni, se obtiene:

$$J_M = 1{,}5\, J_F \tag{22a}$$

$$D_M = (1{,}5)^{\frac{4}{19}}\, D_F = 1{,}089\, D_F \tag{22b}$$

$$Q_M = \frac{1}{(1{,}5)^{\frac{4}{7}}}\, Q_F = 0{,}793\, Q_F \tag{22c}$$

Se puede pues usar la tabla y el abaco de Flamant, entrando con perdida de carga aumentadas en *50%* o corregir simplemente el diámetro o el gasto según estas relaciones (*22*.

95. Uso de las fórmulas.—El cálculo de los elementos de una cañería es fácil, gracias a las tablas y abacos que se han construído, de manera que poco importa la complicación de la fórmula que se usa, pues este inconveniente queda subsanado, porque en realidad no se hacen cálculos con las fórmulas mismas. Al final tenemos la **Tabla N.° 35** y un abaco de la fórmula de Flamant, la **Tabla N.° 36** y un abaco para el cálculo con Lévy, abacos para uso de las de Lang, Williams y Hazen, Mougnié y Scobey (cañerías de concreto).

Los tres factores que interesa conocer en una cañería son la pérdida de carga, el diámetro y el gasto. Conocidos dos de ellos, se calcula el tercero.

EJEMPLO N.° 1.—Dados el gasto de *500* litros y la pérdida de carga $J = 0{,}0003$ calcular el diámetro D de una cañería de fundición, en uso ordinario.

Por medio de la **Tabla N.° 35** de la fórmula de Flamant, se obtiene $D = 1{,}09$ m. La corrección de Masoni daría:

$$D = 1{,}089 \times 1{,}09 = 1{,}185 \text{ m.}$$

El abaco de Mougnié da: $D = 1{,}185$ m.

La **Tabla N.° 36** de Lévy, entrando con $\dfrac{Q}{\sqrt{J}} = \dfrac{0{,}5}{0{,}0173} = 28{,}85$, interpolando da $D = 1{,}14$ m.

La expresión de Williams y Hazen, explícita en D, reemplazando valores, (para $C = 100$) y el abaco dan $D = 1{,}15$.

Como se ve, quedan de manifiesto el optimismo de la fórmula Flamant y el pesimismo de la de Mougnié.

EJEMPLO N.° 2.—Dada la pérdida de carga de $J = 0{,}001$ y el diámetro $D = 0{,}5$ calcular el gasto.

Las tablas y abacos nos dan (1):

Fórmula de Flamant........	$Q = 125$	lts:s.
» » Lévy...........	$Q = 100$	»
» » Mougnié........	$Q = 96$	»
» » Lang...........	$Q = 120$	»
» » Williams y Hazen	$Q = 112$	»

Ejemplo N.° 3.—Calcular la pérdida de carga que se produce en una cañería de *1* m. de diámetro, cuando escurre por ella un gasto de *500* lts:s.

Calculando con las distintas fórmulas, se obtiene:

Según Flamant............	$J = 0{,}000420$
» Masoni.............	$J = 0{,}000630$
» Lévy...............	$J = 0{,}000567$
» Mougnié............	$J = 0{,}000750$
» Lang................	$J = 0{,}000510$
» Williams y Hazen...	$J = 0{,}000420$

En estos tres ejemplos se confirma lo dicho respecto al optimismo de los resultados que se obtienen calculando con Flamant y Williams y Hazen, y lo atinada que parece la corrección de Masoni.

96. Cañerías cortas y largas. En una cañería en que son despreciables las pérdidas de carga singulares, el total del desnivel piezométrico disponible se gasta, como hemos dicho, en frotamientos. Como quedó establecido, si H es ese desnivel y L es la longitud de la cañería, la pérdida de carga J, por unidad de longitud, es la razón $\frac{H}{L}$, entre la carga total disponible y la longitud de la cañería.

Nunca podrán faltar las pérdidas singulares, pero podrán éstas ser despreciables al lado de las generales de frotamientos.

Es necesario establecer un criterio que relacione los elementos de la cañería indicando cuando se puede prescindir de las pérdidas singulares.

Las pérdidas singulares se pueden expresar por $\Sigma \lambda \frac{U^2}{2g}$, siendo U la velocidad media en el tubo. Los frotamientos, poniendo la pérdida unitaria J en la forma general (6, en toda la cañería, serán:

---

(1) En el abaco de Lang se leen las velocidades horizontalmente, los diámetros verticalmente, los gastos en las líneas inclinadas que suben hacia la derecha y las pérdidas de carga en las muy inclinadas que bajan hacia la derecha. Así en este ejemplo donde la línea de $J = 0{,}001$ corta a la horizontal $D = 500$ mm. se lee, interpolando, $Q = 0{,}120$ m³:s y $U = 0{,}65$ m:s. Para usar el abaco de Williams y Hazen, partiendo de $C = 100$, en este ejemplo, se une este punto con $D = 0{,}50$ m. y se prolonga hasta la recta V. Haciendo charnela en el punto en que se corta la recta V, se une ese punto con $h = 1$ m:km y se lee en la columna de la velocidad U. Resulta $U = 0{,}57$ m:s, es decir $Q = \frac{\pi D^2}{4} \times U = 0{,}196 \times 0{,}57 = 0{,}112$ m³:s.

$$J\,L = 6{,}48\,\frac{b\,Q^2}{D^5}\,L$$

Expresando la velocidad media en función del gasto Q y de la sección $\frac{\pi\,D^2}{4}$, las pérdidas singulares serían:

$$\Sigma\,\lambda\,\frac{16\,Q^2}{\pi^2\,D^4\,2g} = 0{,}08\,\Sigma\,\lambda\,\frac{Q^2}{D^4}$$

El total de las pérdidas debe ser igual al desnivel piezométrico disponible,

$$\Sigma\,\Lambda = H = 6{,}48b\,\frac{Q^2}{D^5}\,L + 0{,}08\,\Sigma\,\lambda\,\frac{Q^2}{D^4}$$

Hemos visto anteriormente que las expresiones empíricas que calculan los frotamientos dan diferencias apreciables que jamás, aun en los mejores casos bajarán de 5%. Se sigue de aquí que si las pérdidas singulares son menores que $0{,}05\,JL$, es inútil pretender una exactitud aparente tomándolas en cuenta; por lo tanto, el límite $0{,}05 \times 6{,}48\,b\,\frac{Q^2}{D^5}\,L \geq 0{,}08\,\Sigma\,\lambda\,\frac{Q^2}{D^4}$ da la relación buscada, que equivale a poner, simplificando y ejecutando:

$$\frac{L}{D} \geq \frac{1}{4}\,\frac{\Sigma\,\lambda}{b}$$

En cañerías en servicio con incrustaciones corrientes, digamos que b puede variar entre $b = 0{,}003$ (diámetros pequeños y Q pequeños) hasta $0{,}0003$ (diámetros grandes y Q grandes), de modo que tomando un valor medio de b, el límite, pasado el cual no se debe tomar en cuenta las pérdidas singulares, será redondeando un poco

$$\frac{L}{D} = 160\,\Sigma\,\lambda \tag{23}$$

Al avaluar la suma de los factores de resistencia de las pérdidas singulares, es necesario no tomar en cuenta las curvas de gran radio de curvatura, debido a ondulaciones suaves del terreno, pues los valores experimentales de J han sido deducidos en esas condiciones. Si solamente existe una pérdida de entrada y una de salida, $\Sigma\,\lambda$ puede valer cerca de 2 y por lo tanto el límite vale $320\,\frac{L}{D}$

en números redondos, es decir, que si una cañería de pequeño diámetro tiene una longitud superior a *320* diámetros, no hay que ocuparse de pérdidas singulares.

En general, si se dispone de un desnivel piezométrico H y se conoce las posibles pérdidas singulares, se avalúan los factores de resistencia de éstas, se introducen en las expresiones (*23*, y se ve si es cañería larga o corta. Si es larga no se toman en cuenta las pérdidas singulares, si es corta se procede por tanteos.

EJEMPLO.—De un estanque cuyo nivel libre tiene cota *100*, sale una cañería de *0,2* m. de diámetro, que tiene un codo de $90°$ y desagua, finalmente, en otro estanque cuyo nivel libre tiene cota *97*. La longitud de la cañería es de *25* metros. ¿Qué gasto escurre por esta cañería?

Los factores de resistencia de pérdidas singulares son: entrada $\lambda = 0,5$; codo $\lambda = 1$, y pérdida en el desagüe en el estanque inferior $\lambda = 1$; o sea, $\Sigma\,\lambda = 2,5$. La razón $\frac{L}{D}$ vale $\frac{25}{0,2} = 125$, por lo tanto, se trata de una cañería corta, en que hay que tomar las pérdidas singulares. Haciendo un primer tanteo, prescindiendo de estas pérdidas, tendríamos una primera velocidad mayor que la efectiva, que nos da, sin embargo, idea de la magnitud de la altura de velocidad. Se tendría:

$$\frac{H}{L} = \frac{100-97}{25} = 0,12$$

El abaco de Mougnié nos da $Q = 0,095$ m³:s; $U = 3,10$ m:s; y por lo tanto, $\frac{U^2}{2g} = 0,492$.

Aceptando para volver a tantear $\frac{U^2}{2g} = 0,4$, obtendríamos que las pérdidas singulares absorben: $\Sigma\,\lambda \frac{U^2}{2g} = 2,5 \times 0,4 = 1,00$ m. de la carga disponible y por lo tanto los frotamientos, el resto, es decir:

$$J = \frac{2}{25} = 0,08$$

A esta pérdida de carga corresponde, según el abaco de Mougnié $Q = 0,079$ m³:s; $U = 2,5 \quad \frac{U^2}{2g} = 0,32$ m. menor que el de partida de este tanteo. El tanteo definitivo nos da, finalmente $Q = 0,081$ m³:s: $U = 2,6$ m:s,

$$\frac{U^2}{2g} = 0,32 \text{ m.} \quad \Sigma\,\lambda \frac{U^2}{2g} = 0,863$$

$$J = \frac{3-0,863}{25} = 0,0854$$

de modo que en nuestra cañería escurren *81* lits:s y se gastan de los tres metros disponibles *0,86* m. en pérdidas singulares y el resto en frotamientos. Este problema pudo haberse resuelto planteando la ecuación directamente, para lo que es necesario el uso de los logaritmos por las potencias fraccionarias de las pérdidas de frotamientos.

97. Influencia del perfil en la línea de carga; limitación de la presión.—Cañerías con trozos de distinto diámetro.—Si una cañería de longitud L se establece en un perfil dado, con desnivel piezométrico H, la pérdida de carga por metro corrido $J=\frac{H}{L}$ es independiente de ese perfil, pero la inclinación de la línea de carga dependerá de la inclinación del perfil. En efecto, en un trozo elemental de cañería, de longitud ds (*fig. 198*) la pérdida de carga es Jds; si llamamos α e I los ángulos que forman con la horizontal el plano de carga y el eje de la cañería, respectivamente, obtendremos, llamando dx la proyección horizontal de ds:

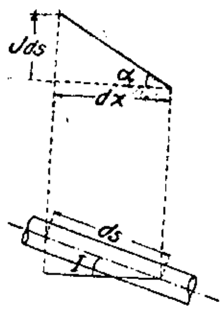


Fig. 198

$$ds=dx\sqrt{1+tg^2 I}$$

En el triángulo superior de la figura, igualmente se obtiene:

$$Jds=tg\alpha\, dx$$

$$tg\alpha=J\frac{ds}{dx}$$

y por lo tanto, finalmente:

$$tg\alpha=J\sqrt{1+tg^2 I} \qquad (24$$

Esta expresión nos dice que mientras más horizontal sea la cañería, más tiende $tg\alpha$ al valor J. El ángulo I puede ser positivo o negativo, pero $tg^2 I$ será siempre positivo, de modo que la cañería puede tener trozos ascendentes y siempre bajará el plano de carga.

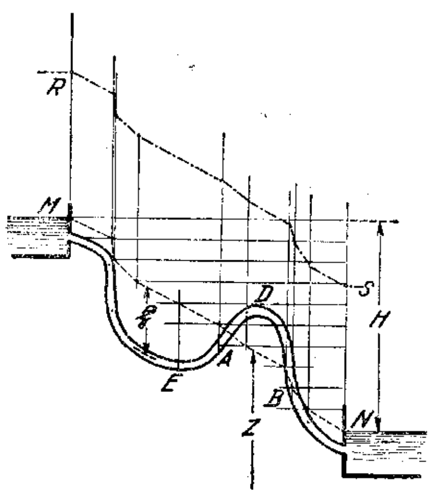


Fig. 199

En la (*Fig. 199*) aparece el trazado del plano de carga de la cañería cuyo perfil está dibujado. El trazado se ha hecho por puntos, dividiendo H y L en diez partes iguales cada una. El croquis demuestra la influencia de la forma del perfil en el plano de carga, evidenciado en la ecuación anteriormente sentada. La línea de segmentos que representa el plano de carga pasa de encima del eje hidráulico de la cañería a debajo de él, es decir que es positivo desde M hasta A, es negativo entre A y B y vuelve a ser positivo entre B y N. En el dibujo se ha supuesto descontada la presión atmosférica al suponer que el plano de carga empieza y concluye en los niveles libres fijos de los estanques M y N. Si se tomara en cuenta la altura de presión atmosférica, sería necesario subir el plano de carga diez metros, en todas partes, sobre la línea de segmentos y se obtendría la línea RS que es la verdadera línea de carga. Para que exista la posibilidad de escurrimiento, es necesario que el punto D quede por debajo de la línea RS. Estos puntos altos de las cañerías tales como D, son, pues, de presiones mínimas; ellos no sólo no pueden estar encima del plano de traza RS, sino que deben estar cierta cantidad más abajo de él, pues el agua que escurre con aire disuelto lo deja desprenderse en los puntos en que las presiones descienden. Los desprendimientos de gases forman burbujas (*Fig. 200*), que ocasionan estricciones de la corriente y pérdida de carga por el ensanchamiento que les sigue. Pueden llegar a cortar el escurrimiento de manera que es necesario colocar aparatos que extraigan el aire (1).

Fig. 200

Estas burbujas de aire, tan perjudiciales al escurrimiento en cañerías, se suelen quedar en los puntos altos al efectuar la ceba, y son frecuentes en las cañerías horizontales, donde la ceba ha de ser, en consecuencia, muy lenta para expulsarlas. Por esta razón es muy poco recomendable una cañería con trozos horizontales o de muy escasa pendiente.

En los puntos bajos, a la inversa, se producen las presiones máximas; hay que tomar en cuenta esas presiones para determinar el espesor de los tubos.

Si se tiene el perfil de una cañería y se teme, al proyectarla con un diámetro único, que por la presencia de presiones negativas, se produzcan desprendimientos de gases en los puntos altos, se puede aumentar el diámetro antes del punto alto para aumentar la presión en ese punto. En efecto, si tomamos la fórmula general (6:

$$J = K \frac{Q^2}{D^6}$$

se ve que la pérdida de carga varía inversamente con la 5.ª potencia del diámetro, de modo que un pequeño aumento de éste significa una disminución considerable de J, y así se puede obtener, como demuestra el esquema de la *figura 201*, una caída de carga pequeña entre AB y una gran pérdida entre B y C.

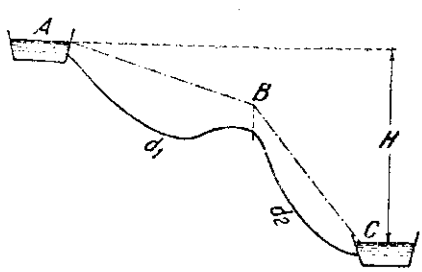


Fig. 201

En una cañería de diámetros distintos entre sí, puede efectuarse el cálculo del gasto determinando un diámetro hipotético medio equivalente.

En efecto, aceptando para J el valor (2):

(1) De estos aparatos llamados Ventosas, se ocupa la Hidráulica Aplicada.

(2) En este tipo caen las fórmulas de Flamant, Manning, Mougnié, Tutton, Reynolds.

$$J = K \frac{Q^a}{D^m}$$

la carga disponible total H se gasta en los distintos trozos, de modo que:

$$H = J_1 L_1 + J_2 L_2 + \ldots\ldots + J_n L_n$$

Poniendo en vez de J los valores sacados de arriba, se obtiene:

$$H = K Q^a \left(\frac{L_1}{D_1^m} + \frac{L_2}{D_2^m} + \ldots\ldots \frac{L_n}{D_n^m} \right)$$

El diámetro medio, que satisface a la ecuación:

$$J = \frac{H}{\Sigma L} = K \frac{Q^a}{D^m}$$

nos da la relación,

$$\frac{\Sigma L}{D^m} = \frac{L_1}{D_1^m} + \frac{L_2}{D_2^m} + \ldots\ldots + \frac{L_n}{D_n^m} \qquad (25)$$

que es lo que se llama la regla de Dupuit y abrevia los cálculos en anteproyectos, dándose valores aproximados, sencillos, de las longitudes parciales:

A continuación va una tabla de potencias *4,75* y *5,25* del diámetro y sus valores recíprocos que pueden ser usados en los cálculos si se usan las fórmulas de Bazin o Mougnié:

D	$D^{4,75}$	$\frac{1}{D^{4,75}}$	$D^{5,25}$	$\frac{1}{D^{5,25}}$
0,05	$6{,}608535 \cdot 10^{-7}$	1513181,0	$1{,}465293 \cdot 10^{-7}$	6824583,0
0,075	$4{,}53445 \cdot 10^{-6}$	220527,50	$1{,}241843 \cdot 10^{-6}$	805258,30
0,10	$1{,}77828 \cdot 10^{-5}$	56233,75	$5{,}623375 \cdot 10^{-6}$	177828,00
0,12	$4{,}22775 \cdot 10^{-6}$	23653,61	$1{,}464517 \cdot 10^{-5}$	68282,141
0,15	$1{,}220187 \cdot 10^{-4}$	8195,45	$5{,}949406 \cdot 10^{-6}$	16808,350
0,20	$4{,}785139 \cdot 10^{-4}$	2089,356	$2{,}139987 \cdot 10^{-4}$	4672,925
0,25	$1{,}380781 \cdot 10^{-3}$	724,075	$6{,}905357 \cdot 10^{-4}$	1448,150
0,30	$3{,}283385 \cdot 10^{-3}$	304,5643	$1{,}798375 \cdot 10^{-3}$	556,0625
0,35	$6{,}828607 \cdot 10^{-2}$	146,4425	$4{,}039818 \cdot 10^{-3}$	247,5309
0,40	$1{,}287603 \cdot 10^{-2}$	77,6630	$7{,}95825 \cdot 10^{-3}$	125,6543
0,45	$2{,}252934 \cdot 10^{-2}$	44,38625	$1{,}511319 \cdot 10^{-2}$	66,16793
0,50	$3{,}716250 \cdot 10^{-2}$	26,90892	$2{,}567956 \cdot 10^{-2}$	38,94068
0,55	$5{,}844000 \cdot 10^{-2}$	17,11160	$4{,}334000 \cdot 10^{-2}$	23,07316
0,60	$8{,}849450 \cdot 10^{-2}$	11,30019	$6{,}843625 \cdot 10^{-2}$	14,61208
0,65	$1{,}292184 \cdot 10^{-1}$	7,73895	$1{,}041780 \cdot 10^{-1}$	9,59885
0,70	$1{,}837479 \cdot 10^{-1}$	5,44219	$1{,}535589 \cdot 10^{-1}$	6,50464
0,80	$3{,}464812 \cdot 10^{-1}$	2,88615	$3{,}099017 \cdot 10^{-1}$	3,22684
0,90	$6{,}048428 \cdot 10^{-1}$	1,65334	$5{,}751250 \cdot 10^{-1}$	1,738760
1,00	1,000000	1,000000	1,000000	1,000000
1,20	2,377416	0,420625	2,604324	0,38397725
1,50	6,861625	0,1457375	8,403708	0,1189939
2,00	26,9089	0,0371625	38,05479	0,0262775
2,50	77,6630	0,0127625	122,7959	0,008143583
3,00	184,6775	0,0054161	319,80	0,003126938

98. Límites de la velocidad.—La velocidad de una cañería también tiene su limitación proveniente de la necesidad de evitar grandes variaciones de presión en *golpes de ariete,* o *las vibraciones* que acompañan a las grandes velocidades y ocasionan desperfectos en las junturas.

Sin entrar aquí en detalles, damos a continuación un cuadro de valores de velocidades media y gastos máximos ordinariamente admisibles, extractado de Bonnet (1).

D (m)	U m:s	Q lts:s	D (m)	U m:s	Q lts:s
0,05	0,60	1,2	0,80	1,80	900
0,10	0,80	6,0	1,00	2,00	1500
0,20	1,00	30	1,50	2,20	4000
0,40	1,30	165	2,00	2,5	8000
0,60	1,60	450	2,50	3,00	6000

También puede usarse la regla de Unwin, $U_{max} = 0{,}6 + 1{,}45\,D$ (m:s) en que U_{max} es la velocidad media mayor aceptable.

Este límite nada tiene de absoluto y es fácilmente sobrepasado en cañerías que alimentan turbinas, en que se toman precauciones especiales para evitar los golpes de ariete y sus efectos.

99. Condición de mínimo costo.—Cuando se trata de establecer una cañería o una red, es necesario darle un diámetro tal que el costo de la instalación sea mínimo. Además, al plantear el cálculo del diámetro se encuentra que el número de incógnitas supera al número de ecuaciones planteadas. La indeterminación se salva introduciendo la condición de que la red tenga un costo mínimo.

El costo de una cañería es evidentemente proporcional a su longitud; es también función del espesor, el espesor es función del diámetro. El costo que interesa es el de la cañería instalada. El costo de instalación crece con el diámetro. Se puede, pues, en general, aceptar que el costo de una cañería instalada de diámetro D y longitud L, cueste

$$C = \delta\, L\, D^n \qquad (26$$

El coeficiente δ es variable según la clase de material y las circunstancias comerciales. El exponente n, para cañerías metálicas varía entre 1 y 2. En cañerías de fundicición, de menos de $0{,}5$ m. de diámetro, según Darcy, se puede aceptar $n = 1$. En diámetros mayores sube hasta el valor 2. En concreto armado, según Rabut, vale $1{,}5$, en greda vidriada $1{,}2$. Es inútil detallar más aquí esta cuestión; aceptaremos en cañerías chicas como primera aproximación, la relación sencilla:

$$C = \delta\, L\, D \qquad (26a$$

(1) Bonnet.—Distribution d'eau, pág. 584.

que dice que *el costo de una cañería instalada es proporcional a la superficie que cubre su proyección* sobre el suelo. Cuando se trate de averiguar un diámetro más conveniente, que produzca la máxima economía, se circunscribe el cálculo a diámetros poco diferentes entre sí, de modo que el espesor no varía; por eso es suficiente en la práctica la fórmula sencilla de costo con exponente n, igual a la unidad.

100. Servicio en camino. Es muy corriente en la práctica encontrar cañerías de diámetro constante, cuyo gasto va disminuyendo a lo largo de su recorrido; tal es el caso de las cañerías de agua potable que dan agua a los servicios domiciliarios de una calle. Para abordar el problema se le simplifica suponiendo que la cañería va perdiendo un gasto q por metro corrido. Este gasto q, que es el *servicio en camino*, es constante.

La cañería con servicio en camino ha sido estudiada en Francia por Dupuit, en forma general, es decir, con gasto en los dos extremos, Q_o y Q_1, que si son del mismo signo quiere decir que hay alimentación por un solo lado y un gasto residual, y si son de distinto signo, significa que hay alimentación por ambos extremos. En este último caso hay evidentemente un punto de la cañería en que el gasto es nulo (1) y en que el plano de carga es horizontal.

La teoría de la cañería con servicio en camino descansa en la aplicación de la expresión (6, de la pérdida de carga, aceptando que b es independiente del diámetro y de la velocidad, y por lo tanto del gasto, escribiendo entonces:

$$J = K \frac{Q^2}{D^5}$$

No es lógico sacar deducciones que pretendan exactitud, pues no las da esta hipótesis de partida que descansa en la proporcionalidad directa entre las pérdidas de carga y los cuadrados de los gastos (2) e inversa de la quinta potencia de los diámetros. Esta hipótesis, si el diámetro es constante, indica que siendo el gasto a lo largo de la cañería linealmente variable, el plano de carga tiene una traza parabólica.

Abordaremos aquí el problema en su forma más sencilla; llamaremos Q_o el gasto inicial, Q_1 el final, q el servicio en camino, L la longitud y D el diámetro constante de la cañería con servicio en camino; llamaremos K_1 a la razón $\frac{K}{D^5}$ que según la hipótesis de partida es constante. A una distancia x del comienzo del servicio en camino, elgasto es $Q_o - qx$ y la pérdida de carga sería:

$$J_x = K_1 \, (Q_o - qx)^2$$

(1) *Punto muerto real*, de Dupuit; en caso de alimentación por un solo extremo, si existe gasto final, hay un *punto muerto virtual* situado hacia aguas abajo del término de la cañería.

(2) La fórmula de Mougnié $J = 0{,}0027 \frac{Q^2}{D^{5,25}}$ es la más aproximada a esta hipótesis, de modo que es la que conviene usar para acercarse en lo posible a la validez de las fórmulas de servicio en camino.

En una longitud dx se pierde $J_x\, d_x$ y en la longitud L, si H es el desnivel piezométrico disponible:

$$\int_o^L J_x\, d_x = H = K_1 \int_o^L (Q_o - qx)^2\, dx$$

$$H = K_1 L \left(Q_o^2 - Q_o q L + \frac{q^2 L^2}{3} \right) \qquad (27$$

En función de los gastos finales Q_o y $Q_1 = Q_o - qL$, esta expresión sería:

$$H = K_1 L \left[Q_o Q_1 + \frac{1}{3} (Q_o - Q_1)^2 \right] \qquad (27a$$

Si la alimentación es por un solo extremo, el signo de Q_1 es positivo y es válida la expresión anterior. Si es por ambos extremos, Q_1 es negativo y resultaría:

$$H = K_1 L \left[\frac{1}{3} (Q_o + Q_1)^2 + Q_1 Q_o \right] \qquad (27b$$

Si no hay gasto final, Q_1 vale cero, la ecuación (27 se convierte en:

$$H = K_1 L \frac{Q_o}{3} \qquad (27c$$

Las expresiones (27, sirven para calcular la carga de que se debe disponer para un servicio en camino, $q = \frac{Q_o - Q_1}{L}$, (Q_1 con su signo propio), en una cañería de longitud L y diámetro conocido D (1).

---

(1) La situación del punto muerto real en caso de alimentación por los dos extremos se obtiene, llamando L_o y L_1 (*fig. 202*) la distancia de él a los extremos, por la relación evidente: $Q_o - q L_o = 0$, que se puede escribir:

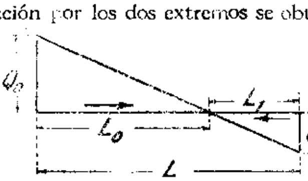


Fig. 202

$$Q_o - \frac{Q_o - Q_1}{L} L_o = 0 \qquad (30a$$

$$L_o = \frac{Q_o}{Q_o - Q_1} L$$

$L_1 = L - L_o$, o si se quiere, análogamente

$$L_1 = \frac{Q_1}{Q_o - Q_1} L \qquad (30b$$

En todas estas ecuaciones Q_1 tiene su signo propio, que es negativo en caso ds alimentación por los dos extremos y que será necesario introducir en ellas.

Si se dispone de un desnivel piezométrico H y se desea calcular el diámetro único D que asegure un servicio en camino $q = \frac{Q_o - Q_1}{L}$, se le calculará aceptando, según la expresión (27, que el desnivel piezométrico se gasta en una pérdida de carga media $J = \frac{H}{L}$, con un gasto constante en todo el largo, dado por la expresión:

$$Q_m = \sqrt{Q_o^2 - Q_o q L + \frac{q^2 L^2}{3}} = \sqrt{Q_o Q_1 + \frac{1}{3}(Q_o - Q_1)^2} \qquad (28$$

el cuadrado de este gasto medio se diferencia del cuadrado del término medio aritmético de los gastos extremos, en $\frac{q^2 L^2}{12} = \frac{(Q_o - Q_1)^2}{12}$, de modo que dada la poca exactitud de las hipótesis de partida, basta en la práctica calcular el diámetro con el gasto *término medio aritmético* entre los finales. Si no hay hasto residual (1), el gasto con que se debe hacer el cálculo del diámetro, según indica la ecuación (27c, es:

$$Q_m = \frac{Q_o}{\sqrt{3}} = 0{,}577\, Q_o \qquad (29$$

o lo que es igual, se le quede calcular con el gasto inicial Q_o tomando como pérdida de carga, según la misma ecuación:

$$J = \frac{1}{3}\,\frac{H}{L} \qquad (29a$$

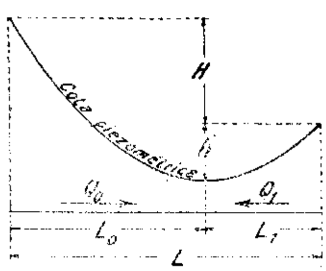


Fig. 203

Para calcular el diámetro, en caso de alimentación por los dos extremos, es necesario determinar el desnivel piezométrico entre los dos extremos y el punto de gasto nulo, lo que se consigue avaluando la pérdida total de carga correspondiente a cada gasto extremo, en la longitud en que cada uno se distribuye, notando que en este caso el gasto final, de cada trozo, es nulo. Aplicando la ecuación (27c, se tiene, para el gasto Q_o (*Fig. 203*):

$$H + h = K_1 L_o \frac{Q_o^2}{3} \qquad (31a$$

y para el Q_1

$$h = K_1 L_1 \frac{Q_1^2}{3} \qquad (31b$$

(1) Este caso se llamaría de «*punto muerto límite*».

Introduciendo el valor de h de la *(31b,* en la *(31a,* se obtiene:

$$H = \frac{K_1}{3}(L_o Q_o^2 - L_1 Q_1^2)$$

o sea, poniendo L_o y L_1 en función de los gastos (ecuaciones *(30,* de la nota de la página anterior), se llega a:

$$H = \frac{K_1 L}{3} \frac{Q_o^3 - Q_1^3}{Q_o - Q_1} \tag{32}$$

De este valor, puesto en la *(31a,* se obtiene, finalmente, también eliminando L_o:

$$h = \frac{K_1 L}{3} \frac{Q_1^3}{Q_o - Q_1} \tag{33}$$

La ecuación *(32* nos da el desnivel piezométrico total necesario para distribuir todo el servicio en camino $q = \frac{Q_o - Q_1}{L}$, a lo largo de la cañería de longitud L, y la *(33,* el necesario para el gasto Q_1, en la longitud L_1. La suma de la *(32* y la *(33,* nos da el que requiere el gasto Q_o en la longitud L_o (1).

Poniendo en vez de K_1 su valor en función del diámetro $K_1 = \frac{K}{D^5}$, introduciéndolo en la *(32,* obtendremos el *diámetro único* de un servicio en camino con alimentación por ambos extremos, que consume todo el desnivel piezométrico H, a lo largo L de toda la cañería:

$$D = \sqrt[5]{\frac{K}{3} \frac{L}{H} \frac{Q_o^3 - Q_1^3}{Q_o - Q_1}} \tag{34}$$

en esta ecuación $\frac{H}{L}$ es la pérdida de carga media equivalente.

Como se ve, estafórmula descansa en la hipótesis groseramente aproximada de que el diámetro sea proporcional a la potencia $\frac{2}{5}$ del gasto, es mejor, en general, proceder por tanteos con las fórmulas experimentales; sin embargo, con la tabla de potencias *5,25* del diámetro correspondiente a la fórmula de Mougnié, es fácil la aplicación de estas fórmulas.

---

(1) Esa suma de las ecuaciones *(32* y *33,* es:

$$H + h = \frac{K_1 L}{3} \frac{Q_0^3}{Q_0 - Q_1}$$

101. Ejemplos y aplicaciones.—Siguen aquí algunos ejemplos que ponen de relieve las ideas expuestas anteriormente sobre limitación de presión, cañerías con trozos de distinto diámetro, cálculo de redes, aplicación del costo mínimo en cálculos de diámetros y cálculo de diámetros y pérdidas de carga de cañerías con servicio en camino.

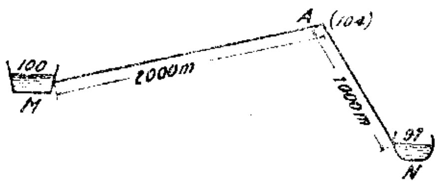


Fig. 204

EJEMPLO N.° 1.—Calcular el diámetro de una cañería para que conduzca *100* lts:s, si el perfil del terreno es el del croquis de la *figura 204*, con un trozo recto de *2,000* m. que parte de un estanque de cota piezométrica fija *100* m., que sube a la cota *104* y otro recto que baja de la *104* a la *97*, en *1,000* m. de longitud. En el punto alto A se acepta una presión negativa de -5.

Si se pudiera poner un diámetro único, se tendría como pérdida de carga general:

$$J = \frac{100 - 97}{3000} = 0{,}001$$

lo que daría $H_A = 98$ m., es decir una altura de presión en A de $\frac{P_A}{\gamma} = 98 - 104 = -6$, más baja que la aceptable. Es pues necesario poner en el trozo MA un diámetro mayor que produzca menos pérdida de carga. El diámetro quedará determinado por la condición:

$$\frac{P_A}{\gamma} = -5 = H_A - 104$$

que da $$H_A = 99$$

En el trozo MA, la pérdida de carga será:

$$J_{MA} = \frac{100 - 99}{2000} = 0{,}0005$$

y el diámetro, calculado por Mougnié correspondiente a ella y al gasto de *100* lts. es $D_{MA} = 58$ cm.; como ese diámetro no es tamaño comercial, se pondrá $D = 60$ cm. lo que da (según Mougnié) $J_{MA} = 0{,}0004$. Así se tiene en definitiva:

$$H_A = 100 - 0{,}0004 \times 2000 = 99{,}2 \text{ m.}$$

Con esta cota piezométrica A, resulta la pérdida de carga del resto:

$$J_{AN} = \frac{99{,}2 - 97}{1000} = 0{,}0022$$

a lo que corresponde en AN un diámetro de $D_{AN}=0{,}44$ m., según Mougnié, es decir, se pondrá $D_{AN}=45$ cm. El establecimiento del escurrimiento en un caso como éste, requiere una ceba previa para el agua pase por el punto alto.

EJEMPLO N.° 2.—Una cañería que de 4000 mts. de longitud dispone de un desnivel piezométrico de 10 mts., tiene trozos de 1000 mts. cada uno con diámetros de 50 cm. el primero; 40 cm. el segundo; 30 cm. el tercero; y 20 cm. el cuarto. Se pide determinar el gasto que permite escurrir.

Para efectuar el cálculo rápidamente, se hace por medio del diámetro medio equivalente obtenido de la relación antes sentada (25:

$$\frac{\Sigma L}{D_m}=\frac{L_1}{D_1^m}+\frac{L_2}{D_2^m}+\ldots\ldots\frac{L_n}{D_n^m}$$

En nuestro problema $L_1=L_2=L_3=L_n=1000$ m. y $\Sigma L=4000$ m.; por lo tanto:

$$\frac{1}{D^m}=\frac{1000}{4000}\left(\frac{1}{D_1^m}+\frac{1}{D_2^m}+\ldots\ldots\ldots+\frac{1}{D_n^m}\right)$$

Haremos el cálculo usando las fórmulas de Flamant y de Mougnié, en la primera el exponente del diámetro es $m=4{,}75$ y en la segunda $m=5{,}25$.

Reemplazando valores se obtiene:

Flamant: $$\frac{1}{D_F^{4,75}}=\frac{1}{4}\left(\frac{1}{0{,}5^{4,75}}+\frac{1}{0{,}4^{4,75}}+\frac{1}{0{,}3^{4,75}}+\frac{1}{0{,}2^{4,75}}\right)=624{,}62$$

$$D_F=0{,}257 \text{ m.}$$

Mougnié: $$\frac{1}{D_M^{5,25}}=\frac{1}{4}\left(\frac{1}{0{,}5^{5,25}}+\frac{1}{0{,}4^{5,25}}+\frac{1}{0{,}3^{5,25}}+\frac{1}{0{,}2^{5,25}}\right)=1348{,}39$$

$$D_M=0{,}251 \text{ m.}$$

Efectuando el cálculo del gasto con estos diámetros y con la pérdida de carga media, $J_M=\frac{10}{4000}=0{,}0025$ se obtiene de los abacos y tablas:

Según Flamant para $D=0{,}257$ m., $Q=27{,}0$ lts: s.
Según Mougnié para $D=0{,}252$ m., $Q=24{,}5$ lts: s.

La verificación de los diámetros equivalentes es sencilla, calculando si se pierden los 10 mts. disponibles con los diámetros efectivos, escurriendo los gastos calculados con el diámetro equivalente; en efecto, haciendo, por ejemplo, el cálculo con el abaco de Mougnié se encuentra para $Q=24{,}5$ lts: s,

Diámetro	0,2 m.	0,3 m.	0,4 m.	0,5 m.
$J=$	0,00872	0,00100	0,00021	0,00007
$JL=1000\ J=$	8,72	1,00	0,21	0,07

la suma de los JL da efectivamente los *10* metros, que son el desnivel piezométrico disponible.

Ejemplo N.° 3.—Entre dos cotas piezométricas fijas h_A y h_F existe la cañería de la *figura 205*, con la malla BNE, BME. Se conocen los diámetros y las longitudes de todos los trozos. Se pide determinar el gasto que llega a F, si se sabe que h_A es mayor que h_F.

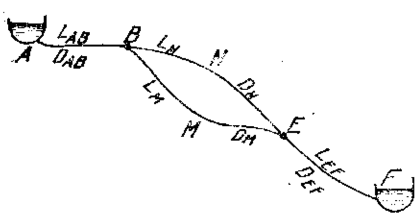


Fig. 205

Denominaremos con el subíndice respectivo, las cotas piezométricas y gastos. En este caso son incógnitas h_B, h_E, $Q_{AB}=Q_{EF}$, Q_M y Q_N, es decir, cinco en total. Necesitamos cinco ecuaciones. Las ecuaciones son las cuatro de pérdida de carga de los trozos:

$$\left.\begin{aligned}
&1)\quad J_{AB}=\frac{h_A-h_B}{L_{AB}}=K\frac{Q^n_{AB}}{D^m_{AB}}\\
&2)\quad J_N=\frac{h_B-h_E}{L_N}=K\frac{Q^n_N}{D^m_N}\\
&3)\quad J_M=\frac{h_B-h_E}{L_M}=K\frac{Q^n_M}{D^m_M}\\
&4)\quad J_{EF}=\frac{h_E-h_F}{L_{EF}}=K\frac{Q^n_{EF}}{D^m_{EF}}
\end{aligned}\right\} \qquad (35$$

A estas ecuaciones se agrega la de continuidad, que se puede expresar diciendo que la suma de los gastos con su signo propio, es nula en cada nudo, o sea:

$$Q_M+Q_N=Q_{AB}=Q_{EF} \qquad (36$$

Como es larga la resolución de este sistema, en la práctica se procede por tanteos, en la forma que se evidencia con los siguienses valores numéricos:

$h_A=100$ m., $h_F=90$ m., $L_{AB}=1000$ m., $L_N=1000$ m., $L_M=2000$ m., $L_{EF}=500$ m.

$D_{AB}=0,50$ m., $D_N=0,30$ m., $D_M=0,30$ m., $D_{EF}=0,40$ m.

Se procede a tantear, dándose la cota piezométrica de B, por ejemplo; con esto queda determinada J_{AB} y se busca por medio de una de las fórmulas experimentales, el gasto correspondiente. Este gasto sirve para determinar en el trozo EF la pérdida J_{EF}, entrando a la tabla o abaco con D_{EF} y con Q_{EF}. La pérdida J_{EF} multiplicada por la longitud L_{EF}, nos da la cota piezométrica de E, agregando el producto $J_{EF}\ L_{EF}$ a la cota h_F. Conocida h_E se obtienen las pérdidas de carga J_M y J_N por simple división del desnivel piezométrico $h_B - h_E$ por las distancias L_M y L_N, respectivamente. Entrando con estas pérdidas de carga y los diámetros a la tabla se encuentran los gastos Q_M y Q_N. Si la suma de estos gastos es igual a Q_{AB}, el tanteo es definitivo. A continuación va un cuadro de los tanteos hechos por medio del abaco de Mougnié; en él las alturas están en metros y los gastos en lts:s.

h_B	J_{AB}	Q_{AB}	J_{EF}	h_E	J_N	Q_N	J_M	Q_M	Q_N+Q_M	$Q_{AB}-(Q_N+Q_M)$
97	0,003	167	0,0095	94,75	0,00225	36	0,00113	26	62	105
98	0,002	140	0,0066	93,30	0,00470	53	0,00235	37	90	50
99	0,001	100	0,0036	91,80	0,00720	66	0,00360	46	112	—12
98,75	0,00125	109	0,0040	92,00	0,00675	64	0,00333	45	109	0

Como se ve el gasto que llega a F es de *109* lts:s, las cotas piezométricas que eran incógnitas son $h_B = 98{,}75$ m. $h_E = 92$ m., y los gastos de la malla son $Q_N = 64$ lts:s y $Q_M = 45$ lts:s.

Ejemplo N.° 4.—El problema llamado de los tres estanques consiste en resolver el escurrimiento que determinan tres cañerías que parten de tres cotas piezométricas (*Fig. 206*) A, E, F, que concurren en un nudo B. El problema puede presentarse de dos maneras: conocidos los diámetros y las longitudes, determinar los gastos, o bien, conocidos éstos, determinar los diámetros. En el primer problema, el sentido del escurrimiento dependerá de la cota piezométrica del nudo B. Esta cota piezométrica no puede ser superior a la de A ni inferior a la de F, pues en el primer caso todos los gastos saldrían del nudo B, y en el segundo todos concurrirían a él, y ambos hechos son físicamente absurdos. Si la cota piezométrica de B es superior a E, el escurrimiento en las dos ramas BE y BF se efectúa alejándose del nudo y si la cota de B está comprendida entre E y F, el sentido del escurrimiento en la rama EB es hacia B y en la otra de B a F. Son incógnitas la cota piezométrica de B, h_B y los gastos en los tres ramales: Q_{AB}, Q_{BE} y Q_{BF}, en total cuatro incógnitas que requieren, para resolver el problema, cuatro relaciones. Las ecuaciones son las de pérdida de carga de cada ramal y la de continuidad, o sea la que expresa que la suma de los gastos en el nudo B, con su signo propio, es nula. He aquí las ecuaciones.

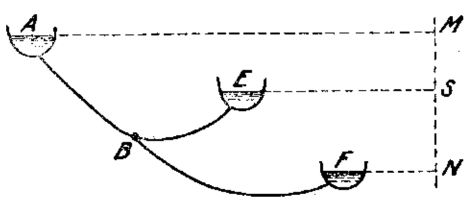


Fig. 206

$$1)\quad \frac{h_A - h_B}{L_{AB}} = J_{AB} = K \frac{Q^n_{AB}}{D^m_{AB}}$$

$$2)\quad \frac{h_E - h_B}{L_{EB}} = J_{EB} = K \frac{Q^n_{EB}}{D^m_{EB}}$$

$$3)\quad \frac{h_B - h_F}{L_{BF}} = J_{BF} = K \frac{Q^n_{BF}}{D^m_{BF}} \qquad (37$$

$$4)\quad \Sigma Q_B = 0 = Q_{AB} + Q_{BE} + Q_{BF}$$

Más sencillo que resolver este sistema de ecuaciones resulta resolver el problema por tanteos. A continuación puede verse la manera de proceder con los siguientes datos numéricos:

$h_A = 80$ m., $\quad L_{AB} = 3000$ m., $\quad D_{AB} = 0{,}25$ m.

$h_E = 70$ m., $\quad L_{BE} = 5000$ m., $\quad D_{BE} = 0{,}15$ m.

$h_F = 60$ m., $\quad L_{BF} = 4000$ m., $\quad D_{BF} = 0{,}15$ m.

Los tanteos hechos con la ayuda del abaco de Flamant van en el cuadro siguiente. Hemos comenzado dándonos la cota piezométrica del nudo, con lo que quedan determinadas las pérdidas de carga de los ramales y por lo tanto, como se conocen sus diámetros también se buscan en el abaco los gastos. El tantear queda terminado cuando la suma de los gastos que llegan al nudo son iguales a los que salen de él. Las cotas van en metros y los gastos en lts:s.

h_B	J_{AB}	Q_{AB}	J_{BE}	Q_{BE}	J_{BF}	Q_{BF}	$Q_{AB} - (Q_{BE} + Q_{BF})$
75	0,00167	22	0,001	3,4	0,00375	7,5	+11,1
76	0,00133	19	0,0012	3,8	0,00400	8	+ 7,2
77	0,00100	17	0,0014	4,2	0,00425	8,3	+ 4,5
78	0,00066	13,4	0,00166	4,7	0,00450	8,6	— 0,0

El tanteo queda terminado, con $h_B = 78$, que indica que salen de *A* *13,4* lts:s, gasto que se divide en *B*, yendo *4,7* hacia *E* y *8,6* lts:s hacia *F*.

EJEMPLO N.º 5.—Es interesante el caso del cálculo del diámetro más conveniente para una red de cañerías, diámetro que se fija por la condición económica de costo mínimo. Resolveremos un caso con la ayuda de un ejemplo considerando una red idéntica a la del ejemplo anterior, es decir, con el problema de los tres estanques.

Las cuatro incógnitas son en este caso los diámetros de las tres ramas, y la cota piezométrica h_B (*fig. 206*) del nudo. Los gastos son datos, que deben cumplir la condición de continuidad, es decir, que los gastos que llegan al nudo son iguales a los que salen de él. Las cuatro ecuaciones correspondientes son las tres de pérdida de carga en que aparecen los diámetros y la cota piezométrica del nudo, las tres primeras de las ecuaciones (37, y la cuarta será la de costo mínimo. La cota piezométrica del nudo, h_B, debe arreglarse para que el costo de la cañería sea el menor posible; como el costo puede escribirse $C = \delta D^n L$, o en este caso, $C = \delta (D^n_{AB} L_{AB} + D^n_{BE} L_{BE} + D^n_{BF} L_{BF}) = \delta \Sigma D^n L$, la condición de costo mínimo es evidentemente:

$$\frac{dC}{dh_B} = 0 = \frac{d}{dh_F} (\delta \Sigma D^n L) \qquad (38$$

Más cómodo que resolver estas ecuaciones es resolver el problema por tanteos, dándonos cotas piezométricas en B, calcular los diámetros y sumar las *superficies cubiertas* por las ramas de la cañería (1). Cuando esa suma tenga su menor valor se obtendrá la cota piezométrica que da costo mínimo. A continuación va un caso numérico que muestra la manera de proceder.

Datos:	$h_A = 100\ m.$	$L_{AB} = 2000\ m.$	$Q_{AB} = 0{,}100\ m^3.s$
	$h_E = 90\ m.$	$L_{BE} = 2000\ m.$	$Q_{EB} = 0{,}050$ »
	$h_F = 70\ m.$	$L_{BF} = 5000\ m.$	$Q_{BF} = 0{,}150$ »

Los gastos dados revelan que en la rama BE, el escurrimiento se verifica del estanque E hacia el nudo B, como en la rama AB.

En el cuadro siguiente van los tanteos que se han hecho. Partiendo de una cota piezométrica cualquiera en el nudo, es necesario darse después valores de ella mayores y menores para ver la condición de $\Sigma \delta LD$ mínima. Hemos puesto los diámetros tal como han resultado, leyendo en el abaco de la fórmula de Flamant; la $\Sigma \delta LD$ la hemos hecho prescindiendo de δ y tomando las longitudes en kms. para obtener números más pequeños. En la práctica no se podrán poner sino diámetros comerciales, de modo que es inútil exagerar la exactitud aparente en la determinación de h_B y de los diámetros. La lenta variación de las funciones cerca de los máximos y mínimos da también base para contentarse con pocos tanteos. A continuación va el cuadro con los tanteos hechos, en él h_B está en metros y los diámetros en cm.

h_B	J_{AB}	D_{AB}	J_{EB}	D_{EB}	J_{BF}	D_{BF}	$\Sigma L D$
80	0,0100	29,5	0,0050	26,5	0,0020	48	59+53+240 = 352
82	0,0090	30	0,0040	28	0,0024	47	60+56+235 = 351
84	0,0080	31	0,0030	30	0,0028	45	62+60+225 = 347
85	0,0075	31,5	0,0025	31	0,0030	44	63+62+220 = 345
86	0,0070	32	0,0020	32,5	0,0032	44	64+65+220 = 349

(1) Es decir qua suponemos, simplemente, el exponente n del costo igual a la unidad.

El costo mínimo según este cuadro se verifica para $h_B=85$ m. y los diámetros que habíamos de poner serán $D_{AB}=31,5$ cm., $D_{BE}=31$ cm., y $D_{BF}=44$ cm.

En la práctica buscaríamos los más cercanos existentes en plaza, redondeando, naturalmente, el tamaño inmediatamente superior.

EJEMPLO N.° 5.—¿Qué diámetro conviene poner en la cañería que tiene un servicio en camino de $\frac{1}{4}$ de litro por metro corrido en *1,500* mts. de longitud, dejando un gasto final de *0,100* m³:s, si la cota piezométrica inicial es *65* m. y la final *60* mts. se pide indicar también cuanto vale la cota piezométrica a *500* mts. del origen.

$$\text{Son datos:} \quad J_m=\frac{5}{1,500}=0,0033; \quad q=0,00025;$$

$$qL=0,00025\times 1,500=0,375 \text{ m}^3\text{:s}$$

$$Q_1=0,100 \text{ m}^3\text{:s, y por lo tanto} \quad Q_o=0,375+0,100=0,475 \text{ m}^3\text{:s.}$$

Aplicando la ecuación (*28*, se obtendrá el gasto con que debemos calcular el diámetro.

$$Q_m=\sqrt{0,475\times 0,100+\frac{1}{3}\,(0,475-0,100)^2}=0,307 \text{ m}^3\text{:s}$$

El término medio aritmético entre los gastos inicial y final es *0,287* m³:s.

Según el abaco de Mougnié para $Q=0,307$ y la pérdida de carga media $J_m= =0,00333$ se obtiene $D=0,62$ m (1).

La cota piezométrica se obtiene calculando la pérdida de carga total habida en los *500* metros, siendo gasto inicial $Q_o=0,475$ y gasto final Q_1, el que hay a *500* m del principio. Este gasto $Q_1=Q_o-q\times 500=0,350$ m³:s. Aplicando la expresión (*27a*, obtenemos (2).

$$H=\frac{0,0027}{0,62^{5,25}}\,500\left[0,475\times 0,350+\frac{1}{3}\,(0,475-0,350)^2\right]=2,85 \text{ m.}$$

Como se ve, se pierde la mayor parte de la carga disponible en los *500* m., a pesar de que el gasto final es relativamente grande.

---

(1) Con el gasto término medio aritmético entre los dos extremos, $Q=0,287$ m³:s, Mougnié hubiera dado $D=0,60$ m. en vez de *0,62*. Flamant, con $Q=0,307$ m³:s hubiera dado $D=0,56$ m. Lévy, daría $D=0,60$ m. y Lang da $D=0,57$ m. Como se ve, es mayor la diferencia que dan las fórmulas que la que se obtiene tomando uno u otro valor del gasto.

(2) Es aplicable la fórmula (*27a*, por medio de la expresión de Mougnié, pues J es proporcional, en ésta, a Q^2. El coeficiente K_1 valdria en la fórmula de Mougnié: $\frac{0,0027}{D^{5,25}}$

Ejemplo N.° 6.—En una cañería de *0,5* m. de diámetro, alimentada por los dos extremos, por uno con *0,300* m³:s y por el otro con *0,200* m³:s, se emplean estos dos gastos en un servicio en camino. La altura de presión mínima admisible es de *20* m., la cañería es horizontal y el servicio en camino tiene una longitud de *1 200* m. Se pide determinar las dos alturas de presión de los extremos.

El servicio en camino es $q=\dfrac{Q_o-Q_1}{L}=\dfrac{0{,}300-(-0{,}200)}{1200}=0{,}000417$ m³: s

La cota piezométrica más baja es la que corresponde al punto de gasto nulo. Este punto está situado a:

$$L_o=\frac{0{,}300}{0{,}300-(-0{,}200)}\,1200=720 \text{ m.}$$

del punto extremo donde la alimentación es de *300* lts.: s. Aplicando la expresión (*33*, si ponemos en vez de K_1 el valor que da Mougnié.

$$K_1=\frac{0{,}0027}{D^{5{,}25}}$$

que en nuestro caso, con el diámetro de *0,5* m. vale $K_1=0{,}105$, introduciendo valores se obtiene:

$$H=\frac{0{,}105}{3}\times 1\,200\,\frac{0{,}30^3-(-0{,}20)^3}{0{,}30-(-0{,}20)}=2{,}94 \text{ m.}$$

Esta es la diferencia entre las cotas piezométricas de los dos extremos. Si calculamos la diferencia de cotas piezométricas entre el punto de gasto nulo y el extremo de gasto Q_1, diferencia que hemos llamado h, en la ecuación (*33*, obtenemos:

$$h=\frac{0{,}105}{3}\,1200\,\frac{0{,}2^3}{0{,}30-(-0{,}20)}=0{,}67 \text{ m.}$$

Agregando este valor de h a la cota piezométrica del punto de gasto nulo, obtenemos la del extremo de gasto $Q_1=0{,}200$ m³:s, si la llamamos H_1, ella será:

$$H_1=20+0{,}67=20{,}67 \text{ m.}$$

Por último, sumando a esta cota la diferencia H entre los dos extremos, obtenemos la del otro extremo del gasto inicial *0,300* m³:s,

$$H_o=20{,}67+2{,}94=23{,}61 \text{ m.}$$

Otra manera de resolver este problema sin usar las ecuaciones, habría sido calcular la pérdida de carga total desde cada extremo, hasta el punto de gasto nulo y agregarlo a la cota piezométrica de este punto, así se hubieran obtenido inmediatamente las cotas piezométricas de los extremos. Naturalmente, al usar un abaco no se obtiene idéntico resultado numérico que calculando con las fórmulas.

102. Cálculos de redes.—El problema práctico más importante de las cañerías es el cálculo de las redes de agua potable, cuya presentación y magnitud es cada día más frecuente, pues, como se comprende, hasta las aldeas de poca importancia deben poseer su distribución de agua potable.

La red puede ser de dos clases: *red abierta*, que se llama también *ramificada* (*figura 207*) y *red de mallas* (*figura 208*). Si se unen los extremos de una red ramificada, se obtiene una red cerrada o de mallas.

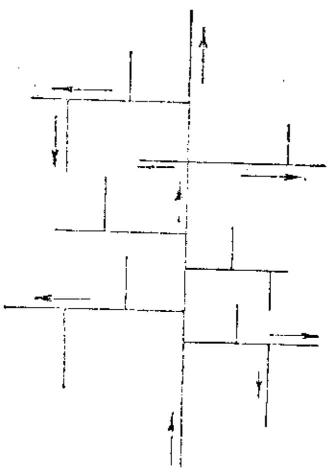


Fig. 207

No es este el sitio correspondiente a señalar las ventajas e inconvenientes de ambos tipos, nos bastará decir que la red abierta solamente se usa en casos de pequeños servicios.

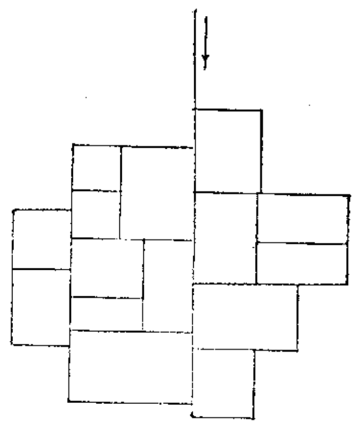


Fig. 208

Parece lógico efectuar el cálculo bajo las normas generales de aceptar *servicio en camino* en las ramas de una red, sin embargo, se procede ordinariamente, suponiendo que los consumos se concentran en los nudos. Estos *consumos* o *gastos exteriores* son datos del problema, como lo es la presión mínima aceptable en cada nudo. Los gastos que efectivamente escurren por las ramas de la red o *gastos interiores*, tienen una magnitud y un sentido perfectamente definido en la red abierta, pero no en la cerrada.

El cálculo de la red ramificada o abierta es sencillo, se procede a calcular diámetros conociendo los gastos y dándose las pérdidas de carga, o bien verificando éstas de diámetros de partida, lo que equivale a la verificación de una red dada.

La red de mallas, que ofrece mayor seguridad en el servicio de agua potable, pues permite entregar grandes gastos exteriores accidentales en forma económica y no está sujeta a interrupciones del servicio por entorpecimientos locales, presenta también un doble problema: *verificación de una red* y *proyecto de una red*. El primero es el problema fundamental, consiste en determinar los gastos interiores conociendo los exteriores; de aquí se deducen las presiones (siendo datos los gastos y los diámetros de cada rama, se calculan las pérdidas de carga y de éstas las presiones en los nudos). El proyecto de una red de mallas consistirá en calcular los diámetros más convenientes de la red, conociendo los gastos exteriores o consumos de los nudos.

Para la verificación de una red de mallas la Hidráulica proporciona todos los conocimientos necesarios. Se podrá tantear atribuyendo valores previos a las presiones de los nudos, de donde se deducirán los gastos interiores y por lo tanto los exteriores. Se corregirán las expresiones hasta obtener los gastos exteriores que son datos del problema. Esto que es sencillo en una malla, es impracticable en muchas. El problema tiene, sin embargo, una importancia práctica inmensa, pues de su prescindencia pueden seguirse desembolsos de centenares de millones de pesos mal aprovechados. Las ecuaciones que se pueden sentar son una de primer grado en cada nudo, entre los gastos interiores que concurren (con su signo propio) y el exterior correspondiente. Cada malla elemental da una ecuación de segundo grado entre los gastos interiores (1), que expresa que la suma algebraica de los JL a lo largo de todo el perímetro de ella es nula. Se tendrá siempre que el número de gastos interiores desconocidos es igual al número de lados de la red, este número es también la suma del número de nudos y manzanas menos uno (2). El sistema queda así determinado; es también condición que los gastos externos dan una suma total nula, es decir, que la suma de los consumos es igual a la alimentación total de la red.

Respecto al *cálculo de una red de mallas* se ha confundido la cuestión de *los diámetros más convenientes*, con la del *mínimo costo*, dados los consumos o gastos exteriores. La economía se ha de buscar sobre la base siguiente: aunque se *interrumpan ciertas ramas* o se originen gastos *exteriores accidentales*, los demás gastos exteriores no han de bajar de los límites admisibles (3). La red de mínimo costo será siempre abierta. Las redes de mallas se han de *proyectar por comparación, verificándolas cerradas*, es decir, tales como son sus mallas y *con ramas interrumpidas* y con *consumos accidentales*.

Es inútil, sin embargo, para fijar el criterio observar que en los cálculos de redes se trara de uniformar los diámetros y aun aumentarlos para prever ensanches futuros en los servicios, por lo que no es necesario, en la práctica, pretender ajustar mucho los cálculos.

103. Diámetro y velocidad más convenientes en una cañería de impulsión y en cañerías de receptores hidráulicos.—Una planta elevadora de alimentación de agua se compone de la máquina elevadora (motor y bomba) y de la cañería de impulsión. Siguiendo a Bresse (1868) es fácil establecer cuál es el diámetro más conve-

---

(1) De segundo grado en Q, como manifiesta la ecuación (6 de este capítulo. Aquí suponemos el caso de utilizar la ecuación que dé el exponente más sencillo del gasto. También la da de 2.° grado la fórmula de Mougnié.

(2) Hecho demostrable por recurrencia.

(3) Es muy difícil que haya un procedimiento analítico general que resuelva este problema. El planteo del mínimo costo hecho por Lueger (Die Wasserversorgung der Städte 1895), que fué seguido aún en Chile en algunos cursos de Hidráulica, conduce al máximo costo compatible con los gastos exteriores dados. El profesor don Ramón Salas demostró el error de tal cálculo, publicando una síntesis don Adolfo Hurtado S. en la Revista Universitaria de la Universidad Católica en el N.° XXXIII, de noviembre de 1918.

niente para la cañería de impulsión, determinada desde el punto de vista que el costo sea mínimo.

La potencia que es necesario instalar, llamando H la altura de elevación, Q el gasto por elevar, η el rendimiento de todo el grupo de maquinarias, J la pérdida de carga de la cañería elevadora y L su longitud, escrita en HP, es:

$$N = \frac{Q(H + JL)}{75\,\eta}$$

Se puede decir que el costo del caballo instalado, incluídos los gastos ordinarios de funcionamiento es δ_1, por lo tanto. en la potencia instalada ese costo es:

$$\delta_1 \frac{\gamma Q (H + JL)}{75\,\eta} = \delta_1 \frac{\gamma Q}{75} \left(H + K \frac{Q^2}{D^5} L \right)$$

la cañería instalada cuesta, $\delta_2 LD$, de modo que toda planta elevadora cuesta:

$$C = \delta_1 \frac{\gamma Q}{75} \left(H + K \frac{Q^2}{D^5} L \right) + \delta_2 LD$$

como ambos factores de costo con funciones del diámetro de la cañería de impulsión, el mínimo costo será el correspondiente al diámetro que anule la derivada $\frac{dC}{dD}$ o sea (1):

$$\frac{dC}{dD} = 0 = -\frac{5\,\delta_1 \gamma K Q^3}{75\,\eta\, D^6} L + \delta_2 LD$$

$$D = \sqrt[6]{\frac{\gamma K}{15\,\eta} \frac{\delta_1}{\delta_2}} \sqrt{Q}$$

Expresión que demuestra que el diámetro es independiente de la longitud de la cañería de impulsión.

Aceptando para K el valor medio $0{,}002$, para η el valor $0{,}75$, redondeando un poco se tendría:

$$D = 0{,}75 \sqrt[6]{\frac{\delta_1}{\delta_2}} \sqrt{Q}$$

Lo que influye en el diámetro es la razón entre los costos de la maquinaria y funcionamiento y el de la cañería, son variables, pero ambos en igual sentido suben en las épocas de crisis y bajan en situaciones comerciales de bonanza; además, las

(1) Suponiendo K independiente del diámetro de la cañería, o sea, aceptando la expresión (6.

fluctuaciones entre δ_1 y δ_2 poco influyen, pues los nivela la raíz sexta que aparece en la ecuación. Tomando un valor *50* para esa razón se obtiene:

$$D=1{,}45\sqrt{Q} \qquad (39$$

La velocidad media de la elevación de agua, $U=\frac{4\,Q}{\pi\,D^2}$, introducida arriba da

$$U=0{,}63\,m{:}s \qquad (40$$

valor único, cualquiera que sea el gasto por elevar, la altura de elevación y la longitud de la cañería.

El problema análogo se presenta en el caso de una instalación de turbinas hidráulicas, alimentadas por una cañería. En efecto, si se dispone de una altura H de caída, parte de ella se gasta en frotamientos en la cañería, de modo que llamando η el rendimiento de la turbina, se obtiene en su eje una potencia utilizable, en HP:

$$N=\eta\,\frac{\gamma\,Q}{75}\left(H-\frac{K\,Q^2}{D^5}\,L\right)$$

teniendo las letras el mismo significado que en el caso de la elevación mecánica.

Si llamamos aquí δ_1 el capital que representa el precio de venta de un HP hora, disminuído del precio de costo de la turbina, que puede suponerse que no varía cuando es poca la variación de N, esa potencia utilizable nos da el capital que produce renta:

$$\delta_1\,\eta\,\frac{\gamma\,Q}{75}\left(H-\frac{K\,Q^2}{D^5}\,L\right)$$

Si quitamos el capital gastado en la cañería, $\delta_2 DL$, tendremos que el capital rentable total vale:

$$C=\delta_1\,\eta\,\frac{\gamma\,Q}{75}\left(H-\frac{K\,Q^2}{D^5}\,L\right)-\delta_2\,DL$$

que ha de ser máximo, de donde análogamente al caso anterior se obtiene; igualando a cero la derivada $\frac{d\,C}{d\,D}$:

$$D=\sqrt[6]{\frac{\gamma\,K}{15}\,\eta\,\frac{\delta_1}{\delta_2}}\sqrt{Q}$$

que se diferencia de la de la elevación de agua en que el rendimiento aquí está en el numerador, mientras allá estaba en el denominador. Introduciendo valores $K=0{,}002$, y $\eta=0{,}85$, se obtiene:

$$D=0,7\sqrt[6]{\frac{\delta_1}{\delta_2}}\sqrt{Q}$$

Se puede fácilmente ver que aquí $\frac{\delta_1}{\delta_2}$ es más variable que en el caso de elevación de agua, asignando a esa razón un valor medio *25*, se obtendrá:

$$D=1,2\sqrt{Q} \qquad (41$$

que daría una velocidad económica de $U=0,88$ m:s.

104. Repartición de velocidades. En el capítulo III hemos encontrado una ley de repartición de velocidades en un tubo circular, con movimiento uniforme. Bazin (1857) dedujo de sus experiencias la ley de repartición.

$$u=V-K\left(\frac{r}{R}\right)^3\sqrt{RJ}=V-K\left(\frac{r}{R}\right)^3 U\sqrt{2b} \qquad (42$$

en que u es la velocidad a la distancia r del centro, R es el radio del tubo, V la velocidad central, U la velocidad media y b el coeficiente de Chezy. Dice Bazin que K vale aproximadamente *21*.

Si se deriva la ecuación (*42*, respecto a r, se obtiene:

$$\frac{du}{dr}=-\frac{3\,K\,U\sqrt{2b}}{R^3}\,r^2$$

expresión con la cual, multiplicada por π, y por $J=\frac{2b\,U^2}{R}$ despejando previamente r^2, se puede escribir:

$$-2\pi r\left(\frac{\sqrt{2b}}{3K}\,\frac{R}{2}\,\frac{R}{r}\,U\,\frac{du}{dr}\right)=\pi r^2 J.$$

la cantidad entre paréntesis es el valor de los frotamientos interiores $\varepsilon\frac{du}{dr}$, en canalizaciones circulares sentada por Boussinesq (fórmulas (*7* y (*10b*, del capítulo IV) en función de la velocidad media U en vez de u_0, velocidad parietal o sea, más exactamente, poniendo $\frac{\sqrt{2b}}{3K}\,U$ por $\gamma A u_0$ (1).

Posteriormente dió Bazin nuevas fórmulas de repartición de velocidades, que se pueden resumir en:

---

(1) § 24, páginas 78 y 79.

$$u = V - 21\sqrt{RJ}\left[1 - \sqrt{1 - \left(\frac{r}{R}\right)^2}\right] \qquad (43$$

y en la siguiente expresión, en que aparece la velocidad media

$$\frac{V}{U} = 1 + 12,7\sqrt{b} \qquad (44$$

en la que si introducimos $b = \dfrac{J\,D}{4U^2}$, obtenemos, finalmente, la velocidad media:

$$U = V - 12,7\sqrt{\frac{JD}{4}} = V - 9\sqrt{JR} \qquad (45$$

siendo R el radio del círculo de la sección.

Si se introduce la condición $u = U$ en la ecuación (*43*, se encuentra que la velocidad media se produce a una distancia $r_1 = 0,76\,R$ del centro.

La velocidad parietal, también deducida de la expresión (*43*, es:

$$u_o = V - 22,83\sqrt{RJ} \qquad (46$$

Según Christen (1904), mejor resulta la expresión:

$$u = K\sqrt[8]{R - r} \qquad (47$$

Numerosas experiencias hizo Mills (1902), que notó que la razón entre la velocidad media y la máxima aumentaba ligeramente, si el gasto de la cañería aumentaba mucho. En un tubo de *0,3* m. encontró que para $Q = 0,026$ m³:s, $\dfrac{U}{V} = 0,829$ y para $Q = 0,290$ m³:s $\dfrac{U}{V} = 0,856$. En tubos incrustados, o con remachaduras encontró $\dfrac{U}{V} = 0,809$.

En un tubo de gran diámetro, $D = 2,76$ m. con velocidad pequeña, alrededor de *0,8* m:s, encontró Mills $\dfrac{U}{V} = 0,86$. Williams, Rubbell, y Henkell (1902), en numerosas experiencias en tubos con diámetros de *1,0* m., *0,76* m., *0,40* m. y *0,30* m. de fundición y de *0,05* m. de latón, deducen que la relación entre la velocidad media y máxima es de $\dfrac{U}{V} = 0,84$. La curva de repartición de velocidad diametral, será como encontró Bazin un cuarto de elipse, la velocidad parietal es $u_o = 0,5\,V$. Según estos experimentadores se notan fácilmente irregularidades en la repartición, especialmente a $0,6\,R$ del centro.

Las curvas isotáquicas son cerradas. Si el tubo es circular, como es el caso general, son círculos concéntricos.

TABLA N.° 35

Pérdida de carga por metro de cañería según la fórmula de Flamant:

$$J = 0{,}00092 \sqrt[4]{\frac{U^7}{D^5}}$$

Gastos	Valores de J para los diámetros de					
	0m,06	0m,08	0m,10	0m,12	0m,15	0m,20
m³ lit.						
0,000,004	0,0000179	0,0000045	0,0000016	0,0000007	0,0000002	»
045	0,0000220	0,0000056	0,0000019	0,0000008	0,0000003	0,0000001
050	0,0000264	0,0000067	0,0000023	0,0000010	0,0000003	0,0000001
055	0,0000313	0,0000079	0,0000027	0,0000011	0,0000004	0,0000001
060	0,0000364	0,0000092	0,0000092	0,0000013	0,0000005	0,0000001
065	0,000042	0,0000106	0,0000037	0,0000015	0,0000005	0,0000001
070	0,000048	0,0000122	0,0000042	0,0000018	0,0000006	0,0000001
075	0,000054	0,0000137	0,0000048	0,0000020	0,0000007	0,0000002
080	0,000060	0,0000164	0,0000054	0,0000022	0,0000008	0,0000002
090	0,000074	0,0000189	0,0000066	0,0000027	0,0000009	0,0000002
0,000,10	0,000089	0,0000227	0,0000079	0,0000033	0,0000011	0,0000003
11	0,000105	0,0000268	0,0000094	0,0000039	0,0000014	0,0000003
12	0,000105	0,0000313	0,0000109	0,0000045	0,0000016	0,0000004
13	0,000141	0,0000359	0,0000124	0,0000052	0,0000019	0,0000005
14	0,000160	0,0000409	0,0000142	0,0000059	0,0000021	0,0000005
15	0,000181	0,000046	0,0000160	0,0000067	0,0000023	0,0000006
16	0,000203	0,000052	0,0000179	0,0000075	0,0000026	0,0000007
17	0,000225	0,000057	0,0000199	0,0000083	0,0000029	0,0000007
18	0,000249	0,000064	0,0000220	0,0000092	0,0000032	0,0000008
19	0,000274	0,000070	0,0000242	0,0000102	0,0000035	0,0000009
20	0,000300	0,000077	0,0000265	0,0000111	0,0000038	0,0000009
21	0,000327	0,000083	0,0000289	0,0000121	0,0000041	0,0000010
22	0,000366	0,000090	0,0000313	0,0000131	0,0000045	0,0000011
23	0,000382	0,000097	0,0000338	0,0000142	0,0000049	0,0000012
24	0,000412	0,000105	0,0000364	0,0000153	0,0000053	0,0000013
0,000,25	0,00044	0,000113	0,000039	0,0000164	0,0000057	0,0000014
26	0,00047	0,000121	0,000042	0,0000176	0,0000061	0,0000015
28	0,00054	0,000138	0,000048	0,0000201	0,0000069	0,0000017
30	0,00061	0,000156	0,000054	0,0000227	0,0000079	0,0000020
35	0,00080	0,000204	0,000071	0,0000298	0,0000103	0,0000026
0,000,40	0,00100	0,000257	0,000087	0,000037	0,0000130	0,0000033
45	0,00124	0,000316	0,100009	0,000046	0,0000160	0,0000041
50	0,00149	0,000379	0,100031	0,000055	0,0000192	0,0000049
55	0,00176	0,000447	0,100055	0,000065	0,0000226	0,0000058
60	0,00205	0,000522	0,100081	0,000176	0,0000263	0,0000067

Gastos	Valores de *J* para los diámetros de					
	0m,06	0m,08	0m,10	0m,12	0m,15	0m,20
m³ lit.						
0,000,65	0,00237	0,00060	0,000211	0,000088	0,000030	0,0000077
70	0,00276	0,00068	0,000244	0,000099	0,000034	0,0000088
75	0,00303	0,00077	0,000268	0,000112	0,000039	0,0000099
80	0,00339	0,00086	0,000299	0,000125	0,000044	0,0000111
90	0,00418	0,00107	0,000369	0,000155	0,000054	0,0000137
0,001,00	0,0050	0,00128	0,00044	0,000186	0,000064	0,0000164
1,10	0,0059	0,00151	0,00052	0,000221	0,000076	0,0000194
1,20	0,0069	0,00176	0,00061	0,000257	0,000089	0,0000227
1,30	0,0079	0,00203	0,00070	0,000295	0,000102	0,0000261
1,40	0,0090	0,00229	0,00079	0,000333	0,000180	0,0000295
1,50	0,00102	0,00259	0,00090	0,00038	0,000131	0,0000334
1,60	0,00114	0,00291	0,00101	0,00042	0,000147	0,0000375
1,70	0,00127	0,00322	0,00112	0,00047	0,000163	0,0000416
1,80	0,00140	0,00357	0,00124	0,00052	0,000180	0,0000460
1,90	0,00154	0,00393	0,00136	0,00057	0,000199	0,0000507
2,00	0,0168	0,0043	0,00149	0,00062	0,000217	0,000055
2,10	0,0184	0,0047	0,00162	0,00068	0,000236	0,000060
2,20	0,0199	0,0051	0,00176	0,00074	0,000256	0,000065
2,30	0,0215	0,0055	0,00190	0,00080	0,000277	0,000071
2,40	0,0232	0,0059	0,00205	0,00086	0,000299	0,000076
2,50	0,0249	0,0064	0,00220	0,00092	0,00032	0,000082
2,60	0,0266	0,0068	0,00235	0,00099	0,00034	0,000087
2,80	0,0304	0,0077	0,00268	0,00112	0,00039	0,000100
3,00	0,0343	0,0087	0,00303	0,00127	0,00044	0,000113
3,50	0,0450	0,0115	0,00397	0,00168	0,00058	0,000148
4,00	0,057	0,0145	0,0050	0,00211	0,00073	0,000186
4,50	0,070	0,0117	0,0061	0,00259	0,00090	0,000228
5,00	0,084	0,0214	0,0074	0,00312	0,00108	0,000276
5,50	0,099	0,0252	0,0087	0,00366	0,00128	0,000325
6,00	0,115	0,0293	0,0101	0,00426	0,00148	0,000378
6,50	0,126	0,0338	0,0117	0,0049	0,00171	0,00044
7,00	0,151	0,0386	0,0134	0,0056	0,00195	0,00050
7,50	0,170	0,0434	0,0150	0,0063	0,00219	0,00056
8,00	0,191	0,0486	0,0168	0,0071	0,00245	0,00063
9,00	»	0,0597	0,0207	0,0087	0,00301	0.00077
0,010	»	0,072	0,0249	0,0104	0,0036	0,00092
11	»	0,085	0,0294	0,0124	0,0043	0,00109
12	»	0,099	0,0342	0,0143	0,0050	0,00127
13	»	0,114	0,0394	0,0166	0,0057	0,00146
14	»	0,129	0,0449	0,0189	0,0065	0,00167

Gastos	Valores de *J* para los diámetros de					
	0m,06	0m,08	0m,10	0m,12	0m,15	0m,20
m³ lit.						
0,015	»	0,146	0,051	0,0213	0,0074	0,00188
16	»	»	0,057	0,0238	0,0083	0,00211
17	»	»	0,063	0,0265	0,0092	0,00234
18	»	»	0,070	0,0293	0,0102	0,00259
19	»	»	0,076	0,0322	0,0112	0,00284
20	»	»	0,083	0,0350	0,0122	0,00310
21	»	»	0,091	0,0383	0,0133	0,00340
22	»	»	0,099	0,0416	0,0145	0,00369
23	»	»	0,107	0,0449	0,0157	0,00398
24	»	»	»	0,0485	0,0169	0,00430
25	»	»	»	0,052	0,0181	0,0046
26	»	»	»	0,056	0,0193	0,0049
28	»	»	»	0,063	0,0220	0,0056
30	»	»	»	0,071	0,0247	0,0063
35	»	»	»	»	0,0324	0,0083
0,040	»	»	»	»	0,041	0,0105
45	»	»	»	»	0,051	0,0129
50	»	»	»	»	0,061	0,0155
55	»	»	»	»	»	0,0183
60	»	»	»	»	»	0,0213
65	»	»	»	»	»	0,0245
70	»	»	»	»	»	0,0279
75	»	»	»	»	»	0,0313
80	»	»	»	»	»	0,0351
90	»	»	»	»	»	0,0433

Gastos	Valores de *J* para los diámetros de					
	0m,25	0m,30	0m,35	0m,40	0m,50	0m,60
m³ lit.						
0,000,40	0,00000114	0,00000047	0,00000023	0,00000012	0,00000004	0,00000002
45	0,00000140	0,00000060	0,00000028	0,00000015	0,00000005	0,00000002
50	0,00000169	0,00000071	0,00000034	0,00000018	0,00000006	0,00000002
55	0,00000199	0,00000098	0,00000040	0,00000021	0,00000007	0,00000003
60	0,00000232	0,00000200	0,00000047	0,00000025	0,00000009	0,00000003
65	0,00000268	0,00000113	0,00000054	0,00000028	0,00000010	0,00000004
70	0,00000304	0,00000132	0,00000062	0,00000032	0,00000012	0,00000005
75	0,00000343	0,00000145	0,00000070	0,00000036	0,00000013	0,00000005
80	0,00000384	0,00000162	0,00000078	0,00000041	0,00000014	0,00000006
90	0,00000474	0,00000200	0,00000096	0,00000050	0,00000017	0,00000007

Gastos	Valores de *J* para los diámetros de					
	0m,25	0m,30	0m,35	0m,40	0m,50	0m,60
m³ lit.						
0,001,00	0,0000057	0,00000240	0,00000115	0,00000060	0,00000021	0,00000009
1,10	0,0000067	0,00000283	0,00000136	0,00000075	0,00000024	0,00000010
1,20	0,0000078	0,00000330	0,00000159	0,00000083	0,00000028	0,00000012
1,30	0,0000090	0,00000380	0,00000183	0,00000095	0,00000033	0,00000014
1,40	0,0000175	0,00000430	0,00000207	0,00000108	0,00000038	0,00000016
1,50	0,0000115	0,0000049	0,00000234	0,00000122	0,00000043	0,00000018
1,60	0,0000129	0,0000054	0,00000262	0,00000137	0,00000048	0,00000020
1,70	0,0000144	0,0000061	0,00000291	0,00000152	0,00000053	0,00000022
1,80	0,0000159	0,0000067	0,00000322	0,00000168	0,00000059	0,00000024
1,90	0,0000175	0,0000073	0,00000455	0,00000185	0,00000065	0,00000027
2,00	0,0000191	0,0000081	0,0000039	0,00000203	0,00000071	0,00000030
2,10	0,0000208	0,0000088	0,0000042	0,00000221	0,00000077	0,00000033
2,20	0,0000226	0,0000095	0,0000046	0,00000240	0,00000084	0,00000035
2,30	0,0000247	0,0000103	0,0000049	0,00000260	0,00000091	0,00000038
2,40	0,0000264	0,0000111	0,0000053	0,00000280	0,00000098	0,00000041
2,50	0,0000283	0,0000119	0,0000057	0,0000030	0,00000105	0,00000044
2,60	0,0000302	0,0000127	0,0000061	0,0000032	0,00000113	0,00000047
2,80	0,0000345	0,0000145	0,0000070	0,0000037	0,00000128	0,00000054
3,00	0,0000389	0,0000164	0,0000079	0,0000041	0,00000145	0,00000061
3,50	0,0000510	0,0000215	0,0000103	0,0000054	0,00000190	0,00000080
4,00	0,000064	0,0000272	0,0000131	0,0000068	0,0000024	0,00000101
4,50	0,000079	0,0000337	0,0000160	0,0000084	0,0000029	0,00000123
5,00	0,000095	0,0000402	0,0000193	0,0000101	0,0000035	0,00000149
5,50	0,000112	0,0000473	0,0000228	0,0000119	0,0000042	0,00000175
6,00	0,000130	0,0000550	0,0000264	0,0000138	0,0000049	0,00000204
6,50	0,000151	0,000063	0,000030	0,0000160	0,0000056	0,00000236
7,00	0,000172	0,000072	0,000035	0,0000182	0,0000064	0,00000269
7,50	0,000193	0,000081	0,000039	0,0000205	0,0000072	0,00000303
8,00	0,000216	0,000091	0,000044	0,0000230	0,0000081	0,00000339
9,00	0,000266	0,000112	0,000054	0,0000285	0,0000099	0,00000416
0,010	0,00032	0,000135	0,000065	0,000034	0,0000119	0,0000050
11	0,00038	0,000159	0,000077	0,000040	0,0000141	0,0000059
12	0,00044	0,000185	0,000089	0,000047	0,0000164	0,0000069
13	0,00051	0,000213	0,000103	0,000054	0,0000188	0,0000079
14	0,00058	0,000243	0,000117	0,000061	0,0000214	0,0000090
15	0,00065	0,000274	0,000132	0,000069	0,0000242	0,0000102
16	0,00073	0,000307	0,000148	0,000077	0,0000271	0,0000114
17	0,00081	0,000341	0,000164	0,000086	0,0000301	0,0000127
18	0,00090	0,000377	0,000181	0,000095	0,0000333	0,0000140
19	0,00099	0,000414	0,000199	0,000104	0,0000366	0,0000154

Gastos	Valores de *J* para los diámetros de					
	0m,25	0m,30	0m,35	0m,40	0m,50	0m,60
m³ lit.						
0,020	0,00107	0,00045	0,000217	0,000113	0,000040	0,0000168
21	0,00117	0,00049	0,000238	0,000124	0,000044	0,0000184
22	0,00127	0,00054	0,000258	0,000135	0,000047	0,0000200
23	0,00138	0,00058	0,000279	0,000146	0,000051	0,0000216
24	0,00149	0,00063	0,000301	0,000157	0,000055	0,0000233
25	0,00159	0,00067	0,00032	0,000168	0,000059	0,0000249
26	0,00170	0.00072	0,00034	0,000179	0,000063	0,0000266
28	0.00195	0,00082	0,00039	0,000206	0,000072	0,0000304
30	0,00219	0,00092	0,00044	0,000232	0,000081	0,0000342
35	0,00287	0,00121	0,00058	0,000304	0,000106	0,0000448
40	0,0036	0,00153	0,00073	0,00038	0,000135	0,000057
45	0,0044	0,00188	0,00090	0,00047	0,000166	0,000070
50	0,0054	0,00226	0,00108	0,00057	0,000199	0,000084
55	0,0063	0,00266	0,00128	0,00067	0,000235	0,000099
60	0,0074	0,00310	0,00149	0,00078	0,000274	0,000115
65	0,0085	0,0036	0,00171	0,00090	0,00031	0,000133
70	0,0096	0,0041	0,00195	0,00102	0,00036	0,000151
75	0,0108	0,0046	0,00219	0,00115	0,00040	0,000169
80	0,0121	0,0051	0,00246	0,00128	0,00045	0,000190
90	0,0150	0,0063	0,00303	0,00158	0,00056	0,000234
0,100	0,0180	0,0076	0,0036	0,00191	0,00067	0,000282
110	0,0213	0,0089	0,0043	0,00226	0,00079	0,000333
120	0,0248	0,0104	0,0050	0,00263	0,00092	0,000388
130	0,0284	0,0120	0,0058	0,00302	0,00105	0,000445
140	0,0324	0,0136	0,0066	0,00343	0,00120	0,000507
150	»	0,0154	0,0074	0,0039	0,00136	0,00057
160	»	0,0173	0,0083	0,0043	0,00153	0,00064
170	»	0,0192	0,0092	0,0048	0,00170	0,00071
180	»	0,0212	0,0102	0,0053	0,00187	0,00079
190	»	0,0233	0,0112	0,0058	0,00206	0,00086
200	»	0,0255	0,0123	0,0064	0,00226	0,00095
210	»	0,0278	0,0134	0,0070	0,00245	0,00103
220	»	»	0,0145	0,0076	0,00266	0,00112
230	»	»	0,0157	0,0082	0,00288	0,00121
240	»	»	0,0169	0,0088	0,00309	0,00130
250	»	»	0,0181	0,0095	0,0033	0,00140
260	»	»	0,0194	0,0102	0,0036	0,00150
280	»	»	0,0221	0,0115	0,0041	0,00171
300	»	»	»	0,0131	0,0046	0,00193
350	»	»	»	0,0170	0,0060	0,00252

GASTOS	VALORES DE *J* PARA LOS DIÁMETROS DE					
	0m,25	0m,30	0m,35	0m,40	0m,50	0m,60
m³ lit.						
0,400	»	»	»	»	0,0076	0,0032
450	»	»	»	»	0,0093	0,0039
500	»	»	»	»	0,0112	0,0047
550	»	»	»	»	0,0132	0,0056
600	»	»	»	»	»	0,0065
650	»	»	»	»	»	0,0074
700	»	»	»	»	»	0,0085
750	»	»	»	»	»	0,0096
800	»	»	»	»	»	0,0131
900	»	»	»	»	»	»

GASTOS	VALORES DE *J* PARA LOS DIÁMETROS DE					
	0m,70	0m,80	0m,90	1m,00	1m,10	1m,20
m³ lit.						
0,002,0	0,00000014	0,00000008	0,00000004	0,00000003	0,00000002	0,00000001
2,1	0,00000016	0,00000009	0,00000005	0,00000003	0,00000002	0,00000001
2,2	0,00000017	0,00000009	0,00000005	0,00000003	0,00000002	0,00000001
2,3	0,00000019	0,00000010	0,00000006	0,00000003	0,00000002	0,00000001
2,4	0,00000200	0,00000011	0,00000006	0,00000004	0,00000002	0,00000001
2,5	0,00000021	0,00000011	0,00000006	0,00000004	0,00000002	0,00000002
2,6	0,00000023	0,00000012	0,00000007	0,00000004	0,00000003	0,00000002
2,8	0,00000026	0,00000014	0,00000008	0,00000004	0,00000003	0,00000002
3,0	0,00000029	0,00000015	0,00000009	0,00000005	0,00000003	0,00000002
3,5	0,00000038	0,00000020	0,00000011	0,00000007	0,00000004	0,00000003
4,0	0,00000048	0,00000025	0,00000014	0,00000009	0,00000006	0,00000004
4,5	0,00000059	0,00000031	0,00000018	0,00000011	0,00000007	0,00000005
5,0	0,00000072	0,00000038	0,00000021	0,00000013	0,00000008	0.00000005
5,5	0,00000084	0,00000045	0,00000025	0,00000015	0,00000010	0,00000007
6,0	0,00000098	0,00000052	0,00000030	0,00000018	0,00000012	0,00000008
6,5	0,00000114	0,00000060	0,00000034	0,00000021	0,00000013	0,00000009
7,0	0,00000129	0,00000068	0,00000039	0,00000024	0,00000015	0,00000010
7,5	0,00000145	0,00000077	0,00000044	0,00000027	0,00000017	0,00000011
8,0	0,00000163	0,00000086	0,00000049	0,00000030	0,00000019	0,00000013
8,5	0,00000200	0,00000106	0,00000060	0,00000037	0,00000024	0,00000016
0,010,000	0,00000241	0,00000127	0,00000073	0,00000044	0,00000028	0,00000019
11	0,00000285	0,00000151	0,00000087	0,00000052	0,00000033	0,00000022
12	0,00000332	0,00000176	0,00000101	0,00000061	0,00000039	0,00000026
13	0,00000381	0,00000202	0,00000115	0,00000070	0,00000045	0,00000030
14	0,00000434	0,00000230	0,00000131	0,00000080	0,00000051	0,00000034

GASTOS	VALORES DE *J* PARA LOS DIÁMETROS DE					
	0m,70	0m,80	0m,90	1m,00	1m,10	1m,20
m³ lit.						
15	0,0000049	0,00000260	0,00000148	0,00000090	0,00000058	0,00000039
16	0,0000055	0,00000291	0,00000166	0,00000101	0,00000065	0,00000044
17	0,0000061	0,00000323	0,00000185	0,00000112	0,00000072	0,00000048
18	0,0000067	0,00000357	0,00000204	0,00000124	0,00000079	0,00000053
19	0,0000074	0,00000392	0,00000224	0,00000136	0,00000087	0,00000058
20	0,0000081	0,0000043	0,00000245	0,00000148	0,00000095	0,00000063
21	0,0000088	0,0000047	0,00000268	0,00000162	0,00000104	0,00000069
22	0,0000096	0,0000051	0,00000291	0,00000176	0,00000113	0,00000075
23	0,0000104	0,0000055	0,00000315	0,00000191	0,00000123	0,00000082
24	0,0000112	0,0000059	0,00000339	0,00000206	0,00000132	0,00000088
25	0,0000120	0,0000064	0,0000036	0,00000220	0,00000142	0,00000095
26	0,0000128	0,0000068	0,0000039	0,00000235	0,00000152	0,00000101
28	0,0000146	0,0000077	0,0000044	0,00000269	0,00000173	0,00000115
30	0,0000166	0,0000088	0,0000050	0,00000302	0,00000196	0,00000131
35	0,0000216	0,0000114	0,0000065	0,00000396	0,00000255	0,00000170
40	0,000027	0,0000144	0,0000083	0,0000050	0,0000032	0,00000211
45	0,000033	0,0000177	0,0000102	0,0000062	0,0000039	0,00000259
50	0,000040	0,0000214	0,0000122	0,0000074	0,0000047	0,00000312
55	0,000048	0,0000252	0,0000144	0,0000087	0,0000056	0,00000368
60	0,000055	0,0000293	0,0000168	0,0000102	0,0000065	0,00000428
65	0,000064	0,0000338	0,0000193	0,0000117	0,0000074	0,00000493
70	0,000073	0,0000385	0,0000220	0,0000133	0,0000085	0,00000561
75	0,000081	0,0000432	0,0000248	0,0000150	0,0000095	0,00000360
80	0,000091	0,0000485	0,0000277	0,0000188	0,0000107	0,00000737
90	0,000113	0,0000599	0,0000341	0,0000207	0,0000132	0,00000872
0,100	0,000136	0,000072	0,000041	0,0000249	0,0000159	0,0000105
110	0,000160	0,000082	0,000048	0,0000294	0,0000187	0,0000123
120	0,000186	0,000099	0,000057	0,0000343	0,0000218	0,0000144
130	0,000214	0,000113	0,000065	0,0000393	0,0000250	0,0000165
140	0,000244	0 000129	0,000074	0,0000448	0,0000285	0,0000188
150	0,000275	0,000146	0,000083	0,000051	0,0000321	0,0000213
160	0,000309	0,000164	0,000093	0,000057	0,0000360	0,0000238
170	0,000343	0,000182	0,000104	0,000063	0,0000400	0,0000265
180	0,000379	0,000201	0,000115	0,000070	0,0000442	0,0000292
190	0,000416	0,000220	0,000126	0,000076	0,0000486	0,0000322
0,200	0,00046	0,000242	0,000138	0,000084	0,000053	0,0000353
210	0,00050	0,000263	0,000150	0,000091	0,000058	0,0000384
220	0,00054	0,000285	0,000163	0,000099	0,000063	0,0000416
230	0,00058	0,000308	0,000176	0,000107	0,000068	0,0000450
240	0,00062	0,000331	0,000189	0,000115	0,000073	0,0000484

Gastos	Valores de *J* para los diámetros de					
	0m,70	0m,80	0m,90	1m,00	1m,10	1m,20
m² lit.						
0,250	0,00067	0,00036	0,000204	0,000124	0,000079	0,000052
260	0,00072	0,00038	0,000219	0,000132	0,000084	0,000056
280	0,00082	0,00044	0,000249	0,000151	0,000096	0,000064
300	0,00093	0,00049	0,000281	0,000171	0,000108	0,000072
350	0,00121	0,00064	0,000367	0,000223	0,000141	0,000094
400	0,00153	0,00081	0,00046	0,00028	0,000179	0,000118
450	0,00188	0,00100	0,00057	0,00035	0,000220	0,000145
500	0,00226	0,00120	0,00060	0,00042	0,000264	0,000175
550	0,00267	0,00141	0,00081	0,00049	0,000312	0,000207
600	0,00312	0,00165	0,00094	0,00057	0,000364	0,000241
650	0,00358	0,00188	0,00108	0,00066	0,00042	0,000277
700	0,00408	0,00216	0,00124	0,00075	0,00048	0,000315
750	0,00461	0,00244	0,00140	0,00085	0,00054	0,000356
800	0,00515	0,00273	0,00156	0,00095	0,00060	0,000399
900	0,00633	0,00335	0,00192	0,00116	0,00074	0,000490
1,000	0,00762	0,00404	0,00231	0,00140	0,00089	0,00059
1,100	0,00899	0,00475	0,00256	0,00165	0,00105	0,00070
1,200	»	0,00557	0,00302	0,00193	0,00123	0,00081
1,300	»	0,00638	0,00348	0,00221	0,00141	0,00093
1,400	»	0,00728	0,00416	0,00252	0,00160	0,00106
1,500	»	0,00818	0,00469	0,00284	0,00181	0,00120
1,600	»	»	0,00510	0,00319	0,00203	0,00134
1,700	»	»	0,00578	0,00354	0,00225	0,00149
1,800	»	»	0,00647	0,00392	0,00249	0,00165
1,900	»	»	0,00711	0,00431	0,00274	0,00181
2,000	»	»	»	0,00472	0,00300	0,00199
2,100	»	»	»	0,00514	0,00327	0,00216
2,200	»	»	»	0,00557	0,00354	0,00234
2,300	»	»	»	0,00601	0,00382	0,00252
2,400	»	»	»	»	0,00412	0,00272
2,500	»	»	»	»	0,00442	0,00292
2,600	»	»	»	»	0,00473	0,00343
2,800	»	»	»	»	0,00539	0,00357
3,000	»	»	»	»	»	0,00403
3,500	»	»	»	»	»	»

ABACO

de la

Fórmula de Flamant

$$J = 0{,}00092 \frac{U^{1,75}}{D^{1,25}} = 0{,}00142 \frac{Q^{1,75}}{D^{4,75}}$$

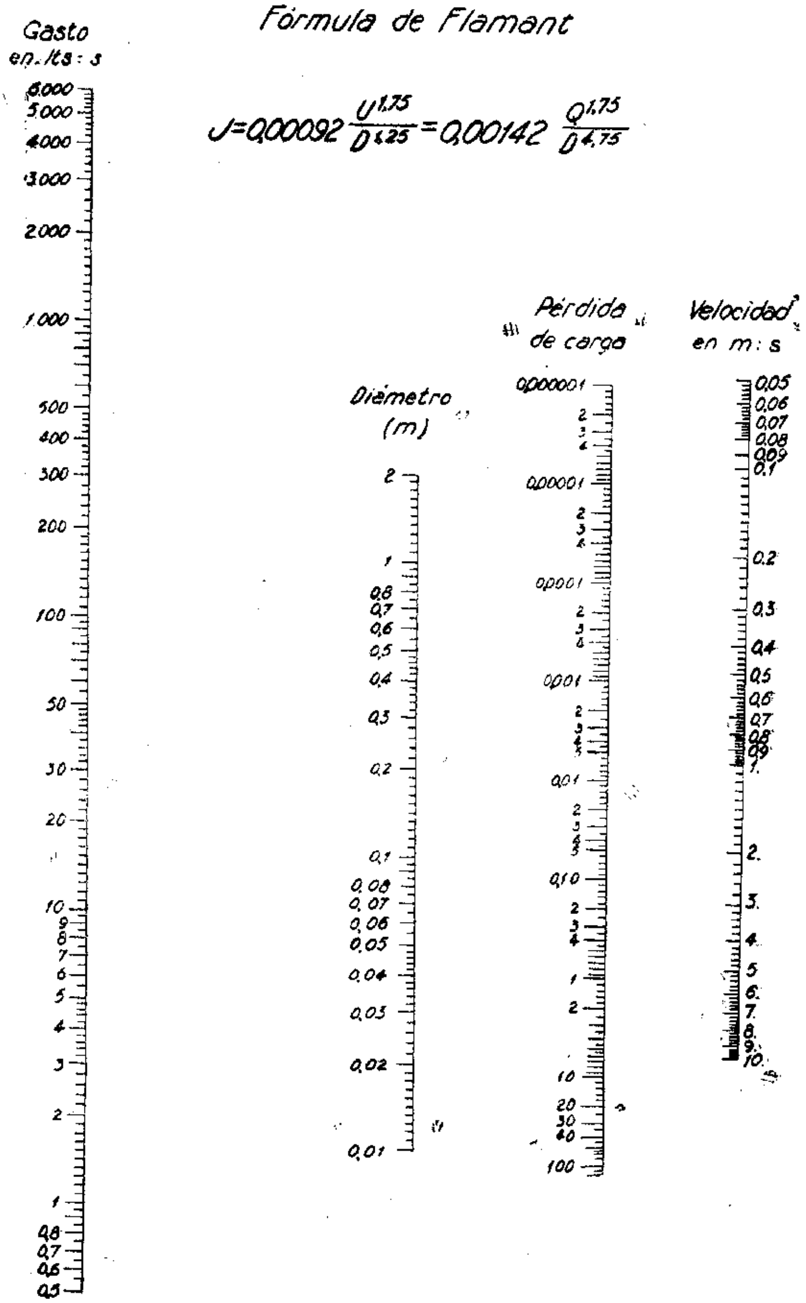


TABLA N.° 36

Escurrimiento por cañerías. Fórmula de M. Levy

(Calculada por H. Vallot)

D m	$\frac{Q}{\sqrt{J}}$	D m	$\frac{Q}{\sqrt{J}}$	D m	$\frac{Q}{\sqrt{J}}$	D m	$\frac{Q}{\sqrt{J}}$
0,01	0,0001253	0,45	2,4073	1,30	40,562	2,15	156,45
0,013	0,0002445	0,50	3,1821	1,35	44,874	2,20	166,43
0,02	0,0007343	0,55	4,0971	1.40	49,465	2,25	176,80
0,027	0,0015837	0,60	5,1614	1,45	54,341	2,30	187,57
0,03	0,0020753	0,65	6,3844	1,50	59,509	2,35	198,74
0,04	0,0043478	0,70	7,7748	1,55	64,977	2,40	210,33
0,05	0,0077277	0,75	9,3414	1,60	70,752	2,45	222,33
0,06	0,012376	0,80	11,093	1,65	76,840	2,50	234,76
0,07	0,018442	0,85	13,038	1,70	83,249	2,55	247,62
0,08	0,026068	0,90	15,184	1,75	89,984	2,60	260,91
0,09	0,035389	0,95	17,540	1,80	97,054	2,65	274,65
0,10	0,046536	1,00	20,114	1,85	104,465	2,70	288,83
0,15	0,13390	1,05	22,913	1,90	112,22	2,75	303,48
0,20	0,28429	1,10	25,946	1,95	120,33	2,80	318,58
0,25	0,51071	1,15	29,219	2,00	128,80	2,85	334,14
0,30	0,82517	1,20	32,741	2,05	137,64	2,90	350,17
0,35	1,2390	1,25	36,519	2,10	146,85	2,95	366,68
0,40	1,7629					3,00	383,69

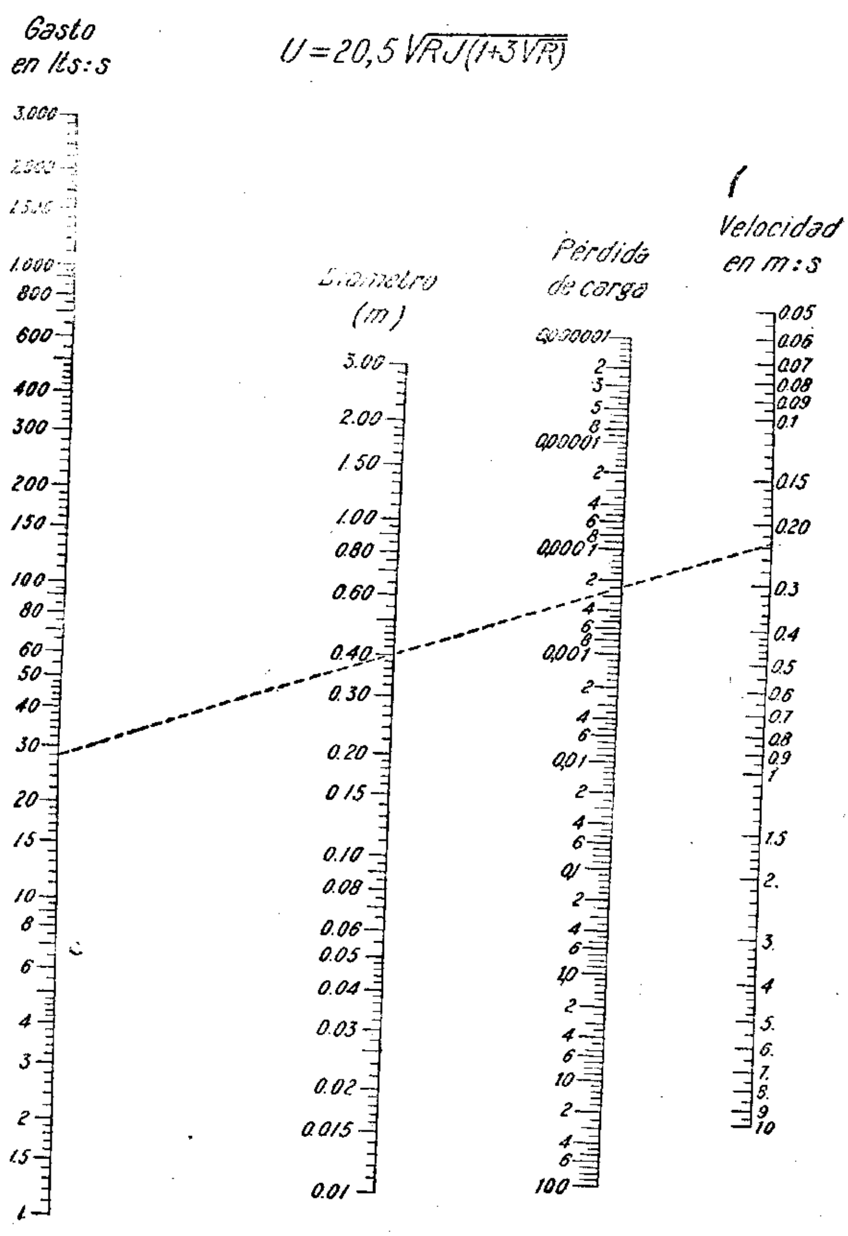
ABACO

de la

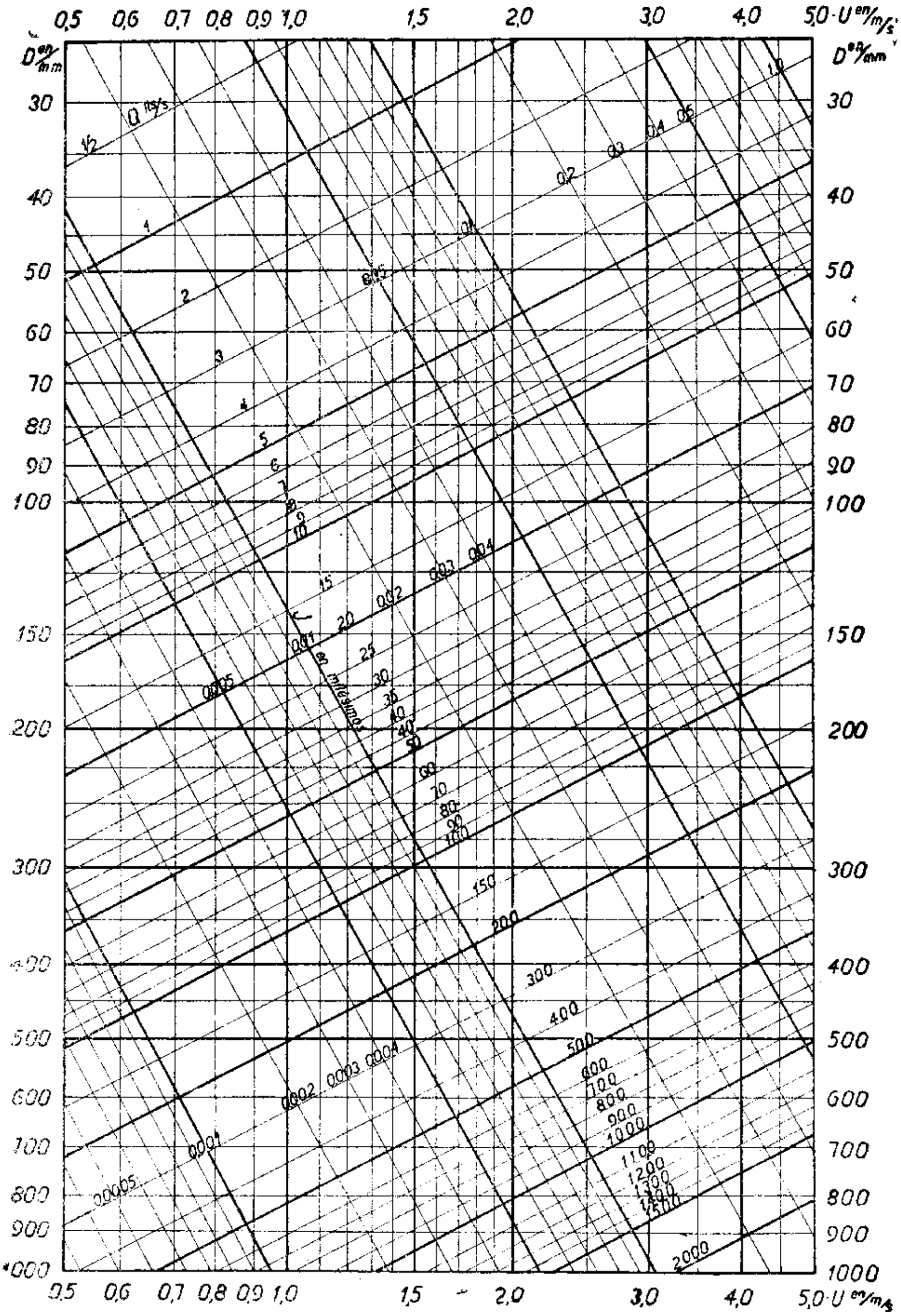
Fórmula de M. Lévy

(Dariès)

$$U = 20{,}5\sqrt{RJ(1+3\sqrt{R})}$$



FÓRMULA DE LANG

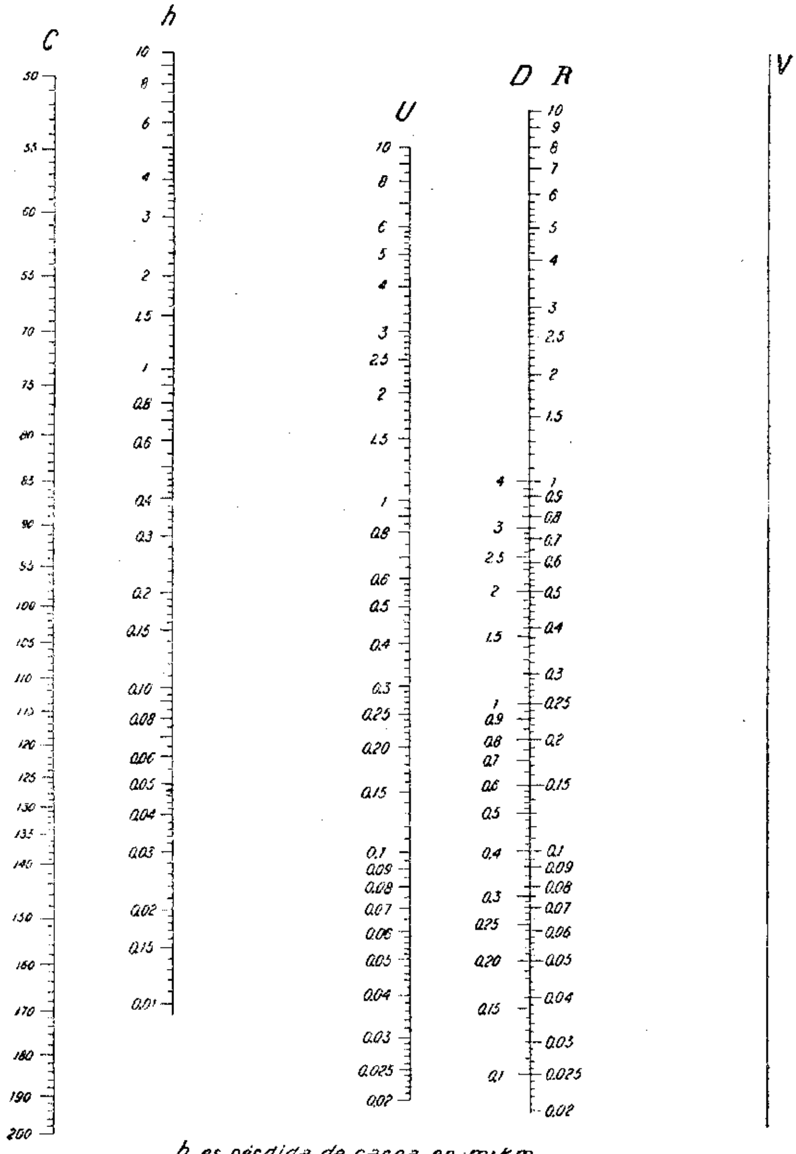


ABACO

de la

Fórmula de Williams y Hazen

$$U = 0{,}0205\, C R^{0{,}63} h^{0{,}54}$$

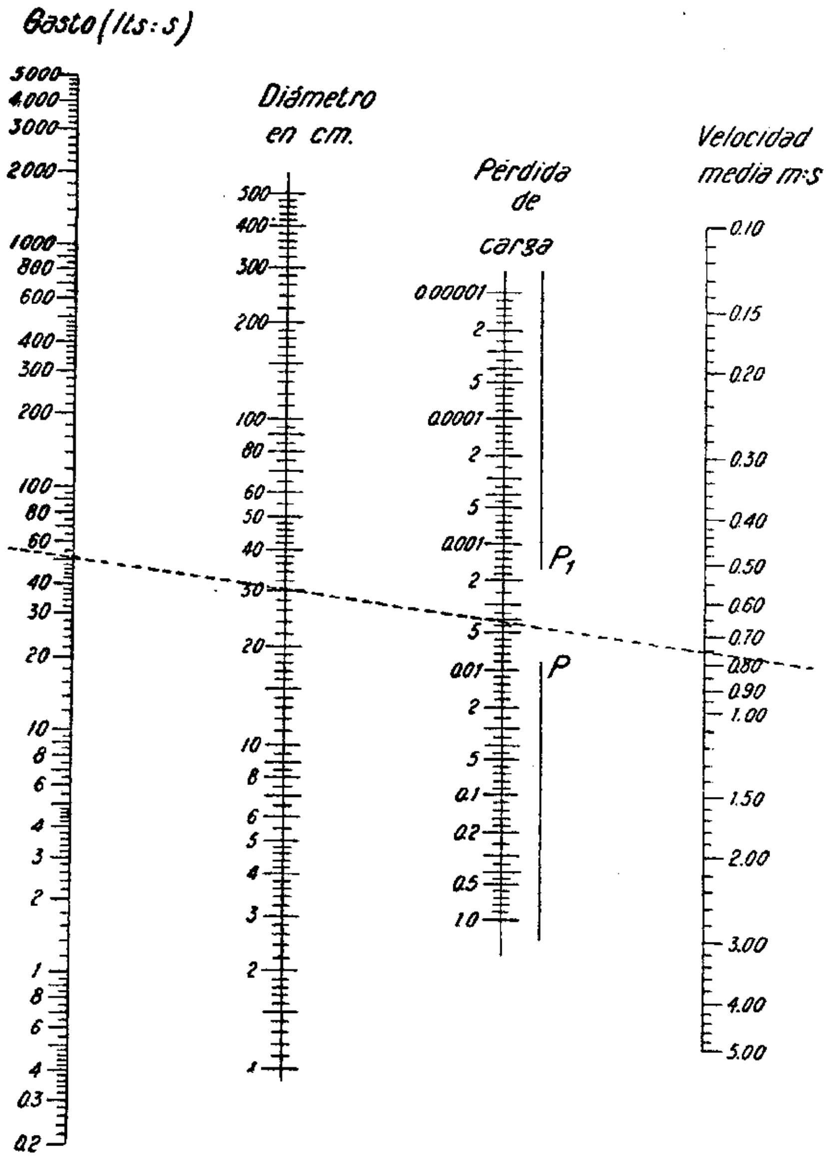


h es pérdida de carga en m: km.
U es velocidad en m: s
D diámetro y *R* radio hidráulico en m.

ABACO
de la
Fórmula de Mougnié (1914)

(Bertrand)

$$\begin{cases} D^{5/4} J = \frac{U^2}{600} = 0{,}00167\, U^2 \\ D^{5{,}25} J = 0{,}0027\, Q^2 \end{cases}$$



ABACO

de la

Fórmula Scobey

para cañerías de concreto armado

$$U = 34\ D^{0{,}625}\ J^{0{,}5}$$