

VELOCIDAD DEL AGUA EN TUBERIAS

Por ENRIQUE MENDILUCE ROSICH

Doctor Ingeniero Industrial
Premio «Fundación Juan March» para la Investigación
Director General de FIBROLIT, S. A.

El autor, tras de exponer su punto de vista respecto a la aplicación de las distintas fórmulas más conocidas para el cálculo de tuberías, tanto en conducciones rodadas como en impulsiones, expone su deseo de contrastar sus ideas con las de aquéllos que deseen exponer las suyas sobre el tema.

I. Generalidades.

El conocimiento de la velocidad, que según la pendiente pueda alcanzar el agua en una tubería determinada o la pérdida de carga producida por determinada velocidad, imprescindible para el estudio de un proyecto de conducción, impulsión o distribución, podemos obtenerlo por gran variedad de fórmulas que, de manera generosa, nos brindan los numerosos tratados sobre el tema.

Nuestra intención es hacer unas consideraciones de carácter general y por ello la mención específica de determinadas fórmulas no es el fin de este trabajo, sino el medio para obtener las conclusiones que más adelante expondremos.

La labor del Ingeniero se inicia, con carácter general, a partir del momento o situación en que los matemáticos o investigadores establecen las fórmulas idóneas para el cálculo, siendo en general motivo de su preocupación la elección del método de cálculo más adecuado al problema que precisa resolver, y sobre todo la vigilancia respecto a la uniformidad en la exactitud de todos los elementos que intervienen en dicho cálculo.

De la misma forma que es preciso dotar de idéntica resistencia a todas las argollas de una cadena, el Ingeniero debe preocuparse de que la tolerancia de aproximación resulte uniforme en todo el cálculo, sin caer en el frecuente defecto de obtener unos datos con varias cifras decimales, mientras que otros se aproximan en unidades o décimas.

Este defecto puede producirse fácilmente en el estudio de los proyectos que hemos citado y por ello creemos que pueden ser interesantes los comentarios que exponemos a continuación,

que no deben ser interpretados, sino como el deseo de elevar el punto de visión sobre la mesa de trabajo, para obtener un puesto de observación del conjunto del estudio a realizar, que nos permita adoptar las medidas conducentes a esta uniformidad en la aproximación de los elementos que intervienen en el cálculo y en los métodos operatorios empleados.

Han sido constantes los esfuerzos de los investigadores para determinar la capacidad de conducción de canales y tuberías, desde que comenzaron a utilizarse.

Una de las expresiones más antiguas a este objeto, es la ideada por Chezy en 1775 que dejó establecida la proporcionalidad entre la pérdida de carga y el cuadrado de la velocidad:

$$V = A \sqrt{RJ}$$

Se atribuye a Darcy, en 1858, la introducción de la rugosidad del conducto, realizando conjuntamente con Bazin experiencias cuya consecuencia fue la primera fórmula de este especialista.

En 1871 Gotthelf Hagen presentó una ecuación de la forma:

$$V = C R^a J^b$$

Después, Gaukler la concretó en la forma siguiente:

$$V = C R^{2/3} J^{1/2}$$

y Manning hizo $C = \frac{1}{n}$ de la ecuación de Gauguillet; más tarde Strickler determinó experimentalmente el valor de $\frac{1}{n}$.

Sucesivamente fueron apareciendo otras fórmulas que, sobre la base de la proporcionalidad establecida por Chezy, introdujeron pequeñas variaciones en el coeficiente y en los exponentes, respondiendo al deseo lógico de los especialistas en aportar su esfuerzo a la más exacta resolución de los problemas de cálculo, que el transporte de agua plantea.

Estos esfuerzos laudables, de los que nosotros nos aprovechamos, fueron realizados de forma individual, obteniendo expresiones tan similares que más que a la claridad y concreción del cálculo, han contribuido a la desorientación.

Refiriéndonos por el momento a las fórmulas exponenciales tipo Chezy, mencionaremos las siguientes:

Manning:

$$V = \frac{1}{n} R^{0.666} J^{0.5}$$

Strickler:

$$V = n' R^{0.666} J^{0.5}$$

Hazen-Williams:

$$V = 0,85 \times Ch R^{0.63} J^{0.51}$$

Scimemi:

$$V = C_s' R^{0.68} J^{0.56}$$

Meyer-Peter:

$$V = C_m R^{0.68} J^{0.526}$$

Ludin:

$$V = Cl R^{0.65} J^{0.51}$$

Scobey:

$$V = C_s R^{0.65} J^{0.56}$$

Podríamos añadir algunas más, pero con las expuestas nos sobran, a la finalidad de este trabajo.

Fácilmente se aprecia la similitud de estas fórmulas, que justifican la posible indecisión del proyectista en la elección de la más adecuada para el cálculo, en cada caso.

2. Conducciones.

Cálculo de la velocidad.

Si analizamos los datos que se precisan para comenzar el estudio de una conducción para abastecimiento de agua, nos encontramos con que el primer cálculo que es necesario realizar es la dotación de agua que se desea.

En el caso de poblaciones, se parte de una dotación de agua por habitante, que se fija en consideraciones a la categoría de la misma.

A continuación se hacen las previsiones demográficas de la población, por un período de tiempo demasiado amplio para que estas previsiones puedan ser confirmadas por la realidad, puesto que además, en general, no se tiene en cuenta el aumento que, el sólo hecho de disponer de agua, provoca en la población.

Un ejemplo aleccionador lo constituye Guadalajara y Alcalá de Henares, ya que mientras la primera capital prácticamente tiene la misma población que hace diecisiete años, la segunda, a 25 Km. de la primera, ha visto cuadruplicar su población en ese período, debido a que, desde hace el mismo número de años, dispone de un buen abastecimiento de agua que naturalmente ha quedado pequeño.

Ya tenemos fijada la cantidad de agua y por la nivelación la diferencia de cotas de que disponemos para la pérdida de carga.

Aplicando cualquiera fórmula de las que indicamos, podemos obtener el diámetro de la tubería de un determinado material, mediante el coeficiente adecuado, y entonces nos encontramos con que el valor obtenido no coincide, en la casi totalidad de los casos, con el diámetro comercial y, por lo tanto, hay que tomar el inmediato superior.

En estas condiciones, ¿qué repercusión pueden tener las pequeñas diferencias que ofrecen las distintas fórmulas de que disponemos, cuando prejuzgamos el crecimiento a experimentar por una población a largo plazo y, además, hemos ampliado el diámetro teórico para buscar el comercial? Es evidente que en estas condiciones cualquiera de las fórmulas citadas es buena para el cálculo.

En apoyo de este punto de vista, comparamos a continuación los caudales obtenidos por algunas de las fórmulas citadas para un mismo material, diámetro y pérdida de carga.

Consideremos tubería de amianto-cemento de 300 mm. de diámetro y 0,003 m. por metro de pérdida de carga y calculamos la velocidad y el caudal por las fórmulas siguientes:

Scimemi:

$$V = 158 R^{0.68} J^{0.56} = 1,049 \text{ m/s.}; Q = 73,43 \text{ l/s.}$$

Ludin:

$$V = 134 R^{0.65} J^{0.51} = 1,079 \text{ m/s.}; Q = 75,53 \text{ l/s.}$$

Hazen W.:

$$V = 0,85 \times 140 R^{0.63} J^{0.51} = 1,009 \text{ m/s.}; Q = 70,63 \text{ l/s.}$$

Observamos la escasa diferencia de velocidades proporcionada por estas tres fórmulas y por lo tanto de caudales.

Es muy frecuente que el proyectista tenga que ceñirse a una determinada pérdida de carga,

y a este respecto presentamos el siguiente cuadro obtenido por Scimemi, que establece el diámetro de tubería necesario para determinados caudales, siendo $J = 0,003$ m. por metro.

Q	D	Q	D	Q	D
Hasta 0,6	50	7 a 11,5	150	160 a 220	450
0,6 a 1	60	11,5 a 17,5	175	220 a 290	500
1 a 1,5	70	17,5 a 25	200	290 a 480	600
1,5 a 2,2	80	25 a 45	250	480 a 720	700
2,2 a 4	100	45 a 74	300	720 a 1 025	800
4 a 7	125	74 a 111	350	1 025 a 1 400	900
		111 a 160	400	1 400 a 1 900	1000

Vemos, por lo tanto, que ante la necesidad de acomodarse a los diámetros comerciales que proporcionan en la mayoría de los casos, caudales muy superiores a los fijados en función de las necesidades previstas, las pequeñas diferencias que se obtienen aplicando unas u otras fórmulas pueden ser aceptables.

Hasta aquí venimos especulando sobre fórmulas de tipo exponencial, pero no podemos continuar sin utilizar las teorías de Prandtl, Kármán, Nikuradse y Colebrook, consideradas como las más ajustadas a las condiciones reales del flujo, motivo por el que en el II Congreso Internacional de Distribuidores de Agua (IWSA), celebrado en París en 1952, se acordó emplear en el futuro la ecuación de Prandtl-Colebrook, en lugar de las expresiones empleadas anteriormente.

Según estas teorías:

$$J = \lambda \frac{v^2}{2gd}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log. \left(\frac{2,51}{R_r \sqrt{\lambda}} + \frac{K}{3,71 d} \right).$$

En el III Congreso de la IWSA, celebrado en Londres en 1955, se acordó adoptar el valor $K = 0,025$ para la tubería de amianto-cemento, más desfavorable que el establecido por experiencias anteriores.

El coeficiente de resistencia λ no puede ser obtenido fácilmente de la ecuación de Prandtl-

Colebrook, y por ello nos basamos, para nuestros comentarios, en la tabla obtenida en las condiciones citadas, que aparece en la publicación: "El cálculo de las conducciones tubulares a presión", del Dr. K. Hünerber. Springer-Verlag. Berlín, 1963.

Aplicando esta ecuación a la tubería de 300 con pérdida de carga de 0,003 m./m., obtenemos la velocidad de 1,061 y caudal de 75 l./s., resultando que revaloriza las fórmulas de Ludin y Scimemi.

Teniendo en cuenta que, en ocasiones, el proyectista dispone de flexibilidad en la pérdida de carga y entonces puede manejarla de forma que le proporcione el máximo rendimiento, vamos a plantear el problema desde otro punto de vista.

Supongamos que en un primer tanteo del diámetro se establece el de 300 mm. para el caudal y pérdida de carga previstos, pudiendo llegar ésta última a 0,003 m./m., aproximadamente.

Tomando el caudal de 75 l./s. que conocemos, puede transportar, vamos a calcular las pérdidas de carga que habría de prever según distintas fórmulas:

Scimemi: $J = 0,00306$ m/m.

Ludin: $J = 0,00299$ m/m.

Colebrook: $J = 0,002983$ m/m.

Vemos, pues, que la diferencia máxima es de 77 mm. por kilómetro, que fácilmente se produce involuntariamente en la ejecución y funcionamiento de una instalación por diferencia de altura de agua en la captación, o depósito, de colocación del tubo de llegada al depósito, o por otras muchas causas cuya repercusión hidráulica a veces pasan inadvertidas a la dirección de la obra y pueden decuplicar fácilmente esta diferencia.

Hay que tener presente que en los proyectos se tiende a no especificar el tipo de tubería y, en tal caso, los cálculos han de realizarse con coeficientes en las fórmulas, que permiten el acceso a las tuberías rugosas, y si en definitiva se coloca una lisa, los caudales obtenidos realmente rebasarán notoriamente las previsiones.

Consideramos interesante presentar un cuadro comparativo de las pérdidas de carga, obtenidas por las fórmulas de Scimemi, Colebrook, con $K = 0,025$, y Manning, con $n = 0,010$, aplicadas a tubería de amianto-cemento.

Salta a la vista que los resultados de la primera son prácticamente iguales que los de la segunda, con ligerísimas diferencias, en un sentido, para velocidades hasta un metro y, en el otro, para velocidades de 1,5 y superiores.

Por el contrario, resulta evidente que la fórmula de Manning, con coeficiente único, no interpreta la ley de variación de Colebrook, ya que si en diámetros grandes da resultados aceptablemente aproximados por exceso, en diámetros medianos y pequeños estas diferencias son excesivas, llegando a más del 70 por 100, lo cual es inadmisibles.

Para corregir este grave defecto y ajustarla a los resultados de la ecuación de Prandtl-Colebrook, ya que, como decimos, esta ecuación fue adoptada internacionalmente en el Congreso de París en 1952, hemos establecido otro cuadro comparativo, en el que se aprecia que para obtener una aproximación aceptable sería necesario utilizar coeficientes distintos, según los diámetros y las velocidades, lo que dificulta la adopción de la fórmula de Manning para una aplicación generalizada a los distintos tipos de tubería.

Como resumen de cuanto acabamos de exponer, se deduce la conclusión de que con cualquiera de las fórmulas que hemos citado y con otras varias, a las que no hemos aludido, podemos calcular con suficiente aproximación la pérdida de carga de las tuberías, siempre que los coeficientes que se utilicen, sean los adecuados

realmente para la clase de tubería que se calcula y las circunstancias del caso.

Sin embargo, puesto que conocemos la forma más racional de hacer estos cálculos, que es como hemos dicho, partiendo de la ecuación de Prandtl-Colebrook, parece lógico que implantemos también en nuestro país, lo que universalmente está sancionado, eludiendo la dificultad de cálculo, mediante las correspondientes tablas, calculadas para las tuberías de los tipos utilizados en la actualidad, de las que por interpolación o extrapolación pueden obtenerse los valores intermedios o extremos, puesto que no debe sacrificarse la debida aproximación en los resultados, a cambio de la simplicidad en el cálculo.

Velocidad máxima.

Después de estas consideraciones sobre el cálculo de la velocidad del agua en las tuberías, o de la pérdida de carga que producen, creemos interesante abordar una cuestión, que no está definida en los tratados de Hidráulica, y es la velocidad máxima admisible en conducciones.

Prescindiendo de las distribuciones en las que es recomendable limitar la velocidad de cálculo a 1 m./s., para evitar efectos turbillones en desviaciones y acometidas, lo que prácticamente es conseguible, ya que las presiones con que se opera están, generalmente, dentro de unos límites concretos, y prescindiendo también de las impulsiones de las que luego nos ocuparemos, en las conducciones la velocidad viene impuesta por el desnivel de la instalación que se proyecta.

A este respecto podrían citarse afirmaciones de gran número de prestigiosos especialistas, relativas a la conveniencia de limitar la velocidad en conducciones, pero consideramos suficiente mencionar, como más terminante, la de Scimemi en su trabajo: "Medida de la corriente en tubos Eternit", publicado en los *Anales de la Escuela de Ingenieros de Padua*, núm. 1 de 1925: "...Esta circunstancia es de máxima importancia, en lo que se refiere a la velocidad recomendable para las conducciones de agua potable, que se extiende, como es sabido y por razones evidentes, de 0,80 a 1,5 m./s."

Hemos tratado de encontrar las razones evidentes que justificasen la terminante limitación de Scimemi, imaginando que quizá sean dos las que inspiraron dicho párrafo: el golpe de ariete y la abrasión.

$V \approx 0,75 \text{ m/s.}$					$V \approx 1 \text{ m/s.}$				
ϕ mm.	Q l/s.	J			ϕ mm.	Q l/s.	J		
		S	C	M			S	C	M
50	1,5	15,02	14,8	19,79	50	2	25,10	24,87	35,53
100	6	6,47	6,2	7,91	100	9	13,36	13,05	17,85
200	25	3,00	2,89	3,43	200	35	5,47	5,34	6,67
300	50	1,48	1,41	1,40	300	75	3,06	2,98	3,14
400	100	1,29	1,25	1,33	400	150	2,67	2,65	3,03
500	150	0,92	0,89	0,92	500	200	1,53	1,51	1,65
600	200	0,64	0,62	0,63	600	300	1,32	1,31	1,40
700	300	0,63	0,62	0,62	700	450	1,30	1,30	1,38
800	400	0,56	0,55	0,52	800	600	1,15	1,15	1,19
1000	600	0,39	0,38	0,36	1 000	900	0,85	0,82	0,82
$V \approx 1,50 \text{ m/s.}$					$V \approx 2 \text{ m/s.}$				
ϕ mm.	Q l/s.	J			ϕ mm.	Q l/s.	J		
		S	C	M			S	C	M
50	3	51,78	51,88	80,16	50	4	86,56	87,97	142,15
100	12	22,33	22,13	31,57	100	16	37,33	37,64	56,20
200	50	10,34	10,33	13,72	200	65	16,53	16,80	23,12
300	100	5,12	5,10	5,55	300	150	10,57	10,90	12,56
400	200	4,46	4,52	5,38	400	250	6,64	6,85	8,45
500	300	3,16	3,21	3,72	500	400	5,28	5,45	6,64
600	400	2,21	2,22	2,47	600	600	4,55	4,78	5,68
700	600	2,18	2,23	2,47	700	800	3,64	3,83	4,38
800	800	1,92	1,98	2,14	800	1 000	2,86	2,99	3,36
1000	1200	1,36	1,40	1,47	1 000	1 600	2,28	2,41	2,63

CUADRO COMPARATIVO DE PERDIDAS DE CARGA

$V \approx 1 \text{ m/s.}$						
φ	Q l/s.	J m/Km. COLEBROOK	J -MANNING			
			n 0,010	n 0,0095	n 0,009	n 0,0085
50	2	24,87				
80	5	13,18				25,64
100	8	10,53			14,46	12,90
125	12	7,44			11,25	10,03
150	18	6,42			8,38	7,47
200	32	4,50			6,69	6,09
250	50	3,45		5,01	4,50	
300	75	2,98		3,73	3,35	
350	100	2,40	3,14	2,83	2,54	
400	130	2,05	2,75	2,48		
500	200	1,51	2,27	2,05		
600	300	1,31	1,66	1,50		
700	400	1,05	1,40	1,26		
800	500	0,82	1,10	0,99		
1 000	800	0,66	0,82			
			0,65			

$V \approx 2 \text{ m/s.}$						
φ	Q l/s.	J m/Km. COLEBROOK	J -MANNING			
			n 0,0095	n 0,009	n 0,0085	n 0,008
50	4	87,97				
80	10	47,38				90,97
100	16	37,64			51,95	46,02
125	24	26,67			40,60	35,97
150	35	22,02			27,76	
200	65	16,60			22,57	
250	100	12,52			16,72	
300	150	10,90		13,52	12,06	
350	200	8,74		11,17		
400	250	6,85		8,96		
500	400	5,45		6,84		
600	600	4,78	5,99	5,38		
700	800	3,83	5,07	4,55		
800	1 000	2,99	3,95	3,55		
1 000	1 600	2,41	3,04	2,72		
			2,37			

CUADRO COMPARATIVO DE PERDIDAS DE CARGA

El golpe de ariete en una conducción se produce por cierre de válvula en su recorrido, pero éste puede graduarse de forma que los valores de la sobrepresión producida, estén previstos por los timbrajes de las tuberías, solución más económica que el aumento de diámetro.

Asimismo, pueden prevenirse las sobrepresiones eventuales mediante válvulas de seguridad, o incluso colocando doble juego de llaves de paso, para lo que puede bifurcarse en un corto recorrido la tubería para que cada llave limite el caudal, sin anularlo, salvo que se cierren las dos sucesivamente.

Por consiguiente, podemos descartar la primera razón como evidente, para limitar a 1,5 metros/segundos la velocidad en las conducciones.

El agua captada para abastecimiento de agua potable, sufre una decantación en el embalse, o por lo menos una separación de sólidos en la captación, por lo que la abrasión apreciable, por corpúsculos en suspensión, hay que descartarla también.

En cuanto al eventual desgaste que pueda producir el agua a gran velocidad, en su roce con las paredes de los tubos, no conocemos precedentes que aconsejen la limitación de la velocidad por esta causa y estimamos que para poder apreciar estos efectos, sería necesario dejar transcurrir plazos similares a los necesarios para desgastar una roca, por efectos de un chorro de agua limpia.

Evidentemente que el agua va escaseando en el mundo entero, y mucho más captada a grandes alturas, en relación con los lugares de aprovechamiento, pero se presentan casos en que esto ocurre, en algunos de los cuales hemos sido testigos de la desorientación producida en el proyectista, por los criterios restrictivos a que hemos aludido, y por ello creemos que puede ser interesante exponer nuestra opinión y experiencia sobre esta cuestión.

En la isla de Tenerife, concretamente, existen numerosas captaciones en largas galerías, que recogen las filtraciones procedentes de la gran hoya central, a alturas del orden de 400 a 500 m., cuyas aguas son aprovechadas en las franjas costeras a poca elevación sobre el mar.

Si disponemos de un caudal situado, por ejemplo, a 1 400 m. del lugar de aprovechamiento, que tiene una cota 420 m. más baja, nos encontramos con que para el transporte de dicho

caudal contamos con una pérdida de carga de 300 m./Km.

Desde el punto de vista económico, cuanto mayor velocidad se obtenga menor será el diámetro y, por lo tanto, menor la inversión, de modo que vamos a tantear el caudal que en estas condiciones podría obtenerse de una tubería de 150 m.

Aplicando la fórmula de Scimeni a este caso tenemos:

$$Q = 48,3 D^{2,68} \cdot J^{0,56} = 152 \text{ l./s.};$$

lo que supone una velocidad de 8,60 m./s.

Conocemos una instalación de tales características en los montes de Güimar (Tenerife), de la Comunidad "Morro de la Habana", y el caudal que transporta es de 133 l./s., lo que representa una velocidad de 7,52 m./s.

Esta instalación demuestra, en primer lugar, que la fórmula de Scimeni puede utilizarse para velocidades elevadas, con aproximación, y a este respecto hemos de añadir que posiblemente el caudal que se obtiene podría elevarse mejorando la captación para evitar una notoria entrada de aire, que lógicamente justifica la reducción del caudal sobre el teórico.

En segundo lugar, es una comprobación de que no hay impedimento para proyectar transportes de agua a grandes velocidades, puesto que cuando se dispone de tales desniveles no hay dificultad para intercalar arquetas de roturas de eventual carga, como en el caso que estudiamos, con lo cual se elimina el peligro de sobrepresiones por variación brusca del régimen, y un arenero bien dispuesto eliminará el peligro de abrasión.

En este caso la tubería instalada es de 3 atmósferas de trabajo y a pesar de la entrada copiosa de aire en la toma, no se ha registrado incidencia ni rotura alguna de tubos.

Podríamos citar algún otro caso similar, pero como el expuesto es el de mayor pendiente, creemos que no es necesario al fin que perseguimos.

Hemos considerado conveniente hacer estas consideraciones para tratar de deshacer lo que calificamos de un malentendido, en el que fácilmente puede ser inducido el técnico a la vista de las alusiones de la bibliografía hidráulica, y además justificar nuestro criterio de que no debe ser motivo de preocupación, sino de satisfacción, el hecho de que la naturaleza nos proporcione agua a gran altura, puesto que si vertemos ver-

ticamente las aguas fécales y de lluvia en edificios de gran altura, por tuberías no preparadas para soportar presiones, igualmente podemos transportar agua con menores inclinaciones, siempre que tomemos las elementales precauciones que hemos indicado.

3. Impulsiones

Velocidades aconsejables.

En impulsiones el caso es totalmente distinto que en conducciones, puesto que teóricamente cualquier caudal puede hacerse circular por cualquier tubería, dependiendo de la potencia del motor y las características de la bomba.

Por lo tanto, cuando se proyecta una impulsión, ha de establecerse la velocidad más adecuada para el servicio y de ella obtener el diámetro.

Existe una tendencia excesivamente generalizada de adoptar instintivamente una velocidad, dejándose arrastrar por las afirmaciones de muchos textos de que la velocidad aconsejable en impulsiones oscila entre 0,70 y 0,90 y ello quizá tenga su origen en la aplicación inicial de la fórmula de Bress, que proporciona diámetros en función de los caudales, que dan velocidades de ese orden.

La velocidad en una impulsión tampoco debe ser limitada por temor al golpe de ariete, porque debemos calcularlo y podemos evitarlo mediante dispositivos adecuados mucho más económicos que aumentar innecesariamente el diámetro de la tubería.

La velocidad aconsejable en una impulsión debe ser la más rentable, en las condiciones de funcionamiento, y depende de una serie de factores, como el número de horas de funcionamiento, pérdidas de carga, corte de las tuberías, precio de la energía eléctrica, etc.

Aunque el proceso para establecer la fórmula para calcular el diámetro más económico en una impulsión en función del caudal puede encontrarse en muchos textos, vamos a exponerlo a continuación como justificación de la fórmula que utilizaremos posteriormente.

Partiremos de los siguientes elementos de cálculo:

- H_g = altura geométrica de elevación en metros.
- H_j = pérdida de carga total en metros.
- L = longitud de la impulsión en metros.

- V = velocidad en metros por segundo.
- C = costo de la tubería instalada por metro de diámetro y metro de longitud.
- a = Tipo de amortización.
- r = rendimiento del grupo motobomba.
- K = coeficiente de pérdida de carga.
- e = costo del kW/h. en pesetas.
- n = número de horas de funcionamiento anual.

Los gastos anuales de elevación serán:

$$G_e = \frac{9,81(H_g + H_j) Q n e}{r};$$

El gasto de amortización de la tubería serán:

$$G_a = L D C a$$

Sustituyendo H_j por su valor, según la fórmula de Darcy y totalizando

$$G = \frac{9,81(H + KQ^2 D^{-5} L) Q n e}{r} + L D C a$$

Como nos interesa hallar el valor de D que hace mínimo G , derivamos respecto a D , igualamos a 0 y tenemos:

$$-5 \times 9,81 L \frac{K e n Q^3 D^{-6}}{r} + L C a = 0$$

o lo que es lo mismo:

$$C a r - 5 \times 9,81 K e n Q^3 D^{-6} = 0$$

y como:

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} V$$

$$C a r - 5 \times 9,81 K e n \frac{\pi^3 D^0}{64} V^3 D^{-6} = 0$$

de donde:

$$V = 0,349 \sqrt[3]{\frac{C a r}{K e n}}$$

Esta fórmula, que nos da con sencillez la velocidad más económica de impulsión en cada caso, no es corrientemente utilizada y con la perspectiva de falta de agua a cotas suficientes para su transporte rodado y, por consiguiente, el incremento previsible de las elevaciones, es necesario tenerla presente para el cálculo del diámetro más interesante en cada caso.

A base de esta fórmula hemos confeccionado el cuadro de velocidades y caudales más económicos en función de los diámetros para tubería de 10 atms. de trabajo de amianto-cemento, partiendo de los precios de mercado actuales de las tuberías y costos medios de transporte, acarreos y movimiento de tierras.

Respecto a los demás factores que intervienen, hemos tomado los siguientes valores:

$$a = 20 \text{ años al } 8 \text{ por } 100 = 0,10185.$$

$$r = 0,58.$$

K = El correspondiente a cada diámetro.

$$c = 1 \text{ pta./kWh.}$$

$$n = 16 \text{ horas diarias} = 5840 \text{ h. anuales.}$$

Comenzando por el diámetro de 50 mm. tenemos:

Precio de adquisición	42,00	Ptas./m. l.
Transporte y montaje	6,30	"
Movimiento de tierras	55,00	"

TOTAL 103,30 "

$$C = \frac{103,30}{0,05} = 2,066, \text{ ptas. m. y m. de } \phi$$

Las tablas de coeficientes de la fórmula de Darcy para tubería de amianto-cemento, arrollado y comprimido, nos dan para este diámetro: $K = 202 \times 10^{-5}$.

Por lo tanto, en este caso

$$V = 0,349 \sqrt[3]{\frac{2,066 \times 0,10185 \times 0,58}{202 \times 10^{-5} \times 1 \times 5840}} = 0,757 \text{ m. s.}$$

y

$$Q = 1,5 \text{ l/s.}$$

Repitiendo los cálculos para los restantes diámetros establecemos el cuadro en cuestión:

Ø en mm.	V en m/s.	Q en l.	Ø en mm.	V en m/s.	Q en l.
50	0,75	1,5	300	0,93	66
60	0,76	2,25	350	0,97	93
80	0,78	4	400	0,99	125
100	0,82	6,5	500	1,06	210
125	0,83	10	600	1,08	308
150	0,85	15	700	1,21	465
200	0,88	28	800	1,25	625
250	0,91	45	1 000	1,30	1 000

Por consiguiente, podemos comprobar que las velocidades recomendables en los momentos actuales, para tubería enterrada en zanja de tierra blanda, con transporte de unos 200 Km. de la fábrica, varía de 0,75 a 1,30 m/s. para diámetro de 50 a 1 000 mm. Asimismo, el cuadro nos da los caudales más rentables de elevación en cada diámetro, en las condiciones específicas que han servido para establecerlo.

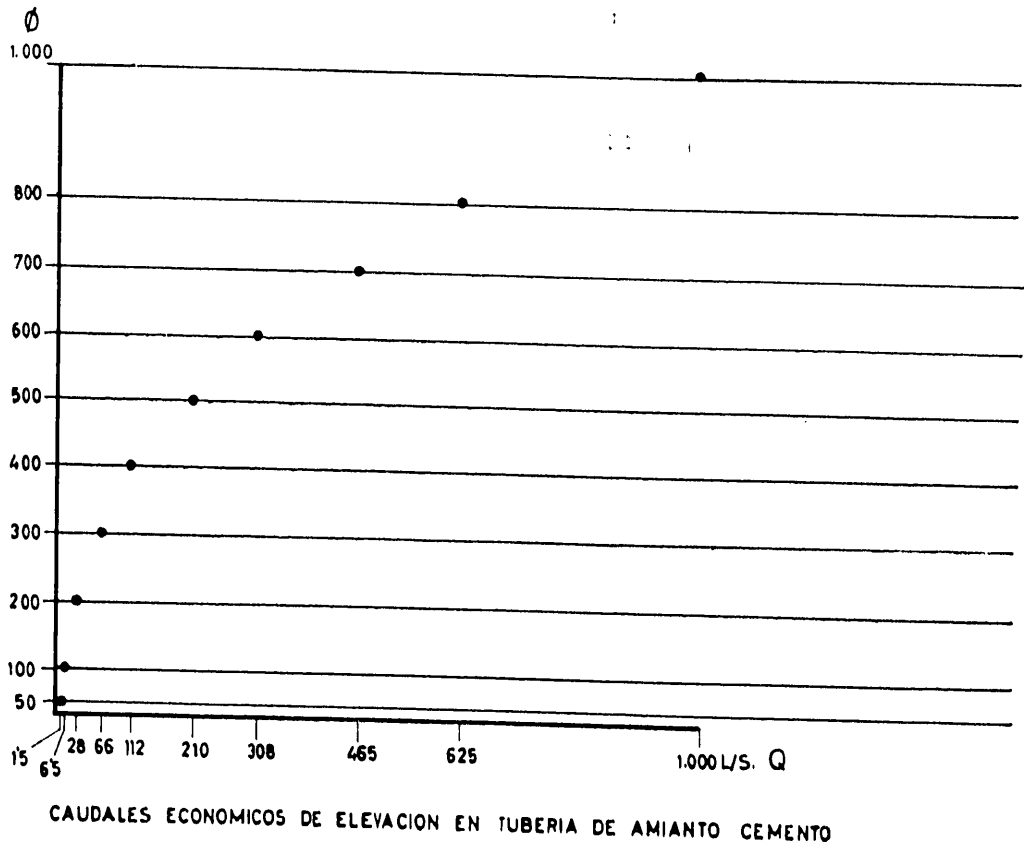
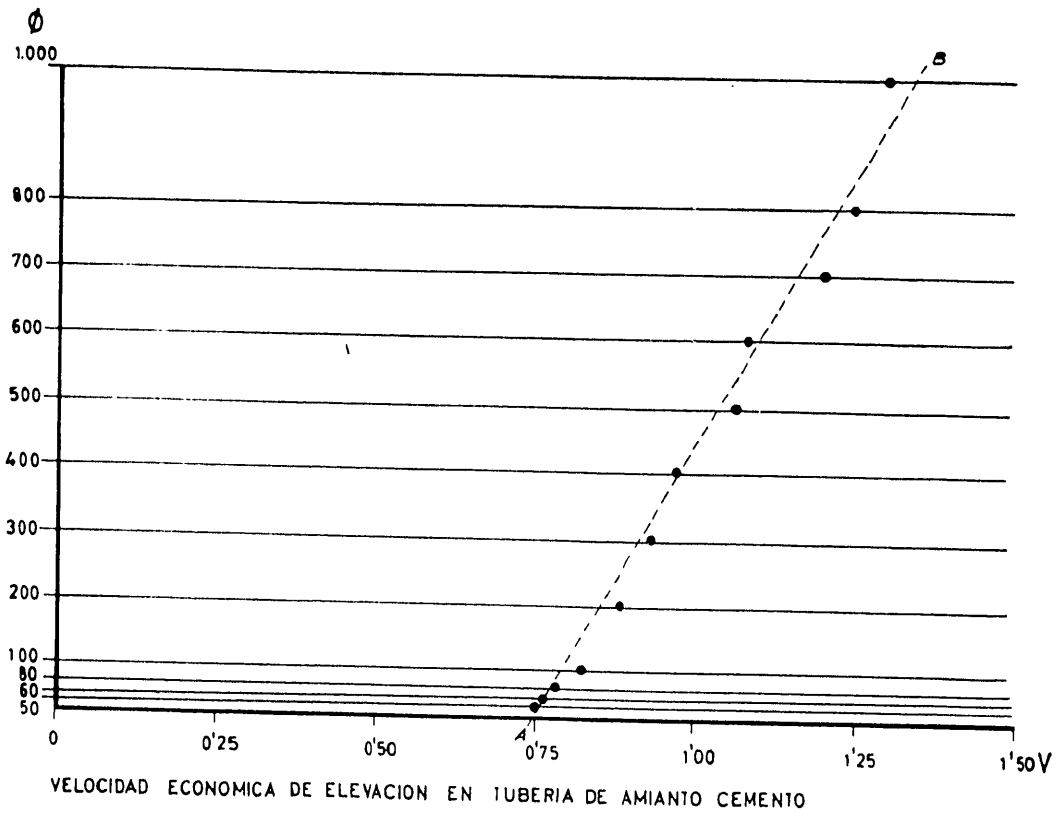
Podemos representar gráficamente estos resultados, obteniendo las figuras correspondientes en las que se aprecia que los puntos representativos de las velocidades no siguen un trazado definido, principalmente porque los precios de tarifa tomados para las tuberías no mantienen a su vez una ley definida de variación en pesetas por metro de longitud y metro de diámetro, no obstante lo cual la recta A-B pueden interpretar

con suficiente aproximación su ley de variación.

Como hemos indicado, las velocidades calculadas son precisamente para tubería de amianto-cemento arrollado, de 10 atms. de trabajo, que puede tomarse como promedio de la presión que se registra en las impulsiones actualmente, ahora que las alturas de elevación y las longitudes crecen, por lo cual las presiones a prever aumentan.

Si tanteamos las velocidades recomendables para tubería de 500 mm. para 5 y 15 atms. de trabajo mediante la fórmula expuesta resultan, en las condiciones planteadas, de 1,01 m./s., y 1,11 m/s., respectivamente, cuyo promedio es exactamente 1,06 m./s., coincidentes con el resultado obtenido para la tubería de 10 atms. de trabajo.

Dado que en la mayoría de las instalaciones de este tipo intervienen normalmente las pre-



siones indicadas, y por lo tanto, el cálculo habrá que hacerlo partiendo del costo promedio, podemos generalizar, sin grave error, las velocidades del cuadro, utilizándolas como punto de partida para los posteriores cálculos del diámetro de tuberías necesario en un abastecimiento de agua.

Ya hemos visto que la velocidad más recomendable en una tubería depende de varios factores, algunos de los cuales varían generalmente poco, como la amortización, rendimiento del grupo y costo de la energía, pero los otros pueden estar sujetos a sensibles variaciones como el costo de la tubería, el coeficiente de pérdida de carga y el número anual de horas trabajadas.

Si consideramos una instalación de riegos situada en el centro o norte de España, parece evidente que el número de horas de trabajo será menor que en un abastecimiento.

Veamos un caso práctico en el que consideramos $n = 2\,920$ horas anuales, para una instalación de riego de tubería de 500, en las mis-

mas condiciones restantes, que hemos considerado para la obtención del cuadro de velocidades recomendables:

$$V = 0,349 \sqrt[3]{\frac{3.316 \times 0,10.185 \times 0,58}{0,00117 \times 1 \times 2\,920}} = 1,35 \text{ m/s.}$$

Por tanto, la reducción de horas trabajadas a la mitad, supone un aumento de 0,29 m/s., en la velocidad recomendable, pero si este mismo riesgo se realiza en una zona en que la energía cuesta a 2 pesetas kW/h., la velocidad recomendable vuelve a ser 1,06 m/s., idéntica a la del cuadro.

Nuestra inquietud por estos temas hidráulicos, que ocupan preferentemente nuestra atención, nos impulsa a preparar esta comunicación, con el deseo de divulgar nuestras ideas y contrastarlas con las de aquellos que deseen expresar las suyas, sobre las cuestiones tratadas, con lo cual en definitiva todos saldremos ganando.