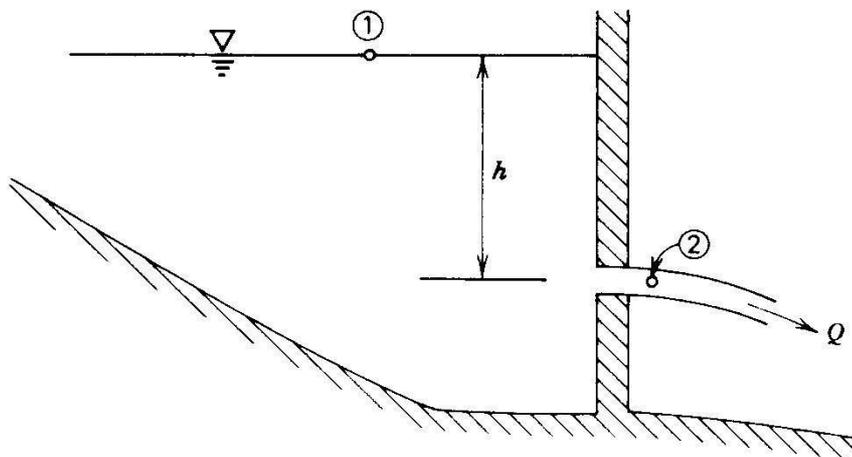


Tema : Orificios, Pases de Agua y Alcantarillas

1)Introducción.

Una estructura hidráulica ocasiona cambios localizados y concentrados en el flujo de los canales abiertos. En los canales abiertos se construyen una variedad de estructuras hidráulicas, desde un ataje o terraplén en una cañada o en un arroyo, a badenes, alcantarillas y otras. Es decir, que se construyen una variedad de estructuras y sólo un pequeño porcentaje de estas estructuras siguen un patrón de diseño estandarizado. La gran mayoría de las estructuras hidráulicas se diseñan como instalaciones de tipo único. Cada situación tiene necesidades específicas debido las condiciones hidrológicas del lugar, a las condiciones del terreno, la filtración, los problemas de erosión y sedimentación, etc., que impiden la introducción y aplicación de normas fijas.

Las fórmulas de diseño para las estructuras hidráulicas se derivan de la aplicación del teorema de Bernoulli al flujo sobre la estructura antes y después de la misma. Por ejemplo, vamos a considerar el flujo hídrico a través de una pequeña abertura en un depósito.



Notación para el problema del orificio.

Fig.1

Sea el depósito de arriba, con una pequeña abertura llamada *orificio*, la energía total disponible en el centro de esta abertura equivale a la altura o profundidad de agua h . Bajo la influencia de esta energía saldrá un chorro de agua por el orificio con una velocidad v .- Al escribir la ecuación de la energía para dos

puntos, uno en la superficie del agua del recipiente en el punto 1, y el otro en el centro del chorro en el punto 2, se obtiene

$$V_1^2 / 2g + p_1 / \gamma + Z_1 = V_2^2 / 2g + p_2 / \gamma + Z_2$$

Debido al tamaño del depósito la velocidad de aproximación en 1 se puede considerar nula cuando se compara con la velocidad de salida del chorro de agua en el punto 2, por tanto $V_1 = 0$. La presión en el punto 1, así como en el delgado chorro en el punto 2 es igual a la presión atmosférica, por tanto $p_1 = p_2$.

Sustituyendo $Z_1 - Z_2 = h$ la profundidad del orificio por debajo de la superficie, se tiene

$$h = V_2^2 / 2g, \text{ como } V_2^2 = V_{\text{chorro}}^2 \Rightarrow h = 2g$$

O sea $V_{\text{chorro}} = \sqrt{2gh}$ que se conoce como ecuación de Torricelli.

El gasto a través de un orificio se podrá calcular si el área del orificio A , es suficientemente pequeña respecto al tamaño del recipiente, en cuyo caso la variación de h entre la parte de abajo y la de arriba de la abertura es despreciable. En este caso, la velocidad del flujo a través de A se puede considerar constante y la descarga será

$$Q = A \times V = A \sqrt{2gh}$$

Los resultados experimentales demuestran que la descarga real a través de un orificio es algo menor que la descarga que se obtendría teóricamente.

Por lo tanto, la descarga real se obtiene aplicando un coeficiente de descarga c que varía entre 0,60 y 0,68.

$$Q = A \times V = c A \sqrt{2gh}$$

Hay un tipo de estructura hidráulica que se denomina **vertedero** donde el movimiento de agua se debe a la gravedad y otro tipo en las **alcantarillas** donde el flujo a través de las mismas influye la gravedad tanto como la presión.

2) Vertederos ¹

El flujo que tiene lugar sobre una estructura hidráulica bajo condiciones de superficie libre se analiza por la fórmula de los vertederos o vertederos. En general, se consideran como vertederos todas las barreras del fondo del canal que hacen que se acelere el flujo a fin de que pueda pasar. En cualquier caso el borde inferior de la abertura sobre la que fluye el agua se llama *cresta* o **solera**, y su altura sobre el fondo del depósito o canal se conoce como altura de la solera.

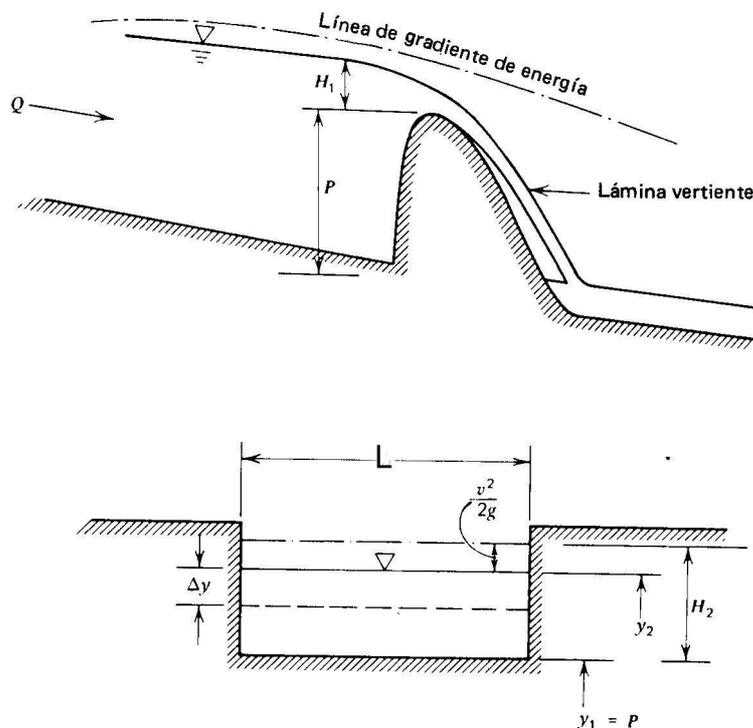


Fig.2

Los vertederos en los que el nivel aguas abajo está por debajo del nivel de la cresta o solera, permiten que el agua pase con caída libre. En la práctica del riego y en los desagües de embalses, los vertederos se consideran de pared gruesa cuando el espesor e de la cresta o solera $e > H_1 / 2$. Entonces el flujo sobre vertederos de pared ancha o gruesa se ve afectado significativamente por la resistencia viscosa de la cresta, que hace un efecto por el cual el coeficiente de descarga disminuye, ya que el mismo depende de la forma de la cresta y del nivel de energía aguas arriba.

¹ Koolhaas, Michel. 2003 "Embalses Agrícolas. Diseño y Construcción". Editorial Hemisferio Sur. Montevideo, Uruguay, 336 p.-

En conclusión, la fórmula corriente de los vertederos es

$$Q = c \times L \times \sqrt{2g} \times H_1^{3/2}$$

donde L es el ancho de la cresta o solera y c es un coeficiente que varía entre 0,35 y 0,6 para la mayor parte de los vertederos.

Por ejemplo, para los vertederos de pared gruesa se acepta generalmente $c = 0,35$ la descarga a través de los vertederos se puede expresar por

$$Q = 1,55 L H_1^{3/2} ,$$

Para vertederos en hormigón más elaborados $\Rightarrow c = 0,4 \Rightarrow Q = 1,77 L H_1^{3/2}$

Por ello que la fórmula general de los vertederos más sencilla de recordar es

$$Q = C L H^{3/2}$$

donde $1,55 \leq C \leq 2,20$ para soleras tipo Creager u otras que se fabrican en hormigón armado.

El **vertedero** es la estructura hidráulica de un tajamar o una represa para riego, que tiene como función dejar escapar el agua excedente o de las crecientes que no cabe en el espacio dejado para el almacenamiento. Generalmente, los volúmenes hídricos en exceso se toman de la parte superior del vaso del embalse y se conducen por un desagüe artificial excavado en tierra hacia la vía de drenaje interceptada con el terraplén. En los embalses agrícolas que en general el agua excedente no puede ni debe pasar por el terraplén que genera el embalse, el vertedero se debería construir mediante la construcción de una platea que debe estar a nivel y las condiciones del terreno natural en el emplazamiento definen la pendiente longitudinal en la salida.

En la figura 3 de abajo se muestra un esquema tomado del Soil Conservation Service(USDA) de la publicación de extensión referente a tajamares²

² U.S.Soil Conservation Aervice 1969. " Engineering Field Manual"

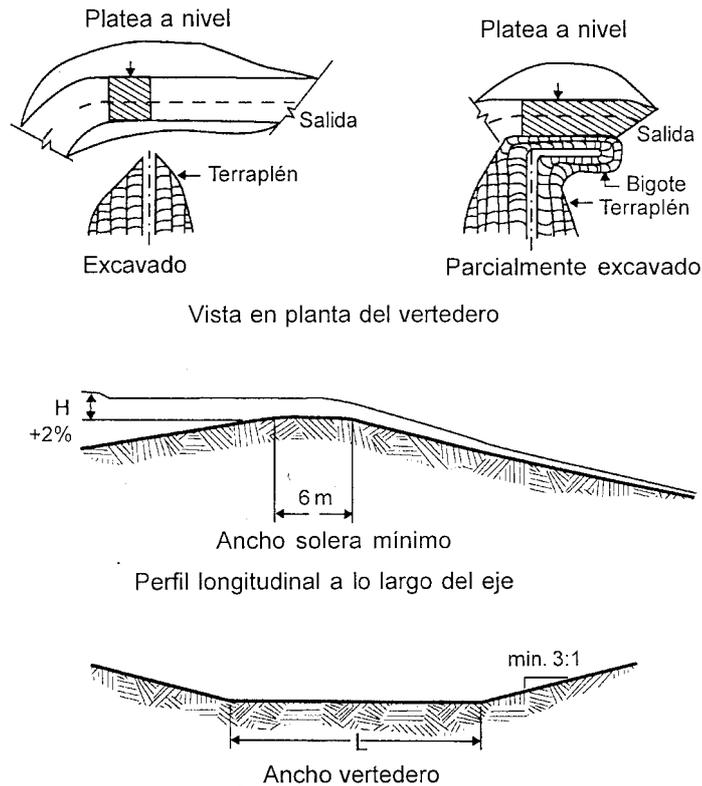


Fig.3.-

Para el cálculo del tamaño del vertedero utilizar la siguiente fórmula de vertederos de solera ancha

$$Q = 0,35 L (2g)^{1/2} H^{3/2} = 1,55 L H^{3/2}$$

donde L es el ancho del vertedero (m) y H es la carga hidráulica (m) en el vertedero, será Q m³/s

En realidad la expresión práctica será

$$L = Q / 1,55 H^{3/2}$$

Donde Q es el caudal de la creciente de diseño m³/s y H es la carga hidráulica prevista en el desagüe.

Ejemplo: Para un tajamar de riego el caudal de diseño con un período de retorno de 50 años es de 4,56 m³/seg y la carga hidráulica del vertedero en tierra es asumida como H = 0,5 m. Por tanto de acuerdo a estos supuestos el ancho de la solera del vertedero debería ser de $L = 4,56 / 1,55 (0,5)^{3/2} \Rightarrow 8,32 \text{ m}$. Si la dimensión final es menor a dicha cantidad en caso de ocurrir la descarga prevista la carga hidráulica sería superior a 0,5m y de aumentarse la dimensión a 9 m la carga hidráulica sería menor a la asumida. Tener en cuenta que incrementar la dimensión

de la solera en vertederos de tierra no incrementa los costos y aumenta la seguridad de la estructura.- En el caso de vertederos de materiales balastosos tipo GW y GP si la excavación es profunda pueden aparecer afloramientos o endurecimientos que modifiquen las condiciones del movimiento de suelos y entonces la excavación del área del vertedero del embalse puede significar costos importantes y hasta imposibilidades de ejecución en el caso de roca dura.

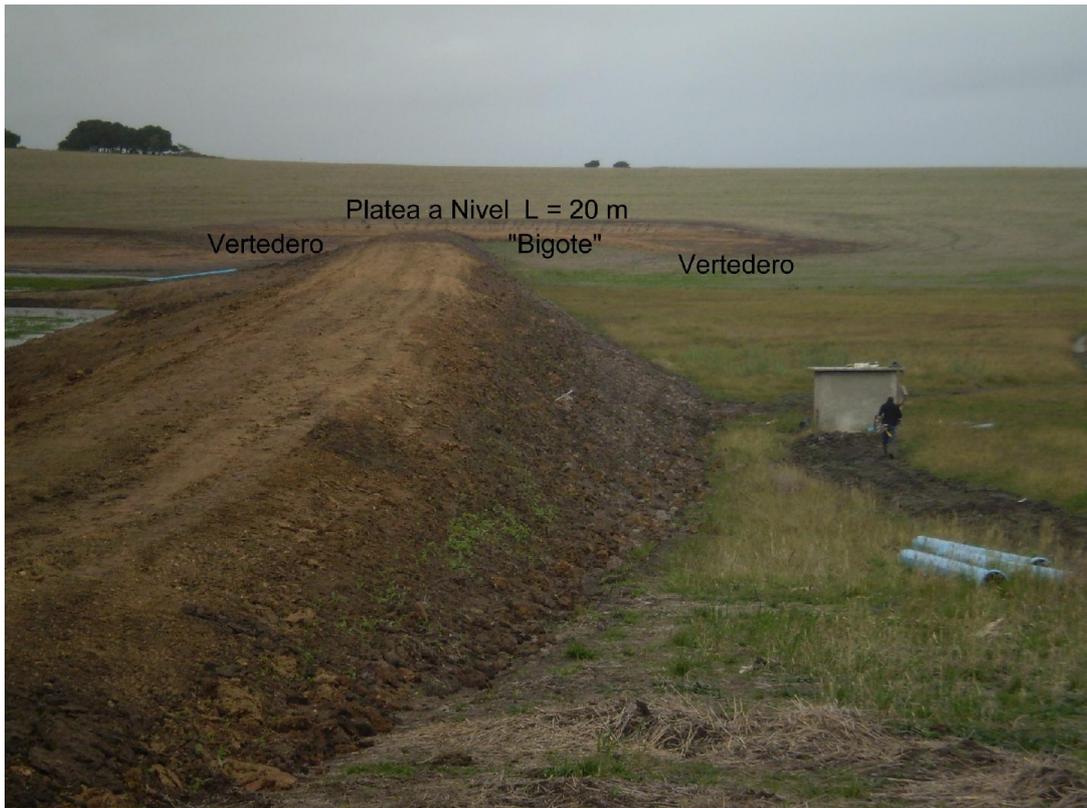


Fig.4. El vertedero tiene un ancho de 20 metros, la distancia entre el eje del terraplén y el extremo del vertedero aguas abajo (ancho del bigote + el ancho del vertedero aguas abajo) es de ≈ 33 metros.-



Fig.5. Presa vertedero de tierra y enrocado, pensada para colocar una miniturbina, tubería que asoma es el sistema para evitar golpe de ariete en caso de colocar una turbina.-

El dimensionado de este vertedero de hormigón(viga central no visible de 0,30 x 0,40) y roca granítica rejuntada con arena y cemento pórtland, corresponde a una presa vertedero de tierra de 80 metros de longitud, para un embalse de agua para riego de cancha de golf y jardines(6Hás). La cuenca vertiente es de aprox.1020 Hás y la capacidad del embalse $\approx 32.000 \text{ m}^3$.

Si el caudal de diseño para un período de retorno de $T = 50$ años es $28 \text{ m}^3/\text{s}$, ¿a que nivel sobre el vertedero llegará el “pelo de agua” en ocasión de la lluvia de diseño?

$1,55 \times L \times H^{3/2} = 28 \Rightarrow 1,55 \times 80 \times H^{3/2}$ asumiendo vertedero rectangular obtendremos un valor conservador (por exceso) de la elevación H sobre el lago.

$$28 / (1,55 \times 80) = H^{3/2} \Rightarrow [28 / (1,55 \times 80)]^{2/3} = H, \text{ de donde } H = 0,37 \text{ m.-}$$



Fig.6.-Obra de desagüe principal (o mínimas) funcionando, compuerta toda abierta caño de 315 mmPVC



Fig.7.-Obra de toma en embalse, con caño de 250 mmPVC, y dos salidas, una a canal derecho que pasa por contrataipa, y otra a canal izquierdo canal de ladera.

En la figura 7 se muestra una estructura de salida rectangular controlada por tapas de marcos de hierro con chapa galvanizada que operan cerradas o abiertas. El diseño del tamaño de estas aberturas se obtiene por la aplicación de la fórmula de los vertederos $Q = 1,707 L H^{3/2}$

Quiere decir que si necesitamos una abertura que deje pasar hasta 120 l/s, asumiendo una carga máxima de 0,35 m, con una abertura de $L = 0,40$ m será suficiente. En efecto, $1,702 \times 0,40 \times 0,35^{3/2} \Rightarrow 0,140 \text{ m}^3/\text{s}$

3.) A L C A N T A R I L L A S

Las alcantarillas, son estructuras hidráulicas, canales abiertos de sección circular en general, que se diseñan para que funcionen en principio como canales abiertos. En la práctica profesional, se recurre a las alcantarillas para pasar agua de un canal de riego a parcelas a través de caminos necesarios para la circulación. A su vez, las alcantarillas también son necesarias, para permitir el flujo de escurrimiento en ocasión de lluvias intensas, en zonas de concentración de aguas, para que el mismo no interrumpa el tránsito en los caminos. En fin, hay gran número de situaciones diversas en la práctica del riego, así como, en los establecimientos agropecuarios, donde es necesario recurrir a las alcantarillas para permitir el pasaje de agua sin interrumpir el tránsito de vehículos o máquinas.

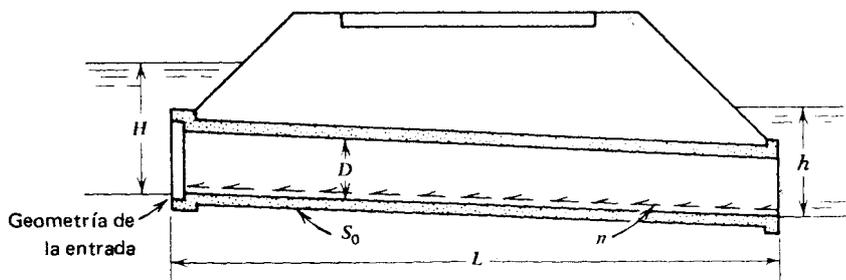
A pesar de que parezca simple en apariencia, el diseño hidráulico de alcantarillas no es cosa fácil, es más, está considerado por muchos autores el aspecto más complejo de toda la hidráulica. La operación hidráulica de las alcantarillas bajo las diversas condiciones posibles, presenta problemas complejos que no se pueden clasificar ni como flujo bajo presión ni como flujo de superficie libre, y el cálculo preciso puede resultar de una complejidad descomunal³.

El objetivo fundamental del diseño hidráulico de las alcantarillas es determinar el diámetro más económico por el que pueda pasar la descarga de diseño sin exceder la elevación permisible en la cabecera.

Una alcantarilla Fig.9.-, es un pasaje de agua que se realiza con un tubo por debajo de una vía de tránsito, y en sistemas de riego superficiales, estos pasajes

³ Walski, T & Meadows, M 1999. "Computer Applications in Hydraulic Engineering" Third Edition .Haestad Methods, Inc.

funcionan muchas veces llenos, por lo cual, en ese caso desde el punto de vista hidráulico, se pueden calcular como orificios en pared gruesa sumergidos.



Esquema de Alcantarillas

Fig.9. Esquema de alcantarilla funcionando “ahogada”

La pérdida de carga de una alcantarilla que trabaje ahogada, es decir, que trabaja llena completamente, se puede calcular como un **orificio en pared gruesa**, incluyendo las pérdidas de carga en el coeficiente de descarga c_q , en función del diámetro D m y la longitud del caño L m .-

Tabla 1.- Coeficientes de descarga c_q para alcantarillas de hormigón.

L \ D	0,30	0,45	0,60	0,90	1,20	1,50	1,80
3	0,86	0,89	0,91	0,92	0,93	0,94	0,94
6	0,79	0,84	0,87	0,90	0,91	0,92	0,93
9	0,73	0,80	0,83	0,87	0,89	0,90	0,91
12	0,68	0,76	0,80	0,85	0,88	0,89	0,90
15	0,65	0,73	0,77	0,83	0,86	0,88	0,89

La descarga aproximada del pase de agua será igual a la fórmula de Torricelli, por la sección de flujo, por el coeficiente de descarga c_q .

$$Q = a \times c_q \times \sqrt{(2gh)}$$

donde h (m) es igual a la diferencia de carga entre aguas arriba y aguas bajo

($H - h$ del esquema de la Fig.9. del pase de agua), a (m^2) es la sección de la cañería de hormigón y c_q es el coeficiente de descarga de la **tabla 1**, por lo cual Q (m^3/seg).-

Es decir, en condiciones de sistemas de riego, se debe buscar que $H - h > 0$, pero siempre h tiene una magnitud importante; la diferencia se toma como carga efectiva h sobre el orificio en pared gruesa, para el cálculo de descarga de la alcantarilla.

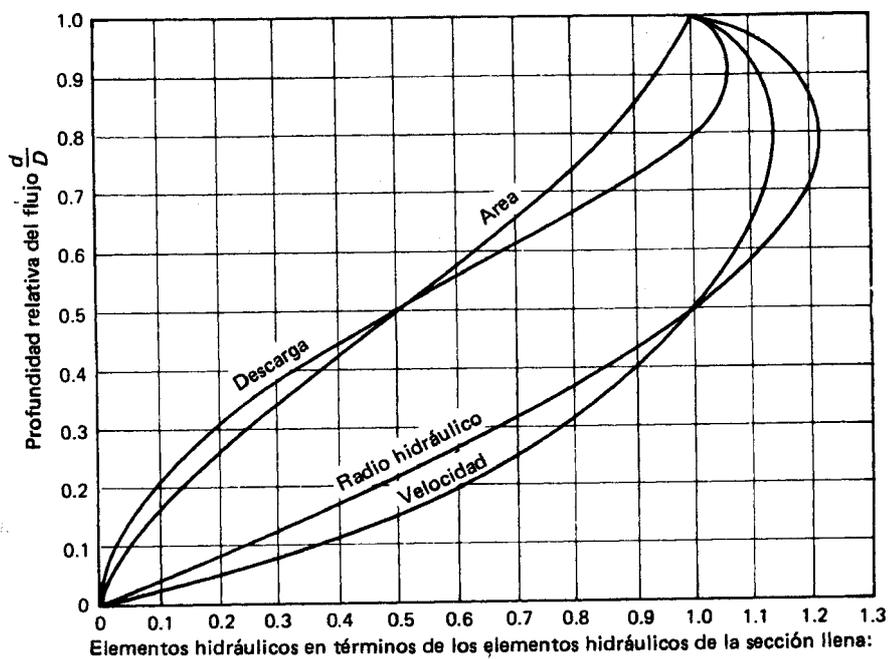
De lo contrario si la alcantarilla no funcionará ahogada, procederemos de acuerdo con la hidráulica de canales a cielo abierto, en flujo uniforme, generalmente de sección circular y de hormigón, con las pautas de $h/D \leq 0,6$.



Alcantarillas mal calculadas o puestas a "ojo" y mal instaladas desde el punto de vista estructural, dan como resultado el colapso total de la estructura luego de unos años de instaladas, como consecuencia del paso sobre la misma de excedentes hidráulicos con elevada frecuencia.



La solución más económica cuando el caudal en la vía es importante, es el badén. El badén está calculado para una baja carga hidráulica que no entorpezca el tránsito de la vía en ningún momento.



Elementos hidráulicos en términos de los elementos hidráulicos de la sección llena:

$$\frac{v}{v_{lleno}}, \frac{Q}{Q_{lleno}}, \frac{A}{A_{lleno}}, \text{ y } \frac{R}{R_{lleno}}$$

Parámetros hidráulicos Q , v , A , y R en una tubería parcialmente llena, en los términos de una tubería totalmente llena.

Figura 10 : Parámetros hidráulicos en canales circulares.

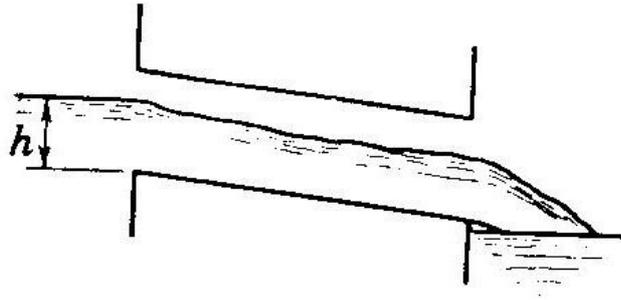
El objetivo fundamental del diseño hidráulico de las alcantarillas es determinar el diámetro más económico por el que pueda pasar la descarga de diseño sin exceder la elevación permisible en la cabecera. El período de retorno de diseño de alcantarillas es normalmente $T=10$ años .



Cabeceras de alcantarillas construidas con bloque hueco vibrado y varillas de hierro, que sustituyen los encofrados, haciendo hormigón armado en el lugar, disminuyendo costos y aumentando la productividad.

Diseño de canales de perímetro cerrado.

Como señalábamos anteriormente, muchas veces se emplean canales de sección circular que funcionan con la superficie libre a la presión atmosférica, o sea no llenan completamente la sección del conducto, esto es lo que sucede con los conductos de desagüe de cloacas, las tuberías de drenaje, las alcantarillas de desagüe pluvial, que funcionan parcialmente llenas.



Esquema de una alcantarilla o canal abierto de sección circular, porque el “pelo de agua” aguas abajo no interfiere en el flujo hídrico a través de la estructura.

Para ello se ha preparado la **Tabla 2.** donde se obtiene para cada relación **h/d** y según el diámetro de la tubería circular, los parámetros de sección, perímetro y radio hidráulico, a los efectos de aplicar con facilidad la fórmula de Manning para los cálculos de descarga.

En principio las alcantarillas se diseñan con relación $h/D = 0,6$ para que funcionen libres, sin ahogarse, o sea significa que el flujo en la tubería será un flujo por canal abierto.

Si $D = 0,4$ en la fila correspondiente a $h/D = 0,6$, encontramos en la columna correspondiente a Area

$$\text{Area} / D^2 = 0,4920 \rightarrow \text{Area} = 0,4920 \times D^2 \rightarrow \text{Area} = 0,4920 \times 0,4^2 = 0,0787 \text{ m}^2$$

y Radio hidráulico

$$R / 0,40 = 0,2776 \rightarrow R = 0,2776 \times 0,40 \rightarrow R = 0,2776 \times 0,40 = 0,1110 \text{ m}$$

Por tanto, la velocidad del agua será $v = 1/0,012 \times 0,111^{2/3} \times 0,01^{0,5} = 1,928 \text{ m/s}$
De donde el caudal será de $Q = 0,0787 \times 1,928 = 0,152 \text{ m}^3/\text{s}$, el cual es insuficiente.

Para $D=0,80 \text{ m}$ la **tabla 2.** proporciona $\text{Area} = 0,4920 \times 0,80^2 = 0,315 \text{ m}^2$;

$$R = 0,2776 \times 0,80 = 0,222 \text{ m}$$

Por tanto, la velocidad del agua será según Manning

$$v = 1/0,012 \times 0,222^{2/3} \times 0,01^{0,5} = 3,06 \text{ m/s}$$

De donde el caudal será de $Q = 0,315 \text{ m}^2 \times 3,06 \text{ m/s} = 0,963 \text{ m}^3/\text{s}$, el cual es bastante superior al requerido por el diseño, sin embargo el $D = 0,60$ también estaría muy restringido ($Q = 0,447 \text{ m}^3/\text{s}$), no obstante admitiendo una relación h/D algo más alta, podría ser la solución de compromiso.

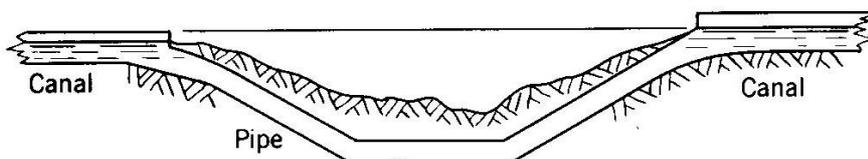
Por una serie de cálculos en base a la energía específica para una tubería parcialmente llena, se puede llegar a encontrar una expresión de la pendiente óptima de una alcantarilla en función de su rugosidad n y diámetro D como

$$S_{\text{óptima}} = 75 n^2 / 3 \sqrt{D}$$

Se asume que la rugosidad es constante para cualquier profundidad de flujo y como el material más corriente para nosotros es el hormigón con $n=0,012$, la pendiente óptima es del orden de $0,01(1\%)$.

Diseño de un sifón invertido

El diseño hidráulico de un sifón invertido, es esencialmente diferente a una alcantarilla, porque el “sifón” funciona lleno, es decir, es una tubería que conecta dos secciones de un canal abierto, por tanto la presión dentro del sifón(tubería enterrada) es mayor que la atmosférica.



Esquema de un sifón para poder atravesar un camino o una cañada con un canal abierto .

Ejemplo de Aplicación.- Supongamos que la longitud del sifón, para pasar el agua desde la fuente, a través de un camino departamental y la vía férrea, de un padrón de una estancia a otro padrón, alcanza los $L = 45$ metros, y el caudal que debe dejar pasar por su interior $Q = 1,10 \text{ m}^3/\text{s}$. La fórmula abajo es válida asumiendo que el flujo es confinado bajo presión mayor a la atmosférica, se trata de flujo hídrico en tubería.

$$Q (L^3 T^{-1}) = A \times \text{SQR}(2gH) / \text{SQR}(1+K_e + K_c L)$$

Si adoptamos por prueba y error, un caño circular de $\varnothing = 1,00 \text{ m}$, $K_e = 0,50$ (entrada de bordes rectos); $K_c = 0,01834$ y el área de la sección mojada $A = 0,7854 \text{ m}^2$, despejando la pérdida de carga H , se obtiene la expresión

$$[Q \times \text{SQR}(1+K_e+K_cL) / A \times \text{SQR}(2g)]^2 = H \text{ (pérdida de carga)}$$

señalando que $\text{SQR} = \text{raíz cuadrada} = \sqrt{\quad}$

En éste caso particular, los resultados arrojan el siguiente valor $H = 0,436 \text{ m}$, valor muy alto para este tipo de obras, por lo cual la solución es aumentar la sección mojada.

Conclusión primaria, convendría realizar un pase de carretera con un sifón invertido de sección rectangular, a construir en el lugar; ya que de ésta forma la pérdida de carga en $L = 45 \text{ m}$. se puede llegar a $0,30 \text{ m}$, con una sección tentativa de $1,20 \text{ m}$ ancho x $1,0 \text{ m}$ de alto, de medidas internas.- En efecto, para una sección rectangular, el coeficiente $K_c = 0,0149$, por lo tanto sustituyendo los valores en la expresión, $H = 0,305 \text{ m}$.-

El coeficiente K_c según la forma de la sección de la tubería de conducción sea circular o cuadrada, se resuelve por una de las siguientes fórmulas

$$\text{Sección circular } K_c = 124,452 \times n^2 / d^{4/3},$$

donde $d = \text{diámetro(m)}$ y $n = \text{coeficiente de rugosidad de Manning}$.

$$\text{Sección cuadrada } K_c = 19,60 \times n^2 / R^{4/3},$$

donde $R = \text{radio hidráulico (m)}$ y $n = \text{coeficiente de rugosidad de Manning}$.

En conclusión, la sección interna de $1,20 \times 1,20$, satisface los requerimientos hidráulicos para dejar pasar el agua por gravedad hacia el canal en terraplén.

El lector se preguntará cuál es el criterio para aceptar una pérdida de carga como razonable. Para ello no se puede proporcionar una regla práctica válida, porque todo depende de las cargas disponibles para llegar al área de riego, la cantidad de estructuras necesarias para atravesar, aspectos económicos y de otros recursos para que las obras proyectadas sean ejecutables.

De todas formas, arbitrariamente, arriesgando un valor genérico, el autor expresaría el número 0,30 m. (número que intuitivamente ha manejado) como límite por estructura, y buscaría agrandar el diámetro de la conducción dentro de lo económicamente viable para lograr soluciones dentro de aquel valor.

Para conceptuar o justificar mejor el criterio, este valor de 0,30 m representaría la pérdida de carga de 600 metros de un canal con una pendiente de $S = 0,0005$ m/m($5 \cdot 10^{-4}$), si la pendiente fuese $3 \cdot 10^{-4}$ esto equivale a 1.000 metros de canal.

Ahora bien, el valor de 0,30 en el área baja de la cuenca de Laguna Merim tal vez, sea un valor muy elevado y debería manejar un $H = 0,15$ m como máximo. Es decir, cuando estamos proyectando un sistema de riego superficial por gravedad, con grandes limitantes de pendientes, zonas planas, por supuesto que la carga hidráulica pasa a ser una limitante fundamental y aquel “numero mágico” puede no tener ningún sentido. Esta pérdida de carga límite, puede ser un parámetro que salga matemáticamente, en función del número de pases de agua que son necesarios de realizar, longitud de canal y pendiente disponible (carga hidráulica) para llevar el agua a los lugares deseados.



Cabecera aguas arriba del canal para pasar una Cañada en un sistema de distribución hídrica para riego. Los cabezales construidos con bloques huecos de hormigón comprimido, por lo cual no es necesario tablas de encofrado, simplificando la construcción de hormigón armado, esencial en condiciones de campo “tierra adentro”.



Sifon invertido en construcción pasando una Cañada.