

ANEXO III. TEMAS COMPLEMENTARIOS DE HIDRÁULICA

ÍNDICE

1. DISPOSITIVOS DE INGRESO EN INSTALACIONES DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO	1
1.1. DISPOSITIVOS DE DISTRIBUCIÓN DE CAUDALES A UNA BATERÍA DE SEDIMENTADORES.....	1
1.1.1. <i>Composición de los Dispositivos de Distribución</i>	<i>1</i>
1.1.2. <i>Hidráulica en el Canal o Conducto Principal</i>	<i>2</i>
1.1.3. <i>Canales o Conductos de Corta Longitud</i>	<i>3</i>
1.2. DISEÑO DE LOS DISPOSITIVOS DE REPARTICIÓN DE CAUDALES A UNA BATERÍA DE SEDIMENTADORES MEDIANTE CANALES Y CONDUCTOS HORIZONTALES	5
1.2.1. <i>Canal o Conducto Principal de Sección Constante y Velocidad Variable Decreciente</i>	<i>5</i>
1.2.1.1. <i>Relación Entre el Área de Pasaje del Canal Principal y la Suma de las Áreas de los Laterales de Iguales Dimensiones.....</i>	<i>6</i>
1.2.1.2. <i>Canal o Conducto Principal de Sección Constante y Velocidad Decreciente, Método General Aproximado</i>	<i>8</i>
1.2.2. <i>Canal o Conducto Principal de Sección Variable y Decreciente</i>	<i>16</i>
1.2.2.1. <i>Diseño Según Di Bernardo.....</i>	<i>17</i>
1.2.2.2. <i>Alternativa de Diseño Sugerida por Richter</i>	<i>20</i>
1.2.3. <i>Condiciones Generales a Cumplir en el Caso de Canales y Conductos Horizontales</i>	<i>22</i>
1.3. DISTRIBUCIÓN SUMERGIDA A SEDIMENTADORES CON FLUJO INCLINADO ASCENDENTE	23
2. GRADIENTE DE MEZCLA.....	28
2.1. INTRODUCCIÓN.....	28
2.2. GRADIENTE MEDIO DE MEZCLA.....	29
2.2.1. <i>Fórmula General.....</i>	<i>29</i>
2.2.2. <i>Gradiente de Velocidad en un Punto</i>	<i>30</i>
2.2.3. <i>Gradiente Medio de Mezcla</i>	<i>31</i>
2.3. GRADIENTE MEDIO DE MEZCLA PARA DISPOSITIVOS HIDRÁULICOS	32
2.4. CÁLCULO DEL GRADIENTE EN CANALES, CONDUCTOS Y ORIFICIOS	33

2.5. CÁLCULO DEL GRADIENTE EN MEDIDORES PARSHALL UTILIZADOS COMO MEZCLADOR RÁPIDO ...	34
2.6. CÁLCULO DEL GRADIENTE EN VERTEDEROS UTILIZADOS COMO MEZCLADOR RÁPIDO.....	35
2.7. CÁLCULO DEL GRADIENTE EN UNA MALLA DE HILOS REDONDOS COMO MEZCLADOR	36
2.8. CÁLCULO DEL GRADIENTE EN MEZCLADORES MECÁNICOS.....	40
3. PERFIL HIDRÁULICO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO.....	42
3.1. INTRODUCCIÓN	42
3.2. DEFINICIÓN.....	42
3.3. CÁLCULO DEL PERFIL HIDRÁULICO.....	43
3.4. PRESENTACIÓN DEL PERFIL HIDRÁULICO.....	44
4. BOMBAS DOSADORAS	50
4.1. INTRODUCCIÓN	50
4.2. PRINCIPIOS DE DESPLAZAMIENTO POSITIVO.....	51
4.3. CAUDAL TEÓRICO.....	53
4.4. CAUDAL REAL	54
4.5. RENDIMIENTO Y POTENCIA DE ACCIONAMIENTO	54
4.6. POTENCIA DEL MOTOR DE ACCIONAMIENTO.....	55
4.7. REGULACIÓN DEL CAUDAL	55
4.8. CARACTERÍSTICAS DE LAS BOMBAS DOSADORAS	56
4.9. EQUIPOS DOSADORES REPRESENTATIVOS	60
5. BIBLIOGRAFÍA.....	61

LISTA DE ILUSTRACIONES

TABLAS

Tabla 1. Resultados del Ejemplo 4	19
Tabla 2. Determinación de los caudales de los laterales	22
Tabla 3. Desviación del caudal en el conducto de distribución al sedimentador	26
Tabla 4 Planilla de un perfil hidráulico	48
Tabla 5. Caudal, presión y potencia de bombas dosadoras de fabricación local.....	60

FIGURAS

Figura 1. Canal de acceso de agua floculada a sedimentadores	1
Figura 2. Contribución típica de caudales en sistemas de distribución a sedimentadores	3
Figura 3. Comportamiento hidráulico en un canal o en un conducto principal	3
Figura 4. Dispositivo para repartición de caudales	9
Figura 5. Canal distribuidor de caudales.....	18
Figura 6. Canal de distribución de agua floculada a los sedimentadores	20
Figura 7. Detalle del sistema de ingresos	27
Figura 8. Volumen del elemento de un líquido Newtoniano	30
Figura 9. Corte de un vertedero ubicado en un canal de ancho $b(m)$, utilizado como mezclador	35
Figura 10. Empleo de mallas para obtener gradientes de velocidad.....	38
Figura 11. Turbinas estudiadas por Parlato	41
Figura 12. Esquema del principio de desplazamiento positivo	51
Figura 13. Curva característica de una bomba de desplazamiento positivo	52
Figura 14. Esquema de bomba de émbolo	53
Figura 15. Esquema de instalación de una bomba dosadora.....	56
Figura 16. Bomba dosadora a diafragma.....	57
Figura 17. Bomba dosadora a doble diafragma accionado hidráulicamente.....	57
Figura 18. Bomba dosadora a pistón o embolo buzo	58

PLANOS

Plano 1. Perfil Hidráulico Típico.....	49
---	-----------

1. DISPOSITIVOS DE INGRESO EN INSTALACIONES DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO

Se han detectado problemas operativos en plantas de tratamiento, en donde no se ha considerado el diseño de dispositivos para uniformar el ingreso de caudales en algunas de sus instalaciones.

Entre esos inconvenientes se tienen los cortocircuitos, zonas muertas, sobrecargas y descargas incorrectas de los barros que se desarrollan en los sedimentadores, distribución no uniforme del caudal decantado en los filtros, mezcla no homogénea en la inyección de productos químicos, etc.

Uno de los mayores problemas observados ocurre en la alimentación a los sedimentadores de una batería, particularmente desde un conducto o canal común. Como consecuencia se disminuye la eficiencia del proceso en las unidades que reciben mayores caudales.

A continuación se desarrolla una metodología de diseño hidráulico de los dispositivos de entrada del líquido floculado y descarga en los sedimentadores, a fin de lograr una distribución equitativa en las unidades de la batería, cumpliendo las condiciones que más adelante se resumen.

1.1. DISPOSITIVOS DE DISTRIBUCIÓN DE CAUDALES A UNA BATERÍA DE SEDIMENTADORES

1.1.1. Composición de los Dispositivos de Distribución

Normalmente el caudal floculado ingresa frontalmente a una batería de sedimentadores mediante un canal o mediante un conducto denominado principal. El flujo que escurre por éste se distribuye en toda su longitud a los sedimentadores mediante laterales, que son compuertas (orificios) o tuberías que reciben ese caudal derivándolo a cada unidad.

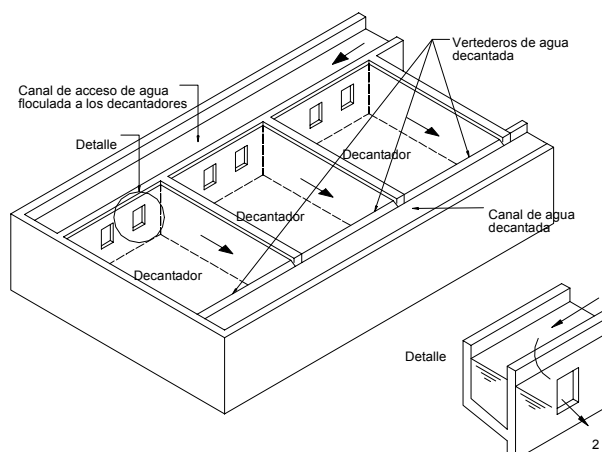


Figura 1. Canal de acceso de agua floculada a sedimentadores

1.1.2. Hidráulica en el Canal o Conducto Principal

La ecuación general del pasaje a través de orificios es:

$$q_L = C_d \cdot A_L (2g \cdot h_o)^{1/2} = \text{caudal de pasaje por cada lateral (m}^3/\text{s)}$$

donde:

A_L = área de pasaje del lateral (m^2)

$E_o = h_o$ = disipación de energía o pérdida de carga total en el pasaje del flujo por el lateral (m)

C_d = coeficiente de descarga en orificios

El valor de C_d depende de las características geométricas del orificio o lateral y de la relación entre la carga de velocidad $U_L^2/2g$ y de la energía total disponible E_o sobre el lateral.

Según Di Bernardo, el coeficiente C_d se incrementa con la relación entre la longitud l_L y el diámetro del lateral d_L .

En consecuencia, la distribución del caudal es función de la pérdida de carga y de la variación de velocidad en la longitud del canal o conducto, de sus características geométricas y de la pérdida de carga en los laterales (que es a su vez función de sus formas, dimensiones y número).

La distribución de los caudales de salida por laterales ubicados en toda la extensión de un conducto principal de diámetro constante con orificios de salida de los laterales practicados en sus paredes, presenta distinta configuración según sea su longitud, lo que puede observarse en la **Figura 2**. Para el caso de un canal de distribución el efecto es similar.

En ambos casos en un canal o en un conducto corto, es despreciable la pérdida de carga por fricción en el escurrimiento. Es así que como consecuencia de la disminución del caudal en el canal o en el conducto y, por lo tanto, de la velocidad en el mismo, se incrementa la línea piezométrica a partir del primer orificio. Esto deriva en valores crecientes del caudal de salida desde el primero hasta el último orificio.

En canales o conductos de mayor longitud, la pérdida de carga no es despreciable e influye en la configuración de la línea piezométrica. Esta línea que inicialmente es creciente en el primer tercio del escurrimiento, decrece a continuación para finalmente aumentar hasta el último orificio.

Aunque el canal o el conducto de distribución de agua floculada para los sedimentadores de una batería no es normalmente de corta longitud, la velocidad de escurrimiento en el mismo es siempre relativamente baja.

Por lo tanto en este caso la pérdida de carga por fricción y la recuperación integral de energía o carga cinética, tienen valores despreciables respecto a la pérdida de carga en el ingreso a los laterales y se comporta como un canal o conducto corto.

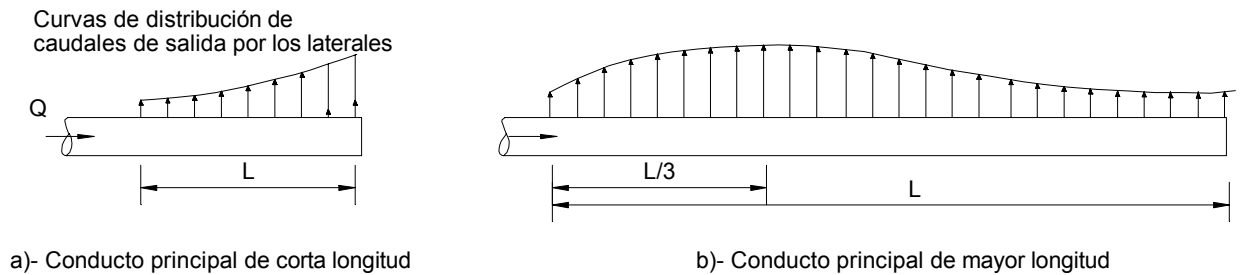


Figura 2. Contribución típica de caudales en sistemas de distribución a sedimentadores

1.1.3. Canales o Conductos de Corta Longitud

Cabe notar que en los canales o conductos cortos, por ser insignificante la pérdida de carga por fricción en el canal o conducto principal, la distribución de caudales es influenciada como se ha indicado, por la altura piezométrica en el canal principal, o por la presión en el caso de un conducto, pero principalmente por el cambio de dirección del escurrimiento y por la pérdida de carga en los laterales.

En la **Figura 3** se representa la variación de la línea piezométrica en un conducto principal de diámetro D o en un canal principal de ancho D de corta longitud, de sección constante, con salidas por laterales de iguales dimensiones.

Corresponde a un canal o conducto principal con 6 laterales de igual separación e iguales dimensiones.

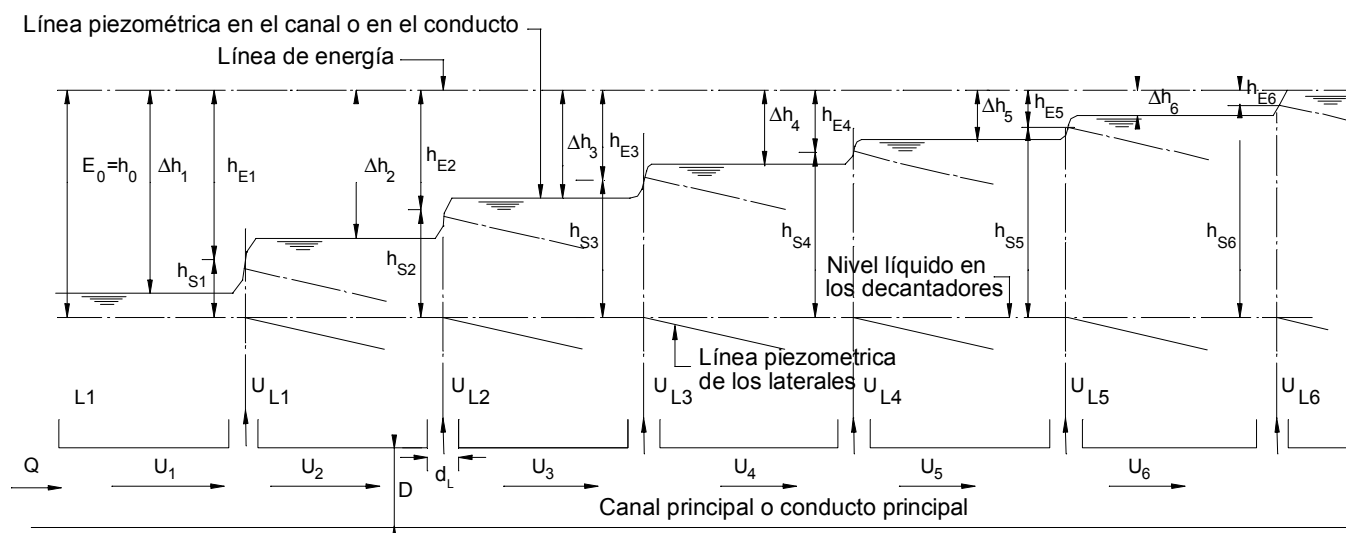


Figura 3. Comportamiento hidráulico en un canal o en un conducto principal

De acuerdo a la **Figura 3**, se tienen los siguientes parámetros:

$E_o = h_o = h_{ei} + h_{si} = h_{ei} + h_{ci} + h_{si}$ = carga hidráulica requerida para el pasaje del caudal q_L por cada lateral i , que es la diferencia entre la línea de energía disponible en el canal o en el conducto principal y el nivel líquido en los sedimentadores.

h_{ei} = pérdida de carga total en el ingreso del lateral i , compuesta por $h_{ci} + h_{ei}$.

h_{ci} = pérdida de carga por cambio de dirección del flujo (giro a 90°) (m)

h_{ei} = pérdida de carga correspondiente a la entrada en el orificio o compuerta (m).

$h_{si} = U_{Li}^2/2g$ = pérdida de carga de la salida en el sedimentador correspondiente al lateral i (m)

D = diámetro del conducto o ancho del canal principal (m)

d_L = diámetro o ancho del lateral (m)

$\Delta h_i = U_i^2/2g$ = carga debida a la velocidad (se considera constante la línea de energía)

U_i = velocidad media en el canal principal inmediatamente aguas abajo del lateral i (m/s).

U_{Li} = velocidad media en el lateral i (m/s).

Q = caudal total a distribuir (m^3/s).

q_i = caudal de pasaje por el lateral i (m^3/s).

g = aceleración de la gravedad (m/s^2).

A continuación se expresa la pérdida de carga h_o en función de $U_{Li}^2/2$.

Se tiene que:

$h_{ci} = \phi_i (U_i^2/2g)$ = pérdida de carga por cambio de dirección

donde ϕ_i = coeficiente empírico

$h_{ei} = \theta_i (U_{Li}^2/2g)$ = pérdida de carga por la entrada en el orificio o compuerta del lateral i .

donde θ_i = coeficiente empírico

$h_o = h_{ci} + h_{ei} + h_{si} = \phi_i (U_i^2/2g) + \theta_i (U_{Li}^2/2g) + U_{Li}^2/2g$

O sea:

$$h_o = \left[\phi (U_i / U_{Li})^2 + \theta_i + 1 \right] \cdot U_{Li}^2 / 2g$$

Finalmente:

$h_o = \beta_i \cdot U_{Li}^2/2g$ = pérdida de carga total requerida en el pasaje del caudal q_{Li} por cada lateral

donde:

$\beta_i = \theta_i + \phi_i (U_i/U_{Li})^2 + 1$ = coeficiente de pérdida de carga total en el pasaje por cada lateral i

Hudson y sus colaboradores en su manual "Water Clarification Process"- Von Nostrand Reinhold Company – New York – 1981, de acuerdo a experiencias de otros investigadores (Lansford, Hartigan, Thoma, Mc Nown, Vennard – Dentoni y USBR), indicaron como valores de los coeficientes θ y ϕ :

$\theta = 0,7$ y $\phi = 1,67$: para laterales cortos $l_L/d_L < 3$ (relación de la longitud l_L y el diámetro equivalente d_L)

$\theta = 0,4$ y $\phi = 0,90$: para laterales largos $l_L/d_L > 3$

En la mayoría de los casos de distribución de caudales en una planta de tratamiento desde un principal, los laterales son cortos, o sea:

$h_o = 0,7 + 1,67 (U_i/U_{Li})^2 + 1$ = pérdida de carga total en el escurrimiento del caudal q_i por el lateral i, siendo $\theta = 0,7$ y $\phi = 1,67$ coeficientes adoptados para los n laterales del principal

1.2. DISEÑO DE LOS DISPOSITIVOS DE REPARTICIÓN DE CAUDALES A UNA BATERÍA DE SEDIMENTADORES MEDIANTE CANALES Y CONDUCTOS HORIZONTALES

1.2.1. Canal o Conducto Principal de Sección Constante y Velocidad Variable Decreciente

Para tener una distribución uniforme del caudal total Q (m^3/s) que fluye por el canal o conducto principal, deben ser iguales las cargas de energía requeridas E_o ($= h_o$) (m) que se producen en los laterales que descargan en los sedimentadores, cuyos niveles líquidos también son iguales al tener vertederos de salida con la misma cota.

La línea de energía del canal principal, como se ha visto anteriormente, se considera constante debido a que son insignificantes las pérdidas de carga por fricción a lo largo del canal principal. En consecuencia hay una recuperación de la carga cinética a medida que avanza el flujo a repartir.

Utilizando la expresión general $h_o = \beta_i \cdot U_{Li}^2/2g$ (m), se tiene:

$$h_o = \beta_1 \cdot U_{L1}^2/2g = \beta_2 \cdot U_{L2}^2/2g = \dots = \beta_i \cdot U_{Li}^2/2g = \dots = \beta_n \cdot U_{Ln}^2/2g$$

donde:

$\beta = \theta_i + \phi_i (U_i/U_{Li})^2 + 1$ = coeficiente de pérdida de carga total en el pasaje por el lateral i.

Considerando que se tiene sección A_i uniforme los valores U_i disminuyen a lo largo del canal principal o conducto.

Si se desea tener valores de U_{Li} iguales en todos los laterales debe ser entonces:

$$\beta_1 > \beta_2 > \dots > \beta_i > \dots > \beta_n$$

y por lo tanto, siendo h_o constante:

$U_{L1} < U_{L2} < \dots < U_{Li} < \dots < U_{Ln}$ = velocidad media de pasaje por los laterales (m/s).

O sea que si se consideran iguales secciones de pasaje A_{Li} (m^2) la distribución del caudal Q (m^3/s) presenta valores crecientes desde el lateral inicial ($n^\circ 1$) hasta el lateral final ($n^\circ 2$).

El caudal total Q (m^3/s) se distribuye en n caudales q_L (m^3/s) crecientes siendo n = número de laterales. O sea:

$Q = q_1 + q_2 + \dots + q_i + \dots + q_n$ = caudal total a distribuir en el canal principal de n laterales (m^3/s).

De acuerdo a la expresión dada anteriormente, $\beta_1 \cdot U_{L1}^2/2g = \beta_i \cdot U_{Li}^2/2g$, se deduce:

$$q_i / q_1 = U_{Li}/U_{L1} = (1/\beta_i)^{1/2}/(1/\beta_1)^{1/2}$$

En consecuencia:

$Q = q_1 + q_1 [(1/\beta_2)^{1/2}/(1/\beta_1)^{1/2}] + \dots + q_1 [(1/\beta_i)^{1/2}/(1/\beta_1)^{1/2}] + \dots + q_1 [(1/\beta_n)^{1/2}/(1/\beta_1)^{1/2}]$ = caudal total a distribuir (m^3/s).

Se tiene entonces:

$$q_1 = Q [(1/\beta_1)^{1/2}/\Sigma (1/\beta_i)^{1/2}]$$
 = caudal del lateral inicial ($n^\circ 1$) (m^3/s)

$$q_i = Q [(1/\beta_i)^{1/2}/\Sigma (1/\beta_i)^{1/2}]$$
 = caudal del lateral ($n^\circ i$) (m^3/s)

Se pueden realizar cálculos iterativos para el diseño del canal principal, considerando diferentes diámetros equivalentes de salidas de los laterales, tratando que el desvío entre el caudal q_{Ln} o la velocidad U_{Ln} del último lateral n y el caudal q_{L1} o velocidad U_{L1} del primer lateral, $N^\circ 1$, sea igual o menor al deseado.

Para el caso de laterales de iguales áreas de pasaje A_{Li} (en consecuencia iguales coeficientes β_i) se pueden usar las metodologías que se explica a continuación en los apartados 1.2.1.1 y 1.2.1.2.

1.2.1.1. Relación Entre el Área de Pasaje del Canal Principal y la Suma de las Áreas de los Laterales de Iguales Dimensiones

En el último lateral se tiene que $U_n = 0$ en el canal o en el conducto principal, inmediatamente aguas debajo de ese lateral.

Entonces:

$$h_o = \theta \cdot U_{Ln}^2/2g + U_{Ln}^2/2g = (1 + \theta) \cdot U_{Ln}^2/2g = 1,7 U_{Ln}^2/2g = \text{pérdida de carga en el último lateral corto } (\theta = 0,7)$$

O sea:

$$U_{Ln} = (1/1,7)^{1/2} (2g \cdot h_o)^{1/2} = 0,767 (2g \cdot h_o)^{1/2} = \text{velocidad media en el último lateral (m/s), considerando a } h_o \text{ (m), pérdida constante en todo el lateral (línea piezométrica prácticamente constante en todo el canal o en el conducto principal.)}$$

Si se supone una variación del 5% entre los caudales de ingreso entre el primer lateral ($N = 1$) y el último ($N^\circ = n$) y si se consideran a los n laterales con las mismas dimensiones y separaciones entre ellos, se tendrá:

$$\eta = \frac{U_{Ln} - U_{L1}}{U_{L1}} \text{ desvío entre el último lateral y el primero}$$

$$U_{Ln} = (1 + \eta) U_{L1}$$

En este caso resulta:

$$U_{Ln} = 1,05 U_{L1} = \text{velocidad media en el último lateral n. O sea:}$$

$$U_{L1} = (1/1,05) \cdot U_{Ln} = (0,767/1,05) (2g h_o)^{1/2} = 0,7305 (2g h_o)^{1/2} = \text{velocidad media en el primer lateral (N°1) (m/s).}$$

Por lo tanto:

$$h_o = (1/0,7305)^2 \cdot U_{L1}^2/2g = 1,874 U_{L1}^2/2g = U_{L1}^2/2g + 0,874 U_{L1}^2/2g = \text{pérdida de carga total en el pasaje del caudal } q_{L1}, \text{ desde el canal o el conducto principal hasta la descarga del lateral en el sedimentador que tiene el mismo nivel líquido en las restantes unidades.}$$

El primer término $U_{L1}^2/2g$ es la pérdida de carga en la salida del caudal q_{L1} del primer lateral ($N^\circ = 1$) en el sedimentador y el segundo término $0,874 U_{L1}^2/2g$ es la pérdida de carga en la entrada en ese lateral y en el giro a 90° del caudal q_{Li} desde el canal o conducto principal.

O sea:

$$0,874 = \theta + \phi (U_1/U_{L1})^2 = 0,70 + 1,67 (U_1/U_{L1})^2, \text{ siendo:}$$

$$\theta = 0,70 \text{ y } \phi = 1,67 = \text{coeficientes de Hudson para canales o conductos cortos}$$

De allí:

$$U_1/U_{L1} = [(0,874 - 0,70) / 1,67]^{1/2} = 0,323 = \text{relación entre las velocidades medias de pasaje respectivamente en el canal principal y el lateral inicial (N° = 1), para las condiciones supuestas.}$$

Para n laterales es:

$$U_{L1} = \frac{Q}{n \cdot A_L} = \frac{Q}{A} = \text{velocidad media de pasaje en el primer lateral (m/s),}$$

siendo:

Q = caudal total a repartir en los n laterales (m^3/s).

$A = A_1$ = sección inicial del canal principal = sección de ese canal principal correspondiente al lateral inicial ($N^\circ = 1$) (m^2).

En consecuencia:

$U_1/U_{L1} = n \cdot A_L/A = 0,323$ = relación entre las velocidades medias del canal y del lateral correspondiente, siempre para las condiciones supuestas.

Es de destacar que en la práctica se debe adoptar un valor de $\frac{A_L}{A}$ menor al calculado para tener en cuenta las imprecisiones del método.

Conclusiones

- En canales o conductos principales de sección constante A (m^2), en toda su longitud con n laterales de igual sección $A_{L(m)}$, la sumatoria del área de los n laterales nA_L debe ser igual o inferior a $0,323$ de A para tener un desvío máximo del 5% entre la velocidad media del primer lateral ($N^\circ 1$) y del último ($N^\circ = n$) y en consecuencia también para los caudales q_{L1} y q_{Ln} .
- De acuerdo a la expresión $h_o = [0,7 + 1,67 (U_i/U_{Li})^2 + 1] U_{Li}^2/2g$ = carga hidráulica requerida para el flujo en cada lateral i (se considera constante en todos los laterales), para *tener equirrepartición* o sea igualdad de caudales q_L y como consecuencia de la velocidad U_L en todos los laterales, *se requeriría* también igualdad en la velocidad del flujo U (m/s) en toda la extensión del conducto principal.

Para tener U (m/s) constante en toda la longitud del conducto o canal principal, se *requiere* sección variable en toda su longitud, para que U/U_L sea constante.

En caso de canales principales de solera horizontal, esto puede lograrse si el ancho inicial es mayor que el correspondiente al final del conducto (con un ancho mínimo de 0,50 m).

Lo mismo puede lograrse con los canales principales de solera inclinada y ancho constante, siendo mayor la altura líquida inicial que la final (con una altura mínima compatible con la altura líquida del último lateral n).

1.2.1.2. Canal o Conducto Principal de Sección Constante y Velocidad Decreciente, Método General Aproximado

Se ha indicado que el caudal corresponde a cada lateral i , se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$q_{Li} = Q (1/\beta_i)^{1/2} / \Sigma (1/\beta_i)^{1/2}$$

Para el dimensionamiento del dispositivo de repartición uniforme del caudal total Q (m^3/s), se requieren cálculos iterativos, pudiendo ser elevado su número para arribar a caudales extremos (de los laterales inicial y final) que tengan diferencias no mayores al rango estipulado.

En los casos prácticos se puede suponer laterales de las mismas características (iguales áreas A_L) y una variación lineal del caudal entre los laterales del sistema, facilitando el cálculo de la instalación.

En la **Figura 4** se indica un esquema del método para el caso de conductos. El método es válido también para el caso de canales.

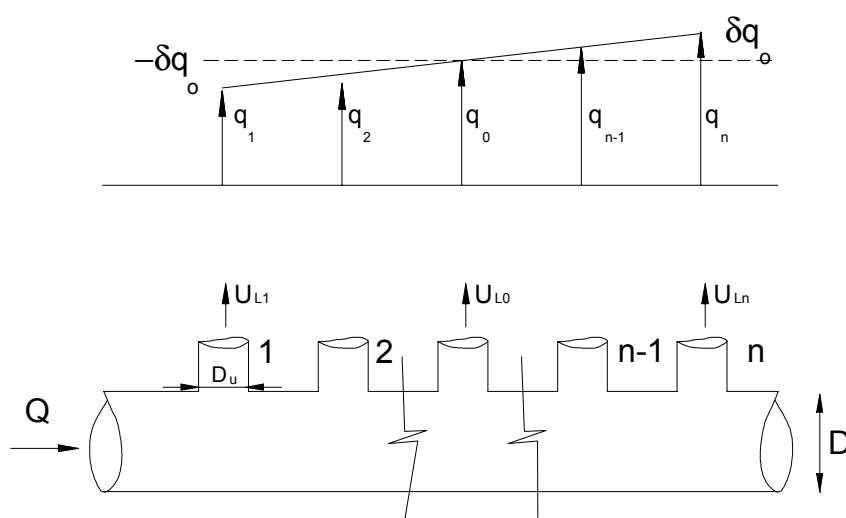


Figura 4. Dispositivo para repartición de caudales

En el esquema de la **Figura 4** se tiene:

$q_0 = Q/n$ = caudal medio de pasaje por los n laterales

$q_1 = q_0 - \delta q_0$ = caudal de pasaje por el primer lateral ($N^\circ = 1$), siendo:

δ = desvío medio de la descarga entre q_1 y q_0 o entre q_0 y q_n

$q_n = q_0 + \delta q_0$ = caudal de pasaje por el último lateral ($N^\circ = n$)

O sea:

$$\delta = \frac{q_0 - q_1}{q_0} = \frac{q_n - q_0}{q_0}$$

(No confundir δ con η definido en 1.2.1.1, como desvío entre el último lateral y el primero $\eta = \frac{q_n - q_1}{q_1}$. Observar que por definición $\eta \neq 2\delta$, pero $\eta \cong 2\delta$.)

Siendo:

$$U_{L0} = \frac{q_o}{A_L} = \text{velocidad media de pasaje (m/s)}$$

$$U_{L1} = q_1/A_L = \text{velocidad de pasaje por el lateral 1}$$

$$U_{Ln} = q_n/A_L = \text{velocidad de pasaje por el lateral n}$$

En consecuencia, reemplazando:

$$\delta = A_L (U_{L0} - U_{L1}) / (A_L \cdot U_{L0}) = A_L (U_{Ln} - U_{L0}) / (A_L \cdot U_{L0})$$

$$\delta = A_L (U_{L0} - U_{L1}) / (A_L \cdot U_{L0}) = (U_{Ln} - U_0) / U_0, \text{ por ser } A_L = \text{área constante de los laterales}$$

De allí:

$$\delta = (1 - U_{L1}) / U_{L0} \quad \therefore \quad U_{L1} = U_{L0} (1 - \delta)$$

$$\delta = (U_{Ln} - 1) / U_{L0} \quad \therefore \quad U_{Ln} = U_{L0} (1 + \delta)$$

La pérdida de carga h (m) en el primer lateral es h_1 y en el último es h_n :

$$h_1 = [(1 + \theta) + \phi (U/U_{L1})^2] \cdot U_{L1}^2 / 2g$$

$$h_n = [(1 + \theta) \cdot U_{Ln}^2 / 2g]$$

Por ser $h_1 = h_n$, se tiene:

$$[(1 + \theta)] \cdot [U_{Ln}^2 / 2g] = [(1 + \theta) + \phi (U/U_{L1})^2] [U_{L1}^2 / 2g]$$

Reemplazando los valores de U_{L1} y U_{Ln} y eliminando $2g$ en la igualdad se tiene:

$$[(1 + \theta)] \cdot [U_{L0}^2 (1 + \delta)^2] = [(1 + \theta) + \phi (U/U_{L0})^2 - 1 / (1 - \delta)^2] [1 - \delta]^2$$

Efectuando cálculos se arriba a:

$$\phi (U/U_{L0})^2 = (1 + \theta)(1 + \delta)^2 - (1 - 2\delta)^2 - (1 - 2\delta)^2$$

O sea:

$$(U/U_{L0})^2 = \left(\frac{1 + \theta}{\phi} \right) (4\delta) \quad \therefore \quad U/U_{L0} = \left(\frac{1 + \theta}{\phi} \right)^{1/2} \cdot 2\delta^{1/2}$$

Como $U/U_{Lo} = n \cdot A_L/A$, siendo:

$A_L = \Pi \cdot D_L^2/4$ = área de cada lateral de diámetro D_L constante

$A = \Pi \cdot D^2/4$ = área del principal de diámetro D

Entonces:

$$n \cdot A_L / A = \left(\frac{1+\theta}{\phi} \right)^{1/2} \cdot 2\delta^{1/2}$$

En consecuencia:

$$\delta = \left(\frac{\phi}{1+\theta} \right) \left(\frac{n \cdot A_L}{2A} \right)^2 = \text{desvío entre los extremos } q_1 \text{ y } q_n \text{ con } q_0$$

Para laterales cortos $\frac{\phi}{(1+\theta)} = \frac{1,67}{(1+0,7)} \cong 1$

Entonces:

$$\delta = \left(\frac{n \cdot A_L}{2A} \right)^2 = \text{desvío de las descargas } q_1 \text{ y } q_n \text{ con } q_0$$

Ejemplo 1

Un conducto de diámetro $D = 0,500$ m, reparte el caudal $Q = 0,550$ m³/s en $n_L = 5$ laterales largos de diámetro $D_L = 0,10$ m.

Determinar que el desvío porcentual $\eta\%$ de caudales entre el primer lateral y el último no supere el 15%.

Solución:

$$q_0 = Q/n = 0,550 / 5 = 0,100 \text{ m}^3/\text{s} = \text{caudal medio en cada lateral}$$

$$A = \pi \cdot D^2 / 4 = 0,19635 \text{ m}^2 = \text{sección de pasaje inicial en el principal}$$

$$A_L = \pi \cdot D_L^2 / 4 = 0,00785 \text{ m}^2 = \text{sección de pasaje en cada lateral (constante)}$$

$\theta = 0,4$ y $\phi = 0,90$: coeficientes de Hudson para canales o conductos largos

Entonces:

$$\delta = \left(\frac{\phi}{1+\theta} \right) \left(\frac{n \cdot A_L}{2A} \right)^2 = \left(\frac{0,90}{1+0,4} \right) \left(\frac{5 \cdot 0,00785}{2 \cdot 0,19635} \right)^2 = 0,0642 =$$

= desvío medio entre los extremos q_1 y q_n con q_0

$$q_1 = 0,100 \text{ m}^3/\text{s} \cdot (1 - 0,00642) = 0,09358 \text{ m}^3/\text{s} = \text{caudal en el primer lateral}$$

$$q_5 = 0,100 \text{ m}^3/\text{s} \cdot (1 + 0,0642) = 0,10642 \text{ m}^3/\text{s} = \text{caudal en el último lateral}$$

$$\eta = \frac{q_5 - q_1}{q_1} = 0,1372 = 13,72 \text{ valor inferior al establecido } \eta = 15\%, \text{ o sea son correctos los valores de } D = 0,500 \text{ m y } D_L = 0,100 \text{ m.}$$

Ejemplo 2

Un conducto de diámetro $D = 0,500 \text{ m}$ reparte el caudal $Q = 0,560 \text{ m}^3/\text{s}$ en 8 laterales cortos, para tener un desvío máximo $\eta = 10\%$ entre el primer lateral y el último. Determinar el diámetro máximo U_L de cada lateral.

Solución

$$q_0 = Q/8 = 0,560 / 8 = 0,070 \text{ m}^3/\text{s} = \text{caudal medio de pasaje por cada lateral corto}$$

$$A = \pi \cdot D^2/4 = \frac{\pi \cdot 0,5^2}{4} = 0,19635 \text{ m}^2 = \text{sección del conducto (constante)}$$

$\theta = 0,7$ y $\phi = 1,67$: coeficiente de Hudson para laterales cortos

Entonces

$$1 + \eta = 1 + \frac{q_8 - q_1}{q_1}$$

$$1 + \eta = \frac{q_1 - q_1 + q_8}{q_1} = \frac{q_8}{q_1}$$

Entonces:

$$q_8/q_1 = 1 + \eta = 1,10 \text{ relacional entre el caudal del lateral final } q_8 \text{ y el caudal del lateral inicial } q_1$$

$$q_L/q_{L8} = 1 - \eta = 1 - 0,10 = 0,90 = \text{relación entre el caudal inicial } q_{L1} \text{ y el final } q_{L8} \text{ o sea}$$

Entonces

$$q_o = \frac{q_8 + q_1}{2}$$

$$\delta = \frac{q_o - q_1}{q_o} = \frac{\frac{q_8 + q_1}{2} - q_1}{\frac{q_8 + q_1}{2}} = \frac{q_8 - q_1}{q_8 + q_1}$$

$$\delta = \frac{\frac{q_8}{q_1} - 1}{\frac{q_8}{q_1} + 1} = \frac{1,10 - 1}{1,10 + 1} = \frac{0,1}{2,1} = 0,0476$$

Entonces

$$\delta = 0,0476 = \left(\frac{1,67}{1 + 0,7} \right) \left(\frac{8 \cdot A_L}{2 \cdot 0,19635} \right)^2$$

Resolviendo:

$$A_L = 0,00293 \quad A_L = \sqrt{\frac{0,0476}{\frac{1,67}{1,7}}} \cdot \frac{2 \cdot 0,19635}{8} = 0,0106 \text{ m}^2 = \text{sección de cada lateral}$$

$D_L = 0,116 \text{ m}$ = diámetro de cálculo

$R = n \cdot A_L / A = 8 \cdot 0,0106 / 0,19635 = 0,432$, para $D_L = 0,116$ y $\eta = 10 \%$

Adoptando $D_L = 0,100 \text{ m}$, se tiene:

$$A_L = \pi D_L^2 / 4 = \frac{\pi \cdot 0,1^2}{4} = 0,00785$$

$R' = n \cdot A_L / A = 8 \cdot 0,00785 / 0,19635 = 0,32$ para $D_L = 0,10 \text{ m}$

Por ser $R' < R$, se acepta el diámetro D_L = diámetro de cada lateral

$$q_1 = 0,070 - 0,0035 = 0,0665 \text{ m}^3$$

$$q_8 = 0,070 + 0,0035 = 0,0735$$

$$\eta = \frac{q_8 - q_1}{q_1} = \frac{q_8}{q_1} - 1 = \frac{0,0735}{0,0665} - 1 = 0,105, \text{ valor que si bien es ligeramente}$$

superior al límite fijado puede ser aceptado, por lo que el diámetro de los laterales D_L resultará de $0,100 \text{ m}$.

Ejemplo 3

Calcular el desvío δ de los caudales extremos respecto al medio q_0 , para un conducto de diámetro $D = 600$ mm que distribuye a $n = 5$ laterales cortos de diámetro $D_L = 200$ mm, un caudal total $Q = 100$ L/s.

Solución:

$$A = \pi \cdot D^2/4 = 3,14 \cdot 0,60^2/4 = 0,28274 \text{ m}^2 = \text{sección del conducto principal de diámetro } D = 600 \text{ mm}$$

$$A_L = \pi \cdot D_L^2/4 = 3,14 \cdot 0,20^2/4 = 0,031416 \text{ m}^2 = \text{sección de cada lateral}$$

$$q_0 = Q/n = 0,100/5 = 0,020 \text{ m}^3/\text{s} = \text{caudal medio}$$

Aplicando la expresión para el diseño de un conducto de sección constante y velocidad decreciente, "Método general aproximado", se tiene:

$\delta = [\phi / (1 + \theta)] \cdot [n \cdot A_L / 2A]^2 \cong (n \cdot A_L / 2A)^2 =$ desvío de los caudales q_{L1} y q_{L5} , respectivamente de los laterales extremos, respecto al caudal medio q_0 , donde:

$$\phi / (1 + \theta) = 1,67 / (1 + 0,70) \cong 1, \text{ para laterales cortos } (\phi = 1,67 \text{ y } \theta = 0,7)$$

En consecuencia:

$$\delta = [(5 \cdot 0,031416) / (2 \cdot 0,28274)]^2 = 0,077 \cong 7,7 \% = \text{desvíos de } q_1 \text{ y } q_5 \text{ respecto a } q_0$$

O sea:

$$q_1 = q_0 - \delta q_0 = (1 - \delta) q_0 = (1 - 0,077) \cdot q_0 = 0,923 \cdot 0,02 = 0,01846 \text{ m}^3/\text{s} = 18,46 \text{ l/s} = \text{caudal de pasaje en el primer lateral (n = 1)}$$

$$q_5 = q_0 + \delta q_0 = (1 + \delta) q_0 = (1 + 0,077) \cdot q_0 = 1,077 \cdot 0,02 = 0,02154 \text{ m}^3/\text{s} = 21,54 \text{ l/s} = \text{caudal de pasaje en el último lateral (n = 5)}$$

Entonces:

$$\eta = \frac{q_5 - q_1}{q_1} = (0,02154 - 0,01846) / 0,01846 = 0,167 = 16,7 \% = \text{desvío de los caudales entre los laterales extremos (1 y 5)}$$

Se analiza a continuación los gradientes que se producen en distintas secciones de la instalación.

a) en el tramo inicial del conducto principal

$$U_{\text{máx}} = Q/A = n \cdot q_0/A = 0,100/0,28274 = 0,354 \text{ m/s} = \text{velocidad máxima que ocurre en el tramo inicial del conducto principal}$$

$$G = n \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \cdot R^{-\frac{2}{3}} \cdot U^{\frac{3}{2}} \quad (\text{ver numeral 2.4 de este Anexo})$$

donde:

n = coeficiente de fricción de Manning = 0,013

γ = peso específico del agua = 9798 N/m³ para $T = 15^{\circ}\text{C}$

R = radio hidráulico = $\frac{D}{4}$

U = velocidad del escurrimiento m/s

μ = viscosidad dinámica = $1,139 \cdot 10^{-3} \text{ N} \cdot \text{s} \cdot \text{m}^{-2}$ para $T = 15^{\circ}\text{C}$

$$G = 0,013 \cdot \sqrt{\frac{9798}{1,139 \cdot 10^{-3}}} \cdot \left(\frac{0,600}{4}\right)^{-\frac{2}{3}} \cdot 0,354^{3/2} = 28,34 \text{ s}^{-1}$$

b) en el lateral N° 5

$q_5 = 0,02154 \text{ m}^3/\text{s}$

$A_L = 0,031416 \text{ m}^2$

$D_L = 0,100 \text{ m}$

$U_5 = 0,02154/0,031416 = 0,68 \text{ m/s}$

$$G = 0,013 \cdot 2933 \cdot \left(\frac{0,100}{4}\right)^{-0,67} \cdot 0,68^{1,5} = 249 \text{ s}^{-1}$$

Comentarios:

Para lograr una mayor uniformidad en la distribución de caudales en cada lateral sería necesario incrementar el diámetro del conducto principal o disminuir el de los laterales.

Cuando se utilice este procedimiento de cálculo para dimensionar el ingreso a sedimentadores posteriormente a un proceso de coagulación–floculación será necesario verificar las velocidades de escurrimiento y los gradientes que se originan para asegurar tanto que no se producirán depósitos por bajas velocidades como gradientes superiores a los existentes en la última etapa de la floculación que puedan romper los flóculos y dificultar la sedimentación.

1.2.2. Canal o Conducto Principal de Sección Variable y Decreciente

Es el caso de un canal principal o un conducto en donde su sección varía a medida que ingresa el flujo en los laterales desde el primero hasta el último.

Para diseñar un canal de las características indicadas se efectúan iteracciones modificando las secciones del canal principal hasta que no haya diferencias significativas entre las velocidades de los laterales extremos (primero y último) manteniendo iguales las secciones de los laterales.

La variación de la sección líquida del canal principal puede ejecutarse con solera horizontal y ancho decreciente o con ancho constante y tirante líquido decreciente, o sea solera en rampa desde el primer lateral hasta el último, considerando prácticamente constante el nivel líquido (ya que no se considera la pérdida en el escurrimiento).

Una vez definidas las dimensiones del canal principal y de los laterales, se efectúa el cálculo en cada situación.

El diseño del canal o conducto principal de sección variable y decreciente, se realiza para que la velocidad media U_i en el mismo permanezca aproximadamente constante en toda su extensión. En este caso, al ser la línea de energía $E_o = h_o$ constante también lo son los términos que la integran y en consecuencia serán iguales los caudales que ingresan a los laterales.

Luego:

$$h_o = \beta_1 \cdot U_{L1}^2 / 2g = \beta_2 \cdot U_{L2}^2 / 2g = \beta_i \cdot U_i^2 / 2g \dots = \beta_n \cdot U_n^2 / 2g = \text{energía o pérdida de carga requerida en cada lateral (m)}$$

O sea:

$$U_{Li} = U_{L2} / (\beta_1/\beta_2)^{1/2} = \dots = U_{Li} / (\beta_1/\beta_i)^{1/2} = \dots = U_{Ln} / (\beta_1/\beta_n)^{1/2}$$

$$Q = q_1 + q_2 + \dots + q_i + \dots + q_n = A_{L1} \cdot U_{L1} + A_{L2} \cdot U_{L2} + \dots + A_{Li} \cdot U_{Li} + \dots + A_{Ln} \cdot U_{Ln} = \text{caudal total a distribuir (m}^3/\text{s)}$$

Se consideran iguales las dimensiones o secciones de pasaje de los laterales, o sea:

$$A_L = A_{L1} = A_{L2} = \dots = A_{Li} = \dots A_{Ln} \text{ (m}^2\text{)}$$

Combinando las dos últimas expresiones resulta:

$$Q = A_L \cdot U_{Li} \cdot [(\beta_1/\beta_1)^{1/2} + (\beta_1/\beta_2)^{1/2} + \dots + (\beta_1/\beta_i)^{1/2} + \dots + (\beta_1/\beta_n)^{1/2}] = \text{caudal total a distribuir (m}^3/\text{s)}$$

Por lo tanto:

$$Q = [A_L \cdot U_{Li} \cdot \beta_i^{1/2}] / \left[\sum_{i=1}^n (1/\beta_i)^{1/2} \right] = \text{caudal total a distribuir (m}^3/\text{s)}$$

O sea:

$$U_{Li} = \left[Q / (A_L \cdot \beta_1^{1/2}) / \sum_{i=1}^n (1 / \beta_i)^{1/2} \right] = \text{velocidad media del pasaje en el primer lateral}$$

(i = 1) (m/s), siendo A_L = sección constante de los laterales

El proceso de cálculo puede seguir los pasos que se indican en los apartados 1.2.2.1 y 1.2.2.2 y 1.2.2.3.

1.2.2.1. Diseño Según Di Bernardo

Para Di Bernardo el cálculo debe seguir los siguientes pasos:

Datos:

- Q (m³/s) = caudal a repartir, n = número de laterales
- A_L (m²) = sección de pasaje para todos los laterales
- S (m) = separación centro a centro de los laterales
- $\theta = 0,7$ y $\phi = 1,67$: coeficientes de Hudson para laterales cortos

Calculo:

- $U_i = Q_i / A_i$ = velocidad media en el canal principal, frente al ingreso de cada lateral (m/s)
- $U_L = (Q/n) / A_L$ = velocidad media teórica en los laterales (m/s)
- $\beta_i = [\theta + \phi (U_i / U_{Li})^2 + 1]$ = coeficiente de cada lateral i , calculado con los coeficientes ϕ y θ con las velocidades medias U_i y U_{Li}
- $1/\beta_i$ = inversa del coeficiente β_i en cada lateral i
- $U_{Li} = [Q / (A_L \cdot \beta_1^{1/2})] / [\sum (1/\beta_i)^{1/2}]$ = velocidad media real en el primer lateral (i = 1) (m/s), calculada con los valores de Q y A_L y los calculados para $\beta_1^{1/2}$ y $\sum_{i=1}^n (1/\beta_i)^{1/2}$
- $U_{Li} = U_{Li} / (\beta_1 / \beta_i)^{1/2}$ = velocidad media real en el lateral i (m/s)
- $\eta = (U_{Ln} - U_{Li}) / U_{Li} = (q_n - q_1) / q_1$ = desvío entre caudales inicial $i = 1$ y final $i = n$
- Debe ser $\eta <$ desvío aceptado (generalmente no mayor al 10%).
- Si no verifica se continúa iterando variando las dimensiones del principal y/o los laterales.

Ejemplo 4

Verificar la relación de caudales entre las compuertas externas de un canal de ancho y tirante variable que alimenta a cuatro filtros iguales.

Datos:

$$Q = 0,350 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sección de las compuertas de ingreso a cada filtro 0,50 m . 0,50 m

$$A_L = 0,25 \text{ m}^2$$

Las dimensiones del canal se indican en la **Figura 5**.

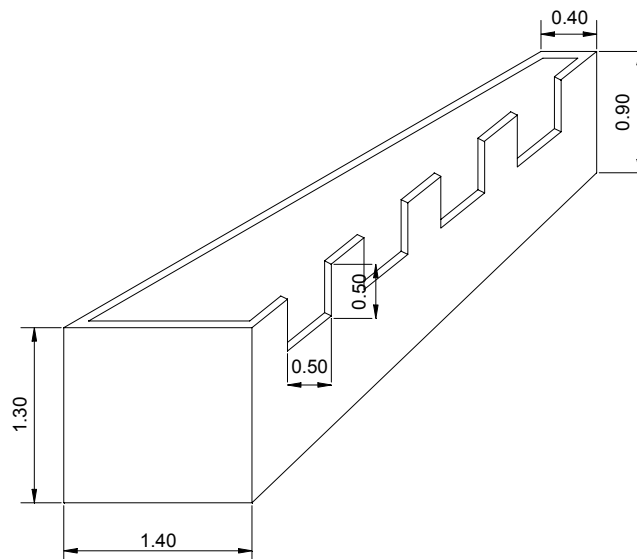


Figura 5. Canal distribuidor de caudales

Solución:

Área del canal en correspondencia con el eje de las compuertas

$$A_1 = H_1 \cdot B_1 = 1,25 \text{ m} \cdot 1,275 = 1,593$$

$$A_2 = H_2 \cdot B_2 = 1,15 \cdot 1,025 = 1,178$$

$$A_3 = H_3 \cdot B_3 = 1,05 \cdot 0,775 = 0,814$$

$$A_4 = H_4 \cdot B_4 = 0,95 \cdot 0,525 = 0,498$$

En la **Tabla 1** se resumen las operaciones realizadas.

Lateral	Q_L (m ³ /s)	U_L (teórica) (m/s)	Q_i (m ³ /s)	A_i (m ²)	U_i (m/s)	$(U_i/U_L)^2$	α_i	β_i	$\sqrt{\frac{1}{\beta_i}}$	U_{Li} (real) (m/s)
1	0,0875	0,35	0,350	1,593	0,219	0,392	1,354	2,354	0,652	0,345
2	0,0875	0,35	0,2625	1,178	0,223	0,405	1,376	2,376	0,649	0,343
3	0,0875	0,35	0,175	0,814	0,215	0,377	1,329	2,329	0,655	0,346
4	0,0875	0,35	0,0875	0,498	0,176	0,253	1,123	2,123	0,686	0,363

$$\Sigma \sqrt{\frac{1}{\beta_i}} = 2,642$$

Tabla 1. Resultados del Ejemplo 4

$$Q_L = \frac{Q}{4} = \frac{0,35 \text{ m}^3 / \text{s}}{4} = 0,0875 \text{ m}^3 / \text{s} : \text{caudal teórico en cada lateral}$$

Q_i = caudal en cada tramo del canal

U_i = velocidad en correspondencia al eje de la compuerta por tratarse de un lateral corto adoptamos: $\theta = 0,7$ y $\phi = 1,67$

Entonces:

$$\alpha_1 = 0,7 + 1,67 (U_i/U_L)^2$$

$$\beta_i = \alpha_i + 1$$

$$U_{L1} = \frac{Q / A_L \cdot \sqrt{\beta_1}}{\sum_1^n \sqrt{\frac{1}{\beta_i}}} = \frac{0,350 / 0,25 \cdot \sqrt{2,354}}{2,642} = 0,345 \text{ m} / \text{s}$$

$$U_{L2} = U_{L1} \cdot \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_2}} = 0,345 \cdot 0,995 = 0,343 \text{ m} / \text{s}$$

$$U_{L3} = U_{L1} \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_3}} = 0,345 \cdot 1,005 = 0,346 \text{ m} / \text{s}$$

$$U_{L4} = U_{L1} \sqrt{\frac{\beta_1}{\beta_4}} = 0,34 \cdot 1,052 = 0,363 \text{ m} / \text{s}$$

$$\eta = \frac{q_4 - q_1}{q_1} = \frac{U_{L4} - U_{L1}}{U_{L1}} = \frac{0,363 - 0,345}{0,345} = 0,052 = 52\%$$

desvío porcentual entre el caudal de pasaje de la primera compuerta y de la última.

De ser η superior al η_0 aceptado se debe efectuar una nueva iteración modificando las dimensiones del canal.

En el caso de que se mantenga constante la velocidad media U_i (m/s) en el canal, se mantendrán constantes los valores de $(U_i/U_L)^2$, α_i y β_i y en consecuencia la velocidad media U_L real (m/s) en todos los laterales o sea el caudal q_L por ser igual a la sección A_L . Por lo tanto el desvío $\eta = 0$ y habrá equirrepartición de caudales.

En este caso la relación entre el área A_1 de la sección inicial del canal y el área A_n de la sección final (adoptada con un valor mínimo) es la máxima y en consecuencia también el costo de construcción del canal.

De allí que para disminuir esa sección inicial A_1 , se requiere efectuar iteraciones hasta obtener el máximo desvío η_0 admitido.

1.2.2.2. Alternativa de Diseño Sugerida por Richter

En una publicación del CEPIS, C. Richter como Consultor Privado en el Centro Internacional de Formación en Ciencias del Ambiente – 1981, desarrolló un método de cálculo para canales y conductos de distribución de sección variable y decreciente.

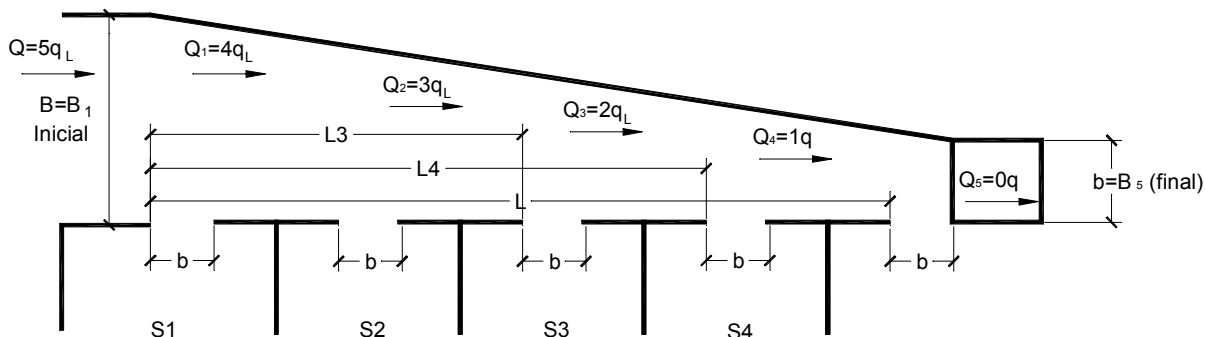


Figura 6. Canal de distribución de agua floculada a los sedimentadores

En la **Figura 6** se grafica un esquema de un canal o un conducto principal con sección variable y decreciente, donde B o D (m) son respectivamente las dimensiones iniciales del canal o un conducto principal y b_L o d_L (m) son las correspondientes dimensiones constantes del canal o del conducto lateral, siendo iguales a las dimensiones finales B_n o D_n del principal.

El método generaliza el cálculo aplicando los coeficientes θ y ϕ de Hudson para laterales largos ($l_L/d_L > 3$). Sin embargo Richter considera el valor de $\theta = 0,4$ pero modifica el de ϕ , considerando $\phi = 0,65$ en lugar de $0,90$.

$K = 0,4 + 0,65 (U_i/U_L)^2$ = coeficiente de pérdida de carga total en el pasaje del caudal q_i de cada lateral i y descarga en los sedimentadores de igual nivel líquido

Haciendo $B_n = b$, siendo B_n (m) = ancho final del canal principal y b_L (m) ancho constante de los laterales, se tiene para el caso de canales:

$K = 0,4 + 0,65 (b_L/B)^2 \cdot (Q_i/q_i)$ = coeficiente de pérdida de carga total para el caso de canales donde b_L = ancho constante de los laterales, B = ancho inicial del canal principal y B_1 = ancho del canal principal inmediatamente aguas abajo del primer lateral $i = 1$

Para el caso de conductos:

$K = 0,4 + 0,65 (d_L/D)^2 \cdot (Q_i/q_i)$ = coeficiente de pérdida de carga total para el caso de conductos con n laterales sumergidos de diámetro d_L constante y diámetro D = diámetro inicial, D_1 = diámetro del conducto principal inmediatamente aguas abajo del primer lateral ($i = 1$)

Si $q_i = q_L$ = constante

para el primer lateral: $Q_1 = (n - 1) \cdot q_L$ y $\frac{Q_1}{q_L} = n - 1$

para el lateral i : $Q_i = (n - i) \cdot q_L$ y $\frac{Q_i}{q_L} = n - i$

para el último lateral: $Q_n = (n - n) \cdot q_L$ y $\frac{Q_n}{q_L} = 0$

Efectuando cálculos adoptando la relación d_L/D ó b_L/B y el número n de laterales se determinan K_i , $\beta_i = (1 + K_i)$, $(1/\beta_i)^{1/2}$ y $\sum (1/\beta_i)^{1/2}$ y se determina la relación del caudal

Q (m^3/s) a repartir en cada lateral, q_i al coeficiente $q_i/Q = (1/\beta_i)^{1/2} / \sum_{i=1}^n (1/\beta_i)^{1/2}$.

Finalmente:

$\eta = 1 - q_1/q_n$ = desvío de caudales entre el primero q_1 y el último lateral q_n

Ejemplo 5

Determinar el desvío que se produce en un conducto de sección variable con seis laterales iguales cuando la relación $\frac{d_L}{D} = 0,3$

En ese caso:

$$k_i = 0,4 + 0,65 \left(\frac{U_i}{U_{Li}} \right)^2 = 0,4 + 0,65 \left(\frac{d_L}{D} \right) \cdot \left(\frac{Q_i}{q_L} \right) = 0,4 + 0,65 \cdot (0,3)^2 \left(\frac{Q_i}{q_L} \right)$$

$$\beta_i = 1 + k_i$$

$$\frac{q_i}{Q} = \frac{\sqrt{\frac{1}{\beta_i}}}{\sum_1^n \sqrt{\frac{1}{\beta_i}}}$$

Estos valores se vuelcan a la siguiente tabla:

Lateral	Q _i /q _L	K _i	β _i = 1 + K _i	$\sqrt{\frac{1}{\beta_i}}$	q _i / Q
1	5	0,6925	1,6925	0,7686	0,159
2	4	0,634	1,634	0,7823	0,162
3	3	0,5755	1,5755	0,7967	0,165
4	2	0,517	1,517	0,8119	0,168
5	1	0,4585	1,4585	0,8280	0,171
6	0	0,4	1,4	0,8451	0,175
Σ = 4,8326					

Tabla 2. Determinación de los caudales de los laterales

$$\text{desvío: } \eta = \frac{q_{L6} - q_{L1}}{q_{L1}} = \frac{0,175 - 0,159}{0,159} = 0,1 \text{ o sea el } 10\%$$

Para tener un desvío menor, hay que efectuar otra iteración adoptando una relación $\frac{d_L}{D}$ menor hasta alcanzar el valor de η deseado.

1.2.3. Condiciones Generales a Cumplir en el Caso de Canales y Conductos Horizontales

Para el diseño de canales y conductos horizontales de distribución deben cumplirse las siguientes condiciones generales:

- Desvío η igual o menor al máximo estipulado.

- Velocidades medias del flujo U_i y U_{Li} (m/s) que eviten el depósito de los flóculos. Según Di Bernardo pueden variar entre 0,10 y 0,60 m/s.
- Gradientes de velocidad en los canales, conductos y orificios (compuertas) no mayores al de la última cámara de floculadores.

En los canales, conductos y orificios es:

$G = n (\gamma/\mu)^{1/2} \cdot R^{-07} \cdot U^{1/2}$ = gradiente de velocidad (s^{-1}), según Forcheimer:

n = coeficiente de rugosidad de Manning, que depende de la superficie del elemento (puede variar entre 0,011 y 0,015 con un valor medio de 0,013).

γ = peso específico del agua para T °C del agua (N/m^3)

μ = viscosidad dinámica para T °C del agua ($N.s/m^2$)

R = radio hidráulico de la sección de pasaje (m)

U = velocidad media del escurrimiento (m/s)

Otro criterio de cálculo del gradiente de velocidad en conductos y canales es aplicando la fórmula universal con el coeficiente de rugosidad de Darcy f , que es función de la velocidad de escurrimiento U (m/s) y el diámetro equivalente del conducto, canal u orificio.

1.3. DISTRIBUCIÓN SUMERGIDA A SEDIMENTADORES CON FLUJO INCLINADO ASCENDENTE

El número de Froude indica una relación entre las fuerzas de inercia y la acción de la gravedad en el escurrimiento.

En un conducto sumergido con salidas laterales, utilizado en este caso para la distribución uniforme del caudal a los canales conformados por las placas planas paralelas donde se produce la sedimentación, el flujo tiende a dificultar el cambio de dirección del escurrimiento al comienzo del conducto y facilitarlo al final.

Para que se produzca el pasaje del caudal a distribuir por un lateral, el número de Froude F_p en el conducto principal no debe ser superior antes del orificio, al correspondiente a ese lateral F_L .

$$F_p = \frac{U}{(g \cdot h)^{1/2}} \leq \frac{n \cdot q_i / A}{q_i / A_L} = \frac{n A_L}{A}$$

En consecuencia $\frac{n A_L}{A} \leq 1$

donde:

A: área del conducto

A_L : área de los orificios o laterales

El valor a adoptar para $\frac{nA_L}{A}$ depende del desvío aceptado entre los caudales del primero y del último orificio.

Para ello la sección debe ser variable y decreciente desde el inicio hasta el final, a fin de lograr una distribución continua y uniforme.

En el cálculo del conducto distribuidor de caudales a los sedimentadores de placas planas paralelas, del proyecto típico de la Planta de Potabilización de 300 L/s, se detalla exhaustivamente la aplicación de este método de repartición uniforme de caudales, así como también las descargas de los líquidos decantados y lodos depositados en las tolvas.

En el Proyecto Típico, se desarrolla el cálculo de la distribución del líquido floculado, mediante un conducto de sección decreciente con orificios laterales, a la masa líquida que asciende en forma inclinada entre las placas planas paralelas. El líquido decantado es colectado mediante caños perforados en su generatriz superior. También en ese Proyecto Típico se diseñan dispositivos de ingreso y salida de la batería de filtros de velocidad decreciente.

Ejemplo 6

- Dimensionar un canal central de distribución de agua floculada a un sedimentador de escurrimiento inclinado y ascendente, de dos filas de placas planas, aplicando el método correspondiente a un conducto principal de sección variable y decreciente, para los siguientes parámetros de diseño:

- $Q = 0,080 \text{ m}^3/\text{s}$ = caudal de diseño de la unidad de sedimentación.
- $L = 8,00 \text{ m}$ = longitud del conducto = longitud de la fila de placas planas.
- $s = 0,50 \text{ m}$ = separación centro a centro entre dos orificios de distribución adyacentes.
- $b = 0,60 \text{ m}$ = ancho constante del conducto de sección rectangular decreciente.
- $h_{\min} = h_n = 0,50 \text{ m}$ = altura mínima correspondiente al extremo final del conducto.
- $U_o = 0,20 \text{ m}$ = velocidad en los orificios.
- $U_1 = 0,080 \text{ m/s}$ = velocidad inicial en el conducto.

• Solución

- $A_o = Q/U_o = 0,080/0,20 = 0,400 \text{ m}^2$ = área total de orificios.
- $n_o = 2 \text{ L/s} = 2 \cdot 8,00/0,50 = 35$ = número total de orificios, se adopta $n_o = 32$, resulta: $n_o = n_o/2 = 32/2 = 16$ número de orificios practicados en cada pared lateral del conducto, apoyados en la solera.

- $a_o = A_o/n_o = 0,400/32 = 0,0125 \text{ m}^2 = \text{área de cada orificio.}$
- $d_o = (4 a_o/\pi)^{1/2} = (4 \cdot 0,0125/3,14)^{1/2} = 0,126 \text{ m} = \text{diámetro de cada orificio de sección circular.}$
- $q_o = Q/n_o = 0,080/32 = 0,0025 \text{ m}^3/\text{s} = \text{caudal medio de pasaje por orificio.}$
- $A_n = b \cdot h_n = 0,60 \cdot 0,50 = 0,30 \text{ m}^2 = \text{sección en el tramo final del conducto (último par de orificio).}$
- $q_n = 2q_o = 2 \cdot 0,0025 \cdot 2 = 0,005 \text{ m}^3 = \text{caudal en la sección del tramo final.}$
- $U_n = q_n/A_n = 0,005/0,30 = 0,017 \text{ m/s} = \text{velocidad final en el conducto.}$
- $A_1 = Q/U_1 = n_o \cdot q_o / U_1 = 32 \cdot 0,0025/0,08 = 1,00 \text{ m}^2 = \text{sección inicial del conducto, donde se diseña el primer par de orificios.}$
- $h_{\text{máx}} = h_1 = A_1/b = 1,00/0,60 = 1,667 \text{ m} = \text{altura de la sección inicial.}$
- $\theta = 0,70$ y $\varphi = 1,67 = \text{coeficientes experimentales de I. Hudson, para laterales cortos.}$
- $\beta_1 = 1 + \theta + \varphi (U_1/U_o)^2 = 1 + 0,7 + 1,67 (0,08/0,2)^2 = 1,9672 = \text{coeficiente de pérdida de carga total en el primer orificio del conducto.}$
- $\beta_{16} = \beta_{16} = 1 + \theta + \varphi (U_{16}/U_o)^2 = 1 + 0,7 + 1,67 (0,017/0,2)^2 = 1,7121 = \text{coeficiente de pérdida de carga total en el último orificio del conducto.}$
- $\Sigma (1/\beta_i)^{1/2} = 11,7322 = \text{sumatoria calculada en la Tabla 3.}$
- $Q' = Q/2 = 0,080/2 = 0,040 \text{ m}^3/\text{s} = \text{caudal para } n = 16 \text{ orificios que distribuyen a cada fila de placas.}$
- $U_{o1} = Q' \cdot (1/\beta_1)^{1/2} / [a_o \Sigma (1/\beta_i)^{1/2}] = 0,04 \cdot 0,7130 / (0,0125 \cdot 11,7322) = 0,1945 \text{ m/s} = \text{velocidad de pasaje en el primer orificio (i = 1).}$
- $q_{o1} = U_{o1} \cdot a_o = 0,1945 \cdot 0,0125 = 0,002431 \text{ m}^3/\text{s} = 2,431 \text{ l/s} = \text{caudal de pasaje en el último orificio } i = 1.$
- $U_{on} = U_{o16} = Q' (1/\beta_{16})^{1/2} / [a_o \cdot \Sigma (1 - \beta_i)^{1/2}] = 0,04 \cdot 0,7642 / (0,0125 \cdot 11,7322) = 0,2084 \text{ m/s} = \text{velocidad de pasaje en el último orificio (i = n = 16).}$
- $q_{o16} = U_{o16} \cdot a_o = 0,2084 \cdot 0,0125 = 0,002605 \text{ m}^3/\text{s} = 2,605 \text{ l/s} = \text{caudal de pasaje en el último orificio (i = 16).}$
- $\eta = \frac{q_{o16} - q_{o1}}{q_{o1}} = \frac{2,605 - 2,431}{2,431} = 0,716 = 7,16 \% \text{ desvío entre caudales del primer orificio y el último.}$
- $G_{\text{máx}} = G_n = n (\gamma/\mu) \cdot R^{-0,7} \cdot U_{on}^{1,5} = 0,013 \cdot (9788/1,139 \cdot 10^{-3})^{1/2} \cdot (0,126/4)^{-0,7} \cdot 0,2084^{1,5} = 40,8 \text{ s}^{-1}$

Siendo:

$\gamma = 9788 \text{ N/m}^3 = \text{peso específico del agua para } T = 15^\circ\text{C}$

$\mu = 1,139 \cdot 10^{-3} \text{ N} \cdot \text{s/m}^2 = \text{viscosidad dinámica para } T = 15^\circ\text{C}$

$n = 0,013 = \text{coeficiente de Manning para muros de H}^\circ$

$R = d_o/4 = 0,0315 \text{ m}^2 = \text{radio hidráulico de los orificios de } d_o = 0,126 \text{ m}^{20}.$

$U_n = U_{\text{máx}} = 0,2084 \text{ m/s} = \text{velocidad máxima en el pasaje del último orificio.}$

• Conclusiones

- El desvío de caudales Δq entre los orificios extremos es inferior al máximo aceptado.
- Si bien las velocidades en el conducto principal son bajas y pueden ocasionar depósitos de flóculos, se acepta de acuerdo a experiencias, ya que no influyen los mismos en el escurrimiento y pueden ser removidos periódicamente.
- Como el gradiente de velocidad en la última cámara de floculación es de 45 s^{-1} , se acepta el valor máximo de $40,8 \text{ s}^{-1}$. En el caso de resultar mayor, deberá efectuarse un nuevo diseño, incrementando el diámetro d_o de los orificios.

N° de orificio	Q_i (m^3/s)	X_i (m)	h_i (m^2)	A_i (m^2)	U_i (m/s)	U_i/U_o	α_i	β_i	$(1/\beta_i)^{1/2}$	U_{oi} (m/s)	q_{oi}
1	0,080	0,00	1,6670	1,0002	0,080	0,400	0,9672	1,9672	0,7130	0,1945	2,431
2	0,075	0,50	1,5892	0,95352	0,079	0,395	0,9606	1,9606	0,7142	0,1948	2,435
3	0,070	1,00	1,5114	0,90684	0,077	0,385	0,9475	1,9475	0,7166	0,1955	2,444
4	0,065	1,50	1,4336	0,86016	0,076	0,380	0,9411	1,9411	0,7178	0,1958	2,448
5	0,060	2,00	1,3558	0,81348	0,074	0,370	0,9286	1,9286	0,7201	0,1964	2,455
6	0,055	2,50	1,2780	0,76680	0,072	0,360	0,9164	1,9164	0,7223	0,1970	2,463
7	0,050	3,00	1,2002	0,72012	0,069	0,345	0,8988	1,8988	0,7257	0,1979	2,474
8	0,045	3,50	1,1224	0,67344	0,067	0,335	0,8874	1,8874	0,7279	0,1985	2,481
9	0,040	4,00	1,0446	0,62676	0,064	0,320	0,8710	1,8710	0,7311	0,1994	2,493
10	0,035	4,50	0,9668	0,58008	0,060	0,300	0,8503	1,8503	0,7352	0,2005	2,506
11	0,030	5,00	0,8890	0,5334	0,056	0,280	0,8309	1,8309	0,7390	0,2016	2,520
12	0,025	5,50	0,8112	0,48672	0,051	0,255	0,8086	1,8086	0,7436	0,2028	2,535
13	0,020	6,00	0,7334	0,44004	0,045	0,225	0,7845	1,7845	0,7486	0,2042	2,553
14	0,015	6,50	0,6556	0,39336	0,038	0,190	0,7603	1,7603	0,7537	0,2056	2,570
15	0,010	7,00	0,5778	0,34668	0,029	0,145	0,7351	1,7351	0,7592	0,2071	2,589
16	0,005	7,50	0,500	0,30000	0,017	0,085	0,7121	1,7121	0,7642	0,2084	2,605
										$\Sigma 11,7322$	

Tabla 3. Desviación del caudal en el conducto de distribución al sedimentador

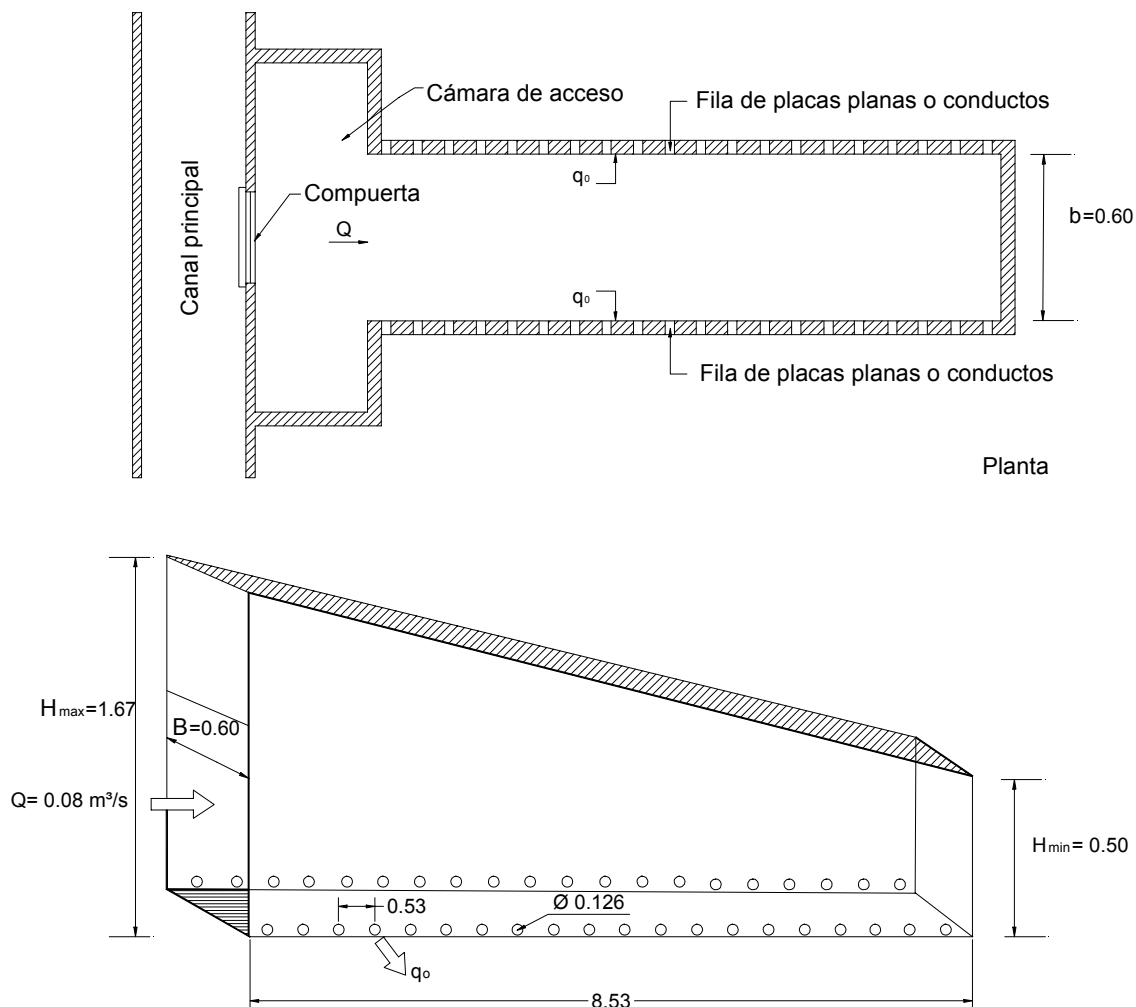


Figura 7. Detalle del sistema de ingresos

2. GRADIENTE DE MEZCLA

2.1. INTRODUCCIÓN

En una planta de tratamiento es necesario remover las suspensiones y soluciones coloidales responsables de la turbiedad y color que el agua bruta contiene en su seno.

Para ello se requiere desestabilizar los coloides a través de procesos químicos, adicionando en el líquido a tratar compuestos denominados coagulantes, floculantes o auxiliares de acuerdo a los requerimientos del proceso.

Para lograr una mezcla efectiva y uniforme del coagulante en toda la masa de agua cruda, se requiere una gran intensidad de agitación durante un tiempo lo más rápido posible.

A continuación para producir la aglutinación de partículas y la formación de flóculos, esa agitación debe ser lenta y decreciente en el sentido del escurrimiento del agua coagulada.

Es necesario que esos flóculos generados en el proceso de floculación, tengan una velocidad de sedimentación suficiente para permitir su remoción en el paso siguiente que es la decantación y depósito de los mismos.

Los modelos matemáticos que describen la cinética de la coagulación y floculación, utilizan generalmente en los proyectos de mezcla rápida y de mezcla lenta, el parámetro denominado gradiente medio de mezcla o, simplemente *Gradiente*, G (s^{-1}) definido en 1943 por Camp y Stein.

El gradiente de mezcla G pasó a ser un parámetro adoptado con gran éxito en los proyectos de los procesos indicados de mezcla rápida del agua cruda con los productos químicos (coagulación) y de una mezcla lenta para la colisión y aglutinación de las partículas desestabilizadas (floculación) así como en el transporte de los flóculos formados hasta su sedimentación y depósito (decantación).

En ambos procesos de mezcla intervienen dos parámetros básicos: el tiempo de permanencia hidráulica t_y (s) y la energía suministrada para producir agitación de la masa líquida, representada por el gradiente G (s^{-1}). En consecuencia ambos parámetros deben ser considerados en ensayos de laboratorio para optimizar las dosis de coagulante empleado.

La velocidad de sedimentación del flóculo tiene gran importancia, ya que influye en la optimización de ambos parámetros. De allí la necesidad de efectuar ensayos en reactores estáticos con distintos valores (generalmente entre 0,5 y 5 cm/s), de la velocidad de sedimentación y los correspondientes al tiempo y gradientes de velocidad medios de ambas operaciones, determinando la eficiencia en remoción de la turbiedad y color. Es importante en plantas de tratamiento de gran escala, ya que menores tiempos de mezcla y de gradientes de velocidad producen menores costos constructivos y económicos (menor consumo de energía), respectivamente.

La intensidad de agitación, o sea el gradiente de velocidad medio es importante cuando el mecanismo de coagulación predominante es el de adsorción – desestabilización de carga. En cambio en el de barrido únicamente debe limitarse a producir una distribución homogénea del coagulante en la masa de agua.

En la floculación el parámetro de gradiente de velocidad aparece como un factor de proporcionalidad. A mayor valor de este parámetro, más rápida es la velocidad de aglomeración de las partículas. Mientras los flóculos incrementan su tamaño, crecen también las fuerzas de cizallamiento hidrodinámico. Aumentan hasta un máximo que es cuando comienza a romperse los flóculos.

Por lo tanto, otro aspecto a considerar en la floculación es el de determinar los coeficientes de aglutinación K_A y de rotura K_B de los flóculos*.

Una vez formados los flóculos en la última cámara en donde se tiene un gradiente de velocidad (de valor decreciente desde el inicio del proceso), el correspondiente a la conducción del líquido floculado hacia la sedimentación no debe ser superior a ese valor.

2.2. GRADIENTE MEDIO DE MEZCLA

2.2.1. Fórmula General

En todo proceso de mezcla hay un consumo de energía para producir turbulencia, que puede ser hidráulica o mecánica.

Cuando se consume energía hidráulica, el trabajo efectuado para distorsionar las líneas de flujo es el producido por la pérdida de energía denominada pérdida de carga.

En los mezcladores mecánicos la potencia disipada es la aplicada al eje del motor, excluidas las pérdidas en él y en el rozamiento. Su cálculo está sujeto a ciertas limitaciones por cuanto el análisis de este proceso unitario no está totalmente solucionado.

La intensidad de la mezcla, o sea la intensidad de la agitación que se le imparte al líquido se evalúa mediante el parámetro operacional denominado Gradiente medio de mezcla, que en algunos casos se complementa con la indicación del tiempo durante el cual se aplica esa agitación.

Sin embargo el gradiente de mezcla G no debe confundirse con el gradiente de velocidad en un punto de la masa líquida en una dirección arbitraria, Z , que está expresado por

$$\frac{\partial U}{\partial Z}$$

* Ver Anexo I del numeral 7 Floculación del Capítulo VII de las presentes Fundamentaciones

2.2.2. Gradiente de Velocidad en un Punto

Considérese un elemento de fluido de dimensiones Δx , Δy , Δz , sujeto a agitación hidráulica en el proceso de mezcla.

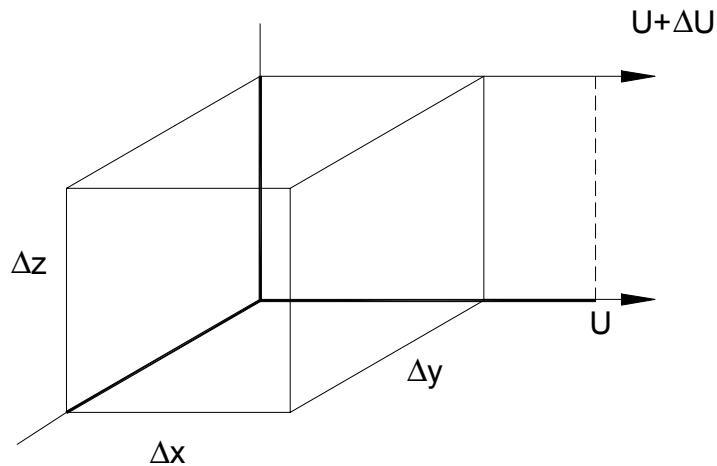


Figura 8. Volumen del elemento de un líquido Newtoniano

La potencia disipada en el volumen Δz , Δx , Δy .

$$P = \text{Par} \times \text{velocidad angular } (\omega) = F \cdot \Delta z \cdot \omega$$

$$F = \text{tensión de corte } (\tau) \cdot \text{área } (\Delta x \cdot \Delta y)$$

$$\omega = \Delta U / \Delta z$$

Entonces:

$$P = \tau \cdot \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z \cdot \frac{\Delta U}{\Delta z}$$

donde:

$$V' = \Delta x \cdot \Delta y \cdot \Delta z = \text{volumen del elemento considerado.}$$

Para un líquido Newtoniano:

$$\tau = \mu \frac{\Delta U}{\Delta z} = \text{tensión de corte}$$

μ = coeficiente de viscosidad dinámica para $T = C^\circ$

Sustituyendo valores y pasando a valores infinitesimales:

$$P = \mu \cdot \frac{\partial U}{\partial z} \cdot V \cdot \frac{\partial U}{\partial z}$$

$$\frac{P}{V} = \mu \cdot \left(\frac{\partial U}{\partial z} \right)^2$$

$$\frac{\partial U}{\partial z} = \sqrt{\frac{P}{\mu V}}$$

siendo por definición:

$\partial U / \partial z$ = gradiente de velocidad en el punto

Nótese además que:

$\frac{P'}{V'}$ = potencia por unidad de volumen en el punto considerando

2.2.3. Gradiente Medio de Mezcla

Tomando como modelo la expresión del gradiente de velocidad en un punto, Camp y Stein definieron al parámetro denominado Gradiente medio de mezcla G , aplicable a todos los dispositivos donde puede producirse una mezcla en una planta de tratamiento, por la expresión:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}}$$

donde:

V = volumen total de la unidad de mezcla

P = potencia total aplicada en la unidad

μ = coeficiente de viscosidad dinámica a $T^{\circ}\text{C}$, ($\text{N} \cdot \text{s}/\text{m}^2$)

Dimensionando esa ecuación, se tiene que:

$$[P] = \frac{F \cdot L}{T} = \text{potencia}$$

$$V = [\text{L}^3] = \text{volumen}$$

$$[\mu] = \frac{F}{L^2} = \text{viscosidad absoluta o dinámica}$$

por lo que resulta: $[G] = \sqrt{\frac{F \cdot L}{T} \cdot \frac{L^2}{F} \cdot \frac{1}{L^3}} = \sqrt{\frac{1}{T}} = (s^{-1})$

Cabe indicar que este parámetro no tiene significado físico específico. Resulta sin embargo, útil para el diseño y operación de los dispositivos donde puede producirse una mezcla.

2.3. GRADIENTE MEDIO DE MEZCLA PARA DISPOSITIVOS HIDRÁULICOS

Partiendo de la fórmula general se puede determinar G en dispositivos para mezcla hidráulica, expresando la potencia disipada P en función de la pérdida de carga producida en el escurrimiento.

$$P = \gamma \cdot Q \cdot h_f = \rho \cdot g \cdot Q \cdot h_f = \text{potencia disipada (N} \cdot \text{s/m}^2\text{)}$$

En consecuencia:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu \cdot V}} = \sqrt{\frac{\gamma \cdot Q \cdot h_f}{\mu \cdot V}} = \sqrt{\frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot h_f}{\mu \cdot V}}$$

donde:

$\gamma = g \cdot \rho$ = peso específico del agua a la temperatura T °C

ρ = masa específica del agua a la temperatura (Kg/m³)

$g = 9,806 \text{ m/s}^2$ = aceleración de la gravedad

h_f = pérdida de carga total en el tramo L (m) donde se produce el gradiente G, (m)

considerando que:

$$h = j \cdot L \text{ (m)}$$

j = pérdida de carga unitaria = pendiente piezométrica (m/m)

$V = A \cdot L$ = volumen del tramo L (m) donde se produce el gradiente G, (m³)

A = área transversal del volumen V, (m²)

$Q = A \cdot U$ = caudal de escurrimiento por la sección A, (m³/s)

Reemplazando en la expresión anterior puede escribirse:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \cdot \sqrt{\frac{A \cdot U \cdot L \cdot j}{A \cdot L}} = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \cdot \sqrt{U \cdot j}$$

Esta expresión es válida para calcular el gradiente medio de mezcla en todo tipo de dispositivos hidráulicos (mezcladores, canales, conductos y orificios)

Por otra parte siendo $V/Q = t_m$ = tiempo de detención hidráulica,

también puede escribirse:

$$G = \sqrt{\gamma \cdot Q \cdot h_f / \mu \cdot V} = \sqrt{\gamma \cdot h_f / \mu \cdot t_m}$$

2.4. CÁLCULO DEL GRADIENTE EN CANALES, CONDUCTOS Y ORIFICIOS

De acuerdo al numeral 2.3., es:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \cdot \sqrt{U \cdot j} = \text{gradiente de velocidad en canales, conductos y orificios}$$

Aplicando la fórmula de Manning para canales:

$$j = \left(\frac{n \cdot U}{R^{2/3}} \right)^2 = \text{pendiente piezométrica} = \text{pérdida de carga unitaria (m/m)}$$

Reemplazando:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \cdot \sqrt{\frac{U^3 \cdot n^2}{R^{4/3}}} = n \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \cdot R^{-(2/3)} \cdot U^{3/2} = \text{gradiente medio de mezcla en canales, conductos y orificios, donde:}$$

$R = b \cdot h / (2b + h)$ = radio hidráulico en canales de ancho b (m) y altura líquida h (m)

$R = D/4$ = radio hidráulico en conductos circulares a presión de diámetro D (m)

También se puede aplicar la fórmula de Forcheimer, quedando:

$$G = n \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \cdot R^{-0,7} \cdot U^{3/2} \text{ (fórmula más utilizada)}$$

En consecuencia para dos canales de la misma sección A (m²) y mismo material (o sea de igual coeficiente de rugosidad), a mayor radio hidráulico R (m), menor gradiente (s⁻¹) y viceversa.

Para dos canales, conductos u orificios donde escurre el mismo caudal Q (m^3/s), de igual sección A (m^2) (o sea de igual velocidad $U = Q/A$ (m/s)) y del mismo material (o sea de igual n), se tiene:

$$G = K/R^{0,7} = \text{gradiente medio de mezcla (s}^{-1}\text{)}, \text{ para } K = \text{cte} = n \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \cdot U^{3/2}$$

O sea que para mayor radio hidráulico, menor es el gradiente medio de mezcla G y viceversa.

Así se tiene que para $m = h/b$ mayor, es menor el gradiente y viceversa, por canales donde b = ancho (m) y h = altura líquida (m) del canal. Lo mismo ocurre con conductos u orificios a presión (sección llena), donde a mayor diámetro D (m), menor es el gradiente y viceversa.

2.5. CÁLCULO DEL GRADIENTE EN MEDIDORES PARSHALL UTILIZADOS COMO MEZCLADOR RÁPIDO

Se puede usar la expresión

$$G = \sqrt{\gamma h_f / \mu t_m}$$

donde, en este caso:

γ = peso específico del agua (N/m^3 o Kgf / m^3)

Q = caudal a tratar (m^3)

h_f = pérdida de carga en el resalto (m)

t_m = tiempo de la mezcla en el sector divergente (s)

μ = viscosidad dinámica del líquido ($N \cdot s/m^2$ o $Kg f \cdot s/m^2$)

Marcos Rocha Viama en “Hidráulica Aplicada as Estações de Tratamento de Água” – Artes Ltd. Bello Horizonte – Brasil, indica la siguiente fórmula empírica válida para medidores Parshall con $W \geq 0,30$ m = módulo del medidor:

$$G = 1.000 Q^{0,70} / W^{1,2} = \text{gradiente medio de mezcla (s}^{-1}\text{)}$$

Ejemplo 7

Para $Q = 100$ L/s = $0,100$ m^3/s , $W = 9'' = 0,339$, es:

$$G = 1.000 \cdot 0,100^{0,70} / 0,339^{1,2} = 730,7 \text{ s}^{-1}$$

2.6. CÁLCULO DEL GRADIENTE EN VERTEDEROS UTILIZADOS COMO MEZCLADOR RÁPIDO

Se utiliza una canaleta perforada, colocada transversalmente al flujo para que la solución de coagulante se distribuya uniformemente en toda la longitud de la caída del agua.

$$G = \sqrt{\gamma \cdot Q \cdot h_f / \mu \cdot V}$$

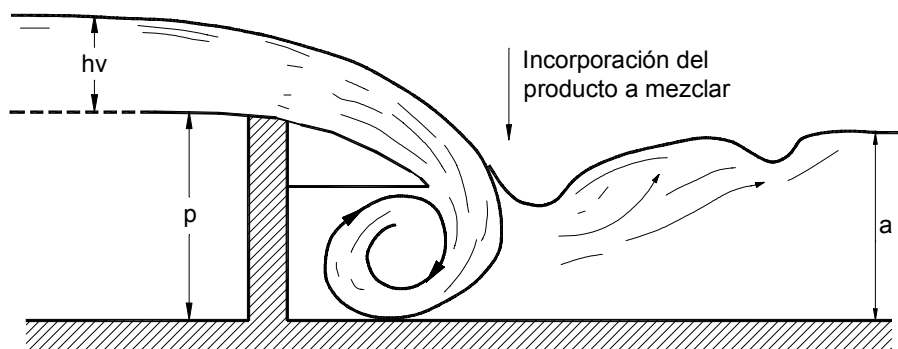


Figura 9. Corte de un vertedero ubicado en un canal de ancho b (m), utilizado como mezclador

Se tiene que:

$V = a \cdot l \cdot b$ = volumen líquido (m^3), siendo:

a = altura líquida de la cámara de mezcla (m)

b = ancho líquido de la cámara de mezcla = ancho del canal (m)

l = longitud líquida de la cámara de mezcla (m)

h_v = altura líquida sobre el vertedero, función del caudal Q , (m)

Q = caudal de pasaje por el vertedero (m^3/s)

μ = viscosidad dinámica del agua a $T = ^\circ C$. temperatura ($N \cdot s / m^2$)

γ = peso específico del agua (N / m^3)

$h_f = h_v + p - a$ = pérdida de carga en la caída (m), para

p = altura del vertedero respecto a la solera del canal de acceso (m).

Ejemplo 8

Datos

Vertedero rectangular de longitud del umbral $l_v = 0,20 \text{ m}$

Caudal de pasaje: $Q = 0,012 \text{ m}^3/\text{s}$

Dimensiones de la cámara receptora del salto:

- $l = 0,60 \text{ m}$, $b = 0,20 \text{ m}$, $a = 0,15 \text{ m}$ y $V = l \cdot b \cdot a = 0,018 \text{ m}^3$
- $p = 0,25 \text{ m}$ = altura del umbral del vertedero
- $T = 15^\circ\text{C}$ = temperatura media del agua

Solución

$\mu = 1,139 \cdot 10^{-3} \text{ N} \cdot \text{s}/\text{m}^2$ = viscosidad dinámica

$\gamma = 9788 \text{ N} / \text{m}^3$ = peso específico

$h_v = [Q / 1,837 l_v]^{2/3} = 0,102 \text{ m}$ = tirante líquido sobre el vertedero

$h_f = h_v + p - a = 0,202 \text{ m}$ = pérdida de carga en el salto

$G = [(\gamma \cdot Q \cdot h_f) / (\mu \cdot V)]^{1/2} =$

$G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \cdot \sqrt{\frac{Q \cdot h_f}{V}} = \sqrt{\frac{9798}{1,139 \cdot 10^{-3}}} \cdot \sqrt{\frac{0,012 \cdot 0,202}{0,018}} = 2933 \cdot 0,367 = 1076 \text{ s}^{-1} =$
gradiente aceptable para la mezcla rápida

2.7. CÁLCULO DEL GRADIENTE EN UNA MALLA DE HILOS REDONDOS COMO MEZCLADOR

Corresponde a una malla o tamiz en donde se entrecruzan perfiles de sección circular o hilos, preferentemente de material inatacable como es el acero inoxidable o el plástico.

Cuando el agua de un conducto con velocidad U (m/s) escurre a través de una malla interpuesta perpendicularmente en toda su sección mojada, el radio hidráulico R (m) es menor que el correspondiente al flujo aguas arriba, o sea que también lo es el número de Reynolds N_R (función de R) y el flujo tiende a ser laminar. En el pasaje por las mallas se crea una turbulencia localizada.

Esa situación se produce al reducirse el área mojada y aumentarse el perímetro mojado de la sección de escurrimiento.

Su aplicación es aconsejada para mejorar la mezcla de los coagulantes como son las sales de aluminio y de hierro del resalto hidráulico en canales o de inyectores cerrados.

También pueden ser usadas como dispositivos de floculación (mejorando el proceso al disminuir el tiempo de permanencia hidráulica). Para ello la velocidad de escurrimiento debe ser superior a 0,10 m/s.

Estas mallas, en serie, se intercalan en los canales que conducen el agua coagulada a los floculadores o directamente a los filtros en filtración directa

Este dispositivo fue propuesto primeramente por Riddick y posteriormente por Snel y Arboleda.

La turbulencia resultante en el pasaje del flujo por la malla es la responsable de la floculación, al producirse una pérdida de carga h_f .

El cálculo del gradiente puede realizarse mediante la expresión:

$$G = \sqrt{P / \mu \cdot V} = \sqrt{(\gamma / \mu) \cdot (Q / V) \cdot h_f} = \text{gradiente medio de mezcla (s}^{-1}\text{)} \text{ (de Camp y Stein),}$$

donde:

$$h_f = K \cdot U^2 / 2g = \text{pérdida de carga en el pasaje del caudal } Q \text{ (m}^3\text{/s) por la malla}$$

K = coeficiente de pérdida de carga, función del número de Reynolds $N_R = U \cdot D / \gamma$ (D = diámetro equivalente de la malla).

En el caso de las mallas de elevada porosidad y $N_R > 500$, es:

$$K = 0,55 (1 - p_o^2) / p_o^2$$

(Ver punto 8.10.5.3 de la “Hidráulica Aplicable en Estaciones de Tratamiento de Agua” de Marcos Rocha Vianna – Imprematur, Artes Ltda. – Belo Horizonte – Brasil – 1997).

$$p_o = (1 - n_a \cdot d_a)^2 = [1 - (1/e_a) \cdot d_a]^2 = \text{porosidad de la malla}$$

para:

$n_a = 1/e_a$ = número de alambres, hilos o hierros redondos, por metro de malla

d_a = diámetro de cada alambre, hilo o hierro redondo

e_a = separación entre ejes de los alambres

$V = A \cdot L = A \cdot (4 e_a)$ = volumen aguas abajo de la malla de área A , donde se produce la pérdida de carga h_f en una longitud $L = 4 e_a$

Reemplazando valores se tiene:

$$G = \sqrt{\gamma / \mu} \cdot \sqrt{\left(\frac{Q}{A}\right)^3 \left(\frac{0,55}{2g \cdot 4e_a}\right) (1 - p_o^2) / p_o^2} = \sqrt{(\gamma / \mu)} \sqrt{\frac{0,55}{8g \cdot e_a} \left(\frac{1 - p_o^2}{p_o^2}\right)} \cdot U^3$$

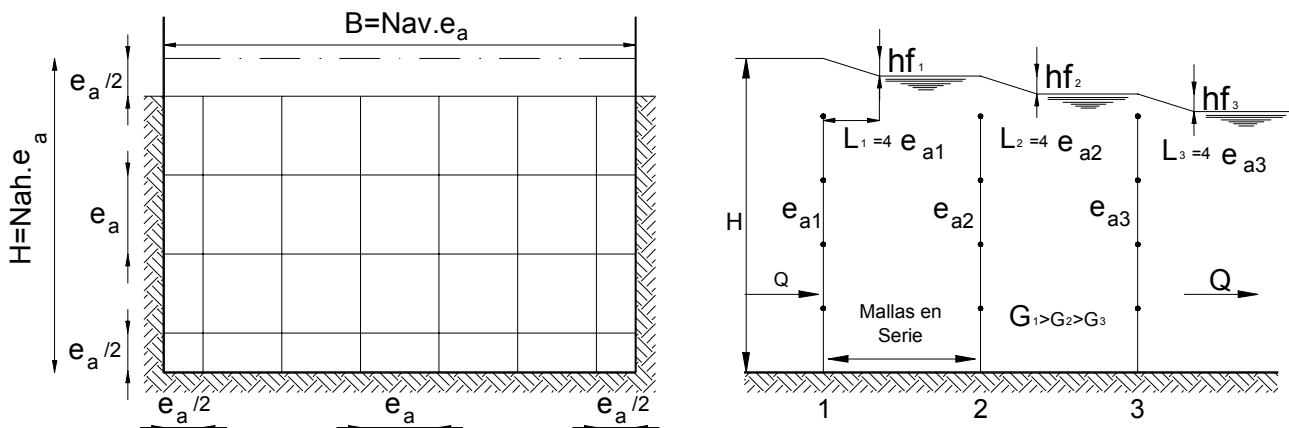


Figura 10. Empleo de mallas para obtener gradientes de velocidad

Ejemplo 9

Cálculo del gradiente medio de mezcla producido en el escurrimiento a través de una malla constituida por alambres de acero inoxidable, a ser instalada en un canal de sección rectangular y ubicada entre un medidor Parshall y los floculadores (para promover una mezcla rápida con un gradiente de velocidad cercano a 790 s^{-1}).

Datos

$Q = 0,600 \text{ m}^3/\text{s}$ = caudal del escurrimiento

$U = 1,00 \text{ m/s}$ = velocidad de aproximación a la malla

$N_{ah} = 10$ = número de alambres horizontales, adoptado para la malla

$N_{av} = 20$ = número de alambres verticales, adoptado para la malla

$H = 0,60 \text{ m}$ = tirante líquido en el canal aguas arriba de la malla

$d_{an} = d_{av} = \frac{1}{4}'' = 6 \text{ mm} = 0,006 \text{ m}$ = espesor de cada alambre de la malla

Solución

$A = Q/U = 0,600 / 1,00 = 0,60 \text{ m}^2$ = área mojada del canal, aguas arriba de la malla

$B = A/H = 0,60 / 0,60 = 1,00 \text{ m}$ = ancho constante del canal

$e_{ah} = \frac{H}{N_{ah}} = \frac{0,60}{10} = 0,06 \text{ m}$ = espacio entre alambres horizontales

$$e_{av} = \frac{B}{N_{av}} = \frac{1,00}{20} = 0,05 \text{ m} = \text{espacio entre alambres verticales}$$

$$n_{ah} = 1/e_{ah} = 1 / 0,06 = 16,67 = \text{número de alambres horizontales por metro de malla}$$

$$n_{av} = 1/e_{av} = 1 / 0,05 = 20 = \text{número de alambres verticales por metro de malla}$$

la porosidad de una malla no cuadrada está dada por:

$$p_o = (1 - n_{ah} \cdot d_{ah}) (1 - n_{av} \cdot d_{av})$$

$$p_o = (1 - 16,67 \cdot 0,006) (1 - 20 \cdot 0,006) = 0,8999 \cdot 0,88 = 0,7919$$

entonces:

$$h_f = 0,55 \left(1 - p_o^2 / p_o^2 \right) \frac{U^2}{2g} = 0,55 \left(\frac{1 - 0,7919^2}{0,7919^2} \right) \cdot \frac{1,00^2}{19,62} = 0,0167 \text{ m} = \text{pérdida de carga en el flujo a través de la malla}$$

La pérdida de carga en las mallas es muy pequeña y depende del número de Reynolds.

La porosidad es generalmente elevada $p_o \geq 0,7$

Para $T = 20^\circ\text{C}$ es:

$$\gamma = 9798 \text{ N/m}^3$$

$$\mu = 1,14 \cdot 10^{-3} \text{ N s/m}^2$$

$$\text{por lo tanto } \sqrt{\gamma / \mu} = 2931,7$$

El volumen en el cual se produce la pérdida de carga es:

$$V = A \cdot L = A \cdot (4e)$$

siendo:

$$e = \text{separación entre ejes de alambres: } \frac{0,06 + 0,05}{2} = 0,055 \text{ m}$$

$$V = 0,60 \text{ m}^2 \cdot 4 \cdot 0,055 \text{ m} = 0,132 \text{ m}^3$$

por lo tanto:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \cdot \sqrt{\frac{Q}{V}} \cdot h_f = 2931,7 \cdot \sqrt{\frac{0,6}{0,132}} \cdot 0,0167 = 807 s^{-1}$$

y aplicando la expresión

$$G = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \cdot \sqrt{\frac{0,55}{8g \cdot e_a} \cdot \left(\frac{1 - p_o^2}{p_o^2} \right)} \cdot U^3 =$$

$$= 2931,7 \cdot \sqrt{\frac{0,55}{8 \cdot 9,81 \cdot 0,005} \cdot \left(\frac{1 - 0,7919^2}{0,7919^2} \right)} \cdot 1,00^3 = 807 s^{-1}$$

valor aproximado al óptimo determinado en ensayos de laboratorio o sea que es aceptable el dimensionamiento de la malla.

2.8. CÁLCULO DEL GRADIENTE EN MEZCLADORES MECÁNICOS

Corresponden a rotores de paletas adosadas a un eje accionado por un motor eléctrico. Estos equipos se aplican tanto para mezcla rápida como en floculadores mecánicos.

Especialmente para mezcla rápida, son adecuados los tanques de base cuadrada con rotores tipo turbina de flujo radial.

De acuerdo a lo especificado por A.C. Parlato en "Técnica de Abastecimiento e Tratamiento de Água" de la CETESB – São Paulo, 1977, se tiene que:

$p = n^3 \cdot D^5 / 423$ = potencia útil suministrada en el eje (N . m/s ó Kgf . m/s), donde:

h = velocidad periférica de las paletas (r.p.m.)

D = diámetro giro de las paletas correspondiente tipo turbina (m)

En consecuencia

$$G = \sqrt{\frac{n^3 \cdot D^5}{423 \mu \cdot V}} = 4,86 \cdot 10^{-3} \cdot \sqrt{\frac{n^3 \cdot D^5}{\mu \cdot V}}, \text{ donde:}$$

V = volumen de la cámara de mezcla

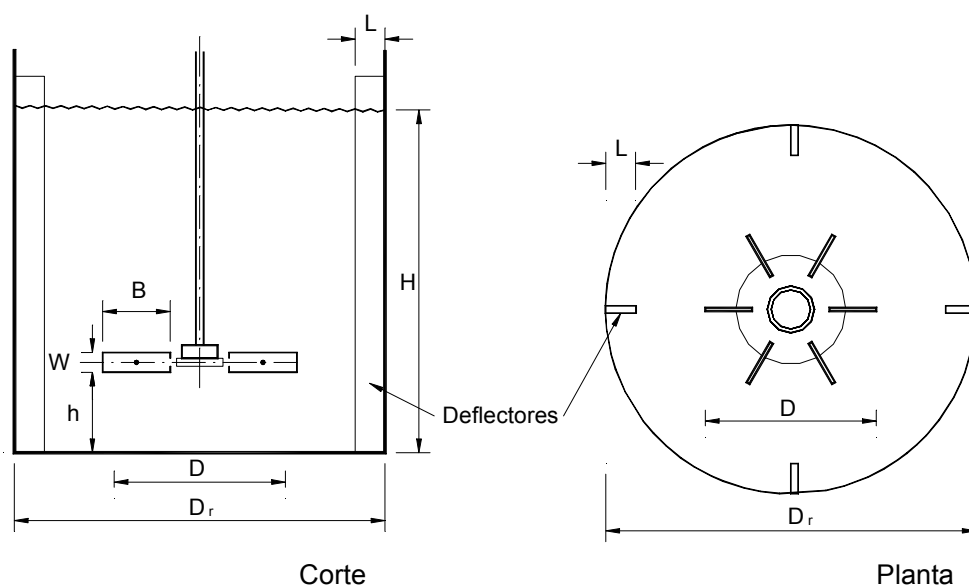


Figura 11. Turbinas estudiadas por Parlatore

3. PERFIL HIDRÁULICO DE PLANTAS DE TRATAMIENTO

3.1. INTRODUCCIÓN

Es común observar en la operación de plantas de potabilización alguna de las siguientes situaciones:

- Desbordes en algunas estructuras en correspondencia con los caudales pico, para los cuales fue diseñada la instalación.
- Grandes revanchas o distancias entre las cotas del coronamiento y el nivel líquido operativo de esas estructuras, con el consiguiente incremento de costos constructivos y en menor grado operativos.
- Permanencias hidráulicas no acordes con las requeridas en los procesos diseñados en las instalaciones de la planta.
- Represamientos o remansos con los consiguientes problemas que pueden afectar a las instalaciones aguas arriba del mismo, como son embanques depósitos, aumento indeseable de la permanencia hidráulica, desbordes etc.
- En el escurrimiento del líquido en sectores críticos como son los saltos y resaltos producidos en vertederos de caída libre, estrechamientos de la sección de pasaje, cambio de las pendientes de los conductos, etc. Ese cambio brusco del régimen hidráulico puede ocasionar la rotura de los flóculos formados o no suministrar el gradiente hidráulico requerido en la mezcla rápida y lenta (proceso de coagulación, floculación e inyección de productos químicos).
- Mal diseño de los conductos a presión o a gravedad, ya sea por ser insuficiente su sección o demasiado grande para los caudales de pasaje.
- Mala distribución y recolección de caudales a cada unidad componente de la planta de tratamiento.

Por esos motivos es fundamental en una planta de tratamiento el diseño hidráulico correcto de las estructuras donde fluye el líquido a tratar, como también esencialmente el cálculo correcto del perfil hidráulico.

3.2. DEFINICIÓN

Se denomina perfil hidráulico de una planta de tratamiento al nivel de líquido superficial o nivel piezométrico del recorrido del flujo en cada una de las estructuras en donde se desarrolla un proceso u operación unitaria.

El punto de inicio es generalmente la cámara de carga general que recibe el caudal a tratar desde la fuente (ya sea impulsada o aprovechando el desnivel del terreno) y el final que es normalmente la o las reservas de agua tratada

3.3. CÁLCULO DEL PERFIL HIDRÁULICO

El perfil hidráulico debe determinarse en la memoria técnica y de cálculo del sistema y ser graficado en un plano especial del proyecto de la planta de potabilización:

Para ello se requiere utilizar las fórmulas y expresiones de la hidráulica que permiten determinar las pérdidas de carga en conductos abiertos y cerrados y en las singularidades que encuentra el flujo a través de las distintas instalaciones.

Entre las pérdidas de carga continuas o distribuidas en conductos, se tienen las producidas por fricción que se calculan con fórmulas empíricas de uso universal como son: (Willians- Hazen, Chezy, Manning, etc.).

Entre las localizadas se encuentran las que se producen en compuertas, válvulas, cambios de sección o dirección, vertederos, resaltos, dispositivos de distribución y recolección uniforme de caudales, lechos de material filtrante (arena, antracita y grava, etc.).

En el Anexo II - Temas de Hidráulica se desarrollan los modelos y fórmulas mencionadas anteriormente.

Para el diseño de tanques con permanencias hidráulicas altas (mayor a 1 día) se aplica el caudal medio diario Q_C . Para menor permanencia (menor a 1 día) se proyecta con el caudal máximo diario Q_D . Para conductos y canales con el caudal máximo diario Q_D o máximo horario Q_E según corresponda.

Sin embargo es de destacar que para evitar los inconvenientes mencionados en el punto 3.1 los cálculos deben efectuarse en forma cuidadosa evaluando correctamente las expresiones y coeficientes a utilizar.

El desarrollo del perfil hidráulico generalmente está condicionado a la topografía del terreno donde se construirá la planta, debiendo preverse, por razones económicas, el menor movimiento de suelo posible.

En caso de áreas planas, el cálculo de las pérdidas de carga adquiere mayor importancia pues las mismas implican mayores costos de bombeo y eventualmente la necesidad de terraplenes o desmontes.

Lo habitual en plantas convencionales con filtros rápidos y procesos previos de coagulación – floculación – sedimentación, es que la pérdida de carga total sea del orden de los 6 m.

Cuando el terreno presenta desniveles lo correcto es ubicar las distintas unidades de forma tal que se logre simultáneamente el menor movimiento de suelos y de costos de las estructuras, aunque para ello sea necesario efectuar saltos en el perfil hidráulico para adecuar la ubicación de las instalaciones a las cotas del terreno natural.

Será necesario verificar, acompañando cuando sea necesario la correspondiente justificación, que dichos saltos no produzcan roturas de flocs u otras inconvenientes en el desarrollo del proceso de potabilización.

3.4. PRESENTACIÓN DEL PERFIL HIDRÁULICO

Se acompañan las planillas de cálculo y esquemas gráficos de unos perfiles hidráulicos típicos.

Item	Sectores de la Planta de Tratamiento	Perdida de Carga* en [m]	Sumatoria de Pérdida de carga en [m]	Nivel
	<p><i>Parámetros Básicos de Diseño</i></p> <p>Q = caudal de diseño = capacidad instalada total de producción: 28.512 m³/d 0,330 m³/s</p> <p>N_e = número de etapas o módulos 2</p> <p>T = temperatura de diseño 15 °C</p> <p>N_o = nivel líquido inicial (cámara amortiguadora de energía)</p>			102,45
1	<p><i>Cámara Amortiguadora de Energía</i></p> <p>$V = L \cdot B \cdot H$ = volumen líquido 63,00 m³</p> <p>L = longitud: 7,00 m</p> <p>B = ancho: 3,00 m</p> <p>H = altura líquida 3,00 m</p> <p>h = desnivel entre nivel del vertedero de salida y el eje del conducto de ingreso 1,00 m</p> <p>$Z = 748.500 h \left[Q \cdot h^{1/2} / (g^{1/2} \cdot V) \right]^{2,47577} =$ = oscilación vertical: (aceptable) 0,10 m</p> <p>$h_v = (Q / 1,705 B)^{2/3}$ = tirante sobre el umbral del vertedero de salida a cámara de carga</p> <p>N_v = nivel del vertedero de salida</p>	0,161	0,161	102,289
2	<p><i>Cámara de Carga General de la Planta de Tratamiento</i></p> <p>H = altura líquida 2,64 m</p> <p>B = ancho 3,00 m</p> <p>L = longitud 1,20 m</p> <p>$V = L \cdot B \cdot H$ = volumen líquido 9,504 m³</p> <p>$t = V/Q$ = periodo de permanencia hidráulica 28,5 s</p> <p>Δh = caída libre desde el vertedero que recibe el caudal $Q = 0,330$ m³/s</p> <p>$N_{cc} = N_v - \Delta h$ = nivel líquido</p>	0,127	0,288	102,162

* Para el cálculo de las pérdidas de carga se ha utilizado las fórmulas y coeficientes que se indican en cada determinación. Para casos no contemplados en este ejemplo, se debe recurrir a expresiones que se encuentran en numerosos manuales de hidráulica. Consultar asimismo el Anexo II – Temas de Hidráulica de las presentes Fundamentaciones.

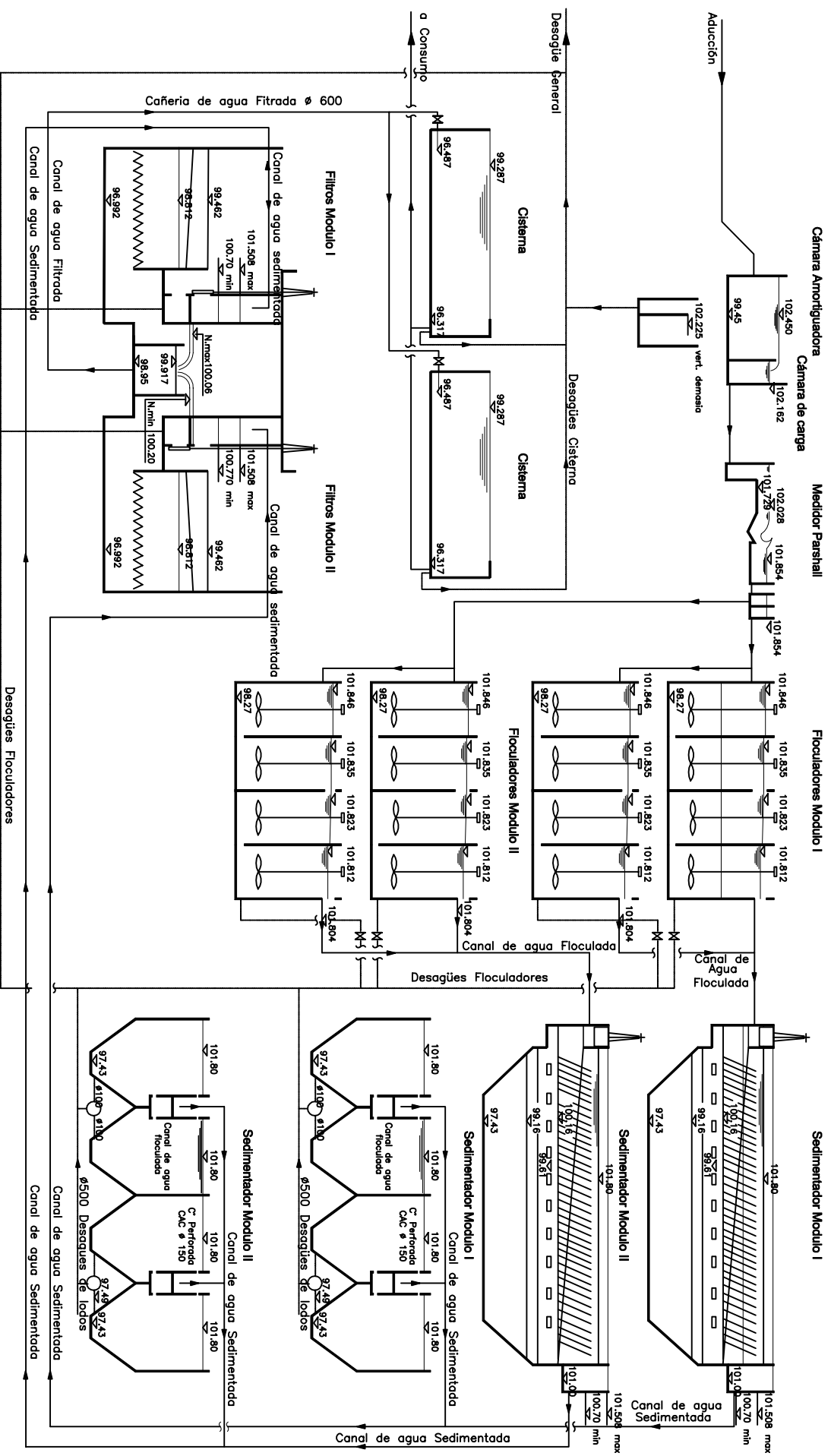
3	<p>Cañería de Ingreso al Medidor Parshall</p> <p>D = diámetro nominal de caño PRFV 0,600 m L = longitud del tramo 16,00 $J_f = L (10,643 Q^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot D^{-4,87})$ = pérdida de carga en el tramo por fricción, para $C = 135$ = coeficiente de Williams – Hazen 0,030 $J_t = K \cdot U^2 / 2g$ = pérdida de carga en una entrada ($K = 0,5$) en una salida ($K_2 = 1,0$), $K = 1,5$ y $U = 4 Q / \pi \cdot D^2 = 1,167$ m/s: 0,104 m $J_T = J_f + J_t$ = pérdida de carga hasta sector de medición del medidor Parshall</p>	0,134	0,422	102,028
4	<p>Medidor Parshall: Mezclador Rápido</p> <p>$N_{cp} = N_{cc} - J_{rr}$ = nivel líquido en el sector de medición (sector convergente horizontal) 102,028 $h_o = 0,608 Q^{0,639}$ = tirante líquido en el sector de medición: 0,299 m $h_f = (h_2 - h_1)^3 / (4 h_1 \cdot h_2)$ = pérdida de carga en el resalto de $h_1 = 0,099$ m y $h_2 = 0,381$ m $N_{cc}^1 = N_{cc} - h$ = nivel líquido en la salida del medidor 101,879</p>	0,149	0,571	
5	<p>Canal de Acceso a Floculadores</p> <p>L = lado del orificio de ingreso 0,60 m $U = (Q/2) / L^2$ = velocidad de pasaje 0,458 m/s $C_d = 0,61 (1 + 0,15 \cdot 2L/4L)$ = coeficiente de desgaste (2L suprimidos) 0,656 $J_1 = (U_1 / C_d)^2 / 2g$ = pérdida de carga en el pasaje, para $Q/2 = 0,165$ m³/s $N_{cc}^1 - J_1$ = nivel líquido en el canal</p>	0,025	0,596	101,854
6	<p>Floculadores</p> <p>B_1 = ancho del orificio de ingreso a la cámara 1: 0,37 m H_1 = altura líquida: 0,80 m $U_1 = (Q/4) / (B \cdot H)$ = a velocidad de pasaje para ($Q/4$) = caudal de pasaje = 0,0825 m³/s: 0,279 m/s $C_{d1} = 0,61 [1 + 0,15 (2H + B) / (2H + 2B)]$ = coeficiente de descarga para 2H y B suprimidos : 0,687 $J_1 = (U_1 / C_d)^2 / 2g$ = pérdida de carga en el pasaje 0,008 $N_{f1} = N_{cc} - J_1$ = nivel líquido en cámara 1: 0,604 L_2 = lado de cada orificio de pasaje ubicados sumergidos en muros divisorios 1-2 y 3-4: 0,52 m $U_2 = (Q/4) / L_2^2$ = velocidad de pasaje 0,305 m/s $C_{d2} = 0,61 [1 + 0,15 (2L + 4L)]$ = coeficiente de descarga para 2L suprimidos: 0,656 $J_2 = 2 (U_2 / C_{d2})^2 / 2g$ = pérdida de carga en el pasaje por 2 orificios 0,022 $B_3 = H_3$ = ancho = altura líquida del orificio superficial de pasaje, ubicada en el muro 2 – 3: 0,52 m $U_3 = (Q / 4) / (B \cdot H)$ = velocidad de pasaje: 0,305 m/s $C_{d3} = 0,61 [1 + 0,15 H / (2H + 2B)]$ = coeficiente de descarga 0,621</p>		0,626	101,846

11	Niveles Operativos en el Canal Colector y de Acceso a las Baterías Durante las Carreras			
	a) Lavado de los filtros con la velocidad máxima de diseño			
	$U_L \text{ máx} = \text{velocidad máxima admitida} = 1,00 \text{ m/min}$ 1,67 cm/s			
	$Q_L = Q / 2 = \text{caudal de lavado de cada unidad:}$ 0,165 m ³ /s			
	$N_L \text{ máx} = N_0 = \text{nivel máximo en un filtro mientras se lava el más sucio}$			101,508
	$h_L = N_L - N_2 = \text{aumento del nivel líquido durante el lavado del filtro más sucio de la batería de la Memoria Técnica}$	0,143	1,085	
	$N_2 = N_L - h_L = \text{nivel máximo en el filtro cuando termina la carrera de la batería, cuando comienza el lavado de la unidad más sucia}$			101,365
	$h_0 = N_2 - N_1 = \text{aumento del nivel líquido entre lavados sucesivos de los filtros de la batería (de Memoria Técnica)}$	0,189	1,274	
	$N_1 = N_2 - h_0 = \text{nivel mínimo en un filtro cuando se comienza la carrera del filtro recién limpiado de la batería (de Memoria Técnica)}$			101,176
	$H_d = \text{pérdida de carga de diseño de la batería (de la Memoria Técnica) puede variar entre 0,5 y 1,50 m}$	0,739		
	$N_L = N_2 - H_d = N_1 + h_0 - H_d = \text{nivel líquido constante para el caudal filtrado, } Q/2 \text{ en el canal común de agua filtrada de la batería}$	0,55	1,824	100,626
	$h_v = [(Q/2) / (1,838 L_v)] = \text{tirante líquido sobre la cresta del vertedero general de descarga del caudal } Q/2 \text{ filtrado de la batería, de longitud } L_v = 1,50 \text{ m, dividido en tres tramos iguales de } 0,50 \text{ m}$	0,153	1,977	
	$N_v = N_L - h_v = \text{nivel de vertedero que se mantiene Constante para } Q/2 \text{ y } D_L \text{ máx}$			100,473
	b) Lavado de los filtros con la velocidad mínima de diseño			
	$U_L \text{ mín} = \text{velocidad mínima admitida} = 0,55 \text{ m/min:}$ 0,917 cm/s			
	$Q_L = Q / 2 = \text{caudal de lavado de cada unidad:}$ 0,165 m ³ /s			
	$\Delta L = H_L \text{ máx} - H_L \text{ mín} = \text{diferencia de cargas hidráulicas desde el nivel del umbral del vertedero general y el correspondiente a los a los bordes de las canaletas de lavado, siendo } H_L \text{ máx} = 1,011 \text{ m y } H_L \text{ mín} = 0,605 \text{ m (de Memoria de Cálculo):}$ 0,406 m			
	$N_L \text{ mín} = N_L \text{ máx} - \Delta L = N_0 - \Delta L = \text{nivel de lavado mínimo para } N_0 = 101,508$			101,102
	$N_2^1 = N_2 - \Delta L = \text{nivel máximo durante las carreras de un ciclo de 6 carreras, siendo } N_2 = 101,365:$			100,959
	$N_1^1 = N_1 - \Delta L = \text{nivel mínimo durante las carreras de un ciclo de 6 carreras, siendo } N_1 = 101,176:$			100,770
	$N_v^1 = N_v - \Delta L = \text{nivel mínimo del umbral del vertedero general, siendo } N_v = 100,473$			100,617
	c) Canaletas de lavado			
	$N_{CL} = N_v - H_L \text{ máx} = N_v^1 - H_L \text{ mín} = \text{nivel del borde de las canaletas de lavado}$			99,462

12	<p><i>Cámara Colector General de Todo el Sistema</i></p> <p>Q = caudal total de ambas etapas 0,330 m³/s</p> <p>Δh_{min} = caída mínima que ocurre cuando el nivel del vertedero general está en el punto más bajo, debido al requerimiento de la velocidad máxima del lavado $U_{L\text{ máx}} = 1,00$ m/mín</p> <p>$\Delta h_{máx} = \Delta h_{min} + \Delta L$ = caída máxima a que se tiene cuando el vertedero general está en el punto más alto debido a la velocidad mínima de lavado $U_{min} = 0,55$ m/mín</p> <p>$N = N_V^1 - \Delta h_{min} = N_V - \Delta h_{máx}$ = nivel líquido constante en la cámara colectora general de ambas etapas</p>	0,150			
		0,556	2,533		99,917
13	<p><i>Conducto de Agua Filtrada a Reservas</i></p> <p>D = diámetro interior del caño PRFV : 0,600 m</p> <p>Q = caudal de escurrimiento 0,330 m³/s</p> <p>C = coeficiente de Williams Hazen para caños de PRFV 133</p> <p>$f = 10,643 \cdot Q^{1,85} \cdot C^{-1,85} \cdot D^{-4,87}$ = pérdida de carga unitaria = pérdida piezométrica 1,8863 · 10⁻³</p> <p>L = longitud del tramo hasta reserva más alejada 184,00 m</p> <p>$J_f = f \cdot L$ = pérdida de carga por fricción 0,347 m</p> <p>$K = 0,5 + 1,0 + 4 \cdot 0,50 + 0,20$ = sumatoria de coeficiente de pérdida de carga en 1 entrada, 1 salida, 4 curvas de 90° y $k = 3,70$. Se adoptó 4,0</p> <p>$U = 4Q / (\pi \cdot D^2)$ velocidad de pasaje: 1,167 m/s</p> <p>$J_K = K \cdot U^2 / 2g$ = pérdida de carga por singularidades 0,278 m</p> <p>$J = J_f + J_K$ = pérdida de carga total en el tramo: 0,625 m. se adopta</p> <p>N_R = nivel líquido en reserva</p>				
		0,630	3,163		99,287

Tabla 4 Planilla de un perfil hidráulico

Perfil Hidráulico: $Q_0=Q_T=330$ L/S



NOTAS:



PODER EJECUTIVO NACIONAL
SECRETARIA DE RECURSOS NATURALES Y DESARROLLO SUSTENTABLE
ENTE NACIONAL DE OBRAS HIDRICAS DE SANEAMIENTO

TITULO:

PERFIL HIDRAULICO TIPICO

Diagrama General de los procesos.

REF.	
DOCUMENTO N°	
TOMO N°	
TÍTULO	
 DIEI INGENIERIA SRL	
PERFIL HIDRAULICO TÍPICO Diagrama General de los procesos.	
MODA	
Fecha	
Diseño	
Ing.Prov.	
Escuela	2 de 2
Ing.Prov.	2 de 2

4. BOMBAS DOSADORAS

4.1. INTRODUCCIÓN

Si en una máquina hidráulica genérica se aplica el teorema de Bernoulli entre la entrada (e) y la salida (s) se puede escribir:

$$H_m = (z_s - z_e) + \left(\frac{p_s - p_e}{\gamma} \right) + \left(\frac{U_s^2 - U_e^2}{2g} \right)$$

donde:

H_m : energía por unidad de peso que comunica la máquina hidráulica al sistema o altura manométrica.

z : energía de posición por unidad de peso.

p : energía de presión por unidad de peso.

$\frac{U^2}{2g}$: energía cinética por unidad de peso.

γ : peso específico del líquido.

g : aceleración de la gravedad.

Aquellas máquinas en que el término de energía de presión es preponderante frente a los de energía de posición y energía cinética se denominan máquinas hidráulicas de presión.

Entre las bombas de presión se encuentra el grupo de las máquinas hidráulicas volumétricas.

Estas máquinas son las que permiten lograr un aumento de presión en el conducto en el cual están ubicadas mediante el desplazamiento de un órgano móvil que provoca a su vez en cada recorrido el desplazamiento de un volumen de agua fijo.

El órgano encargado de transmitir la energía al líquido puede moverse en sentido rotativo (máquinas rotoestáticas) o en sentido alternativo (máquinas alternativas) que es el que utilizan los equipos dosadores.

Las bombas dosadoras son máquinas hidráulicas volumétricas – alternativas en los que se aprovecha el desplazamiento del volumen fijo para la dosificación de productos.

4.2. PRINCIPIOS DE DESPLAZAMIENTO POSITIVO

Supóngase que el interior de un cilindro (ver **Figura 12**) en el que se mueve un émbolo con una cierta velocidad hay un líquido a una determinada presión.

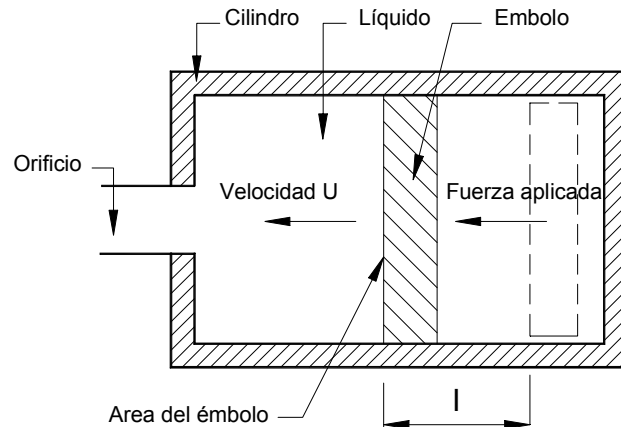


Figura 12. Esquema del principio de desplazamiento positivo

Supóngase además que tanto el émbolo como el cilindro son rígidos e indeformables y el líquido es incompresible.

El movimiento del émbolo se debe a la fuerza aplicada y desplaza el líquido a través del orificio indicado. Si el émbolo recorre un espacio “l” hacia la izquierda, el volumen del líquido se reducirá en un valor igual al área de la sección transversal del émbolo multiplicada por el espacio “l” recorrido.

Como se ha supuesto un fluido incompresible el volumen que sale por el orificio también será el indicado.

El tiempo empleado en recorrer el espacio “l” será:

$$t = l / U$$

donde:

t : tiempo

l : espacio recorrido

U : velocidad

El caudal o volumen desplazado en la unidad de tiempo será:

$$Q = \frac{A \cdot l}{t} = A \cdot U \quad (1)$$

donde:

Q : caudal

A : área de la sección transversal del émbolo

Si no hay rozamiento la potencia comunicada es:

$$N = F \cdot U \quad (2)$$

donde:

N : potencia

F : fuerza aplicada

Considerando que:

$$F = p \cdot A$$

donde:

p : presión

de acuerdo a las expresiones (1) y (2) se obtiene:

$$N = p \cdot A \cdot U = Q \cdot p$$

El fundamento con que funcionan estas bombas se denomina “Principio de Desplazamiento Positivo”. El mismo consiste en el movimiento de un fluido causado por la variación del volumen de una cámara.

En la cámara que se produce un aumento de volumen durante la carrera de succión y una disminución durante la carrera de impulsión (Ver **Figura 14**).

En estas bombas la curva característica de la altura manométrica versus el caudal es una línea vertical paralela al eje de las ordenadas, (ver **Figura 13**).

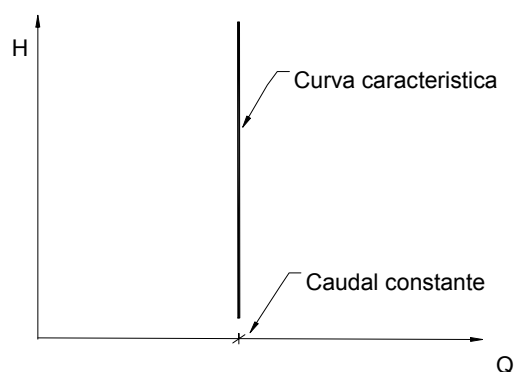


Figura 13. Curva característica de una bomba de desplazamiento positivo

Teóricamente el caudal no depende de la resistencia a fricción en la tubería de impulsión, lo que se refleja en un aumento de la presión que reina en el cilindro, ya que dada una velocidad del émbolo el desplazamiento será el mismo y el caudal también. Si las paredes del émbolo son lo suficientemente robustas y el motor de accionamiento lo necesariamente potente, la bomba suministra toda la presión requerida.

Se hace notar que en las bombas rotodinámicas al variar la presión varía el caudal. En las bombas de presión o volumétricas no, el caudal permanece constante ante las variaciones de la presión.

4.3. CAUDAL TEÓRICO

En la **Figura 14** se observa como se ha indicado un esquema de una bomba volumétrica.

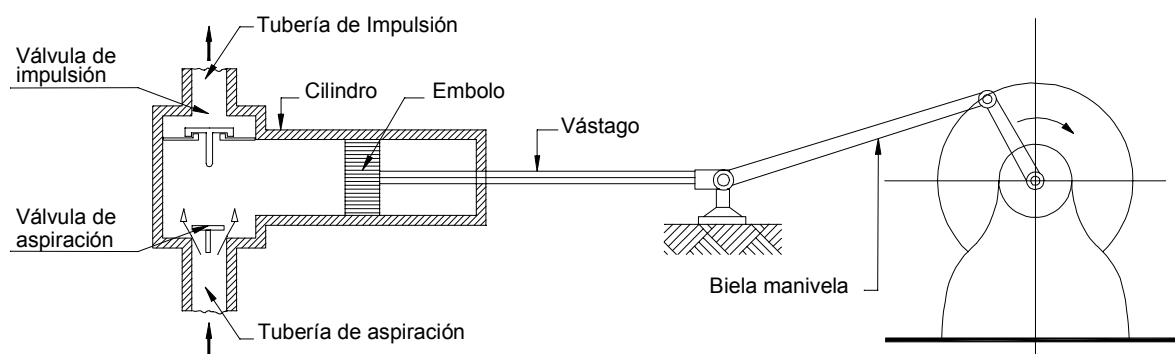


Figura 14. Esquema de bomba de émbolo

El émbolo esquematizado puede corresponder al tipo diafragma o pistón (ver **Figura 16**, **Figura 17** y **Figura 18**). Ambos se utilizan para presiones hasta 20 bar; para presiones mayores se emplean pistones más robustos a los que se los denomina comúnmente émbolos buzo.

El movimiento del motor de accionamiento se transmite por un mecanismo biela – manivela al vástago del émbolo.

La bomba tiene dos válvulas: la de aspiración y la de impulsión.

Al moverse el émbolo hacia la derecha crea un vacío en la cámara y la presión atmosférica en el depósito de aspiración empuja el líquido por la tubería de aspiración al interior de la cámara. Al volver el émbolo hacia la izquierda se cierra la válvula de aspiración, se abre la de impulsión y el líquido es impulsado por la tubería de salida al punto de inyección.

A cada revolución del motor corresponden dos carreras (ida y vuelta) del émbolo pero solo en una se realiza la impulsión, por lo tanto:

$$Q_T = \frac{A \cdot n \cdot S}{60} \quad (3)$$

donde:

Q_T : caudal teórico en m³/s

A : área transversal del émbolo en m²

n : revoluciones por minuto del motor

S : carrera en m

4.4. CAUDAL REAL

El caudal real es menor que el teórico a causa de las fugas debidas al retraso del cierre en las válvulas, a que estas podrían no ser estancas, a las pérdidas exteriores en el prensaestopa por donde el eje atraviesa la carcasa exterior y al caudal de retroceso por el juego del ajuste entre el émbolo y el cilindro dilatado por la presión.

Estas pérdidas se tienen en cuenta en el rendimiento volumétrico que se expresa por el cociente entre el caudal real y el teórico:

$$\eta_v = \frac{Q}{Q_T} \quad (4)$$

donde:

η_v : rendimiento volumétrico

Q : caudal real

El rendimiento volumétrico oscila entre 0,85 a 0,99. Puede decirse que crece en función del diámetro del émbolo y disminuye con el aumento de la viscosidad del fluido que se bombea.

4.5. RENDIMIENTO Y POTENCIA DE ACCIONAMIENTO

En la determinación de la potencia de accionamiento en el eje de una bomba de desplazamiento positivo se deben considerar el rendimiento volumétrico (ver numeral 4., expresión (4)), el rendimiento hidráulico que tiene en cuenta las pérdidas de energía internas en la máquina tanto localizadas como por fricción longitudinal y el rendimiento mecánico que considera la potencia necesaria para el accionamiento de los mecanismos (prensaestopas, cojinetes, biela – manivela, etc.), por lo que el rendimiento total se expresa por:

$$\eta = \eta_v \cdot \eta_H \cdot \eta_M$$

donde:

η : rendimiento total

η_V : rendimiento volumétrico

η_H : rendimiento hidráulico

η_M : rendimiento mecánico

En razón de las dificultades en la determinación de los rendimientos volumétrico, hidráulicos y mecánicos, los fabricantes optan por evaluar el rendimiento total mediante un banco de ensayo, los que para la generalidad de las bombas de desplazamiento positivo oscila entre 0,70 a 0,90.

Por lo tanto la potencia de accionamiento en el eje se expresa en general por:

$$N = \frac{\gamma \cdot Q \cdot H_m}{\eta}$$

P, para las unidades indicadas por:

$$N[HP] = \frac{Q[l/s] \cdot p[kg/cm^2]}{27000 \cdot \eta}$$

4.6. POTENCIA DEL MOTOR DE ACCIONAMIENTO

Para la selección de la potencia del motor se debe incrementar la potencia de accionamiento en el eje de la bomba por el rendimiento total propio del motor y considerar un huelgo por razones de seguridad.

Finalmente su selección corresponderá al valor superior de la serie normatizada de fabricación de motores eléctricos.

4.7. REGULACIÓN DEL CAUDAL

De acuerdo a la indicado en la expresión (3) el caudal es una función del diámetro del émbolo, la carrera del mismo y el número de revoluciones.

Si bien la regulación del caudal puede lograrse modificando el número de revoluciones, no es esta la solución que se adopta normalmente para las bombas volumétricas dado que de hacerlo así no se mantiene la velocidad óptima de diseño del émbolo y se aumentan asimismo las fugas en las válvulas de retención. Lo común es variar mecánicamente la carrera del émbolo.

4.8. CARACTERÍSTICAS DE LAS BOMBAS DOSADORAS

En la **Figura 15** se observa un esquema de instalación de una bomba dosadora.

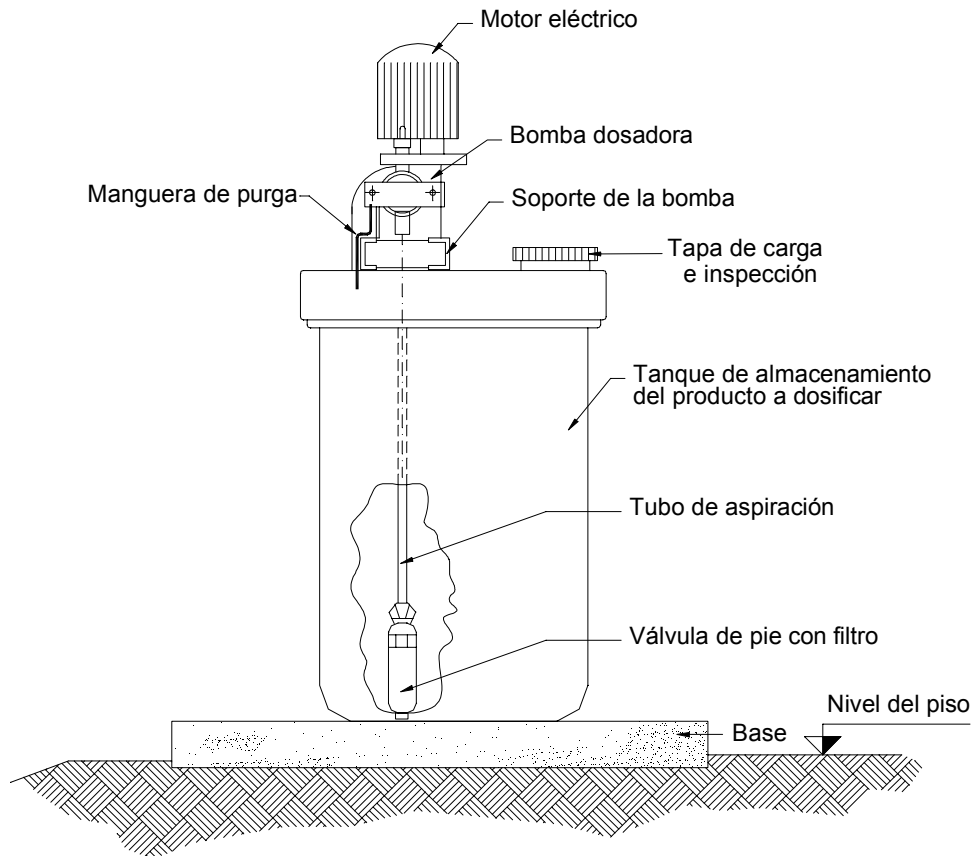


Figura 15. Esquema de instalación de una bomba dosadora

Las principales características de las bombas dosadoras comprenden:

Tipo

- *A diafragma.* (ver **Figura 16**)

El mismo se encuentra unido físicamente al accionamiento. Poseen buen comportamiento bajo condiciones críticas de succión.

El rango de utilización comprende presiones de inyección de hasta 20 bar y caudales bajos y medios, es decir hasta aproximadamente 500 l/hora.

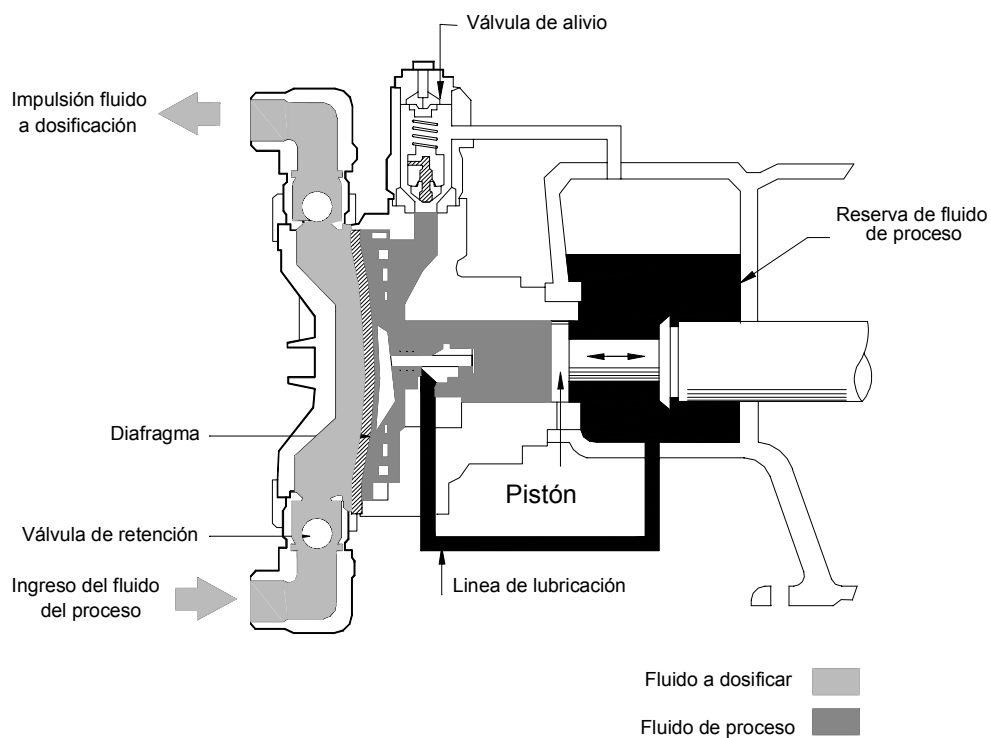


Figura 16. Bomba dosadora a diafragma

- *A doble diafragma accionado hidráulicamente* (ver Figura 17)

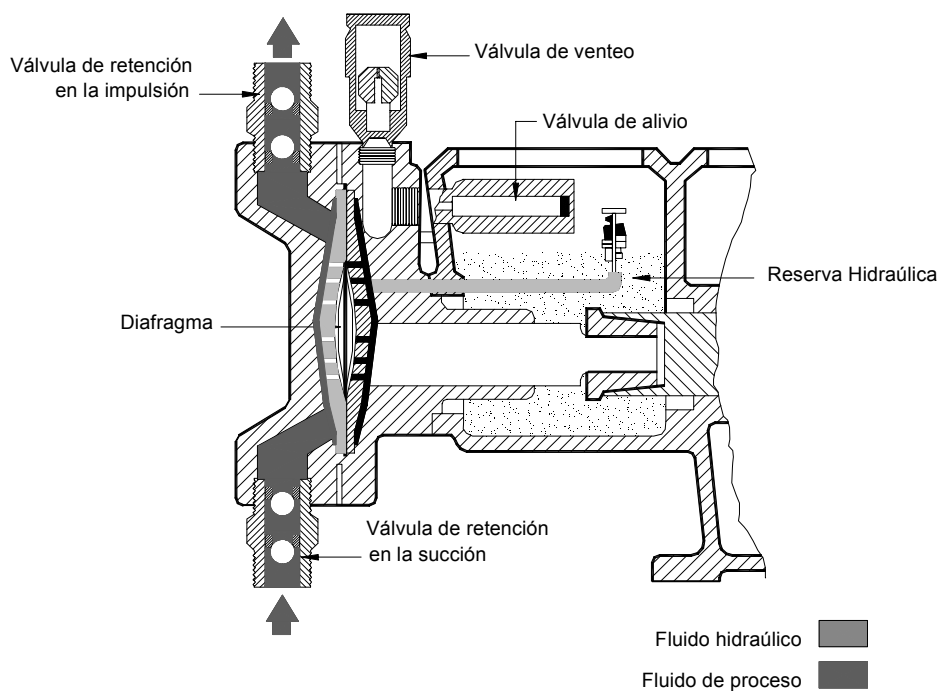


Figura 17. Bomba dosadora a doble diafragma accionado hidráulicamente

El diafragma trabaja como una membrana entre dos líquidos presurizados: el líquido de proceso y el fluido hidráulico, por lo tanto las fuerzas sobre ambos lados del diafragma están balanceadas y la presión sobre el mismo es mínima.

Son adecuadas para presiones de inyección medianas a altas (350 bar) y caudales medianos a altos (1000 l/hora).

- **A émbolo buzo (ver Figura 18)**

El pistón que oficia de émbolo posee una empaquetadura que proporciona la estanqueidad entre la cámara de succión – impulsión y el cuerpo que aloja los mecanismos.

Si bien es el diseño más sencillo y eficiente desde el punto de vista hidráulico, la empaquetadura requiere de una fuga de líquido el cual oficia de lubricante. Por lo antedicho no deben usarse con líquidos tóxicos, radiactivos, etc.

Su campo de aplicación comprende los líquidos con alta viscosidad y presiones medias a muy altas (500 bar) y caudales bajos a muy altos (30.000 l/hora).

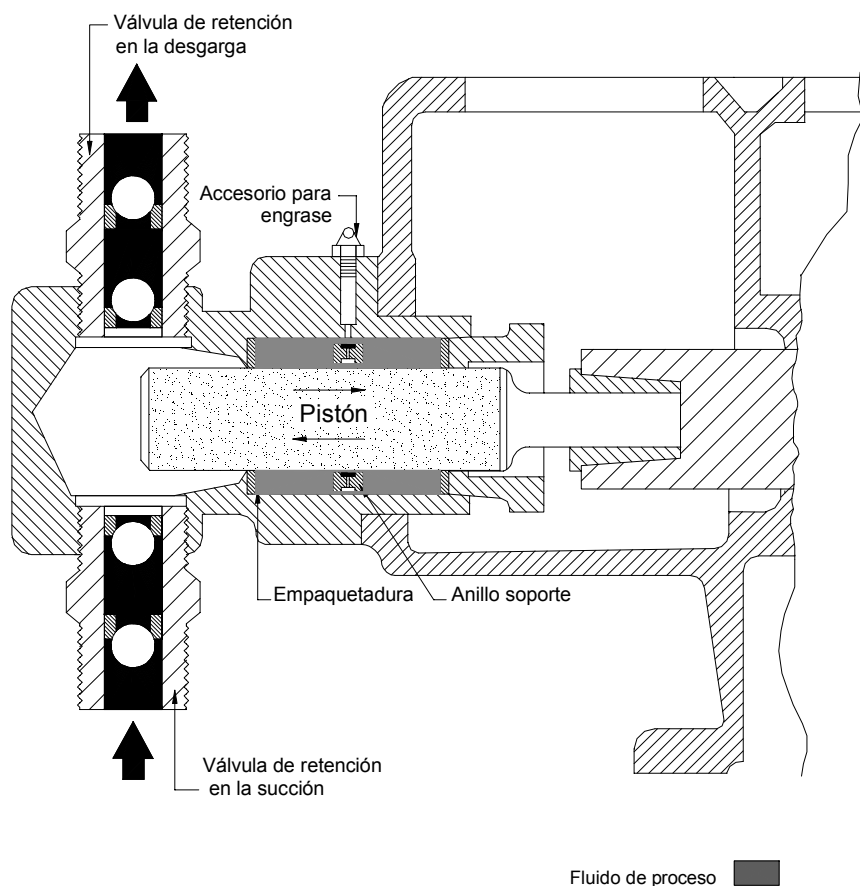


Figura 18. Bomba dosadora a pistón o émbolo buzo

Accionamiento

Por motor eléctrico

En todos los diseños actuales el accionamiento es directo o mediante un reductor a engranajes de la velocidad de giro. No se emplean correas debido a sus posibles patinamientos y pérdidas de la precisión en la dosificación.

Electromagnético

El accionamiento es proporcionado por un electroimán de carrera variable que además regula su velocidad de giro mediante un control electrónico de la frecuencia, comandado por un potenciómetro.

Este sistema no necesita de un electromotor ni un variador reductor de la velocidad de giro, es decir posee un solo elemento móvil: el electroimán.

Regulación

Manual

Le efectúa por la variación manual de la carrera del émbolo mediante un tornillo micrométrico.

Automática

Esta regulación puede comprender solo la lectura de las variaciones del caudal de la corriente principal y las lecturas de parámetros del proceso tales como pH, turbiedad, cloro residual, etc. o una combinación de ambos casos.

Las lecturas de los respectivos parámetros mediante sensores al efecto son enviadas a un PLC (Programable Logical Control) que actúa sobre un servomotor, el cual varía la carrera de acuerdo a las necesidades de inyección.

Se hace notar que para ambos casos la regulación (manual o automática) puede ser realizada con el equipo parado o en marcha.

Cantidad de cabezales

Simplex

Poseen un cabezal de inyección y en consecuencia solo pueden dosificar un producto.

Multiplex

Están dotadas de varios cabezales de inyección sobre un bastidor y accionados por un solo motor. Permiten inyectar varios productos distintos desde una estación de dosificación común.

4.9. EQUIPOS DOSADORES REPRESENTATIVOS

En la **Tabla 5** se observan los valores de caudal, presión de inyección y potencia de equipos de fabricación local representativos del mercado correspondientes al tipo a diafragma, accionados por motor eléctrico, regulación manual o automática y cabezal simplex.

Caudal Máximo l/h	Presión de inyección máxima kg/cm ²	Potencia (electromotores monofásicos, 220V, 50Hz) Hp
10	10	1/3
25	10	1/3
50	10	1/2
100	7	1/3
100	10	1/2
250	7	1/2
500	4	1/2
500	7	1
800	7	1
1200	7	1

Tabla 5. Caudal, presión y potencia de bombas dosadoras de fabricación local

5. BIBLIOGRAFÍA

1). Dispositivos de Ingreso en instalaciones de una Planta de Tratamiento

- Hidráulica Aplicada as Estações de Tratamento de Água. Marcos Rocha Vianna – Imprimatur Artes Ltda. Bello Horizonte, Brasil. 1977.
- Programa Regional HPE / OPS / CEPIS de mejoramiento de la calidad del agua para consumo humano – Ciclo: Tratamiento Serie: Filtración Rápida – Manual V – Diseño – CEPIS. Lima. 1992.
- Técnica de Abastecimento e Tratamento de Água – Volumen 2, José M. De Azevedo Netto y colab. CETESB, São Paulo 1977.

2). Gradiente de Mezcla

- Carlos A. Richter – J.M. de Azevedo Netto – Tratamento de Água – Editora Edgard Blücher Ltda. S. Paulo. Brasil. 1995.
- Luiz Di Bernardo. Métodos e Técnicas de Tratamento de Água – Volumen 1 – ABES – Río de Janeiro, Brasil. 1993.
- Teoría y Práctica de la Purificación del Agua – J. Arboleda Valencia – ACODAL. Bogotá. Colombia. 1992.

3). Perfil Hidráulico de Plantas de Tratamiento

- Hidráulica Básica. Rodrigo de Melo Porto, EESC – USP, São Carlos – São Pablo. Brasil. 1998.
- Manual de Hidráulica – José M. De Azevedo Netto – Guillermo A. Alvarez, Edgard Blücher Ltda. São Paulo, Brasil. 1977.

4). Bombas Dosadoras

- KSB. Centrifugal Pumps Lexicon. 1980. Alemania.
- Mataix, Claudio. Mecánica de los Fluidos y Máquinas Hidráulicas. 1980, Madrid, Editorial del Castillo. España.
- Rouse Hunter. Engineering Hydraulics. 1950, Iowa, John Wilwy and Sons Inc. U.S.A.

Folleto de los principales fabricantes:

- Dosivac. Buenos Aires, Argentina.
- Milton Roy. Key Biscaine, U.S.A.
- Pascal. Buenos Aires, Argentina.