

Master en Ingeniería y Gestión Medioambiental 2007/2008

Módulo: Aguas



# CALCULOS HIDRÁULICOS

AUTOR: M<sup>a</sup> ASUNCIÓN GUTIÉRREZ L.

## INDICE

1	INTRODUCCIÓN	3
1.1	<i>CÁLCULOS HIDRÁULICOS A PRESIÓN</i>	5
1.1.1	CÁLCULO DE CONDUCCIONES A PRESIÓN	5
1.1.2	CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS LINEALES	6
1.1.3	CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS LOCALIZADAS	7
1.1.4	CÁLCULO DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO.	8
1.1.5	DIMENSIONAMIENTO DEL POZO DE BOMBEO	9
1.2	<i>CÁLCULOS HIDRÁULICOS POR GRAVEDAD.</i>	11
1.3	<i>PÉRDIDA DE CARGA EN LAS REJAS DE DESBASTE</i>	13
1.4	<i>MEDIDOR DE CAUDAL EN CANAL TIPO PARSHALL</i>	17
2	DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE UNA E.D.A.R	22
3	DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO E.D.A.R. (con medidores de caudal)	38

## 1 INTRODUCCIÓN

Conceptos básicos

**CAUDAL (Q):** Volumen de líquido elevado por la bomba en la unidad de tiempo; es independiente del peso específico y variable al bombear líquidos de viscosidad superior a la del agua.

**PRESIÓN ATMOSFÉRICA (Pa):** Fuerza ejercida por la atmósfera por unidad de superficie.

**PRESIÓN RELATIVA O EFECTIVA (Pr):** Es la presión medida con relación a la presión atmosférica. Los manómetros miden presiones positivas. Los vacuómetros miden presiones negativas.

**PRESIÓN ABSOLUTA (Pabs):** Es la presión por encima del cero absoluto (vacío perfecto)

$$P_{abs} = P_a + P_r$$

**PRESIÓN DE VAPOR (TENSIÓN DE VAPOR) (Tv):** Es la presión a la que un líquido, a determinada temperatura, se halla en equilibrio con su fase gaseosa (vapor).

**DENSIDAD:** es la masa de una sustancia por unidad de volumen.

**PESO ESPECÍFICO ( $\gamma$ ):** Es el peso de una sustancia por unidad de volumen.

$$\text{Peso específico} = \text{Densidad} \times \text{Gravedad}$$

**INFLUENCIA DEL PESO ESPECÍFICO:** Una bomba puede impulsar líquidos de distinto peso específico, por ejemplo agua, alcohol, ácido sulfúrico etc., a una misma altura, afectando tan sólo a la presión de descarga y potencia absorbida que se verán modificadas en relación directa al peso específico.

**ALTURA DE ASPIRACIÓN (Ha):** Es la altura geométrica medida desde el nivel mínimo del líquido al eje de la bomba (ver dibujo adjunto).

**ALTURA DE IMPULSIÓN (Hi):** Es la altura geométrica medida desde el eje de la bomba al nivel máximo de elevación (ver dibujo adjunto).

### ALTURA GEOMÉTRICA TOTAL (Ht):

$$H_t = H_a + H_i$$

**PÉRDIDAS DE CARGA ( $\Delta H$ ):** Es la altura que se pierde por los rozamientos que ofrecen al paso del líquido las tuberías, válvulas, filtros, curvas y otros accesorios.

**ALTURA MANOMÉTRICA TOTAL (Hm):** Es la altura total (presión diferencial) que ha de vencer la bomba. Responde a la ecuación.

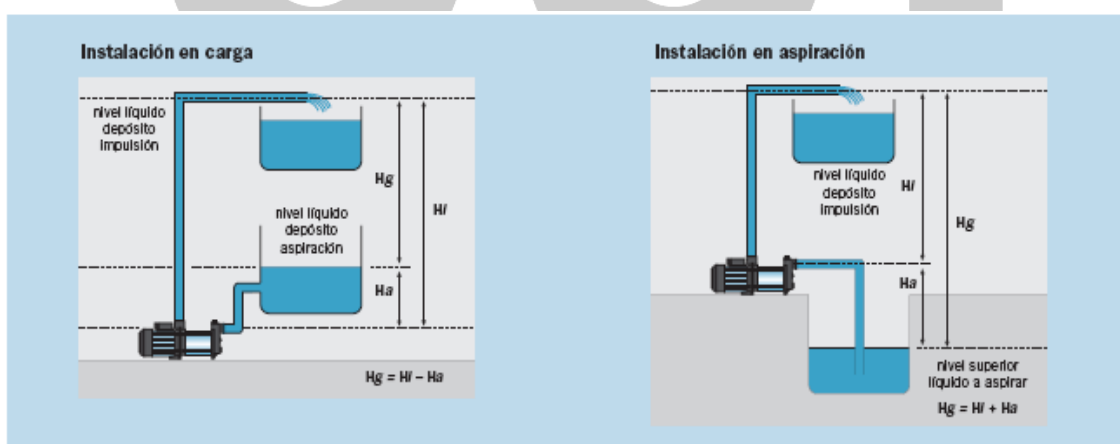
$$H_m = H_t + \Delta H + \frac{10}{\gamma} (P_1 - P_2)$$

P1 : Presión en el depósito de impulsión

P2 : Presión en el depósito de aspiración

Si se realiza el bombeo entre depósitos abiertos con la misma presión (presión ambiental) como sucede NORMALMENTE, el valor  $P_1 - P_2 = 0$ .

Es conveniente calcular por separado la altura manométrica de aspiración para comprobar que la bomba es capaz de aspirar sin dificultades.



## 1.1 CÁLCULOS HIDRÁULICOS A PRESIÓN

### 1.1.1 CÁLCULO DE CONDUCCIONES A PRESIÓN

La ecuación básica utilizada en todos los cálculos hidráulicos a presión en régimen permanente es la ecuación de conservación de la energía o ecuación de Bernouilli, adaptada a las hipótesis básicas del flujo a presión:

$$Z_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \alpha_1 \cdot \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + \Delta H_{1-2} + \Delta H_\lambda$$

Siendo:

- $Z_1$  Cota de solera en la sección transversal y respecto a una cota de referencia.
- $P_i$  Presión relativa en la sección  $i$ .
- $\alpha_i$  Coeficiente que tiene en cuenta la distribución no uniforme de la velocidad en la sección transversal  $i$ .
- $V_i$  Velocidad media del flujo en la sección transversal  $i$ .
- $\Delta H_{1-2}$  Pérdida de energía entre las secciones transversales  $i$  y  $i+1$  debido al rozamiento a lo largo de la tubería entre ambas secciones. (Pérdidas lineales)
- $\Delta H_\lambda$  Pérdida de energía entre las secciones transversales  $i$  y  $i+1$  debido a la presencia de fenómenos locales originados por cambios en la alineación de la tubería, por cambios en la sección de la tubería, por la presencia de emboques y desembosques y por la presencia de elementos que puedan obstaculizar o alterar las condiciones del flujo, como es el caso de válvulas o derivaciones (Pérdidas localizadas).

### 1.1.2 CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS LINEALES

Para realizar la valoración de pérdidas lineales por rozamiento se ha utilizado la expresión de Darcy-Weissbach:

$$\Delta H_{1-2} = \frac{f}{D} \frac{v^2}{2g} L$$

donde, para tuberías lisas o rugosas y en la zona de transición ( $2300 < Re < 4000$ ) o en la zona turbulenta ( $Re > 4000$ ),  $f$  se deduce a partir de la fórmula de Colebrook-White:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log_{10} \left( \frac{k/D}{3,54} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

y para tuberías lisas o rugosas y en la zona laminar ( $Re < 2300$ ),  $f$  se deduce de la fórmula de Poiseuille:

$$f = \frac{64}{Re}$$

donde

$f$ : Coeficiente de fricción

$k$ : Rugosidad, en m.

$D$ : Diámetro interior de la conducción, en m.

- L: Longitud de la tubería , en m.
- Re: Número de Reynolds;  $Re = v \cdot D / \nu$
- v: Velocidad del agua, en m/s.
- $\nu$ : Viscosidad cinemática del agua ( $\nu = \mu / \rho$ ) ; ( $9,8 \cdot 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$  a  $20^\circ \text{C}$ )
- $\mu$ : Viscosidad dinámica el agua ; ( $10^{-3} \text{ kg/m}\cdot\text{s}$  a  $20^\circ \text{C}$  )
- $\rho$ : Densidad del agua, en  $\text{kg/m}^3$ ; ( $1019,4 \text{ kg/m}^3$  a  $20^\circ \text{C}$ )
- g: Aceleración de la gravedad, en  $\text{m/s}^2$ .

En las estaciones de tratamiento de aguas residuales, se suele adoptar un valor de  $k = 0,25 \text{ mm}$  para todas las tuberías [ Metcalf-Eddy, 1996]. En todos los casos, hay que comprobar los valores indicados por los fabricantes de las tuberías utilizadas, normalmente inferiores a este valor. Con este valor superior al indicado por los fabricantes, asumimos el envejecimiento que sufrirán las paredes de las tuberías con el paso del tiempo y el incremento de la resistencia por fricción que provocará este fenómeno.

### 1.1.3 CÁLCULO DE LAS PÉRDIDAS LOCALIZADAS

El cálculo de las pérdidas localizadas se realiza mediante la expresión:

$$\Delta H_{\lambda} = \sum_k \lambda_k \frac{v^2}{2g} + \sum_j \lambda_j \left| \frac{\Delta v^2}{2g} \right|$$

donde , además de las variables ya definidas tenemos:

- $\lambda_k$  Coeficiente de pérdidas correspondiente al fenómeno local k (codos, derivaciones y elementos obstaculizadores del flujo).

- $\lambda_j$             Coeficiente de pérdidas correspondiente al fenómeno local j (fundamentalmente los cambios de sección de la tubería)

#### 1.1.4 CÁLCULO DE LAS ESTACIONES DE BOMBEO.

Los datos técnicos que se consideran para el diseño de las estaciones de bombeo de aguas residuales y fangos son los siguientes:

Caudales:

- Caudal de diseño en cada caso (según los cálculos funcionales de la instalación).

Cotas:

- Cota máxima admisible en el colector (o los colectores) de entrada.
- Cota de entrada de colector o colectores.
- Nivel del agua en la descarga de las tuberías.
- Cota del terreno en el emplazamiento de la estación de bombeo.

Otros:

- Materia de la tubería a utilizar en la impulsión.
- Longitud e la tubería de impulsión.
- Perfil y configuración del trazado de la impulsión
- Geotecnia.
- Superficie disponible para la ubicación y construcción de la estación de bombeo.



Existe una gran interrelación entre la implantación, las características del terreno, las condiciones hidráulicas y los requerimientos funcionales, por lo que para el dimensionamiento de las estaciones e bombeo se consideran los siguientes puntos básicos:

- Geotecnia del terreno.
- Superficie disponible para la correcta ubicación de la estación de bombeo.
- Caudal unitario a elevar.
- Altura geométrica de elevación.
- Número de bombas en funcionamiento simultáneamente (bombeo múltiple)
- Número de bombas totales.

Con todos esos datos básicos y a partir de las curvas de funcionamiento de las bombas suministradas por los fabricantes se escogerá la bomba que presente un rendimiento hidráulico y eléctrico óptimo en el punto de funcionamiento de la bomba.

### 1.1.5 DIMENSIONAMIENTO DEL POZO DE BOMBEO

Los datos básicos para la determinación del volumen útil del pozo de bombeo son el caudal de diseño y la frecuencia de arranque de las bombas.

Una vez determinado el volumen útil se tendrá en cuenta los requerimientos y condicionantes de distribución de las bombas, que nos haya facilitado el fabricante de las bombas elegidas, para garantizar su funcionamiento.

Por seguridad, el volumen útil del pozo de bombeo se dimensiona suponiendo un esquema de funcionamiento con arranque – parada secuencial de cada una de las bombas que integran la estación de bombeo. Este sistema proporciona un caudal de salida uniforme en el tiempo, aunque requiere de un volumen útil de pozo mayor.

Esto nos permitirá trabajar con la estación de bombeo con un esquema de arranque secuencial y parada única que necesita un volumen útil menor.

De acuerdo a lo expresado en el Metcalf-Eddy, el volumen útil del pozo de bombeo se determinará por medio de la expresión:

$$V_{\text{util}} = 0,9 \cdot Q/z$$

Donde:

V: Volumen útil en m<sup>3</sup>

Q: Caudal en l/seg

z: número de arranques por hora.

El dimensionamiento final de la estación de bombeo requiere la realización de una evaluación de la relación entre el coste de instalación y el coste de mantenimiento, para llegar a conseguir una instalación lo más óptima posible.

## 1.2 CÁLCULOS HIDRÁULICOS POR GRAVEDAD.

La ecuación básica utilizada en todos los cálculos hidráulicos por gravedad es la ecuación de conservación de la energía o ecuación de Bernoulli adaptada a las hipótesis básicas de flujo por gravedad:

$$Z_1 + Y_1 + \alpha_1 \cdot \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + Y_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_e$$

Siendo:

- $Z_1$  Cota de solera de la sección transversal y respecto a una cota de referencia.
- $Y_1$  Calado del agua en la sección transversal  $i$ .
- $\alpha_1$  Coeficiente que tiene en cuenta la distribución no uniforme en la sección transversal  $i$ .
- $V_i$  Velocidad media del flujo en la sección transversal  $i$ .
- $h_e$  Pérdida de energía entre las secciones  $i$  y  $i+1$

La energía  $h_e$  se obtiene de la siguiente expresión:

$$h_e = L \cdot s_f + c \left[ \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} - \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} \right]$$

siendo:

L Longitud del tramo

$s_f$  Pendiente de fricción del tramo. Se calcula mediante la fórmula de Manning

$$s_f = \frac{Q^2 \cdot n^2}{A^2 \cdot R_h^{4/3}}$$

donde :

Q Caudal circulante

n Coeficiente de fricción de Manning. Se tendrán en cuenta los valores suministrados por los fabricantes de las tuberías.

A Área de la sección transversal en la dirección del flujo.

$R_h$  Radio hidráulico de la sección transversal del flujo.

c Coeficiente de pérdidas por expansión o contracción.

### 1.3 PÉRDIDA DE CARGA EN LAS REJAS DE DESBASTE

Pérdida de carga a través de una reja.

La pérdida de carga a través de una reja puede establecerse según la fórmula:

$$\Delta h = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot (V^2/2g)$$

Donde :

$\Delta h$  = Pérdida de carga (m).

$V$  = Velocidad de acercamiento en el canal, en m/s.

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

$K_1$  = Coeficiente de atascamiento =  $100 / (100 - a)$ .

$K_2$  = Coeficiente según el tipo de barrote. Para barroses rectangulares cuyo ancho es 5 veces el espesor, su valor es 1.

$K_3$  = Coeficiente según paso entre barroses: depende de los siguientes parámetros, según la tabla adjunta.

$e$  = Espacio libre entre barroses.

$d$  = Espesor de los barras (normal a la corriente)

$l$  = Anchura de los barras (paralela a la corriente)

$h$  = Altura sumergida de las barras

➤ Valores de  $K_1$  (atascamiento)

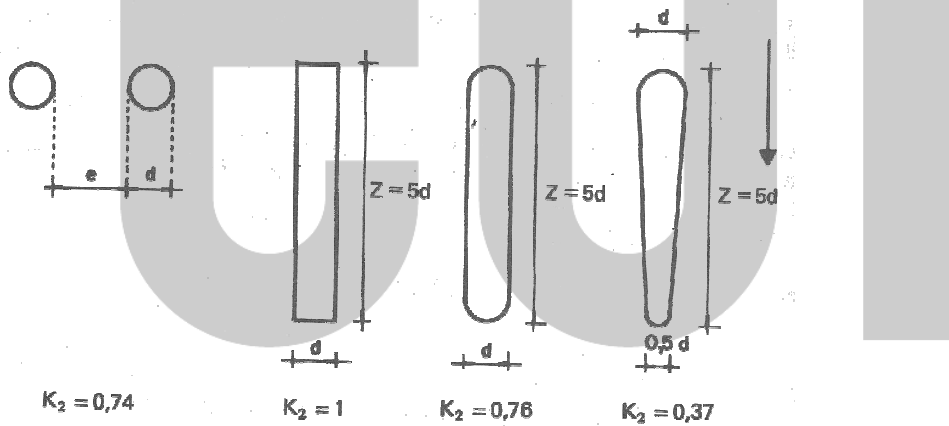
Reja limpia:  $K_1 = 1$

Reja atascada :  $K_1 = 100/C$

Siendo C el porcentaje de sección de paso que subsiste en el atascamiento máximo tolerado. Este último, del orden del 60 al 90% está relacionado con el tipo de reja (limpieza manual o automática), con las dimensiones de las materias que se retienen y con su naturaleza.

Para evitar el arrastre de estas materias, debe limitarse la velocidad real de paso por la reja limpia dentro de un valor comprendido entre 0,60 y 1,20 m/s

➤ Valores de  $K_2$  (forma de la sección horizontal de los barrotes):



Sección circular :  $K_2 = 0,74$

Sección rectangular:  $k_2 = 1,0$

$K_2 = 0,76$  (con los bordes redondeados)

Sección trapezoidal:  $k_2 = 0,37$

➤ Valores de K3 (sección de paso entre barrotes):

e = espacio entre barrotes

d = anchura de barrotes.

z = espesor de los barrotes.

h = altura sumergida de los barrotes, vertical u oblicua.

Todos estos valores deben expresarse en al misma unidad.



Tabla valores del  $K_3$ 

$\frac{1}{4} ((2/e) + (1/h))$	$e/(e+d)$									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
0	245	51,5	18,2	8,25	4,0	2,0	0,97	0,42	0,13	0
0,2	230	48	17,4	7,70	3,75	1,87	0,91	0,40	0,13	0,01
0,4	221	46	16,6	7,40	3,60	1,80	0,88	0,39	0,13	0,01
0,6	199	42	15	6,60	3,20	1,60	0,80	0,36	0,13	0,01
0,8	164	34	12,2	5,50	2,70	1,34	0,66	0,31	0,12	0,02
1,0	149	31	11,1	5,00	2,40	1,20	0,61	0,29	0,11	0,02
1,4	137	28,4	10,3	4,60	2,25	1,15	0,58	0,28	0,11	0,03
2,0	134	27,4	9,90	4,40	2,20	1,13	0,58	0,28	0,12	0,04
3,0	132	27,5	10,0	4,50	2,24	1,17	0,61	0,31	0,15	0,05



#### 1.4 MEDIDOR DE CAUDAL EN CANAL TIPO PARSHALL

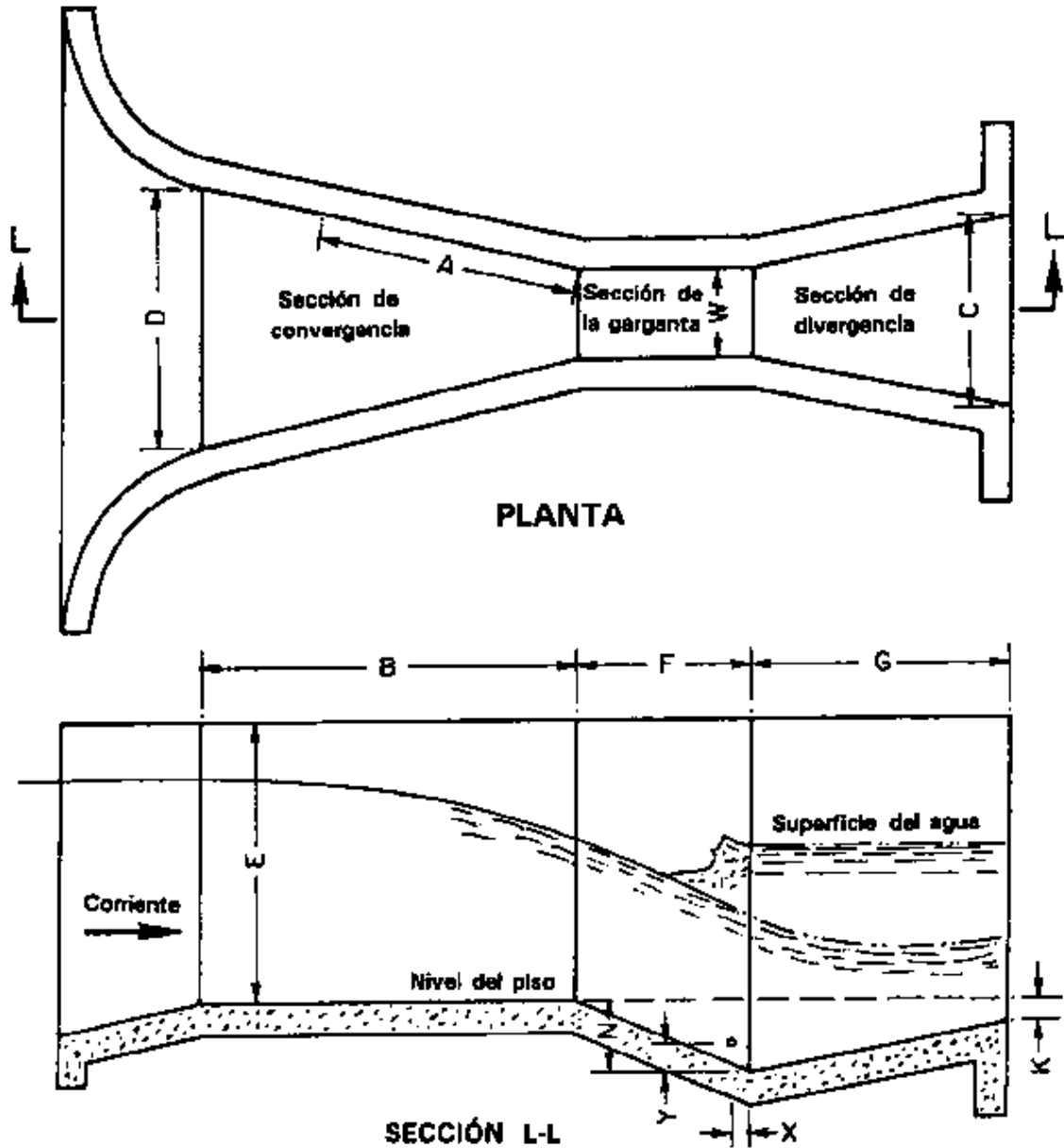
Las características de este tipo de medidor vienen dadas en la figura y cuadro adjuntos.

En función de los caudales de cálculo se adopta el medidor caracterizado por el ancho de garganta : $W$



Vista de un medidor de caudal en canal tipo Parshall.

### PLANTA –ELEVACIÓN Y DIMENSIONES DEL CANAL PARSHALL



<b>W</b>	Tamaño del canal
<b>A</b>	Longitud de las paredes laterales de la sección convergente
<b>(2/3)A</b>	Distancia posterior del extremo de la cresta al punto de medida
<b>B</b>	Longitud axial de la sección convergente
<b>C</b>	Ancho del extremo aguas abajo del canal
<b>D</b>	Ancho del extremo aguas arriba del canal
<b>E</b>	Profundidad del canal
<b>F</b>	Longitud de la garganta
<b>G</b>	Longitud de la sección divergente
<b>K</b>	Diferencia de elevación entre el extremo inferior del canal y la cresta
<b>M</b>	Longitud del piso de entrada
<b>N</b>	Profundidad de la depresión en la garganta debajo de la cresta
<b>P</b>	Ancho entre los extremos de las paredes curvas de entrada
<b>R</b>	Radio de las paredes curvas de entrada
<b>X</b>	Distancia horizontal desde el punto bajo en la garganta al punto de medida Hb
<b>Y</b>	Distancia vertical desde el punto bajo en la garganta al punto de medida Hb

## CAUDALES Y CALADOS EN EL CANAL PARSHALL

Las fórmulas que rigen la descarga libre para los diferentes tipos de medidores son:

Ancho de garganta W (m)	Caudal Q (m <sup>3</sup> /seg)	Calado en el Parshall Ha (m)
0,0762	$Q = 0,17665Ha^{1,547}$	$Ha = (Q/0,17665)^{0,6464}$
0,152	$Q = 0,3812Ha^{1,58}$	$Ha = (Q/0,3812)^{0,6329}$
0,229	$Q = 0,5353Ha^{1,53}$	$Ha = (Q/0,5353)^{0,6563}$
0,305	$Q = 0,6909Ha^{1,5221}$	$Ha = (Q/0,6909)^{0,657}$
0,457	$Q = 1,0551Ha^{1,5382}$	$Ha = (Q/1,0551)^{0,6501}$
0,610	$Q = 1,4279Ha^{1,5498}$	$Ha = (Q/1,4279)^{0,6453}$
0,914	$Q = 2,1816Ha^{1,5661}$	$Ha = (Q/2,1816)^{0,6385}$
1,219	$Q = 2,9506Ha^{1,5779}$	$Ha = (Q/2,9506)^{0,6338}$

Para que se cumpla la descarga libre se a de verificar la siguiente desigualdad:

Ancho de garganta W (m)	Relación de sumergencia Hb/Ha
$\leq 0,229$	$\leq 0,60$
$\leq 2,438$	$\leq 0,70$

Para un caudal máximo se calcula Ha y mediante la relación de sumergencia se obtiene Hb, siendo:

.- Ha la altura de la lámina de agua , medida aguas arriba de la sección de control.

.- Hb la altura e la lámina de agua, medida aguas debajo de la sección de control.

A continuación, se adjunta una tabla con la dimensiones y capacidades de los medidores Parshall, según el ancho W de la sección contraída.

Capacidades de los medidores Parshall según el ancho W de la sección contraída:

Ancho W (m)	CaudalQ (l/seg)	
	Mínimo	Máximo
0,152 m	1,416	110,44
0,229 m	2,548	252,02
0,305 m	3,115	455,90
0,457 m	4,247	696,60
0,610 m	11,893	937,29
0,914 m	17,273	1427,20
1,219 m	36,812	1922,70
1,524 m	45,307	2423,90
1,829 m	73,624	2930,80

## 2 DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO DE UNA E.D.A.R

### BASES DE PARTIDA:

Caudal medio: 1.500 m<sup>3</sup>/h

Caudal punta: 2.300 m<sup>3</sup>/h

Caudal máximo: 4.500 m<sup>3</sup>/h

Caudal futuro: 7.130 m<sup>3</sup>/h

En la actualidad se diseñarán dos (2) líneas .

Caudal medio por línea: 750 m<sup>3</sup>/h.

En la entrada a la planta, después de la arqueta de rotura de carga, tendremos un aliviadero y una salida, dotada de una compuerta que permita la evacuación al by-pass general de la planta.

### BY-PASS GENERAL:

El by-pass general tendrá las siguientes características:

Caudal máximo: 7.130 m<sup>3</sup>/h

Pendiente: 0,01

Coefficiente de llenado: 66 %

Velocidad máxima: 3,0 m/seg.

.- Cota de agua en la arqueta de rotura de carga: + 7.46

Resguardo por aireación: +0,05

.- Cota del agua en la entrada a la reja de gruesos: 7.46-0.05 =  
7.41m

DESBASTE: REJAS DE GRUESOS Y REJAS DE FINOS

Pérdida de carga en la reja de gruesos:

$$\Delta h = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot$$

Donde

$V =$  velocidad de acercamiento en el canal

$K_1 =$  coeficiente de atascamiento.

$K_2 =$  coeficiente dependiente de la forma de la sección horizontal de los barros.

$K_3 =$  coeficiente dependiente de la sección de paso entre barros.

Considerando un atascamiento en las rejillas de un 60 %.

$$K_1 = 2,50$$

$$K_2 = 1,0$$

$$K_3 = 0,29$$

$$\Delta h = 2,50 \times 1,0 \times 2,90 \times (1,50^2 / 2 \times 9,81) = 0,10 \text{ m.}$$

$$\Delta h = 0,10 \text{ m.}$$

.- Cota de agua a la salida de la reja de gruesos:

$$7,41 - 0,10 = 7,31 \text{ m}$$

Reja de finos

Resguardo: 0,10 m

.- Cota de agua a la entrada de la reja de finos:

$$7,31 - 0,10 = 7,21 \text{ m}$$

Pérdida de carga en al reja de finos:

$$\Delta h = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot (V^2 / 2g)$$

Donde:

V = velocidad de acercamiento en el canal

K<sub>1</sub> = coeficiente de atascamiento.



$K_2$  = coeficiente dependiente de la forma de la sección horizontal de los barrotes.

$K_3$  = coeficiente dependiente de la sección de paso entre barrotes.

Considerando un atascamiento en las rejillas de un: 60 %

$$K_1 = 2,0$$

$$K_2 = 1,0$$

$$K_3 = 1,15$$

$$\Delta h = 2,0 \times 1,0 \times 1,15 \times (1,50^2 / 2 \times 9,81) = 0,26 \text{ m.}$$

$$\Delta h = 0,10 \text{ m.}$$

- Cota de agua a la salida de la reja de finos:

$$7,21 - 0,26 = 6,95 \text{ m}$$

DESARENADOR – DESENGRASADOR.

La entrada al desarenador se realiza mediante compuerta:

Caudal máximo de entrada al desarenador =  $2.300 \text{ m}^3/\text{h} = 0,64 \text{ m}^3/\text{seg.}$

$$Q = 0,64 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Dimensiones de la compuerta:

Anchura: 1,0 m

Altura: 0,50 m

Superficie de paso =  $1,0 \times 0,50 = 0,50 \text{ m}^2$ .

Velocidad de paso por la compuerta =  $Q/A = 0,64 / 0,50 = 1,28$  m/seg.

Perdida de carga en el paso por la compuerta:

$$\Delta h = k \cdot (V^2/2g)$$

Siendo  $k = 0,50$

Pérdida de carga =  $0,50 \cdot (1,28^2 / 19,62) = 0,042 \cong 0,05$  m

.- Cota de agua en el desarenador:

$$6,95 - 0,05 = 6,90 \text{ m}$$

La salida del agua en el desarenador se realizará mediante un vertedero:

Longitud del vertedero = 9,0 mts.

Caudal por metro lineal de vertedero:

$$q = \text{Caudal que pasa por el vertedero} / \text{longitud del vertedero}$$

Caudal por metro lineal de vertedero:

$$q = 0,64 / 9,0 = 0,071 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m.l}$$

$$q = 0,415 \cdot \sqrt{2 \times 9,81} \times h^{3/2}$$

$$0,0711 = 0,415 \cdot \sqrt{2 \times 9,81} \times h^{3/2}$$

despejando el valor de h, obtenemos:  $h = 0,114$  m.

Comprobamos las alturas de lámina de agua para diferentes caudales:

Para un caudal total  $Q = 0,42 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

Caudal por metro lineal de vertedero:

$$q = 0,42 / 9,0 = 0,047 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m.l}$$

$$q = 0,415 \cdot \sqrt{2 \times 9,81} \cdot h^{3/2}$$

$$0,047 = 0,415 \cdot \sqrt{2 \times 9,81} \cdot h^{3/2}$$

despejando el valor de h, obtenemos:  $h = 0,087 \text{ m}$ .

Para un caudal total  $Q = 0,21 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

Caudal por metro lineal de vertedero:

$$q = 0,21 / 9,0 = 0,023 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m.l}$$

$$q = 0,415 \cdot \sqrt{2 \times 9,81} \cdot h^{3/2}$$

$$0,023 = 0,415 \cdot \sqrt{2 \times 9,81} \cdot h^{3/2}$$

despejando el valor de h, obtenemos:  $h = 0,054 \text{ m}$ .

De lo anteriormente calculado se puede observar que la variación de la lámina de agua en el desarenador será de  $0,114 - 0,054 = 0,06 \text{ m}$  (condiciones extremas).

Luego la rasqueta del desarenador, será capaz de barrer la superficie, con la diferencia de cota entre caudal máximo y caudal mínimo.

.- Cota de umbral de vertedero en el desarenador:

$$6.90 - 0.12 = 6.78 \text{ m}$$

Resguardo por aireación en el vertedero: 0,10 m

.- Cota de agua a la salida del desarenador:

$$6.78 - 0.10 = 6.68 \text{ m}$$

Resguardo por aireación : 0,10 m

.- Cota del agua en la arqueta de entrada a la decantación primaria:

$$6.68 - 0.10 = 6.58 \text{ m}$$

DECANTACIÓN PRIMARIA:

La entrada a los decantadores se realizará mediante una tubería de diámetro:

$$D = 800 \text{ mm}$$

$$\text{Caudal de paso} = 2300 \text{ m}^3/\text{h} = 0,64 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Funcionamiento: tubería llena.

$$\text{Área mojada} = \pi \cdot (D^2/4) = 0,5026 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad} = Q / A = 1,27 \text{ m/seg}$$

Pérdidas localizadas en la tubería:

$$\Delta h = k \cdot (V^2/2g)$$

Valores de k:

Puesta en velocidad: 1,00

Entrada: 0,50

Codos 90° (2 unid): 0,80

Cambio de sentido: 1,13

Total k : 3,43

$$\Delta h = 3,43 \cdot (1,27^2 / (2 \cdot 9,81)) = 0,28 \text{ m.}$$

El agua entra al decantador por la parte central, mediante 4 huecos de las siguientes dimensiones;

Ancho: 0,45 m

Alto: 0,50 m

$$\text{Sección total de paso} = 4 \times 0,45 \times 0,50 = 0,90 \text{ m}^2$$

Caudal de entrada al decantador: 0,64 m<sup>3</sup>/seg.

$$\text{Velocidad} = 0,64 / 0,90 = 0,711 \text{ m/seg.}$$

Pérdida de carga por los orificios sumergidos :

$$\Delta h = k \cdot (V^2 / 2g)$$

$$K = 1,25$$

$$\Delta h = 1,25 \times (0,711^2 / (2 \times 9,81)) = 0,032 \text{ m.}$$

$$\Delta h = ,032 + 0,28 = 0,35 \text{ m.}$$

Decantador:

.- Cota del agua en el decantador primario:

$$6,58 - 0,35 = 6,23 \text{ m}$$

Diámetro del decantador = 36 metros

Vertedero perimetral :

$$\text{Longitud} = \pi \times D = \pi \times 36 = 113,10 \text{ m.}$$

$$\text{Caudal} = 0,64 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Caudal por m.l de vertedero:

$$Q = 0,64 / 113,10 = 0,006 \text{ m}^3/\text{seg/m.l}$$

$$q = 0,415 \cdot \sqrt{2 \times 9,81} \cdot h^{3/2}$$

$$0,006 = 0,415 \cdot \sqrt{2 \times 9,81} \cdot h^{3/2}$$

despejando  $h = 0,03 \text{ m}$

Cota umbral de vertedero:

$$6.23 - 0.03 = 6.20 \text{ m}$$

Resguardo por aireación = 0,10 m.

.- Cota del agua en el canal perimetral en el punto alto:

$$6.20 - 0.10 = 6.10 \text{ m}$$

Pérdida de carga en el canal:

$$\text{Sección mojada} = 0,50 \text{ m}^2.$$

$$\text{Perímetro mojado} = 1 + 2(,50) = 2,0 \text{ m}^2$$

$$\text{Radio hidráulico} = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Según Bazin: } C = ((87 \times (0,25)^{1/2}) / (0,16 + 0,25^{1/2})) = 66$$

Caudal que circula por medio canal

$$Q^* = 1,20 \times (0,64/2) = 0,384 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Velocidad} = 0,78 \text{ m/seg}$$

$$\text{Pérdida de carga en el canal} = 0,10 \text{ m}$$

.- Cota de agua en el anal perimetral punto bajo=

$$6.10 - 0.10 = 6.00 \text{ m}$$

Salida del decantador:

$$\text{Caudal que sale del decantador: } 0,64 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Sección de paso : } 0,60 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad: } 1,07 \text{ m/seg}$$

Pérdida de carga :

$$\Delta h = k \cdot (V^2/2g)$$

$$k = 1,25$$

$$\Delta h = 1,25 \times (1,7^2 / (2 \times 9,81)) = 0,073 \text{ m.}$$

$$\text{Resguardo : } 0,10 \text{ m}$$

.- Cota del agua en la arqueta de alia el decantador:

$$6.00 - 0.173 = 5.82 \text{ m}$$

## TRATAMIENTO BIOLÓGICO.

Caudal máximo:: 0,83 m<sup>3</sup>/seg.

En este valor del caudal se encuentra incluido el 100% de recirculación del caudal medio)

La entrada al reactor biológico se realizará mediante dos compuertas por línea de operación.

Superficie de paso: 0,80 m<sup>2</sup>

Velocidad de paso: 0,83/0,80 = 1,04 m/seg

Pérdida de carga:

$$\Delta h = k \cdot (V^2/2g)$$

Siendo k = 0,50

$$\Delta h = 0,50 \times (1,04^2/(2 \times 9,81)) = 0,03 \text{ m.}$$

Tomamos un resguardo de : 0,05 m

.- Cota del agua en el canal de entrada :

$$5.82 - 0.05 = 5.78 \text{ m}$$

.- Cota del agua a la salida de las compuertas:

$$5.78 - 0.03 = 5.75 \text{ m}$$



Tomamos un resguardo de : 0,10 m

.- Cota del agua en el reactor biológico:

$$5.75 - 0.10 = 5.65 \text{ m}$$

Tomamos un resguardo de: 0,10 m

.- Cota el agua en la arqueta de entrada a decantación secundaria:

$$5.65 - 0.10 = 5.55 \text{ m}$$

#### DECANTACIÓN SECUNDARIA.

La entrada a los decantadores se realizará mediante una tubería de diámetro:

$$D = 1.000 \text{ mm}$$

Caudal de paso = 0,83 m<sup>3</sup>/seg.

Funcionamiento: tubería llena.

$$\text{Area mojada} = \pi D^2/4 = 0,785 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad} = Q / A = 1,06 \text{ m/seg}$$

Pérdidas localizadas en la tubería :

$$\Delta h = k \cdot (V^2/2g)$$

Valores de k:

Puesta en velocidad : 1,00

Entrada: 0,50

Codos 90° (2 unid): 0,80

Cambio de sentido: 1,13

Total k : 3,43

$$\Delta h = 3,43 \times (1,06^2 / (2 \times 9,81)) = 0,22 \text{ m.}$$

El agua entra al decantador por la parte central, mediante 4 huecos de las siguientes dimensiones;

Ancho: 0,45 m

Alto: 0,50 m

$$\text{Sección total de paso} = 4 \times 0,45 \times 0,50 = 0,90 \text{ m}^2$$

Caudal de entrada al decantador: 0,83 m<sup>3</sup>/seg.

$$\text{Velocidad} = 0,83 / 0,90 = 0,92 \text{ m/seg.}$$

Pérdida de carga por los orificios sumergidos :

$$\Delta h = k \cdot (V^2 / 2g)$$

$$K = 1,25$$

$$\Delta h = 1,25 \times (0,92^2 / (2 \times 9,81)) = 0,054 \text{ m.}$$

$$\Delta h = 0,22 + 0,054 = 0,28 \text{ m.}$$

Resguardo : 0,12 m

Decantador:

.- Cota del agua en el decantador secundario:

$$5.55 - 0.30 = 5.25 \text{ m}$$

Diámetro del decantador = 36 metros

Vertedero perimetral :

$$\text{Longitud} = \pi \times D = \pi \times 36 = 113,10 \text{ m.}$$

$$\text{Caudal} = 0,64 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Caudal por m.l de vertedero :

$$Q = 0,64 / 113,10 = 0,006 \text{ m}^3/\text{seg/m.l}$$

$$q = 0,415 \times \sqrt{2 \times 9,81} \times h^{3/2}$$

$$0,006 = 0,415 \times \sqrt{2 \times 9,81} \times h^{3/2}$$

despejando  $h = 0,03 \text{ m}$

Cota umbral de vertedero:

$$5.25 - 0.03 = 5.22 \text{ m}$$

Resguardo por aireación = 0,10 m.

.- Cota del agua en el canal perimetral en el punto alto:

$$5,22 - 0,10 = 5,12 \text{ m}$$

Pérdida de carga en el canal:

Sección mojada =  $0,50 \text{ m}^2$ .

Perímetro mojado =  $1 + 2(,50) = 2,0 \text{ m}^2$

Radio hidráulico =  $0,25 \text{ m}$

Según Bazin:  $C = ((87 \times (0,25)^{1/2}) / (0,16 + 0,25^{1/2})) = 66$

Caudal que circula por medio canal

$Q^* = 1,20 \times (0,64/2) = 0,384 \text{ m}^3/\text{seg}$

Velocidad =  $0,78 \text{ m/seg}$

Pérdida de carga en el canal =  $0,10 \text{ m}$

.- Cota de agua en el anal perimetral punto bajo =

$$5,12 - 0,10 = 5,02 \text{ m}$$

Salida del decantador:

Caudal que sale del decantador:  $0,64 \text{ m}^3/\text{seg}$

Sección de paso :  $0,60 \text{ m}^2$

Velocidad:  $1,07 \text{ m/seg}$

Pérdida de carga :

$$\Delta h = k \cdot (V^2/2g)$$

$$k = 1,25$$

$$\Delta h = 1,25 \times (1,7^2 / (2 \times 9,81)) = 0,073 \text{ m.}$$

Resguardo : 0,10 m

.- Cota del agua en la arqueta de salida el decantador:

$$5,02 - 0,173 = 4,85 \text{ m}$$

ARQUETA DE AGUA TRATADA

Resguardo : 0,15 m

.- Cota del agua en la arqueta de agua tratada:

$$4,85 - 0,15 = 4,70 \text{ m}$$

### 3 DIMENSIONAMIENTO HIDRÁULICO E.D.A.R. (con medidores de caudal)

➤ DATOS DE PARTIDA:

Caudal máximo de dilución = 4,0 m<sup>3</sup>/seg.

Caudal máximo de entrada a la EDAR = 1,875 m<sup>3</sup>/seg

Caudal medio de tratamiento = 1,5 m<sup>3</sup>/seg

➤ ALIVIADERO DE SEGURIDAD EN LA ENTRADA A LA PLANTA DEPURADORA

Aplicando la fórmula para vertedero laterales:

$$L = Q / (\frac{2}{3} \eta H (2gH)^{\frac{1}{2}})$$

de donde se obtiene:  $Q = \frac{2}{3} \eta HL (2gH)^{\frac{1}{2}}$

donde L = longitud de vertedero

Q = caudal a evacuar = 4,0 m<sup>3</sup>/seg

$$\frac{2}{3} \eta = 0,42$$

g = 9,81 m/seg<sup>2</sup>

Para una altura de lámina máxima de 0,25 mts.

$$L = Q / (\frac{2}{3} \eta H (2gH)^{\frac{1}{2}}) = 4,0 / (0,42 \times 0,25 \times (2 \times 9,81 \times 0,25)^{\frac{1}{2}}) = 17,20 \text{ mts}$$

Longitud del vertedero = 1,20 x 17,40 = 21,0 mts.

Longitud del vertedero de entrada = 21,0 metros.

Este vertedero entrará en funcionamiento, siempre que llegue un caudal mayor del admisible a la planta.

- Nivel del agua en el canal de entrada para un caudal máximo: + 3,70 m.

Caudal máximo = 1,875 m<sup>3</sup>/seg ( en la entrada a la planta).

Pérdida de carga: 0,20 m.

#### ➤ ARQUETA DE ENTRADA

La entrada a la planta se realiza a través de un orificio sumergido.

$$\text{Caudal} \quad Q = K \times S \times (2gh)^{\frac{1}{2}}$$

K = 0,62 para un orificio sumergido

$$Q = K \times S \times (2gh)^{\frac{1}{2}}$$

$$1,875 = 0,62 \times S \times (2 \times 9,81 \times 0,20)^{\frac{1}{2}}$$

despejando, obtenemos

$$S = 1,527 \text{ m}^2$$

Luego se definen dos huecos de paso de 1,20 x 0,64 mts.

Comprobación a caudal medio: Q = 1,5 m<sup>3</sup>/seg.

$$Q = K \times S \times (2gh)^{\frac{1}{2}}$$

$$1,5 = 0,62 \times 1,527 \times (2 \times 9,81 \times h)^{\frac{1}{2}}$$

despejando, obtenemos: h = 0,128 m (pérdida de carga a caudal medio)

#### ➤ POZO DE GRUESOS

.- Nivel del agua en el pozo de gruesos:

$$\boxed{3,700 - 0,20 = 3,500 \text{ m}}$$

Pérdida de carga por salida por los orificios

$\Delta h = 0,20 \text{ m.}$

:\_ Nivel del agua a la salida del pozo de gruesos:

$$3,500 - 0,20 = 3,300 \text{ m}$$

➤ BOMBEO TORNILLO DE ARQUIMEDES

:- Nivel del agua a pie de las bombas de tornillo de Arquímedes: 3,300

Estación de elevación:

Se instalarán cuatro bombas de tornillo de Arquímedes ( 1 de ellas de reserva).

Siendo la capacidad de cada tornillo de  $0,625 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Altura mínima de agua al pies de los tornillos:

$$D = 1,60 \dots d = 0,914$$

$$L = (1,60/2) + (0,914/2) = 1,257 \text{ mts.}$$

$$H = 1,275 \times \cos(35^\circ) = 1,03 \text{ mts ( altura mínima de agua al comienzo de los tornillos.}$$

Altura de elevación total de bombeo: 7,50 metros

.- Nivel del agua en la coronación de los tornillos:

$$3,30 + 7,50 = 10,80 \text{ m.}$$

➤ PRETRATAMIENTO

El caudal de entrada al pretratamiento es igual al caudal máximo =  $1,975 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Consta de tres líneas de tratamiento, dotadas de sus correspondientes rejillas de gruesos, de finos. También hay un desarenador por línea.



➤ REJAS DE DESBASTE

Resguardo de aireación = 0,10 m

.- Nivel del agua a la entrada de las rejillas de gruesos:

$$10,800 - 0,10 = 10,700 \text{ m}$$

Pérdida de carga en las rejillas:

$$\Delta h = K_1 \times K_2 \times K_3 \times (V^2/2g)$$

V = velocidad de acercamiento en el canal.

$K_1$  = coeficiente de atascamiento.

$K_2$  = coeficiente dependiente de la forma de la sección horizontal de los barrotes.

$K_3$  = coeficiente dependiente de la sección de paso entre barrotes.

Reja de gruesos:

Caudal de cálculo: 0,625 m<sup>3</sup>/seg

Anchura del canal: 1,0 m.

Calado del agua: 0,80 m.

Velocidad: 0,78 m/seg.

Separación entre barras: 100 mm.

Ancho de barras: 12 mm.

Ancho de barras (paralelo a la corriente): 60 mm.

Considerando un atascamiento de un 60 %, se han obtenido los siguientes coeficientes:

$$K_1 = 2,50. \quad K_2 = 1,0 \quad K_3 = 0,13$$

$$\Delta h = K_1 \times K_2 \times K_3 \times (V^2/2g) = 2,50 \times 1,0 \times 0,13 \times (0,78^2/19,62) = 0,01 \text{ m}$$

Tomamos:  $\Delta h = 0,02 \text{ m}$

.- Nivel del agua a la salida de la reja de gruesos:

$$10,700 - 0,020 = 10,680 \text{ m}$$

Rejas de finos:

Caudal de cálculo: 0,625 m<sup>3</sup>/seg

Anchura del canal: 1,0 m.

Calado del agua: 1,10 m.

Velocidad: 0,57 m/seg.

Separación entre barras: 15 mm.

Ancho de barras: 8 mm.

Ancho de barras (paralelo a la corriente): 40 mm.

Considerando un atascamiento de un 60 %, se han obtenido los siguientes coeficientes:

$$K_1 = 3,33. \quad K_2 = 1,0 \quad K_3 = 1,34$$

$$\Delta h = K_1 \times K_2 \times K_3 \times (V^2/2g) = 3,33 \times 1,0 \times 1,34 \times (0,57^2/19,62) = 0,08 \text{ m}$$

Tomamos:  $\Delta h = 0,08 \text{ m}$

.- Nivel del agua a la salida de la reja de finos:

$$10,680 - 0,080 = 10,600 \text{ m}$$

➤ DESARENADOR.

- Nivel del agua a la entrada a desarenadores: 10,600m

Pérdida de carga en los desarenadores = 0,05 (estimada).

.- Nivel del agua a la salida de los desarenadores =

$$10,600 - 0,05 = 10,550 \text{ m.}$$

La salida del agua de los desarenadores se realizará mediante un vertedero:

Caudal máximo de paso: 1,875 m<sup>3</sup>/seg.

Longitud del vertedero : 21,0 mts.

Caudal por metro lineal de vertedero:

$$q = 1,875/21 = 89,28 \text{ l/seg/m.l} = 0,0893 \text{ m}^3/\text{seg/m.l}$$

Aplicando la fórmula de Bazín para vertederos de pared delgada:

$$q = 0,415 (2g)^{1/2} h^{3/2}$$

$$q = 0,415 (2g)^{1/2} h^{3/2} = 1,8372 h^{3/2}$$

$$0,0893 = 1,8372 h^{3/2}$$

Despejando resulta una lámina vertiente sobre vertedero :

$$h = 0,133 \text{ mts.}$$

.- Cota umbral de vertedero:

$$10,550 - 0,133 = 10,417 \text{ m}$$

Resguardo por aireación:  $\Delta h = 0,05 \text{ m}$

.- Nivel del agua a la entrada del medidor Parshall:

$$10,417 - 0,05 = 10,367 \text{ m}$$

➤ MEDIDOR DE CAUDAL TIPO CANAL PARSHALL

Se prevé un solo medidor Parsahll para todo el caudal:

$$Q = 1,50 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$W = 1,219 \text{ m (ancho de la sección contraída o ancho de garganta)}$$

Aplicando la fórmula del medidor Parshall correspondiente:

$$Q = k \cdot W \cdot Ha^{1,5779}$$

$$Ha = (Q/2,9506)^{0,6338} = (1,50/2,9506)^{0,6338} = 0,6513$$

Se ha de cumplir que  $(Hb/Ha) \leq 0,70$  ,

$$\text{Tomamos } Hb/Ha = 0,65$$

$$Hb = 0,65 \times 0,6513 = 0,4233$$

$$\text{Pérdida de carga en el medidor Parshall} = \Delta h = Ha - Hb = 0,228 \text{ m}$$

.- Nivel del agua a la salida del medidor Parshall:

$$10,367 - 0,228 = 10,139 \text{ m}$$

➤ TRATAMIENTO FISICO -QUIMICO

Pérdida de carga prevista por la posibilidad de utilizar en el futuro un tratamiento físico – químico en base a una mezcla y floculación.

Estimamos una pérdida de carga:  $\Delta h = 0,40 \text{ m}$ .

.- Nivel del agua a la salida del medidor (con físico-químico canal agua floculada):

$$10,139 - 0,40 = 9,739 \text{ m}$$

➤ ARQUETA DE REPARTO A DECANTACIÓN PRIMARIA

Tubería de alimentación a la arqueta de reparto.

$$\text{Caudal} = 1,50 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Diámetro de la tubería} = 1,20 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 1,131 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad} = Q/A = 1,33 \text{ m/seg}$$

Pendiente de la tubería aplicando la fórmula de Hazen Williams.

$$I = ( Q / 0,279 \times C \times D^{2,63} )^{1,85}$$

$$\text{Donde } C = 145$$

$$I = ( Q / 0,279 \times C \times D^{2,63} )^{1,85} = ( 1,50 / 0,279 \times 145 \times 1,20^{2,63} )^{1,85} = 0,00093 \text{ m/m}$$

$$\text{Longitud de la tubería (medido sobre el plano de implantación)} = 45,0 \text{ mts.}$$

$$\Delta h_1 = 0,00093 \times 45 = 0,042 \text{ m}$$

Pérdidas localizadas:

$$\Delta h_2 = K ( V^2/2g )$$

$$V^2/2g = 1,32^2/19,62 = 0,089$$

Coefficientes K:

$$\text{Entrada: } K = 0,50$$

$$\text{Salida: } K = 0,20$$

$$\text{Total } K = 0,70$$

$$\Delta h_2 = K ( V^2/2g ) = 0,089 \times 0,70 = 0,063$$

$$\Delta h_t = \Delta h_1 + \Delta h_2 = 0,042 + 0,089 = 0,105 \text{ m}$$

.- Nivel del agua en la arqueta de reparto:

$$9,739 - 0,105 = 9,634 \text{ m}$$

Reparto a decantadores primarios:

Se instalarán cuatro líneas de tratamiento.

$$\text{Caudal por línea} = 1,50 / 4 = 0,375 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Sistema de reparto por vertedero.

$$\text{Longitud del vertedero por línea} = 2,0 \text{ m.}$$

$$\text{Caudal por m.l de vertedero} = 0,375 / 2 = 0,1875 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Aplicando la fórmula de Bazín para vertederos de pared delgada:

$$q = 0,415 (2g)^{1/2} h^{3/2}$$

$$q = 0,415 (2g)^{1/2} h^{3/2} = 1,8372 h^{3/2}.$$

$$0,1875 = 1,8372 h^{3/2}.$$

Despejando resulta una lámina vertiente sobre vertedero:

$$h = 0,22 \text{ mts.}$$

.- Cota umbral de vertedero:

$$9,634 - 0,22 = 9,414 \text{ m}$$

$$\text{Resguardo por aireación: } \Delta h = 0,10 \text{ m}$$

.- Nivel del agua en la arqueta de alimentación:

$$9,414 - 0,10 = 9,314 \text{ m}$$

➤ DECANTACIÓN PRIMARIA

Tubería de alimentación a los decantadores:

$$\text{Caudal de paso} = 1,50 / 4 = 0,375 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Tubería diámetro = 800 mm

$$\text{Área} = 0,5027 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad} = Q/A = 0,375 / 0,5027 = 0,75 \text{ m/seg}$$

Longitud de la tubería = 33 metros

Pendiente de la tubería aplicando la fórmula de Hazen Williams.

$$I = ( Q / 0,279 \times C \times D^{2,63} )^{1,85}$$

$$\text{Donde } C = 123 / 0,85 = 144,70$$

$$I = ( Q / 0,279 \times C \times D^{2,63} )^{1,85} = ( 0,375 / 0,279 \times 144,70 \times 0,65^{2,63} )^{1,85} = 0,0014 \text{ m/m}$$

$$\Delta h_1 = 0,0014 \times 33 = 0,047 \text{ m}$$

Pérdidas localizadas:

$$\Delta h_2 = K ( V^2 / 2g )$$

$$V^2 / 2g = 0,75^2 / 19,62 = 0,029$$

Coeficientes K:

Puesta en velocidad: K = 1,0

Cambio de sentido: k = 1,13

Entrada: K = 0,50

Codo 90°: K = 0,40

Total K = 3,03

$$\Delta h_2 = K ( V^2/2g ) = 0,029 \times 3,03 = 0,088$$

Salida parte central del decantador:

se realiza por cuatro orificios de  $0,50 \times 0,30 = 0,60 \text{ m}^2$

$$\text{Velocidad} = Q/A = 0,375 / 0,60 = 0,625 \text{ m/seg}$$

$$\Delta h_3 = K ( V^2/2g )$$

$$V^2/2g = 0,625 / 19,62 = 0,020 \text{ m}$$

$$K = 1,25$$

$$\Delta h_3 = K ( V^2/2g ) = 1,25 \times 0,020 = 0,025 \text{ m.}$$

$$\Delta h_t = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3 = 0,047 + 0,088 + 0,025 = 0,160 \text{ m}$$

### ➤ DECANTADOR

.- Nivel del agua en el decantador primario:

$$9,314 - 0,160 = 9,154 \text{ m}$$

Diámetro del decantador: 33,0 metros

Vertedero perimetral:

$$\text{Longitud del vertedero} = \Pi (33 - 1,70) = 98,33 \text{ m}$$

$$\text{Caudal} = 0,375 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Caudal por m-l de vertedero} = 0,375/98,33 = 3,81 \text{ l/seg/ml}$$

Aplicando la fórmula de Bazín para vertederos de pared delgada:

$$q = 0,415 (2g)^{1/2} h^{3/2}$$

$$q = 0,415 (2g)^{1/2} h^{3/2} = 1,8372 h^{3/2}.$$



$$0,375 = 1,8372 h^{3/2}.$$

Despejando resulta una lámina vertiente sobre vertedero:

$$h = 0,02 \text{ mts.}$$

.- Cota umbral de vertedero:

$$9,154 - 0,02 = 9,134 \text{ m}$$

Resguardo por aireación:  $\Delta h = 0,10 \text{ m}$

.- Nivel del agua en el canal perimetral punto alto:

$$9,134 - 0,10 = 9,034 \text{ m}$$

Pérdida de carga en el canal:

$$\text{Sección mojada} = 0,70 \times 0,40 = 0,28 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro mojado} = 0,70 + 2(0,40) = 1,50 \text{ m.}$$

$$\text{Radio hidráulico} = 0,28 / 1,50 = 0,1866 \text{ m}$$

Según Bazin:

$$C = (87 R^{1/2}) / (\gamma + R^{1/2}) \quad \gamma = 0,16$$

$$C = 63,48$$

Caudal para medio canal:

$$Q^* = 1,20 \times (0,375/2) = 0,225 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Velocidad} = 0,225 / 0,28 = 0,80 \text{ m/seg}$$

Por Chezi:

$$i = V^2 / (c^2 \times R)$$

$$\text{Pendiente del canal} : i = V^2 / (c^2 \times R) = (0,80^2) / (63,48^2 \times 0,1866) = 0,00085$$

$$\text{Longitud medio canal} = (\pi/2) \times (33 - 1,70) = 51,21 \text{ m}$$

$$\Delta h_1 = 0,00085 \times 51,21 = 0,044 \text{ m}$$

Pérdidas localizadas:

$$\Delta h_2 = K ( V^2/2g )$$

$$V^2/2g = 0,80^2/19,62 = 0,0326$$

Coefficientes K: Puesta en velocidad:  $K = 1,0$

$$\Delta h_2 = K ( V^2/2g ) = 1,0 \times 0,033 = 0,033 \text{ m}$$

$$\Delta h_t = \Delta h_1 + \Delta h_2 = 0,044 + 0,033 = 0,077 \text{ m}$$

.- Nivel del agua en el canal perimetral punto bajo:

$$9,034 - 0,77 = 8,957 \text{ m}$$

Salida del decantador:

$$\text{Caudal} = 0,375 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Sección de paso} = 0,40 \times 1,20 = 0,48 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad} = Q/A = 0,375/0,48 = 0,78 \text{ m/seg}$$

$$\Delta h = K ( V^2/2g )$$

$$V^2/2g = 0,78^2/19,62 = 0,031$$

Coefficiente K de cambio de sentido :  $K = 1,25$

$$\Delta h = K ( V^2/2g ) = 1,25 \times 0,031 = 0,039 \text{ m.}$$

Resguardo por aireación = 0,10 m

.- Nivel del agua en la arqueta de salida del decantador primario:

$$8,957 - (0,039 + 0,10) = 8,818 \text{ m}$$

➤ CANAL A ARQUETA DE RECOGIDA

Caudal = 0,375 m<sup>3</sup>/seg

Dimensiones del canal:

Ancho = 0,80 m

Calado = 0,40 m

Área mojada = 0,80 x 0,40 = 0,32 m<sup>2</sup>

Velocidad = Q/A = 0,375/0,32 = 1,17 m/seg

Radio hidráulico = 0,32/1,60 = 0,20 m

Aplicando la fórmula de Manning para canales :

$$Q = (1/n) \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \cdot S$$

Donde:

n = coeficiente de rugosidad de Manning = 0,013 para hormigón

R = radio hidráulico

i = pendiente del canal

S = área mojada

$$0,375 = (1/0,013) \times (0,20)^{2/3} \times i^{1/2} \times 0,32$$

despejando se obtiene la pendiente i = 0,0020

longitud del canal: L = 8 m

Pérdida de carga en el canal:

$$\Delta h = i \times L = 0,002 \times 8 = 0,016 \text{ m}$$

.- Nivel del agua en la arqueta de recogida de los cuatro decantadores (llegada del canal):

$$8,818 - 0,016 = 8,802 \text{ m}$$

Resguardo = 0,10.

.- Nivel del agua en la arqueta de recogida:

$$8,802 - 0,10 = 8,702 \text{ m}$$

#### ➤ CANAL DE LLEGADA AL BIOLÓGICO

Caudal = 1,50 m<sup>3</sup>/seg

Dimensiones del canal:

Ancho = 1,50 m

Calado = 0,90 m

Área mojada = 1,50 x 0,90 = 1,35 m<sup>2</sup>

Velocidad = Q/A = 1,50/1,35 = 1,11 m/seg

Radio hidráulico = 1,35/(1,50+1,80) = 0,409 m

Aplicando la fórmula de Manning para canales :

$$Q = (1/n) \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \cdot S$$

Donde:

n = coeficiente de rugosidad de Manning = 0,013 para hormigón

R = radio hidráulico

i = pendiente del canal

S = área mojada

$$1,50 = (1/0,013) \times (0,409)^{2/3} \times i^{1/2} \times 1,35$$

despejando se obtiene la pendiente  $i = 0,0007$

longitud del canal:  $L = 37,50 \text{ m}$

Pérdida de carga en el canal:

$$\Delta h = i \times L = 0,0007 \times 37,50 = 0,027 \text{ m}$$

.- Nivel del agua al final del canal:

$$8,702 - 0,027 = 8,675 \text{ m}$$

Pérdida de carga futuro tratamiento = 0,20.

.- Nivel del agua en el canal de alimentación al reactor biológico:

$$8,675 - 0,20 = 8,475 \text{ m}$$

### ➤ TRATAMIENTO BIOLÓGICO

Consta de cuatro líneas de tratamiento.

El reparto hacia las cuatro balsas se realiza mediante vertedero:

Aplicando la fórmula de Bazín para vertederos de pared delgada:

$$q = 0,415 (2g)^{1/2} h^{3/2}$$

$$q = 0,415 (2g)^{1/2} h^{3/2} = 1,8372 h^{3/2}$$

Longitud del vertedero =  $36,0 - 1,50 = 34,50 \text{ m}$

Caudal total =  $1,50 / 4 = 0,375 \text{ m}^3/\text{seg}$

Caudal por m.l de vertedero =  $0,375 / 34,50 = 0,011 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m.l}$

Aplicando la fórmula anteriormente citada:

$$0,011 = 1,8372 h^{3/2}$$

Despejando resulta una lámina vertiente sobre vertedero :

$$h = 0,033 \text{ mts.}$$

.- Cota umbral de vertedero:

$$8,475 - 0,033 = 8,442 \text{ m}$$

$$\text{Resguardo} = 0,15 \text{ m}$$

.- Nivel del agua en el canal de entrada:

$$8,442 - 0,15 = 8,292 \text{ m}$$

A este canal de entrada le llegará la recirculación de fangos.

Entrada al reactor biológico:

$$\text{Caudal} = 3,0 \text{ m}^3/\text{seg} \text{ ( recirculación incluida)}$$

$$\text{Caudal por línea} = 3,0 / 4 = 0,75 \text{ m}^3/\text{seg}$$

La entrada al reactor biológico se realiza mediante compuertas:

Sección de paso : 4 compuertas de 0,80 x 0,50 mts.

$$\text{Superficie de paso} = 4 \times 0,80 \times 0,50 = 1,60 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad de paso} = Q/A = 0,75 / 1,60 = 0,47 \text{ /seg}$$

$$\text{Pérdida de carga} : \Delta h = K ( V^2/2g )$$

$$K = 2,80 \text{ (paso bajo compuerta)}$$

$$\Delta h = K ( V^2/2g ) = 2,80 \times ( 0,47^2/19,62 ) = 0,04 \text{ m}$$

### Reactor Biológico:

.- Nivel del agua en el reactor biológico:

$$8,292 - 0,04 = 8,252 \text{ m}$$

Salida del reactor biológico mediante vertedero:

Caudal por línea =  $0,75 \text{ m}^3/\text{seg}$  ( incluida la recirculación)

Longitud del vertedero = 36,0 mts.

Caudal por m.l de vertedero:  $q = 0,75 / 36 = 0,02083 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m.l}$

Aplicando la fórmula de Bazán para vertederos de pared delgada:

$$q = 0,415 (2g)^{1/2} h^{3/2}$$

$$q = 0,415 (2g)^{1/2} h^{3/2} = 1,8372 h^{3/2}$$

$$0,02083 = 1,8372 h^{3/2}$$

Despejando resulta una lámina vertiente sobre vertedero:

$$h = 0,05 \text{ mts.}$$

.- Cota umbral de vertedero:

$$8,252 - 0,05 = 8,202 \text{ m}$$

Resguardo por aireación =  $\Delta h = 0,07$

.- Nivel del agua en el canal de recogida :

$$8,202 - 0,07 = 8,132 \text{ m}$$

Pérdida de paso a la arqueta =  $\Delta h = 0,037$

.- Nivel del agua en la arqueta de salida del reactor:

$$8,132 - 0,037 = 8,095 \text{ m}$$

De esta arqueta sale una tubería de alimentación a la arqueta de reparto a los decantadores secundarios:

➤ TUBERÍA DE ALIMENTACIÓN A ARQUETA DE REPARTO

Caudal ( incluida la recirculación ) = 3,0 m<sup>3</sup>/seg

Diámetro de la tubería = 1,50 m

Área = 1,776 m<sup>2</sup>

Velocidad = Q/A = 3,0 / 1,776 = 1,69 m/seg

Pendiente de la tubería aplicando la fórmula de Hazen Williams.

$$I = ( Q / 0,279 \times C \times D^{2,63} )^{1,85}$$

Donde C = 145

$$I = ( Q / 0,279 \times C \times D^{2,63} )^{1,85} = ( 3,0 / 0,279 \times 145 \times 1,50^{2,63} )^{1,85} = 0,00082 \text{ m/m}$$

Longitud de la tubería (medido sobre el plano de implantación) = 60,0 mts.

$$\Delta h_1 = 0,00082 \times 60 = 0,050 \text{ m}$$

Pérdidas localizadas:

$$\Delta h_2 = K ( V^2 / 2g )$$

$$V^2 / 2g = 1,69^2 / 19,62 = 0,147$$

Coefficientes K:

Entrada: K = 0,50

Salida: K = 0,20

Total K = 0,70

$$\Delta h_2 = K ( V^2 / 2g ) = 0,147 \times 0,70 = 0,103$$



$$\Delta h_t = \Delta h_1 + \Delta h_2 = 0,050 + 0,103 = 0,153 \text{ m}$$

.- Nivel del agua en la arqueta de reparto:

$$8,095 - 0,153 = 7,942 \text{ m}$$

Reparto a decantadores secundarios:

Se instalarán cuatro líneas de tratamiento.

Caudal por línea =  $0,75 \text{ m}^3/\text{seg}$ . (incluida la recirculación)

Sistema de reparto por vertedero.

Longitud del vertedero por línea = 4,0 m.

Caudal por m.l de vertedero =  $0,75/4 = 0,1875 \text{ m}^3/\text{seg}$

Aplicando la fórmula de Bazín para vertederos de pared delgada:

$$q = 0,415 (2g)^{1/2} h^{3/2}$$

$$q = 0,415 (2g)^{1/2} h^{3/2} = 1,8372 h^{3/2}$$

$$0,1875 = 1,8372 h^{3/2}$$

Despejando resulta una lámina vertiente sobre vertedero:

$$h = 0,22 \text{ mts.}$$

.- Cota umbral de vertedero:

$$7,942 - 0,22 = 7,722 \text{ m}$$

Resguardo por aireación:  $\Delta h = 0,10 \text{ m}$

.- Nivel del agua en la arqueta de alimentación:

$$7,722 - 0,10 = 7,622 \text{ m}$$

➤ DECANTACIÓN SECUNDARIA

Tubería de alimentación a los decantadores:

Caudal de paso =  $0,75 \text{ m}^3/\text{seg}$

Tubería diámetro = 1000 mm

Área =  $0,785 \text{ m}^2$

Velocidad =  $Q/A = 0,75 / 0,785 = 0,95 \text{ m/seg}$

Longitud de la tubería = 35 metros

Pendiente de la tubería aplicando la fórmula de Hazen Williams.

$$I = ( Q / 0,279 \times C \times D^{2,63} )^{1,85}$$

Donde C = 144

$$I = ( Q / 0,279 \times C \times D^{2,63} )^{1,85} = ( 0,75 / 0,279 \times 144 \times 1,0^{2,63} )^{1,85} = 0,00063 \text{ m/m}$$

$$\Delta h_1 = 0,00063 \times 35 = 0,022 \text{ m}$$

Pérdidas localizadas:

$$\Delta h_2 = K ( V^2 / 2g )$$

$$V^2 / 2g = 0,95^2 / 19,62 = 0,046$$

Coeficientes K:

Puesta en velocidad: K = 1,0

Cambio de sentido: k = 1,13

Entrada: K = 0,50

Codo 90°: K = 0,40

Total K = 3,03

$$\Delta h_2 = K ( V^2/2g ) = 0,046 \times 3,03 = 0,139$$

Salida parte central del decantador:

se realiza por cuatro orificios de  $0,60 \times 0,50 = 1,20 \text{ m}^2$

$$\text{Velocidad} = Q/A = 0,75 / 1,20 = 0,625 \text{ m/seg}$$

$$\Delta h_3 = K ( V^2/2g )$$

$$V^2/2g = 0,625 / 19,62 = 0,02 \text{ m}$$

$$K = 1,25$$

$$\Delta h_3 = K ( V^2/2g ) = 1,25 \times 0,020 = 0,025 \text{ m.}$$

$$\Delta h_t = \Delta h_1 + \Delta h_2 + \Delta h_3 = 0,022 + 0,139 + 0,025 = 0,186 \text{ m}$$

Decantador

.- Nivel del agua en el decantador secundario:

$$7,622 - 0,186 = 7,436 \text{ m}$$

Diámetro del decantador: 42,0 metros

Vertedero perimetral:

$$\text{Longitud del vertedero} = \Pi (42 - 1,70) = 126,61 \text{ m}$$

Aplicando la fórmula de Bazín para vertederos de pared delgada:

$$q = 0,415 (2g)^{1/2} h^{3/2}$$

$$q = 0,415 (2g)^{1/2} h^{3/2} = 1,8372 h^{3/2}.$$

$$\text{Caudal por línea} = 1,5/4 = 0,375 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Caudal por m-l de vertedero} = 0,375/126,61 = 0,00296 \text{ m}^3/\text{seg/m.l}$$

$$0,00296 = 1,8372 h^{3/2}.$$

Despejando resulta una lámina vertiente sobre vertedero:

$h = 0,02$  mts.

.- Cota umbral de vertedero:

$$7,436 - 0,02 = 7,416 \text{ m}$$

Resguardo por aireación:  $\Delta h = 0,10$  m

.- Nivel del agua en el canal perimetral punto alto:

$$7,416 - 0,10 = 7,316 \text{ m}$$

Pérdida de carga en el canal:

$$\text{Sección mojada} = 0,70 \times 0,40 = 0,28 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro mojado} = 0,70 + 2(0,40) = 1,50 \text{ m.}$$

$$\text{Radio hidráulico} = 0,28 / 1,50 = 0,1866 \text{ m}$$

Según Bazin:

$$C = (87 R^{1/2}) / (\gamma + R^{1/2}), \quad \gamma = 0,16$$

$$C = 63,48$$

Caudal para medio canal:

$$Q^* = 1,20 \times (0,375/2) = 0,225 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Velocidad} = 0,225 / 0,28 = 0,80 \text{ m/seg}$$

Por Chezi:

$$i = V^2 / (c^2 \times R)$$

$$\text{Pendiente del canal} : i = V^2 / (c^2 \times R) = (0,80^2) / (63,48^2 \times 0,1866) = 0,00085$$

$$\text{Longitud medio canal} = (\pi/2) \times (42 - 1,70) = 64,87 \text{ m}$$

$$\Delta h_1 = 0,00085 \times 64,87 = 0,055 \text{ m}$$

Pérdidas localizadas:

$$\Delta h_2 = K ( V^2/2g )$$

$$V^2/2g = 0,80^2/19,62 = 0,0326$$

Coeficientes K:          Puesta en velocidad: K = 1,0

$$\Delta h_2 = K ( V^2/2g ) = 1,0 \times 0,033 = 0,033 \text{ m}$$

$$\Delta h_t = \Delta h_1 + \Delta h_2 = 0,055 + 0,033 = 0,088 \text{ m}$$

.- Nivel del agua en el canal perimetral punto bajo:

$$7,316 - 0,088 = 7,228 \text{ m}$$

Salida del decantador:

$$\text{Caudal} = 0,375 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Sección de paso} = 0,40 \times 1,20 = 0,48 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad} = Q/A = 0,375/0,48 = 0,78 \text{ m/seg}$$

$$\Delta h = K ( V^2/2g )$$

$$V^2/2g = 0,78^2/19,62 = 0,031$$

Coeficiente K de cambio de sentido : K = 1,25

$$\Delta h = K ( V^2/2g ) = 1,25 \times 0,031 = 0,039 \text{ m.}$$

.- Nivel del agua en la arqueta de salida del decantador secundario

$$7,228 - 0,039 = 7,189 \text{ m}$$

➤ CANAL A ARQUETA DE RECOGIDA

$$\text{Caudal} = 0,375 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Dimensiones del canal:

$$\text{Ancho} = 0,80 \text{ m}$$

$$\text{Calado} = 0,40 \text{ m}$$

$$\text{Área mojada} = 0,80 \times 0,40 = 0,32 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad} = Q/A = 0,375/0,32 = 1,17 \text{ m/seg}$$

$$\text{Radio hidráulico} = 0,32/1,60 = 0,20 \text{ m}$$

Aplicando la fórmula de Manning para canales :

$$Q = (1/n) \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \cdot S$$

Donde:

$n$  = coeficiente de rugosidad de Manning = 0,013 para hormigón

$R$  = radio hidráulico

$i$  = pendiente del canal

$S$  = área mojada

$$0,375 = (1/0,013) \times (0,20)^{2/3} \times i^{1/2} \times 0,32$$

despejando se obtiene la pendiente  $i = 0,0020$

longitud del canal:  $L = 8 \text{ m}$

Pérdida de carga en el canal:

$$\Delta h = i \times L = 0,002 \times 8 = 0,016 \text{ m}$$

.- Nivel del agua en la arqueta de recogida de los cuatro decantadores :

$$7,189 - 0,016 = 7,173 \text{ m}$$

Salida de la arqueta:

$$\text{Sección de paso} = 1,50 \times 0,90 = 1,35 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad} = Q/A = 1,50/1,35 = 1,11 \text{ m/seg}$$

$$\Delta h = K ( V^2/2g ) = 1,25 \times ( 1,11^2/19,62 ) = 0,078$$

$$\text{Resguardo} = 0,05 \text{ m}$$

.- Nivel del agua en la arqueta de recogida final:

$$7,173 - 0,078 - 0,05 = 7,045 \text{ m}$$

➤ TUBERÍA DE CONEXIÓN A LA ARQUETA ANTERIOR A CLORACIÓN

$$\text{Caudal de paso} = 1,50 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Tubería diámetro} = 1200 \text{ mm}$$

$$\text{Área} = 1,131 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad} = Q/A = 1,50/ 1,131 = 1,33 \text{ m/seg}$$

$$\text{Pendiente de la tubería} = 0,00093 \text{ m/m}$$

$$\text{Longitud de la tubería} = 50 \text{ metros}$$

$$\Delta h_1 = 0,00093 \times 50 = 0,047 \text{ m}$$

Pérdidas localizadas:

$$\Delta h_2 = K ( V^2/2g )$$

$$V^2/2g = 1,33^2/19,62 = 0,089$$

Coeficientes K:

$$\text{Entrada: } K = 0,50$$

$$\text{Salida: } K = 0,20$$

Total  $K = 0,70$

$$\Delta h_2 = K ( V^2/2g ) = 0,089 \times 0,70 = 0,063$$

$$\Delta h_t = \Delta h_1 + \Delta h_2 = 0,047 + 0,063 = 0,110 \text{ m}$$

.- Nivel del agua en la arqueta:

$$7,045 - 0,110 = 6,935 \text{ m}$$

Conexión a arqueta de entrada a cloración

Caudal de paso =  $1,50 \text{ m}^3/\text{seg}$

Tubería diámetro = 1200 mm

$$\text{Área} = 1,131 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad} = Q/A = 1,50/ 1,131 = 1,33 \text{ m/seg}$$

$$\text{Pendiente de la tubería} = 0,00093 \text{ m/m}$$

Longitud de la tubería = 50 metros

$$\Delta h_1 = 0,00093 \times 50 = 0,046 \text{ m}$$

Pérdidas localizadas:

$$\Delta h_2 = K ( V^2/2g )$$

$$V^2/2g = 1,33^2/19,62 = 0,089$$

Coefficientes K:

Entrada:  $K = 0,50$

Salida:  $K = 0,20$

Total  $K = 0,70$

$$\Delta h_2 = K ( V^2/2g ) = 0,089 \times 0,70 = 0,063$$



$$\Delta h_t = \Delta h_1 + \Delta h_2 = 0,046 + 0,063 = 0,108 \text{ m}$$

.- Nivel del agua en la arqueta:

$$6,935 - 0,108 = 6,827 \text{ m}$$

### ➤ CLORACION

Pérdida de carga entrada a cloración =  $\Delta h = 0,03$

.- Nivel del agua a la entrada de cloración:

$$6,827 - 0,03 = 6,797 \text{ m}$$

Pérdida de carga en la balsa de cloración:  $\Delta h = 0,05$

.- Nivel del agua a la salida de cloración:

$$6,797 - 0,05 = 6,747 \text{ m}$$

Salida de cloración mediante vertedero:

Longitud del vertedero = 10,0 m

Caudal = 1,50 m<sup>3</sup>/seg

Aplicando la fórmula de Bazín para vertederos de pared delgada:

$$q = 0,415 (2g)^{1/2} h^{3/2}$$

$$q = 0,415 (2g)^{1/2} h^{3/2} = 1,8372 h^{3/2}$$

Caudal por m-l de vertedero = 1,50 / 10 = 0,15 m<sup>3</sup>/seg/m.l

$$0,15 = 1,8372 h^{3/2}$$

Despejando resulta una lámina vertiente sobre vertedero:

$$h = 0,19 \text{ mts.}$$

.- Cota umbral de vertedero:

$$6,474 - 0,19 = 6,557 \text{ m}$$

Resguardo por aireación:  $\Delta h = 0,173 \text{ m}$

.- Nivel del agua en el canal de salida de cloración:

$$6,557 - 0,173 = 6,384 \text{ m}$$

Dimensiones del canal:

$$\text{Ancho} = 1,94 \text{ m}$$

$$\text{Pendiente del canal} = 0,00096$$

Aplicando la fórmula de Manning para canales :

$$Q = (1/n) \cdot R^{2/3} \cdot i^{1/2} \cdot S$$

Donde:

$n$  = coeficiente de rugosidad de Manning = 0,013 para hormigón

$R$  = radio hidráulico

$i$  = pendiente del canal

$S$  = área mojada

$$1,50 = (1/0,013) \times (R)^{2/3} \times 0,00096^{1/2} \times S$$

despejando se obtiene para un ancho de canal = 1,94

$$\text{Calado} = 0,62 \text{ m}$$

$$\text{Área mojada} = 1,940 \times 0,62 = 1,20 \text{ m}^2$$

longitud del canal:  $L = 23,50 \text{ m}$

Pérdida de carga en el canal:

$$\Delta h = i \times L = 0,00096 \times 23,50 = 0,023 \text{ m}$$

.Nivel del agua a la entrada del Parshall

$$6,384 - 0,023 = 6,361 \text{ m}$$

### ➤ MEDIDOR DE CAUDAL

Se prevé un solo medidor Parshall para todo el caudal:

$$Q = 1,875 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$W = 1,219 \text{ m} \text{ (ancho de la sección contraída o ancho de garganta)}$$

Aplicando la fórmula del medidor Parshall correspondiente:

$$Q = k \cdot W \cdot H_a^{1,5779}$$

$$H_a = (Q/2,9506)^{0,6338} = (1,875/2,9506)^{0,6338} = 0,75$$

Se ha de cumplir que  $(H_b/H_a) \leq 0,70$ ,

$$\text{Tomamos } H_b/H_a = 0,65$$

$$H_b = 0,65 \times 0,75 = 0,488$$

$$\text{Pérdida de carga en el medidor Parshall} = \Delta h = H_a - H_b = 0,262 \text{ m}$$

.- Nivel del agua a la salida del medidor Parshall:

$$6,361 - 0,262 = 6,099 \text{ m}$$

$$\text{Resguardo por aireación} = 0,10 \text{ m}$$



➤ ARQUETA AGUA TRATADA

.- Nivel del agua en la arqueta de agua tratada:

$$6,099 - 0,10 = 5,999 \text{ m}$$

eoi



eoi