

DOCUMENTO Nº 1: MEMORIA Y ANEJOS

# ANEJO 05: CÁLCULOS HIDRÁULICOS

**PROYECTO DE LA ESTACIÓN DEPURADORA DE AGUAS  
RESIDUALES DE RAMONETE, T.M. DE LORCA (MURCIA)**

CONSEJERÍA DE AGRICULTURA Y AGUA DE LA COMUNIDAD AUTÓNOMA DE LA  
REGIÓN DE MURCIA  
DIRECCIÓN GENERAL DEL AGUA





## **ÍNDICE:**

<b>1</b>	<b>BASES DE CÁLCULO DE LA LÍNEA PIEZOMÉTRICA</b>	<b>2</b>
<b>1.1</b>	<b>PÉRDIDAS DE CARGA CONTINUAS</b>	<b>2</b>
1.1.1	FLUJO EN LÁMINA LIBRE	2
1.1.2	FLUJO EN CARGA	3
<b>1.2</b>	<b>PÉRDIDAS DE CARGA LOCALIZADAS</b>	<b>4</b>
1.2.1	FLUJO EN CARGA	5
1.2.2	FLUJO EN LÁMINA LIBRE	9
<b>1.3</b>	<b>PÉRDIDA DE CARGA EN REJAS</b>	<b>9</b>
<b>1.4</b>	<b>PÉRDIDAS DE CARGA EN VERTEDERO</b>	<b>10</b>
1.4.1	VERTEDERO RECTANGULAR EN PARED DELGADA	10
1.4.2	VERTEDERO TRIANGULAR EN PARED DELGADA	10
<b>2</b>	<b>CÁLCULO DE LA LÍNEA PIEZOMÉTRICA</b>	<b>11</b>
<b>2.1</b>	<b>DATOS DE PARTIDA</b>	<b>11</b>
<b>2.2</b>	<b>CÁLCULO DE COTAS</b>	<b>11</b>
2.2.1	BY-PASS DE LA EDAR	11
2.2.2	LÍNEA DE AGUA	13
2.2.3	TRATAMIENTO TERCIARIO	35



# 1 BASES DE CÁLCULO DE LA LÍNEA PIEZOMÉTRICA

Se exponen en este apartado los métodos de cálculo seguidos en el Proyecto para determinar la evolución de la línea piezométrica desde la llegada del agua bruta a la EDAR hasta el vertido del agua tratada a la Rambla del Ramonete. Se establecen las bases teóricas de cálculo de pérdidas de carga diferenciando si son continuas o localizadas y si el flujo es en lámina libre o en conducción a presión.

## 1.1 PÉRDIDAS DE CARGA CONTINUAS

### 1.1.1 FLUJO EN LÁMINA LIBRE

Para el cálculo hidráulico de las secciones en canal son comúnmente usadas dos alternativas: la fórmula de Chézy o la de Manning-Strickler.

#### FÓRMULA DE CHÉZY

Permite obtener la velocidad media en la sección de un canal:

$$v = C * \sqrt{R_H * i} \quad [1]$$

$v$  = Velocidad media en la sección considerada, en m/s.

$R_H$  = Radio hidráulico de esta sección, en m.

$i$  = Pendiente en las inmediaciones de esta sección, en metros por metro.

$C$  = Coeficiente que puede ser adoptado por la fórmula de Bazin:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{R_H}} \quad [2]$$

$\gamma$  = Coeficiente de circulación que varía según los materiales y naturaleza de las aguas transportadas. El valor considerado para el hormigón es de:

0,46 para agua bruta

0,30 para agua desarenada

0,16 para agua decantada

De la expresión [1], suponiendo régimen uniforme y que, por tanto, la pendiente del canal coincide con la línea piezométrica, se puede despejar la pérdida de carga:

$$\frac{v^2}{C^2} = R_H * i = R_H * \frac{\Delta h}{L}$$

$$J = \frac{\Delta h}{L} = \frac{v^2}{C^2 * R_H} \quad [3]$$

## FÓRMULA DE MANNING-STRICKLER

El caudal a través de un canal viene dado por:

$$Q = v * S = \frac{1}{n} * R_H^{\frac{2}{3}} * i^{\frac{1}{2}} * S \quad [4]$$

siendo:

Q = Caudal en m<sup>3</sup>/s

S = Área de sección mojada en m<sup>2</sup>

n = Coeficiente de Manning

R<sub>H</sub> = Radio hidráulico en m. Relación del área mojada a su perímetro mojado. R<sub>H</sub> = A / P

i = Pendiente longitudinal en mm/m

El valor de "n" adoptado en todos los casos es de 0,013 que corresponde, a tenor de las numerosas obras en explotación de similares características a la aquí proyectada, al valor medio determinado por la experiencia para el revestimiento de hormigón envejecido.

En consonancia con lo anteriormente expuesto, las pérdidas de carga uniformes, se determinan mediante la expresión:

$$\Delta h = \frac{v^2 * n^2}{R_H^3} * L \quad [5]$$

en la que:

Δh = Pérdida de carga en m.

v = Velocidad en m/s.

n = Coeficiente de Manning

L = Longitud del tramo en m.

R<sub>H</sub> = Radio hidráulico en m.

### 1.1.2 FLUJO EN CARGA

Para calcular las pérdidas de carga en las tuberías, de entre todas las expresiones existentes, la fórmula de Prandtl-Colebrook se considera como la más completa y correcta.

$$\Delta h = J * L \quad [6]$$

$$J = f * \frac{v^2}{2 * g * D} \quad [7]$$

A partir de la que Colebrook-White definieron el coeficiente de pérdida de carga o constante de Moody (λ) como:

$$\frac{1}{f} = -2 \log \left[ \frac{K}{3.71 * D} + \frac{2.51}{v * D} * \frac{1}{f} \right] \quad [8]$$



En el caso el flujo de agua se encuentre en régimen laminar ( $n^\circ$  de Reynolds inferior a 2320), la expresión para el coeficiente de pérdida de carga se simplifica a:

$$f = \frac{64}{Re}; Re = \frac{v \cdot D}{\nu}$$

siendo:

Ah = Pérdida de carga en m.

L = Longitud del tramo considerado, en m.

J = Pérdida de carga por rozamiento en m de columna de agua por metro lineal de conducto.

v = Velocidad de circulación del agua en m/s

g = Aceleración de la gravedad = 9,81 m/s<sup>2</sup>

D = Diámetro de la tubería en m.

K = Coeficiente de rugosidad equivalente de Nikuradzé. Se consideran distintos valores experimentales en función del material de la conducción y de la limpieza de las aguas que circulan. Para tuberías de acero debe considerarse un valor medio de 1 mm.

$\nu$  = Viscosidad cinemática del efluente. A presión normal, toma valores que oscilan desde los  $1,79 \times 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s a 0°C a los  $0,30 \times 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s a 100°C. Se empleará en los cálculos la viscosidad correspondiente a 10°C:  $1,31 \times 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s.

Existe otra forma alternativa de presentar la ecuación de Colebrook;

$$\Delta h = 8 * f * L * \frac{Q^2}{\pi^2 * g * D^5} \quad [9]$$

Para conducciones a sección parcialmente llena, se podrán aplicar los coeficientes correctores de Thormann-Franke a la fórmula de Prandtl-Colebrook, que definen las variaciones de caudales y velocidades en función de la altura de llenado.

## 1.2 PÉRDIDAS DE CARGA LOCALIZADAS

El cálculo de las pérdidas de carga localizadas se efectúa mediante la expresión general:

$$\Delta h = K * \frac{v^2}{2g} \quad [10]$$

en la que el coeficiente K adopta en cada caso el valor suficientemente contrastado por la experiencia. Los valores de K utilizados en estos cálculos función del tipo de pérdida localizada son los siguientes:

## 1.2.1 FLUJO EN CARGA

### UNIÓN DE UNA TUBERÍA A UN GRAN DEPÓSITO

#### **Embocadura:**

Salida sin saliente en el interior del depósito y con unión en ángulos vivos:  $K = 0,5$

Salida con saliente hacia el interior del depósito:  $K = 1$

Salida sin saliente en el interior del depósito y con unión de perfil redondeado:  $K = 0,05$

Salida sin saliente en el interior del depósito y con unión en ángulos vivos. Empalme de salida abierto:  $K = 1$

#### **Desembocadura:**

$K=1$

### CODOS

#### **Codos redondeados:**

Tabla de valores de  $K$  para codos redondeados siendo;

$r$  = Radio de curvatura del codo, en m.

$d$  = Diámetro del tubo, en m.

$r/d$	1	1.5	2	3	4
Angulo=22.5°	0.11	0.10	0.09	0.08	0.08
Angulo=45°	0.19	0.17	0.16	0.15	0.15
Angulo=60°	0.25	0.22	0.21	0.20	0.19
Angulo=90°	0.33	0.29	0.27	0.26	0.26
Angulo=135°	0.41	0.36	0.35	0.35	0.35
Angulo= 180°	0.48	0.43	0.42	0.42	0.42

#### **Codos en ángulo:**

Angulo	22.5°	30°	45°	60°	75°	90°
$K$	0.17	0.20	0.40	0.70	1.00	1.50

### PIEZAS EN T

#### **Derivación de llegada:**

Los valores de  $K_b$  y  $K_r$ , en función de la relación caudal de llegada/caudal total después de la derivación son:

$Q_d/Q$	0	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$K_b$	-0,60	-0,37	-0,18	-0,07	0,26	0,46	0,62	0,78	0,94	1,08	1,20
$K_r$	0	0,16	0,27	0,38	0,46	0,53	0,57	0,59	0,60	0,59	0,55



en la que:

$Q_d$  = Caudal de llegada a la derivación

$Q$  = Caudal total después de la derivación

$K_b$  = Coeficiente K relativo al tramo que entronca

$K_r$  = Coeficiente K relativo al tramo en el que se realiza el entronque.

**Derivación de salida:**

Los valores de  $K_b$  y  $K_r$  en función de la relación caudal derivado/caudal total de llegada a la derivación son:

$Q_d/Q$	0	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00
$K_b$	1,00	1,00	1,01	1,03	1,05	1,09	1,15	1,22	1,32	1,38	1,45
$K_r$	0	0	0,02	0,04	0,06	0,10	0,15	0,20	0,26	0,32	0,40

en la que:

$Q_d$  = Caudal que se deriva

$Q$  = Caudal total que llega a la derivación

$K_b$  = Coeficiente K relativo al tramo derivado

$K_r$  = Coeficiente K relativo al tramo en el que se realiza la derivación.

**T simétrica, reunión de corrientes:**

Los valores de  $K_I$  y  $K_D$  se determinan mediante las expresiones:

$$K_I = 2 + 3 * \left[ \left( \frac{Q_I}{Q} - \frac{Q_D}{Q} \right) \right]$$

$$K_D = 2 + 3 * \left[ \frac{Q_D}{Q} - \frac{Q_I}{Q} \right] \quad [11]$$

en las que:

$Q_I$  = Caudal que llega al encuentro por el lado izquierdo.

$Q_D$  = Caudal que llega al encuentro por el lado derecho.

$K_I$  = Coeficiente K relativo al tramo izquierdo del encuentro.

$K_D$  = Coeficiente K relativo al tramo derecho del encuentro.

En el caso de que los caudales que vienen por la derecha y la izquierda sean iguales, el coeficiente K adopta el valor 1,25.

**T simétrica, separación de corrientes**

Los valores de  $K_I$  y  $K_D$  se determinan mediante las expresiones:

$$K_I = 1 + 0.3 * \left( \frac{Q_I}{Q} \right)^2$$

$$K_D = 1 + 0.3 * \left( \frac{Q_D}{Q} \right)^2 \quad [12]$$

en las que:

$Q_I$  = Caudal que se separa por el lado izquierdo.

$Q_D$  = Caudal que se separa por el lado derecho.

$K_I$  = Coeficiente  $K$  relativo al tramo izquierdo de la separación.

$K_D$  = Coeficiente  $K$  relativo al tramo derecho de la separación.

En el caso de que los caudales que vienen por la derecha y la izquierda sean iguales, el coeficiente  $K$  adopta el valor 1,075.

### CONOS

En caso de **conos convergentes**, la pérdida de carga es despreciable. Para un **cono divergente** de ángulo de apertura inferior o igual a  $10^\circ$ , el coeficiente  $K$  viene dado por la expresión:

$$K = 3.2 * \left( \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \right)^{1.25} * \left[ 1 - \frac{D_1}{D_2} \right]^2 \quad [13]$$

Siendo,

$D_1$  = Diámetro interior de la tubería antes del ensanchamiento, en m.

$D_2$  = Diámetro interior de la tubería después del ensanchamiento, en m.

En la ecuación [10] se sustituye la velocidad media antes del ensanchamiento.

Si el ángulo de apertura es superior a  $10^\circ$ , la pérdida de carga se indica en la fórmula siguiente relativa a los ensanchamientos bruscos.

### CAMBIO BRUSCO DE DIÁMETRO

#### **Estrechamiento**

Se considera en la ecuación [10] la velocidad después del estrechamiento y el coeficiente  $K$ :

$$K = 0.5 * \left[ 1 - \frac{D_2}{D_1} \right]^2 \quad [14]$$

$D_1$  = Diámetro interior de la tubería antes del estrechamiento en m.

$D_2$  = Diámetro interior de la tubería después del estrechamiento en m.

#### **Ensanchamiento**

En este caso, la velocidad manejada es la de antes del ensanchamiento. El coeficiente  $K$  viene dado por:

$$K = \left[ 1 - \frac{D_1}{D_2} \right]^4 \quad [15]$$

$D_1$  = Diámetro interior de la tubería antes del ensanchamiento, en m.

$D_2$  = Diámetro interior de la tubería después del ensanchamiento en m.

## APARATOS DE VALVULERIA

### **Válvulas de compuerta:**

La tabla siguiente ofrece unos valores experimentales medios de K, en función de;

$p$  = Distancia de penetración de la compuerta en la sección supuesta circular, ofrecida por la válvula de paso del líquido, expresada en m.

$D$  = Diámetro de esta sección (diámetro interior de la válvula) en m.

$p/D$	1/8	2/8	3/8	4/8	5/8	6/8	7/8
K	0.15	0.26	0.81	2.1	5.5	17	98

### **Válvulas de mariposa:**

La tabla siguiente ofrece valores experimentales medios de K, en función de  $\alpha$  = ángulo formado por la mariposa y el eje de la tubería, en grados.

$\alpha$	5	10	15	20	30	40	45	50	60	70
K	0.24	0.52	0.90	1.5	3.9	11	19	33	120	750

### **Válvulas de retención:**

La tabla siguiente ofrece unos valores experimentales medios de K, en función de  $\alpha$  = ángulo formado por la clapeta y el eje de la tubería en grados. Estos valores K se considerarán en el caso de que el diámetro de paso del asiento de la clapeta sea igual a 0,73 veces el diámetro de la tubería.

$\alpha$	20	30	40	50	60	70	75
K	1.7	3.2	6.6	14	30	62	90

## PASO POR ORIFICIOS Y TOBERAS

Orificio cuya forma es exactamente igual a la de la vena líquida:  $K = 0,7$

Pequeño orificio en pared delgada:  $K = 1,1$

Orificio embebido:  $K = 1,3$

Orificio rectangular en pared delgada:  $K = 1,1$

Tobera cónica convergente (ángulo de  $12^\circ$ ):  $K = 0,8$

Tobera cónica divergente:  $K = 0,7$

Tobera cilíndrica interior:  $K = 1,4$

Tobera cilíndrica exterior:  $K = 0,9$

## 1.2.2 FLUJO EN LÁMINA LIBRE

### QUIEBRO DEL CANAL

Los valores de K en función del ángulo exterior del quiebro en el canal son:

Ángulo (°)	30	45	60	75	90
K	0.20	0.40	0.70	1.00	1.50

### PASO POR COMPUERTA

Paso por compuerta de igual ancho que el canal:  $K = 0,05$

Entrada o salida por compuerta:  $K = 0,50$

### GIRO DE 90° EN LA MASA DEL FLUJO

$K = 0,30$

### EMBOCADURA

$K = 0,50$

### ENSANCHAMIENTO BRUSCO

$$K = 1 - \frac{R_{HE}^2}{R_{HA}^2} \pi r^2 \quad [16]$$

en la que:

$R_{HE}$  = Radio hidráulico de la conducción más estrecha

$R_{HA}$  = Radio hidráulico de la conducción más ancha

## 1.3 PÉRDIDA DE CARGA EN REJAS

La pérdida de carga en rejas puede establecerse según la fórmula:

$$\Delta h = K_1 * K_2 * K_3 * \frac{v^2}{2g} \quad [17]$$

Siendo:

$\Delta h$  = Pérdida de carga, en m.

$v$  = velocidad de aproximación en el canal, en m/s.

$g$  = aceleración de la gravedad,  $m/s^2$

En lo que se refiere a los coeficientes K, éstos toman distintos valores en función del atascamiento ( $K_1$ ), de la forma de la sección horizontal de los barrotes ( $K_2$ ) y de la sección de paso entre barrotes ( $K_3$ ).

## 1.4 PÉRDIDAS DE CARGA EN VERTEDERO

### 1.4.1 VERTEDERO RECTANGULAR EN PARED DELGADA

El caudal viene dado por la fórmula:

$$Q = m * L * h * \sqrt{2gh} \quad [18]$$

en la que,

Q = Caudal, en m<sup>3</sup>/s.

m = Coeficiente de caudal del vertedero.

L = Longitud del umbral de vertido, en m.

h = Altura de la lámina, en m.

g = Aceleración de la gravedad, en m/s<sup>2</sup>

siendo m:

$$m = \frac{2}{3} * \left( 0,605 + \left( \frac{1}{1050 * h} \right) + 0,08 * \frac{h}{p} \right)$$

Por otra parte, se designa por p, en m, la pala o altura del umbral por encima del fondo aguas arriba.

### 1.4.2 VERTEDERO TRIANGULAR EN PARED DELGADA

$$Q = \frac{8}{15} * \mu * h^2 * \sqrt{2gh} * \operatorname{tg} \left( \frac{\theta}{2} \right) \quad [19]$$

en la que;

Q = Caudal por vertedero, en m<sup>3</sup>/s.

$\mu$  = Coeficiente de caudal del vertedero rectangular de Bazin en pared delgada sin contracción lateral.

h = Altura de lámina, en m.

$\theta$  = Ángulo en el vértice del vertedero.

Según Bazin:

$$\mu = 0,405 + \frac{0,003}{h} * 1 + 0,55 * \frac{h^2}{h + p^2}$$

## 2 CÁLCULO DE LA LÍNEA PIEZOMÉTRICA

### 2.1 DATOS DE PARTIDA

Los caudales adoptados para el diseño de la E.D.A.R. son los siguientes:

Caudales de diseño (m <sup>3</sup> /h)	
Caudal máximo hidráulico	208
Caudal punta tiempo seco	100
Caudal medio	41,7

El diseño del Pretratamiento se realiza para una capacidad de  $5xQ_m$  (208 m<sup>3</sup>/h), mientras que el resto de la EDAR se ha calculado para el caudal punta ( $Q_p=100$  m<sup>3</sup>/h).

La cota de llegada del colector general se ha tomado a partir del Proyecto de “**Colector de Saneamiento del Sur de las Librilleras, Km 15, Los Curas y Otras en Lorca (Murcia)**”, de febrero de 2011, al que se ha planteado una variante de trazado en su tramo final, debido al cambio de ubicación previsto para la EDAR de Ramonete. La cota de rasante del colector adoptada ha sido la **75,68**, a unos 3,4 m por debajo del terreno natural.

La cota más determinante como dato de partida en el cálculo de la línea piezométrica es la del punto de vertido, que en nuestro caso será la rambla del Ramonete. Para estar del lado de la seguridad, se ha considerado la simultaneidad del vertido con una avenida extrema ( $T_R=500$  años), comprobándose la no afectación al correcto funcionamiento hidráulico de la EDAR. Se adopta la cota **78,00** como nivel del agua en el punto de descarga del vertido.

Otro factor importante en el cálculo ha sido la necesaria elevación de la parcela de la EDAR para proteger las instalaciones ante posibles avenidas, al encontrarse en la zona de flujo preferente de la rambla.

### 2.2 CÁLCULO DE COTAS

#### 2.2.1 BY-PASS DE LA EDAR

En primer lugar, se ha calculado la posibilidad de by-pasear el caudal que llega a la EDAR a través de un colector (de las mismas características) hacia la rambla. Esta situación puede producirse cuando el caudal de llegada es muy elevado (intensas precipitaciones) y supera los 208 m<sup>3</sup>/h que es capaz de tratar la planta o cuando se decide cerrar la compuerta de aislamiento de la EDAR por motivos de mantenimiento. El caudal máximo de diseño de dicho colector se ha tomado de 575 m<sup>3</sup>/h (375 m<sup>3</sup>/h de caudal máximo de by-pass según pliego + 200 m<sup>3</sup>/h que debería absorber la planta).

La entrada a la EDAR se considera que es la arqueta denominada en el proyecto como “Arqueta de llegada y By-pass general”. La salida a la rambla se produce a partir de la “Arqueta de llegada a Rambla”.



### BY-PASS DE LA EDAR: DESCARGA ANEGADA

Cota rambla pegada a mota:	77,08	
Cota mota rambla:	78,46	
Recubrimiento adoptado bajo mota:	0,5	
PVC teja corrugado DN:	0,63	m
Øint=	0,59	m
<b>Cota rasante llegada a rambla:</b>	<b>77,350</b>	clave tubería: 77,940
<b>Cota crecida Rambla:</b>	<b>78,00</b>	

### Tramo salida a rambla-arqueta de llegada a rambla:

L (By-pass)=	16	m	
J=	0,005	m/m	
<b>Cota rasante arqueta llegada a rambla:</b>	<b>77,43</b>		
$Q_{\text{tratado}} + Q_{\text{By-pass}} =$	575	m <sup>3</sup> /h	0,160 m <sup>3</sup> /s
Usando la fórmula de Colebroock-White (8):			
K=	0,00025	m	
D=	0,59	m	S= 0,273 m <sup>2</sup>
v=	0,58	m/s	Q= 0,160 m <sup>3</sup> /s
g=	1,31E-06	m <sup>2</sup> /s	
<b>f= 0,017951</b>			
Aplicando Darcy (7):			
f=	0,017951		
v=	0,58	m/s	
D=	0,59	m	
<b>J= 0,00053</b>		m/m	
L (rambla-arqueta)=	16	m	
Δh(tubería)=	0,008	m	
Δh(localizadas):			
Llegada a Rambla: K=	1		
Arqueta (embocadura): K=	0,5		
$v^2/(2g)=$	0,0174	m	
Δh(localizadas)=	0,026	m	
Δh(total)=	0,035	m	
<b>Cota lámina agua arqueta llegada rambla:</b>	<b>78,03</b>		clave tubería: 78,020

### Tramo arqueta llegada rambla-arqueta de llegada y by-pass general:

(pendiente tubería) J=	0,005	m/m	
L=	124,1	m	
2 pozos			
QmaxBypass =	375	m <sup>3</sup> /h	0,104 m <sup>3</sup> /s



$$J = 0,005 \quad \text{m/m}$$

Usando la fórmula de Prandtl Colebrook:

$$\begin{aligned} \text{Coeficiente de rugosidad equivalente} &= 0,00025 \quad \text{m} \\ Q(\text{sección llena}) &= 450 \quad \text{l/s} && 0,450 \quad \text{m}^3/\text{s} \\ v &= 1,64 \end{aligned}$$

Acudiendo a las tablas de Thormann y Franke:

$$\begin{aligned} Q/Q' &= 0,231 \\ v/v' &= 0,82 \\ h/D &= 0,324 \\ \text{Calado (QmaxBypass)} &= 0,191 \quad \text{m} \\ v &= 1,349 \quad \text{m/s} \\ \text{desembocadura arqueta llegada rambla:} & K = 1 \\ \text{Pozo (desembocadura-embocadura):} & K = 1,1 && 2 \quad \text{ud} \\ \text{Arqueta de llegada y by-pass general(embocadura):} & K = 0,5 \\ v^2/(2g) &= 0,093 \quad \text{m} \\ \Delta h(\text{localizadas}) &= 0,343 \quad \text{m} \\ \Delta h(\text{tubería}) &= 0,621 \quad \text{m} \\ \Delta h(\text{total}) &= 0,964 \quad \text{m} \\ \text{Cota lámina agua arqueta de llegada y by-pass} & && \\ \text{general:} & \mathbf{78,58} \quad \text{clave tubería: } 78,64 \\ \text{Cota rasante tubería en arqueta by-pass entrada:} & \mathbf{78,05} \\ \text{Cota solera arqueta by-pass entrada:} & \mathbf{75,60} \\ \text{Cota coronación by-pass entrada:} & \mathbf{81,40} \end{aligned}$$

### 2.2.2 LÍNEA DE AGUA

A partir de la cota de salida a la rambla comienza el cálculo de la línea piezométrica, en sentido inverso al flujo de agua, para determinar las pérdidas de carga que se van produciendo y, consecuentemente, la elevación necesaria de los distintos elementos para que este normal funcionamiento hidráulico se produzca adecuadamente. Habrá tramos de la línea con flujo en presión y tramos en lámina libre por lo que utilizaremos las distintas expresiones expuestas en el apartado "Bases de Cálculo" según el caso.



### VERTIDO A RAMBLA DEL RAMONETE

La situación más desfavorable se dará cuando el vertido esté anegado por la crecida de la rambla y cuando el caudal sea máximo:

$Q_{\text{tratado}} + Q_{\text{By-pass}} =$	575	m <sup>3</sup> /h	0,160	m <sup>3</sup> /s
Cota rambla pegada a mota:	77,08			
Cota mota rambla:	78,46			
Recubrimiento adoptado bajo mota:	0,5			
PVC teja corrugado DN:	0,630	m		
$\varnothing_{\text{int}} =$	0,590	m		
<b>Cota rasante llegada a rambla:</b>	<b>77,35</b>		clave tubo:	77,94
<b>Cota crecida Rambla:</b>	<b>78,00</b>			

### ARQUETA DE LLEGADA A RAMBLA

L (salida rambla-arqueta)=	16	m		
(pendiente tubería) J=	0,005	m/m		
<b>Cota rasante en arqueta llegada a rambla:</b>	<b>77,43</b>			
$Q_{\text{tratado}} + Q_{\text{By-pass}} =$	575	m <sup>3</sup> /h	0,160	m <sup>3</sup> /s
Usando la fórmula de Colebrook-White (8):	$K = 0,25$			
$K =$	0,00025	m		
$D =$	0,59	m	$S = 0,273$	m <sup>2</sup>
$v =$	0,58	m/s	$Q = 0,160$	m <sup>3</sup> /s
$\vartheta =$	1,31E-06	m <sup>2</sup> /s		
<b>f =</b>	<b>0,017951</b>			
Aplicando Darcy (7):				
$f =$	0,017951			
$v =$	0,58	m/s		
$D =$	0,59	m		
<b>J =</b>	<b>0,00053</b>	m/m		
L (rambla-arqueta)=	16	m		
$\Delta h(\text{tubería}) =$	0,008	m		
$\Delta h(\text{localizadas}) =$				
Llegada a Rambla:	$K = 1$			
Arqueta (embocadura):	$K = 0,5$			
$v^2/(2g) =$	0,0174	m		
$\Delta h(\text{localizadas}) =$	0,026	m		
$\Delta h(\text{total}) =$	0,035	m		
<b>Cota lámina agua arqueta llegada a rambla:</b>	<b>78,03</b>		clave tubería:	78,020
<b>Cota solera arqueta llegada a rambla:</b>	<b>77,33</b>			
vertedero en pared delgada (18):				
L (vertedero)=	1,2	m		
$Q_{\text{max}} =$	200	m <sup>3</sup> /h	0,056	m <sup>3</sup> /s
resguardo:	0,545	m		



altura del vertedero desde la solera de la arqueta (p): 1,25  
 $h$  (m)= 0,086 m  
**Cota vertedero en arqueta llegada a rambla: 78,580**  
**Cota lámina agua arqueta llegada a rambla (antes vertedero): 78,67**  $Z_{\text{terr alto}}$ : 79,23  
**Cota coronación arqueta llegada a rambla: 79,43**  $Z_{\text{terr bajo}}$ : 79,14

### CANAL DE CLORACIÓN

#### Tramo arqueta llegada a rambla-canal cloración:

$Q_{\text{max}}$ = 200 m<sup>3</sup>/h 0,056 m<sup>3</sup>/s  
 Usando la fórmula de Colebrook-White (8):  
 $K$ = 0,00025 m  
 $DN$ = 315 mm  $e$ = 23,2 mm  
 $D_{\text{int}}$ = 0,269 m  $S$ = 0,057 m<sup>2</sup>  
 $v$ = 0,980 m/s  
 $\vartheta$ = 1,31E-06 m<sup>2</sup>/s  
 **$f$ = 0,020743**  
 Aplicando Darcy (7):  
 $f$ = 0,020743  
 $v_1$ = 0,980 m/s  
 $D$ = 0,269 m  
 **$J$ = 0,00378** m/m  
 $L$  (arq. llegada rambla-canal cloración)= 46,5 m  
 $\Delta h$ (tubería)= 0,176 m  
 $\Delta h$ localizadas:  
 Arqueta llegada rambla (desembocadura):  $K$ = 1  
 codo 35°  $K$ = 0,16  
 codo 90°  $K$ = 0,29 3 ud  
 Arqueta salida (embocadura):  $K$ = 0,5  
 $v_1^2/(2g)$ = 0,049 m  
 Reducción para caudalímetro DN-200: 0,2  
 cono convergente:  $K$  despreciable  
 cono divergente:  $K$ = 0,20  
 $v_2$ = 1,768 m/s  
 $v_2^2/(2g)$ = 0,159  
 $\Delta h$ (localizadas)= 0,156 m  
 $\Delta h$ (total)= 0,332 m  
**Cota lámina agua salida canal cloración: 79,00**  
 vertedero en pared delgada (18):  
 $L$  (vertedero)= 2,75 m  
 $Q_{\text{max}}$ = 200 m<sup>3</sup>/h 0,056 m<sup>3</sup>/s



resguardo:	0,250	m
altura del vertedero desde la solera (p):	2,50	
h (m)=	0,049	m
<b>Cota lámina agua final carrusel de cloración:</b>	<b>79,30</b>	
<b>Cota vertedero salida carrusel:</b>	<b>79,247</b>	
<b>Cota solera canal cloración:</b>	<b>76,75</b>	

#### Tramo interior carrusel de cloración

Qmax=	200	m <sup>3</sup> /h	0,056	m <sup>3</sup> /s
b =	1,00	m	ancho canal	
h=	2,50	m	altura lámina de agua	
Rh = Sm/Pm	0,417	m	radio hidráulico	
Por Bazin (2):				
Y =	0,460	m	para el hormigón, mayor a mayor rugosidad	
C =	50,80			
v =	0,022	m/s		
A partir de Chezy (3):				
<b>J =</b>	<b>4,5928E-07</b>	<b>m/m</b>		
longitud canal=	14,00	m		
Δh(canal)=	0,000	m		
<b>Cota lámina agua principio carrusel de cloración:</b>	<b>79,30</b>			

#### Entrada al carrusel de cloración:

vertedero en pared delgada (18):				
L (vertedero)=	2,75	m		
Qmax=	200	m <sup>3</sup> /h	0,056	m <sup>3</sup> /s
resguardo:	0,250	m		
altura del vertedero desde la solera (p):	2,80			
h (m)=	0,049	m		
<b>Cota lámina agua entrada canal cloración:</b>	<b>79,60</b>			
<b>Cota vertedero entrada carrusel:</b>	<b>79,546</b>		Z <sub>terr</sub> bajo:	79,9
<b>Cota coronación canal cloración:</b>	<b>80,40</b>		Z <sub>terr</sub> alto:	80,18

#### Arqueta anexa canal de cloración:

Paso a través de hueco 0,40x0,40	S=	0,16	m <sup>2</sup>	
Qmax=	200	m <sup>3</sup> /h	0,056	m <sup>3</sup> /s
Pérdidas de carga localizadas:	v=	0,35	m/s	
Compuerta mural	K=	0,500		
v <sup>2</sup> /(2g)=	0,006	m		



**$\Delta h(\text{localizadas})=$  0,003 m**  
**Cota lámina agua arqueta anexa canal**  
**cloración: 79,60 (antes del vertedero)**

**By-pass canal cloración:**

**Cota vertedero arqueta anexa: 79,749**

$Q_{\max}= 200 \text{ m}^3/\text{h}$        $0,056 \text{ m}^3/\text{s}$

Usando la fórmula de Colebrook-White (8):

$K= 0,00025 \text{ m}$

$DN= 315 \text{ mm}$

$e= 23,2 \text{ mm}$

$D_{\text{int}}= 0,269 \text{ m}$

$S= 0,057 \text{ m}^2$

$v= 0,980 \text{ m/s}$

$\vartheta= 1,31\text{E-}06 \text{ m}^2/\text{s}$

**$f= 0,020743$**

Aplicando Darcy (7):

$f= 0,020743$

$v= 0,980 \text{ m/s}$

$D= 0,269 \text{ m}$

**$J= 0,00378 \text{ m/m}$**

$L (\text{by-pass canal cloración})= 5,5 \text{ m}$

$\Delta h(\text{tubería})= 0,021 \text{ m}$

$\Delta h(\text{localizadas})$ :

codo 90°  $K= 0,29$       1      ud

Arqueta anexa (embocadura):  $K= 0,5$

$v^2/(2g)= 0,049 \text{ m}$

$\Delta h(\text{localizadas})= 0,039 \text{ m}$

$\Delta h(\text{total})= 0,060 \text{ m}$

**Cota lámina agua arqueta anexa canal**  
**cloración: 79,06 (después del vertedero)**

Resguardo:  $0,69 \text{ m}$

vertedero en pared delgada (18):

$L (\text{vertedero})= 1,4 \text{ m}$

$Q_{\max}= 200 \text{ m}^3/\text{h}$        $0,056 \text{ m}^3/\text{s}$

altura del vertedero desde la solera (p):  $1,10$

$h (\text{m})= 0,077 \text{ m}$

**Cota lámina agua arqueta anexa canal**  
**cloración: 79,83**      antes del vertedero, funcionando el by-pass

**Cota coronación arqueta anexa canal**  
**cloración: 80,40**

**Cota solera canal cloración: 78,65**

Vamos a calcular todas las hipótesis posibles de funcionamiento de la EDAR por lo que, de momento, suponemos que el T. Terciario no se está produciendo pero el agua sí es enviada al Depósito de Regulación, de donde sale por rebose hacia el Canal de Cloración:



## DEPÓSITO DE REGULACIÓN

### Tramo salida depósito-arqueta anexa cloración:

	Q <sub>max</sub> =	100	m <sup>3</sup> /h	0,028	m <sup>3</sup> /s
Usando la fórmula de Colebrook-White (8):					
	K=	0,00025	m		
	DN=	315	mm	e=	23,2 m
	D <sub>int</sub> =	0,269	m	S=	0,057 m <sup>2</sup>
	v=	0,490	m/s		
	ϑ=	1,31E-06	m <sup>2</sup> /s		
	<b>f=</b>	<b>0,021919</b>			
Aplicando Darcy (7):					
	f=	0,021919			
	v=	0,490	m/s		
	D=	0,269	m		
	<b>J=</b>	<b>0,001</b>	m/m		
L (salida Depósito-entrada arqueta anexa balsa)=		23,5	m		
Δh(tubería)=		0,023	m		
Δh(localizadas):					
Arqueta anexa (desembocadura):	K=	1			
codo 45°	K=	0,17		2	ud
salida Depósito (embocadura):	K=	0,5			
v <sup>2</sup> /(2g)=		0,012	m		
Δh(localizadas)=		0,023	m		
Δh(total)=		0,046	m		
<b>Cota lámina agua arqueta salida Depósito:</b>		<b>79,64</b>			
<b>Cota lámina agua arqueta salida Depósito (funcionando el by-pass de la cloración):</b>		<b>79,87</b>			
Cota solera arqueta salida Depósito:		79,29			

### Salida Depósito:

vertedero en pared delgada (18):					
	L (vertedero)=	1	m		
	Q <sub>max</sub> =	100	m <sup>3</sup> /h	0,028	m <sup>3</sup> /s
altura del vertedero desde la solera (p):		3,00			
	h (m)=	0,061	m		
<b>Resguardo:</b>		<b>0,20</b>			
<b>Cota vertedero:</b>		<b>80,07</b>			
<b>Cota lámina agua en Depósito:</b>		<b>80,13</b>			
<b>Cota solera Depósito:</b>		<b>77,13</b>		Z <sub>terr</sub> alto:	80,85



**Cota coronación Depósito: 81,13**       $Z_{\text{terr bajo}}: 80,4$

A continuación se calcula la salida del agua del Tratamiento Secundario a través de la "Arqueta de Derivación", considerando las alternativas posibles de enviarla al Depósito de Regulación o directamente al Canal de Cloración:

### ARQUETA DE DERIVACIÓN

#### Tramo entrada arqueta anexa cloración-salida arqueta derivación:

	$Q_{\text{max}} =$	100	m <sup>3</sup> /h	0,028	m <sup>3</sup> /s
Usando la fórmula de Colebrook-White (8):					
	$K =$	0,00025	m		
	$DN =$	315	mm	$e =$	23,2 m
	$D_{\text{int}} =$	0,269	m	$S =$	0,057 m <sup>2</sup>
	$v =$	0,490	m/s		
	$\vartheta =$	1,31E-06	m <sup>2</sup> /s		
	<b><math>f =</math></b>	<b>0,021919</b>			
Aplicando Darcy (7):					
	$f =$	0,021919			
	$v =$	0,490	m/s		
	$D =$	0,269	m		
	<b><math>J =</math></b>	<b>0,001</b>	m/m		
	$L$ (arq. anexa-arq. derivación)=	27	m		
	$\Delta h$ (tubería)=	0,027	m		
	$\Delta h$ localizadas:				
	Arqueta anexa cloración (desembocadura):	$K =$	1		
	codo 90°	$K =$	0,29	2	ud
	Arqueta salida (embocadura):	$K =$	0,5		
	$v^2/(2g) =$	0,012	m		
	$\Delta h$ (localizadas)=	0,025	m		
	$\Delta h$ (total)=	0,052	m		
	<b>Cota lámina agua arqueta derivación (después del vertedero):</b>	<b>79,65</b>			
	<b>Cota lámina agua arqueta derivación (funcionando el by-pass de la cloración):</b>	<b>79,88</b>			

#### Tramo entrada Depósito Regulación-salida arqueta Derivación:

	$Q_{\text{max}} =$	100	m <sup>3</sup> /h	0,028	m <sup>3</sup> /s
Usando la fórmula de Colebrook-White (8):					
	$K =$	0,00025	m		
	$DN =$	315	mm	$e =$	23,2 m





## DECANTADOR SECUNDARIO

### Tramo arqueta Derivación-Decantador:

	Qmax=	100	m3/h	0,028	m3/s
Usando la fórmula de Colebrook-White (8):					
	K=	0,00025	m		
	DN=	315	mm	e=	23,2 mm
	Dint=	0,269	m	S=	0,057 m2
	v=	0,490	m/s		
	$\vartheta$ =	1,31E-06	m2/s		
	<b>f=</b>	<b>0,021919</b>			
Aplicando Darcy (7):					
	f=	0,021919			
	v=	0,490	m/s		
	D=	0,269	m		
	<b>J=</b>	<b>0,001</b>	m/m		
L (arqueta salida-decantador)=		11	m		
$\Delta h$ (tubería)=		0,011	m		
$\Delta h$ localizadas:					
Arqueta derivación (desembocadura):	K=	1			
codo 90°	K=	0,29		2	ud
$v^2/(2g)$ =		0,0122	m		
$\Delta h$ (localizadas)=		0,019	m		
$\Delta h$ (total)=		0,030	m		

### Salida canal decantador (tramo AISI):

	Qmax=	100	m3/h	0,028	m3/s
Usando la fórmula de Colebrook-White (8):					
	K=	0,00025	m		
	DN=	300	mm	e=	0 mm
	Dint=	0,300	m	S=	0,071 m2
	v=	0,393	m/s		
	$\vartheta$ =	1,31E-06	m2/s		
	<b>f=</b>	<b>0,021836</b>			
Aplicando Darcy (7):					
	f=	0,021836			
	v=	0,393	m/s		
	D=	0,300	m		
	<b>J=</b>	<b>0,001</b>	m/m		
L (salida canal-tramo PEAD)=		2	m		
$\Delta h$ (tubería)=		0,001	m		



$\Delta h$ localizadas:

Salida canal (embocadura):	K=	0,5
codo 90°	K=	0,29
$v^2/(2g)=$	0,0079	m
$\Delta h$ (localizadas)=	0,006	m
$\Delta h$ (total)=	0,007	m

**Cota lámina agua salida decantador: 80,42**

**canal agua clarificada en decantador:**

Qmax=	100	m <sup>3</sup> /h	0,028	m <sup>3</sup> /s
tomamos la mitad del caudal (se reparte en el canal)	50	m <sup>3</sup> /h	0,014	m <sup>3</sup> /s
$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}}$	b =	0,400	m	ancho canal
$h_c$ (crítica)=	0,050	m		
como queremos un régimen lento, $h > h_c$ =	0,150	m		altura lámina de agua
Rh = Sm/Pm	0,086	m		radio hidráulico
Por Bazin (2):				
Y =	0,160	m		para el hormigón, mayor a mayor rugosidad
C =	56,26			
v =	0,231	m/s		
A partir de Chezy (3):				
<b>J =</b>	<b>0,00020</b>	<b>m/m</b>		
radio a eje canal:	6,3	m		
l (mitad)=	19,79	m		
$\Delta h$ (canal)=	0,004	m		
$\Delta h$ (localizadas):				
embocadura Ø300:	K=	0,5	$S_{200}=$	0,07 m <sup>2</sup>
giro de 90° en la masa del flujo:	K=	0,3		
$V_{300} =$	0,393	m/s		
$v^2/(2g)=$	0,0079	m		
$\Delta h$ (localizadas)=	0,006	m		
<b>Cota lámina agua canal clarificado: 80,43</b>				
Resguardo:	0,15	m		
<b>Cota solera canal clarificado: 80,27</b>				
<b>Cota vertedero canal clarificado: 80,58</b>			(vértice)	
lámina de agua sobre el vertedero triangular:				
Qmax=	100	m <sup>3</sup> /h	0,028	m <sup>3</sup> /s
radio a borde interior canal:	5,8	m		
perímetro:	36,443	m		
n° vertederos/m:	4	$\theta=90^\circ$		
n° vertederos:	147			
$Q_{unit}=$	0,00018926	m <sup>3</sup> /s		



por la fórmula del vertedero triangular en pared  
delgada (19):

<b>h=</b>	<b>0,030</b>	<b>m</b>		
<b>p=</b>	<b>3,500</b>	<b>m</b>		
<b>μ=</b>	<b>0,504</b>			
<b>Cota lámina agua decantador:</b>	<b>80,62</b>			
<b>Cota solera decantador:</b>	<b>77,12</b>	(base muro perimetral)	<b>Z<sub>terr</sub> alto:</b>	<b>80,4</b> <b>5</b>
<b>Cota coronación decantador:</b>	<b>81,12</b>		<b>Z<sub>terr</sub> bajo:</b>	<b>80,1</b>

### Entrada a decantador desde Biológico:

<b>Q<sub>max</sub> + Q<sub>recirculación</sub>=</b>	<b>200</b>	<b>m<sup>3</sup>/h</b>	<b>0,056</b>	<b>m<sup>3</sup>/s</b>
Usando la fórmula de Colebrook-White (8):				
<b>K=</b>	<b>0,00025</b>	<b>m</b>		
<b>DN=</b>	<b>315</b>	<b>mm</b>	<b>e= 23,2</b>	<b>mm</b>
<b>D<sub>int</sub>=</b>	<b>0,269</b>	<b>m</b>	<b>S= 0,057</b>	<b>m<sup>2</sup></b>
<b>v=</b>	<b>0,980</b>	<b>m/s</b>		
<b>θ=</b>	<b>1,31E-06</b>	<b>m<sup>2</sup>/s</b>		
<b>f=</b>	<b>0,020743</b>			
Aplicando Darcy (7):				
<b>f=</b>	<b>0,020743</b>			
<b>v=</b>	<b>0,980</b>	<b>m/s</b>		
<b>D=</b>	<b>0,269</b>	<b>m</b>		
<b>J=</b>	<b>0,00378</b>	<b>m/m</b>		
<b>L (decantador-salida reactor)=</b>	<b>61,8</b>	<b>m</b>		
<b>Δh(tubería)=</b>	<b>0,234</b>	<b>m</b>		
<b>Δh(localizadas):</b>				
<b>desembocadura en decantador:</b>	<b>K=</b>	<b>1</b>		
<b>codo 90°</b>	<b>K=</b>	<b>0,29</b>		
<b>codo 60°</b>	<b>K=</b>	<b>0,22</b>	<b>2 ud</b>	
<b>codo 45°</b>	<b>K=</b>	<b>0,17</b>		
<b>embocadura en arqueta de salida Biológico:</b>	<b>K=</b>	<b>0,5</b>		
<b>v<sup>2</sup>/(2g)=</b>	<b>0,0490</b>	<b>m</b>		
<b>Δh(localizadas)=</b>	<b>0,118</b>	<b>m</b>		
<b>Δh(total)=</b>	<b>0,351</b>	<b>m</b>		
<b>Cota lámina agua salida Biológico:</b>	<b>80,97</b>			



## REACTOR BIOLÓGICO

### Vaso del Reactor:

salida del reactor a través de un vertedero (18): (pared delgada)

resguardo:	0,33	m		
$Q_p + Q_{\text{recirculación}}$ =	200,00	m <sup>3</sup> /h	0,056	m <sup>3</sup> /s
L (vertedero)=	3,20	m		
altura del vertedero desde la solera (p):	3,000			
h (m)=	0,044	m		
<b>Cota lámina agua Reactor Biológico:</b>	<b>81,34</b>			
<b>Cota solera Reactor Biológico:</b>	<b>78,34</b>			
<b>Cota vertedero salida Reactor Biológico:</b>	<b>81,297</b>		$Z_{\text{terr}}$ alto:	80,97
<b>Cota coronación muro Reactor Biológico:</b>	<b>81,84</b>		$Z_{\text{terr}}$ bajo:	80,21

### Tramo entrada Reactor-salida Cámara de Homogeneización:

Usando la fórmula de Colebrook-White (8):

$Q_p$ =	200	m <sup>3</sup> /h	0,056	m <sup>3</sup> /s
K=	0,00025	m		
DN=	315	mm	e=	23,2 mm
$D_{\text{int}}$ =	0,269	m	S=	0,057 m <sup>2</sup>
v=	0,980	m/s		
$\vartheta$ =	1,31E-06	m <sup>2</sup> /s		
<b>f=</b>	<b>0,020743</b>			

Aplicando Darcy (7):

f=	0,020743			
v=	0,980	m/s		
D=	0,269	m		
<b>J=</b>	<b>0,004</b>	m/m		
L (salida Homogeneización-biológico)=	6,5	m		
$\Delta h$ (tubería)=	0,025	m		
$\Delta h$ localizadas:				
desembocadura en Reactor:	K=	1		
codo 60°	K=	0,22		
embocadura salida Homogeneización:	K=	0,5		
$v^2/(2g)$ =	0,0490	m		
$\Delta h$ (localizadas)=	0,084	m		
$\Delta h$ (total)=	0,109	m		
<b>Cota lámina agua Homogeneización:</b>	<b>81,45</b>			
<b>Cota solera Cámara de Homogeneización:</b>	<b>78,95</b>		$Z_{\text{terr}}$ alto:	80,52
<b>Cota coronación muro C. Homogeneización:</b>	<b>81,85</b>		$Z_{\text{terr}}$ bajo:	80,3



### Tramo entrada Cámara de Homogeneización-salida Desarenador :

Usando la fórmula de Colebrook-White (8):

Qp=	100	m <sup>3</sup> /h	0,028	m <sup>3</sup> /s
K=	0,00025	m		
DN=	315	mm	e=	23,2 mm
Dint=	0,269	m	S=	0,057 m <sup>2</sup>
v=	0,490	m/s		
ϑ=	1,31E-06	m <sup>2</sup> /s		
<b>f=</b>	<b>0,021919</b>			

Aplicando Darcy (7):

f=	0,021919			
v=	0,490	m/s		
D=	0,269	m		
<b>J=</b>	<b>0,001</b>	m/m		
L (entrada Homogeneización-salida Desarenador)=	48,5	m		
Δh(tubería)=	0,048	m		
Δhlocalizadas:				
desembocadura en Homogeneización:	K=	1		
codo 90°	K=	0,29	2 ud	
codo 45°	K=	0,17		
embocadura Desarenador:	K=	0,5		
v <sup>2</sup> /(2g)=	0,0122	m		
Δh(localizadas)=	0,028	m		
Δh(total)=	0,076	m		
<b>Cota lámina agua salida Desarenador:</b>	<b>81,53</b>			

Hasta ahora, muchos tramos de la línea piezométrica se han calculado para caudales superiores al Q<sub>p</sub>=100 m<sup>3</sup>/h ya que esta situación puede darse:

- Entre Reactor Biológico y Decantador por el caudal de recirculación de fangos.
- A partir del Canal de Cloración, porque coincida (caso muy poco probable) el funcionamiento del Terciario (con el agua almacenada en el Depósito de Regulación) con el By-pass del Terciario desde la arqueta de Derivación.

A partir de ahora se calcula el Pretratamiento con un caudal máximo de 208 m<sup>3</sup>/h. Se ha contemplado, también, la posibilidad de by-passear el propio Desarenador a través de un canal:



## DESARENADOR-DESENGRASADOR

### Vaso del Desarenador:

salida del Desarenador a través de un vertedero (18): (pared delgada)

resguardo:	1,22	m		
Q <sub>max</sub> =	208	m <sup>3</sup> /h	0,058	m <sup>3</sup> /s
L (vertedero)=	2,25	m		
altura del vertedero desde la solera (p):	2,50	m		
h (m)=	0,058	m		
<b>Cota lámina agua Desarenador:</b>	<b>82,80</b>			
<b>Cota solera Desarenador:</b>	<b>80,24</b>		(calado= 2,50 m)	
<b>Cota vertedero salida Desarenador:</b>	<b>82,744</b>			
<b>Cota coronación muro Desarenador:</b>	<b>83,34</b>		Z <sub>terr</sub> alto: 81,55	

al ser velocidades tan lentas, las pérdidas dentro del canal desarenador son despreciables

Z<sub>terr</sub> bajo: 81,31

### By-Pass General planta:

a través de un vertedero (18): (pared delgada)

Q <sub>max</sub> -Q <sub>p</sub> =	108	m <sup>3</sup> /h	0,030	m <sup>3</sup> /s
L (vertedero)=	1,00	m		
altura del vertedero desde la solera (p):	1,482	m		
h (m)=	0,064	m		
Resguardo:	0,2	m		
<b>Cota vertedero By-Pass General :</b>	<b>81,726</b>			
<b>Cota lámina agua salida Desarenador (1):</b>	<b>81,79</b>			
Comprobación para Q <sub>By-Pass</sub> =Q <sub>max</sub> :				
Q <sub>By-Pass</sub> =Q <sub>max</sub> :	208	m <sup>3</sup> /h	0,058	m <sup>3</sup> /s
L (vertedero)=	1,00	m		
altura del vertedero desde la solera (p):	1,482	m		
h (m)=	0,100	m		
<b>Cota lámina agua salida Desarenador(2):</b>	<b>81,83</b>			
quedaría un resguardo de:	0,92	m	OK	

### By-Pass Desarenador:

La situación más desfavorable se da cuando se está vertiendo al By-pass General. En este caso:

**Cota lámina agua salida Desarenador: 81,83**  
**Cota del canal de by-pass en la entrada al desarenador: 82,17**

Dándole al canal una pendiente del 1,5%, tendríamos una cota al final del canal de: 82,03 > 81,83



por lo que quedaría una descarga libre

ancho canal = 0,400 m  
longitud canal= 9,20 m

### TAMIZADO

**Cota solera apoyo tamiz (cota descarga): 83,17**  
**Cota lámina agua Desarenador: 82,80**  
**Resguardo: 0,37**  
**Cota solera Edificio: 81,250**

Según el fabricante del Rototamiz, la altura de la lámina de agua dentro del tamiz debe estar comprendida entre 0,685 y 0,865 m medidos desde la solera de apoyo.

Adoptaremos un nivel intermedio (0,775) por lo que:

**Cota lámina agua entrada tamiz: 83,945**

Qmax= 208 m3/h                      0,058 m3/s

Reducción entrada tamiz DN-250 a DN-200:

cono convergente: K= 0

DN= 0,25 m                                      S= 0,049 m2

DN= 0,2 m                                        S= 0,031 m2

V<sub>250</sub>= 1,177 m/s                                v<sup>2</sup><sub>250</sub>/(2g)= 0,071 m

$$K = 0,5 * \left[ 1 - \left( \frac{D_2}{D_1} \right)^2 \right]$$

V<sub>200</sub>= 1,839 m/s                                v<sup>2</sup><sub>200</sub>/(2g)= 0,172 m

K: 0,32

Δh(localizadas)= 0,055 m

Entrada Tamiz (DN-200):

K= 1

Derivación "T":

K= 1,09

$$\Delta H = K * \frac{v^2}{2g}$$

Codo 90°:

K= 0,29

Válvula de compuerta (DN-250):

K= 0,10

Embocadura:

K= 0,50

Δh(localizadas)= 0,312 m

Pérdidas de carga lineales: 0,7 ml en DN-250

Usando la fórmula de Colebrook-White (8):

Qmax= 208 m3/h                      0,058 m3/s

K= 0,00025 m

DN= 250 mm                                      e= 18,4 mm

Dint= 0,213 m                                    S= 0,036 m2

v= 1,618 m/s

ϑ= 1,31E-06 m2/s



$$f = 0,022304$$

Aplicando Darcy (7):

$$f = 0,022304$$

$$v = 1,618 \quad \text{m/s}$$

$$D = 0,213 \quad \text{m}$$

$$J = 0,01397 \quad \text{m/m}$$

$$L \text{ (entrada filtro)} = 0,7 \quad \text{m}$$

$$\Delta h \text{ (tubería)} = 0,010 \quad \text{m}$$

$$\Delta h \text{ (total)} = 0,322 \quad \text{m}$$

<b>Cota lámina agua arqueta alimentación tamiz:</b>	<b>84,267</b>	calado 1=	0,250	m
		calado 2=	1,097	m

### CANALES DESBASTE

#### Arqueta alimentación tamiz:

Pérdida por ensanchamiento brusco:

$$Q_p = 208 \quad \text{m}^3/\text{h} \quad 0,058 \quad \text{m}^3/\text{s}$$

Radio hidráulico sección estrecha

Radio hidráulico sección ancha

$$b_e = 0,4 \quad b_a = 1,5 \quad \text{m}$$

$$h_e = 0,250 \quad h_a = 1,097 \quad \text{m}$$

$$v = 0,578 \quad \text{m/s}$$

$$K = 1 - \frac{R_{hE}^2}{R_{hA}^2} \quad R_{hE} = 0,1111$$

$$R_{hA} = 0,4454$$

$$K = 0,9378$$

$$\Delta h \text{ (localizadas)} = 0,016 \quad \text{m}$$

Pérdida por compuerta:

$$k = 0,5$$

$$Q = 0,058 \quad \text{m}^3/\text{s} \quad \text{caudal}$$

$$\Delta H = K * \frac{v^2}{2g} \quad a = 0,4 \quad \text{m} \quad \text{ancho compuerta}$$

$$h = 0,266 \quad \text{m} \quad \text{altura lámina de agua}$$

$$v = 0,543 \quad \text{m/s} \quad \text{velocidad}$$

$$\Delta h \text{ (localizadas)} = 0,008 \quad \text{m}$$

$$\text{Cota solera canal desbaste: } 84,017$$

#### Canal después de la reja

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g * b^2}} \quad Q_{\text{max}} = 208 \quad \text{m}^3/\text{h} \quad 0,058 \quad \text{m}^3/\text{s}$$

$$b = 0,400 \quad \text{m} \quad \text{ancho canal}$$



$h_c$ (crítica)=	0,129	m	
como queremos un régimen lento, $h > h_c$ =	0,273	m	altura lámina de agua
$R_h = S_m/P_m$	0,116	m	radio hidráulico
Por Bazin (2):			
$Y =$	0,460	m	para el hormigón, mayor a mayor rugosidad
$C =$	36,97		
$v =$	0,528	m/s	
A partir de Chezy (3):			
$J =$	<b>0,00176719</b>	<b>m/m</b>	
longitud canal=	1,00	m	
$\Delta h$ (canal)=	0,002	m	
<b>Cota lámina agua después reja:</b>	<b>84,292</b>	calado=	0,275 m

#### Canal antes de la reja

$Q_{max} =$	208	m <sup>3</sup> /h	0,058	m <sup>3</sup> /s
$b =$	0,400	m	ancho canal	
$h_c$ (crítica)=	0,129	m		
como queremos un régimen lento, $h > h_c$ =	0,300	m	altura lámina de agua	
$R_h = S_m/P_m$	0,120	m	radio hidráulico	
Por Bazin (2):				
$Y =$	0,460	m	para el hormigón, mayor a mayor rugosidad	
$C =$	37,37			
$v =$	0,481	m/s		
A partir de Chezy (3):				
$J =$	<b>0,00138315</b>	<b>m/m</b>		
longitud canal=	2,00	m		
$\Delta h$ (canal)=	<b>0,003</b>	m		

#### Reja

$Q_{max} =$	208	m <sup>3</sup> /h	0,058	m <sup>3</sup> /s
$b =$	0,4	m	ancho canal reja	
$h$ aprox=	0,297	m	altura lámina de agua	
$V$ aprox=	0,486	m/s		
$k_1 =$	2,04	Atascamiento (100/m) <sup>2</sup>		
$\Delta H = K_1 * K_2 * K_3 * \frac{v^2}{2 * g}$		m= sección libre de atascamiento		m= 70%
$k_2 =$	1	Sección barrotes (1 rectos-0,37 trapezoidales)		
$k_3 =$	0,868	Relación ancho /separación		
$V_{reja} =$	1,06	$\frac{e}{(e + d)} =$	0,65	$e =$ 0,015
$\Delta h$ (Reja)=	<b>0,021</b>			$d =$ 0,008
		$\frac{z}{4} * \left[ \left( \frac{2}{e} \right) + \left( \frac{1}{h} \right) \right] =$	1,37	$z =$ 0,04
<b>Cota lámina agua antes reja:</b>	<b>84,316</b>			$h =$ 0,297
calado=	0,299	m		



$K_3$  : Valores de sección de paso ente barrotos  
e: Espacio entre barrotos  
d: Anchura de barrotos  
z: espesor de los barrotos  
h: altura sumergida de los barrotos

$(z/4) ((2/e) + (1/h))$	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	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	134	27.4	9.90	4.40	2.20	1.13	0.58	0.28	0.12	0.04
3	132	27.5	10.0	4.50	2.24	1.17	0.61	0.31	0.15	0.05

### Descarga bombeo

Como vimos antes, las pérdidas por rozamiento en el canal son:

$$\Delta h(\text{canal}) = 0,003 \text{ m}$$

Pérdida por compuerta:

$$k = 0,5$$

$$Q_{\text{max}} = 208 \text{ m}^3/\text{h} \quad 0,058 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$a = 0,4 \text{ m} \quad \text{ancho compuerta}$$

$$h = 0,300 \text{ m} \quad \text{altura lámina de agua}$$

$$v = 0,481 \text{ m/s} \quad \text{velocidad}$$

$$\Delta h(\text{localizadas}) = 0,006 \text{ m}$$

Estrechamiento brusco: (entrada a canal)

$$K = 0,23$$

$$b = 0,400 \text{ m}$$

$$h = 0,300 \text{ m}$$

$$v = 0,481 \text{ m/s}$$

$$v^2/(2g) = 0,0118 \text{ m}$$

$$\Delta h(\text{localizadas}) = 0,003 \text{ m}$$

$$\text{Cota lámina agua arqueta descarga bombeo: } 84,328 \text{ calado} = 0,311 \text{ m}$$

$$\text{Cota solera canal desbaste: } 84,017$$

En este punto llegamos al comienzo de la línea piezométrica, en cuanto a su funcionamiento hidráulico por gravedad. Ésta es la cota a la que ha de elevarse el agua residual para que pueda comenzar el proceso de depuración y sea vertida a la rambla del Ramonete, una vez tratada.

El calado del colector de llegada se calcula mediante las correcciones de Thormann-Franke a la expresión de Colebrook, ya que dicho colector no llega a sección llena. Como ya dijimos al comienzo de este Anejo, la cota de la rasante del colector de llegada será la 75,68:



### ARQUETA DE LLEGADA Y BY-PASS GENERAL

<b>Cota rasante Colector Llegada:</b>	<b>75,68</b>	<b>m</b>		
Diámetro colector entrada:	630	mm	PVC corrugado	
Qmax=	208	m <sup>3</sup> /h	0,058	m <sup>3</sup> /s
Diámetro int =	0,590	m		
Pendiente =	0,30	%		
Usando la fórmula de Prandtl Colebrook:				
Coeficiente de rugosidad equivalente =	0,00025	m		
Viscosidad cinemática del efluente =	1,31E-06	m <sup>2</sup> /s		
Caudal a sección llena =	391,41	l/s	1.409,1	m <sup>3</sup> /h
Velocidad a sección llena =	1,430	m/s		
Acudiendo a las tablas de Thormann y Franke:				
	Q/Q' =	0,148		
	v/v' =	0,730		
	h/D =	0,258		
<b>Calado colector llegada (208 m<sup>3</sup>/h)=</b>	<b>0,152</b>	<b>m</b>		
	v =	1,044	m/s	
Pérdidas de carga localizadas:				
Arqueta (desembocadura-embocadura):	K =	1,1		
Compuerta mural	K =	0,500		
	v <sup>2</sup> /(2g) =	0,056	m	
	<b>Δh(localizadas) =</b>	<b>0,089</b>	<b>m</b>	

### Llegada a pozo de muy gruesos:

Diámetro colector entrada:	630	mm	PVC corrugado	
Qmax=	208	m <sup>3</sup> /h	0,058	m <sup>3</sup> /s
Diámetro int =	0,590	m		
Pendiente =	1,00	%		
L =	3	m		
<b>Cota rasante Colector Llegada:</b>	<b>75,650</b>	<b>m</b>		
Usando la fórmula de Prandtl Colebrook:				
Coeficiente de rugosidad equivalente =	0,00025	m		
Viscosidad cinemática del efluente =	1,31E-06	m <sup>2</sup> /s		
Caudal a sección llena =	722,58	l/s	2.601,3	m <sup>3</sup> /h
Velocidad a sección llena =	2,640	m/s		
Acudiendo a las tablas de Thormann y Franke:				
	Q/Q' =	0,080		
	v/v' =	0,610		
	h/D =	0,188		
<b>Calado colector llegada (208 m<sup>3</sup>/h)=</b>	<b>0,111</b>	<b>m</b>		
	v =	1,610	m/s	
<b>Cota lámina agua pozo de muy gruesos:</b>	<b>75,761</b>			





### IMPULSIÓN DE AGUA BRUTA

Caudal medio:	42	m3/h	
Caudal máximo:	208	m3/h	
nº de bombas:	3	ud	
nº de bombas simultáneas:	2	ud	
Qmax/bomba	104	m3/h	28,9 l/s
Longitud de la tubería:	10,64	m	
Cota pozo bombeo:	73,650	m	
Mayor cota geométrica :	84,792	m	

#### DIAMETRO MAS CONVENIENTE

FORMULA DE VIBERT

$$D = 1,456 * \left( \frac{n * e}{f} \right)^{0,154} * Q^{0,46}$$

	Previsto	Adoptado	
Q = caudal medio diario=	1.000	1.000	m3/d
Horas de funcionamiento al día =	24	24	h
Q = caudal medio de bombeo=	41,667	41,667	m3/h
	0,012	0,012	m3/s
n = Tiempo de funcionamiento =	1	1	días
e = precio del kW =	0,200	0,200	Euros/kW
f = precio de la tubería colocada =	10,000		Euros/kg
D = Diámetro económico de tubería =	0,102	0,150	m

Previsto Adoptado

#### PERDIDAS EN TUBERIAS

	Previsto	Adoptado	
Qmax (por tubería) =	104	104	m3/h
g = desnivel geométrico (con calado de 2 m) =	9,03	9,03	m
D = Diámetro de la tubería =	0,100	0,150	m
s = sección interior	0,008	0,018	m2
v = velocidad media =	3,678	1,635	m/s

Por Colebrook:

$$J = \lambda * \frac{v^2}{2g * D}$$

$$Re = \frac{D * v}{\vartheta}$$

$$\vartheta = 1,31E-06 \text{ m}^2/\text{s}$$

$$Re = 421172$$

viscosidad cinemática

Número de Reynolds

$$K = 0,00025 \text{ m}$$

Coefficiente de rugosidad

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 * \log \left[ \frac{K}{3,71 * D} + \frac{2,51}{\frac{v * D}{\vartheta} * \sqrt{f}} \right]$$

$$f = 0,023379$$

$$J = 0,0212 \text{ m/m}$$

Para DN-150:

La longitud de la tubería es de : 10,64 m

**Pérdidas lineales : 0,226 m**

$$v_{150}^2 / (2g) = 0,136$$

nº de válvulas: 2

Coefficiente K para válvulas de retención: 1,7

Coefficiente K para válvulas de compuerta: 0,2



nº de codos de 90º:	2	
Coeficiente K para codos de 90º:	0,29	
Coeficiente K para desembocadura:	1	
<b>Pérdidas localizadas:</b>	<b>0,467</b>	m
<b>Pérdidas totales:</b>	<b>0,693</b>	m
<b>Cota lámina agua pozo de muy gruesos:</b>	<b>75,761</b>	
<b>H geométrica de elevación (considero un calado de 1 m):</b>	<b>10,03</b>	
<b>Hm altura manométrica necesaria bombas:</b>	<b>10,724</b>	m

**BOMBEO:**

Número de unidades instaladas:	3	Ud	
Número de ud en funcionamiento:	2	Ud	
Caudal unitario:	104	m3/h	28,9 l/s
$P_{abs}(CV) = \frac{Q(l/s) * H_m}{75 * \eta}$	Altura manométrica:	10,724	m
	$\eta$ :	0,7	
Potencia unitaria absorbida:	5,9	CV	4,34 kW
Potencia unitaria instalada:	5,9	kW	

CUADRO RESUMEN LINEA PIEZOMÉTRICA			
ZONA	COTA	PÉRDIDAS	ACUMULADAS
Agua en canal de desbaste	84,33		
Agua en Desarenador	82,80	1,526	1,526
Agua en Reactor Biológico	81,34	1,461	2,987
Agua en Decantador	80,62	0,726	3,713
Agua en Depósito de Regulación	80,13	0,482	4,194
Agua en Canal de Cloración	79,30	0,837	5,031
Agua en Arqueta llegada a Rambla	78,67	0,631	5,662

### 2.2.3 TRATAMIENTO TERCIARIO

Funciona a partir de una impulsión ubicada en el Depósito de Regulación. Se comprueba en este apartado la correcta integración hidráulica de este proceso en el conjunto de la EDAR. Al igual que antes, el cálculo se realiza en sentido contrario al flujo:

#### DESINFECCIÓN ULTRAVIOLETA

##### Tramo arqueta anexa Cloración-salida UV:

<b>Cota lámina agua arqueta anexa canal cloración:</b>	<b>79,83</b>	(antes del vertedero, funcionando el by-pass)		
Qmax=	100	m3/h	0,028	m3/s
Usando la fórmula de Colebrook-White (8):				
K=	0,00025	m		
DN=	315	mm	e= 23,2	mm
Dint=	0,269	m	S= 0,057	m2
v=	0,490	m/s		
$\vartheta$ =	1,31E-06	m2/s		
<b>f=</b>	<b>0,021919</b>			
Aplicando Darcy (7):				
f=	0,021919			
v=	0,490	m/s		
D=	0,269	m		
<b>J=</b>	<b>0,001</b>	m/m		
L (arq. anexa Cloración-salida UV)=	3,5	m		
$\Delta h$ (tubería)=	0,003	m		
$\Delta h$ localizadas:				
Arqueta anexa Cloración (desembocadura):	K=	1		
codo 90°	K=	0,29	1	ud
$v^2/(2g)$ =	0,012	m		
$\Delta h$ (localizadas)=	0,016	m		
<b><math>\Delta h</math> (total)=</b>	<b>0,019</b>	<b>m</b>		

##### lámparas UV en baja presión:

Qmax=	100	m3/h	0,028	m3/s
Usando la fórmula de Colebrook-White (8):				
K=	0,00025	m		
DN=	250	mm	e= 0	mm
Dint=	0,250	m	S= 0,049	m2
v=	0,566	m/s		
$\vartheta$ =	1,31E-06	m2/s		



<b>f=</b>	<b>0,022008</b>			
Aplicando Darcy (7):				
f=	0,022008			
v=	0,566	m/s		
D=	0,250	m		
<b>J=</b>	<b>0,001</b>	m/m		
L (arq. anexa Cloración-salida UV)=	2,5	m		
$\Delta h$ (tubería)=	0,004	m		
$\Delta h$ localizadas:				
codo 90°	K=	0,29	3	ud
$v^2/(2g)$ =	0,016	m		
$\Delta h$ (localizadas)=	0,014	m		
Datos proporcionados por el fabricante:				
<b><math>\Delta h</math> (paso lámparas UV):</b>	<b>0,160</b>	<b>m</b>		
<b><math>\Delta H</math> (Sifón)=</b>	<b>1,250</b>	<b>m</b>	$Z_{terr}$ bajo:	80,22
<b><math>\Delta h</math> (total)=</b>	<b>1,428</b>	<b>m</b>	$Z_{terr}$ alto:	80,37

### FILTRACIÓN TEXTIL

#### Salida Filtro

Qmax=	100	m <sup>3</sup> /h	0,028	m <sup>3</sup> /s
Usando la fórmula de Colebrook-White (8):				
K=	0,00025	m		
DN=	315	mm	e=	23,2 mm
Dint=	0,269	m	S=	0,057 m <sup>2</sup>
v=	0,490	m/s		
$\vartheta$ =	1,31E-06	m <sup>2</sup> /s		
<b>f=</b>	<b>0,021919</b>			
Aplicando Darcy (7):				
f=	0,021919			
v=	0,490	m/s		
D=	0,269	m		
<b>J=</b>	<b>0,001</b>	m/m		
L (entrada UV-salida filtro)=	2	m		
$\Delta h$ (tubería)=	0,002	m		
$\Delta h$ localizadas:				
salida filtro (embocadura):	K=	0,5		
$v^2/(2g)$ =	0,012	m		
$\Delta h$ (localizadas)=	0,006	m		
<b><math>\Delta h</math>(total)=</b>	<b>0,008</b>	<b>m</b>		
<b>Cota lámina agua arqueta salida Filtro:</b>	<b>81,28</b>			



### Filtro

$\Delta h(\text{localizadas})=$	<b>0,335</b>	<b>m</b>	
Cota vertedero Filtro:	<b>81,38</b>		
Cota lámina agua en el Filtro:	<b>81,72</b>		
Cota coronación filtro:	<b>82,73</b>		$Z_{\text{terr bajo}}: 80,37$
Cota solera filtro:	<b>78,73</b>		$Z_{\text{terr alto}}: 80,5$

### DEPÓSITO DE REGULACIÓN

Cota max lámina agua en Depósito: **80,07**

### BOMBEO Terciario

#### Impulsión

Tramo AISI 316 L DN-150:

$Q_{\text{max}}=$	100	m <sup>3</sup> /h	0,028	m <sup>3</sup> /s
DN=	150	mm	e= 0	mm
$D_{\text{int}}=$	0,150	m	S= 0,018	m <sup>2</sup>
v=	1,572	m/s		
$\vartheta=$	1,31E-06	m <sup>2</sup> /s		
<b>f=</b>	<b>0,023418</b>			

Aplicando Darcy (7):

f=	0,023418	
v=	1,572	m/s
D=	0,150	m
<b>J=</b>	<b>0,0197</b>	m/m

La longitud de la tubería es de: 6,00 m

**Pérdidas lineales:** **0,118** m

$v^2_{150}/(2g)=$  0,126

nº de válvulas: 2

Coficiente K para válvulas de retención: 1,7

Coficiente K para válvulas de compuerta: 0,2

nº de codos de 90º: 2

Coficiente K para codos de 90º: 0,29

**$\Delta h(\text{localizadas})=$**  **0,306** m

Tramo PE-100 DN-200:

$Q_{\text{max}}=$	100	m <sup>3</sup> /h	0,028	m <sup>3</sup> /s
DN=	200	mm	e= 14,7	mm
$D_{\text{int}}=$	0,171	m	S= 0,023	m <sup>2</sup>
v=	1,215	m/s		
$\vartheta=$	1,31E-06	m <sup>2</sup> /s		



<b>f=</b>	<b>0,022939</b>			
Aplicando Darcy (7):				
f=	0,022939			
v=	1,215	m/s		
D=	0,171	m		
<b>J=</b>	<b>0,01012</b>	m/m		
L (impulsión)=	9,3	m		
<b>Δh(tubería)=</b>	<b>0,094</b>	m		
Δhlocalizadas:				
Reducción para caudalímetro DN-125:	0,125			
cono convergente:	K despreciable			
cono divergente:	K=	0,21		
codo 90°	K=	0,29	4	ud
Descarga sumergida (desembocadura):	K=	1		
$v^2_{200}/(2g)=$	0,075	m		
<b>Δh (localizadas)=</b>	<b>0,179</b>	m		
<b>Δh (impulsión)=</b>	<b>0,697</b>	m		
Cota ventana entrada filtro:	82,500			
Cota máxima lámina agua bombeo:	80,130			
Cota mínima lámina agua bombeo:	76,920			
<b>max H<sub>Geom</sub>=</b>	<b>5,580</b>			
<b>min H<sub>Geom</sub>=</b>	<b>2,370</b>			
<b>max H<sub>man</sub>=</b>	<b>6,277</b>			
<b>min H<sub>man</sub>=</b>	<b>3,067</b>			
<b>Cota solera bombeo:</b>	<b>76,28</b>			