

ANEJO 09
CÁLCULOS HIDRÁULICOS

1. INTRODUCCIÓN

El presente Anejo tiene por objeto comprobar la validez del diseño hidráulico previsto en la nueva estación depuradora de aguas de residuales de Mercagranada y para el sistema general de colectores para los caudales previstos en este proyecto.

El contenido de este anejo se estructura del siguiente modo:

- Caudales de diseño
- Formulación y metodología utilizada.
- Cálculos detallados de las líneas piezométrica de la EDAR.

Debido a la tipología de EDAR proyectada, equipo compacto, y a la existencia de un depósito de regulación que se aprovecha, entre las instalaciones se encuentran conducciones a presión y por gravedad.

En un primer punto se ha procedido a describir las instalaciones desde un punto de vista hidráulico.

2. DESCRIPCIÓN DE LA INSTALACIÓN

Dentro de las instalaciones de la nueva EDAR de Mercagranada se recogen las siguientes líneas:

- Línea 1: LÍNEA DE AGUA

Actualmente, el agua a tratar entra en un depósito de regulación de hormigón armado y dos niveles. Se ha proyectado la adecuación y rehabilitación del depósito, conservando de este modo la estructura. Además se conserva la entrada del influente al propio depósito.

De esta forma la línea de agua, desde el punto de vista del proyecto comienza con el bombeo del influente desde el citado pozo de regulación, hasta el equipo de desbaste. Este tramo se realiza a presión. Además, se ejecuta en calderería de acero DN80 PN16.

La rotura de la presión se efectúa en el propio equipo de desbaste, tal y como se encuentra funcionando en la actualidad. El equipo de desbaste es el existente que será aprovechado en las nuevas instalaciones.

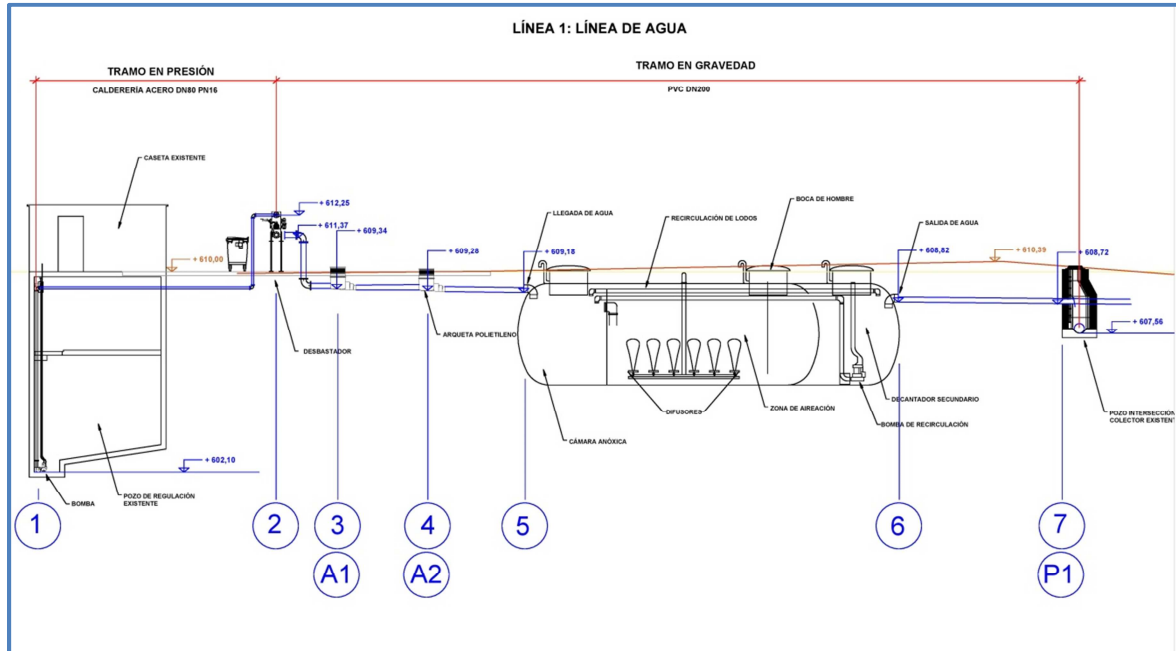
Desde el equipo de desbaste, mediante una conducción por gravedad el influente será conducido hasta la entrada del equipo compacto. En dicho equipo existen tres cámaras, decantador primario o cámara anaeróbica, reactor biológico o cámara aeróbica y el decantador secundario.

La conducción en gravedad se realiza en PVC DN200.

Existe una bomba de recirculación que se encarga de retornar al decantador primario los fangos decantados en el decantador secundario para retroalimentar la flora microbiana del reactor.

El agua tratada sale por gravedad del equipo compacto y es conducida por gravedad hasta el pozo de intersección con el colector existente. Este colector existente conecta con la galería existente, donde se realiza el vertido. Será por tanto el nuevo punto de vertido.

El pozo de intersección servirá además como punto para las tomas de muestras que permitirán analizar el funcionamiento del equipo de depuración.



A continuación se recogen los caudales de diseño de la línea 1 (línea de agua) cuya justificación viene recogida en el ANEJO 12. PROCESO BIOLÓGICO.

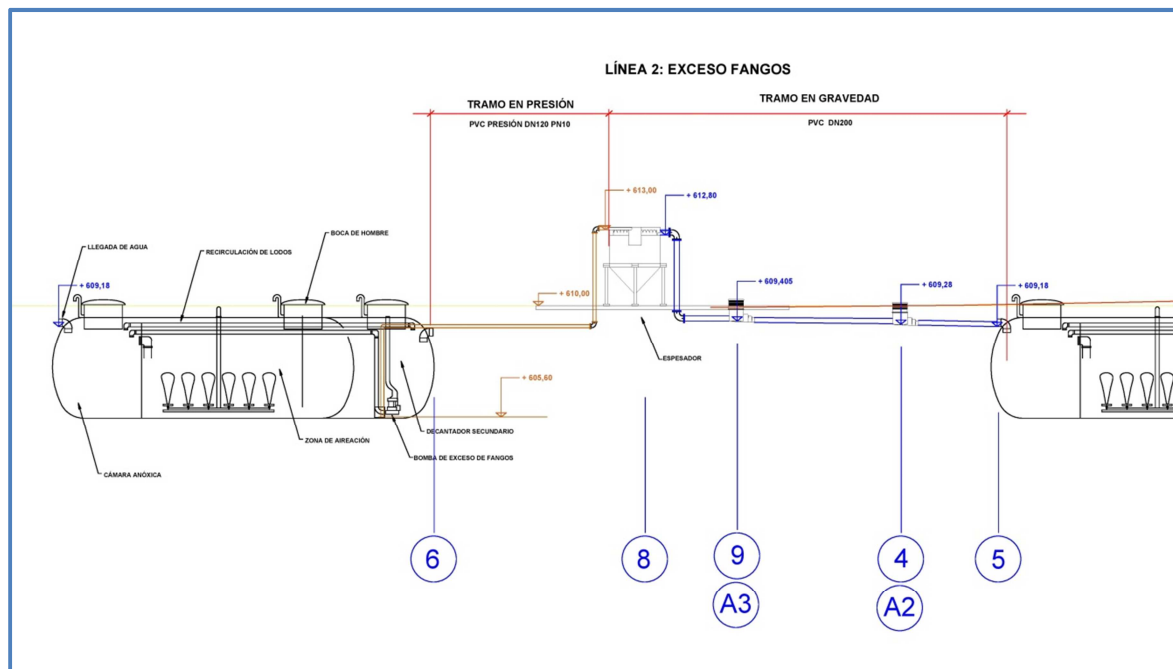
LÍNEA 1: LÍNEA DE AGUA		
CAUDALES DE DISEÑO		
Diario:	55,00	m3/d
Medio diario:	2,29	m3/h
	0,64	l/seg
Punta diario:	4,01	m3/h
	1,11	l/seg
Temperatura del agua bruta:		
Mínima:	15,00	°C
Máxima:	22,00	°C

- Línea 2: LÍNEA DE FANGOS

Los fangos decantados en el decantador secundario son reutilizados en el propio reactor, sin embargo se generará un excedente de fangos que deberá ser extraído y tratado. Para ello, en el decantador secundario existe una bomba de excedente de fango.

Este bombeo de fangos es el comienzo de la Línea de Fangos. La conducción a presión se realizará en PVC de presión PN10 DN120.

Los fangos son conducidos a un espesador elevado, donde se realizará una separación de lodos y agua. El agua será conducida al comienzo del proceso de depuración para su tratamiento. Desembocando en la misma arqueta que la línea de aguas.



El exceso de fangos ocasiona un caudal uniforme cuando se conecte la bomba de exceso de fangos. A continuación se recoge el caudal de diseño de la línea de fangos, cuya justificación se recoge en el ANEXO 12. PROCESO BIOLÓGICO.

LÍNEA 2: LÍNEA DE FANGOS		
CAUDALES DE DISEÑO		
Medio diario:	0,22	m3/h
	0,06	l/seg
Punta diario:	0,22	m3/h
	0,06	l/seg

Para dimensionar la red de desagüe se supondrá que todo el caudal debe ser vertido a la entrada del reactor biológico.

- Línea 3: DESHIDRATACIÓN

En el espesador, una bomba de tornillo se encarga de conducir los lodos a un tornillo deshidratador. Se trata de la Línea 3: Deshidratador.

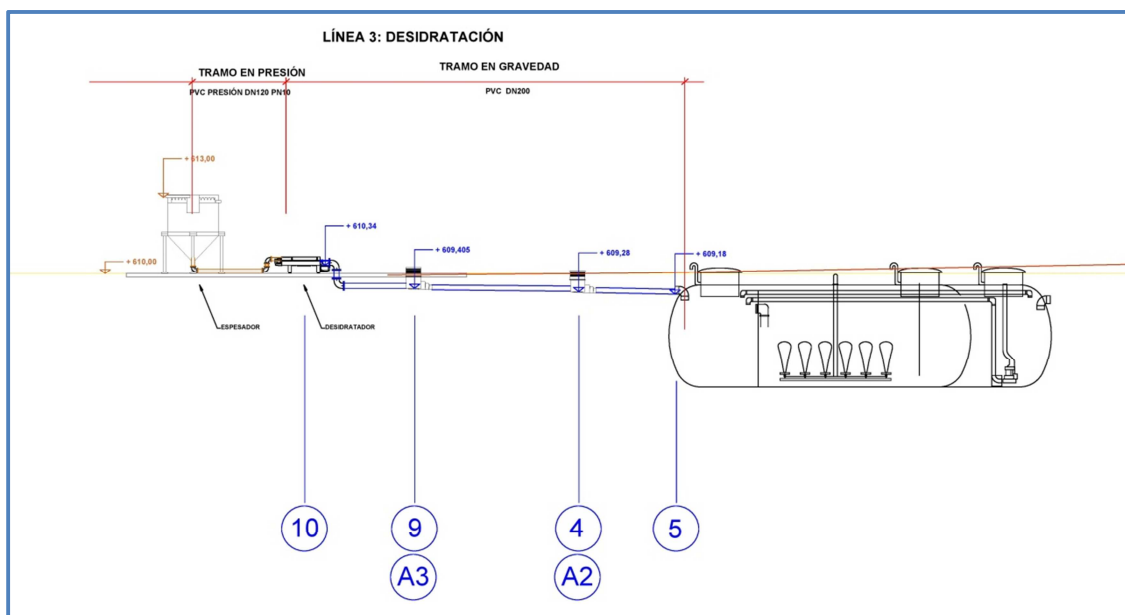
En el tornillo deshidratador se procederá a una extracción de humedad de los lodos. El agua generada será vertida por gravedad a la línea 2, descrita en el punto anterior, para su conducción al inicio del reactor para su tratamiento.

La conducción, como ya se ha indicado se realiza en PVC DN200.

Por otro lado, los lodos ya desecados hasta el punto de humedad establecido, son elevados mediante un mecanismo de tornillo y vertidos en el contenedor correspondiente para ser transportados al gestor de residuos correspondiente.

Tal y como se ha indicado: entre las conducción proyectada se encuentran conducciones a presión y conducciones por gravedad.

Además, algunos tramos son comunes a dos líneas. Por tanto a la hora de establecer los caudales a transportar, se deberán tener en cuenta los caudales de más de una línea.



El agua extraída e a los lodos en el tornillo de deshidratación será devuelto a la línea de agua para su tratamiento como ya se ha indicado. A continuación se recoge el caudal de diseño de la línea de fangos, cuya justificación se recoge en el ANEXO 12. PROCESO BIOLÓGICO.

LÍNEA 3: DESIDRATACIÓN		
CAUDALES DE DISEÑO		
Medio diario:	0,022	m3/h
	0,006	l/seg
Punta diario:	0,022	m3/h
	0,006	l/seg

Para dimensionar la red de desagüe se supondrá que todo el caudal debe ser vertido a la entrada del reactor biológico.

3. CAUDALES DE DISEÑO

Debido a la existencia de tramos de conducción comunes a más de una línea, para poder acometer el cálculo del funcionamiento hidráulico de las redes proyectadas se ha realizado una reestructuración de las líneas.

Por un lado se han considerado las conducciones a presión y por otro lado, las conducciones a gravedad.

A continuación se recogen los tramos a comprobar.

TRAMO	TIPO	LÍNEAS QUE VIERTEN	Q medio	Q máximo	[ud]
1 - 2	Presión	Línea 1	2,29 0,00063611	4,01 0,00111389	m3/h m3/sg
6 - 8	Presión	Línea 2	0,22 6.1111e-5	0,22 6.1111e-5	m3/h m3/sg
8 - 10	Presión	Línea 3	0,022 6.1111e-6	0,022 6.1111e-6	m3/h m3/sg
2 - 4	Gravedad	Línea 1	2,29 0,00063611	4,01 0,00111389	m3/h m3/sg
8 - 9	Gravedad	Línea 2	0,22 6.1111e-5	0,22 6.1111e-5	m3/h m3/sg
10 - 9	Gravedad	Línea 3	0,022 6.1111e-6	0,022 6.1111e-6	m3/h m3/sg
9 - 4	Gravedad	Líneas 2 y 3	0,242 6.72222e-5	0,242 6.72222e-5	m3/h m3/sg
4 - 7	Gravedad	Líneas 1, 2 y 3	2,532 0,0007033	4,252 0,00118111	m3/h m3/sg

4. FORMULACIÓN Y METODOLOGÍA

El dimensionamiento hidráulico consiste en la determinación de las variables hidráulicas principales en el conjunto del sistema. Como datos de partida contamos con las variables y dimensiones adoptadas (ya referidas en el anejo funcional) y las variables de cálculo propuestas (coeficientes de rugosidad, coeficientes de pérdidas...). Los resultados a obtener con estos datos pueden resumirse en datos de niveles y velocidades de comprobación.

Los datos de niveles (referidos por la cota piezométrica) en cada punto nos permiten definir la ubicación en alzado de cada uno de los elementos existentes en el tratamiento. Del mismo modo podemos definir los resguardos necesarios para evitar el desbordamiento en el caso de que existiera una punta de caudal no prevista por fallo en el sistema de control del bombeo del depósito de regulación.

La formulación empleada puede ser resumida en las siguientes categorías:

- Pérdidas en conducciones.
- Pérdidas localizadas.
- Vertederos

4.1. CONDUCCIONES A GRAVEDAD

La mayoría de las formulaciones que deducen la carga, las pendientes ó las pérdidas de carga por metro lineal se basan en la expresión general siguiente:

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

Esta ecuación conocida por la fórmula de Chezy, donde:

- C es un coeficiente que depende de la formulación concreta
- Los exponentes a y b son también variables.

Para el caso de tuberías a sección parcialmente llena, en este proyecto se utiliza:

- La fórmula de Colebrook-White basada en la teoría de Prandtl-Karman sobre turbulencias y la ecuación de Darcy-Weirsbach, desarrollada para el caso de tuberías llenas.
- Las correcciones de Thormann y Franke que tienen en cuenta la fricción del aire ocluido.

La fórmula de Colebrook-White es la siguiente:

$$Q = \frac{\pi D^2}{4 \cdot 10^6} \cdot \left(-2 \log \left(\frac{2,51 \cdot 10^6 \cdot \nu}{D \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot J \cdot D}} + \frac{K}{3,71 \cdot D} \right) \right) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot J \cdot D}$$

Siendo:

- Q = Caudal (l/s)
- D = Diámetro interior (mm)
- ν = viscosidad cinemática (m²/s), dependiente de la temperatura y el tipo y cantidad de materia en suspensión. Usualmente se toma $\nu = 1,31 \times 10^{-6}$ m²/s
- J: Pérdida de carga (m/km)
- K: Rugosidad absoluta de la superficie interior, en función de la siguiente tabla (Guía Técnica sobre Redes de Saneamiento y Drenaje Urbano, CEDEX):

Tipo	Rugosidad absoluta (mm)	
	Mínimo	Máximo
Fundición	0,60	0,80
Hormigón	0,60	1,15
Gres	0,50	1,00
PVC	0,10	0,25
PE/PP	0,10	0,25
PRFV	0,10	0,25

Los valores mínimos corresponden a tuberías en muy buen estado, y los valores máximos son tuberías en muy mal estado. Para los cálculos se toma un valor medio de 0,18. Para conocer los valores

correspondientes a distintas alturas de llenado en la conducción, se aplica el procedimiento propuesto por Thormann y Franke:

- Relación de caudales:

$$\frac{Q_P}{Q} = \frac{(2\beta - \text{sen } \beta)^{1,625}}{9,69 (\beta + \Upsilon \text{sen } \beta)^{0,625}}$$

- Relación de velocidades medias:

$$\frac{V_P}{V} = \left[\frac{2\beta - \text{sen } 2\beta}{2(\beta + \Upsilon \text{sen } \beta)} \right]^{0,625}$$

Siendo:

- Q = Caudal a sección llena (l/s)
- Qp = Caudal a sección parcialmente llena (l/s)
- V = velocidad media a sección llena (m/s)
- Vp = velocidad media a sección parcialmente llena (m/s)
- 2β = arco de la sección mojada (rad)
- Υ = coeficiente experimental de Thorman dado por las siguientes expresiones, en función del parámetro $\eta = h/d$, para tener en cuenta el rozamiento entre el líquido y el aire del interior del conducto:
 - Para $\eta < 0,5$: $\Upsilon = 0$
 - Para $\eta > 0,5$: $\Upsilon = \frac{\eta - 0,5}{3} + \frac{20(\eta - 0,5)^3}{3}$

Partiendo de dos de los cuatro valores de Q, D, V, J, se obtienen los valores de las otras dos. Posteriormente, a partir de uno de los tres valores de las relaciones Q'/Q, h/d, V'/V se obtienen los valores de las otras dos. En el caso que nos ocupa, generalmente procederemos de manera que podamos calcular la velocidad de circulación y la altura de la lámina de agua.

4.2. CONDUCCIONES A PRESIÓN

Como se ha mencionado anteriormente, en canalizaciones a presión (sección llena) puede utilizarse la fórmula de Colebrook-White basada en la teoría de Prandtl-Karman sobre turbulencias y la ecuación de Darcy-Weirsbach, desarrollada para el caso de tuberías llenas, quedando:

- Colebrook y White

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \cdot \log \left(\frac{k_a}{3,71 \cdot D} + \frac{2,51}{Re \cdot \sqrt{\lambda}} \right)$$

Siendo:

- λ = factor de fricción de Darcy-Weisbach (adimensional)
- k_a = rugosidad absoluta equivalente (m)

- $Re = N^{\circ}$ Reynolds, $v \cdot D / \nu$
- $D =$ Diámetro interior (m)

- Darcy – Weisbach

$$I = \frac{\lambda \cdot V^2}{D \cdot 2g}$$

Siendo:

- $I =$ Pérdida de carga (m/m)
- $\lambda =$ factor de fricción de Darcy-Weisbach (adimensional)
- $V =$ Velocidad media (m/s)
- $D =$ Diámetro interior (m)
- $g =$ aceleración de la gravedad (9,81 m/sg²)

Eliminando λ entre las ecuaciones de Colebrook-White y la de Darcy-Weisbach, se obtiene la fórmula ya mencionada:

$$Q = \frac{\pi D^2}{4 \cdot 10^6} \cdot \left(-2 \log \left(\frac{2,51 \cdot 10^6 \cdot \nu}{D \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot J \cdot D}} + \frac{K}{3,71 \cdot D} \right) \right) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot J \cdot D}$$

Siendo:

- $Q =$ Caudal (l/s)
- $D =$ Diámetro interior (mm)
- $\nu =$ viscosidad cinemática (m²/s), dependiente de la temperatura y el tipo y cantidad de materia en suspensión. Usualmente se toma $\nu = 1,31 \times 10^{-6}$ m²/s
- $J:$ Pérdida de carga (m/km)
- $K:$ Rugosidad absoluta de la superficie interior

PÉRDIDAS LOCALIZADAS:

Pueden calcularse como un porcentaje del término de velocidad o como una longitud de conducción equivalente; en este proyecto se ha optado por el primer caso, con los siguientes coeficientes de pérdida localizada:

$$\Delta h = K \cdot \frac{v^2}{2g}$$

Adoptando K los siguientes valores:

- Compuertas o orificios sumergidos, $K = 0,62$
- Codos en ángulo. Para un relación de r/d de 1.5 se toma el coeficiente k de acuerdo a la tabla:

Ángulo	22,5°	45°	60°	90°	136°	180°
K	0,10	0,17	0,22	0,29	0,36	0,43

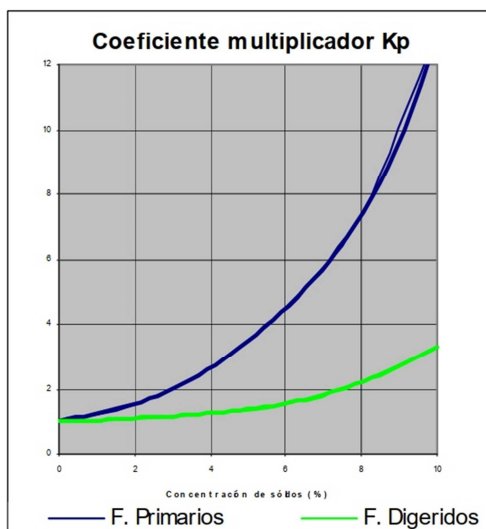
- Entrada en depósito o arqueta, $K=1,0$
- Salida de depósito o arqueta, $K=0,5$
- Válvulas. Como norma general, se toman los coeficientes propuestos por el fabricante. Caso de no disponer de dichos datos se considera que las válvulas trabajan en general, completamente abiertas, aplicando por ello los siguientes coeficientes.
 - Válvulas de compuerta o mariposa: 0,12
 - Válvula de retención: 1,5

PÉRDIDAS LOCALIZADAS:

El manejo de los lodos requiere la consideración de las peculiaridades propias de este líquido. Así, salvo excepciones como el caso anterior de fluidos bombeados mediante bombas de tornillo helicoidal en que el límite de la tubería lo marca la velocidad mínima, no deben utilizarse diámetros inferiores a 100-150 mm en conducciones muy largas. Por regla general, las velocidades deben estar en el entorno de 1-1,5 m/s para evitar sedimentaciones en las conducciones, es decir no bajar de los 0,6 m/s, ni subir de los 2,4 m/s.

Las pérdidas de carga dependen de la naturaleza del fango y de la velocidad del flujo. Las pérdidas de carga para transporte de fangos pueden ser las de la pérdida de agua limpia multiplicada por un coeficiente de 1,1 a 1,2; con fangos espesados las pérdidas pueden ser las de agua potable multiplicadas por un coeficiente de 2,0 a 4,0.

El citado coeficiente multiplicador, en conducciones, con velocidad de circulación de 1,8 m/s a 2,4 m/s, pueden ser de 1,1; entre 1,5 m/s y 1,8 m/s puede ser de 1,25; para velocidades menores a 1,5 m/s suele recomendarse el empleo del siguiente gráfico para obtener el coeficiente multiplicador, K_p , aplicado a la pérdida con circulación de agua limpia.



Para los fangos espesados, el coeficiente multiplicador varía en función de la concentración según la siguiente tabla:

Concentración fango (mg/l)	20.000	30.000	35.000	40.000	50.000
Coeficiente	2.00	2.50	3.00	3.50	4.00

5. CÁLCULOS

5.1. CONDUCCIONES A PRESIÓN.

A continuación se recogen los resultados de los cálculos realizados, según la metodología descrita, para las conducciones a presión.

Los datos de pérdidas piezométricas para cada caudal y tramo serán empleados para la selección de la bomba más adecuada.

PÉRDIDAS DE CARGA EN TUBERÍAS A PRESIÓN

DATOS: **LÍNEA 1. DE POZO DE REGULACIÓN A DESBASTADOR**

MATERIAL:

TIPO: ACERO/METAL. DN80
SECCIÓN: 5026,55 mm²

DIÁMETRO: 80 mm
LONGITUD: 25 m

GEOMETRÍA:

COTA INICIAL: 602,10 m
COTA FINAL: 612,25 m
Δh GEOMÉT.: 10,15 m

FLUIDO:

CAUDAL MÁX.: 1,1 l/sg
Tº: 15 ºc
VEL. MÁX.: 0,21884 m/sg
VISC. DINÁMICA: 1,31 x E-6 m²/sg

FORMULACIÓN:

Pérdidas en conducciones:

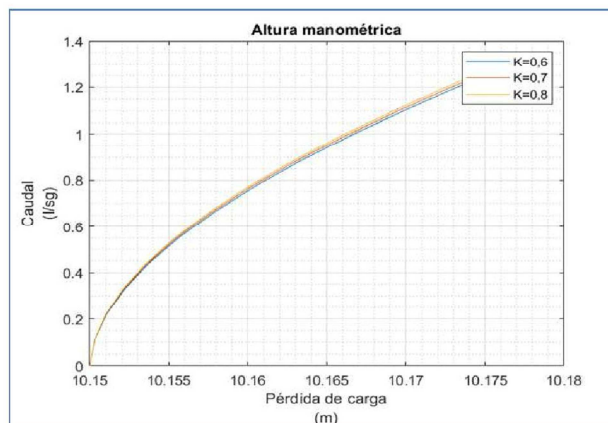
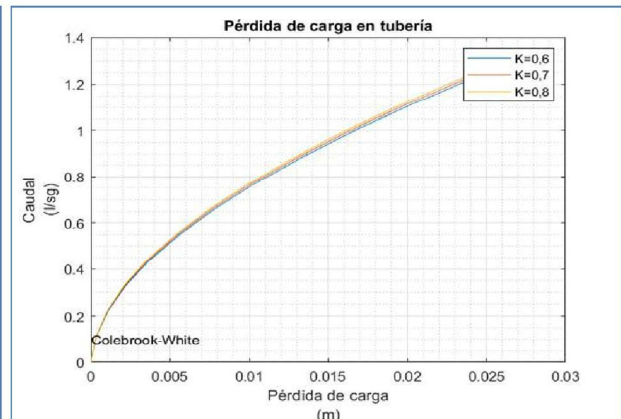
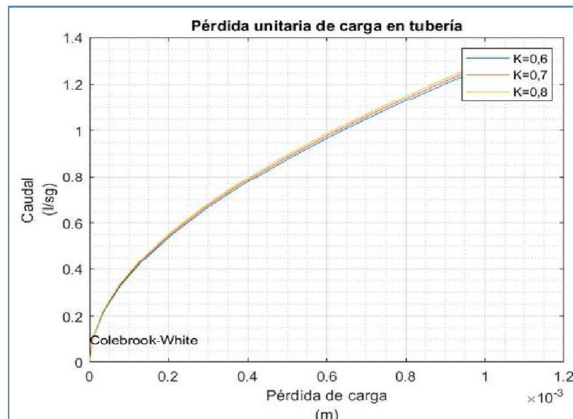
$$Q = \frac{\pi D^2}{4 \cdot 10^6} \cdot \left(-2 \log \left(\frac{2,51 \cdot 10^6 \cdot \nu}{D \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot J \cdot D}} + \frac{K}{3,71 \cdot D} \right) \right) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot J \cdot D}$$

Pérdidas localizadas:

$$\Delta h = K \cdot \frac{v^2}{2g}$$

PÉRDIDAS EN TUBERÍA:

Q	0	0,11000	0,22000	0,33000	0,44000	0,55000	0,66000	0,77000	0,88000	0,99000	1,10000	1,21000	1,32000
Δh roz. Unit.	0	0,00001	0,00003	0,00008	0,00013	0,00020	0,00029	0,00038	0,00049	0,00062	0,00075	0,00089	0,00105
Δh roz.	0	0,00030	0,00103	0,00215	0,00364	0,00547	0,00765	0,01015	0,01296	0,01608	0,01950	0,02322	0,02722
Δh	10,15	10,15030	10,15103	10,15215	10,15364	10,15547	10,15765	10,16015	10,16296	10,16608	10,16950	10,17322	10,17722



PÉRDIDAS DE CARGA EN TUBERÍAS A PRESIÓN

DATOS: **LÍNEA 3. TRAMO ESP - 10. DE ESPESADOR A DESIDRATADOR**

MATERIAL:

TIPO: ACERO/METAL. DN80
SECCIÓN: 11309,7 mm²

DIÁMETRO: 120 mm
LONGITUD: 4 m

GEOMETRÍA:

COTA INICIAL: 610,00 m
COTA FINAL: 611,00 m
Δh GEOMÉT.: 1,00 m

FLUIDO:

CAUDAL MÁX: 0,06 l/sg VEL. MÁX.: 0,0054 m/sg
T^º: 15 °c
VISC. DINÁMICA: 3,93 x E-6 m²/sg

FORMULACIÓN:

Pérdidas en conducciones:

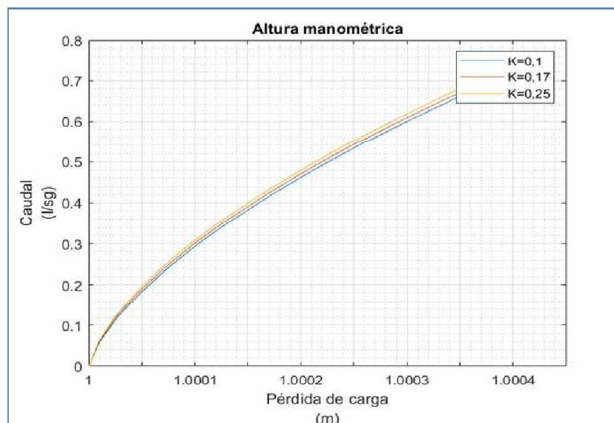
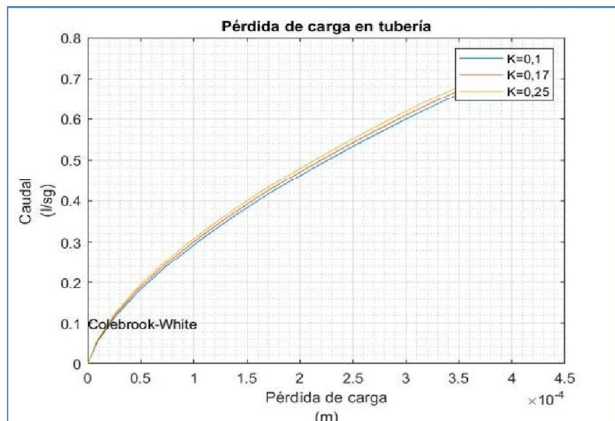
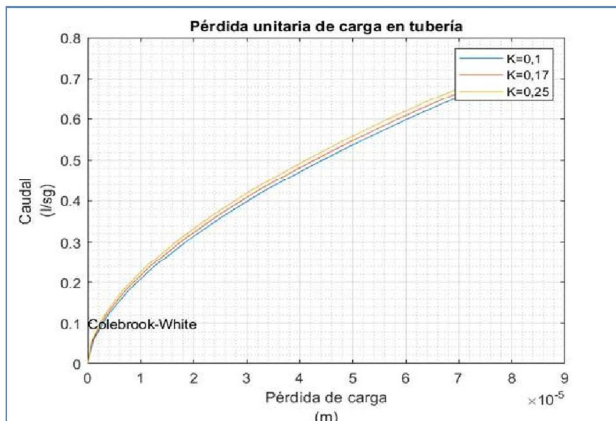
Pérdidas localizadas:

$$Q = \frac{\pi D^2}{4 \cdot 10^6} \cdot \left(-2 \log \left(\frac{2,51 \cdot 10^6 \cdot \nu}{D \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot J \cdot D}} + \frac{K}{3,71 \cdot D} \right) \right) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot J \cdot D}$$

$$\Delta h = K \cdot \frac{v^2}{2g}$$

PÉRDIDAS EN TUBERÍA:

Q	0	0,11000	0,22000	0,33000	0,44000	0,55000	0,66000	0,77000	0,88000	0,99000	1,10000	1,21000	1,32000
Δh roz. Unit.	0,0000000	0,0000010	0,0000034	0,0000071	0,0000118	0,0000175	0,0000241	0,0000315	0,0000397	0,0000488	0,0000586	0,0000691	0,0000804
Δh roz.	0,0000000	0,0000098	0,0000255	0,0000461	0,0000708	0,0000994	0,0001316	0,0001672	0,0002060	0,0002481	0,0002931	0,0003412	0,0003922
Δh	1,0000000	1,0000098	1,0000255	1,0000461	1,0000708	1,0000994	1,0001316	1,0001672	1,0002060	1,0002481	1,0002931	1,0003412	1,0003922



5.2. CONDUCCIONES A GRAVEDAD.

A continuación se recogen los resultados de los cálculos realizados, según la metodología descrita, para las conducciones a lámina libre por gravedad.

CONDUCCIONES A LÁMINA LIBRE. CIRCULARES

DATOS:		TRAMO 9 -4.	
MATERIAL:			
TIPO:	PVC	DIÁMETRO:	200 mm
SECCIÓN:	31416 mm ²	LONGITUD:	12,5 m
GEOMETRÍA:		FLUIDO:	
COTA INICIAL:	609,467 m	CAUDAL MÁX:	6,72E-05 M3/sg
COTA FINAL:	609,280 m	Tª:	15 °c
Δh GEOMÉT.:	-0,19 m	VISC. DINÁMICA:	1,31 x E-6 m ² /sg
% COLECTOR	-0,015	VEL. MÁX.:	m/sg
		CONC.:	

FORMULACIÓN:		
Pérdidas en conducciones:	Relación de caudales:	Relación de velocidades:
$Q = \frac{\pi D^2}{4 \cdot 10^6} \cdot \left(-2 \log \left(\frac{2,51 \cdot 10^6 \cdot \nu}{D \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot J \cdot D}} + \frac{K}{3,71 \cdot D} \right) \right) \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot J \cdot D}$	$\frac{Q_p}{Q} = \frac{(2\beta - \text{sen } \beta)^{1,625}}{9,69 (\beta + \gamma \text{sen } \beta)^{0,625}}$	$\frac{V_p}{V} = \left[\frac{2\beta - \text{sen } 2\beta}{2(\beta + \gamma \text{sen } \beta)} \right]^{0,625}$

RESULTADOS:												
h/D	0,00108											
Tirante hidráulico:	0,2152 mm				Velocidad media:				0,00813 m/sg			

h/D	0,000	0,050	0,100	0,150	0,200	0,250	0,300	0,350	0,400	0,450	0,500	0,550	0,600
Q (K=0,1)	0,000000	0,000662	0,000996	0,001296	0,001590	0,001889	0,002197	0,002521	0,002863	0,003227	0,003617	0,004012	0,004435
Q (K=0,17)	0,000000	0,000487	0,000732	0,000953	0,001169	0,001389	0,001616	0,001853	0,002105	0,002373	0,002660	0,002950	0,003261
Q (K=0,25)	0,000000	0,000359	0,000541	0,000704	0,000863	0,001025	0,001193	0,001368	0,001554	0,001752	0,001964	0,002178	0,002407
V (K=0,1)	0,000000	0,120037	0,182298	0,231156	0,272135	0,307499	0,338447	0,365700	0,389724	0,410827	0,429214	0,442140	0,452069
V (K=0,17)	0,000000	0,088260	0,134039	0,169964	0,200094	0,226096	0,248852	0,268890	0,286554	0,302071	0,315591	0,325095	0,332395
V (K=0,25)	0,000000	0,065162	0,098959	0,125482	0,147727	0,166924	0,183724	0,198519	0,211560	0,223015	0,232997	0,240014	0,245403

h/D	0,600	0,650	0,750	0,800	0,850	0,900	0,950	1,000
Q (K=0,1)	0,004885	0,005366	0,005889	0,006474	0,007164	0,008049	0,009364	0,013484
Q (K=0,17)	0,003592	0,003946	0,004330	0,004760	0,005267	0,005918	0,006885	0,009915
Q (K=0,25)	0,002652	0,002913	0,003197	0,003514	0,003889	0,004369	0,005083	0,007320
V (K=0,1)	0,458555	0,461400	0,460698	0,456850	0,450539	0,442717	0,434709	0,429214
V (K=0,17)	0,337164	0,339256	0,338740	0,335910	0,331270	0,325519	0,319631	0,315591
V (K=0,25)	0,248924	0,250469	0,250087	0,247999	0,244573	0,240327	0,235980	0,232997

