



ANEJO Nº6 CALCULO HIDRAULICO



ANEJO Nº6 CALCULO HIDRAULICO

INDICE

1. DATOS DE PARTIDA	3
2. PUNTO DE SUMINISTRO	3
3. VOLUMEN DEL DEPOSITO	3
3.1. Volumen de regulación.....	4
3.2. Volumen de reserva para casos de averías.	5
3.3. Volumen de reserva en caso de incendio.....	5
3.4. Capacidad total del DEPÓSITO	6
4. DEFINICION GEOMETRICA.....	6
5. CAUDALES DE LAS CONDUCCIONES DE ENTREDA Y SALIDA.....	8
5.1. Conducción de entrada	9
5.2. Conducción de salida.....	15
5.2.1 Sobrepresión en la conducción	18
5.3. Conducciones de desagüe.....	20
5.3.1 Conducción de desagüe del depósito.....	24
5.3.2 Conducción de desagüe de pluviales	24
6. CLORACION.....	29
6.1. Bomba dosificadoras.....	29
6.2. Volumen Depósito.....	29
6.3. Equipo de cloracion.....	29



1. DATOS DE PARTIDA

Para la elaboración de este anejo se han tomado como datos de partida los volúmenes de agua demandados y la capacidad del depósito obtenidos en el anejo N°1 Poblaciones y Dotaciones. El presente anejo justifica los cálculos de los diámetros de las conducciones de alimentación, salida y desagüe del depósito

2. PUNTO DE SUMINISTRO

Nuestro depósito tiene dos puntos de suministro:

- El primero de ellos es una nueva tubería de conducción, que conecta el pozo de abastecimiento del pueblo con nuestro depósito
- El segundo de ellos es una conducción de agua potable, ajena al pozo del municipio, que pasa cercana al municipio de Fuenteheridos, y se usara en caso de escasez del primer punto de suministro.

3. VOLUMEN DEL DEPOSITO

Para el cálculo del volumen del depósito ha tenido en cuenta que:

$$\begin{array}{lcl} \text{Volumen total} & \left\{ \begin{array}{l} \text{Volumen de regulación.} \\ + \\ \text{Volumen de reserva por avería.} \\ + \\ \text{Volumen de reserva en caso de incendio.} \end{array} \right. & \end{array}$$



3.1. VOLUMEN DE REGULACIÓN.

Para el cálculo del volumen de regulación se realiza un balance de volúmenes. A continuación se calculan los volúmenes acumulados que salen desde el depósito. Para ello se multiplica el caudal medio de demanda por el coeficiente de modulación y por el tiempo al que afecta dicho coeficiente.

El volumen total de demanda, igual al acumulado a las 24h, se divide entre las 7 horas de bombeo para conocer el caudal de bombeo. Finalmente se restan los valores acumulados; el volumen de regulación será la máxima diferencia obtenida.

Para el estudio de la capacidad de regulación del depósito es imprescindible conocer o fijar como hipótesis la variación del consumo diario y estacional, así como el régimen de alimentación del depósito.

La curva de demanda de agua durante el día es:

horas	horas	K
0,00	1,00	0,40
1,00	5,00	0,30
5,00	7,00	1,20
7,00	10,00	1,60
10,00	14,00	1,10
14,00	16,00	1,20
16,00	18,00	0,80
18,00	20,00	1,20
20,00	22,00	1,20
22,00	24,00	1,00

Se diseña el depósito para que su llenado se realice en 7 h, coincidiendo con las horas de menos consumos esto es, el periodo de 0-5 h y 16-18 h.

Partiendo de los caudales afluentes y efluentes, se calcularán las diferencias en cada intervalo considerado. La máxima diferencia será la capacidad teórica necesaria a disponer.

Sin embargo, recurriendo a la guía técnica sobre depósitos para abastecimiento de agua potable del CEDEX, es aconsejable que el volumen del depósito sea igual al consumo de 48 horas, cuando la población sea menor a 600 habitantes:



Tabla 3. Capacidad aproximada de un depósito en función del número de habitantes.

Habitantes	Capacidad
< 6.000	2c
6.000-12.000	4/3 c
12.000-250.000	c
> 250.000	c/2

Como dato del anejo nº1 Población y dotaciones tenemos que nuestro caudal es:

$$Q_m = \text{dotacion} \times n^{\text{habitantes}} \times 1 \text{ dia} = 200 \frac{L}{\text{habdia}} 1825 \text{ hab} \times 2 \text{ dia} = 730000 L$$
$$= 730.0 \text{ m}^3$$

El volumen de regulación de nuestro depósito es: 730.0 m³

3.2. VOLUMEN DE RESERVA PARA CASOS DE AVERÍAS.

Para garantizar el suministro en caso de avería, el depósito deberá contar con un almacenamiento equivalente al tiempo preciso para reparar la avería, sin suspender el suministro de agua.

En caso de cualquier anomalía en el abastecimiento, la capacidad suplementaria de reserva a adoptar dependerá del coeficiente de seguridad que quisiera darse a la instalación.

La reserva para este fin puede llegar a considerarse un 25% del consumo máximo diario previsto.

Por tanto, el volumen para averías es:

$$0,25 \times 730.0 = 182.5 \text{ m}^3$$

3.3. VOLUMEN DE RESERVA EN CASO DE INCENDIO.

Por último, debe establecerse el volumen para cumplir con la tercera misión de los depósitos, la de reserva de agua para los incendios. Para estos fines debe preverse en el fondo del depósito, bajo la toma de agua para el abastecimiento normal de la población, una capacidad suficiente para estos caudales de reserva para incendios.

Se admite en la práctica que en redes pequeñas, como es el caso que nos ocupa, se debe prever una reserva en depósito de volumen de incendio con un caudal de 1000 l/min. de dos bocas durante dos horas:

$$2 \text{ bocas} \times 2 \text{ horas} \times 500 \text{ l/min} \times 60 \text{ min/1 hora} = 120000 \text{ l} = 120 \text{ m}^3$$



3.4. CAPACIDAD TOTAL DEL DEPÓSITO

La capacidad del depósito es, teniendo en cuenta de que este depósito suministrará al incremento de población que se produce hasta el 2033, ya que los sistemas de almacenamiento existentes abastecen a la actual población, es de:

Volumen de regulación: 730.0 m³

Volumen de avería: 182.5 m³

Volumen de incendio: 120 m³

Volumen total = 730.0 + 182.5 + 120 = 1032.5 m³

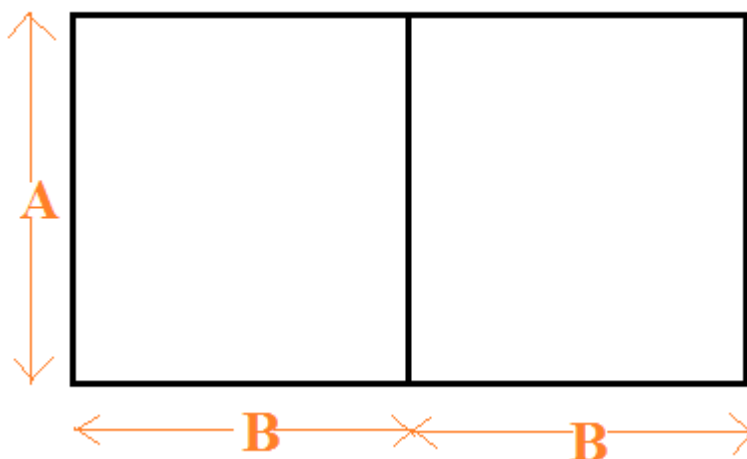
El CEDEX recomienda que depósitos entre 500-10.000 m³ tenga una altura entre 4 – 5 metros, cogeremos una altura de 4 metros.

Buscaremos una capacidad de 1100 m³.

4. DEFINICION GEOMETRICA

Las obras consisten en un depósito de 1100 m³ de capacidad. Se dispondrá de dos cámaras por necesidades de limpieza periódica y otras operaciones de mantenimiento, que han de ser posible sin corte de servicio. El depósito será de planta rectangular.

La altura de los muros será la anterior (4 m), más el resguardo, por lo que la altura del muro es de 5 m.



$$\text{Perímetro} = 4B + 3A$$



El área se considera fijada por la capacidad requerida:

$$\text{Área} = 2 \times A \times B \rightarrow B = \frac{\text{Área}}{2 \times A}$$

$$\text{Perímetro} = \frac{2 \times \text{Área}}{A} + 3 \times A \rightarrow \frac{d\text{Perímetro}}{dA} = 0 \rightarrow -2 \times \frac{\text{Área}}{A^2} + 3 = 0$$

Por lo que la forma económica resulta con:

$$A = \sqrt{(2/3 \times \text{Área})} \rightarrow B = \sqrt{(3/8 \times \text{Área})}$$

Por tanto, con una altura de muro de 4 m + 1m de resguardo, los parámetros A y B quedan:

$$1100 = \text{Área} \times 4 \text{ metros} \rightarrow \text{Área} = 275 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{(2/3 \times 275)} = 13.54 \text{ metros}$$

$$B = \sqrt{(3/8 \times 275)} = 10.15 \text{ metros}$$

Por tanto se toman como las dimensiones de los parámetros:

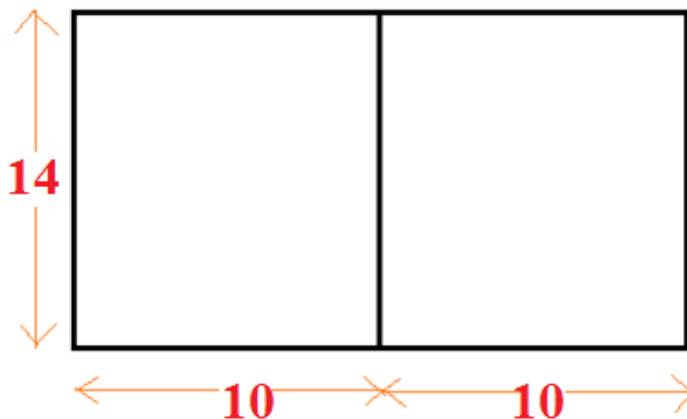
$$A = 14 \text{ metros y } B = 10 \text{ metros}$$

$$\text{Área} = 14 \times (2 \times 10) = 280 \text{ m}^2$$

$$\text{Altura de lámina de muro} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Altura del muro} = 5 \text{ m}$$

Quedaría:





5. CAUDALES DE LAS CONDUCCIONES DE ENTREDA Y SALIDA

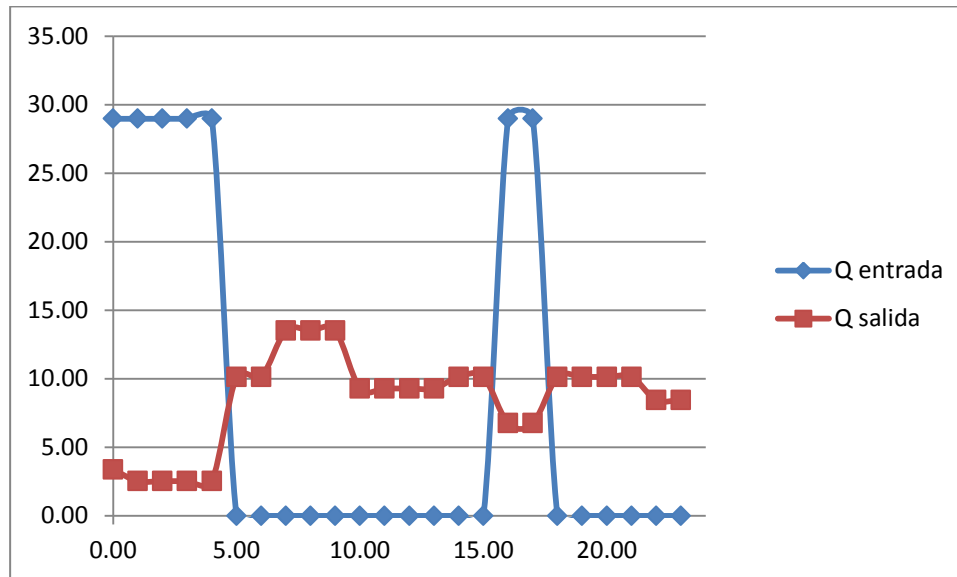
El objetivo es determinar el menor diámetro, que sea capaz de transportar un determinado caudal, sin unas pérdidas de carga que impidan el llenado del depósito (caso de la tubería de alimentación) o el disponer de una aceptable presión disponible en la conexión con la red de GIAHSA (caso de la tubería de salida).

Realizando el balance de entradas y salidas vemos que nunca se llega a tocar los volúmenes permanentes (no negativos en columna ΔV):

						Volumen inicial		370000	
DEPOSITO DE REGULACION									
horas	horas	K	Qentra da (l/s)	Ventrada (l)	Ventrada acumulado	Qsalid a (l/s)	Vsalida (l)	Vsalida acumulado	AV(l)
0,00	1,00	0,40	28,97	104285,71	474285,71	3,38	12166,67	12166,67	462119,05
1,00	2,00	0,30	28,97	104285,71	578571,43	2,53	9125,00	21291,67	557279,76
2,00	3,00	0,30	28,97	104285,71	682857,14	2,53	9125,00	30416,67	652440,48
3,00	4,00	0,30	28,97	104285,71	787142,86	2,53	9125,00	39541,67	747601,19
4,00	5,00	0,30	28,97	104285,71	891428,57	2,53	9125,00	48666,67	842761,90
5,00	6,00	1,20	0,00	0,00	891428,57	10,14	36500,00	85166,67	806261,90
6,00	7,00	1,20	0,00	0,00	891428,57	10,14	36500,00	121666,67	769761,90
7,00	8,00	1,60	0,00	0,00	891428,57	13,52	48666,67	170333,33	721095,24
8,00	9,00	1,60	0,00	0,00	891428,57	13,52	48666,67	219000,00	672428,57
9,00	10,00	1,60	0,00	0,00	891428,57	13,52	48666,67	267666,67	623761,90
10,00	11,00	1,10	0,00	0,00	891428,57	9,29	33458,33	301125,00	590303,57
11,00	12,00	1,10	0,00	0,00	891428,57	9,29	33458,33	334583,33	556845,24
12,00	13,00	1,10	0,00	0,00	891428,57	9,29	33458,33	368041,67	523386,90
13,00	14,00	1,10	0,00	0,00	891428,57	9,29	33458,33	401500,00	489928,57
14,00	15,00	1,20	0,00	0,00	891428,57	10,14	36500,00	438000,00	453428,57
15,00	16,00	1,20	0,00	0,00	891428,57	10,14	36500,00	474500,00	416928,57
16,00	17,00	0,80	28,97	104285,71	995714,29	6,76	24333,33	498833,33	496880,95
17,00	18,00	0,80	28,97	104285,71	1100000,00	6,76	24333,33	523166,67	576833,33
18,00	19,00	1,20	0,00	0,00	1100000,00	10,14	36500,00	559666,67	540333,33
19,00	20,00	1,20	0,00	0,00	1100000,00	10,14	36500,00	596166,67	503833,33
20,00	21,00	1,20	0,00	0,00	1100000,00	10,14	36500,00	632666,67	467333,33
21,00	22,00	1,20	0,00	0,00	1100000,00	10,14	36500,00	669166,67	430833,33
22,00	23,00	1,00	0,00	0,00	1100000,00	8,45	30416,67	699583,33	400416,67
23,00	0,00	1,00	0,00	0,00	1100000,00	8,45	30416,67	730000,00	370000,00
			TOTAL	730000		TOTAL 730000,0			
						0			



Suponemos un volumen inicial de 1100.000 litros (capacidad total del depósito) menos el volumen que estará fluyendo en un día de 730.000 litros, para que haya siempre agua para averías e incendios.



Como siempre habra 370,0 m3 de agua inicial, habrá una lámina de agua fija de:

$$\text{Lamina agua} = \frac{370}{280} = 1,32 \text{ metros de agua}$$

5.1. CONDUCCIÓN DE ENTRADA

El caudal de entrada en el deposito vimos que era de:

$$Q_{\text{entrada}} = 28.97 \text{ l/s}$$

Las perdidas de carga por fricción asociadas con el caudal de paso pueden expresarse:

$$J = \frac{\lambda V^2}{2gD}$$

Para la conduccion de llenado, el agua circula en conduccion forzada, por lo que la formula de Colebrook es bastante precisa:

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{k_r}{3.71} + \frac{2.51}{Re\sqrt{\lambda}} \right)$$

Con λ = factor de fricción

K_r = rugosidad relativa de la conduccion



$$Re = V \cdot D \cdot \rho / \nu$$

ρ = densidad

ν = viscosidad cinematica

La formula de Colebrook se puede poner:

$$I = \frac{f V^2}{2gD}$$

Siendo:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{k_a}{3.71D} + \frac{2.51\nu}{V \cdot D \sqrt{f}} \right)$$

I, perdida de carga en m/m

f, coeficiente de perdida adimensional

V, velocidad del agua en m/s

g, aceleracion de la gravedad en m2/s

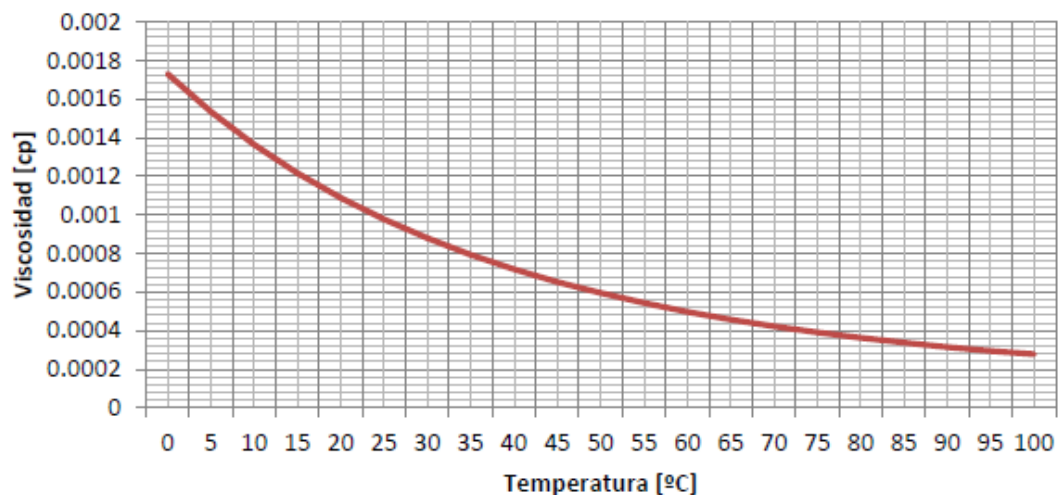
D, diametro interior de la tuberia en m

k_a , rugosidad equivalente en m

ν , viscosidad cinematica en m2/s

Asignamos un valor de viscosidad, a 15°C para aguas limpias:

Correlación viscosidad - temperatura



Siendo ν (viscosidad) $\rightarrow \nu = 1.148 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Para el caso que nos ocupa las conducciones son de fundicion ductil, por lo que $k_a = 0.12 \times 10^{-3} \text{ m}$:



RUGOSIDAD ABSOLUTA DE MATERIALES			
Material	ϵ (mm)	Material	ϵ (mm)
Plástico (PE, PVC)	0,0015	Fundición asfaltada	0,06-0,18
Poliéster reforzado con fibra de vidrio	0,01	Fundición	0,12-0,60
Tubos estirados de acero	0,0024	Acero comercial y soldado	0,03-0,09
Tubos de latón o cobre	0,0015	Hierro forjado	0,03-0,09
Fundición revestida de cemento	0,0024	Hierro galvanizado	0,06-0,24
Fundición con revestimiento bituminoso	0,0024	Madera	0,18-0,90
Fundición centrifugada	0,003	Hormigón	0,3-3,0

Para facilitar la aplicacion de la formula de Colebrook, esta se encuentra tabulada permitiendo una vision instantanea global de las variables Q,D,V,I.

Parámetros generales								
Diámetro interior mm	Diámetro interior m	Caudal l/s	Caudal m ³ /s	Viscosidad Pa·s	Velocidad m/s	Número de Reynolds	Rugosidad m	Rugosidad relativa
100	0,100	28,97	0,02897	0,0011	3,69	3,35E+05	1,20E-04	1,20E-03
150	0,150	28,97	0,02897	0,0011	1,64	2,23E+05	1,20E-04	8,00E-04
200	0,200	28,97	0,02897	0,0011	0,92	1,67E+05	1,20E-04	6,00E-04
250	0,250	28,97	0,02897	0,0011	0,59	1,34E+05	1,20E-04	4,80E-04
300	0,300	28,97	0,02897	0,0011	0,41	1,12E+05	1,20E-04	4,00E-04
350	0,350	28,97	0,02897	0,0011	0,30	9,57E+04	1,20E-04	3,43E-04
400	0,400	28,97	0,02897	0,0011	0,23	8,37E+04	1,20E-04	3,00E-04
450	0,450	28,97	0,02897	0,0011	0,18	7,44E+04	1,20E-04	2,67E-04
500	0,500	28,97	0,02897	0,0011	0,15	6,70E+04	1,20E-04	2,40E-04
550	0,550	28,97	0,02897	0,0011	0,12	6,09E+04	1,20E-04	2,18E-04

El caudal que tenemos es de 28.97 l/s. Viendo la tabulacion de los diametros de tuberias y velocidad de Colebrook, adoptamos un diametro para que la circulacion del agua sea entorno a 1 m/s. De esta forma, el diametro de entrada al deposito es de 200 mm.

Calcularemos a continuacion las dos tomas que dispondra el deposito: una Toma 1 que sera la del pozo del acuífero donde se abastece el unicipio, y una Toma 2, que sera de una tuberia cercana al municipio, que abastecera nuestro deposito en caso de que exista escacez de la toma 1



TOMA 1: TOMA A POZO DE ABASTECIMIENTO EXISTENTE

La cota del terreno en el punto de conexión con la TOMA 1 es de 720 m y la presión disponible es de 35 mca, por lo que la altura piezométrica en la conexión es de 755 m. La cota de la solera del depósito es 740 m, y la lámina de agua tiene una altura de 4 m por lo que la altura piezométrica es de 744 m. Se tiene una diferencia de altura piezométrica entre el punto de conexión (720 m) y el depósito (740 m) de 20 mca.

La longitud de la conducción de entrada es de 120 m.

Parámetros generales			Colebrook - White (Solver)				
Diámetro interior mm	Diámetro interior m	Caudal l/s	f	J Pa/m	Primer término	Segundo término	Error absoluto
100	0,100	28,97	4,06E-02	2.760	4,961817	4,968141	-0,006324
150	0,150	28,97	3,57E-02	319	5,295542	5,306637	-0,011095
200	0,200	28,97	3,28E-02	70	5,521037	5,536879	-0,015842
250	0,250	28,97	3,09E-02	22	5,685218	5,705394	-0,020177
300	0,300	28,97	2,96E-02	8	5,809355	5,833234	-0,023880
350	0,350	28,97	2,87E-02	4	5,905092	5,931947	-0,026855
400	0,400	28,97	2,80E-02	2	5,979620	6,008706	-0,029087
450	0,450	28,97	2,74E-02	1	6,037756	6,068375	-0,030619
500	0,500	28,97	2,70E-02	1	6,082931	6,114458	-0,031527
550	0,550	28,97	2,67E-02	0	6,117690	6,149590	-0,031901

Vemos en la tabla que la pérdida que se produce por fricción es de 5.536 mm/m, por lo que se produce una pérdida de:

$$i = 120 \text{ m} * 5,536879 \text{ mm/m} = 664.42 \text{ mm} = 0.664 \text{ m}$$

En cuanto a las pérdidas localizadas, su expresión general es:

$$h_i = k_i \frac{v^2}{2g}$$

Siendo h_i la pérdida de carga, v la velocidad de aguas y k_i un coeficiente adimensional. El valor de k_i de los diferentes elementos es:



Accesorios	K	L/D
Válvula esférica (totalmente abierta)	10	350
Válvula en ángulo recto (totalmente abierta)	5	175
Válvula de seguridad (totalmente abierta)	2.5	-
Válvula de retención (totalmente abierta)	2	135
Válvula de compuerta (totalmente abierta)	0.2	13
Válvula de compuerta (abierto $\frac{3}{4}$)	1.15	35
Válvula de compuerta (abierto $\frac{1}{2}$)	5.6	160
Válvula de compuerta (abierto $\frac{1}{4}$)	24.0	900
Válvula de mariposa (totalmente abierta)	-	40
"T" por la salida lateral	1.80	67
Codo a 90° de radio corto (con bridas)	0.90	32
Codo a 90° de radio normal (con bridas)	0.75	27
Codo a 90° de radio grande (con bridas)	0.60	20
Codo a 45° de radio corto (con bridas)	0.45	-
Codo a 45° de radio normal (con bridas)	0.40	-
Codo a 45° de radio grande (con bridas)	0.35	-

Las perdidas localizadas son de:

	Ud	K	hi
Codo a 90°	4	0,75	0,12941896
valvula de compuerta	2	1,12	0,09663282
TOTAL			0,22605178

metros

La altura piezometrica con la que se llega al deposito es de:

$$h_p = 755 > (740 + 0.664 \text{ m} + 0,22605178 = 740,86 \text{ mca})$$

Por tanto, vemos que para llenar el deposito a traves de la toma 1 del pozo del municipio, hay altura suficiente en la conduccion de GIAHSA, no siendo necesario recurrir a ningun sistema de bombeo para el llenado.

TOMA 2:

La cota del terreno en el punto de conexión con la TOMA 2 es de 715 m y la presión disponible es de 35 mca, por lo que la altura piezometrica en la conexión es de 750 m. La cota de la solera del deposito es 740 m, y la lamina de agua tiene una altura de 4 m por lo que la altura piezometrica es de 744 m. Se tiene una diferencia de altura piezometrica entre el punto de conexión (715 m) y el deposito (740 m) de 25 mca.

La longitud de la conduccion de entrada es de 310 m.



Parámetros generales			Colebrook - White (Solver)				
Diámetro interior mm	Diámetro interior m	Caudal l/s	f	J Pa/m	Primer término	Segundo término	Error absoluto
100	0,100	28,97	4,06E-02	2.760	4,961817	4,968141	-0,006324
150	0,150	28,97	3,57E-02	319	5,295542	5,306637	-0,011095
200	0,200	28,97	3,28E-02	70	5,521037	5,536879	-0,015842
250	0,250	28,97	3,09E-02	22	5,685218	5,705394	-0,020177
300	0,300	28,97	2,96E-02	8	5,809355	5,833234	-0,023880
350	0,350	28,97	2,87E-02	4	5,905092	5,931947	-0,026855
400	0,400	28,97	2,80E-02	2	5,979620	6,008706	-0,029087
450	0,450	28,97	2,74E-02	1	6,037756	6,068375	-0,030619
500	0,500	28,97	2,70E-02	1	6,082931	6,114458	-0,031527
550	0,550	28,97	2,67E-02	0	6,117690	6,149590	-0,031901

Vemos en la tabla que la perdida que se produce por fricción es de 5.536 mm/m, por lo que se produce una perdida de:

$$i = 310 \text{ m} * 5,536879 \text{ mm/m} = 1716.43 \text{ mm} = 1.716 \text{ m}$$

En cuanto a las perdidas localizadas, su expresion general es:

$$h_i = k_i \frac{v^2}{2g}$$

Siendo h_i la perdida de carga, v la velocidad de aguas y k_i un coeficiente adimensional. El valor de k_i de los diferentes elementos es:

Accesorios	K	L/D
Válvula esférica (totalmente abierta)	10	350
Válvula en ángulo recto (totalmente abierta)	5	175
Válvula de seguridad (totalmente abierta)	2.5	-
Válvula de retención (totalmente abierta)	2	135
Válvula de compuerta (totalmente abierta)	0.2	13
Válvula de compuerta (abierto $\frac{3}{4}$)	1.15	35
Válvula de compuerta (abierto $\frac{1}{2}$)	5.6	160
Válvula de compuerta (abierto $\frac{1}{4}$)	24.0	900
Válvula de mariposa (totalmente abierta)	-	40
"T" por la salida lateral	1.80	67
Codo a 90° de radio corto (con bridas)	0.90	32
Codo a 90° de radio normal (con bridas)	0.75	27
Codo a 90° de radio grande (con bridas)	0.60	20
Codo a 45° de radio corto (con bridas)	0.45	-
Codo a 45° de radio normal (con bridas)	0.40	-
Codo a 45° de radio grande (con bridas)	0.35	-



Las pérdidas localizadas son de:

	Ud	K	hi
Codo a 90°	4	0,75	0,12941896
valvula de compuerta	2	1,12	0,09663282
	TOTAL		0,22605178

 metros

La altura piezometrica con la que se llega al deposito es de:

$$h_p = 750 > (740 + 1.716 \text{ m} + 0,22605178 = 741,9 \text{ mca})$$

Por tanto, vemos que para llenar el deposito hay altura suficiente en la conduccion de GIAHSA, no siendo necesario recurrir a ningun sistema de bombeo para el llenado.

5.2. CONDUCCIÓN DE SALIDA

Para el diseno de la conduccion de salida se considera el maximo caudal demandado, ya que es el que originara las maximas pérdidas. Este caudal, como vemos en la curva de demanda, es de 13,52 l/s.

Hemos visto que la altura piezometrica en el deposito es de 744 mca. El deposito debe abastecer a una futura red de varios kilometros, a lo largo del municipio. La presion minima disponible en el punto final de la conduccion de salida (conexion con la red de GIAHSA) se fija en 20 mca. Dado que la cota geometrica del punto mas desfavorable es de 727 m, sera necesario colocar un grupo de presion en el deposito para conseguir dicha altura piezometrica.

Puesto que no es objeto del presente proyecto la conduccion de abastecimiento final a los hogares, si lo es dimensionar el grupo de presion de salida, por lo que se supondra una conduccion de salida hasta la zona donde se repartira a los clientes finales y en el que se exige 20 mca. Calculamos las pérdidas de carga en esta conduccion para determinar el grupo de presion:

Cota final mas desfavorable del municipio: 727 m

Presion minima disponible: 20 mca

Altura piezometrica en punto de conexion a suministro final: 747 mca

Cota de solera del pozo de bombeo: 742 m

Altura piezometrica en el deposito: 744 mca



- Perdidas de carga en la conduccion de salida del deposito:

Parámetros generales								
Diámetro interior mm	Diámetro interior m	Caudal l/s	Caudal m ³ /s	Viscosidad Pa·s	Velocidad m/s	Número de Reynolds	Rugosidad m	Rugosidad relativa
100	0,100	13,52	0,01352	0,0011	1,72	1,56E+05	1,20E-03	1,20E-02
150	0,150	13,52	0,01352	0,0011	0,77	1,04E+05	1,20E-03	8,00E-03
200	0,200	13,52	0,01352	0,0011	0,43	7,82E+04	1,20E-03	6,00E-03
250	0,250	13,52	0,01352	0,0011	0,28	6,25E+04	1,20E-03	4,80E-03
300	0,300	13,52	0,01352	0,0011	0,19	5,21E+04	1,20E-03	4,00E-03

Parámetros generales	Colebrook - White (Solver)				
Diámetro interior mm	f	J	Primer término	Segundo término	Error absoluto
100	4,09E-02	605	4,946119	4,957030	-0,010911

El caudal que tenemos es de 13.52 l/s. Viendo la tabulación de los diámetros de tuberías y velocidad de Colebrook, adoptamos un diámetro para que la circulación del agua sea entorno a 1 m/s. De esta forma, el diámetro de salida del depósito es de 100 mm.

Longitud: 310 m

$$i = 310 \text{ m} * 4,957030 \text{ mm/m} = 1536.67 \text{ mm} = 1.53 \text{ m}$$

En cuanto a las perdidas localizadas:

	Ud	K	hi
Codo a 90°	3	0,75	0,09706422
valvula de compuerta	2	1,12	0,09663282
valvula de retencion	2	2	0,17255861
TOTAL			0,36625566 metros

Las perdidas del tramo que sale del deposito es de:

$$h_{p \text{ tramo}} = 1.53 \text{ m} + 0,36625566 = 1.896 \text{ mca}$$

- Perdidas de carga en el tramo de conduccion:

El punto de abastecimiento mas lejano se encuentra a un kilometro de distancia:

$$i = 1000 \text{ m} * 4,957030 \text{ mm/m} = 4.95 \text{ m}$$

	Ud	K	hi
Codo a 90°	7	0,75	0,22648318
valvula de compuerta	29	1,12	1,40117594



TOTAL 1,62765912 metros

Las pérdidas del tramo de la conducción del municipio es de:

$$h_{p \text{ tramo}} = 4.95 \text{ m} + 1.62 = 6.57 \text{ mca}$$

- Calculo del sistema de bombeo

Las pérdidas totales que se producen para dimensionar el sistema de bombeo será la suma de la conducción de salida del depósito más las de la conducción de suministro:

$$\text{Pérdidas totales: } 6.57 + 1.53 = 8.1 \text{ m}$$

La altura manométrica de la bomba es por tanto: piezométrica en depósito + altura manométrica de la bomba = piezométrica en el punto de suministro + pérdidas

$$744 + H_g = 747 + \text{pérdidas}$$

$$H_g = 747 + 8.1 - 744 = 11.1 \text{ mca}$$

Se dispone un grupo de presión formado por una bomba y una de reserva (1+1) marca y modelo en cámara seca, capaz de bombear un caudal de 13,52 l/s a una altura manométrica de 11.1 m.

Consultando el catálogo de grupos de bombeo de PRINZE:

Buscamos las siguientes características:

$$Q = 13.52 \text{ l/s} = 811.2 \text{ l/min} = 0.01352 \text{ m}^3/\text{s} = 48.672 \text{ m}^3/\text{h}$$

$$H_g = 11.1 \text{ mca}$$

CARACTERÍSTICAS DE CONSTRUCCIÓN

CUERPO DE BOMBA: De hierro fundido, con bocas de aspiración e impulsión roscadas ISO 228/1

RODETE: Radial centrífugo de latón

TABLA DE PRESTACIONES 2.900 rpm

MODELO		Potencia		Amperios		Q m³/h	12	18	24	30	36	42	48	54	60	66	72	84
Monofásica 230 V	Trifásica 230/400 V	kW	CV	1-230V	3-400V	l/min	200	300	400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	1400
HFm6C	HF6C	1,1	1,5	8,8	3,6	H mts	11,7	11,3	10,7	10,2	9,2	8	6,7	5	3			
HFm6B	HF6B	1,5	2	10,8	4,6		14,5	14	13,5	12,8	12	11	9,7	8,2	6,7	5		
-	HF6A	2,2	3	-	5,2		18,1	17,8	17,2	16,8	16	15	13,8	12,2	10,5	8,3	6	
-	HF20B	3	4	-	7,5				15,5	15,4	15,3	15,2	15	14,5	14	13	12	9
-	HF20A	4	5,5	-	8,8				18,5	18,4	18,3	18,2	18	17,5	17	16,2	15,2	12

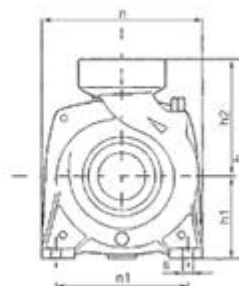
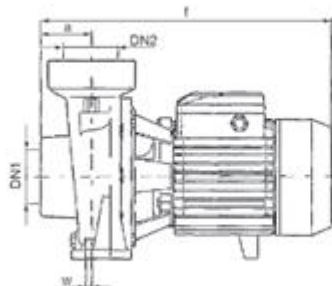




TABLA DE DIMENSIONES Y PESOS

MODELO		BOCAS		Dimensiones (en mm)										kg	
Monofásica	Trifásica	DN 1	DN 2	a	f	h	h1	h2	n	n1	w	s		II	III
HFm6C	HF6C													28,1	26,2
HFm6B	HF6B	3"	3"	68	411		120	192	240		6	12		29,1	28,5
—	HF6A					312				190				—	29,4

El modelo seleccionado para la bomba es HF6A marca PRINZE, trabajando a 2900 rpm.

5.2.1 Sobrepresión en la conducción

La sobrepresión máxima que puede llegar a alcanzarse por el golpe de ariete se calcula mediante la formulas de Allievi y Michaud.

La sobrepresión máxima que se alcanza en un cierre instantáneo es, aplicando la fórmula de Allievi:

$$\Delta h$$

con:

Δh = sobrepresión en mca (1 mca=0.1 kg)

a = celeridad

v_0 = velocidad en régimen del fluido

g = aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

Siendo:

$K=1$ para fundición ductil

$D=100$ mm

$e=5$ mm

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K D / e}} = 1197,91 \text{ m/s}$$

$$\Delta h = \frac{a v_0}{g} = \frac{1191.91 \cdot 1.72}{9.81} = 210.03 \text{ mca} = 21 \text{ kg/cm}^2$$

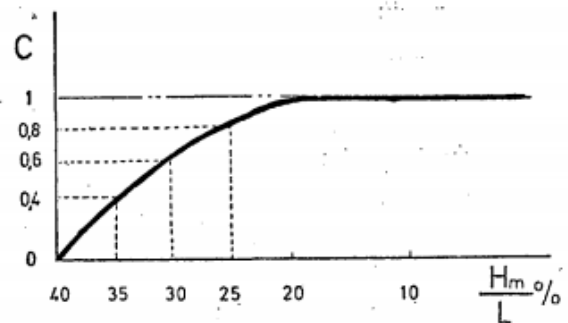


Fig. 2. — Valores del coeficiente C.

La sobrepresión máxima que se alcanza con cierre lento de la válvula es, aplicando la fórmula de Michaud:

$$\Delta h = \frac{2 \cdot L \cdot v_0}{g \cdot \zeta}$$

$$\text{Siendo } \zeta \text{ (tiempo de cierre)} = C + \frac{K \cdot L \cdot v_0}{g \cdot H_m}$$

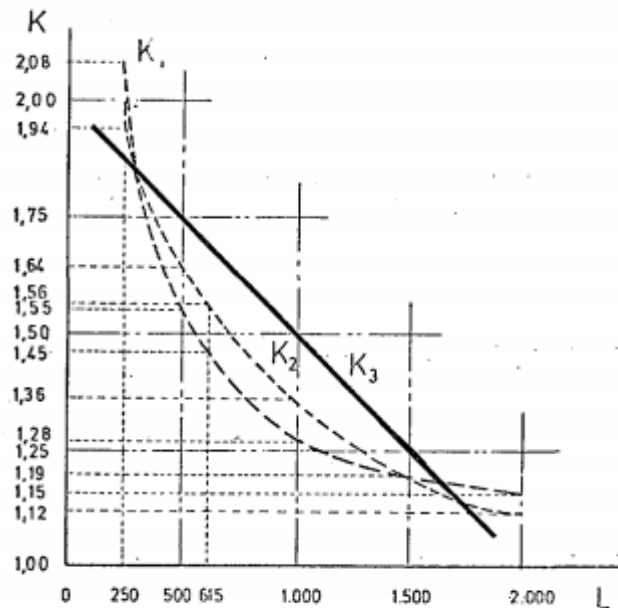


Fig. 1. — Valores del coeficiente K.

$$K = 1.5 \text{ (L=1000m)}$$

$$C = 1 \text{ (p<10\%)}$$

$$\zeta \text{ (tiempo de cierre)} = 1 + \frac{1.5 \cdot 1000 \cdot 1.72}{9.81 \cdot 11.1} = 24.69 \text{ seg}$$

$$\frac{2 \cdot L}{a} = \frac{2 \cdot 1000}{1191} = 1.67 \text{ seg}$$

Tenemos que $\zeta > \frac{2 \cdot L}{a}$, el cierre se produce lento:

$$\Delta h = \frac{2 \cdot L \cdot v_0}{g \cdot \zeta} = \frac{2 \cdot 1000 \cdot 1.72}{9.81 \cdot 24.69} = 14.20 \text{ mca}$$

$$\Delta h_{total} = \Delta h_{conduccion} + \Delta h_{ariete} = 6.57 + 14.20 = 20.77 \text{ mca} = 2.07 \text{ kg/cm}^2$$

Dado que las tuberías de fundición dúctil puede aguantar hasta 30 kg/cm², no existe problemas en cuanto a sobrepresiones causadas por el golpe de ariete en la conducción



5.3. CONDUCCIONES DE DESAGÜE

Las conducciones de desagüe de cada vaso se proyectan para que rompan carga en una arqueta, en la que se concentrara también el agua de pluviales. Ambas aguas se desalojan de la parcela por una misma conducción de PVC hacia la red de saneamiento más próxima.

La tubería de desagüe de los vasos esta en carga por lo que se calculara mediante Colebrook. La conducción que conduce las pluviales y el desagüe de los vasos se conduce por gravedad, calculándose mediante la fórmula de Manning.

La pendiente hidráulica disponible viene dada por la cota de lámina de agua del depósito (744 m m) y la cota de lámina de agua de la conducción de saneamiento (739 m).

Hdeposito = 740 m

Hsaneamiento= 739 m

Longitud de conducción = 35 m

Pendiente = 2.85 %

TABLA DE THORMANN Y FRANKE.
VARIACIONES DE CAUDALES Y VELOCIDADES
EN FUNCIÓN DE LA ALTURA DE LLENADO

Q'/Q	h/D	v'/v	Q'/Q	h/D	v'/v	Q'/Q	h/D	v'/v
0,001	0,023	0,17	0,031	0,118	0,47	0,061	0,164	0,57
0,002	0,032	0,21	0,032	0,120	0,47	0,062	0,166	0,57
0,003	0,038	0,24	0,033	0,122	0,48	0,063	0,167	0,57
0,004	0,044	0,26	0,034	0,123	0,48	0,064	0,168	0,58
0,005	0,049	0,28	0,055	0,125	0,48	0,065	0,170	0,58
0,006	0,053	0,29	0,036	0,127	0,49	0,066	0,171	0,58
0,007	0,057	0,30	0,037	0,129	0,49	0,067	0,172	0,58
0,008	0,061	0,32	0,038	0,130	0,50	0,068	0,174	0,59
0,009	0,065	0,33	0,039	0,132	0,50	0,069	0,175	0,59
0,010	0,068	0,34	0,040	0,134	0,50	0,070	0,176	0,59
0,011	0,071	0,35	0,041	0,135	0,51	0,071	0,177	0,59
0,012	0,074	0,36	0,042	0,137	0,51	0,072	0,179	0,59
0,013	0,077	0,36	0,043	0,138	0,51	0,073	0,180	0,60
0,014	0,080	0,37	0,044	0,140	0,52	0,074	0,181	0,60
0,015	0,083	0,38	0,045	0,141	0,52	0,075	0,182	0,60
0,016	0,086	0,39	0,046	0,143	0,52	0,076	0,183	0,60
0,017	0,088	0,39	0,047	0,145	0,53	0,077	0,185	0,61
0,018	0,091	0,40	0,048	0,146	0,53	0,078	0,186	0,61
0,019	0,093	0,41	0,049	0,148	0,53	0,079	0,187	0,61
0,020	0,095	0,41	0,050	0,149	0,54	0,080	0,188	0,61
0,021	0,098	0,42	0,051	0,151	0,54	0,081	0,189	0,62
0,022	0,100	0,42	0,052	0,152	0,54	0,082	0,191	0,62
0,023	0,102	0,43	0,053	0,153	0,55	0,083	0,192	0,62
0,024	0,104	0,43	0,054	0,155	0,55	0,084	0,193	0,62
0,025	0,106	0,44	0,055	0,156	0,55	0,085	0,194	0,62



0,026	0,108	0,45	0,056	0,158	0,55	0,086	0,195	0,63
0,027	0,110	0,45	0,057	0,159	0,56	0,087	0,196	0,63
0,028	0,112	0,45	0,058	0,160	0,56	0,088	0,197	0,63
0,029	0,114	0,46	0,059	0,162	0,56	0,089	0,199	0,63
0,030	0,116	0,46	0,060	0,163	0,57	0,090	0,200	0,63

Q'/Q	h/D	v'/v	Q'/Q	h/D	v'/v	Q'/Q	h/D	v'/v
0,091	0,201	0,64	0,410	0,445	0,95	0,855	0,742	1,07
0,092	0,202	0,64	0,420	0,451	0,96	0,860	0,747	1,07
0,093	0,203	0,64	0,430	0,458	0,96	0,865	0,751	1,07
0,094	0,204	0,64	0,440	0,464	0,97	0,870	0,756	1,07
0,095	0,205	0,64	0,450	0,470	0,97	0,875	0,761	1,07
0,096	0,206	0,65	0,460	0,476	0,98	0,880	0,766	1,07
0,097	0,207	0,65	0,470	0,482	0,99	0,885	0,770	1,07
0,098	0,208	0,65	0,480	0,488	0,99	0,890	0,775	1,07
0,099	0,210	0,65	0,490	0,494	1,00	0,895	0,781	1,07
0,100	0,211	0,65	0,500	0,500	1,00	0,900	0,786	1,07
0,105	0,216	0,66	0,510	0,506	1,00	0,905	0,791	1,07
0,110	0,221	0,67	0,520	0,512	1,01	0,910	0,797	1,07
0,115	0,226	0,68	0,530	0,519	1,01	0,915	0,802	1,06
0,120	0,231	0,69	0,540	0,525	1,02	0,920	0,808	1,06
0,125	0,236	0,69	0,550	0,531	1,02	0,925	0,814	1,06
0,130	0,241	0,70	0,560	0,537	1,02	0,930	0,821	1,06
0,135	0,245	0,71	0,570	0,543	1,03	0,935	0,827	1,06
0,140	0,250	0,72	0,580	0,550	1,03	0,940	0,834	1,05
0,145	0,254	0,72	0,590	0,556	1,03	0,945	0,841	1,05
0,150	0,259	0,73	0,600	0,562	1,04	0,950	0,849	1,05
0,155	0,263	0,74	0,610	0,568	1,04	0,955	0,856	1,05
0,160	0,268	0,74	0,620	0,575	1,04	0,960	0,865	1,04
0,165	0,272	0,75	0,630	0,581	1,05	0,965	0,874	1,04



0,170	0,276	0,76	0,640	0,587	1,05	0,970	0,883	1,04
0,175	0,281	0,76	0,650	0,594	1,05	0,975	0,894	1,03
0,180	0,285	0,77	0,660	0,600	1,05	0,980	0,905	1,03
0,185	0,289	0,77	0,670	0,607	1,06	0,985	0,919	1,02
0,190	0,293	0,78	0,680	0,613	1,06	0,990	0,935	1,02
0,195	0,297	0,78	0,690	0,620	1,06	0,995	0,955	1,01
0,200	0,301	0,79	0,700	0,626	1,06	1,000	1,000	1,00
0,210	0,309	0,80	0,710	0,633	1,06			
0,220	0,316	0,81	0,720	0,640	1,07			
0,230	0,324	0,82	0,730	0,646	1,07			
0,240	0,331	0,83	0,740	0,653	1,07			
0,250	0,339	0,84	0,750	0,660	1,07			
0,260	0,346	0,85	0,760	0,667	1,07			
0,270	0,353	0,86	0,770	0,675	1,07			
0,280	0,360	0,86	0,780	0,682	1,07			
0,290	0,367	0,87	0,790	0,689	1,07			
0,300	0,374	0,88	0,800	0,697	1,07			
0,310	0,381	0,89	0,805	0,701	1,08			
0,320	0,387	0,89	0,810	0,705	1,08			
0,330	0,394	0,90	0,815	0,709	1,08			
0,340	0,401	0,91	0,820	0,713	1,08			
0,350	0,407	0,92	0,825	0,717	1,08			
0,360	0,414	0,92	0,830	0,721	1,08			
0,370	0,420	0,93	0,835	0,725	1,08			
0,380	0,426	0,93	0,840	0,729	1,07			
0,390	0,433	0,94	0,845	0,734	1,07			
0,400	0,439	0,95	0,850	0,738	1,07			



5.3.1 Conducción de desagüe del depósito

Es el sistema de vaciado para el mantenimiento y limpieza de las cámaras. Su ubicación se corresponde con el punto más bajo de depósito.

Diseñamos la conducción de desagüe para que se produzca el vaciado de la cámara en un tiempo razonable, 4 horas:

$$Q_{max} = \frac{1100m^3}{4h} = 275 \frac{m^3}{h} = 0.0764 \frac{m^3}{s} = 76.4 \frac{l}{s}$$

La conducción esta en carga, por lo que se calculara mediante Colebrook. El material de la conducción es fundición dúctil.

Parámetros generales								
Diámetro interior mm	Diámetro interior m	Caudal l/s	Caudal m3/s	Viscosidad Pa·s	Velocidad m/s	Número de Reynolds	Rugosidad m	Rugosidad relativa
100	0,100	76,40	0,07640	0,0011	9,73	8,83E+05	1,20E-04	1,20E-03
150	0,150	76,40	0,07640	0,0011	4,32	5,89E+05	1,20E-04	8,00E-04
200	0,200	76,40	0,07640	0,0011	2,43	4,42E+05	1,20E-04	6,00E-04
250	0,250	76,40	0,07640	0,0011	1,56	3,53E+05	1,20E-04	4,80E-04
300	0,300	76,40	0,07640	0,0011	1,08	2,94E+05	1,20E-04	4,00E-04
350	0,350	76,40	0,07640	0,0011	0,79	2,52E+05	1,20E-04	3,43E-04
400	0,400	76,40	0,07640	0,0011	0,61	2,21E+05	1,20E-04	3,00E-04
450	0,450	76,40	0,07640	0,0011	0,48	1,96E+05	1,20E-04	2,67E-04
500	0,500	76,40	0,07640	0,0011	0,39	1,77E+05	1,20E-04	2,40E-04
550	0,550	76,40	0,07640	0,0011	0,32	1,61E+05	1,20E-04	2,18E-04

El caudal que tenemos es de 76.4 l/s. Viendo la tabulación de los diámetros de tuberías y velocidad de Colebrook, adoptamos un diámetro para que la circulación del agua sea entorno a 1 m/s. De esta forma, el diámetro de salida del depósito es de 300 mm.

Las tuberías de desagües de cada cámara se unen a la salida de este y descargan en una arqueta. Esta arqueta recoge también las aguas pluviales, por lo que habrá que calcular la conducción que lleve tanto las pluviales como las de desagüe de las cámaras a la red de saneamiento más próxima a la parcela.

5.3.2 Conducción de desagüe de pluviales

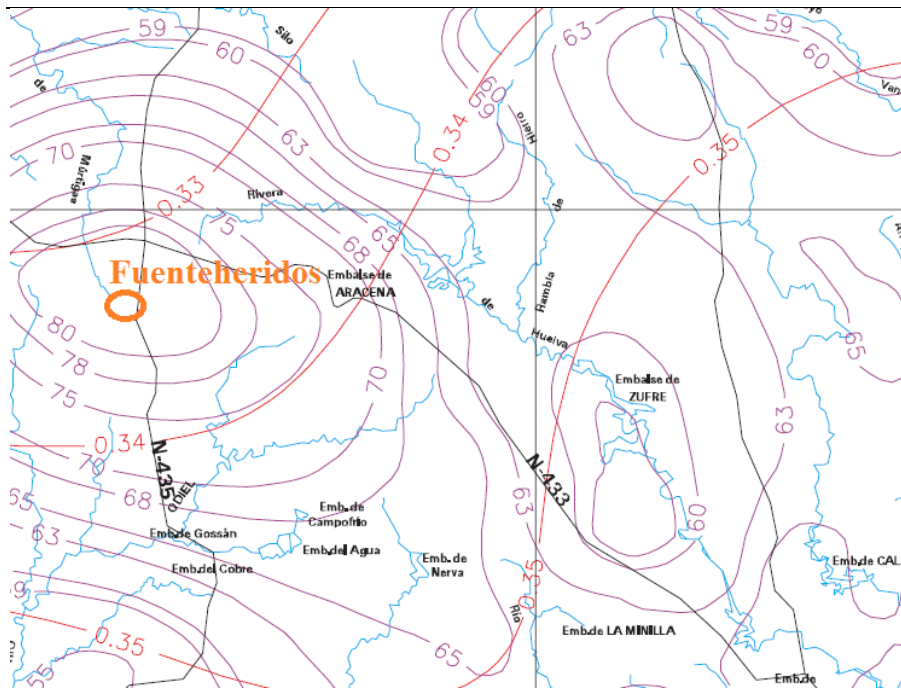
Calculo Precipitación total diaria Pd(mm)

La máxima precipitación total diaria se obtiene de la monografía Máximas lluvias diarias en la España Peninsular del Ministerio de Fomento.

Obtenemos:

Cv= 0.33

P= 80 mm



Máximas Lluvias Diarias en la España Peninsular

13

	PERIODO DE RETORNO EN AÑOS (T)							
C _v	2	5	10	25	50	100	200	500
0.30	0.935	1.194	1.377	1.625	1.823	2.022	2.251	2.541
0.31	0.932	1.198	1.385	1.640	1.854	2.068	2.296	2.602
0.32	0.929	1.202	1.400	1.671	1.884	2.098	2.342	2.663
0.33	0.927	1.209	1.415	1.686	1.915	2.144	2.388	2.724
0.34	0.924	1.213	1.423	1.717	1.930	2.174	2.434	2.785
0.35	0.921	1.217	1.438	1.732	1.961	2.220	2.480	2.831
0.36	0.919	1.225	1.446	1.747	1.991	2.251	2.525	2.892
0.37	0.917	1.232	1.461	1.778	2.022	2.281	2.571	2.953
0.38	0.914	1.240	1.469	1.793	2.052	2.327	2.617	3.014
0.39	0.912	1.243	1.484	1.808	2.083	2.357	2.663	3.067
0.40	0.909	1.247	1.492	1.839	2.113	2.403	2.708	3.128
0.41	0.906	1.255	1.507	1.854	2.144	2.434	2.754	3.189
0.42	0.904	1.259	1.514	1.884	2.174	2.480	2.800	3.250
0.43	0.901	1.263	1.534	1.900	2.205	2.510	2.846	3.311
0.44	0.898	1.270	1.541	1.915	2.220	2.556	2.892	3.372
0.45	0.896	1.274	1.549	1.945	2.251	2.586	2.937	3.433
0.46	0.894	1.278	1.564	1.961	2.281	2.632	2.983	3.494
0.47	0.892	1.286	1.579	1.991	2.312	2.663	3.044	3.555
0.48	0.890	1.289	1.595	2.007	2.342	2.708	3.098	3.616
0.49	0.887	1.293	1.603	2.022	2.373	2.739	3.128	3.677
0.50	0.885	1.297	1.610	2.052	2.403	2.785	3.189	3.738
0.51	0.883	1.301	1.625	2.068	2.434	2.815	3.220	3.799
0.52	0.881	1.308	1.640	2.098	2.464	2.861	3.281	3.860

Tabla 7.1 - Cuantiles Y_t de la Ley SQRT-ET max, también denominados Factores de Amplificación K_t , en el "Mapa para el Cálculo de Máximas Precipitaciones Diarias en la España Peninsular" (1997).



Con esta tabla, obtenemos el coeficiente Kt y un periodo de retorno de 100 años, Kt=2.144

$$Pd = Kt \cdot P = 2.144 \cdot 80 = 171.52 \text{ mm/día}$$

$$Id = \frac{Pd}{24} = \frac{171.52}{24} = 7.15 \frac{\text{mm}}{\text{día}}$$

Curva IDF Sintética en España

$$I_t = I_{24} \cdot \left(\frac{I_1}{I_{24}} \right)^{\frac{28^{0,1} - t^{0,1}}{28^{0,1} - 1^{0,1}}}$$

- Baleares: 11 - 12
Ceuta y Melilla: 10 - 11
Canarias:
- 8 Vertiente Norte islas de marcado relieve
 - 9 Vertiente Sur e islas topografía suave



Mapa de (I_1/I_{24})

Viendo el mapa de isolineas, para Fuenteheridos tenemos $I_1/Id = 9$

$$I_t = I_{24} \cdot \left(\frac{I_1}{I_{24}} \right)^{\frac{28^{0,1} - t^{0,1}}{28^{0,1} - 1^{0,1}}} \quad I_t = 7.15 \cdot 9^{\left(\frac{28^{0,1} - \left(\frac{5}{60} \right)^{0,1}}{28^{0,1} - 1^{0,1}} \right)} = 218 \text{ mm/día}$$

Tiempo de concentración: El tiempo de concentración para una parcela tan pequeña como la que tenemos lo establecemos en 5 minutos

Coeficiente de escorrentía: Como coeficiente de escorrentía, dada las características del terreno, se tomara:



Tabla 4.5: CN en función del uso del suelo y del grupo hidrológico del suelo (SCS, 1972).

Uso del Suelo		Grupo Hidrológico del Suelo			
		A	B	C	D
Tierras cultivadas	con tratamiento de conservación	72	81	88	91
	sin tratamiento de conservación	62	71	78	81
Pastizales	Condición pobre	68	79	86	89
	Condición buena	39	61	74	80
Praderas		30	58	71	78
Bosques	Cubierta pobre	45	66	77	83
	Cubierta buena	25	55	70	77
Espacios abiertos: con césped, parques, campos de golf, cementarios, etc.	Buena condición: cubierta de pastos sobre más del 75% del área	39	61	74	80
	Condición aceptable: cubierta de pastos sobre el 50 a 75% del área	49	69	79	84
Áreas comerciales y de tiendas (85% impermeable)		89	92	94	95
Zonas industriales (75% impermeable)		81	88	91	93
		Tamaño medio de la parcela (m ²) % medio imp.			
Zonas Residenciales	500	65	77	85	90
	1000	38	61	75	83
	1350	30	57	72	81
	2000	25	54	70	80
	4000	20	51	68	79
Tejados, parking, superficies impermeables en general		98	98	98	98
Calles y carreteras	Pavimentadas, con bordillos y bocas de tormenta	98	98	98	98
	De grava	76	85	89	91
	De tierra	72	82	87	89

- **Grupo A:** arena profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.
- **Grupo B:** Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.
- **Grupo C:** Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con alto contenido en arcilla.
- **Grupo D:** Suelos expansivos, arcillas altamente plásticas.

31

CN → Bosques con buena cobertura → CN= 0.7

Cálculo de caudales de referencia

El caudal de referencia en el punto en el que desagüe una cuenca o superficie se obtendrá mediante la formula

$$Q = C * A * I$$

$$Q = 0.7 * (25 * 40m^2) * (218 \frac{mm}{dia} * \frac{10^{-3}m}{1mm} \frac{1 dia}{86400 s})$$

$$Q_{max} = 0.001766 m^3/s$$

Conducción

La conducción estará como máximo al 80% de su capacidad, es decir:

$$Q_{lleno} = 1.2 * 0.001766 m^3/s = 0.00212 m^3/s$$

Con la fórmula de Manning:

$$Q = v \times A$$

$$v = \frac{1}{n} \sqrt{i} \times R_h^{\frac{2}{3}}$$

$$R_h = \frac{\pi \cdot D^2}{4 \cdot \pi \cdot D} = \frac{D}{4}$$

$$Q = \frac{1}{n} \sqrt{i} \times \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} \times \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

Tomando un coeficiente de Manning para tuberías de plástico de 0.010



$$0.00212 \frac{m^3}{s} = \frac{1}{0.010} * \sqrt{0.0285} * \left(\frac{D}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * \pi * \frac{D^2}{4} \rightarrow D = 0.055 \text{ m}$$

Elegimos para la recogida de aguas de pluviales una conducción de PVC de diámetro nominal de 200 mm.

Con DN200:

$$Q = \frac{1}{0.010} * \sqrt{0.0285} * \left(\frac{0.2}{4}\right)^{\frac{2}{3}} * \pi * \frac{0.2^2}{4} = 0.0719 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{\pi * \frac{D^2}{4}} = 2.29 \text{ m/s}$$

Viendo en tablas:

$$\frac{Q_{\max}}{Q_{\text{lleno}}} = 0.001766 / 0.00212 = 0.833 \rightarrow \text{Obtenemos en las tablas: } \frac{v_{\max}}{v_{\text{lleno}}} = 1.08$$

Por lo que $v_{\max} = 1.08 * 2.29 = 2.47 < 5 \text{ m/s}$ y $> 0,6 \text{ m/s}$ es OK

Por tanto, con una conducción de 200 mm para pluviales se cumple el requisito de velocidad máxima que evite que se produzca mucha erosión en la conducción, y de velocidad mínima que evita que se produzca sedimentación de partículas

UNION PLUVIALES Y DESAGUE:

En una arqueta se recoge tanto el agua de pluviales como de desagüe de las cámaras, y de aquí una conducción las llevara hasta la red de saneamiento más próxima. Su cálculo es:

$$Q_{\max} = 0.001766 + 0.0764 = 0.078166 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para que este al 80%:

$$Q_{\text{lleno}} = 1.2 * 0.078166 = 0.0938 \text{ m}^3/\text{s}$$

Parámetros generales								
Diámetro interior mm	Diámetro interior m	Caudal l/s	Caudal m ³ /s	Viscosidad Pa·s	Velocidad m/s	Número de Reynolds	Rugosidad m	Rugosidad relativa
100	0,100	93,80	0,09380	0,0011	11,94	1,08E+06	1,20E-04	1,20E-03
150	0,150	93,80	0,09380	0,0011	5,31	7,23E+05	1,20E-04	8,00E-04
200	0,200	93,80	0,09380	0,0011	2,99	5,42E+05	1,20E-04	6,00E-04
250	0,250	93,80	0,09380	0,0011	1,91	4,34E+05	1,20E-04	4,80E-04
300	0,300	93,80	0,09380	0,0011	1,33	3,62E+05	1,20E-04	4,00E-04
350	0,350	93,80	0,09380	0,0011	0,97	3,10E+05	1,20E-04	3,43E-04
400	0,400	93,80	0,09380	0,0011	0,75	2,71E+05	1,20E-04	3,00E-04
450	0,450	93,80	0,09380	0,0011	0,59	2,41E+05	1,20E-04	2,67E-04
500	0,500	93,80	0,09380	0,0011	0,48	2,17E+05	1,20E-04	2,40E-04
550	0,550	93,80	0,09380	0,0011	0,39	1,97E+05	1,20E-04	2,18E-04



El caudal que tenemos es de 93.8 l/s. Viendo la tabulación de los diámetros de tuberías y velocidad de Colebrook, adoptamos un diámetro para que la circulación del agua sea entorno a 1 m/s.

De esta forma, el diámetro de salida de la arqueta es de 300 mm.

6. CLORACION

6.1. BOMBA DOSIFICADORAS

- Reactivo: hipoclorito
- Número de unidades: 1 ud.
- Caudal unitario adoptado: 40l/h
- Altura manométrica: 10 bar

6.2. VOLUMEN DEPÓSITO

En el Real Decreto 140/2003 (agua de consumo humano), en la tabla C del Anexo I, se fija la concentración máxima de cloro residual combinado que deben tener las aguas de consumo humano.

Se establece que la concentración de cloro combinado residual no debe superar 2 mg/l y el cloro libre residual no debe superar 1 mg/l.

El hipoclorito de sodio se vende líquido con concentraciones que varían del 1% al 15%. El cloro doméstico normalmente viene al 3%.

La dosis recomendada en el agua potable: esta dosis varía de 1 a 3 mg/l. Usaremos 3 mg/l.

$$\begin{aligned}\text{Cantidad de cloro} &= \text{Volumen agua en litros} * \text{Dosis mg/l} \\ \text{Cantidad de cloro} &= 1100000\text{l} * 3 \frac{\text{mg}}{\text{l}} * 7 \text{ dias} = 3300000 \text{ mg} * 7 \text{ dias} = 23100 \text{ g/semana}\end{aligned}$$

Esa es la cantidad de cloro pero como lo que vas a aplicar es hipoclorito, entonces:

$$\text{Cantidad de hipoclorito} = 23100 \text{ g/semana} / 0.03 = 770000 \text{ cc} = 770 \text{ l}$$

Ajustamos el depósito a 1000l de capacidad

6.3. EQUIPO DE CLORACION

Se dispone una sala en la cámara de válvulas para albergar los equipos de cloración. El sistema de cloración incluye:

- 1 analizador de cloro libre en continuo, tomando datos de la salida del depósito
 - 1 grupo dosificador de cloro automático, que inyecta hipoclorito en el depósito, en función del nivel de cloro residual detectado por el analizador.
 - 1 bomba de recirculación para garantizar la homogenización del cloro inyectado
 - 1 depósito de hipoclorito de polietileno de 1000 l de capacidad
 - Una cubeta de seguridad para fugas de 2*2 metros en planta y 0.5 m de altura
- Los equipos se instalan en una sala ubicada en la cámara de válvulas, con ventilación independiente y una ducha lavaojos.