



Universidad de Valladolid



**ESCUELA DE INGENIERÍAS
INDUSTRIALES**

UNIVERSIDAD DE VALLADOLID

ESCUELA DE INGENIERIAS INDUSTRIALES

Grado en Ingeniería química

Descripción y dimensionamiento de una estación de tratamiento de agua potable (ETAP)

Autor:

Santiago Román, Daniel

Tutor:

**Fernández Polanco Iñiguez de la
Torre, María**

**Dpto. de Ingeniería Química y
Tecnología del Medio Ambiente**

Valladolid, Julio 2020.

Me gustaría agradecer a la profesora María Fernández Polanco, la posibilidad de haber podido desarrollar este trabajo y por su ayuda en las tutorías a lo largo del cuatrimestre.

A mis amigos porque con ellos he compartido algunos de los mejores y peores momentos a lo largo de estos años.

Por último, a mi familia por su paciencia y apoyo incondicional necesarios para lograr el objetivo.

Resumen

La calidad del agua potable es una cuestión que preocupa a gobiernos en todo el mundo, debido al impacto sobre la salud de los ciudadanos.

El presente trabajo se realizó con el objetivo de dimensionar una ETAP moderna que sirva como base de cálculo para otras instalaciones y que a través de una descripción detallada permita comprender los diferentes procesos que se efectúan en esta planta.

Debe tener la capacidad de tratar hasta un máximo de 92400m³ de agua bruta al día, con el objetivo de proporcionar agua potable que cumpla con la normativa vigente. De este diseño se podrán beneficiar hasta 350.000 habitantes y la industria asociada a la población.

Teniendo en cuenta el estudio previo del agua se ha propuesto la implementación de las siguientes etapas para llevar a cabo el proceso de potabilización: preoxidación, coagulación, floculación, sedimentación, filtración y la desinfección final.

Palabras clave: agua potable, cloración, coagulante, floculante, sedimentación.

Abstract

The quality of drinking water is a matter of concern to governments around the world, due to the impact on citizen's health.

The present work was carried out with the objective of sizing a modern DWTP that serves as a calculation base for other installations. Also, it shows a detailed description, allows us to understand the different processes that are carried out in this plant.

It must have the capacity to treat up to a maximum of 92400m³ of raw water per day, in order to provide drinking water that complies with current regulations. Up to 350,000 inhabitants and the industry associated with the population may benefit from this design.

Taking into account the previous study of water, the implementation of the following stages has been proposed to carry out the purification process: pre-oxidation, coagulation, flocculation, sedimentation, filtration and the final disinfection.

Key Words: drinking water, chlorination, coagulant, flocculent, sedimentation.

Índice

1.	Introducción y Objetivos.....	1
1.1.	Introducción.....	1
1.2.	Objetivos.....	3
1.2.1.	Objetivo general.....	3
1.2.2.	Objetivos específicos	3
2.	Localización de la planta y clima	5
2.1.	Localización de la planta.....	5
2.2.	Clima.....	6
2.2.1.	Temperaturas.....	7
2.2.2.	Precipitaciones	7
3.	Bases de diseño.....	9
3.1.	Caudal de diseño.....	9
3.2.	Estudio previo del agua	10
4.	Resumen del proceso de tratamiento de agua.....	13
5.	Descripción de la planta potabilizadora.....	15
5.1.	Captación y Desbaste	15
5.1.1.	Diseño tuberías de entrada a la planta.....	15
5.2.	Torreta de llegada	16
5.2.1.	Diseño de la torreta.....	16
5.3.	Impulsión.....	18
5.4.	Cámara de mezcla rápida (preoxidación y coagulación).....	19
5.4.1.	Preoxidación.....	19
5.4.2.	Coagulación.....	21
5.5.	Floculación.....	26
5.5.1.	Descripción teórica etapa floculación	26
5.5.2.	Diseño de la cámara de floculación.....	26
5.6.	Sedimentación.....	29
5.6.1.	Descripción teórica etapa de sedimentación.....	29
5.6.2.	Diseño del sedimentador	32
5.7.	Filtración.....	34
5.7.1.	Descripción teórica de la filtración.....	34
5.7.2.	Diseño del equipo de filtración.....	38
5.8.	Desinfección final.....	39
5.8.1.	Teoría de la desinfección.....	39
5.8.2.	Resumen de los cálculos de reactivos en la desinfección	43
6.	Cálculo y dimensionamiento de la planta potabilizadora.....	45

6.1.	Captación.....	45
6.2.	Torreta de llegada (tanque pulmón).....	47
6.3.	Impulsión.....	48
6.3.1.	Cálculos de pérdidas en la conducción.....	48
6.3.2.	Cálculo de la bomba.....	51
6.4.	Diseño de la cámara de coagulación.....	55
6.4.1.	Cálculos cámara de mezcla rápida.....	55
6.4.2.	Diseño de la turbina.....	56
6.5.	Diseño Cámara de floculación.....	59
6.5.1.	Cálculos cámara de floculación.....	59
6.5.2.	Dimensionamiento de las paletas.....	60
6.6.	Cálculos sedimentador.....	63
6.6.1.	Estudio teórico del sedimentador ideal.....	63
6.6.2.	Estudio teórico sedimentador tasa alta:.....	64
6.6.3.	Dimensionado sedimentador.....	68
6.7.	Diseño del equipo de filtración.....	73
6.7.1.	Dimensionado de los filtros.....	73
6.8.	Dosificación y almacenamiento de reactivos.....	77
6.8.1.	Preoxidación con permanganato de potasio.....	77
6.8.2.	Preoxidación con hipoclorito de sodio.....	79
6.8.3.	Coagulación con sulfato de aluminio.....	80
6.8.4.	Floculación con almidón modificado catiónico.....	82
6.8.5.	Desinfección final con hipoclorito de sodio.....	84
7.	Caracterización de corrientes.....	87
7.1.	Línea de agua y línea de fangos.....	87
7.2.	Reactivos.....	88
8.	Costes de explotación.....	89
9.	Conclusiones.....	91
10.	Bibliografía.....	93

Índice de figuras

Figura 1. Situación geográfica de Valladolid.	5
Figura 2. Distancia de 260m entre la dársena del canal de Castilla y la ETAP.....	5
Figura 3. Área disponible para instalar la nueva ETAP.	6
Figura 4. Temperatura máxima y mínima promedio.....	7
Figura 5. Precipitación mensual promedio.....	8
Figura 6. Diagrama de bloques de la potabilizadora.....	13
Figura 7. Esquema de funcionamiento y control del depósito.....	17
Figura 8. Esquema de la cámara de mezcla rápida.....	24
Figura 9. Esquema floculador corte longitudinal.....	27
Figura 10. Esquema floculador corte transversal.....	27
Figura 11. Esquema de un sedimentador de placas paralelas inclinadas.....	33
Figura 12. Corte longitudinal de un módulo de sedimentador lamelar.....	33
Figura 13. Operación de filtrado.	34
Figura 14. Filtración con afluente igualmente distribuido.....	36
Figura 15. Esquema de un filtro.....	37
Figura 16. Dependencia del cloro libre con el pH.....	40
Figura 17. Cloro residual en función de cloro introducido.....	41
Figura 18. Dispositivo de inyección de una solución clorada con bomba dosificadora.....	42
Figura 19. Catálogo de tuberías.....	46
Figura 20. Esquema de impulsión del agua.....	48
Figura 21. Diagrama de Moody.....	50
Figura 22. Esquema de una bomba que funciona en aspiración.....	53
Figura 23. Gráfica de la bomba seleccionada.....	54
Figura 24. Curvas de potencia para distintos tipos de agitadores.....	57
Figura 25. Trayectoria de partícula discreta en zona de sedimentación tanque ideal.....	63
Figura 26. Relaciones geométricas en un sedimentador inclinado.....	64
Figura 27. Catálogo del fabricante, tanque de PPH.....	78

Índice de tablas

Tabla 1.Principales parámetros de clasificación de tipos de agua bruta.....	10
Tabla 2. Procesos unitarios referidos a cada grado de potabilización.....	10
Tabla 3. Valores a la entrada y salida del agua bruta en la ETAP Las Eras.....	11
Tabla 4. Caracterización de la línea de agua y línea de fangos.....	87

Glosario

Agitación mecánica: Operación de mezclado, se utilizará cuando el componente mayoritario es líquido, consiste en producir un movimiento mediante dispositivos mecánicos (paletas, aspas, etc.) [1].

Agua bruta: es el agua que se encuentra en fuentes y reservas naturales de aguas superficiales o subterráneas y que todavía no ha recibido ningún tratamiento y no puede ser considerada potable [2].

Agua potable: agua a la cual se han variado sus características físicas y químicas, para poder ser apta para el consumo humano de acuerdo a la normativa de cada país [3].

Cloración: proceso de oxidación de compuestos indeseables o desinfección de aguas mediante la aplicación de cloro al agua [4].

Coagulante: sustancia química que induce el aglutinamiento de las partículas muy finas, ocasionando la formación de partículas más grandes y pesadas [4].

Coloides: son suspensiones estables, por lo que es imposible su sedimentación natural, son responsables de la turbiedad y del color del agua [5].

Desinfección: proceso químico que elimina microorganismos patógenos presentes en el agua [4].

Dosificación: es la acción mediante la cual se le proporciona al agua un agente químico necesario en una etapa determinada [4].

Drenaje: Dispositivo para la extracción o inyección de agua de una superficie [4].

Filtración: consiste en la remoción de partículas suspendidas y coloidales presentes en una suspensión acuosa que escurre a través de un medio poroso [6].

Floculante: sustancia química que tiende un puente entre las partículas coloidales aglomeradas para formar flóculos más grandes fácilmente sedimentables [5].

Fuente de abastecimiento de agua: Depósito o curso de agua superficial o subterráneo, natural o artificial, utilizado en un sistema de suministro de agua [4].

Granulometría: Técnica para la medida del tamaño de los granos o partículas y estudio de la distribución de los mismos con arreglo a una escala de clasificación [4].

Movimiento browniano: es un movimiento aleatorio que se observa en algunas partículas microscópicas que se encuentran dentro de un medio fluido. Se debe a que su superficie es bombardeada incesantemente por las moléculas, es decir, los átomos del fluido sometidos a una agitación térmica [7].

Oxidación: proceso químico que implica la pérdida de electrones por parte de una molécula, átomo o ion, se dice entonces que la sustancia ha aumentado su estado de oxidación [8].

Pérdida de carga: Disminución de la energía de un fluido debido a la resistencia que encuentra a su paso [4].

Sedimentación: Proceso en el cual los sólidos suspendidos en el agua se decantan por gravedad, previa adición de químicos coagulantes [4].

Sólidos sedimentables: cantidad de material que arrastra el agua que sedimenta en un periodo de tiempo en condiciones tranquilas por efecto de la gravedad [9].

Sólidos suspendidos: pequeñas partículas sólidas dispersas en el agua, que permanecen en suspensión. A veces se abrevia como SS [9].

Trihalometanos (THMs): son compuestos químicos volátiles subproductos de la desinfección con cloro [10].

Turbiedad: propiedad óptica provocada por la interferencia de rayos luminosos que pasan por una muestra de agua, perdiendo el agua transparencia. Se debe a la presencia de partículas en suspensión [2].

1. Introducción y Objetivos

1.1. Introducción

En la tierra, el contenido total de agua es de aproximadamente 1.386.000.000 de Km³. Se calcula que entre el 97 y el 97,5% del agua de la tierra es salada y menos del 3% es agua dulce, de este porcentaje de agua dulce dos tercios se encuentra como agua congelada en los glaciares o en forma de nieve en la montaña. Por lo tanto el ser humano dispone de menos del 0,5% del agua total a su disposición para satisfacer las necesidades [11].

El acceso al agua se ha convertido en asunto de interés público. A escala mundial, el problema de la falta de recursos hídricos va más allá de la tradicional desigualdad de la distribución espacial del agua a escala planetaria, se estima que en los próximos 50 años, los problemas relacionados con la falta de agua o la contaminación, agua podría afectar a la gran mayoría de habitantes del planeta [12].

Con este problema en mente, científicos, ingenieros y políticos tienen como prioridad un mejor aprovechamiento del agua. Ya sea en la agricultura a través de sistemas de riego más eficientes, en la industria tratando los vertidos para reducir la contaminación hídrica al máximo o través de campañas de concienciación para que disminuya el consumo de agua en hogares, fuentes públicas, riego de jardines o algunas actividades de ocio.

Hoy en día uno de los problemas más importantes al que tienen que hacer frente muchas ciudades es el abastecimiento de agua. Para ello se equipan de Estaciones de Tratamiento de Agua Potable (ETAP) cerca de ríos, lagos, canales, embalses, etc. Donde se puede captar agua con facilidad para posteriormente ser tratada y así abastecer a la población.

Las ETAP son infraestructuras que recogen el agua bruta captada y la someten a procesos físico-químicos para adecuarla a los valores de calidad que establece la legislación [13].

Este proceso es necesario, ya que la calidad de las aguas que se pone a disposición en una población afecta directamente sobre su salud, hoy en día, millones de personas se ven gravemente enfermas por el consumo de aguas de baja calidad, de tal manera, que las aguas contaminadas es una de las causas más comunes de enfermedad y muerte. Algunas de las enfermedades más peligrosas transmitidas por el agua son el cólera, la fiebre tifoidea, disentería hepatitis, etc [14], la mayoría de estas enfermedades podrían ser evitadas si se tratase correctamente el agua procedente de las fuentes de abastecimiento.

La comprobación de que el agua cumple las características necesarias para consumo humano, se realiza a través de continuos análisis químicos ya sea dentro de la propia ETAP o a lo largo de la red de distribución, la frecuencia con que se realizan dichas pruebas vienen fijadas por la norma y los resultados de estas pruebas siempre deben cumplir los parámetros exigidos por la ley.

Para el caso que se trata en el presente trabajo se debe, transformar el agua bruta en agua potable apta para el consumo humano, para ello hay que cumplir la legislación vigente, la normativa española que rige la calidad del agua de consumo humano es el Real Decreto 140/2003, de 7 de febrero, por el que se establecen los criterios sanitarios de la calidad del agua de consumo humano [15], que supone la trasposición de la Directiva 98/83/CE, de 3 de noviembre de 1998 del Parlamento Europeo [16].

Para ello es necesario la eliminación de sustancias no deseadas como:

- Materia orgánica: hidrocarburos, pesticidas, detergentes, fenoles, algas.
- Materia inorgánica: minerales, hierro, zinc, plomo.
- Microorganismos patógenos: bacterias virus o protozoos.
- Se eliminan también la arena que es arrastrada por las corrientes de agua.

Otra exigencia que debe cumplir el agua de consumo es cumplir con unas propiedades organolépticas adecuadas, esto quiere decir que el agua debe ser insípida, inodora e incolora.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

El objeto de este trabajo es describir y dimensionar los diferentes procesos y equipos con los que debe estar dotada una nueva estación de tratamiento de agua potable que sea capaz de abastecer a una población de 350.000 habitantes.

Se seguirá como criterio fundamental disponer de una ETAP moderna, capaz de integrar de una forma eficiente los procesos y equipos necesarios para que, se pueda satisfacer los requerimientos de demanda y de calidad de agua potable; para ello, es necesario que la planta sea en su gran medida flexible a cambios y de máxima confiabilidad.

El trabajo tiene un carácter general y pretende ser guía para el diseño de cualquier estación de aguas potables. Por conocimiento del terreno y disponibilidad de recursos, la planta se establecerá en la ciudad de Valladolid y se tratarán alguna de las singularidades que aparecen en dicho territorio.

1.2.2. Objetivos específicos

Para alcanzar el objetivo general se han definido los siguientes objetivos específicos:

Evaluar la calidad del agua de la fuente de abastecimiento, en este caso el canal de Castilla, teniendo en cuenta sus características físicas químicas y microbiológicas.

Hacer un estudio sobre la cantidad de agua bruta a tratar teniendo el número de habitantes a los que se debe abastecer de agua potable y las necesidades de la industria situada en la zona.

Caracterización y cuantificación de las corrientes agua bruta y agua potable mediante balances de materia.

Determinar las dosificaciones de los diferentes reactivos para la preoxidación, floculación coagulación y desinfección teniendo en cuenta las características del agua bruta de partida.

Estudio preliminar del dimensionamiento de una nueva planta potabilizadora y explicación detallada de los cálculos para llevarlo a cabo.

Breve estudio económico de costes de explotación que permita dar una visión general de la viabilidad económica de una Estación de Tratamiento de Aguas Potables (ETAP).

2. Localización de la planta y clima

2.1. Localización de la planta

La planta se sitúa en el municipio de Valladolid Figura 1, es una ciudad española que se encuentra en la comunidad autónoma de Castilla y León.



Figura 1. Situación geográfica de Valladolid.

La ETAP se instalará en el barrio de la Victoria de Valladolid, en un terreno localizado a menos de 300 metros de la dársena del canal de Castilla de donde se extrae el agua bruta que posteriormente se potabiliza en la planta.

La altitud a la que se encuentra la dársena son 694m mientras que la potabilizadora se localiza a 689m, por lo tanto, hay 5 metros de desnivel, lo que permite alimentar a la ETAP por gravedad.

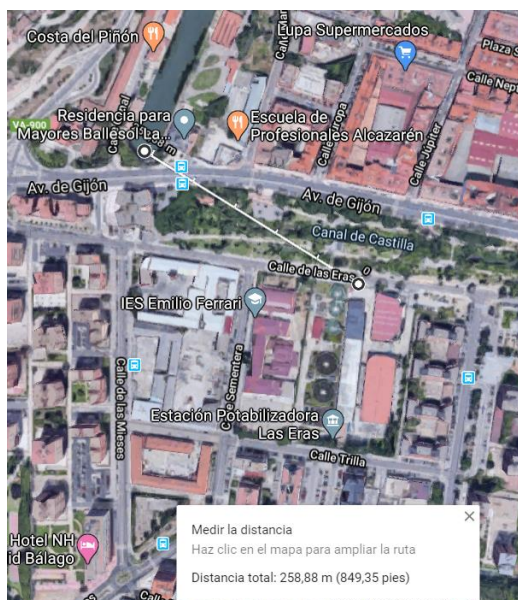


Figura 2. Distancia de 260m entre la dársena del canal de Castilla y la ETAP.

Las coordenadas geográficas donde se encuentra la planta son $41^{\circ} 39' 36'' N$ $4^{\circ} 44' 19'' W$ y se dispondrá de un terreno de $16.500 m^2$. Los accesos a la planta son la calle de las Eras, calle Trilla y calle Sementera.

El terreno elegido es donde actualmente se encuentra la ETAP Las Eras.



Figura 3. Área disponible para instalar la nueva ETAP.

Los mapas mostrados anteriormente junto con las coordenadas geográficas y la altitud se han obtenido de Google Earth [17].

2.2. Clima

El clima es capaz de modificar decisivamente los parámetros de operación de la planta, altas temperaturas pueden provocar la evaporación del cloro residual del agua potable o temperaturas muy bajas influyan negativamente en las reacciones de desinfección.

Por otro lado altos niveles de precipitación pueden provocar un mayor arrastre de sólidos suspendidos y por tanto mayor turbiedad, si además aparecen altas temperaturas se puede ver favorecido el crecimiento de algas.

Estos aspectos se deben tener en cuenta en el dimensionamiento y dosificación de reactivos para obtener agua potable de máxima calidad.

En Valladolid, los veranos son cortos, calientes, secos y mayormente despejados y los inviernos son muy fríos y parcialmente nublados. Durante el transcurso del año, la temperatura generalmente varía de $1^{\circ} C$ a $30^{\circ} C$ y rara vez baja a menos de $-4^{\circ} C$ o sube a más de $35^{\circ} C$.

2.2.1. Temperaturas

La temporada calurosa dura 2,9 meses, del 15 de junio al 10 de septiembre, y la temperatura máxima promedio diaria es más de 26 °C. El día más caluroso del año es el 30 de julio, con una temperatura máxima promedio de 30 °C y una temperatura mínima promedio de 15 °C.

La temporada fría dura 3,6 meses, del 14 de noviembre al 1 de marzo, y la temperatura máxima promedio diaria es menos de 12 °C. El día más frío del año es el 15 de enero, con una temperatura mínima promedio de 1 °C y máxima promedio de 8 °C.

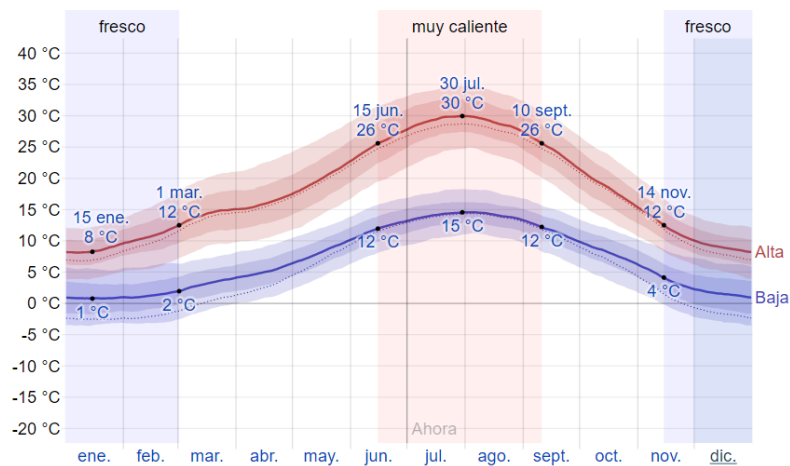


Figura 4. Temperatura máxima y mínima promedio [18].

La temperatura máxima (línea roja) y la temperatura mínima (línea azul) promedio diaria con las bandas de los percentiles 25° a 75°, y 10° a 90°. Las líneas delgadas punteadas son las temperaturas promedio percibidas correspondientes [18].

2.2.2. Precipitaciones

La temporada de lluvia dura 11 meses, del 24 de agosto al 9 de julio, con un intervalo móvil de 31 días de lluvia de, por lo menos, 13 milímetros. La mayoría de la lluvia cae durante los 31 días centrados alrededor del 26 de octubre, con una acumulación total promedio de 43 milímetros.

El periodo del año sin lluvia dura 1,5 meses, del 9 de julio al 24 de agosto. La fecha aproximada con la menor cantidad de lluvia es el 27 de julio, con una acumulación total promedio de 9 milímetros.

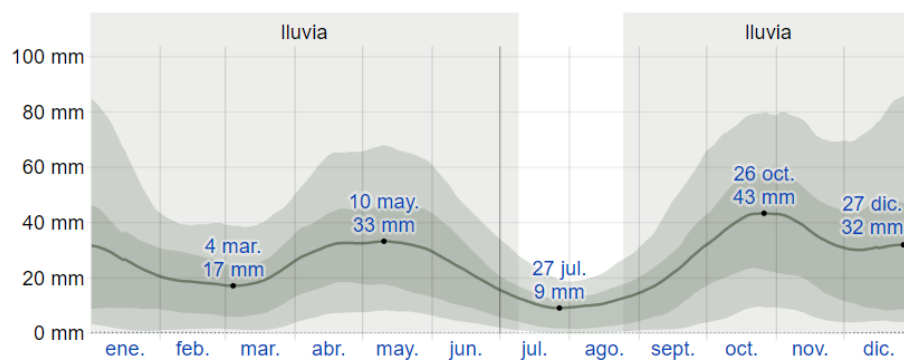


Figura 5. Precipitación mensual promedio [18].

La lluvia promedio (línea sólida) acumulada en un periodo móvil de 31 días centrado en el día en cuestión, con las bandas de percentiles del 25° al 75° y del 10° al 90°. La línea delgada punteada es el equivalente de nieve en líquido promedio correspondiente [18].

3. Bases de diseño

El diseño de una ETAP eficiente requiere un estudio de ingeniería cuidadoso, basado en la calidad de la fuente de abastecimiento y en la selección apropiada de los procesos y operaciones de tratamiento más adecuada para producir agua de la calidad que marca la ley.

Para poder diseñar una potabilizadora será necesario conocer todos los datos sobre el análisis químico a la entrada de la planta, además de saber la población a la que se necesita abastecer.

3.1. Caudal de diseño

La planta potabilizadora tiene como objetivo abastecer a 350.000 habitantes, el equivalente a los habitantes de la ciudad de Valladolid y algunos de los pueblos de su alfoz.

El consumo medio estimado de agua bruta que será necesario tratar, para abastecer a la población, teniendo en cuenta las características del agua es de:

$$Q' = D \cdot H = 220 \cdot 350.000 = 77.000.000 \frac{L}{d} = 77.000 \frac{m^3}{d} \quad (1)$$

Q' ; Caudal previsto tratar. (m^3/d).

D ; Demanda de agua bruta. ($L/(hab.d)$) [19].

H ; Población a la que se abastece (hab.).

La planta trabajará las 24 horas del día, en el turno de noche se aprovechará para rellenar los tanques de almacenamiento distribuidos por la ciudad que fueron vaciados en la horas punta por el día.

$$Q' = \frac{77.000}{24} = 3208,33 \frac{m^3}{h} \quad (2)$$

La planta debe estar lista para picos de uso en determinados periodos del año por lo tanto se propone un sobredimensionado del 20%.

$$Q = Q' \cdot 1,2 = 3850 \frac{m^3}{h} = 92400 \frac{m^3}{d} \quad (3)$$

Q ; Caudal de diseño. (m^3/d).

Se ha seguido como criterio que la línea de tratamiento sea lo suficientemente holgada y versátil, de forma que, pueda trabajar en rangos menores al nominal y que vaya aumentando la capacidad según las necesidades.

3.2. Estudio previo del agua

La Directiva 75/440/CEE define la calidad requerida para las aguas superficiales destinadas a la producción de agua potable en los estados miembros de la Unión Europea [20]. Esta norma permite clasificar las aguas brutas en diferentes tipos según sus parámetros de partida.

Tabla 1. Principales parámetros de clasificación de tipos de agua bruta [17].

Parámetro	Unidad	Tipo A1	Tipo A2	Tipo A3
pH	-	6,5-8.5	5,5-9	5,5-9
Color	Pt	20	100	200
Sólidos en Suspensión	mg/l	25	-	-
Temperatura	°C	25	25	25
Conductividad a 20 °C	S/cm	1000	1000	1000
Detergentes	Sulfato	0,2	0,2	0,5
Plaguicidas totales	mg/l	0,001	0,0025	0,005
DQO	mg/l O ₂	-	-	-
Oxígeno disuelto	% Saturación	70	50	30
DBO ₅	mg/l O ₂	3	5	7
Coliformes totales 37 °C	100 ml	50	5000	50000
Coliformes fecales	100 ml	20	2000	20000

Las clasificaciones obtenidas indican los métodos de tratamiento que permitirían la transformación de las aguas superficiales de las categorías A1, A2 y A3 en agua potable. Según el Anexo I de la Directiva 75/440/CEE, estos métodos son los siguientes:

Tabla 2. Procesos unitarios referidos a cada grado de potabilización [17].

Grado de tratamiento	Composición del tratamiento	Descripción
Tipo A1	Tratamiento físico simple + Desinfección	Filtración rápida Desinfección
Tipo A2	Tratamiento físico normal + Tratamiento Químico + Desinfección	Precloración Coagulación / Floculación Decantación Desinfección
Tipo A3	Tratamiento físico y químico intenso + Tratamiento Químico + Desinfección	Cloración al Break-point Coagulación / Floculación Decantación Filtración Desinfección

A continuación se muestran los resultados analíticos correspondientes a las muestras de agua obtenidas, in situ, en la dársena del canal de Castilla.

Los valores límites autorizados fijados de acuerdo al Real Decreto 140/2003, de 7 febrero, por el que se establecen los criterios sanitarios de la calidad del agua de consumo humano.

Tabla 3. Valores a la entrada y salida del agua bruta en la ETAP Las Eras [16].

Parámetros	Unidades	Agua Bruta	Valores limite
pH	ud pH	7,7	5,5-9,5
MES	mg/l	302	35
DBO5	mg/l O ₂	307	25
DQO5	mg/l O ₂	526	125
Nitrógeno amoniacal	mg/l N	21	10
Nitrógeno total	mg/l N	41	10
Fosforo total	mg/l P	5,9	1
Alcalinidad	mg/l CaCO ₂	307	-
Conductividad	mS/cm	1025	-

Comparando las figuras 6 y 8 se puede concluir que el agua bruta que se trata en esta planta es de tipo A3 debido a:

- Materia en suspensión (MES) mayor a 25mg/l.
- DBO5 (Demanda bioquímica de oxígeno a 20°C sin nitrificación) mayor a 7 mg/l O₂.
- DQO (Demanda química de oxígeno) mayor 30 mg/l O₂.

De este análisis podemos concluir que en nuestra planta habrá que realizar un tratamiento tipo A3 que consiste en:

En cualquier caso no existe una normativa fija en el diseño de estaciones de potabilización de agua por lo que el diseño debe ser lo suficientemente abierto para incluir aquellas modificaciones que puedan ser necesarias para obtener el agua en las condiciones que fija la ley.

4. Resumen del proceso de tratamiento de agua

El proceso de potabilización constará de las siguientes etapas:

- Captación de agua bruta.
- Torreta de entrada o depósito pulmón.
- Preoxidación y coagulación.
- Floculación.
- Sedimentación.
- Filtración.
- Desinfección final.

Esquema del proceso de potabilización

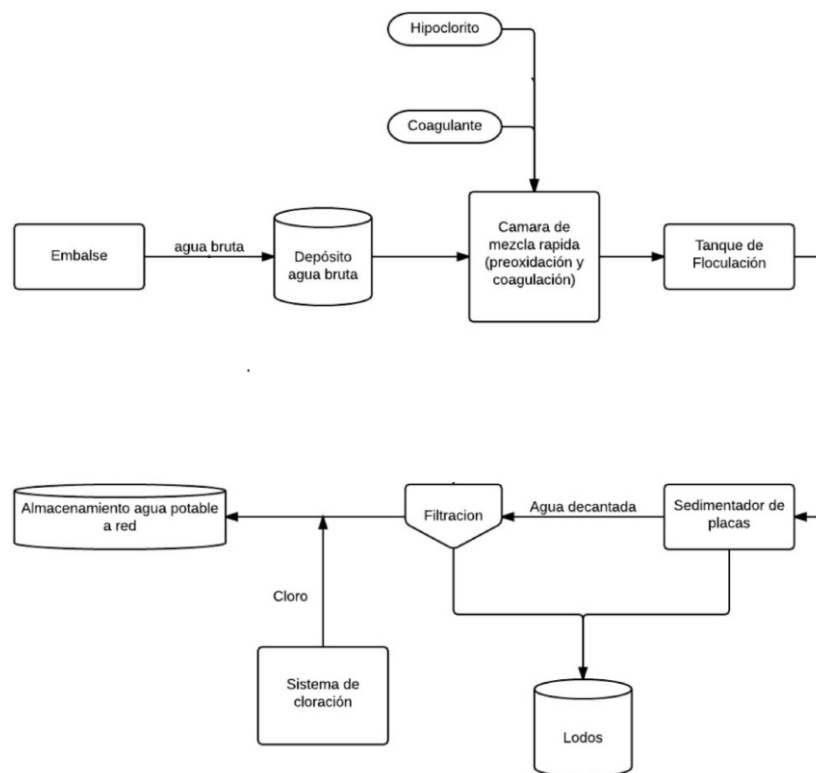


Figura 6. Diagrama de bloques de la potabilizadora.

Los reactivos que se usarán durante el proceso son:

Preoxidantes: permanganato de potasio e hipoclorito de sodio.

Agente coagulante: sulfato de aluminio.

Floculante: almidón modificado catiónico.

Desinfección: hipoclorito de sodio.

5. Descripción de la planta potabilizadora

A continuación se van a describir las principales unidades de la ETAP incluyendo las dimensiones de los equipos más importantes cuyos cálculos detallados pueden encontrarse en el apartado 6.

5.1. Captación y Desbaste

El agua llega a la planta potabilizadora desde la dársena del canal de castilla por gravedad. La dársena se encuentra a una distancia de 260m y 5 m por encima del nivel de la instalación de la ETAP. En caso de sequía se instalará una toma de emergencia mediante bombeo en el río Pisuerga.

Una consideración importante es que la obra de toma se pueda poner fuera de servicio mediante el empleo de una compuerta de cierre.

El desbaste supone la eliminación de la mayor cantidad de materiales sólidos de mediano y gran tamaño antes de la entrada en planta, mediante rejillas en la obra de toma, con una separación entre barrotes que oscila desde (8- 10 cm) (rejillas de gruesos).

Hay que señalar que se debe proceder a una limpieza diaria de las rejillas de obra de toma debido a la gran cantidad de materiales que se depositan en esta zona.

5.1.1. Diseño tuberías de entrada a la planta

El uso del policloruro de vinilo se justifica por ser un material dúctil, tenaz y presentar estabilidad dimensional y resistencia ambiental. Es un tipo de material más económico que los aceros y se usa por conducciones donde los fluidos no presentan corrosión. Por tanto el material utilizado será PVC-U.

La longitud de la tubería será de 300m.

El agua bruta será captada por 3 tuberías de 1000mm de diámetro.

El agua procedente de las tuberías pasará a un pozo de bombeo de 6 x 6 m de área y 4'5 m de profundidad.

El material empleado en el pozo será hormigón armado HA-30.

5.2. Torreta de Llegada

La torreta actuará como depósito pulmón proporcionando las siguientes ventajas:

- Control de las variaciones de flujo a la entrada de la planta, obteniendo un caudal constante.
- Medida de pH, turbiedad y temperatura a la entrada de la planta.
- Proporciona agua bruta con-características fisicoquímicas constantes.
- El nivel mínimo de agua permitido en la torreta de llegada debe ser suficiente para que el proceso pueda continuar por gravedad, sin necesidad de bombeos intermedios.
- Se instalará una serie de rejillas de fino con un diámetro de paso de (25-40 mm) como segundo cribado.

5.2.1. Diseño de la torreta

La torreta de entrada debe ser capaz de almacenar el agua bruta necesaria a tratar en la planta por el periodo de 10 min, el objetivo es que actúe como amortiguador de flujo, proporcionando unas condiciones de estabilidad y homogeneidad útiles para las siguientes etapas.

No se puede diseñar tiempos de residencia superiores para evitar actividad biológica en pocas horas, por lo tanto no se puede almacenar agua bruta por grandes periodos de tiempo.

Para la realización de la pared lateral externa y del fondo del tanque se ha decidido utilizar un acero al carbono, A36M, ya que se trata de un material que, cumpliendo con los estándares normalizados, presenta unas propiedades mecánicas aptas para el almacenaje del buffer y tiene un precio inferior a otros materiales como un acero inoxidable.

El volumen de la torreta será de 713m³.

Diámetro 12,20m.

Altura total 6,10m.

El nivel del agua en la torreta no debe caer por debajo de los 4,5 metros, de esta forma puede continuar por gravedad, sin necesidad de implementar bombeos intermedios a lo largo del proceso.

El flujo de agua tratado será regulado por un mecanismo formado por una válvula de compuerta que será activada por un sensor de nivel por flotador de manera que la válvula cortará el flujo de agua cuando el nivel del depósito llegue a un valor fijado.

El esquema de control sería como sigue;

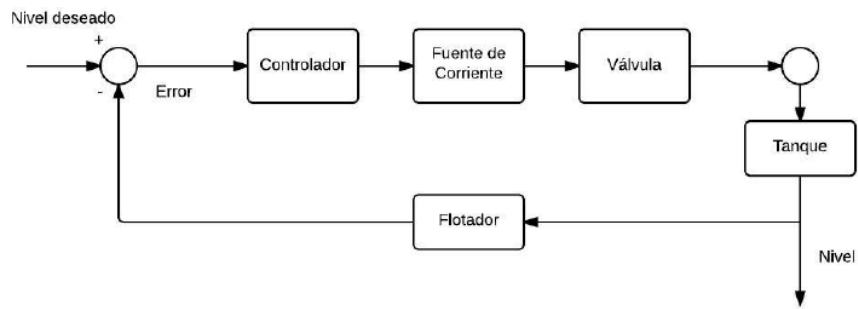


Figura 7. Esquema de funcionamiento y control del depósito.

5.3. Impulsión

La torreta de llegada tiene 6,10 metros de altura por lo que será preciso colocar una bomba que impulse el agua a la entrada de la torreta.

Las pérdidas por impulsión calculadas con la ecuación de Fanning son de 964,14Pa.

Se instalará una **bomba centrífuga**, este tipo de bomba es la que se utiliza siempre que la aplicación concreta lo permita, ya que es la más barata en cuanto a compra, operación y mantenimiento, y también la más adaptable a diferentes condiciones de operación.

El grupo de bombeo constará de 4 bombas en paralelo con el objetivo de atender a toda la demanda de agua bruta necesaria, además permite adaptarse con facilidad a las variaciones de flujo que se puedan producir.

Elección de bomba

La bomba que se ha seleccionado pertenece al catálogo de HidrostaL es la siguiente: Centrífuga ISO 2858. Modelo 200-400; $n = 1790$ rpm. Bombas con caja en hierro fundido gris o nodular con recubrimiento cerámico.

Diámetro de rodete 370mm.

$NPSH_r = 5,5m$.

$NPSH_{disp} = 9,91m$.

Se cumple por tanto la condición de que $NPSH_{disp} > NPSH_r$.

Potencia generada por la bomba es de 200hp.

5.4. Cámara de mezcla rápida (preoxidación y coagulación)

El objetivo es conseguir una mezcla homogénea de los reactivos con el agua bruta. Aquí se llevan cabo dos procesos: la preoxidación y la coagulación.

Los reactivos que se añaden en la cámara de mezcla son los siguientes:

Coagulante: sulfato de aluminio.

Preoxidantes: hipoclorito de sodio y permanganato de potasio.

5.4.1. Preoxidación

La preoxidación es un proceso mediante el cual se introduce en el agua un agente químico oxidante que reacciona con la materia orgánica e inorgánica que contiene ésta y que es susceptible de eliminación o modificación mediante la oxidación.

La preoxidación se realiza a la entrada de la planta de tratamiento, con el fin de hacer efectiva la desinfección previa para que los equipos y las conducciones no resulten contaminados (legionella) [21].

En la oxidación química se emplearán los siguientes productos químicos hipoclorito de sodio (NaClO) y permanganato de potasio (KMnO_4).

El uso de hipoclorito de sodio en este punto debe de producirse por debajo del máximo de la curva de demanda de cloro (punto B') Figura 17, esto se hace con el objetivo de reducir la formación de Trihalometanos (THMs).

Las aplicaciones más importantes del hipoclorito de sodio en la oxidación de al agua son [22]:

- Actúa sobre el amoníaco para dar cloroaminas, no hay destrucción porque no se sobrepasa el punto crítico, explicación detallada en el punto 5.8. sobre desinfección.
- Reacciona con los nitritos, formando nitratos.
- Transforma la materia orgánica oxidable.
- Elimina microorganismos como bacterias, algas o plancton.

La cloración de un agua, proceso clásico de oxidación y desinfección, suele conseguir la eliminación de cantidades discretas de Fe, Mn, amonio, nitritos, H_2S y la flora microbiana habitual de un agua bruta.

Las aplicaciones más importantes del permanganato de potasio en la oxidación de al agua son [23]:

- Eliminación de olores y sabores.
- Se emplea como algicida.
- No produce trihalometanos, incluso reduce los precursores de éstos.
- Contribuye a la coagulación, ya que el producto resultante en la reacción de oxidación del permanganato, el dióxido de manganeso, como sustancia insoluble, forma coágulos que favorecen la coprecipitación de materias en suspensión y coloides en el agua.

Fichas técnicas

Tipo: **Permanganato de potasio** [24].

Riqueza: >99%

Densidad a 20 °C: 2,7kg/l

Tipo: **Hipoclorito de sodio** [25].

Riqueza: 15%.

Densidad a 20 °C: (1,25-1,3) kg/l.

Dosificación de permanganato de potasio necesaria

Dosis de permanganato de potasio puro para la preoxidación: 1ppm

Dosis de solución permanganato de potasio: 1,01ppm

Caudal necesario de solución de permanganato de potasio: 0,034m³/d

Dimensiones tanque de almacenamiento permanganato de potasio:

Material: plancha de polipropileno homopolímero (PPH).

Número de depósitos: 1

Capacidad de almacenamiento: 21 días.

Volumen de cada depósito: 1m³

Altura: hd=1,5m

Diámetro: di=0,955m

Dosificación de cloro necesaria en la preoxidación

Dosis de hipoclorito de sodio puro para la preoxidación: 2,5ppm

Dosis de solución hipoclorito de sodio: 16,67ppm

Caudal necesario de solución de hipoclorito de sodio: 1,23m³/d

5.4.2. Coagulación

Descripción teórica de la coagulación

El objetivo es la desestabilización de los sólidos coloidales suspendidos mediante la adición de un coagulante, además se debe lograr una buena mezcla con un alto grado de agitación.

Previamente se introduce el concepto de coloide: se trata de una suspensión estable, cuya sedimentación natural es imposible, y son responsables del color del agua y la turbiedad.

En la coagulación las partículas coloidales sufren un proceso de desestabilización, mediante la neutralización de las fuerzas que los mantienen separados, gracias a los coagulantes químicos y el proceso de mezclado.

La eliminación de cargas eléctricas de la superficie del coloide permite que estas se puedan agrupar formando flóculos. Este proceso se desarrolla en un tiempo rápido (prácticamente instantáneo).

Factores que intervienen en el proceso de coagulación [5].

- Dependiendo del tipo de agua y coagulante existe un valor de **pH** óptimo para llevar a cabo la coagulación, este será dependiente de la alcalinidad del agua y del tipo de iones. Para sales de hierro el pH debe encontrarse en un rango de 5,5 a 8,5, mientras que para sales de aluminio el rango debe situarse entre 6,5 a 8,0 unidades.
- El tipo de **sales disueltas** en el agua afectan al rango de pH óptimo, al tiempo requerido para la floculación, cantidad de coagulante requerido y cantidad residual del coagulante en el efluente.
- La viscosidad del agua aumenta al disminuir la **temperatura** siendo esta inversamente proporcional a la agitación pericinetica, disminuyendo por tanto el fenómeno de transporte. Hasta los 40°C la eficiencia mejora al aumentar la temperatura.
- La **cantidad de coagulante** influye de la siguiente manera:
 - Una cantidad insuficiente de coagulante neutraliza totalmente la carga de la partícula provocando que la formación de microflóculos sea escasa, provocando que la turbiedad siga siendo elevada.
 - Si se utiliza una cantidad de coagulante excesiva se produce una inversión de carga, esto provoca que la formación de microflóculos sea elevada pero de tamaños muy pequeños y estos no pueden sedimentar.
 - La selección de coagulante y cantidad óptima de uso, se determina mediante ensayos de jar test.

- Una **mezcla** correcta es determinante para que el proceso de coagulación se produzca de manera completa, para ello la mezcla debe ser homogénea e intensa en todos los puntos del tanque para que la reacción de neutralización entre coagulante y agua sea uniforme.
- La **turbiedad** del agua superficial es gran parte debido a partículas de lodos de sílice de diámetros que varían entre 0.2 a 5 μm . En función de la concentración de las partículas se puede deducir lo siguiente:
 - Para cada grado de turbiedad existe una dosis de coagulante óptima.
 - Si la turbiedad aumenta, la dosis de coagulante no debe aumentar mucho ya que la probabilidad de colisión entre partículas es muy elevada, realizándose la coagulación con facilidad.
- Por último, es importante el **sistema de dosificación** de coagulante:
 - La dosis del coagulante tiene que ser constante y uniforme para que se disperse y mezcle completamente con el agua.
 - Además el sistema de dosificación debe proporcionar un caudal constante y fácilmente regulable.

Los productos de coagulación utilizados en el tratamiento de agua son sales metálicas o polímeros.

Los **principales coagulantes** utilizados para desestabilizar partículas y producir el flóculo son:

- a) Sulfato de aluminio.
- b) Aluminato de sodio.
- c) Cloruro de aluminio.
- d) Cloruro férrico.
- e) Sulfato férrico.
- f) Sulfato ferroso.

Habitualmente se utilizan las sales de aluminio y de hierro, cuando se añaden estas sales al agua tiene lugar una serie de reacciones donde los productos de hidrólisis son más eficaces que los iones mismos; estas sales reaccionan con la alcalinidad del agua y producen hidróxidos de aluminio o hierro que son insolubles y forman los precipitados.

La elección correcta del coagulante así como la dosis óptima se determinará a través del “jar test”. Se realiza, entre otros, con los siguientes fines:

- Determinación del pH óptimo de coagulación.
- Evaluación de la dosis óptima de coagulante.
- Determinación de la dosis de coagulación.
- Determinación del orden más efectivo de adición de los diferentes productos químicos.
- Determinación de los niveles óptimos de mezcla, gradientes de velocidad y tiempos de mezcla.
- Evaluación de la necesidad de proveer floculación y sedimentación previa a la filtración o factibilidad de filtración directa [9].

Al no haber posibilidad de realizar un “jar test” se utilizará como coagulante sulfato de aluminio debido a que es el más común de los coagulantes.

El sulfato de aluminio se suministrará de forma líquida, por ser la forma más cómoda de suministro y la más eficaz para los objetivos. Se utilizará una solución con una riqueza inferior al 8% de Al_2O_3 .

Diseño de la cámara de coagulación

Este equipo consiste en un sistema de mezcla rápida que se basa en una mezcla enérgica y bajos tiempos de residencia, tiene como objetivo dispersar todo el coagulante.

Características de dimensionamiento

El dimensionamiento de la cámara de mezcla rápida se hace de forma que exista un tiempo de contacto mínimo de los reactivos con el agua de 25 segundos para el caudal de diseño de la planta de 3850 m³/h.

Se utilizará como mezclador rápido un tanque de base circular.

Hay que tener en cuenta que la altura que se debe encontrar la superficie libre del líquido son 4,3 m para que el agua pueda circular por gravedad. En este caso no se consigue dicha altura, por lo tanto la cámara de mezcla rápida se deberá asentar sobre una plataforma que pueda proporcionar dicha altura.

Volumen: 33,42 m³.

Diámetro: 3,49 m.

Altura: 3,49 m.

Características del agitador:

Se utilizará un mezclador mecánico que consta de un el electroagitador rápido con eje y hélice en acero inoxidable para facilitar la mezcla de los reactivos de coagulación y preoxidación.

Se utilizará el modelo de turbinas de disco (Rushton):

Velocidad de giro; 100rpm=1,67pps.

Número de Reynolds; $2,26 \cdot 10^6$.

Diámetro de aspa; 1,16m.

Potencia necesaria; 49,41kW.

Potencia del motor; 58,12kW.

Se sitúan los impulsores a dos alturas diferentes:

H_1 1,16m.

H_2 2,33 m.

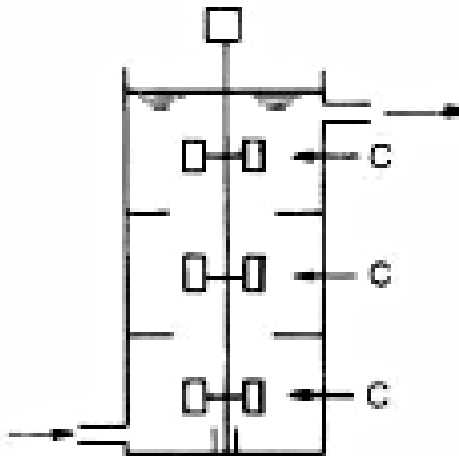


Figura 8. Esquema de la cámara de mezcla rápida [9].

Dosificación y almacenamiento de coagulante

Ficha técnica

Tipo: Sulfato de aluminio [26].

Fórmula Química: $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$.

Concentración: 48,5% en $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$.

Concentración: 8,25% en Al_2O_3 .

Densidad: 1.3 a 1.35 g/cm³.

Dosificación de sulfato de aluminio necesaria en la coagulación

Dosis de sulfato de aluminio para la coagulación: 25ppm.

Dosis de solución sulfato de aluminio: 51,55ppm.

Caudal necesario de solución de sulfato de aluminio: 3,61m³/d.

Dimensiones tanque de almacenamiento sulfato de aluminio:

Material: plancha de polipropileno homopolímero (PPH).

Número de depósitos: 5.

Capacidad de almacenamiento: 14 días.

Volumen de cada depósito: 12,75m³.

Altura: $h_d=4,5\text{m}$.

Diámetro: $d_i=1,91\text{m}$.

5.5. Floculación

5.5.1. Descripción teórica etapa floculación

Etapa de mezcla lenta que tiene por objetivo la cohesión de los flóculos aumentando de tamaño y peso, facilitando de esta manera la sedimentación. La adición de un floculante ayuda a la formación de puentes entre partículas coloidales formando flóculos de mayor tamaño.

El mezclado debe ser lento favoreciendo la unión de dichos flóculos poco a poco, con una agitación más rápida se podría correr el riesgo de romper el flóculo y no volver a formarse.

Tipos de movimiento [27]

La **floculación pericinética** se debe a la energía térmica del fluido, las partículas más pequeñas poseen movimiento browniano aportando de esta manera cierto grado de transporte.

En las partículas más grandes el movimiento browniano es muy lento y se requiere otro mecanismo de transporte que induzca la unión utilizando la **floculación ortocinética** de origen mecánico o hidráulico.

Clasificación de los floculantes [28]

Los floculantes pueden ser orgánicos o inorgánicos, según su naturaleza química.

Los **floculantes inorgánicos** (electrolitos) son sales solubles en agua, en la mayoría de los casos constituidos por cationes polivalentes, entre las que destaca las sales de aluminio, hierro y sílice.

Los **floculantes orgánicos** pueden ser: naturales (polisacáridos) y sintéticos (polímeros) que tienen grupos activos distribuidos a lo largo de su cadena.

La elección del floculante se debe hacer a través de las pruebas ya explicadas de jar test.

En este caso se utilizará como floculante almidón modificado catiónico debido a su elevado uso en aguas brutas similares a las de este ejemplo.

5.5.2. Diseño de la cámara de floculación

Se va diseñar un floculador mecánico de agitación lenta de paletas.

Características de dimensionamiento

Las dimensiones de la cámara de floculación son la siguiente:

Volumen = $1425,93\text{m}^3$.

Longitud = 21,26m.

Ancho = 16,35m.

Alto = 4,10m.

Características del agitador:

El agitador consiste en 4 ejes horizontales perpendiculares a la dirección del flujo, distribuidos en 4 compartimentos independientes. Cada rueda tendrá 4 paletas opuestas de dos a dos. Las ruedas tendrán 3,8 m de diámetro y con el eje a dos metros sobre el suelo.

Se trabajará con 4 cámara de floculación que operan de manera secuencial, mientras una proporciona el caudal de la planta las otras dos están llevando a cabo el proceso de floculación esperando a que se agote el tiempo de residencia.

Se utilizará un floculador mecánico para asegurar la mezcla lenta necesaria para esta etapa. Se utilizará como agitadores unas paletas de eje horizontal para que impartan el movimiento rotatorio y creen poca turbulencia.

Número de ejes: 4

Número de ruedas por eje: 4

Número de paletas por rueda: 4

Longitud paleta: 3,17m

Ancho paleta: 0,16m

Potencia de la turbina: 1267,76W

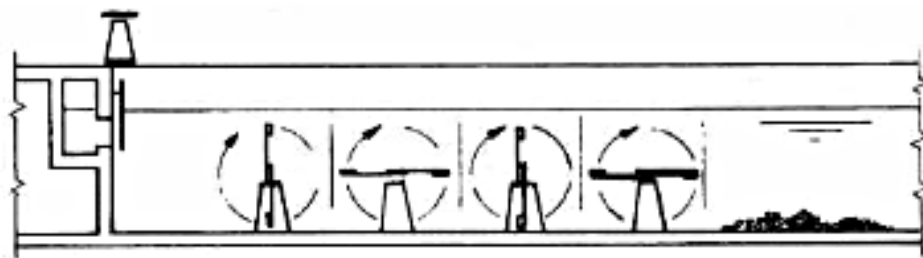


Figura 9. Esquema floculador corte longitudinal [9].

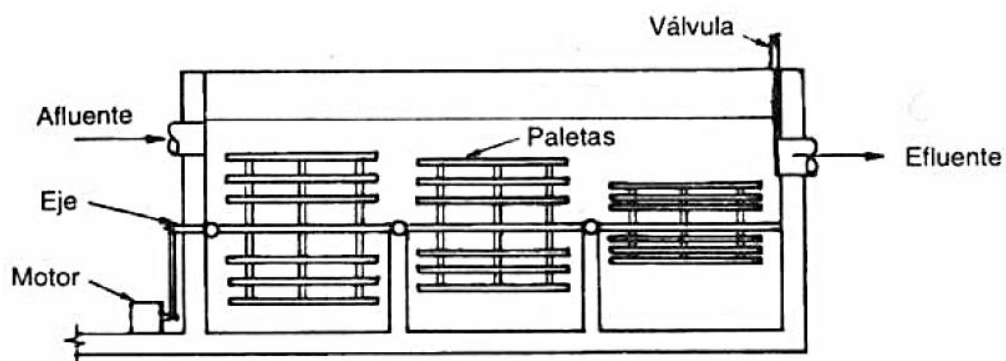


Figura 10. Esquema floculador corte transversal [9].

Dosificación y almacenamiento de floculante

Producto: Almidón modificado catiónico.

Riqueza de producto comercial: 100%.

Dilución de producto: 2,5%.

Aspecto: Polvo blanco.

Dosificación de almidón modificado necesaria en la coagulación

Dosis de almidón modificado puro para la floculación: 0,7 ppm.

Dosis de solución almidón modificado: 28ppm.

Caudal necesario de solución de almidón modificado: 2,59m³/d.

Dimensiones tanque de almacenamiento almidón modificado:

Material: plancha de polipropileno homopolímero (PPH).

Número de depósitos: 5.

Capacidad de almacenamiento: 14 días.

Volumen de cada depósito: 8,5m³.

Altura: $h_d=3m$.

Diámetro: $d_i=1,91m$.

5.6. Sedimentación

En los sedimentadores, tiene lugar la deposición de los flóculos formados en la etapa de floculación, junto con la materia en suspensión del agua. Las partículas separadas en el fondo constituyen el fango del sedimentador, que se elimina periódicamente mediante purgas hacia la red de saneamiento.

5.6.1. Descripción teórica etapa de sedimentación

Comúnmente se suele emplear dos tipos de sedimentación de agua en una ETAP: sedimentación simple se emplea para reducir la carga de materia orgánica previamente al proceso de coagulación y la sedimentación después de coagulación y floculación se utiliza para eliminar los sólidos producidos en las etapas anteriores, produciéndose una remoción notable del color y turbiedad [29].

La sedimentación se implementará después de los procesos de coagulación y floculación, el objetivo es remover los sólidos sedimentables que han sido producidos durante la floculación. Cabe la posibilidad de que otras sustancias se adhieran a los coágulos-flóculos producidos en etapas anteriores y también sean eliminadas.

Los dos procedimientos básicos de sedimentación son [30]:

Sedimentación tipo 1: Eliminación de partículas discretas no floculentas en una suspensión diluida. La sedimentación es función solamente de las propiedades del fluido y de las características de la partícula.

Las fuerzas verticales que actuarán sobre una partícula discreta en un fluido en reposo serán: fuerza vertical hacia abajo igual al peso de la partícula en el agua, y una fuerza vertical hacia arriba o fuerza de arrastre debido a la fricción.

Sedimentación tipo 2: Remoción de partículas, en la cuales es necesario considerar las propiedades floculentas de la suspensión junto con las características de sedimentación de las partículas.

Dos partículas que se unen durante el asentamiento pierden su velocidad individual de sedimentación y, por lo tanto, obtendrán una velocidad de sedimentación diferente de las velocidades iniciales.

Sedimentación ideal

Teóricamente tanque de sedimentación ideal se puede dividir en 4 zonas:

Zona de sedimentación: volumen del tanque necesario para el asentamiento libre de interferencia proveniente de las otras zonas. Se debe obtener un número de Reynolds lo más bajo posible tendiendo al flujo laminar y así estabilizar el flujo.

Zona de entrada: su función es proporcionar una transición suave entre el flujo de entrada y el flujo uniforme de la zona de sedimentación. Se deben evitar alteraciones del flujo en la zona de entrada su presencia se puede deber a una velocidad elevada del flujo de entrada o que los orificios de ingreso sean muy grandes.

Zona de salida: provee una transición suave entre la zona de asentamiento y el flujo del efluente. Por ejemplo canaletas mal ubicadas, de pequeña longitud o mal niveladas pueden producir cortocircuitos hidráulicos y zonas muertas que pueden inutilizar grandes áreas en un sedimentador.

Zona de lodos: recibe el material sedimentado impidiendo que interfiera con el asentamiento de partículas de la zona de sedimentación.

Idealmente, cada zona debe efectuar sus funciones sin interferencia de las otras, para lograr la mejor eficiencia del tanque de sedimentación.

El tanque de sedimentación ideal es capaz de eliminar las partículas discretas no floculentas, es decir, es adecuado para sedimentación tipo 1.

Su estudio teórico en este caso concreto no permite analizar todos los tipos de partículas disponibles en el flujo a tratar para ello se estudiará posteriormente el sedimentador de tasa alta, pero si proporciona unas ecuaciones de gran interés de estudio como la tasa de clarificación o la velocidad de asentamiento, además se podrá justificar que condiciones del sedimentador son las más adecuadas para la eliminación de partículas.

Sedimentación de tasa alta

Actualmente los sedimentadores de alta tasa son los más usados tanto en el caso de tratamiento de potable como residual como en otras aplicaciones industriales.

Por sedimentación de tasa alta, se entiende sedimentación en elementos poco profundos, como por ejemplo: módulos de tubos circulares, cuadrados hexagonales, octogonales, de placas planas paralelas, de placas onduladas o de otras formas, con periodos de retención de entre 5 a 20 minutos.

El llamado separador de lámina inclinada es una de las formas de sedimentación de tasa alta y consiste en placas paralelas inclinadas estrechamente espaciadas. Es el sedimentador seleccionado.

Los sedimentadores de flujo ascendente con sistemas de autolimpieza, y láminas inclinadas 60° trabajan satisfactoriamente en tratamiento de agua. Sin embargo, se necesitan generalmente cuidados especiales de mantener el sedimentador limpio.

Para determinar la eficiencia de un sedimentador, se necesita saber la cantidad de sólidos en suspensión eliminables en la decantación primaria, para ello se utiliza el cono de Imhoff.

Criterios de diseño de sedimentadores

- **Calidad del agua:** La variación de concentración de materias en suspensión, modifica la forma en que sedimentan las partículas. Variaciones en la temperatura del agua, densidad de partículas y el tamaño y forma de las mismas afectan a la sedimentación.
- **Tasa de sedimentación superficial:** Una de las características principales es el área superficial de un tanque sedimentación.
- **Profundidad:** se encuentra estrechamente relacionado con el tiempo de retención y afecta a la floculación de sólidos suspendidos.
- **Unidades de entrada y salida del sedimentador:** se deben evitar alteraciones del flujo en la entrada y se debe procurar una captación uniforme del agua sedimentada que evite arrastrar flóculos.

5.6.2. Diseño del sedimentador

Características decantador

Número de sedimentadores; 6.

Altura sedimentador; 4m.

Longitud sedimentador; 43,6m.

Ancho sedimentador; 17,7m.

Número de módulos por sedimentador; 7 módulos.

En la Figura 11 queda representado como funciona cada uno de los módulos que forma un sedimentador.

Características lamela

Número total de lamelas 2646.

Inclinación de placas (θ); 60° .

Longitud de lamela (l); 1,2m.

Ancho de lamela (a); 2,4m.

Grosor lamela (e); 0,01m.

Separación entre placas (d); 0,06m.

En la Figura 12, se puede apreciar la disposición de las lamelas en un módulo del sedimentador.

Parámetros hidráulicos

Caudal medio de diseño (Q); $92400\text{m}^3/\text{d}$.

Caudal que circula por decantador (Q_s); $15400\text{m}^3/\text{d}$.

Número de Reynolds; 124,58.

Viscosidad cinemática; $1,12 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Velocidad de sedimentación $19,98 \text{ m}^3/(\text{m}^2\text{d})$.

Velocidad promedio del fluido en el elemento de sedimentación de tasa alta; $200,93 \text{ m/d}$.

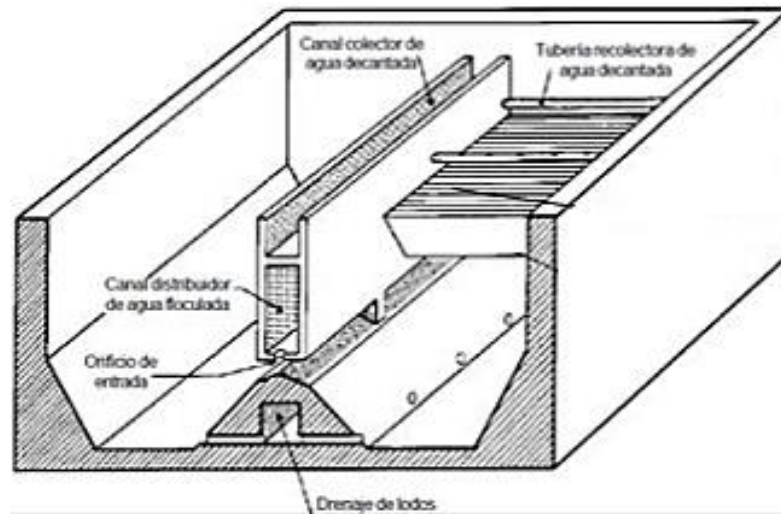


Figura 11. Esquema de un sedimentador de placas paralelas inclinadas [31].

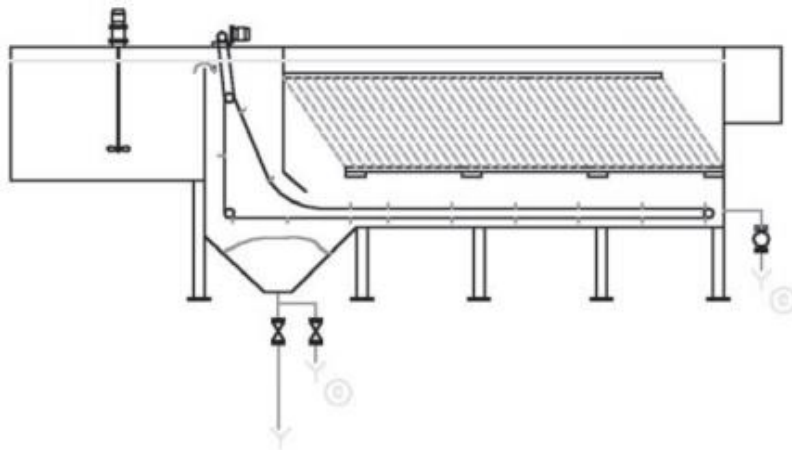


Figura 12. Corte longitudinal de un módulo de sedimentador lamelar [32].

5.7. Filtración

Las partículas de tamaño coloidal (diámetro entre 10^{-9} y 10^{-5} m), que se encuentran en suspensión y no fueron recogidas en la etapa de decantación, necesitan una nueva operación unitaria, la filtración.

5.7.1. Descripción teórica de la filtración

La filtración consiste en hacer pasar el agua bruta a través de un medio poroso que es capaz de retener la materia que se encuentra en suspensión. Dichas partículas quedan retenidas en el medio filtrante, por lo tanto es necesario una limpieza de manera regular para evitar obstrucciones [33].

Estos sólidos en suspensión irán recubriendo los espacios del lecho, lo que provocará la disminución de la porosidad inicial esto implica a su vez que gradualmente se incrementará la pérdida de carga por la disminución de área de paso de flujo.

La materia en suspensión está constituida principalmente por flóculos o microfloculos procedentes de la etapa anterior de decantación o bien formados expresamente cuando se sigue el proceso conocido como "microfloculación sobre filtro" o filtración directa".

Para analizar los factores de los que depende la velocidad de filtrado hay que conocer el esquema de zonas creadas en la filtración Figura 13:

Suspensión: agua bruta que contiene las partículas no solubles.

Torta: capa de sólidos que se va formando sobre la superficie del medio filtrante a medida que se va filtrando la suspensión.

Medio filtrante: superficie porosa por donde se hace pasar el fluido para lograr la separación de los sólidos.

Filtrado: es al agua que se obtiene después de la operación unitaria de filtración.

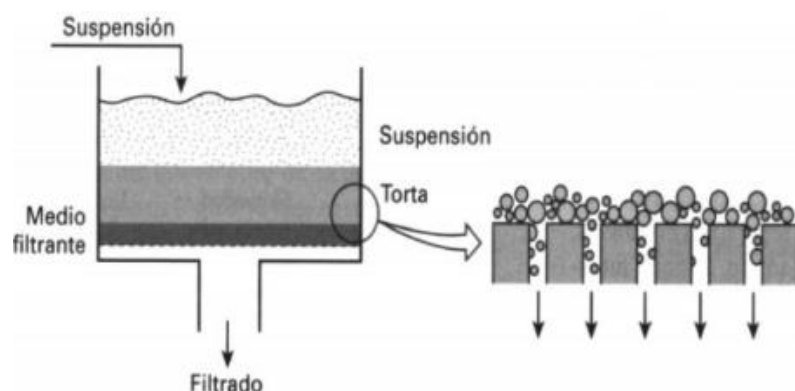


Figura 13. Operación de filtrado [34].

La caída de presión durante todo el proceso de filtrado depende de [34]:

Viscosidad del líquido de filtrado.

Resistencia del medio filtrante.

Resistencia de la torta filtrante.

Área de la superficie filtrante.

Caudal del fluido.

Sistema de filtración

Se utilizará un sistema de filtración que utilizará un medio dual de arena y antracita. La fuerza impulsora de este proceso será la gravedad.

El diseño del filtro es el que se muestra en la Figura 14, se denomina filtración con afluente igualmente distribuido.

En este tipo de filtros, el caudal es distribuido por igual mediante un orificio o vertedero de entrada sobre cada filtro. Las ventajas de este sistema son [9]:

- Se obtiene filtración constante sin controladores de caudal.
- Cuando filtro pasa a estar fuera de servicio para lavado o se reincorpora a servicio después de lavado, el nivel del agua sube o baja gradualmente en los filtros en operación hasta que se obtiene la energía requerida para impulsar el flujo. Por lo tanto, los cambios en la tasa de filtración son muy suaves y no se modifica la operación del filtro ni se daña la calidad del efluente.
- La pérdida de energía en cada filtro es evidente por simple observación del nivel del agua en la caja de filtración. Cuando el agua alcanza un nivel máximo deseado el filtro debe lavarse.
- El vertedero de control debe quedar a un nivel superior al de la arena para prevenir el desagüe accidental del filtro. De esta manera se elimina la posibilidad de presiones negativas en el filtro y el reconocido problema de atrapamiento de aire debido a los gases que escapan de la solución.

Estos filtros tienen como desventaja la de requerir una profundidad mayor para permitir la descarga sobre el vertedero de control; además, la altura del filtro sobre dicho vertedero debe ser suficiente para proveer una energía de filtración adecuada.

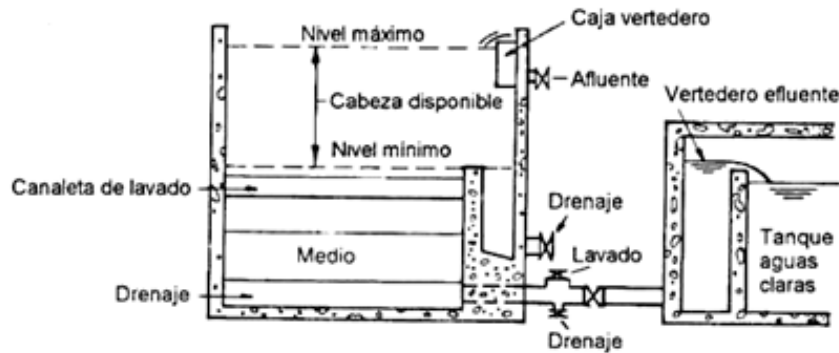


Figura 14. Filtración con afluente igualmente distribuido [9].

La **granulometría del lecho** está formada en la parte superior por antracita a continuación se dispone de la arena y por último formando la base se encuentra la grava.

La función de la antracita y la arena es filtrar el agua a tratar, mientras que la grava actúa como soporte evitando que la arena se descomponga o sea arrastrado por la corriente.

Sistema de drenaje

Los sistemas de drenaje de los filtros efectúan dos funciones primordiales [22]:

- Recogen el filtrado y los conducen hacia los recipientes de aguas claras.
- Distribuyen el agua de lavado al lecho filtrante durante las operaciones de limpieza.

Una función secundaria de los sistemas de drenaje consiste en extraer y conducir de vez en cuando, las soluciones químicas agregadas a los lechos filtrantes para:

- Romper, aflojar y remover las incrustaciones acumuladas sobre los granos del filtro.
- Romper las bolas de lodo que se forman y desarrollan cerca del plano de separación situado entre los granos de apoyo y los granos que filtran y se expanden.

Se emplean dos tipos de sistemas de drenaje inferior en los filtros rápidos:

- Redes de tuberías.
- Pisos filtrantes o falsos fondos.

Para saber el comportamiento de un filtro uno de los parámetros más importantes es el conocimiento de la turbiedad del agua filtrada.

de lavado, cuando esta no muestre partículas en suspensión finaliza el proceso de lavado.

Aproximadamente cada 10 años se realizará el rearenamiento y lavado completo del filtro. Se retirará por completo la arena, antracita y la grava por separado y se lavan, se cepillan las paredes de la caja del filtro, se reacomoda el drenaje y se vuelve a colocar el lecho.

Como agua de lavado de filtros se utilizará el agua filtrada que sale de este proceso.

5.7.2. Diseño del equipo de filtración

Número de unidades; 14.

Área de cada unidad; 32 m².

Longitud filtro; 8m. Ancho filtro; 4m.

Caudal medio de diseño; 92400m³/d.

Caudal que circula por filtro; 6600m³/d.

Número de Reynolds antracita; 3,41.

Número de Reynolds arena; 1,07.

Viscosidad cinemática; 1,12.10⁻⁶ m²/s.

Velocidad de filtración; 206,25 m³/(d.m²).

Borde libre; 0,3m.

Capa de agua; 2m.

Altura capa de antracita; 0,55m.

Altura capa de arena; 0,25m.

Altura capa de grava; 0,40m.

Altura del lecho; 1,20m.

Altura del drenaje; 0,40m.

Pérdida de carga; 0,39m.

Agua de lavado; 6% del agua filtrada.

Porosidad; 40%.

Tamaño partícula de antracita; 1,6mm.

Tamaño partícula de arena; 0,5mm.

5.8. Desinfección final

Es importante recordar que el objetivo no es esterilizar el agua sino simplemente eliminar aquellos elementos que puedan ser patógenos como por ejemplo: virus o bacterias.

La cloración por encima del punto de break point permite un remanente de cloro, de esta manera el agua queda protegida de agentes patógenos durante todo el proceso de suministro, hasta llegar el agua a hogares y empresas.

5.8.1. Teoría de la desinfección

La desinfección del agua se debe completar con medios químicos ya que los físicos no son suficientes. Para alcanzar este objetivo se utilizará como sustancia oxidante cloro o derivados del cloro, que no solo desinfecta puntualmente sino que asegura la calidad del agua hasta el punto de consumo [36].

Además de la eliminación de agentes patógenos también se consigue la eliminación de distintos compuestos orgánicos e inorgánicos indeseables, así como la reducción de sabores y olores.

Teniendo en cuenta lo anterior se usará hipoclorito de sodio como agente desinfectante.

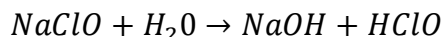
Los factores más importantes que afectan a la eficiencia en la desinfección del cloro son [37]:

- **Tiempo de contacto:** Tiempo disponible para que el cloro actúe sobre los microorganismos. El tiempo de contacto se suele situar entre 15 y 20 min.
- **Temperatura:** La eliminación de los agentes patógenos con cloro es mucho más rápida a temperaturas elevadas. Sin embargo, el cloro es más estable en agua fría lo que puede llegar a compensar la menor velocidad de desinfección. Para lograr la misma eficacia en la desinfección a 4 °C que a 21 °, manteniendo el resto de parámetros iguales, la concentración de cloro residual debe ser el doble.
- **pH:** cuanto más básica es el agua se requieren mayores dosis para el mismo tiempo de contacto y misma temperatura. A pH de 6,5 y 21 °C puede valer con 0,3g/L mientras que a pH de 7,0 se eleva 1,2mg/L, y para un pH de 8,5 se puede llegar hasta 1,2mg/L. Cabe recordar que el agua bruta proveniente del canal de Castilla es bastante básica.

Química de cloración [38]

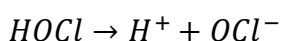
El cloro residual se forma a través de dos etapas:

Primeramente se produce la reacción de **hidrólisis** del hipoclorito de sodio:



A pH 5 todo el cloro está en forma de ácido hipocloroso, pero a medida que el pH aumenta. A pH > 7,5 y a una temperatura de 20°C (o pH > 7,8 a 0°C de temperatura) empiezan a predominar los iones hipoclorito y éstos existen casi exclusivamente a partir de pH 9,5.

Etapas de **disociación**:



Se considera, que el ácido hipocloroso es 80 a 100 veces más efectivo que el ion hipoclorito para eliminar la *Escherichia coli*.

La suma de (HClO y ClO⁻) forma lo que habitualmente se llama cloro libre y el equilibrio entre ambas formas depende del pH.

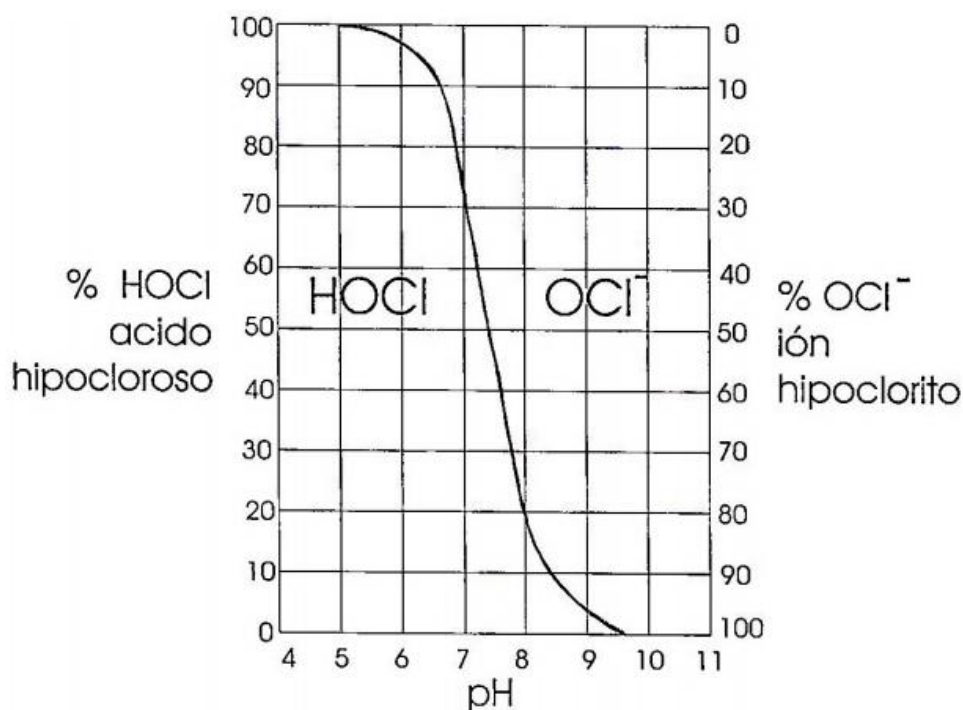


Figura 16. Dependencia del cloro libre con el pH [39].

El ácido hipocloroso es una molécula neutra, lo que permite su fácil penetración en la pared bacteriana con la consiguiente actividad bactericida, lo que supone que el ácido hipocloroso es más eficaz como desinfectante que ion hipoclorito.

Por último el ácido hipocloroso sufre una serie de reacciones de oxidación-reducción. La más importante es la que se produce con el amoníaco formando cloroaminas.

Estas cloroaminas tienen un poder bactericida mucho menor que ácido hipocloroso (del orden de 25 veces menor), pero es más estable que ácido hipocloroso, esto puede resultar útil para conducciones de mucha longitud.

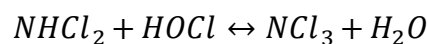
Las reacciones son:



A partir de la formación de la monocloramina, se tiene:



A partir de la dicloramina se forma la tricloramina así:



La distribución en el agua entre uno y otro tipo de cloramina depende del pH, la temperatura y de la proporción existente entre el cloro y el amoníaco expresado como nitrógeno [29].

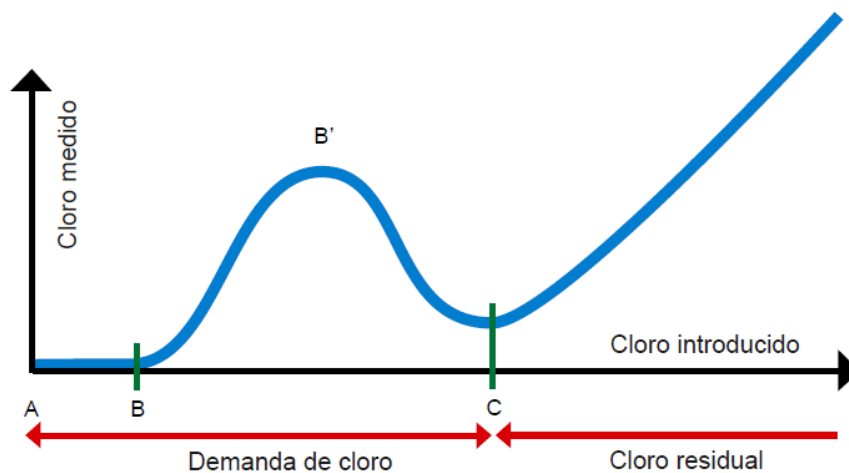


Figura 17. Cloro residual en función de cloro introducido [36].

Fase AB: El cloro se combina con la materia orgánica. Por lo tanto el cloro residual es cero.

Fase BB': El cloro se combina con compuestos nitrogenados dando lugar a cloroaminas. Ya se puede medir el cloro residual pero estos productos complejos formados son poco desinfectantes.

Fase B'C: Si se sigue añadiendo más cloro se puede comprobar que el cloro residual disminuye esto se debe a que este nuevo cloro sirve para destruir los compuestos formados en la etapa anterior.

Punto C: El cloro puede realizar su función desinfectante. Es el denominado *break-point*, este cloro libre residual supone la cantidad necesaria para completar la oxidación de los compuestos difíciles de degradar y para prevenir cualquier contaminación posterior en depósitos de almacenamiento o red de distribución.

Esta etapa de desinfección final se efectuará mediante adición, en el colector de salida de agua tratada.

Una vez realizada la desinfección se puede proceder a la etapa de impulsión y distribuir el agua a los diferentes depósitos instalados en la ciudad.

La forma que se utilizará para añadir el hipoclorito de sodio en el agua tratada es el siguiente.

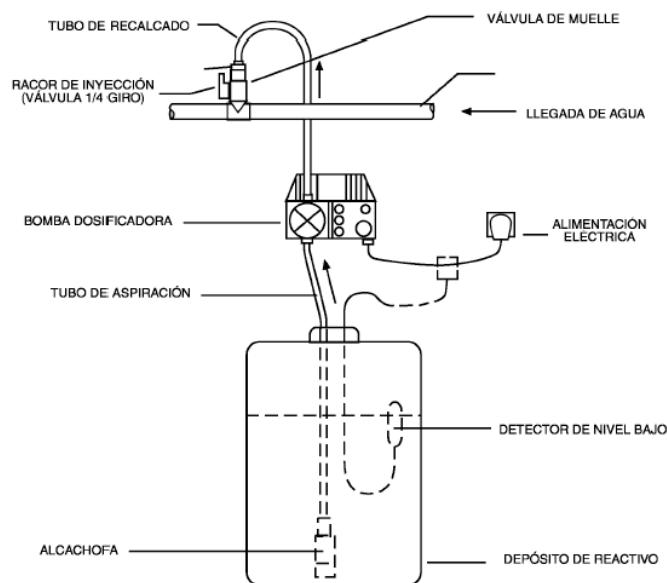


Figura 18. Dispositivo de inyección de una solución clorada con bomba dosificadora [20].

5.8.2. Resumen de los cálculos de reactivos en la desinfección

Ficha técnica [25]

Tipo: Hipoclorito de sodio.

Densidad a 20 °C: 1,25kg/L.

Riqueza: 15%.

Dosificación de cloro necesaria

Dosis de hipoclorito de sodio puro para la desinfección: 1ppm.

Dosis de solución hipoclorito de sodio: 6,67ppm.

Caudal necesario de solución de hipoclorito de sodio: 0,4928m³/d.

Dimensiones tanque de almacenamiento hipoclorito de sodio

Material: plancha de polipropileno homopolímero (PPH).

Número de depósitos: 5

Capacidad de almacenamiento: 14 días.

Volumen de cada depósito: 6m³.

Altura: $h_d=3m$.

Diámetro: $d_i=1,6m$.

6. Cálculo y dimensionamiento de la planta potabilizadora

En este apartado se procede a explicar detalladamente los cálculos necesarios para dimensionar una ETAP.

6.1. Captación

Cálculo de las tuberías que conectan la dársena del canal de Castilla con la entrada a las bombas de la planta.

Para líquidos de baja viscosidad que se mueven por gravedad la velocidad recomendadas en fluidos se encuentran entre 0,3m/s y 0,5m/s asegurándonos de esta forma que la pérdida de carga no es excesiva.

Cálculo del diámetro nominal de la tubería:

La entrada de agua bruta a la planta se hace a través de 3 tuberías por lo tanto:

$$Q_t = \frac{Q}{n} = \frac{Q}{3} = \frac{3850}{3} = 1283.33 \frac{m^3}{h} = 0.36 \frac{m^3}{s} \quad (4)$$

n; Número de tuberías.

Q; Caudal total que circula por las 3 tuberías tubería. (m³/s).

Q_t; Caudal que circula por cada tubería. (m³/s).

$$Q_t = \frac{V}{t} = \frac{A' \cdot l}{t} = \frac{\pi \cdot D_N'^2}{4} \cdot v' \quad (5)$$

$$D_N' = \sqrt{\frac{4 \cdot Q_t}{\pi \cdot v'}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,36}{\pi \cdot 0,5}} = 0.95m \quad (6)$$

A'; Área inicial de la tubería. (m²).

l; Longitud de la tubería. (m).

D_N'; Diámetro mínimo necesario de la tubería. (m).

v'; Velocidad inicial a la que circula el fluido. (m/s).

A continuación se muestra la tabla utilizada para aproximar el diámetro calculado con los valores estándares de fabricación.

Fabricante VAM INUSTRY [40]

A continuación se escoge el diámetro de catálogo inmediatamente superior al obtenido en los cálculos y se recalcula la velocidad para comprobar que se mantiene dentro de los límites establecidos.

Nominal Pipe Size NPS [pulgadas]	Diametro Nominal DN [mm]	Nominal Pipe Size NPS [pulgadas]	Nominal Diameter DN [mm]	Nominal Pipe Size NPS [pulgadas]	Nominal Diameter DN [mm]
1/8	6	6	150	48	1200
1/4	8	8	200	52	1300
3/8	10	10	250	56	1400
1/2	15	12	300	60	1500
3/4	20	14	350	64	1600
1	25	16	400	68	1700
1 1/4	32	18	450	72	1800
1 1/2	40	20	500	76	1900
2	50	24	600	80	2000
2 1/2	65	28	700	88	2200
3	80	32	800	96	2400
3 1/2	90	36	900	104	2600
4	100	40	1000	112	2800
4 1/2	115	42	1050	120	3000
5	125	44	1100	128	3200

Figura 19. Catálogo de tuberías [40].

Por lo tanto se escoge un diámetro de tubería normalizado para este caso 40 pulgadas o 1000 mm.

Se recalcula la velocidad con el nuevo diámetro:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0.36}{\pi * \left(\frac{1}{2}\right)^2} = 0,45 \frac{m}{s} \quad (7)$$

v; Velocidad a la que circula el fluido. (m/s).

A; Área de la tubería. (m²).

Velocidad de flujo igual 0,45m/s sigue dentro de los valores permitidos.

6.2. Torreta de llegada (tanque pulmón)

Selección del diámetro nominal y de la altura del tanque.

Tiempo de residencia se deja fijado en 10 minutos.

El caudal promedio que trata la planta son 3850m³/h con un tiempo de residencia de 10 minutos. Por lo tanto el volumen mínimo necesario será:

$$V' = Q \cdot t_r = 3850 \cdot 0,17 = 641,67m^3 \quad (8)$$

V'; Volumen mínimo necesario. (m³).

Q; Caudal de agua bruta a tratar. (m³/h).

t_r; Tiempo de residencia. (h).

Por motivos de seguridad el tanque tiene que reservar un porcentaje de su volumen al gas, para ello se aplica un factor de llenado que proporcionará el volumen final del tanque:

$$V = \frac{V'}{0,9} = 712,96 m^3 \quad (9)$$

V; Volumen final del tanque. (m³).

Una vez calculado el volumen del tanque, se debe determinar una relación L/D que permita calcular la altura. Esta debe ser suficiente para que el proceso pueda continuar a partir de este punto por gravedad. Se elige para este caso L/D=0,5.

$$V = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot L = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot 0,5D \quad (10)$$

$$D = \sqrt[3]{\frac{4 \cdot V}{0,5 \cdot \pi}} = \sqrt[3]{\frac{4 \cdot 712,96}{0,5 \cdot \pi}} = 12,20m$$

D; Diámetro del tanque. (m).

L; Longitud del tanque. (m).

Sustituyendo se obtiene: Diámetro=12,20 m y Altura=6,10m.

La mínima altura de operación quedará fijado en 4,5m, suficiente para que el proceso de potabilización pueda continuar por gravedad.

6.3. Impulsión

6.3.1. Cálculos de pérdidas en la conducción

El caudal de bombeo será 3850m³/h, dotaremos al grupo de bombeo de 4 bombas en paralelo por lo tanto el caudal de impulsión de cada bomba será 0,267m³/s.

El esquema de impulsión sería el siguiente:

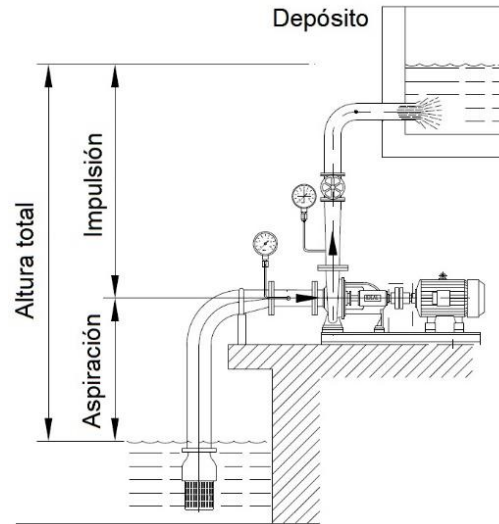


Figura 20. Esquema de impulsión del agua [41].

Lo primero que se calcula son las pérdidas de carga. Para ello se toma una velocidad de salida de la bomba de 1,5 m/s.

$$D_N = \sqrt{\frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot v'}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 0,267}{\pi \cdot 1,5}} = 0,48m \quad (11)$$

Q; Caudal que circula por cada bomba. (m³/s).

v'; Velocidad inicial a la que circula el fluido. (m/s).

El material empleado será polivinilcloruro no plastificado PVC-U. Por lo tanto se escoge un diámetro de tubería normalizado para este caso 20 pulgadas o 500 mm. Figura 19.

Ahora se puede calcular la velocidad a la que circula el fluido por la tubería normalizada sabiendo que Di =0,5m. Se aplica la siguiente ecuación:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{0,267}{\pi \cdot \left(\frac{0,5}{2}\right)^2} = 1,36 \frac{m}{s} \quad (12)$$

v; Velocidad a la que circula el fluido. (m/s).

A'; Área inicial de la tubería. (m²).

Para calcular las pérdidas de carga en una conducción se va a utilizar la ecuación de Fanning, que expresada en términos de altura es la siguiente

$$H = \left(\frac{4 \cdot f \cdot L}{d} \right) \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (13)$$

H; Pérdida de carga en metros de columna de líquido. (m.c.l.).

f; Coeficiente de fricción adimensional.

L; Longitud de la tubería. (m).

d; Diámetro interior de la tubería. (m).

v; Velocidad del fluido. (m/s).

g; Aceleración de la gravedad. (9.81 m/s²).

El coeficiente de fricción "f" para flujo turbulento Re>4000 se calcula con el diagrama de Moody

$$Re = \frac{\rho \cdot v \cdot D}{\mu} = \frac{v \cdot D}{V} = \frac{1,36 \cdot 0,5}{1 \cdot 10^{-6}} = 6,81 \cdot 10^5 \quad (14)$$

ρ; Densidad. (kg/m³).

v; Velocidad. (m/s).

D; Diámetro interno tubería. (m).

μ; Viscosidad dinámica del fluido. (Pa.s).

V; Viscosidad cinemática del fluido. (m²/s).

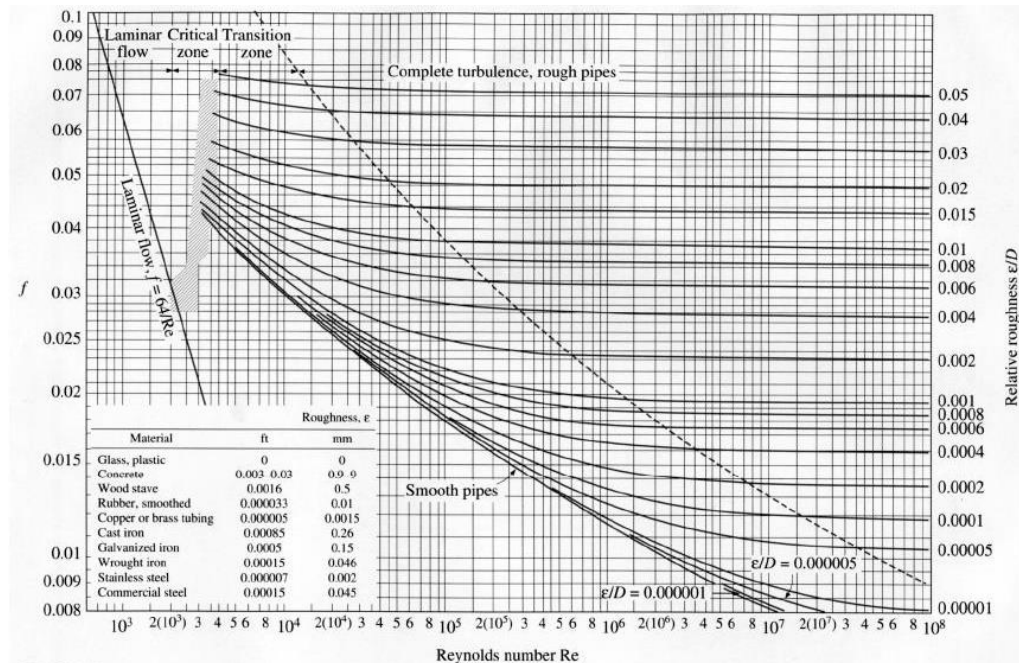


Figura 21. Diagrama de Moody [42].

La rugosidad relativa es igual a;

$$\frac{\varepsilon}{D} = \frac{2 \cdot 10^{-5}}{0,5} = 4 \cdot 10^{-5} \quad (15)$$

ε ; Rugosidad absoluta del PVC. (m).

Entrando en el diagrama de Moody se puede hallar el coeficiente de fricción.

$$f \approx 0,013$$

Se precisará una longitud de tubería de 10 metros.

Usando la ecuación de Fanning y sustituyendo en la ecuación (13):

$$h_f = \left(\frac{4 \cdot 0,013 \cdot 10}{0,5} \right) \cdot \frac{1,36^2}{2 \cdot 9,8} = 0,098 mca = 964,14 Pa$$

6.3.2. Cálculo de la bomba

Se aplicará la ecuación de Bernoulli a las diferentes secciones que aparecen en el siguiente esquema:

La **zona de aspiración** es la comprendida entre el tanque o reserva desde donde se bombeará el líquido y la bomba. Por su parte, el tramo situado a la salida de la bomba es lo que se conoce como línea o **zona de impulsión**. La energía que la bomba confiere al fluido se mide en términos de presión y es lo que se conoce como carga de la bomba.

La **ecuación de Bernoulli** (balance de energía mecánica) para la circulación isotérmica de un fluido incompresible de un punto "1" a otro "2". La utilizamos para calcular la altura que tiene que proporcionar la bomba (h_p) se emplea la ecuación de Bernoulli.

$$P_1 + \frac{\rho v_1^2}{2} + \rho g h_1 + h_p = P_2 + \frac{\rho v_2^2}{2} + \rho g h_2 + h_f \quad (16)$$

Resolviendo la ecuación anterior;

$$\begin{aligned} 101325 + \frac{1000 \cdot 0^2}{2} + 1000 \cdot 9,8 \cdot 0 + h_p &= \\ = 101325 + \frac{1000 \cdot 1,36^2}{2} + 1000 \cdot 9,8 \cdot 6,10 + 964,14 \\ h_p &= \frac{1000 \cdot 1,36^2}{2} + 1000 \cdot 9,8 \cdot 6,10 + 964,14 = 61667,88 \text{ Pa} = 6,29 \text{ mca} \end{aligned}$$

Donde:

h_i ; Elevación en el punto i. (m).

h_p ; Altura que puede proporcionar la bomba. (m).

P_i ; Presión en el punto i. (Pa).

v_i ; Velocidad media del fluido en el punto i. (m/s).

h_f ; Pérdidas de presión por rozamiento en la conducción. (Pa).

ρ ; Densidad del fluido. (kg/m^3).

g ; Representa la aceleración de la gravedad. (9.81 m/s^2).

Explicación cálculos

Se ha considerado que no existe altura de líquido, por lo que $z_1=0$ y que tampoco tiene velocidad $u_1=0$.

Tanto el punto 1 como el 2 están a presión atmosférica.

La velocidad del punto 2 se obtiene como flujo por sección de la tubería, cálculo realizado en la ecuación (12).

La pérdida de altura por fricción es la obtenida del apartado anterior ecuación de Fanning (13), donde ya se han tenido en cuenta las pérdidas por fricción.

Carga neta positiva de aspiración: Se representa por las siglas NPSH (de la expresión inglesa "Net Positive Suction Head") y es necesario diferenciar entre dos conceptos: la NPSH requerida (**NPSH_r**) y la NPSH disponible (**NPSH_{dis}**).

La NPSH_r es el valor de NPSH mínimo que se necesita para evitar la cavitación. Este valor depende de las características de la bomba. Es, por tanto, un valor que depende del diseño constructivo de la bomba y que debe suministrar el fabricante de la misma.

En cambio, la NPSH_{dis} depende de las características del circuito y nos proporciona una indicación del riesgo de cavitación. Depende de la altura de aspiración, de las pérdidas de carga en dicho circuito de aspiración y de la presión de vapor del líquido.

Por otro lado la NPSH_{dis} siempre habrá de ser positiva y mayor a NPSH_r, ya que de este modo se evitará que la presión a la entrada de la bomba descienda por debajo de la presión de vapor del fluido en las condiciones de temperatura existentes en dicho punto, lo que provocaría la aparición de burbujas de vapor, con el consiguiente peligro de que la bomba entre en cavitación lo que reduce su carga y eficacia al tiempo que daña el material de la misma, reduciendo seriamente la vida útil de la bomba.

A continuación se calcula la carga neta positiva de aspiración disponible.

La temperatura máxima de operación del fluido son 25°C por lo tanto la presión de vaporización máxima es 3.200Pa.

$$NPSH_{dis} = \frac{P_1 - P_v}{\rho \cdot g} - h_f + Z_1 \quad (17)$$

Sustituyendo valores

$$NPSH_{dis} = \frac{101325 - 3200}{1000 \cdot 9,8} - 0,098 + 0 = 9,91mca$$

P_1 ; Presión en la parte más superficial de líquido. (Pa).

P_v ; Presión de vapor. (Pa).

h_f ; Pérdidas de presión por rozamiento en la conducción. (m.c.a.).

Z_1^* ; Elevación del nivel del agua respecto a la bomba. (m.c.a.).

(*) Si la bomba está a un nivel más alto que el nivel de agua, este valor será negativo. Si la bomba está por debajo del nivel del agua el valor sería positivo.

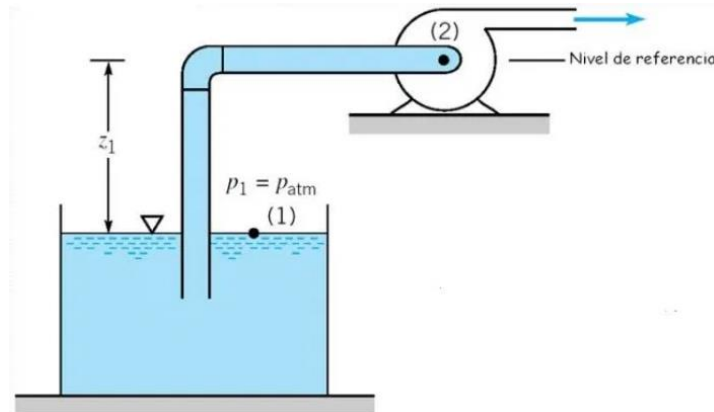


Figura 22. Esquema de una bomba que funciona en aspiración [43].

En el ejemplo que se trata en el trabajo z_1 es igual a 0 debido a que bomba y nivel del agua se encuentran a la misma altura, pero podemos comprobar como la altura de la superficie libre del agua de la arqueta con respecto a la posición de la bomba puede modificar el $NPSH_{disp}$.

Por último, la potencia hidráulica se calcula en función del flujo impulsado y del salto de presión que proporciona la bomba. Para el caso normal:

$$P = Q \cdot h_p = 0,267 \cdot \frac{61667,88}{1000} = 16,49kW = 22,11hp \quad (18)$$

Para la selección del modelo adecuado de bomba (una vez establecido el tipo de ésta) se recurrirá a las llamadas curvas características de la bomba, aportadas por el fabricante de las mismas. Se necesitan tres curvas diferentes:

- La de caudal y carga de la bomba, llamadas curvas QH.
- La de potencia del motor necesario. (kW).
- La de carga positiva neta de aspiración requerida.

Conociendo las exigencias mínimas para la elección de una bomba, se busca en el catálogo una bomba capaz de satisfacer estas las necesidades.

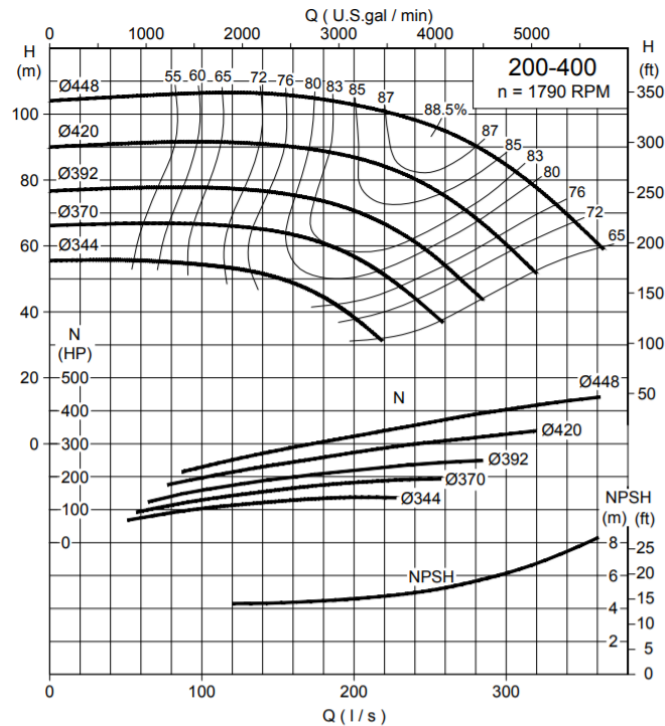


Figura 23. Gráfica de la bomba seleccionada [44].

La bomba que se ha seleccionado del catálogo de Hidrostal es la siguiente: Centrífuga ISO 2858. Modelo 200-400; $n = 1790$ rpm. Bombas con caja en hierro fundido gris o nodular con recubrimiento cerámico.

Entrando con el caudal de operación (267 L/s), y cortando con la línea del diámetro de rodete 370, se obtiene una altura de 38 metros.

El $NPSH_r$ tiene un valor de 5,5.

Ahora se procede al análisis del NPSH. Una vez determinado el $NPSH_r$ obtenido con la Figura 23 se compara con el $NPSH_{disp}$, calculado con la ecuación (17).

Se verifica la condición inicial $NPSH_{disp} > NPSH_r$.

Se descarta así el riesgo de cavitación.

La bomba será capaz de generar una potencia de 200hp igual a 149,14kW.

6.4. Diseño de la cámara de coagulación

Se trata de un mezclador mecánico formado por un tanque de sección cuadrada y un agitador.

Parámetros necesarios que hay que fijar para poder diseñar el equipo:

Específico el caudal de diseño: $Q_{\text{cámara}}=3850 \text{ m}^3/\text{h}$.

Tiempo de contacto recomendado: 25s.

Altura máxima para que el agua circule por gravedad: $h=4,3\text{m}$.

Para poder realizar correctamente la coagulación la velocidad de agitación es alta fijamos $n=100\text{rpm}=1.67\text{rps}$ óptima para este tipo de agitación.

Se elegirá para llevar acabo la agitación una turbina de disco (Rushton), esta elección permite conocer algunas relaciones geométricas.

Diámetro del aspa; $D_a = a/3$.

Altura agitador; $H=D/3$.

6.4.1. Cálculos cámara de mezcla rápida

$$V' = Q \cdot t_d = 1,07 \cdot 25 = 26,74\text{m}^3 \quad (19)$$

V' ; Volumen estimado de la cámara de mezcla rápida. (m^3).

Q ; Caudal de agua bruta a tratar. (m^3/s).

t_d ; Tiempo de contacto. (s).

Hay que tener en cuenta un factor de sobredimensionamiento:

$$V = \frac{V'}{0,8} = \frac{26,74}{0,8} = 33,42\text{m}^3 \quad (20)$$

V ; volumen final de la cámara de mezcla rápida. (m^3).

Conociendo el volumen de la cámara, la relación $D=L$ y sabiendo que tiene sección circular se calcula el diámetro:

$$V = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot L = \frac{\pi}{4} \cdot D^3 \quad (21)$$

$$D = \sqrt[3]{\frac{4 \cdot V}{\pi}} = \sqrt[3]{\frac{4 \cdot 33,42}{\pi}} = 3,49m$$

D; Diámetro del tanque. (m).

L; Longitud del tanque. (m).

Teniendo como condición inicial $D=L$, se obtiene:

Diámetro; $D=3,49m$.

Altura; $L=3,49m$.

El tanque se situará sobre una plataforma de elevación de esta forma la altura de la superficie del agua será de 4,3m y el proceso podrá continuar por gravedad.

6.4.2. Diseño de la turbina

Se utilizará una turbina de disco (Rushton).

El diámetro del aspa es igual a un tercio de la altura del tanque:

$$d_a = \frac{D}{3} = \frac{3,49}{3} = 1,16m \quad (22)$$

d_a ; Diámetro del aspa. (m).

Otra de las relaciones geométricas que establece este tipo de turbina, es que la altura a la que se encuentra el agitador es igual a un tercio de la altura del tanque:

$$H_1 = \frac{D}{3} = \frac{3,49}{3} = 1,16m \quad (23)$$

H_1 ; Altura del primer impulsor. (m).

Como la cámara de mezcla es muy grande es necesario más de un impulsor, la distancia entre impulsores es igual a d_a , por lo tanto, el segundo impulsor se sitúa en:

$$H_2 = H_1 + d_a = 1,16 + 1,16 = 2,33m \quad (24)$$

H_2 ; Altura del segundo impulsor. (m).

El número de Reynolds queda de la siguiente forma.

$$N_R = \frac{d_a^2 \cdot n \cdot \rho}{\mu} = \frac{1,16^2 \cdot 1,67 \cdot 1000}{1 \cdot 10^{-3}} = 2,25 \cdot 10^6 \quad (25)$$

N_R ; Número de Reynolds.

n ; Velocidad de agitación. (rps).

ρ ; Densidad del agua bruta. (kg/m³).

μ ; Viscosidad dinámica del fluido. (Pa.s).

La potencia absorbida durante la agitación del sistema se representa a través de números adimensionales, como es el número de potencia, N_p , que se puede correlacionar con el Re .

Con el número de Reynolds y el tipo de turbina en este caso de disco se puede entrar a la curva de potencia para distintos tipos agitadores.

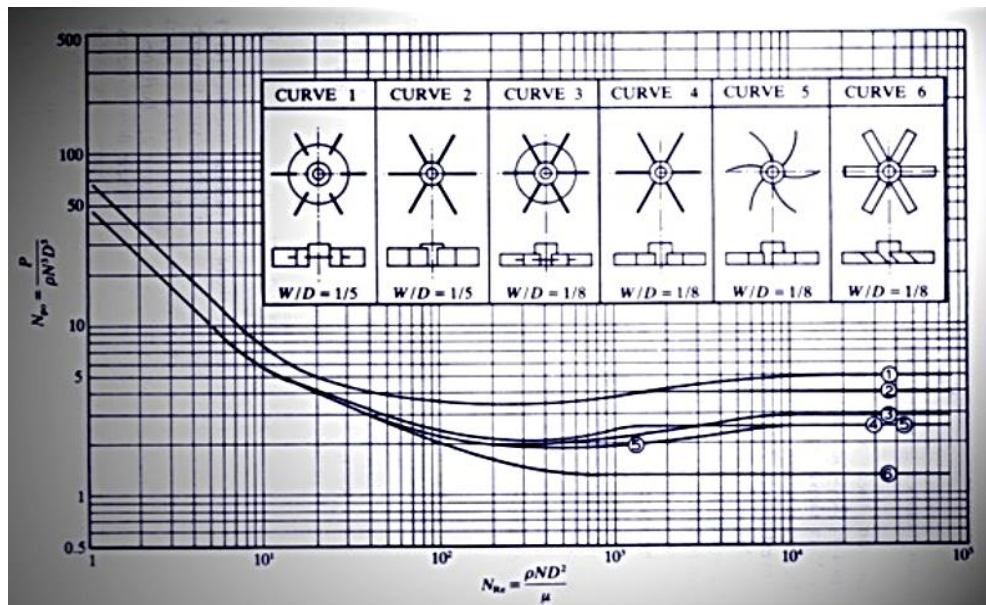


Figura 24. Curvas de potencia para distintos tipos de agitadores [45].

Con los datos ya calculados y entrando en la gráfica se comprueba que el número de potencia N_p es igual a 5.

La potencia del agitador se calcula del siguiente modo:

$$P = N_p \cdot \rho \cdot n^3 \cdot d_a^5 = \frac{5 \cdot 1000 \cdot 1,67^3 \cdot 1,16^5}{1000} = 49,41 \text{ kW} \quad (26)$$

P ; Potencia necesaria del agitador. (kW).

Pérdidas del motor en la agitación en torno al 15%

$$P_{real} = \frac{P}{0.85} = \frac{49,41}{0.85} = 58,12kW \quad (27)$$

P_{real} ; Potencia necesaria del agitador. (kW).

Hay que evitar que la corriente de agua golpee directamente la hélice, debido a que provocaría esfuerzos desequilibradores que reducirían la vida útil del agitador.

6.5. Diseño Cámara de floculación

6.5.1. Cálculos cámara de floculación

Se instalará un floculador mecánico que asegura una mezcla lenta con la ayuda de agitadores mecánicos. En este caso se usará como agitador paletas que proporcionan un movimiento rotatorio al agua.

El equipo estará formado por 4 compartimentos, habrá un agitador en cada compartimento.

Bases de diseño propuestos por Fair y Geyer [9]:

Para el diseño del tanque se necesita establecer una relación longitud ancho en este caso: $l/a=1,3$ fijando la altura del tanque $h=4,1$ m.

Longitud de la paleta 20 veces superior al ancho $l_p/a_p=20$.

La velocidad de giro del eje es muy baja 3rpm.

Las paletas están separadas 0,3m entre sí, con sus ejes a 1,8m y 1,3m respectivamente del eje de rotación.

Tiempo de retención: $t_r=20$ min.

El área de las paletas será del 10 al 25% del área normal a la dirección de flujo de agua.

Coeficiente de arrastre de las paletas: Para una relación longitud de paleta/ ancho de paleta igual a 20 tenemos un $C_D=1,5$.

Gradiente de velocidad está comprendido entre unos valores de $(10-75s^{-1})$.

Cálculo del volumen mínimo:

$$V' = Q \cdot t_r = 64,17 \cdot 20 = 1283,33m^3 \quad (28)$$

V' ; Volumen estimado cámara de floculación. (m^3).

Q ; Caudal de agua bruta a tratar. (m^3/min).

t_r ; Tiempo de retención. (min).

Volumen sobredimensionamiento:

$$V = \frac{V'}{0,9} = 1425,93m^3 \quad (29)$$

V ; Volumen final de la cámara de floculación. (m^3).

El diseño de la cámara tendrá una planta rectangular, ya se conoce el volumen, la altura y relación $l/a=1,3$. Obteniendo los siguientes resultados:

$$V = a \cdot l \cdot h = a \cdot 1,3a \cdot 4,1 = 1425,93m^3 \quad (30)$$

Despejando;

l ; Longitud del floculador. ($l=21,26m$).

a ; Ancho del floculador. ($a=16,36m$).

h ; Altura del floculador. ($h=4,10m$).

Sección transversal de la cámara:

$$A = h \cdot a = 4,10 \cdot 16,36 = 67,06m^2 \quad (31)$$

6.5.2. Dimensionamiento de las paletas

El área de las paletas en cada compartimento es 12% de área transversal.

$$A_p = A \cdot 0,12 = 67,06 \cdot 0,12 = 8,05m^2 \quad (32)$$

Sabiendo que la relación entre la longitud y el ancho de las paletas es $l_p/a_p=20$.

$$A_p = N_e \cdot P_e \cdot l_p \cdot a_p = 4 \cdot 4 \cdot 20a_p \cdot a_p = 8,05m^2$$

Despejando;

N_e ; Número de ejes.

P_e ; Número de paletas por eje.

l_p ; Longitud de las paletas: ($l_p=3,17m$).

a_p ; Ancho de las paletas: ($a_p=0,16m$).

$$w = 2 \cdot \pi \cdot \frac{3rpm}{60} = 0,31rad/s \quad (33)$$

w ; velocidad angular del eje. (rpm).

$$v_{p1} = w \cdot r_1 = 0,31 \cdot 1,8 = 0,57m/s \quad (34)$$

v_{p1} ; Velocidad de las paletas. (m/s), normalmente menor de 1m/s.

r_1 ; radio del eje, paletas extremo. (m).

En general,

$$v_1 = 0,75 \cdot v_p = 0,75 \cdot 0,57 = 0,42m/s \quad (35)$$

v_1 ; Velocidad relativa de las paletas respecto del fluido situadas a 1,8m del eje, (m/s).

$$v_{p2} = w \cdot r_2 = 0,31 \cdot 1,3 = 0,41m/s \quad (36)$$

v_{p2} ; Velocidad de las paletas. (m/s); normalmente menor de 1m/s.

r_2 ; radio del eje hasta la paleta. (m).

En general,

$$v_2 = 0,75 \cdot v_p = 0,75 \cdot 0,41 = 0,31m/s \quad (37)$$

v_2 ; Velocidad relativa de las paletas respecto del fluido situadas a 1,3m del eje, (m/s).

El área total de paletas en el floculador es:

$$A_{pt} = 4 \cdot A_p = 4 \cdot 8,05 = 31,19m^2 \quad (38)$$

De esta área, la mitad corresponde a 1,3m del eje y la otra mitad a 1,8 m del eje.

$$A_m = \frac{A_{pt}}{2} = \frac{31,19}{2} = 16,10m^2 \quad (39)$$

Para el cálculo de la potencia desarrollaremos un poco el concepto teórico:

La potencia disipada en la mezcla está dada por:

$$P = F_D \cdot v \quad (40)$$

F_D ; Fuerza de arrastre sobre las paletas. (N).

v ; Velocidad relativa de las paletas respecto del fluido. (m/s).

En mecánica de fluidos se demuestra por análisis dimensional que:

$$F_D = \frac{C_D \rho A v^2}{2} \quad (41)$$

C_D ; Coeficiente de arrastre de las paletas.

A ; Área de arrastre de las paletas. (m^2).

Por tanto;

$$P = \frac{C_D \rho A v^3}{2} \quad (42)$$

Para este caso se tiene;

$$P = \frac{C_D \rho A_m \sum v^3}{2} \quad (43)$$

$$P = \frac{1,5 \cdot 1000 \cdot 16,10 \cdot (0,424^3 + 0,314^3)}{2} = 1267,76W$$

El gradiente de velocidad de velocidad se calcula como:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu V}} = \sqrt{\frac{1267,76}{1 \cdot 10^{-3} \cdot 1425,93}} = 29,82s^{-1} \quad (44)$$

G ; Gradiente de velocidad. (s^{-1}).

P ; Potencia disipada en la mezcla. (W).

μ ; Viscosidad dinámica del fluido. (Pa.s).

V ; Volumen. (m^3).

Según la bibliografía el gradiente de velocidad se debe situar entre $10-75 s^{-1}$, por lo tanto se cumple la condición [46].

6.6. Cálculos sedimentador

6.6.1. Estudio teórico del sedimentador ideal

Debe cumplir las siguientes características [30]:

- Distribución uniforme de las partículas en la entrada. La distribución de partículas de cada tamaño es homogénea en toda la sección de entrada.
- Se tiene un modelo de flujo pistón, por lo tanto, la dirección de flujo es horizontal y la velocidad es igual en todos los puntos.
- La trayectoria de sedimentación es la que se corresponde con la figura.

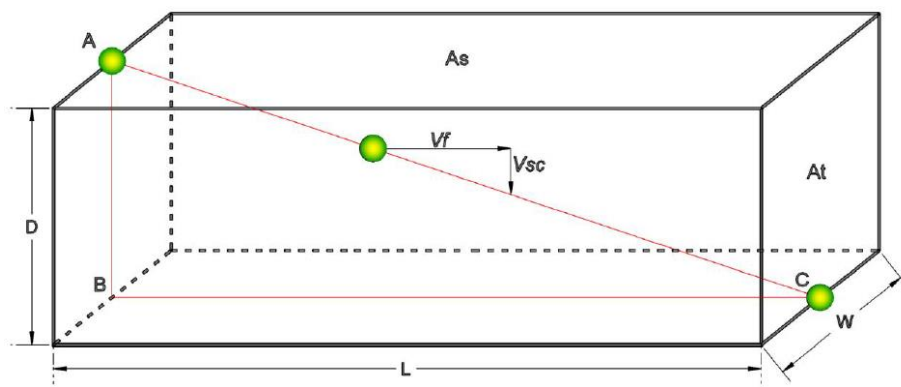


Figura 25. Trayectoria de partícula discreta en zona de sedimentación tanque ideal [30].

V_f ; velocidad del fluido. (m/s).

V_{sc} ; velocidad crítica de sedimentación. (m/d).

L, W y D son largo, ancho y alto del sedimentador respectivamente. (m).

A_t y A_s son área transversal y área superficial de la unidad de tratamiento respectivamente. (m²).

A, B, C, son referencias de posición de la partícula.

Las **ecuaciones básicas** que caracterizan este tanque de sedimentación ideal son:

La eficiencia de un decantador convencional de flujo horizontal depende de la carga superficial V_{sc} , que viene dado por:

$$V_{sc} = \frac{Q}{A_s} \quad (45)$$

Teóricamente se puede apreciar que la sedimentación es función del área superficial del tanque e independiente de la profundidad.

Todas las partículas discretas con una velocidad de asentamiento igual o mayor que V_{sc} serán completamente removidas, en cambio, si una partícula tiene velocidad de asentamiento menor que solo una fracción de ella se podrá eliminar.

Bajo condiciones tranquilas, las partículas se sedimentan con velocidad V_{sc} y el líquido, a cualquier profundidad z , se clarificará tan pronto como aquellas partículas localizadas en el nivel superior pasen a través del nivel z .

La eliminación de partículas se ve favorecida por tanto gracias a la acción de estos 3 efectos:

Régimen laminar.

Aumento del área de sedimentación.

Disminución de altura de caída de partícula.

6.6.2. Estudio teórico sedimentador tasa alta:

Para el estudio teórico se ha seguido como bibliografía [47].

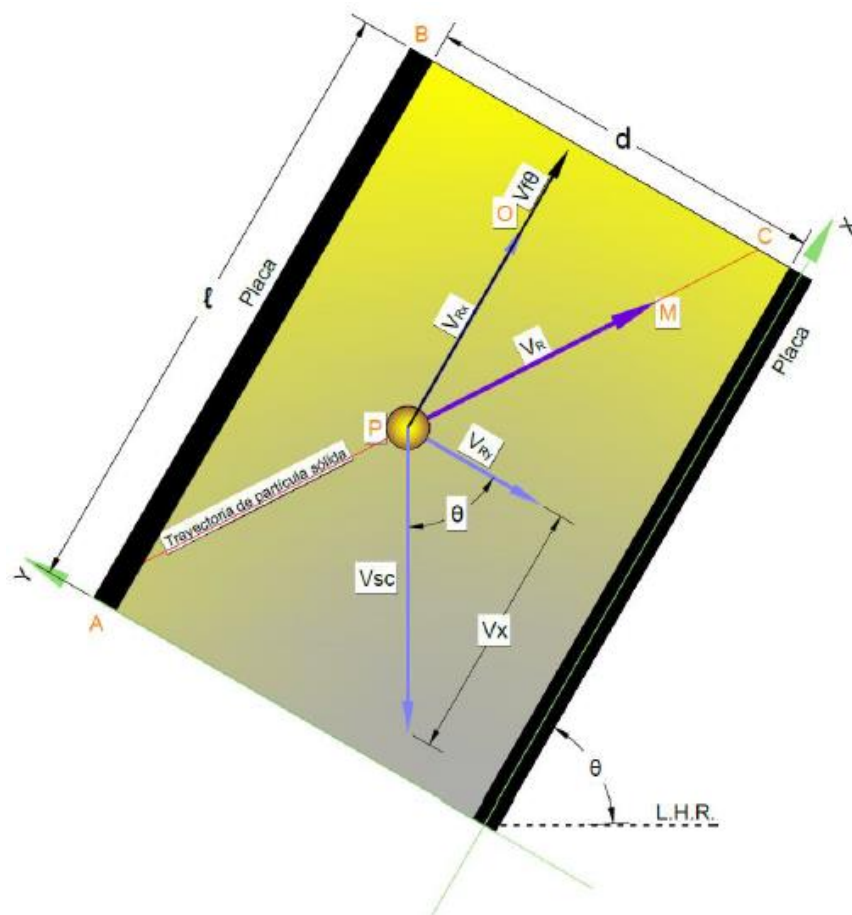


Figura 26. Relaciones geométricas en un sedimentador inclinado [30].

Es conveniente definir algunas de las relaciones geométricas anteriores:

El eje x es paralelo a la dirección del flujo y el eje y perpendicular a éste y θ es el ángulo de inclinación entre el eje x e y la línea horizontal de referencia.

$V_{f\theta}$ la velocidad local del fluido en la dirección x y V_{sc} es la velocidad crítica de sedimentación.

V_R velocidad resultante que determina la trayectoria de la partícula sólida; V_{Rx} y V_{Ry} son sus componentes en los ejes x e y.

Carga superficial se puede asociar este concepto a la velocidad de sedimentación que experimenta una partícula sólida, durante la trayectoria desde el inicio de la zona de sedimentación hasta justo antes de la zona de salida tal y como se observa en la Figura 26. Su importancia radica en que se utiliza para dimensionar dicha unidad de tratamiento.

Carga superficial para tanque de tasa alta.

Si $\theta=0$ entonces V_{Ry} es igual a V_{sc} , sin embargo, si $\theta \neq 0$ indica que V_{Ry} (perpendicular a las placas) es desigual a V_{sc} que actúa en sentido vertical.

Se puede calcular la velocidad V_{Ry} con la fórmula de triángulos semejantes, teniendo en cuenta la Figura 26 y usando los puntos ABC y MOP, obtenemos:

$$\frac{d}{v_{Ry}} = \frac{l}{v_{Rx}} \quad (46)$$

Despejando;

$$v_{Rx} = \frac{l}{d} v_{Ry} \quad (47)$$

Si se considera: $l/d=L$, tenemos:

$$v_{Rx} = v_{Ry} L \quad (48)$$

Por otro lado;

$$\sin \theta = \frac{V_x}{v_{sc}} \quad (49)$$

$$\cos \theta = \frac{v_{Ry}}{v_{sc}} \quad (50)$$

Determinando v_{Rx}

$$v_{Rx} = v_{f\theta} - V_x \quad (51)$$

Sustituyendo V_x

$$v_{Rx} = v_{f\theta} - v_{sc} \sin \theta \quad (52)$$

Sustituyendo en la ecuación (48).

$$v_{Ry} L = v_{f\theta} - v_{sc} \sin \theta \quad (53)$$

Sustituyendo en la ecuación (50).

$$v_{f\theta} - v_{sc} \sin \theta = v_{sc} \cos \theta L \quad (54)$$

Factorizando v_{sc}

$$v_{f\theta} = v_{sc} (\cos \theta L + \sin \theta) \quad (55)$$

Finalmente

$$v_{sc} = \frac{v_{f\theta}}{(\sin \theta + L \cos \theta)} \quad (56)$$

$$v_{f\theta} = S_c \cdot v_0 \quad (57)$$

$$v_{sc} = \frac{S_c \cdot v_0}{(\sin \theta + L \cos \theta)} \quad (58)$$

v_{sc} ; Velocidad crítica del sedimentador. (m/s).

v_0 ; Velocidad promedio del flujo. (m/s).

L ; Longitud relativa, igual a la relación entre la longitud y el espaciamiento entre los planos del sedimentador. (m).

θ ; Ángulo de inclinación del elemento de sedimentación de alta tasa.

S_c ; Factor cuyo valor depende del tipo de sedimentador.

El número de Reynolds es calculado por la siguiente expresión:

$$Re = \frac{v_0 \cdot d}{\mu} \quad (59)$$

Donde:

d ; Radio hidráulico. (cm).

v_0 ; Velocidad media del flujo de agua. (cm/s).

μ ; Viscosidad cinemática. (cm²/s).

Bases de diseño[48]

Número de Reynolds entre 100 y 200.

Lamelas inclinadas entre 55-60°.

Separación entre placas de 2 a 10 cm.

Altura vertical para las lamelas (H) entre 0,5 y 0,8 m.

Relación comercial de longitud/ancho de lamelas (l/B) de 1,5 a 2,5.

Tiempo de retención en el sedimentador entre 120 min y 240 min.

Tiempo de retención en la zona de sedimentación alta 5-15 min.

Cargas superficial en zona de sedimentación de tasa alta; (120-240) $\text{m}^3/(\text{d}.\text{m}^2)$.

Cargas superficial; (15-30) $\text{m}^3/(\text{d}.\text{m}^2)$.

Establecimiento de parámetros de diseño

Se dispone de 6 sedimentadores provistos cada uno de 7 módulos con placas inclinadas en su interior. De modo que tenemos las siguientes características de diseño.

Caudal medio de diseño (Q); 92400 m^3/d .

Ángulo de placas (θ); 60°.

Carga superficial (v_{sc}); 20 $\text{m}^3/(\text{m}^2\text{d})$.

Situación de lamelas por debajo del nivel del líquido de 0,4m.

Número de sedimentadores; 6.

Longitud de lamela (l); 1,2m.

Ancho de lamela (a); 2,4m.

Grosor lamela (e); 0,01m.

Separación entre placas (d); 0,06m.

Relación longitud/ancho de lamelas (l/b); 1,5.

El valor crítico para placas paralelas (Sc); 1.

Tiempo de retención en el sedimentador (tr_s); 220min.

6.6.3. Dimensionado sedimentador

Fijamos el número de sedimentadores por iteración de forma que se obtenga un sedimentador de proporciones razonables a lo que hay en el mercado.

Número de sedimentadores, $n_s=6$.

Caudal que circula por sedimentador:

$$Q_s = \frac{Q}{n_s} = \frac{92400}{6} = 15400 \frac{m^3}{d} \quad (60)$$

Q_s ; Caudal a tratar en cada sedimentador. (m^3/d).

n_s ; Número de sedimentadores.

Área de sedimentación inicial:

$$A' = \frac{Q_s}{v_{sc}} = \frac{15400}{20} = 770 m^2$$

El ancho del sedimentador se calcula con:

Ancho lamela, $a=2,4m$.

Número de celdas, $n_c=7$.

Número de celdas se ha fijado de acuerdo a las condiciones razonables de diseño.

$$a_s' = a \cdot n_c = 2,4 \cdot 7 = 16,8m \quad (61)$$

a_s' ; ancho del sedimentador. (m).

a ; ancho lamela. (m).

n_c ; número de celdas.

Dejando una separación de $m=15cm$ entre las placas para poder formar las celdas se obtiene un ancho de;

$$a_s = a_s' \cdot (n_s - 1) \cdot m = 16,8 \cdot (7 - 1) \cdot 0,15 = 17,7m \quad (62)$$

La longitud de los sedimentadores será:

$$l_s = \frac{A'}{a_s} = \frac{770}{17,7} = 43,50 m \quad (63)$$

Se opta por una longitud final de 43,6m

Área final del sedimentador será;

$$A = l_s \cdot a_s = 43,6 \cdot 17,7 = 771,72m^2 \quad (64)$$

El volumen del sedimentador es;

$$V = t_{rs} \cdot Q_s = 220 \cdot 10,69 = 2352,78m^3 \quad (65)$$

Por lo tanto la profundidad del agua es:

$$h_f = \frac{V}{A} = \frac{2352,78}{771,72} = 3,05m \quad (66)$$

Tomando como valor final de $h_f = 3,1m$.

La profundidad del tanque es igual a;

$$h_s = h_f + b_l + a_l = 3,1 + 0,3 + 0,5 = 3,9m \quad (67)$$

h_s ; Altura del sedimentador. (m).

h_f ; Profundidad del agua. (m).

b_l ; Borde libre. (m).

a_l ; Altura de lodos. (m).

Con base a estos datos se puede obtener la longitud relativa del sedimentador de tasa alta, en flujo laminar L ;

$$L = \frac{l}{d} = \frac{1,2}{0,06} = 20 \quad (68)$$

l ; Longitud lamela. (m).

d ; Separación entre placas. (m).

Área de sedimentación de tasa alta:

$$v_0 = \frac{v_{sc} \cdot (\sin \theta + L \cos \theta)}{S_c} \quad (69)$$

v_0 ; Velocidad promedio del fluido en el elemento de sedimentación de alta tasa. (m/s).

$$v_0 = \frac{Q}{A_s \cdot \sin \theta} \quad (70)$$

$$A_s = \frac{S_c \cdot Q_s}{v_{sc} \cdot \sin \theta \cdot (\sin \theta + L \cos \theta)} \quad (71)$$

$$A_s = \frac{1 \cdot 15400}{20 \cdot \sin 60 \cdot (\sin 60 + 20 \cos 60)} = 81,83 m^2$$

Ampliamos el área hasta los 82m².

Longitud de sedimentación acelerada

$$l_{ts} = \frac{A_s}{a \cdot nc} = \frac{82}{2,4 \cdot 7} = 4,88 m \quad (72)$$

Se adopta 5m como longitud de sedimentación acelerada al final de cada tanque de sedimentación existente.

Área de sedimentación de tasa alta

$$A_{ts} = a_s \cdot l_{ts} = 17,7 \cdot 5 = 88,5 m^2 \quad (73)$$

Velocidad promedio de flujo en el sedimentador;

$$v_0 = \frac{Q_s}{A_{ts} \cdot \sin \theta} = \frac{15400}{88,5 \cdot \sin 60} = 200,93 \frac{m}{d} = 2,33 \cdot 10^{-3} \frac{m}{s} \quad (74)$$

A continuación se comprueba si se trabaja con el número de Reynolds recomendado:

$$Re = \frac{v_0 \cdot d}{\mu} = \frac{2,33 \cdot 10^{-3} \cdot 0,06}{1,12 \cdot 10^{-6}} = 124,59 \quad (75)$$

Se cumple la condición fijada al inicio del Reynolds.

Número de placas por fila

$$N_f = \frac{l_{ts} \cdot \sin \theta + d}{d + e} = \frac{5 \cdot \sin 60 + 0,06}{0,06 + 0,01} = 62,72 \quad (76)$$

Se necesitara 63 placas por celda del sedimentador

Como se tiene 6 sedimentadores y cada sedimentador está formado por 7 celdas;

$$N_t = N_f \cdot n_s \cdot n_c = 63 \cdot 6 \cdot 7 = 2646 \text{ placas} \quad (77)$$

Se necesitarán en total 2646 placas.

Comprobaciones:

Tiempo de retención en la sedimentación de tasa alta:

$$t = \frac{l}{v_o} = \frac{1,2}{0,00233} = 516,00s = 8,60min \quad (78)$$

En los sedimentadores de tasa alta el régimen es laminar, de manera habitual se deja el primer cuarto de la longitud del tanque libre de elementos de sedimentación para permitir buenas condiciones de entrada al caudal.

Al principio existe una región de transición en la cual se pasa de un estado de ligera turbulencia a laminar. La longitud relativa L' para placas planas se calcula por la ecuación de Schulze:

$$L' = 0,013 \cdot Re = 0,013 \cdot 124,59 = 1,62m \quad (79)$$

Longitud relativa del sedimentador de tasa alta con flujo laminar, corregida en la longitud de transición.

$$L_c = L - L' = 20 - 1,62 = 18,38m \quad (80)$$

Recalculamos la carga superficial actual;

$$v_{sc}' = \frac{S_c \cdot v_o}{\sin \theta + L_c \cos \theta} = \frac{1 \cdot 200,93}{\sin 60 + 18,38 \cos 60} = 19,98 \frac{m}{d} \quad (81)$$

Carga superficial para el área de sedimentación de tasa alta

$$CS = \frac{Q_s}{as' \cdot l_{ts}} = \frac{15400}{16,8 \cdot 5} = 183,33 \quad (82)$$

Se cumple todos los requisitos fijados anteriormente.

Por otro lado, se produce la purga en forma de lodos procedentes de la decantación del agua bruta.

El caudal de purga se estima en un 7% del total de caudal de agua bruta, por lo tanto:

$$Q_p = Q \cdot 0,07 = 92400 \cdot 0,07 = 6468 \frac{m^3}{d} \quad (83)$$

Q; Caudal de agua bruta. (m³/d).

Q_p; Caudal de purga de los decantadores. (m³/d).

6.7. Diseño del equipo de filtración

Se va a llevar a cabo el diseño de filtros duales, el medio filtrante esta formado por una mezcla de arena y antracita, mientras que para el lecho se utilizará grava.

Bases de diseño

Velocidad de filtración (q); 180-480 m³/(d.m²).

Área máxima de cada unidad (As); 10-100m².

Número mínimo de unidades; 2.

Borde libre (h₁); 0,2-0,3m.

Capa de agua(h₂); 1,5-2m.

Altura del lecho (h₃); 1,20-1,40m.

Altura del drenaje (h₄);0,30-0,5m.

Parámetros

Velocidad de filtración; 225 m³/(d.m²).

Pérdida de carga inicial (filtro limpio); menor 0,5m.

Agua de lavado; 6% del agua filtrada.

Porosidad; 40%.

Tamaño partícula de antracita (d₁); 1,6mm.

Tamaño partícula de arena (d₂); 0,5mm.

Altura capa de antracita (h₁); 0,55m.

Altura capa de arena (h₂); 0,25m.

Altura capa de grava (h₃); 0,40m.

6.7.1. Dimensionado de los filtros

Para el cálculo del número de filtros se utiliza la expresión de Morril y Wallace [9]:

$$N = 0,044 \cdot \sqrt{Q} = 0,044 \cdot \sqrt{83160} = 12,69 \quad (84)$$

N; Número de filtros.

Q; Caudal de agua bruta a tratar. (m³/d).

Se obta finalmente por la instalación de 13 filtros.

Área total de filtración, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$A_F' = \frac{Q}{q} = \frac{83160}{225} = 369,60m^2 \quad (85)$$

q; velocidad de filtración, ($m^3/(d.m^2)$).

Área superficial para cada filtro:

$$A_S' = \frac{A_F}{N} = \frac{369,60}{113} = 28,43m^2 \quad (86)$$

Las dimensiones de cada filtro se fijan atendiendo a una relacion de mínimo costo que depende del número de filtros:

$$K = \frac{2N}{N+1} = \frac{2 \cdot 13}{13+1} = 1,86 \quad (87)$$

El largo (B) y el ancho (A) se calculan de la siguiente forma:

$$B = \sqrt{A_S \cdot K} = \sqrt{28,43 \cdot 1,86} = 7,27 m \quad (88)$$

Se toma como largo 8m.

$$A = \sqrt{\frac{A_S}{K}} = \sqrt{\frac{28,43}{1,86}} = 3,91 m \quad (89)$$

Se toma como ancho 4m.

El nuevo area de filtración será;

$$A_S = B \cdot A = 8 \cdot 4 = 32m^2 \quad (90)$$

Área total de filtración quedaría;

$$A_F = A_S \cdot N = 32 \cdot 13 = 416m^2 \quad (91)$$

Después se calcula la velocidad de filtración quedaría;

$$q = \frac{Q}{A_F} = \frac{83160}{416} = 199,90 \frac{m^3}{d.m^2} \quad (92)$$

Altura del lecho filtrante;

$$h = h_1 + h_2 + h_3 = 0,55 + 0,25 + 0,4 = 1,2 \quad (93)$$

h_1 ; Altura capa de antracita; (m).

h_2 ; Altura capa de arena; (m).

h_3 ; Altura capa de grava; (m).

Por último, se procede al calculo de la pérdida de carga para comprobar que se situa dentro de los limites establecidos.

Primero se determina el número de Reynolds;

Para la antracita;

$$Re_1 = \frac{q \cdot d_1}{\mu} = \frac{0,00231 \cdot 0,0016}{1,12 \cdot 10^{-6}} = 3,31 \quad (94)$$

Para la arena;

$$Re_2 = \frac{q \cdot d_2}{\mu} = \frac{0,00231 \cdot 0,0005}{1,12 \cdot 10^{-6}} = 1,03 \quad (95)$$

A continuación se calcula los coeficientes de arrastre:

Para la antracita:

$$C_{D1} = \frac{24}{Re_1} + \frac{3}{\sqrt{Re_1}} + 0,34 = \frac{24}{3,31} + \frac{3}{\sqrt{3,31}} + 0,34 = 9,25 \quad (96)$$

Para la arena:

$$C_{D2} = \frac{24}{Re_2} + \frac{3}{\sqrt{Re_2}} + 0,34 = \frac{24}{1,03} + \frac{3}{\sqrt{1,03}} + 0,34 = 26,53 \quad (97)$$

Las pérdidas de energía a través de las capas son:

Para la antracita:

$$p_1 = 1,067 \cdot C_{D1} \cdot \frac{1}{e^4} \cdot \frac{h_1}{d} \cdot \frac{q^2}{g}; \quad (98)$$

$$p_1 = 1,067 \cdot 9,25 \cdot \frac{1}{0,4^4} \cdot \frac{0,55}{0,0016} \cdot \frac{0,00231^2}{9,8} = 0,072$$

Para la arena:

$$p_2 = 1,067 \cdot C_{D2} \cdot \frac{1}{e^4} \cdot \frac{h_2}{d} \cdot \frac{q^2}{g}; \quad (99)$$

$$p_2 = 1,067 \cdot 26,53 \cdot \frac{1}{0,4^4} \cdot \frac{0,25}{0,0005} \cdot \frac{0,00231^2}{9,8} = 0,302$$

Por tanto la pérdida de carga en un lecho filtrante limpio:

$$p = p_1 + p_2 = 0,072 + 0,302 = 0,374m \quad (100)$$

Menor que 0,5m, por tanto, cumple la condición inicial.

Por otro lado:

El caudal de purga se estima en un 3% del total de caudal de agua bruta, por lo tanto:

$$Q_p = Q \cdot 0,03 = 92400 \cdot 0,03 = 2772 \frac{m^3}{d} \quad (101)$$

Q; Caudal de agua bruta. (m³/d).

Q_p; Caudal de purga de los filtros (m³/d).

6.8. Dosificación y almacenamiento de reactivos

En este apartado se realiza un resumen de los cálculos manejados para hallar las cantidades de reactivo a utilizar y el volumen de los tanques para almacenar dichos reactivos.

6.8.1. Preoxidación con permanganato de potasio

La dosis necesaria para llevar a cabo la preoxidación es de 1g de permanganato de potasio puro por cada m³ de agua a tratar.

La concentración de producto comercial de permanganato de potasio es del 99%:

$$D = \frac{D_h}{0,99} = \frac{1}{0,99} = 1,01 \frac{g}{m^3} \quad (102)$$

D; Dosis de solución permanganato de potasio. (g/m³).

D_h; Dosis de permanganato de potasio. (g/m³).

En primer lugar se calcula el flujo másico de solución de permanganato de potasio al 99%:

$$F_d = D \cdot Q = 1,01 \cdot 3850 = 3888,89 \frac{g}{h} = 3,89 \frac{kg}{h} \quad (103)$$

F_d; Flujo másico de permanganato de potasio. (kg/h).

Q; Caudal de agua a tratar. (m³/h).

Densidad del reactivo a 20 °C. ρ=2700 g/m³

Caudal de producto comercial de permanganato de potasio al 99% necesario:

$$Q_p = \frac{F_d}{\rho} = \frac{3,89}{2700} = 1,44 \cdot 10^{-3} \frac{m^3}{h} = 0,035 \frac{m^3}{d} \quad (104)$$

Q_p; Caudal de permanganato de potasio. (m³/d).

Almacenamiento de permanganato de potasio

El almacenamiento del permanganato de potasio debe tener en cuenta las necesidades que hay de este reactivo durante la preoxidación.

Autonomía prevista de 21 días;

$$V' = Q_p \cdot t_r = 0,035 \cdot 21 = 0,73m^3 \quad (105)$$

V'; Volumen estimado para almacenamiento permanganato de potasio. (m³).

Se dispone de un solo tanque, y se sobredimensiona:

$$V = V' \cdot 1,15 = 0,73 \cdot 1,15 = 0,83m^3 \quad (106)$$

V; Volumen estimado con sobredimensionamiento para almacenamiento permanganato de potasio. (m³).

VOLUMEN (lts.)	DIÁMETRO (mm)	ALTURA (mm)	ESPESOR (mm)	PESO (Kg)	PRECIO €
140	488	750	4	11	192
300	637	1.000	4	15	212
500	955	750	6	26	291
1.000	955	1.500	6	42	472
1.400	955	2.000	6	57	576
2.000	1.300	1.500	6	90	852
2.400	1.430	1.500	8	98	905
3.000	1.430	1.900	8	110	1.108
4.000	1.430	2.500	10	150	1.644
4.800	1.430	3.000	10/12	175	1.727
6.000	1.600	3.000	10/12	225	2.175
8.500	1.910	3.000	12	310	2.675
12.750	1.910	4.500	12/15	390	3.037
20.000	2.540	4.000	12/20	580	4.951

Figura 27. Catálogo del fabricante, tanque de PPH [46].

Por lo tanto, el volumen de cada tanque de almacenamiento será de 1 m³.

Las dimensiones del tanque serán:

Altura; hd=1,5m.

Diámetro; di=0,955m.

6.8.2. Preoxidación con hipoclorito de sodio

La dosis necesaria para llevar a cabo la preoxidación es de 2,5 mg de hipoclorito de sodio puro por cada litro de agua a tratar.

La concentración de producto comercial en hipoclorito de sodio al es del 15%:

$$D = \frac{D_h}{0,15} = \frac{2,5}{0,15} = 16,67 \frac{g}{m^3} \quad (107)$$

D; Dosis de solución hipoclorito de sodio. (g/m³).

D_h; Dosis de hipoclorito de sodio puro. (g/m³).

En primer lugar se calcula el flujo másico de solución de hipoclorito de sodio al 15% necesario:

$$F_d = D \cdot Q = 16,67 \cdot 3850 = 64166,67 \frac{g}{h} = 64,177 \frac{kg}{h} \quad (108)$$

F_d; Flujo másico de hipoclorito de sodio. (kg/h).

Q; Caudal de agua a tratar. (m³/h).

Densidad del reactivo a 20 °C. ρ=1250 g/m³.

Caudal de producto comercial de hipoclorito de sodio al 15% necesario:

$$Q_p = \frac{F_d}{\rho} = \frac{25,67}{1250} = 51,33 \cdot 10^{-3} \frac{m^3}{h} = 1,232 \frac{m^3}{d} \quad (109)$$

Q_p; Caudal de hipoclorito de sodio. (m³/d).

6.8.3. Coagulación con sulfato de aluminio

La dosis necesaria para llevar acabo la coagulación es de 25 mg de sulfato de aluminio puro por cada litro de agua a tratar.

La concentración de producto comercial en sulfato de aluminio es del 48,5%, por tanto:

$$D = \frac{D_h}{0,485} = \frac{25}{0,485} = 51,54 \frac{g}{m^3} \quad (110)$$

D; Dosis de solución de sulfato de aluminio. (g/m³).

D_h; Dosis de sulfato de aluminio puro. (g/m³).

En primer lugar se calcula el flujo másico de solución de sulfato de aluminio al 48,5% necesario:

$$F_d = D \cdot Q = 51,54 \cdot \frac{3850}{1000} = 198,45 \frac{kg}{h} \quad (111)$$

F_d; Flujo másico de sulfato de aluminio. (kg/h).

Q; Caudal de agua a tratar. (m³/h).

Densidad del reactivo a 20 °C. ρ=1320 g/m³.

Caudal de producto comercial de sulfato de aluminio al 48,5% necesario:

$$Q_p = \frac{F_d}{\rho} = \frac{198,45}{1320} = 0,15 \frac{m^3}{h} = 3,61 \frac{m^3}{d} \quad (112)$$

Q_p; Caudal de solución de sulfato de aluminio. (m³/d).

Almacenamiento de sulfato de aluminio

El almacenamiento de sulfato de aluminio debe tener en cuenta las necesidades que hay de este reactivo durante la coagulación.

Autonomía prevista de 14 días;

$$V' = Q_p \cdot t_r = 3,61 \cdot 14 = 50,52m^3 \quad (113)$$

V'; Volumen estimado para almacenamiento de sulfato de aluminio. (m³).

Se dispone de cinco tanques, por lo tanto:

$$V'_1 = \frac{V'}{n} = \frac{50,52}{5} = 10,10m^3 \quad (114)$$

V'₁; Volumen estimado para cada tanque. (m³).

n; Número de tanque necesarios

Sobredimensionamiento;

$$V = V' \cdot 1,15 = 10,10 \cdot 1,15 = 11,62m^3 \quad (115)$$

V; Volumen estimado con sobredimensionamiento para almacenamiento de sulfato de aluminio. (m³).

En el catálogo del fabricante, se puede encontrar un tanque de PPH que se ajuste a las necesidades [49]. Figura 27.

El volumen de cada tanque de almacenamiento será de 12,75 m³.

Por lo tanto, para el volumen calculado las dimensiones del tanque son:

Altura; hd=4,5m.

Diámetro; di=1,91m.

6.8.4. Floculación con almidón modificado catiónico

La dosis necesaria para llevar acabo la floculación es de 0,7 mg de almidón modificado puro por cada litro de agua a tratar.

El producto comercial de almidón modificado tiene un riqueza del 100% pero este se diluirá hasta el 2,5%;

$$D = \frac{D_h}{0,485} = \frac{0,7}{0,025} = 28 \frac{g}{m^3} \quad (116)$$

D; Dosis de solución de almidón modificado. (g/m³).

D_h; Dosis de almidón modificado puro. (g/m³).

En primer lugar se calcula el flujo másico de solución de almidón modificado al 2,5% necesario:

$$F_d = D \cdot Q = 28 \cdot \frac{3850}{1000} = 107,8 \frac{kg}{h} \quad (117)$$

F_d; Flujo másico de almidón modificado. (kg/h).

Q; Caudal de agua a tratar. (m³/h).

Densidad del reactivo a 20 °C. ρ=1000 g/m³.

Caudal de producto comercial de sulfato de aluminio al 48,5% necesario:

$$Q_p = \frac{F_d}{\rho} = \frac{107,8}{1000} = 0,11 \frac{m^3}{h} = 2,59 \frac{m^3}{d} \quad (118)$$

Q_p; Caudal de solución almidón modificado. (m³/d).

Almacenamiento de almidón modificado

El almacenamiento de almidón modificado debe tener en cuenta las necesidades que hay de este reactivo durante la floculación.

Autonomía prevista de 14 días;

$$V' = Q_p \cdot t_r = 2,59 \cdot 14 = 36,22m^3 \quad (119)$$

V'; Volumen estimado para almacenamiento de almidón modificado. (m³).

Se dispone de 5 tanques, por lo tanto:

$$V'_1 = \frac{V'}{n} = \frac{36,22}{5} = 7,24m^3 \quad (120)$$

V'₁; Volumen estimado para cada tanque. (m³).

n; Número de tanque necesarios

Sobredimensionamiento;

$$V = V' \cdot 1,15 = 7,24 \cdot 1,15 = 8,33m^3 \quad (121)$$

V; Volumen estimado con sobredimensionamiento para almacenamiento almidón modificado. (m³).

En el catálogo del fabricante, se puede encontrar un tanque de PPH que se ajuste a las necesidades [49]. Figura 27.

El volumen de cada tanque de almacenamiento será de 8,55 m³.

Por lo tanto, para el volumen calculado las dimensiones del tanque son:

Altura; hd=3m.

Diámetro; di=1,91m.

6.8.5. Desinfección final con hipoclorito de sodio

La dosis necesaria para llevar acabo la desinfección es de 1 mg de hipoclorito de sodio puro por cada litro de agua a tratar.

La concentración de producto comercial de hipoclorito de sodio al 15%, necesaria es:

$$D = \frac{D_h}{0,15} = \frac{1}{0,15} = 6,67 \frac{g}{m^3} \quad (122)$$

D; Dosis de solución hipoclorito de sodio. (g/m³).

D_h; Dosis de hipoclorito de sodio puro. (g/m³).

En primer lugar se calcula el flujo másico de solución de hipoclorito de sodio al 15% necesario:

$$F_d = D \cdot Q = 6,67 \cdot 3465 = 23100 \frac{g}{h} = 23,10 \frac{kg}{h} \quad (123)$$

F_d; Flujo másico de hipoclorito de sodio. (g/h).

Q; Caudal de agua tratada. (m³/h).

Densidad del reactivo a 20 °C. ρ=1250 g/m³.

Caudal de producto comercial de hipoclorito de sodio al 15% necesario:

$$Q_p = \frac{F_d}{\rho} = \frac{23,10}{1250} = 18,48 \cdot 10^{-3} \frac{m^3}{h} = 0,444 \frac{m^3}{d} \quad (124)$$

Q_p; Caudal de hipoclorito de sodio. (m³/d).

Almacenamiento del hipoclorito de sodio;

El almacenamiento del hipoclorito de sodio debe tener en cuenta las necesidades que hay de este reactivo tanto en la preoxidación como en la desinfección final.

Autonomía prevista de 14 días:

$$Q_p = Q_{p1} + Q_{p2} = 1,232 + 0,444 = 1,676 \frac{m^3}{d} \quad (125)$$

Q_p ; Caudal total de hipoclorito de sodio. (m^3/d).

Q_{p1} ; Caudal de hipoclorito de sodio usado en la preoxidación. (m^3/d).

Q_{p2} ; Caudal de hipoclorito de sodio usado en la desinfección. (m^3/d).

$$V' = Q_p \cdot t_r = 1,676 \cdot 14 = 23,46 m^3 \quad (126)$$

V' ; Volumen necesario para almacenamiento de hipoclorito de sodio. (m^3).

Se dispone de cinco tanques, por lo tanto:

$$V'_1 = \frac{V'}{n} = \frac{23,46}{5} = 4,69 m^3 \quad (127)$$

V'_1 ; Volumen estimado para cada tanque. (m^3).

n ; Número de tanque necesarios

Sobredimensionamiento;

$$V = V' \cdot 1,15 = 4,69 \cdot 1,15 = 5,39 m^3 \quad (128)$$

V ; Volumen estimado con sobredimensionamiento para almacenamiento de hipoclorito de sodio. (m^3).

En el catálogo del fabricante, se puede encontrar un tanque de PPH que se ajuste a las necesidades [49]. Figura 27.

El volumen de cada tanque de almacenamiento será de $6 m^3$.

Por lo tanto, para el volumen calculado las dimensiones del tanque son:

Altura; $h_d=3m$.

Diámetro; $d_i=1,6m$.

7. Caracterización de corrientes

7.1. Línea de agua y línea de fangos

Durante el tratamiento del agua destinada para consumo humano, coexisten sustancias en suspensión y algunas otras disueltas, además de los residuos de los coagulantes y otros reactivos químicos empleados en el proceso de potabilización. Tras el tratamiento del agua y de forma genérica en todas las ETAP queda un residuo compuesto por los siguientes componentes [50]:

- Arcilla, limo y arena de reducida granulometría.
- Residuos de la coagulación y/o floculación generados principalmente en el proceso de decantación y filtrado.
- Residuos de procesos de preoxidación y desinfección.
- Residuos de la eliminación de hierro, manganeso y del empleo de permanganato de potasio.

Para la realización del balance de materia se ha tenido que recurrir a aproximaciones de diferentes artículos [50] y [51] que pueden dar idea de las purgas que se realizan en esta ETAP.

Aproximadamente el 90% del caudal de agua bruta que se trata pasa a ser agua potable y el 10% restante son los fangos generados.

Los fangos generados proceden de la etapa de decantación que aporta un 70% y del lavado de los filtros que aporta el 30% restante.

Los valores de la siguiente tabla están expresados en m³/d.

Tabla 4. Caracterización de la línea de agua y línea de fangos.

Agua bruta	Agua potable	Purga	Decantación	Agua filtros
92400	83160	9240	6468	2772

De acuerdo con la Tabla 4 se comprueba que en un día el volumen de agua que entró en la ETAP fue 92400 m³/d de los que 83160 m³/d son de agua potable lista para consumo humano y 9240 m³/d se vertieron a la acequia existente en la ETAP, y que posteriormente se vierten al río Pisuerga.

7.2. Reactivos

A continuación se incorpora un breve resumen de los reactivos que usa la planta y en qué cantidades se emplean.

Preoxidación (R_1) (Permanganato de potasio más hipoclorito de sodio):

$$R_1 = 0,035 + 1,232 = 1,267 \frac{m^3}{d}$$

Coagulación (R_2) (Sulfato de aluminio):

$$R_2 = 3,608 \frac{m^3}{d}$$

Floculación (R_3) (Almidón modificado catiónico):

$$R_3 = 2,587 \frac{m^3}{d}$$

Desinfección final (R_4) (Hipoclorito de sodio):

$$R_4 = 0,493 \frac{m^3}{d}$$

Por lo tanto la suma de reactivos que se incorporan al agua bruta es:

$$R = R_1 + R_2 + R_3 + R_4 = 7,955 \frac{m^3}{d}$$

8. Costes de explotación

El objetivo será evaluar de manera general los gastos de explotación de la planta y cuanto sería el coste del 1m³ de agua tratado.

Para ello, se tomaran como referencia dos estudios, uno general válido para cualquier ETAP [38] y otro basado en los gastos de las ETAP de AQUAVALL [52].

Costes de personal

A continuación se muestra los gastos en personal que necesita la planta.

Se precisan 50 personas el salario medio por trabajador se estima en 1.600€/mes.

En la estimación económica se ha tenido en cuenta el convenio colectivo alcanzado por AQUAVALL [53].

Por tanto, gastos en personal 960.000€/año.

Servicio de apoyo formado por:

Centro operativo de clientes y centro de atención telefónica supone una inversión de 950.000€/año.

Costes de mantenimiento

Contadores y material hidráulico (Aprovisionamiento del material hidráulico, incluidos los contadores, para la realización de las labores de conservación, mantenimiento y explotación de las redes de abastecimiento de agua, alcantarillado y de las infraestructuras de tratamiento de aguas) 300.000€/año.

Recambio anual de arena y antracita

El precio estimado en el recambio de un filtro es de 45.000€/año.

Por lo tanto para 14 filtros supone un coste de 630.000€/año.

Otros costes

Suministro de energía eléctrica 600.000€/año.

Telefonía 80.000€/año.

Gestión de residuos 20.000€/año.

Laboratorio y analíticas 20.000€/año.

Recursos humanos 8.000€/año.

Asesoría informática 380.000€/año.

Asesoría económica, RRHH, jurídica y comercial 1.000.000€/año.

Costes reactivos

Hipoclorito de sodio: 150.000€/año.

Permanganato de potasio: 30.000€/año.

Sulfato de aluminio: 550.000€/año.

Almidón modificado: 250.000€/año.

Resumen gastos e ingresos

Gasto total anual: 4.700.000€/año.

Agua potable tratada al año: 29.200.000m³/año.

Coste de producción de 1m³ agua potable: 0,161€/m³.

En el siguiente documento [54] en el apartado A) se señalan las tarifas del servicio de abastecimiento de agua potable que proporciona AQUAVALL se puede comprobar que se sitúan por encima del coste de producción del agua potable, por lo tanto, si es un proceso rentable.

9. Conclusiones

La realización de este trabajo de fin de grado permite conocer en detalle cuales son los procesos que se llevan a cabo en una estación de tratamiento de agua potable y cuáles son los parámetros más importantes a la hora de dimensionar los equipos necesarios.

Los cálculos realizados se han hecho teniendo en cuenta unas bases de diseño como son la cantidad de agua necesaria a tratar y la calidad del agua bruta además se ha utilizado bibliografía contrastada para realizar el diseño.

En la cámara de mezcla rápida se adiciona permanganato de potasio e hipoclorito de sodio que permite la oxidación de la materia orgánica e inorgánica lo que posteriormente facilita su eliminación y realizan la desinfección del agua bruta de microorganismos patógenos. En este equipo se adiciona también sulfato de aluminio cuyo objetivo es desestabilizar las fuerzas que mantienen unidas las partículas coloidales. Los reactivos se deben distribuir en el tanque en el menor tiempo posible por lo que se dispondrán de una turbina Rushton con elevada velocidad de giro.

En el floculador tiene como propósito que las partículas desestabilizadas anteriormente se unan lentamente, para favorecer este proceso se usa como reactivo almidón modificado catiónico, además el tiempo de retención es mucho mayor que en el equipo anterior y los equipos de agitación están diseñados para que no sean agresivos con los flóculos formados y así no se rompan.

En el proceso de decantación se utiliza un sedimentador lamelar en este se desarrollan dos etapas simultáneamente, por un lado la sedimentación ideal provocará la precipitación de aquellas partículas que caen por la fuerza de su propio peso, por otro lado en las lamela se recogerán aquellas partículas floculentas de la suspensión que posteriormente sedimentan.

La etapa de filtración proporciona las condiciones de afinamiento finales del agua potable consiguiendo que esta sea clara y cristalina, remueve el material suspendido que no se ha conseguido eliminar en la sedimentación como son: flóculos, metales oxidados y microorganismos, para ello se utiliza un filtro de alta tasa formado por arena y antracita que son capaces de filtrar grandes cantidades de agua en tiempos relativamente rápidos.

En la desinfección final se vuelve a usar hipoclorito de sodio para eliminar los posibles agentes patógenos que puedan quedar y eliminar sabores y olores, la cantidad a emplear es mucho menor que en la preoxidación. Por otro lado, se asegura un nivel de cloro libre residual mínimo de 0,2 mg/l y máximo de 1,0 mg/l (se recomienda mantener niveles cercanos a 0,6 mg/l), valores especificados en el Real Decreto 865/2003 [15].

Líneas futuras

Aunque el objetivo del proyecto es conocer las bases de cálculo para el dimensionamiento de cualquier estación de tratamiento de agua potable de grandes dimensiones, se han tomados como parámetros de diseño las características propias que ofrece el agua del canal de Castilla, teniendo en cuenta esto y sabiendo que las potabilizadoras de Valladolid son muy antiguas (1886 ETAP San Isidro y 1955 ETAP Las Eras) y los equipos que allí se emplean se están quedando obsoletos, se pueden emplear los cálculos aquí expuestos como una aproximación para una futura renovación de la planta.

A partir del dimensionamiento aquí realizado se puede plantear la realización de un presupuesto completo con los costes de instalación o renovación de la planta que en este caso han quedado fuera del alcance de los objetivos del trabajo.

.

10. Bibliografía

- [1] “Agitación mecánica,” 2011.
<https://mollabs.com/pdf/agitacionmecanica.pdf> (accessed Mar. 20, 2020).
- [2] *Standard methods for the examination of water and wastewater*. 2012.
- [3] C. Sierra, *Calidad del agua: Evaluacion y diagnostico*. 2011.
- [4] República de Colombia, Ministerio de desarrollo económico, and Dirección de agua potable y saneamiento básico, “Sistemas de potabilización Título C,” *Reglam. técnico del Sect. agua potable y Saneam. básico RAS 2000*, 2000, [Online]. Available: <http://www.ingenieroambiental.com/4014/tituloccolombia.pdf>.
- [5] Y. Andía, “Tratamiento de agua coagulación y floculación,” *Sedapal*, 2000, [Online]. Available: http://www.sedapal.com.pe/c/document_library/get_file?uuid=2792d3e3-59b7-4b9e-ae55-56209841d9b8&groupId=10154.
- [6] V. Maldonado Yactayo, “Capítulo 9 Filtración,” [Online]. Available: <http://www.ingenieroambiental.com/4014/nueve.pdf>.
- [7] “El movimiento Browniano.”
<https://sites.google.com/site/estudiaconalberteinstein/el-movimiento-browniano> (accessed Jun. 29, 2020).
- [8] “Significado de Oxidación.” <https://www.significados.com/oxidacion/> (accessed May 17, 2020).
- [9] J. Romero, “Potabilización del agua,” *Esc. Colomb. Ing.*, 2008.
- [10] “Trihalometanos en el agua: ¿qué son?”
<https://aguaecosocial.com/trihalometanos-en-el-agua-que-son-los-thms/> (accessed Apr. 27, 2020).
- [11] F. B. Y. D. La Torre, “Los recursos hídricos en el mundo: cuantificación y distribución,” 2017, [Online]. Available: <https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=6115629>.
- [12] Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, “Capitulo 6 Agua,” *Inf. la situación del medio Ambient. en México*, 2015, [Online]. Available: <https://apps1.semarnat.gob.mx:445/dgeia/informe15/index.html>.
- [13] “El ciclo del agua.”
<http://movil.asturias.es/portal/site/medioambiente/menuitem.1340904a2df84e62fe47421ca6108a0c/?vgnextoid=fd6d14568ca49210VgnVCM10000097030a0aRCRD&vgnnextchannel=9c4e4a097eefb110VgnVCM1000006a01a8c0RCRD&i18n.http.lang=es> (accessed May 02, 2020).
- [14] Organización Mundial de La Salud, “Guías para la calidad del agua de consumo humano. Cuarta edición. Incorpora la primera adenda.,” *Organ. Mund. la Salud*, 2011, [Online]. Available:

- <https://apps.who.int/iris/bitstream/handle/10665/272403/9789243549958-spa.pdf?sequence=1&isAllowed=y>.
- [15] M. De Presidencia, “Real Decreto 140 / 2003 , de 7 de febrero , por el que se establecen los criterios sanitarios de la calidad del agua de consumo humano .,” 2003.
 - [16] Consejo de la Unión Europea, *Directiva 98/83/CE del Consejo*, vol. L 330. 1998.
 - [17] “earth.google.com.” <https://earth.google.com/web/@39.72482248,-4.71222321,278.12572359a,1520569.56705138d,35y,0.32747798h,0.65783082t,-Or> (accessed Jun. 24, 2020).
 - [18] “Clima promedio en Valladolid.” <https://es.weatherspark.com/y/35791/Clima-promedio-en-Valladolid-España-durante-todo-el-año> (accessed Jun. 05, 2020).
 - [19] “Informe de sostenibilidad.” <http://aquavall.es/informe-de-sostenibilidad-2018/> (accessed Jun. 10, 2020).
 - [20] *DIRECTIVAS 75/440/CEE Y 79/869/CEE RELATIVAS A LA CALIDAD Y MÉTODOS DE MEDICIÓN, FRECUENCIA DE LOS MUESTREOS Y DEL ANÁLISIS DE LAS AGUAS SUPERFICIALES DESTINADAS A LA PRODUCCIÓN DE AGUA POTABLE*. 1993.
 - [21] F. J. Pérez de la Cruz and M. A. Urrea Mallebrera, “Desinfección,” *Hilos Tensados*, 2019, doi: 10.1017/CB09781107415324.004.
 - [22] J. A. Orellana, “Tratamiento De Las Aguas,” *Ing. Sanit. UTN - FRRO*, 2016, [Online]. Available: https://www.frro.utn.edu.ar/repositorio/catedras/civil/ing_sanitaria/Ingenieria_Sanitaria_A4_Capitulo_06_Tratamiento_de_Aguas.pdf.
 - [23] F. Quirós, *Tratamiento de Desinfección del Agua Potable*. 2005.
 - [24] ROTH, “Ficha de datos de seguridad SECCIÓN 1 : Identificación de la sustancia o la mezcla y de la sociedad o la empresa,” *Roth*, 2019. https://www.carlroth.com/downloads/sdb/es/0/SDB_0183_ES_ES.pdf (accessed May 26, 2020).
 - [25] Gerdisa, “Ficha de datos de seguridad Hipoclorito de sodio 13%,” 2014. www.gerdisa.com (accessed Jun. 29, 2020).
 - [26] “Ficha de seguridad nº 810,” 2011. <https://www.ecosmep.com/cabecera/upload/fichas/7109.pdf> (accessed May 30, 2020).
 - [27] “Coagulación y floculación.” <https://es.slideshare.net/guillermo150782/coagulacion-y-floculacion> (accessed Jun. 05, 2020).
 - [28] J. N. Díaz Claros, “FANGOS DE ETAP.” <https://es.slideshare.net/70775601/coagulantes-floculantesorganicoselaboradosdeplantasydelreciclajedela chatarraparaeltratamientodeaguascontaminadas> (accessed Jul. 05, 2020).

- [29] L. M. Mora and H. E. Cortés, "DISEÑO DE UN SISTEMA COMPACTO DE POTABILIZACIÓN DE AGUA PARA CONSUMO HUMANO EN LA GRANJA LA FORTALEZA UBICADA EN EL MUNICIPIO DE MELGAR- TOLIMA," no. December, 2015, [Online]. Available: https://repository.unilibre.edu.co/bitstream/handle/10901/11285/INFORME_21.101.023.pdf?sequence=1&isAllowed=y.
- [30] A. Ordoñez, "Evaluación de un sedimentador de alta tasa con un modelo de dinámica de fluidos computacional (DFC)," 2015, [Online]. Available: http://repositorio.imta.mx/bitstream/handle/20.500.12013/1568/T_058.pdf?sequence=1&isAllowed=y.
- [31] M. A. Nuñez Camacho, "DEFINICIÓN DE OPCIONES DE MEJORA EN UNA PLANTA DE AGUA POTABLE." <https://docplayer.es/88020858-Universidad-central-del-ecuador-facultad-de-ingenieria-quimica-carrera-de-ingenieria-quimica.html> (accessed Jun. 25, 2020).
- [32] Joaquín Suárez, "Decantación lamelar," *Inditex*, 2013, [Online]. Available: <https://www.wateractionplan.com/documents/177327/558161/Decantación+lamelar.pdf/729e1bcb-8819-ae96-622d-643d919c4b75>.
- [33] D. Casero, "Abastecimiento y saneamiento urbano," *Esc. Negocios*, vol. 3ra Edición, 2007.
- [34] "Filtración a presión constante," 2018. <https://www.studocu.com/bo/document/universidad-mayor-de-san-simon/recursos-humanos/resumenes/filtracion-a-presion-constante/2316108/view> (accessed May 14, 2020).
- [35] "Filtración." <http://www.elaguapotable.com/filtracion.htm> (accessed May 14, 2020).
- [36] D. Segura Pérez, "Proyecto de planta potabilizadora para agua potable en Cidade Velha," 2012, [Online]. Available: <https://ingemecanica.com/proyectos/objetos/proyecto11.pdf>.
- [37] Comisión Nacional del Agua, *Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento. Diseño de plantas potabilizadoras tipo de tecnología simplificada*. 2007.
- [38] J. M. Román Cabrerizo, "Diseño e implantación de una estación de tratamiento de agua potable (E.T.A.P.)," 2015, [Online]. Available: <http://rodin.uca.es:80/xmlui/handle/10498/17766>.
- [39] "Dessinfección del cloro." <https://www.hannainst.es/blog/783/desinfeccion-del-cloro> (accessed Jun. 14, 2020).
- [40] VAM INDUSTRY, "Tuberías, válvulas y accesorios," 2016. https://ddd.uab.cat/pub/tfg/2016/148700/TFG_VamIndustry_v04.pdf (accessed Apr. 03, 2020).
- [41] M. A. Monge Redondo, "Algunas observaciones a las instalaciones con

- equipos de bombeo.” <https://www.iagua.es/blogs/miguel-angel-monge-redondo/algunas-observaciones-instalaciones-equipos-bombeo> (accessed Apr. 21, 2020).
- [42] M. Gonzalez, “Diagrama de moody.” <https://fisica.laguia2000.com/complementos-matematicos/diagrama-de-moody> (accessed Apr. 21, 2020).
- [43] “¿Qué es la NPSH, y cómo se calcula?” <https://herramientasdeingenieros.com/que-es-la-npsh-y-como-se-calcula/> (accessed Apr. 22, 2020).
- [44] Hidrostral, “Bomba centrifuga,” 2015. <http://www.hidrostral.com.pe/pdf/catalogos/L1/CATALOGO LINEA-1 EjeLibre2858.pdf> (accessed Apr. 23, 2020).
- [45] K. Barbara, “Curvas de potencia para distintos tipos de agitadores.” <https://slideplayer.com.br/slide/330929/> (accessed May 17, 2020).
- [46] E. W. Steel and T. J. Mcghee, *Water Supply and Sewerage*. 1960.
- [47] “Capitulo 6 Sedimentadores de alta tasa.” <http://tesis.uson.mx/digital/tesis/docs/911/Capitulo6.pdf> (accessed Jun. 19, 2020).
- [48] A. D. Rodríguez Chavarro, “Diseño de una planta de tratamiento de agua potable de 2 lts/s para una poblacion de 750 habitantes,” *Univ. Mil. Nueva Granada*, 2014, [Online]. Available: https://archivosdiversos.weebly.com/uploads/2/1/7/6/21760126/chavarro-rodriguez-daniel2014_diseño_ptap.pdf.
- [49] “DEPÓSITOS AIQSA tipo ‘ A-PP ’ en POLIPROPILENO PPH,” 2013. http://www.aiqsa.com/productos/produccion/docum/AIQSA_A-PP.pdf (accessed Jul. 09, 2020).
- [50] F. Ramírez, “Lodos producidos en el tratamiento del agua potable,” *Técnica Ind.*, 2008.
- [51] R. Álvarez, “Análisis del tratamiento de lodos en la Etap ‘Rio Iregua’ de Logroño.” 2012, [Online]. Available: <http://www.elaguapotable.com/ANÁLISIS DEL TRATAMIENTO DE LODOS EN LA ETAP.pdf>.
- [52] “Memoria justificativa jurídica, social y económico- financiera para la determinación de la forma más sostenible y eficiente de gestión del ciclo integral del agua en Valladolid,” 2016. <http://aquavall.es/wp-content/uploads/2017/06/MEMORIA-APROBACIÓN-EPELY-ASESORAMIENTOS-RECIBIDOS.pdf> (accessed Jul. 15, 2020).
- [53] “Convenio Colectivo de Aquavall para los años 2017 a 2019,” 2019. <https://castillayleon.fsc.ccoo.es/1a17376606bac3de56eeb9de3e3871d5000050.pdf> (accessed Jul. 16, 2020).
- [54] Aquavall, “Supply Service Fees 2017,” 2017. http://aquavall.es/wp-content/uploads/2017/06/tarifas_agua_2017.pdf (accessed Jul. 16, 2020).

