



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ZARAGOZA
CAMPUS II**

**PROPUESTA PARA EL TRATAMIENTO
DE LAS AGUAS RESIDUALES DE UNA
LOCALIDAD PEQUEÑA (SAN JOSÉ
ITURBIDE, GTO.)**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE

INGENIERO QUÍMICO

P R E S E N T A :

CABEZA DE VACA INCLÁN FRANCISCO ALBAR

ASESOR: GONZALO RAFAEL COELLO GARCÍA

MÉXICO, D. F. NOVIEMBRE 2008



**UNIDAD EN LA DIVERSIDAD:
ZARAGOZA FRENTE AL SIGLO XXI**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

AGRADECIMIENTOS Y DEDICATORIAS.

*Podemos deshacernos de los movimientos estereotípicos y de
las viejas asociaciones trilladas del sonido y el sentido.
Podemos romper con esos conductos y canales artificiales
a través de los cuales queremos forzar nuestro enunciado.
Podemos romper el cuello tieso del hábito (...).
Pero no podemos prescribir de forma positiva ningún movimiento.*

D. H. Lawrence

Muchísimas gracias a mi esposa Elizabeth, quien no solo ha sido mi compañera, amiga e impulsora de la presente tesis, sino una de las mejores personas que he conocido y un ejemplo a seguir a lo largo de mi vida.

Le doy las gracias al Maestro Rafael Coello, por apoyarme y sobre todo por brindarme su tiempo en el desarrollo de la tesis.

Gracias a la Maestra Martha Ortiz Rojas por brindarme su amistad, su tiempo, comprensión y apoyo desmedido.

ÍNDICE

Resumen	<u>1</u>
Introducción	<u>2</u>
Objetivo	<u>6</u>
Alcances	<u>6</u>
Justificación	<u>6</u>
Capítulo 1. Recopilación de datos básicos	
1. Generalidades	<u>9</u>
1.1 Datos generales de la ciudad y municipio de San José Iturbide	<u>9</u>
1.1.1 Localización de la ciudad	<u>10</u>
1.2 Orografía del municipio	<u>10</u>
1.3 Hidrografía del municipio	<u>10</u>
1.4 Clima del municipio	<u>11</u>
1.5 Temperatura del municipio	<u>11</u>
1.6 Precipitación pluvial del municipio	<u>11</u>
1.7 Clasificación y uso del suelo a nivel municipal	<u>12</u>
1.8 Población actual y futura	<u>13</u>
1.9 Actividades económicas	<u>16</u>
1.10 Infraestructura y servicios de agua potable y alcantarillado	<u>16</u>
1.10.1 Abastecimiento de agua potable	<u>16</u>
1.10.2 Servicios de agua potable y drenaje	<u>16</u>
1.10.2.1 Descargas de aguas residuales	<u>17</u>
1.10.2.2 Aprovechamiento de las aguas residuales	<u>17</u>
Capítulo 2. Tratamiento de aguas residuales	
2. Introducción	<u>19</u>
2.1 Tratamientos para la eliminación de materia en suspensión	<u>19</u>
2.1.1 Desbaste	<u>20</u>
2.1.2 Sedimentación	<u>20</u>
2.1.3 Filtración	<u>21</u>
2.1.4 Flotación	<u>22</u>
2.1.5 Coagulación-Floculación	<u>23</u>
2.2 Tratamientos para la eliminación de materia disuelta	<u>25</u>
2.2.1 Precipitación	<u>25</u>
2.2.2 Procesos Electroquímicos	<u>25</u>
2.2.3 Intercambio Iónico	<u>26</u>
2.2.4 Adsorción	<u>27</u>
2.2.5 Desinfección	<u>29</u>
2.3 Tratamientos biológicos	<u>30</u>
2.3.1 Procesos biológicos aerobios	<u>31</u>
2.3.1.1 Lodos activados: Proceso básico	<u>31</u>
2.3.1.2 Lodos activados: Modificaciones del proceso básico	<u>32</u>

2.3.1.3	Procesos aerobios con biomasa soportada	<u>33</u>
2.3.2	Procesos biológicos anaerobios	<u>34</u>
2.3.2.1	Condiciones de operación	<u>36</u>
2.3.2.2	Reactores utilizados	<u>37</u>

Capítulo 3. Caracterización del efluente

3.	Caracterización del efluente	<u>42</u>
3.1	Objetivos del tratamiento	<u>42</u>
3.2	Caracterización de caudales	<u>43</u>
3.2.1	Lecturas y medición	<u>43</u>
3.2.2	Procedimiento e instrumentación para la toma de lecturas	<u>43</u>
3.2.3	Duración de la medición en campo de caudales	<u>43</u>
3.2.4	Determinación de caudales de diseño	<u>43</u>
3.2.4.1	Caudales diarios	<u>43</u>
3.2.4.2	Volúmenes acumulados	<u>45</u>
3.2.4.3	Análisis estadístico para determinar caudal de diseño	<u>48</u>
3.3	Caracterización de contenidos y concentraciones de parámetros físicoquímicos	<u>50</u>
3.3.1	Toma de muestras	<u>50</u>
3.3.2	Comportamiento de los principales parámetros físicoquímicos	<u>50</u>
3.3.2.1	Sólidos sedimentables	<u>54</u>
3.3.2.2	Sólidos totales	<u>54</u>
3.3.2.3	Sólidos suspendidos	<u>55</u>
3.3.2.4	Sólidos disueltos	<u>55</u>
3.3.2.5	DQO/DBO	<u>56</u>
3.3.2.6	pH	<u>56</u>
3.3.2.7	Nitrógeno	<u>57</u>
3.3.2.8	Fósforo	<u>57</u>
3.3.2.9	Metales (cádmio, cobre, cromo, mercurio, níquel, plomo y zinc)	<u>58</u>
3.3.2.10	Grasas y aceites	<u>59</u>
3.3.2.11	Conductividad eléctrica	<u>59</u>
3.3.2.12	Diferencial de temperatura entre el agua y el ambiente	<u>60</u>

Capítulo 4. Diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales

4.	Resumen descriptivo	<u>62</u>
4.1	Tratamiento primario del agua	<u>63</u>
4.2	Tratamiento secundario del agua	<u>63</u>
4.3	Tren de tratamiento de lodos	<u>64</u>
4.4	Elección del tren de tratamiento	<u>64</u>
4.5	Diseño del tratamiento primario del agua	<u>66</u>
4.5.1	Canal de entrada (CE-01)	<u>66</u>
4.5.2	Rejas para cribado y su canal de acercamiento (RCG-01)	<u>67</u>
4.5.3	Rejillas para cribado fino (RCF-01)	<u>70</u>
4.5.4	Desarenador (DA-01)	<u>73</u>

4.5.5	Canal Parshall (CP-01)	<u>75</u>
4.5.6	Cárcamo de bombeo de aguas crudas (CAC-01)	<u>76</u>
4.5.7	Sedimentador primario (SP-01)	<u>78</u>
4.6	Diseño del tratamiento secundario del agua	<u>82</u>
4.6.1	Filtro percolador (FP-01)	<u>82</u>
4.6.2	Cárcamo de bombeo de recirculación (CAR-01)	<u>86</u>
4.6.3	Sedimentador secundario (SP-01)	<u>89</u>
4.7	Diseño del tren de desinfección	<u>91</u>
4.7.1	Tanque de cloración (TC-01)	<u>91</u>
4.8	Diseño del tren de tratamiento de lodos	<u>93</u>
4.8.1	Cárcamo de bombeo de lodos (CL-01)	<u>93</u>
4.8.2	Espesador de lodos (EL-01)	<u>95</u>
4.8.3	Digestor anaeróbico de lodos (DA-01)	<u>98</u>
4.8.4	Lechos de secado (ES-01/12)	<u>101</u>
Capítulo 5. Equipamiento mecánico		
5.1	Equipamiento mecánico en el cárcamo de bombeo	<u>104</u>
5.1.1	Alcances	<u>104</u>
5.1.2	Bomba	<u>104</u>
5.1.3	Motor eléctrico	<u>111</u>
5.1.4	Pruebas	<u>113</u>
5.2	Distribuidor del filtro rociador	<u>121</u>
5.2.1	Tornamesa	<u>121</u>
5.2.2	Distribuidores	<u>121</u>
5.2.3	Boquillas	<u>121</u>
5.3	Sedimentador secundario	<u>121</u>
Conclusiones		<u>125</u>
Planos		<u>128</u>
Bibliografía		<u>131</u>

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Ubicación geográfica del Municipio de S.J.I.	<u>9</u>
Figura 1.2 Ubicación de la cabecera y vías de comunicación del Municipio de S.J.I.	<u>10</u>
Figura 1.3 Población Total	<u>13</u>
Figura 2.1 Proceso de lodos activados	<u>31</u>
Figura 2.2 Proceso biológico de contacto-estabilización	<u>32</u>
Figura 2.3 Diagrama de operación típico de un filtro percolador	<u>34</u>
Figura 2.4 Esquema de la ruta de degradación anaerobia	<u>36</u>
Figura 2.5 Reactor anaerobio de contacto	<u>38</u>
Figura 2.6 Reactor UASB	<u>39</u>
Figura 2.7 Reactor anaerobio de lecho fluidizado	<u>40</u>
Figura 3.1 Variación de caudal durante la semana del 30 de Oct. al 6 de Nov. del 2002	<u>46</u>
Figura 3.2 Curva de caudal acumulado durante la semana del 30 de Oct. al 6 de Nov. del 2002	<u>47</u>
Figuras 3.3 a 3.9 Curvas de volúmenes acumulados diarios durante la semana del 30 de Oct. al 6 de Nov.	<u>50</u>
Figura 3.10 Histograma de ocurrencia de caudales totales durante la semana del 30 de Oct. al 6 de Nov.	<u>51</u>
Figura 3.11 Curva de valores acumulados de caudales totales durante la semana del 30 de Oct. al 6 de Nov. del 2002	<u>51</u>
Figura 3.12 Probabilidad de ocurrencia de caudales totales	<u>52</u>
Figura 3.13 Variación de la concentración de sólidos sedimentables	<u>56</u>
Figura 3.14 Variación del gasto másico de sólidos totales	<u>57</u>
Figura 3.15 Variación del gasto másico de sólidos totales	<u>57</u>
Figura 3.16 Variación del gasto másico de sólidos disueltos	<u>58</u>
Figura 3.17 Variación del gasto másico de DBO y DQO	<u>59</u>
Figura 3.18 Variación del pH	<u>60</u>
Figura 3.19 Variación del gasto másico de Nitrógeno	<u>60</u>
Figura 3.20 Variación del gasto másico de fosfatos	<u>61</u>
Figura 3.21 Variación de la concentración de metales	<u>62</u>
Figura 3.22 Variación de la concentración de grasas y aceites	<u>63</u>
Figura 3.23 Diferencial de T para el agua y el aire ambiente	<u>64</u>
Figura 4.1 Localización de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de S.J.I.	<u>66</u>
Figura 4.2 Arreglo escogido del filtro	<u>70</u>

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1 a y b. Temperaturas media anual y mensual	<u>11</u>
Tabla 1.2 a y b. Precipitación total anual y mensual	<u>12</u>
Tabla 1.3, Tipos de suelo	<u>12</u>
Tabla 1.4 Población en el Municipio 1950-2000	<u>13</u>
Tabla 1.5 Datos censales de la Cd. de San José Iturbide	<u>14</u>
Tabla 1.6 Proyección de la población	<u>15</u>
Tabla 1.7 Servicios de agua y drenaje	<u>16</u>
Tabla 2.1 Poder coagulante relativo de distintos reactivos	<u>24</u>
Tabla 2.2 Características de algunos reactivos coagulantes	<u>24</u>
Tabla 2.3 Propiedades de típicas resinas ácidas	<u>27</u>
Tabla 2.4 Parámetros de operación típicos en procesos de Lodos activados	<u>33</u>
Tabla 2.5 Condiciones de operación para distintos reactores anaerobios	<u>40</u>
Tabla 3.1 Volúmenes acumulados diarios del 30 de Oct. al 6 de Nov. 2002	<u>48</u>
Tabla 3.2 Tabla resumen de caudales del 30 de Oct. al 6 de Nov. 2002	<u>53</u>
Tabla 3.3 Valores de parámetros fisicoquímicos de las muestras compuestas y de las NOM's	<u>54</u>
Tabla 3.4 Gastos máxicos diarios, promedios, mínimos y máxicos del agua residual	<u>55</u>
Tabla 4.1 N y P necesarios para remover DQO, según proceso	<u>69</u>
Tabla 4.2 Ventajas y desventajas de filtros percoladores. Adaptado de Von Sperling, 1996	<u>70</u>



RESUMEN

Se llevo a cabo un estudio y análisis de las aguas residuales del Municipio de San José Iturbide, así como de diferentes tratamientos de aguas residuales con la finalidad de encontrar el más factible y ser propuesto para mejorar la calidad del agua para su reutilización en la agricultura y con ello disminuir la demanda de agua de este sector. Esto se realizo con ***el objetivo de generar las condiciones y los medios que proporcionen la base para la conservación y el uso racional de un bien escaso en la zona, así como evitar la degradación del medio ambiente.***

En el capítulo 3 se realizó un análisis estadístico de los contaminantes presentes en las aguas residuales de San José Iturbide y los valores promedio obtenidos fueron comparados con los valores de los contaminantes enunciados en la NOM-001-SEMARNAT-1996.

Para ayudar al desarrollo económico de esta zona y evitar el impacto ambiental en el Municipio en el capítulo 4 se diseño una planta de tratamiento de aguas residuales que reducirían los contaminantes causantes de las alteraciones ambientales que se deben a la descarga de aguas residuales sin tratamiento alguno. Además esta planta cuenta con un tren de tratamiento de lodos que producirían biosólidos que se podrían utilizar como mejoradores de suelos como lo indica la NOM-004-SEMARNAT-2002.

El tamaño y diseño de la planta permiten realizar un escalamiento de la misma para cumplir con los aumentos de caudal previsibles en los próximos años, y aunque abarque un terreno mayor (por el proceso usado para la estabilización de los lodos, principalmente) que plantas basadas en otro tipo de procesos, su arreglo permite un ahorro considerable, pues la tecnología usada en el tratamiento no necesita de aditivos químicos, ni de un uso extensivo de energía eléctrica.

Los datos utilizados en esta tesis, se obtuvieron de diferentes documentos y trabajos realizados por instituciones educativas como de gobierno (*UNAM, INEGI, INSTITUTO NACIONAL DE ECOLOGÍA y SECRETARIA DEL MEDIO AMBIENTE Y RECURSOS NATURALES, COMISIÓN NACIONAL DEL AGUA*).





INTRODUCCIÓN

Uno de los mayores conflictos originados por la ocupación del territorio, la masiva explotación de los recursos naturales y la industrialización, ha sido el surgimiento de la contaminación que afecta a cursos y cuerpos de agua. Este azote ya ha adquirido proporciones críticas, no sólo en y aguas abajo de grandes zonas urbanas, si no que inclusive en lugares alejados y de difícil acceso. La contaminación del agua es originada hasta la fecha por actividades humanas formal o informalmente establecidas, con actitudes productivas honestas o deshonestas, y a veces con un accionar destructivo que se origina por actitudes que van desde la ignorancia y la ingenuidad hasta la perversidad.

La escasez de los recursos hídricos es cada vez más patente, como es el caso de México. La extracción de agua subterránea ha sido la práctica más habitual de obtención de agua. Sin embargo, la sobreexplotación de los recursos, ha hecho necesario el uso de otros métodos alternativos de obtención de agua, con el fin de gestionar de manera eficiente e integral los recursos hídricos.

Debido a la escasez de fuentes de agua potable en el país, se decidió para el desarrollo de la presente tesis tomar un municipio que no contara con una planta de tratamiento de aguas residuales, el cuál fue el Municipio de San José Iturbide, tomando en cuenta que el municipio cuenta con un parque industrial de primer nivel, que tiene una demanda creciente de agua, ha sido hasta el momento absorbida por las fuentes primarias de abastecimiento. El agua tratada de la planta sería una alternativa barata y confiable de agua apta para diversos usos, y con un tratamiento más riguroso podría incluso ser usada para fines de proceso, por lo que esta opción sería la más viable para recuperar la inversión inicial, o por lo menos de sufragar los gastos de operación.

El municipio tiene además una industria agrícola con requerimientos crecientes de agua, y a los niveles de explotación actual del agua disponible, se plantea un conflicto entre las necesidades de agua para riego y aquella destinada a las localidades más pobladas del municipio, siendo la Ciudad de San José Iturbide la más grande.

Y tomado en cuenta que México es el país que probablemente más práctica la reutilización de las aguas servidas para el riego (Coria Jofré y otros, 1998). Un buen ejemplo es la Ciudad de México cuya aguas servidas se depositan en la cuenca del río Tula. El vertimiento de las aguas residuales dio origen a su utilización para el riego en la cuenca, originalmente semiárida Valle del Mezquital (México/Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología, sin fecha).

Otro beneficio que presentaría la planta de tratamiento al municipio sería el acogerse a los beneficios promulgados por el gobierno federal en el **“Decreto por el que se condonan y eximen contribuciones y accesorios en materia de derechos por uso o aprovechamiento de bienes del dominio público de la Nación como cuerpos receptores**



de las descargas de aguas residuales a cargo de los municipios, entidades federativas, Distrito Federal, organismos operadores o comisiones estatales responsables directos de la prestación del servicio de agua potable, alcantarillado y tratamiento de aguas residuales” el cual es la herramienta con la que el Gobierno Federal, a través de la Comisión Nacional del Agua, pretende incentivar a las entidades mencionadas a tratar sus aguas residuales. En este edicto se prevén beneficios y apoyos para aquellos municipios con una población de más de 20,000 habitantes que emprendan acciones de saneamiento de sus fuentes de agua y que hagan un reúso racional de la misma.

El ayuntamiento podría planear un esquema de manejo integral de los desechos municipales líquidos y sólidos, del cual una planta de tratamiento de agua residual para la cabecera municipal sería la primera etapa, puesto que es allí donde se espera se concentre más la población.

Si bien la población total de la ciudad de San José Iturbide a la fecha es menor a 20,000 habitantes (17800 hab. aprox.), el municipio sí tiene la población suficiente para entrar a este plan del gobierno federal, y dado el carácter de beneficio social y la duración aproximada de la vida útil de la planta de tratamiento de aguas residuales municipales (20 años de vida útil), y los incentivos económicos puestos a disposición de los municipios por el gobierno federal, una obra de este tipo está más que justificada en las presentes circunstancias.

Dado que purificar el agua hasta llegar a límites aceptables para uso doméstico involucraría una inversión más grande, el mejor esquema de tratamiento sería llevar esta agua residual a niveles de contaminación que le permitan ser usada para riego agrícola, o a un nivel aceptable para la industria local, como se mencionó anteriormente, y además lograr una estabilización de los lodos producto de este tratamiento, hasta niveles de contenido de patógenos que permitan su uso como fertilizante.

El costo del agua potable en San José Iturbide es de \$7.6638 (según tabulador) por metro cúbico, por lo que el costo por metro cúbico de agua tratada, deberá ser considerablemente menor para poder competir en el mercado local. Por esto, la necesidad de inversión inicial y los costos de mantenimiento y operación de la planta deberán ser mínimos, pudiendo no ser el uso de terreno una variable limitante crítica.

El presente trabajo es la respuesta a las necesidades anteriormente mencionadas. La planta descrita en este documento cuenta con características de sustentabilidad en el manejo de recursos y espacio, y necesita de insumos externos mínimos.

El tamaño y diseño de la planta permiten realizar un escalamiento de la misma para cumplir con los aumentos de caudal previsibles en los próximos años, y aunque abarque un terreno mayor (por el proceso usado para la estabilización de los lodos, principalmente) que plantas



basadas en otro tipo de procesos, su arreglo permite un ahorro considerable, pues la tecnología usada en el tratamiento no necesita de aditivos químicos, ni de un uso extensivo de energía eléctrica.

La planta de tratamiento incluirá una línea de tratamiento de agua y otra de lodos, tales que aseguren que los contaminantes presentes en las descargas se encuentren dentro de los límites máximos permisibles establecidos por la Ley Federal de Derechos y las Normas Oficiales Mexicanas NOM-001-SEMARNAT-1996 y NOM-004-SEMARNAT-2002.

Toda vez que no se han proporcionado datos respecto al contenido de Coliformes Fecales ni de ningún otro patógeno, la remoción de éstos se hará, tanto para la línea de agua como para la de lodos, con procesos que aseguren la salud de los operarios de la planta y de los habitantes del municipio en general.

La planta tratará los caudales de agua residual captados actualmente por el sistema de drenajes de la entidad, más un excedente equivalente al caudal a incorporarse a este sistema en los próximos 5 años. Las características del tren de tratamiento de agua permitirán, una vez pasado este lapso de tiempo, reconfigurar el sistema para dar tratamiento al caudal producido en los siguientes 5 años. Es entonces que la planta podrá satisfacer las necesidades de tratamiento de la cabecera municipal los siguientes 10 años, tiempo en el cual se espera se cuente con los recursos suficientes para añadir un tren con las mismas características básicas en el terreno alledaño al emplazamiento proyectado de la planta.



OBJETIVOS Y JUSTIFICACIÓN





OBJETIVO

Integrar una línea de tratamiento de agua y otra de lodos, tales que aseguren que los contaminantes presentes en las descargas se encuentren dentro de los límites máximos permisibles establecidos por la Ley Federal de Derechos y la Norma Oficial Mexicana NOM-001-SEMARNAT-1996, para el Municipio de San José Iturbide, Guanajuato.

Los valores objetivo de la demanda bioquímica de oxígeno y de sólidos suspendidos totales en el agua efluente son de 30 mg/l para ambos (efluente 30–30), y para el lodo residual se espera que cumpla con los requerimientos de nivel máximo de patógenos y mínimo de nutrientes para poder ser usado como mejorador de suelos agrícolas.

ALCANCES

La tesis comprenderá el desarrollo de la ingeniería básica y de la ingeniería de detalle de los equipos principales, auxiliares y dimensionamiento de los trenes de tratamiento de agua y lodos, para el caso de localidades pequeñas.

El presente documento consta de la introducción, un resumen descriptivo, los antecedentes, la sección de manejo estadístico de datos obtenidos, la memoria de cálculo de los equipos e instalaciones principales y los planos básicos generados, para el tratamiento de las aguas residuales del Municipio de San José Iturbide, Guanajuato.

JUSTIFICACIÓN

Las aguas residuales municipales, también llamadas aguas negras, son una mezcla compleja entre agua (aproximadamente 99%) y contaminantes orgánicos e inorgánicos, tanto en suspensión como disueltos. Además de presentar variación en la concentración de los contaminantes, estas aguas también presentan variaciones en los caudales generados día a día.

El Gobierno Federal a través de la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) ha condicionado a la presentación y cumplimiento de un programa de acciones para el tratamiento de aguas residuales y el tratamiento y disposición de lodos; el monto (o alguna parte, según sea el caso) para la construcción de las instalaciones será aportado por la federación en un firme propósito de contribuir a la viabilidad financiera de los municipios y en general, con los organismos operadores de agua de las localidades. Con lo anterior el municipio o el prestador de servicio se verá obligado a regresar el monto del financiamiento en un plazo de amortización pactado por ambas partes.

La alternativa que tiene el municipio de San José Iturbide para la obtención de recursos financieros y solventar el crédito, es vender el agua tratada a las industrias establecidas dentro de la localidad, concretamente el parque industrial opción “Los Nogales”. Actualmente en San José Iturbide el costo de agua potable es de \$7.6638 por metro cúbico,



por lo que el costo por metro cúbico de agua tratada, deberá ser menor, y así le resulte atractivo a las industrias, y opten por utilizar el efluente de la planta de tratamiento, y así la inversión pueda recuperarse. Para lograr esto, los recursos se deben optimizar, y de esta manera producir el efluente requerido para este fin.



CAPÍTULO 1

RECOPIACIÓN DE DATOS BÁSICOS.





1. GENERALIDADES

1.1 Datos generales de la ciudad y municipio de San José Iturbide

La ciudad de San José Iturbide es la cabecera del municipio homónimo, el número 32 del estado de Guanajuato, del cual representa 1.76% de la superficie estatal, es decir 534.11 km². Este municipio tiene las siguientes coordenadas geográficas: Norte 21°7', Sur 20°53', Este 100°14', y al Oeste 100°32' de longitud.



Figura 1.1 Ubicación geográfica del Municipio de S.J.I.

Colinda al Norte con los municipios de San Luis de la Paz y Dr. Mora; al Este con el municipio de Tierra Blanca y el estado de Querétaro; al Sur con el estado de Querétaro y el municipio de San Miguel de Allende; al Oeste con los municipios de San Miguel de Allende y de San Luis de Paz. Las localidades principales son el propio San José Iturbide, El Capulín, Ojo de Agua, San Sebastián del Salitre, Santa Anita, y San Diego.





1.1.1 Localización de la ciudad

La ciudad de San José de Iturbide está localizada en la latitud norte $21^{\circ}00'7''$ y la latitud oeste $100^{\circ}23'$, con una altitud sobre el nivel del mar de 2100 m.



Figura 1.2 Ubicación de la cabecera y vías de comunicación del Municipio de S.J.I.

1.2 Orografía del municipio

La parte sur del municipio tiene una gran cantidad de cerros, entre los que se localiza La Mesa, El Sordo, Cerro Alto, El Pelón, El Chichihuitillo, Mesa de la Garrapata y Las Medias. La altura promedio de estas elevaciones es de 2400m sobre el nivel del mar.

1.3 Hidrografía del municipio

En la parte norte del municipio se encuentran los arroyos El Salitre y La Canela, que alimentan a la presa El Carrizal, ubicada en el municipio de Doctor Mora y cuyas aguas benefician a San José Iturbide. Existen varios depósitos de agua en forma de pequeñas presas o jagüeyes como son el Capulín, El Carbajal, El Refugio, Santa Anita, Ojo de Diego y El Pájaro. Hacia el sur del municipio se encuentran varias corrientes como Las adjuntas, Rancho Viejo y Alto; además existe la presa El Joyero, que se surte de los arroyos El Joyero y Piedras de Amolar.





1.4 Clima del municipio

Semiseco templado (BS1k). Sus características son. Precipitaciones medias anuales oscilan entre los 400 y los 500 mm, y la temperatura media anual entre los 16° y 18 °C. Los meses de máxima incidencia de lluvia son: junio, con rangos de 70 a 80 mm, y septiembre, también con rangos que oscilan entre los 70 y 80 mm. Los meses de mínima precipitación son enero y diciembre, los cuales registran un rango menor a 10 mm. Las máximas temperaturas se registran en los meses de mayo y junio con un mismo rango que va de 18° a 19 °C y la mínima temperatura se presenta en el mes de enero con un índice de 11° a 12 °C.

1.5 Temperatura del municipio

Los datos proporcionados por la Estación Meteorológica de la ciudad son los siguientes: La temperatura promedio es de 17.9 °C anual, la mínima registrada es de 15.5 °C y la máxima es de 23.5 °C.

Temperatura Media Anual				
Estación	Período	Promedio	Año más frío	Año más caluroso
S.J.I.	1990 – 2005	17.9	17.0	18.5

a)

Temperatura Media Mensual													
Estación y concepto	Período	Meses											
		Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
San José Iturbide	2005	15.5	16.9	19.4	20.6	23.5	21.1	19.3	20.0	18.1	13.0	16.8	15.1
Promedio	1990-2005	14.0	15.6	18.0	20.1	21.5	20.5	18.8	19.1	18.3	17.0	16.0	14.5
Año más frío	1987	13.4	14.8	16.4	17.8	19.8	19.2	18.8	19.7	19.3	15.4	15.2	15.4
Año más caluroso	1975	13.5	25.8	19.4	21.9	21.9	20.3	18.5	18.4	17.0	16.9	15.6	13.2

FUENTE: CNA. Registro Mensual de Temperatura Media en °C.

b)

Tabla 1.1 a y b. Temperaturas media anual y mensual

1.6 Precipitación Pluvial del municipio

Precipitación Total Anual				
Estación	Período	Promedio	Año más seco	Año más lluvioso
S.J.I.	1980 – 2005	491.7	256.0	747.8

a)





Precipitación Total Mensual													
Estación y concepto	Período	Meses											
		Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
San José I.	1995	0.9	0.0	0.0	8.9	25.2	99.8	70.3	153.7	118	14.2	21.5	20.6
Promedio	1990-2005	13.7	7.6	7.4	22.4	48.0	83.4	102.2	94.6	67.2	31.4	8.7	9.1
Año más seco	1989	0.0	3.5	0.0	19.4	17.6	45.1	45.9	81.6	13.1	16.3	0.9	13.0
Año más lluvioso	1985	0.0	7.4	1.5	56.2	120.3	192.7	130.4	74.6	47.1	104.0	6.2	6.8

FUENTE: CNA. Registro Mensual de Precipitación pluvial.

b)

Tabla 1.2 a y b. Precipitación total anual y mensual

1.7 Clasificación y uso del suelo a nivel municipal

En el municipio existen dos tipos de suelo, pélico y litosoles. Los primeros son fértiles, color pardo, de textura media, con 15 a 40 centímetros de profundidad, con una sola capa u horizonte hasta la roca y que pueden presentarse en dos modalidades: lúnicos con una capa de acumulación de arcilla con el subsuelo, o hápicos con una sola capa oscura suave de arcilla. Los litosoles se caracterizan por tener menos de 10 centímetros de profundidad, lo que los inutiliza para labores agrícolas. Respecto al uso de la tierra, el 29.2 % es de temporal, 15.2 % de agostadero, 8.6 % de riego y 47 % corresponde a otros usos. En la siguiente tabla se muestra una composición de suelos más detallada.

Roca o suelo	Clave Litológica	Nombre	% de la Sup. Mun.
Ígnea extrusiva suelo	b	Basalto	2.35
	al	Aluvial	48.05
Ígnea extrusiva	b	Basalto	3.62
Ígnea extrusiva	r	Riolita	0.49
	r-ta	Riolita-toba ácida	33.37
	a	Andesita	0.35
	ta	Toba ácida	1.87
Sedimentaria	ar	Arenisca	0.91
	ar-cg	Arenisca-conglomerado	5.06
Sedimentaria	cz	Caliza	2.43
	cz-lu	Caliza-lutita	0.16
Metamórfica	e	Esquisto	1.34

Tabla 1.3, Tipos de suelo





1.8 Población

El municipio de San José Iturbide está integrado por 65 comunidades, en las que habitan 59,217 personas (INEGI, 2005), que representan el 1.21% de la población del estado de Guanajuato, su densidad demográfica presenta un índice promedio de 102 personas por km².

Año	Población	Tasa de crecimiento (%)
1950	16,790	
1960	21,303	2.69
1970	23,490	1.03
1980	28,796	2.26
1995 (conteo)	50,596	7.57
2000	54,661	8.98
2005 (conteo)	59217	0.83

Tabla 1.4 Población en el Municipio 1950-2000

La población municipal se integra en un 47.55 % por hombres y 52.45 % por mujeres.

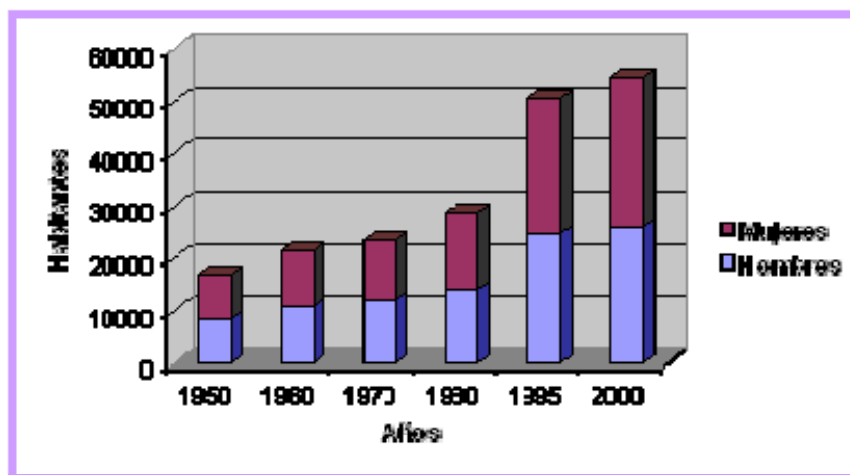


Figura 1.3 Población Total

San José Iturbide es la población más poblada del municipio con 17,515 habitantes, es seguida por la población del El Capulín. (INEGI 2005).

Dada la importancia de la cuantificación, lo más precisa posible de la magnitud de las obras que se requieren, es preciso analizar el comportamiento histórico del crecimiento de San José Iturbide, a través de la información estadística del INEGI, así como de aquellos organismos responsables de prestar determinados servicios, los cuales son fuente de





información fidedigna que puede ser utilizada para cuantificar la magnitud poblacional de una localidad, tal es caso de los registros de tomas domésticas de agua potable que se manejan por las Juntas de Agua Potable o bien el Sistema Nacional de Información de la Comisión Nacional del Agua, o bien por el registro de conexiones de Comisión Federal de Electricidad.

a) INEGI

De acuerdo con el registro censal del 2000 y el conteo de 2005, se tienen los siguientes datos:

Año	Población	Tasa de crecimiento (%)
2000	15,868	
2005 (conteo)	17515	1.03

Tabla 1.5 Datos censales de la Cd. de San José Iturbide

Se observa un crecimiento normal en la última década y baja en los últimos 5 años, por lo que para proyectar hasta el año 2010 se tomará una tasa inicial de 2.5% anual.

Procediendo en base a esta consideración, para 2010, San José Iturbide tendrá una población estimada de 19817 habitantes.

b) Proyección de la población.

Para la proyección de la población se tendrá:

$$\text{Tasa de crecimiento inicial (ri)} = 2.5\%$$

$$\text{Tasa de crecimiento final (rf)} = 1.9\%$$

Un factor que resulta muy importante en la predicción del proyecto, es el "periodo de proyecto" el cual depende de la rapidez con que se madure el proyecto, lo que está a su vez fuertemente influenciado por los problemas ambientales reales que se estén generando al cuerpo receptor por la descarga de aguas residuales crudas, al valor relativo que dentro del contexto local y regional tenga el preservar o controlar la calidad del agua del cuerpo receptor, las exigencias de las instituciones normativas para que realice el tratamiento de las aguas residuales de esta comunidad, así como por la búsqueda de las autoridades locales de procurar llevar a cabo las obras necesarias que permitan que las aguas residuales generadas provoquen el menor impacto al cuerpo receptor natural de San José Iturbide y por supuesto, que algo que influye de manera sumamente importante en el periodo de maduración del





proyecto es el apoyo financiero que se debe dar a esta obra para su ejecución por las instancias de Gobierno Federal y Estatal.

Considerando que podría estar dentro del Plan de Desarrollo Municipal de San José Iturbide, se tendría contemplado como uno de sus objetivos dentro del área de Agua Potable y Alcantarillado:

- Impulsar el tratamiento de aguas negras mediante la construcción de plantas de tratamiento, así como una de sus estrategias y líneas de acción:
- Elaborar un proyecto terminal de la red de alcantarillado incluyendo los colectores necesarios y la planta de tratamiento (para la cabecera municipal)
- Gestionar ante las dependencias federales y estatales los diferentes programas para obra y así eficientar los sistemas de agua potable (alcantarillado y saneamiento) en el municipio", se establece como el año inicial para el período de proyecto el año 2010, estimando que esta obra podrá iniciarse el año 2009 y concluirse a más tardar en el año 2010.

En la tabla 1.6 se dan las proyecciones de la población desde el año 2000 al 2020.

Año	Tasa de crecimiento (%)	Población (hab)
2005		17515
2006	2.5	17953
2007	2.5	18402
2008	2.5	18862
2009	2.4	19333
2010	2.4	19817
2011	2.3	20312
2012	2.3	20820
2013	2.2	21340
2014	2.2	21874
2015	2.1	22421
2016	2.1	22981
2017	2.0	23556
2018	2.0	24145
2019	1.9	24748
2020	1.9	25367

Tabla 1.6 Proyección de la población





1.9 Actividades económicas

Agricultura: Sobresale, habiendo 17,187 hectáreas de las cuales 10,480 son de riego y 6707 de temporal; los cultivos principales son maíz y alfalfa, principalmente.

Industria: Se explota el sílice y el feldespató; el tejido del acrilán en talleres familiares; fabricación de tabiques y losetas; además del empaçado de pollos en algunas localidades del municipio.

1.10 Infraestructura y servicios de agua potable y alcantarillado.

1.10.1 Abastecimiento de agua potable.

Para el abastecimiento de agua potable, el Municipio de San José Iturbide cuenta con 293 pozos de agua, con profundidades de 100 a 450 mts. y fuentes de producción alternativas: Captación de los arroyos Las adjuntas, Rancho Viejo y Alto; además existe la presa El Joyero, que se surte de los arroyos El Joyero y Piedras de Amolar Captación "Río Presidio" y Captación "Arroyo Concordia".

1.10.2 Servicios de agua potable y drenaje

Entidad	Viviendas particulares habitadas a/		
	Con agua entubada b/ (%)	Con drenaje (%)	Ocupantes por vivienda
Mun. de S.J.I. al 2005	95.9	83.9	5.1
INEGI. <i>Tabulados Básicos Nacionales y por Entidad Federativa. Base de Datos y Tabulados de la Muestra Censal. XII Censo General de Población y Vivienda, 2000.</i> México, 2001			

Tabla 1.7 Servicios de agua y drenaje

La cobertura del alcantarillado es del 84%, contándose al 31 de marzo de 2000 con 1,530 descargas domésticas.

El 16% de rezago que se tiene en la satisfacción del servicio de alcantarillado, lo representan las colonias en las cuales hace falta la introducción de este sistema.

Dadas las características de San José Iturbide y la falta de una planeación estratégica para crecer en el desarrollo de este servicio de manera adecuada preservando espacios para el trazo de colectores, actualmente ésta infraestructura a crecido realizando vertimientos múltiples pulverizando las descargas en diversos puntos.





1.10.2.1 Descargas de aguas residuales.

El alcantarillado de la cabecera municipal descarga actualmente sus aguas residuales crudas sobre lagunas de oxidación, a través de 5 descargas.

1.10.2.2. Aprovechamiento de las aguas residuales.

Actualmente las aguas residuales crudas no son usadas en actividad alguna, pues se vierten en las lagunas de oxidación.

Con el desarrollo del presente proyecto de tratamiento, se considera que el agua tratada, puede ser usada en la agricultura desarrollando pequeñas áreas factibles de regar; el área disponible para aprovechar las aguas tratadas es amplia, por lo que se considera que de establecerse el reúso, éste sería provechoso y se tendría siempre, de manera permanente.





CAPÍTULO 2

TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES





2. Introducción

La aplicación de procesos biológicos en el tratamiento de desechos orgánicos remonta al siglo pasado, cuando sistemas rústicos como la fosa séptica comenzaron a ser utilizados para el control de la contaminación y de los riesgos sanitarios asociados. Posteriormente, nuevos procesos fueron desarrollados sobre bases puramente empíricas, como el sistema de lodos activados, sin embargo, no es hasta mediados del presente siglo que las bases teóricas comenzaron a ser planteadas, al utilizarse los resultados de investigaciones sobre crecimiento bacteriano y fermentaciones. Hoy en día, el avance en el conocimiento de los fundamentos y aplicación de los procesos biotecnológicos para el tratamiento de residuos orgánicos es considerable. A ello ha contribuido el auge de la biotecnología en general y la necesidad de ejercer cada vez un control más estricto sobre los efluentes contaminantes, ya sean municipales o industriales.

Para realizar el tratamiento de aguas residuales existen dos familias de procesos: los fisicoquímicos y los biológicos. Por razones técnicas y económicas, los primeros son aplicados en aguas con contaminantes inorgánicos o con materia orgánica no biodegradable, mientras que los segundos se utilizan cuando los principales componentes contaminantes son biodegradables. De esta manera, y salvo muy contadas excepciones, los desechos líquidos de la industria alimentaria, la agroindustria, algún tipo de petroquímica y farmacéutica, así como las aguas negras municipales, son tratados por vía biológica. Se puede considerar que las reacciones bioquímicas que se llevan a cabo en estos procesos son las mismas que se realizan en el medio natural (río, lago, suelo, etc.) sólo que en forma controlada y a velocidades de reacción mayores. Es por esta razón que, técnica y económicamente, resulta el sistema de tratamiento más adecuado para este tipo de desechos.

2.1 Tratamientos para la eliminación de materia en suspensión

La materia en suspensión puede ser de muy diversa índole, desde partículas de varios centímetros y muy densas (normalmente inorgánicas), hasta suspensiones coloidales muy estables y con tamaños de partícula de hasta unos pocos nanómetros (normalmente de naturaleza orgánica). También la concentración de los mismos, tanto en el agua a tratar como en el agua una vez tratada, juega un papel fundamental a la hora de la elección del tratamiento más conveniente.

Las operaciones para eliminar este tipo de contaminación de aguas son las primeras en efectuarse, dado que la presencia de partículas en suspensión suelen ser indeseable en muchos otros procesos de tratamiento.





La eliminación de esta materia en suspensión se suele hacer mediante operaciones mecánicas. Sin embargo, en muchos casos, y para favorecer esa separación, se utilizan aditivos químicos, denominándose en este caso tratamientos químico-físicos.

A continuación se describen las operaciones unitarias más habituales. La utilización de una u otra es función de las características de las partículas (tamaño, densidad, forma, etc.) así como de la concentración de las mismas.

2.1.1 Desbaste

Es una operación en la que se trata de eliminar sólidos de mayor tamaño que el que habitualmente tienen las partículas que arrastran las aguas. El objetivo es eliminarlos y evitar que dañen equipos posteriores del resto de tratamientos. Suele ser un tratamiento previo a cualquier otro.

El equipo que se suele utilizar son rejillas por las que se hace circular el agua, construidas por barras metálicas de 6 o más mm, dispuestas paralelamente y espaciadas entre 10 y 100 mm. Se limpian con rastrillos que se accionan normalmente de forma mecánica.

En otros casos, si el tipo de sólidos lo permite, se utilizan trituradoras, reduciendo el tamaño de sólidos y separándose posteriormente por sedimentación u otras operaciones.

2.1.2 Sedimentación

La operación física en la que se aprovecha la fuerza de la gravedad que hace que una partícula más densa que el agua tenga una trayectoria descendente, depositándose en el fondo del sedimentador. Esta operación será más eficaz cuanto mayor sea el tamaño y la densidad de las partículas a separar del agua, es decir, cuanto mayor sea su velocidad de sedimentación, siendo el principal parámetro de diseño para estos equipos. A esta operación de sedimentación se le suele denominar también decantación.

Realmente, este tipo de partículas (grandes y densas, como las arenas) se tienen en pocas ocasiones en aguas industriales. Lo más habitual es encontrar sólidos poco densos, por lo que es necesario, para hacer más eficaz la operación, llevar a cabo una coagulación-floculación previa, que como se explicará más adelante, consiste en la adición de ciertos reactivos químicos para favorecer el aumento del tamaño y densidad de las partículas.

La forma de los equipos donde llevar a cabo la sedimentación es variable, en función de las características de las partículas a sedimentar (tamaño, forma, concentración, densidad, etc.).

· **Sedimentadores rectangulares:** La velocidad de desplazamiento horizontal del agua es constante y se suelen utilizar para separar partículas densas y grandes (arenas). Este tipo de





sedimentación se denomina discreta, dado que las partículas no varían sus propiedades físicas a lo largo del desplazamiento hacia el fondo del sedimentador. Suelen ser equipos poco profundos, dado que, al menos teóricamente, este parámetro no influye en la eficacia de la separación, siendo el principal parámetro el área horizontal del mismo.

· **Sedimentadores circulares:** Son más habituales. En ellos el flujo de agua suele ser radial desde el centro hacia el exterior, por lo que la velocidad de desplazamiento del agua disminuye al alejarnos del centro del sedimentador. Esta forma de operar es adecuada cuando la sedimentación va acompañada de una floculación de las partículas, en las que el tamaño de flóculo aumenta al descender las partículas, y por lo tanto aumenta su velocidad de sedimentación.

· **Sedimentadores lamelares:** Han surgido como alternativa a los sedimentadores poco profundos, al conseguirse una mayor área de sedimentación en el mismo espacio. Consisten en tanques de poca profundidad que contienen paquetes de placas (lamelas) o tubos inclinados respecto a la base, y por cuyo interior se hace fluir el agua de manera ascendente. En la superficie inferior se van acumulando las partículas, desplazándose de forma descendente y recogándose en el fondo del sedimentador.

Las partículas depositadas en el fondo de los equipos (denominados fangos) se arrastran mediante rasquetas desde en fondo donde se “empujan” hacia la salida. Estos fangos, en muchas ocasiones y en la misma planta de tratamiento, se someten a distintas operaciones para reducir su volumen y darles un destino final.

2.1.3 Filtración

La filtración es una operación en la que se hace pasar el agua a través de un medio poroso, con el objetivo de retener la mayor cantidad posible de materia en suspensión. El medio poroso tradicionalmente utilizado es un lecho de arena, de altura variable, dispuesta en distintas capas de distinto tamaño de partícula, siendo la superior la más pequeña y de entre 0.15 y 0.3 mm. Es una operación muy utilizada en el tratamiento de aguas potables, así como en el tratamiento de aguas para reutilización, para eliminar la materia en suspensión que no se ha eliminado en anteriores operaciones (sedimentación). En aguas industriales hay mas variedad en cuanto al material filtrante utilizado, siendo habitual el uso de Tierra de Diatomeas. También es habitual, para mejorar la eficacia, realizar una coagulación-floculación previa.

Hay muchas maneras de clasificar los sistemas de filtración: Por gravedad ó a presión, lenta ó rápida, de torta ó en profundidad.

· **Filtración por gravedad:** El agua circula verticalmente y en descenso a través del filtro por simple gravedad. Dentro de este tipo, podemos hablar de dos formas de operar, que nos





lleva a tener una filtración lenta, apenas utilizados actualmente, o una filtración rápida. El mecanismo de la separación de sólidos es una combinación de asentamiento, retención, adhesión y atracción, por lo que se eliminan partículas mucho menores que el espacio intersticial. Es un sistema muy utilizado en tratamiento para aguas potables.

· **Filtración por presión.** Normalmente están contenidos en recipientes y el agua se ve forzada a atravesar el medio filtrante sometida a presión. También en este caso puede haber filtración lenta, en la que en la superficie del filtro se desarrolla una torta filtrante donde la filtración, a través de esa superficie, es por mecanismos físicos y biológicos.

En la actualidad y en algunas de sus aplicaciones, estos métodos están siendo desplazados por operaciones con membranas, especialmente por microfiltración, de las que se hablará en el capítulo correspondiente.

2.1.4 Flotación

Operación física que consiste en generar pequeñas burbujas de gas (aire), que se asociarán a las partículas presentes en el agua y serán elevadas hasta la superficie, de donde son arrastradas y sacadas del sistema. Obviamente, esta forma de eliminar materia en suspensión será adecuada en los casos en los que las partículas tengan una densidad inferior o muy parecida a la del agua, así como en el caso de emulsiones, es decir, una dispersión de gotas de un líquido inmiscible, como en el caso de aceites y grasas. En este caso las burbujas de aire ayudan a “flotar” más rápidamente estas gotas, dado que generalmente la densidad de estos líquidos es menor que la del agua.

En esta operación hay un parámetro importante a la hora del diseño: La relación aire/sólidos, ml/l de aire liberados en el sistema por cada mg/l de concentración de sólidos en suspensión contenidos en el agua a tratar. Es un dato a determinar experimentalmente y suele tener un valor óptimo comprendido entre 0.005 y 0.06.

En el tratamiento de aguas se utiliza aire como agente de flotación, y en función de cómo se introduzca en el líquido, se tienen dos sistemas de flotación:

· **Flotación por aire disuelto (DAF):** En este sistema el aire se introduce en el agua residual bajo una presión de varias atmósferas. Los elementos principales de estos equipos son la bomba de presurización, el equipo de inyección de aire, el tanque de retención o saturador y la unidad de flotación propiamente dicha, donde tiene lugar la reducción brusca de la presión, por lo que el aire disuelto se libera, formando multitud de microburbujas de aire.

· **Flotación por aire inducido:** La operación es similar al caso anterior, pero la generación de burbujas se realiza a través de difusores de aire, normalmente situados en la parte





inferior del equipo de flotación, o bien inducidas por rotores o agitadores. En este caso el tamaño de las burbujas inducidas es mayor que en el caso anterior.

Históricamente la flotación se ha utilizado para separar la materia sólida o líquida flotante, es decir, con una menor densidad que el agua. Sin embargo la mejora en la generación de burbujas adecuadas y la utilización de reactivos para favorecer la operación (por ejemplo sustancias que disminuyen la tensión superficial) ha hecho posible la utilización de esta operación para la eliminación de materia más densa que el agua. Así se utiliza en el tratamiento de aguas procedentes de refinerías, industria de la alimentación, pinturas, etc. Una típica aplicación es también, aunque no sea estrictamente tratamiento de aguas, el espesado de fangos. En esta operación se trata de “espesar” o concentrar los lodos obtenidos en operaciones como la sedimentación.

2.1.5 Coagulación-Floculación

Como ya se ha mencionado en varias ocasiones, en muchos casos parte de la materia en suspensión puede estar formada por partículas de muy pequeño tamaño (10^{-6} – 10^{-9} m), lo que conforma una suspensión coloidal. Estas suspensiones coloidales suelen ser muy estables, en muchas ocasiones debido a interacciones eléctricas entre las partículas. Por tanto tienen una velocidad de sedimentación extremadamente lenta, por lo que haría inviable un tratamiento mecánico clásico. Una forma de mejorar la eficacia de todos los sistemas de eliminación de materia en suspensión es la adición de ciertos reactivos químicos que, en primer lugar, desestabilicen la suspensión coloidal (coagulación) y a continuación favorezcan la floculación de las mismas para obtener partículas fácilmente sedimentables. Es una operación que se utiliza a menudo, tanto en el tratamiento de aguas residuales urbanas y potables como en industriales (industria de la alimentación, pasta de papel, textiles, etc.)

Los coagulantes suelen ser productos químicos que en solución aportan carga eléctrica contraria a la del coloide. Habitualmente se utilizan sales con cationes de alta relación carga/masa (Fe^{3+} , Al^{3+}) junto con polielectrolitos orgánicos, cuyo objetivo también debe ser favorecer la floculación:

- **Sales de Fe^{3+} :** Pueden ser Cl_3Fe o $\text{Fe}_2(\text{SO}_4)_3$, con eficacia semejante. Se pueden utilizar tanto en estado sólido como en disoluciones. La utilización de una u otra está en función del anión, si no se desea la presencia de cloruros o sulfatos.
- **Sales de Al^{3+} :** Suele ser $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ o policloruro de aluminio. En el primer caso es más manejable en disolución, mientras que en el segundo presenta la ventaja de mayor porcentaje en peso de aluminio por kg dosificado.





· **Polielectrolitos:** Pueden ser polímeros naturales o sintéticos, no iónicos (poliacrilamidas) aniónicos (ácidos poliacrílicos) o catiónicos (polivinilaminas). Las cantidades a dosificar son mucho menores que para las sales, la eficacia como el costo es mucho mayor.

Poder coagulante relativo

Coagulante	Coloides positivos	Coloides negativos
NaCl	1	1
Na ₂ SO ₄	30	1
Na ₃ PO ₄	1000	1
MgSO ₄	30	30
AlCl ₃	1	1000
Al ₂ (SO ₄) ₃	30	>1000
FeCl ₃	1	1000
Fe ₂ (SO ₄) ₃	30	>1000

Tabla 2.1 Poder coagulante relativo de distintos reactivos (Fernández Alba, 2006)

Por otro lado, la electrocoagulación es otra forma de llevar a cabo el proceso, ampliamente utilizada en el caso de tratamiento de aguas industriales. Consiste en la formación de los reactivos *in situ* mediante la utilización de una célula electrolítica. El ánodo suele ser de aluminio, formándose cationes de Al³⁺, mientras en el cátodo se genera H₂, siendo útil si la separación posterior de la materia es por flotación (Khemis y col, 2006).

No hay reglas generales en cuanto a qué coagulante es más eficaz en cada caso. Normalmente, para un agua residual concreta, se hace un denominado “ensayo de jarras” (jar test) donde se analiza la eficacia de los distintos productos (o mezclas de los mismos) así como el pH y dosificación óptima.

Coagulante	Dosis (mg/l)	pH óptimo	Aplicaciones
Cal	150-500	9-11	Eliminación de coloides (1)
Al ₂ (SO ₄) ₃	75-250	4,5-7	Eliminación de coloides (1)
FeCl ₃	35-150	4-7	Eliminación de coloides (2)
FeCl ₂ FeSO ₄ · 7H ₂ O	70-200	4-7	
polímero catiónico	2-5		Eliminación de coloides (3)
Polímero aniónico y no iónico		0,25-1,0	Ayudante de floculación y sedimentación

- (1) Eliminación de coloides y de fósforo. Agua con baja alcalinidad y alta concentración de fósforo
- (2) Eliminación de coloides y de fósforo. Agua con alta alcalinidad y baja concentración de fósforo
- (3) Eliminación de coloides. Ayudante con coagulantes metálicos

Tabla 2.2 Características de algunos reactivos coagulantes (Fernández Alba, 2006)

Los equipos en los que se lleva a cabo este proceso, suelen constar de dos partes bien diferenciadas: Una primera donde se adicionan los reactivos, y se somete el agua a una fuerte agitación y durante un corto periodo de tiempo, con el objetivo de conseguir una buena y rápida mezcla de reactivos y coloide para llevar a cabo la coagulación. A continuación se pasa a una zona donde la agitación es mucho menos intensa y donde el agua permanece más tiempo. En este caso el objetivo es que se produzca la floculación. De





esta forma la materia en suspensión tiene unas características mucho más adecuadas para su eliminación mecánica, según las operaciones ya mencionadas anteriormente en este capítulo.

2.2 Tratamientos para la eliminación de materia disuelta

Al igual que en el caso de la materia en suspensión, la materia disuelta puede tener características y concentraciones muy diversas: desde grandes cantidades de sales inorgánicas disueltas (salmueras) orgánicas (materia orgánica biodegradable en industria de alimentación) hasta extremadamente pequeñas cantidades de inorgánicos (metales pesados) y orgánicos (pesticidas) pero necesaria su eliminación dado su carácter peligroso.

Algunos de estos tratamientos están siendo desplazados por otros más avanzados y emergentes, como son los procesos de oxidación avanzada y las operaciones con membrana, y especialmente en el caso de las aguas industriales. Por esta razón, merecen una mayor atención y se describirán en capítulos dedicados exclusivamente a ellos.

2.2.1 Precipitación

Consiste en la eliminación de una sustancia disuelta indeseable, por adición de un reactivo que forme un compuesto insoluble con el mismo, facilitando así su eliminación por cualquiera de los métodos descritos en la eliminación de la materia en suspensión.

Algunos autores incluyen en este apartado la coagulación-floculación. Sin embargo, el término precipitación se utiliza más para describir procesos como la formación de sales insolubles, o la transformación química de un ión en otro con mayor o menor estado de oxidación que provoque la formación de un compuesto insoluble.

Un reactivo de muy frecuente uso en este tipo de operaciones es el Ca^{2+} , dada la gran cantidad de sales insolubles que forma, por ejemplo es el método utilizado para la eliminación de fosfatos (nutriente). Además posee cierta capacidad coagulante, lo que hace su uso masivo en aguas residuales urbanas y muchas industriales de características parecidas.

2.2.2 Procesos Electroquímicos

Está basado en la utilización de técnicas electroquímicas, haciendo pasar una corriente eléctrica a través del agua (que necesariamente ha de contener un electrolito) y provocando reacciones de oxidación-reducción tanto en el cátodo como en el ánodo. Por tanto se utiliza energía eléctrica como vector de descontaminación ambiental, siendo su coste uno de las principales desventajas de este proceso. Sin embargo como ventajas cabe destacar la versatilidad de los equipos, la ausencia tanto de la utilización de reactivos como de la





presencia de lodos y la selectividad, pues controlar el potencial de electrodo permite seleccionar la reacción electroquímica dominante deseada.

Las consecuencias de las reacciones que se producen pueden ser indirectas, como en el caso de la electrocoagulación, electroflotación o electrofloculación, donde los productos formados por electrolisis sustituyen a los reactivos químicos, y supone una alternativa con futuro a la clásica adición de reactivos.

Sin embargo, la aplicación que está tomando un auge importante es en el tratamiento de aguas residuales industriales, a través de una oxidación ó reducción directa.

· **Oxidación en ánodo:** En el ánodo se puede producir la oxidación de los compuestos a eliminar, tanto orgánicos como inorgánicos. Esta oxidación se puede producir directamente por una transferencia de electrones en la superficie del ánodo o bien por la generación de un agente oxidante *in-situ*. En este último caso se evita manipular agentes oxidantes. Entre las aplicaciones de la oxidación directa cabe destacar el tratamiento de cianuros, colorantes, compuestos orgánicos tóxicos (en algunas ocasiones haciéndolos más biodegradables), incluso la oxidación de Cr(III) a Cr(VI), más tóxico pero que de esta forma puede ser reutilizado. En rango de concentraciones con posibilidades de utilizar este tipo de tratamiento también es muy amplio.

· **Reducción en cátodo:** La principal aplicación de esta posibilidad es la reducción de metales tóxicos. Se ha utilizado en situaciones, no poco frecuentes, de reducción de metales catiónicos desde varios miles de ppm's de concentración hasta valores incluso por debajo de la ppm. Hay una primera etapa de deposición del metal sobre la superficie del cátodo que ha de continuarse con la remoción del mismo. Esto se puede hacer por raspado, disolución en otra fase, etc.

El reactor electroquímico utilizado suele ser de tipo filtro-prensa, semejante a las pilas de combustible. Este sistema permite un crecimiento modular del área. Básicamente cada módulo se compone de un elemento catódico de bajo sobrevoltaje a hidrógeno (Pt, Au, Acero Inoxidable, Ni,..) y un elemento anódico que utiliza como base óxidos de metales nobles.

2.2.3 Intercambio Iónico

Es una operación en la que se utiliza un material, habitualmente denominado resinas de intercambio iónico, que es capaz de retener selectivamente sobre su superficie los iones disueltos en el agua, los mantiene temporalmente unidos a la superficie, y los cede frente a una disolución con un fuerte regenerante.





La aplicación habitual de estos sistemas, es por ejemplo, la eliminación de sales cuando se encuentran en bajas concentraciones, siendo típica la aplicación para la desmineralización y el ablandamiento de aguas, así como la retención de ciertos productos químicos y la desmineralización de jarabes de azúcar.

Las propiedades que rigen el proceso de intercambio iónico y que a la vez determinan sus características principales son las siguientes:

- Las resinas actúan selectivamente, de forma que pueden preferir un ión sobre otro con valores relativos de afinidad de 15 o más.
- La reacción de intercambio iónico es reversible, es decir, puede avanzar en los dos sentidos.
- En la reacción se mantiene la electroneutralidad.

Hay sustancias naturales (zeolitas) que tienen capacidad de intercambio, pero en las industrias se utilizan resinas poliméricas de fabricación sintética con muy claras ventajas de uso.

<i>Parámetro</i>	<i>Unidades</i>	<i>Estructura de gel</i>	<i>Estructura macroporosa</i>
Diámetro de partícula	mm	0,3-1,2	0,3-1,2
Densidad	Kg m ⁻³	850	833
Tolerancia a sólidos (turbidez)	NTU	5	5
Velocidad del lavado	m ³ h ⁻¹ m ⁻²	12,2	14,7
Tiempo de lavado	min	20	20
Velocidad de operación	m ³ h ⁻¹ m ⁻³	16-50	16-50
Velocidad de regeneración	m ³ h ⁻¹ m ⁻³	4	4
Capacidad total	Keq m ⁻³	1,5	1,8

Tabla 2.3 Propiedades de típicas resinas ácidas. (Fernández Alba, 2006)

Entre las ventajas del proceso iónico en el tratamiento de aguas cabe destacar:

- Son equipos muy versátiles siempre que se trabaje con relativas bajas concentraciones de sales.
- Actualmente las resinas tienen altas capacidades de tratamiento, resultando compactas y económicas
- Las resinas son muy estables químicamente, de larga duración y fácil regeneración
- Existe cierta facilidad de automatización y adaptación a situaciones específicas

2.2.4 Adsorción

El proceso de adsorción consiste en la captación de sustancias solubles en la superficie de un sólido. Un parámetro fundamental en este caso será la superficie específica del sólido, dado que el compuesto soluble a eliminar se ha de concentrar en la superficie del mismo.





La necesidad de una mayor calidad de las aguas está haciendo que este tratamiento esté en auge. Es considerado como un tratamiento de refinado, y por lo tanto al final de los sistemas de tratamientos más usuales, especialmente con posterioridad a un tratamiento biológico.

Factores que afectan a la adsorción

Solubilidad: Menor solubilidad, mejor adsorción.

Estructura molecular: Más ramificada, mejor adsorción.

Peso molecular: Grandes moléculas, mejor adsorción.

Problemas de difusión interna: pueden alterar la norma.

Polaridad: Menor polaridad; mejor adsorción.

Grado de saturación: Insaturados, mejor adsorción.

El sólido universalmente utilizado en el tratamiento de aguas es el carbón activo, aunque recientemente se están desarrollando diversos materiales sólidos que mejoran, en ciertas aplicaciones, las propiedades del carbón activo.

Hay dos formas clásicas de utilización de carbón activo, con propiedades diferentes y utilizados en diferentes aplicaciones:

- **Carbón activado granular (GAC).** Se suele utilizar una columna como medio de contacto entre el agua a tratar y el carbón activado, en la que el agua entra por la parte inferior y asciende hacia la superior. El tamaño de partícula en este caso es mayor que en el otro. Se suele utilizar para eliminar elementos traza, especialmente orgánicos, que pueden estar presentes en el agua, y que habitualmente han resistido un tratamiento biológico. Son elementos, que a pesar de su pequeña concentración, en muchas ocasiones proporcionan mal olor, color o sabor al agua.

- **Carbón activo en polvo (CAP).** Este tipo de carbón se suele utilizar en procesos biológicos, cuando el agua contiene elementos orgánicos que pueden resultar tóxicos. También se suele añadir al agua a tratar, y pasado un tiempo de contacto, normalmente con agitación, se deja sedimentar las partículas para su separación previa. Suelen ser operaciones llevadas a cabo en discontinuo.

La viabilidad económica de este proceso depende de la existencia de un medio eficaz de regeneración del sólido una vez agotada su capacidad de adsorción. El GAC se regenera fácilmente por oxidación de la materia orgánica y posterior eliminación de la superficie del sólido en un horno. Las propiedades del carbón activo se deterioran, por lo que es necesario reponer parte del mismo por carbón virgen en cada ciclo. Por otro lado el CAP es más difícil de regenerar, pero también es cierto que es más fácil de producir.





El coste es un parámetro importante a la hora de la elección del adsorbente. Alternativas al carbón activo son las zeolitas, arcillas (montmorillonita, sepiolita, bentonita, etc.), los denominados adsorbentes de bajo coste, procedentes en su mayor parte de residuos sólidos orgánicos. Recientemente se están desarrollando derivados de polisacáridos (biopolímeros derivados del almidón).

La aplicaciones de la operación de adsorción es amplia, desde un amplio abanico de sustancias orgánicas (colorantes, fenol, mercaptanos, etc) hasta metales pesados en todos sus estados de oxidación.

2.2.5 Desinfección

La desinfección pretende la destrucción o inactivación de los microorganismos que puedan causarnos enfermedades, dado que el agua es uno de los principales medios por el que se transmiten. Los organismos causantes de enfermedades pueden ser bacterias, virus, protozoos y algunos otros. La desinfección se hace imprescindible para la protección de la salud pública, si el agua a tratar tiene como finalidad el consumo humano. En el caso de aguas residuales industriales, el objetivo puede ser no solo desactivar patógenos, sino cualquier otro organismo vivo, si lo que se pretende es reutilizar el agua.

Para llevar a cabo la desinfección se pueden utilizar distintos tratamientos: Tratamiento físico (calor, radiación..), ácidos o bases, etc... pero fundamentalmente se utilizan agentes oxidantes, entre los que cabe destacar el clásico Cl_2 y algunos de sus derivados, o bien procesos de oxidación avanzada (O_3 , fotocátalisis heterogénea), estos últimos estudiados en el capítulo correspondiente.

La utilización de desinfectantes persigue tres finalidades: producir agua libre de patógenos u organismos vivos, evitar la producción de subproductos indeseables de la desinfección y mantener la calidad bacteriológica en la red conducción posterior. Los reactivos más utilizados son los siguientes:

· **Desinfección con cloro (Cl_2):** Es el oxidante más ampliamente utilizado. Hay una serie de factores que influyen en el proceso: Naturaleza y concentración de organismos a destruir, sustancias disueltas o en suspensión en el agua así como la concentración de cloro y el tiempo de contacto utilizado. Las sustancias presentes en el agua influyen en gran medida en la cloración: En presencia de sustancias orgánicas, el poder desinfectante es menor. La presencia de amonio consume cloro (formación de cloraminas). El hierro y manganeso aumentan la demanda del mismo. En este sentido, es importante realizar un estudio de la demanda del cloro (breakpoint) para determinar la dosis de cloro correcta para cada tipo de agua. Además de la dosis, es también importante el tiempo de contacto, de manera que el parámetro a utilizar es la expresión C·t: Concentración de desinfectante final en mg/l (C) y tiempo de exposición mínimo en minutos (t). Normalmente la expresión utilizada es





$Cn \cdot t = \text{constante}$, que para el cloro adopta valores entre 0.5 y 1.5. Sin embargo, uno de las principales desventajas de la utilización del cloro como desinfectante es la posibilidad de formación, aunque en cantidades muy reducidas, de compuestos como los trihalometanos.

· **Otros compuestos clorados:** El hipoclorito sódico, fabricado a partir del Cl_2 es también utilizado como desinfectante en sistemas con menores caudales de trabajo, aunque las propiedades son muy semejantes a las del Cl_2 . Otro compuesto con posibilidades de utilización es el ClO_2 , más oxidante que el cloro, no reacciona con amonio, por tanto no forma cloraminas y parece ser que la posibilidad de formación de trihalometano es mucho menor que con Cl_2 . Todas estas ventajas están abriendo nuevas posibilidades a la utilización de este compuesto para la desinfección.

2.3 Tratamientos biológicos

Constituyen una serie de importantes procesos de tratamiento que tienen en común la utilización de microorganismos (entre las que destacan las bacterias) para llevar a cabo la eliminación de componentes indeseables del agua, aprovechando la actividad metabólica de los mismos sobre esos componentes. La aplicación tradicional consiste en la eliminación de materia orgánica biodegradable, tanto soluble como coloidal, así como la eliminación de compuestos que contienen elementos nutrientes (N y P). Es uno de los tratamientos más habituales, no solo en el caso de aguas residuales urbanas, sino en buena parte de las aguas industriales.

En la mayor parte de los casos, la materia orgánica constituye la fuente de energía y de carbono que necesitan los microorganismos para su crecimiento. Además, también es necesaria la presencia de nutrientes, que contengan los elementos esenciales para el crecimiento, especialmente los compuestos que contengan N y P, y por último, en el caso de sistema aerobio, la presencia de oxígeno disuelto en el agua. Este último aspecto será clave a la hora de elegir el proceso biológico más conveniente.

En el metabolismo bacteriano juega un papel fundamental el elemento aceptor de electrones en los procesos de oxidación de la materia orgánica. Este aspecto, además, tiene una importante incidencia en las posibilidades de aplicación al tratamiento de aguas. Atendiendo a cual es dicho aceptor de electrones distinguimos tres casos:

- **Sistemas aerobios:** La presencia de O_2 hace que este elemento sea el aceptor de electrones, por lo que se obtienen unos rendimientos energéticos elevados, provocando un importante generación de fangos, debido al alto crecimiento de las bacterias aerobias. Su aplicación a aguas residuales puede estar muy condicionada por la baja solubilidad del oxígeno en el agua.
- **Sistemas anaerobios:** En este caso el aceptor de electrones puede ser el CO_2 o parte de la propia materia orgánica, obteniéndose como producto de esta reducción el carbono es su





estado mas reducido, CH_4 . La utilización de este sistema, tendría, como ya se explicará, como ventaja importante, la obtención de un gas combustible.

- **Sistemas anóxicos:** Se denominan así los sistemas en los que la ausencia de O_2 y la presencia de NO_3^- hacen que este último elemento sea el aceptor de electrones, transformándose, entre otros, en N_2 , elemento completamente inerte. Por tanto es posible, en ciertas condiciones, conseguir una eliminación biológica de nitratos (desnitrificación).

Teniendo en cuenta todos estos aspectos, existe una gran variedad de formas de operar, dependiendo de las características del agua, así como de la carga orgánica a tratar.

2.3.1 Procesos biológicos aerobios

Son muchas las posibilidades de tratamiento:

- Cultivos en suspensión: Proceso de lodos activados (lodos activados), y modificaciones en la forma de operar: aireación prolongada, contacto-estabilización, reactor discontinuo secuencial (SBR).

- Cultivos fijos: Los microorganismos se pueden inmovilizar en la superficie de sólidos (biomasa soportada), destacando los filtros percoladores (también conocido como lechos bacterianos o filtros biológicos).

2.3.1.1 Lodos activados: Proceso básico

Consiste en poner en contacto en un medio aerobio, normalmente en una balsa aireada, el agua residual con flóculos biológicos previamente formados, el los que se adsorbe la materia orgánica y donde es degradada por las bacterias presentes. Junto con el proceso de degradación, y para separar los flóculos del agua, se ha de llevar a cabo una sedimentación, donde se realiza un recirculación de parte de los fangos, para mantener una elevada concentración de microorganismos en el interior de reactor, además de una purga equivalente a la cantidad crecida de organismos. Un esquema simplificado se muestra en la figura 2.1.

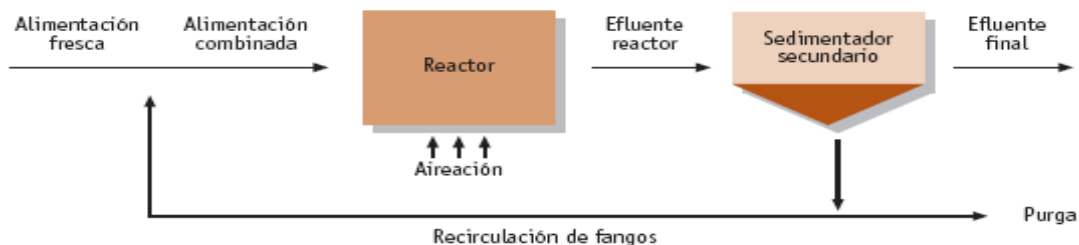


Figura 2.1 Proceso de lodos activados





Dentro de los parámetros básicos de funcionamiento, un parámetro muy importante es el de la aireación. La solubilidad del oxígeno en el agua es pequeña (en torno a 8-9 mgO₂/l dependiendo de presión y temperatura) por lo que será necesario asegurar el suministro a los microorganismos, utilizando aireadores superficiales, capaces de suministrar 1 kgO₂/kW·h, o bien difusores. El valor mínimo de operación aconsejable de concentración de oxígeno disuelto es de 2 mg/l. El consumo eléctrico en esta operación será importante dentro de los costes de operación del proceso.

Otro parámetro clave en el proceso se refiere al parámetro A/M, algunas veces denominada I, intensidad de carga. Se refiere a la relación entre la carga orgánica alimentada y la cantidad de microorganismos disponibles en el sistema, con unidades kgDBO₅ (o DQO) / kgSSV·día. Es un parámetro de diseño fundamental, teniendo un valor óptimo entre 0.3-0.6 para las condiciones más convencionales de funcionamiento. Además tiene una influencia determinante en la buena sedimentación posterior.

La denominada “edad celular” también es un parámetro importante. Se refiere al tiempo medio que permanecen los lodos (flóculos, microorganismos) en el interior del sistema. Esta magnitud suele tener un valor de 5-8 días en condiciones convencionales de operación.

2.3.1.2 Lodos activados: Modificaciones del proceso básico

Son procesos de lodos activados, pero se diferencian en la forma de operar.

- Aireación prolongada. Se suele trabajar con relaciones A/M más pequeñas (mayores tiempos de residencia), consiguiendo mayores rendimiento en la degradación de materia orgánica. Otra ventaja añadida es la pequeña generación de lodos de depuradora. Es interesante su utilización, además, cuando se pretendan eliminar compuestos con nitrógeno simultáneamente con la materia orgánica.
- Contacto estabilización: En el reactor de aireación se suele trabajar con menores tiempos de residencia (sobre una hora) pretendiendo que se lleve a cabo solo la adsorción de la materia orgánica en los flóculos. La verdadera degradación se realiza en una balsa de aireación insertada en la corriente de recirculación de fangos, tal y como muestra la figura 2.2, y donde la concentración de lodos es mucho más elevada que en el primer reactor. Es interesante esta opción cuando buena parte de la materia orgánica a degradar se encuentra como materia en suspensión.



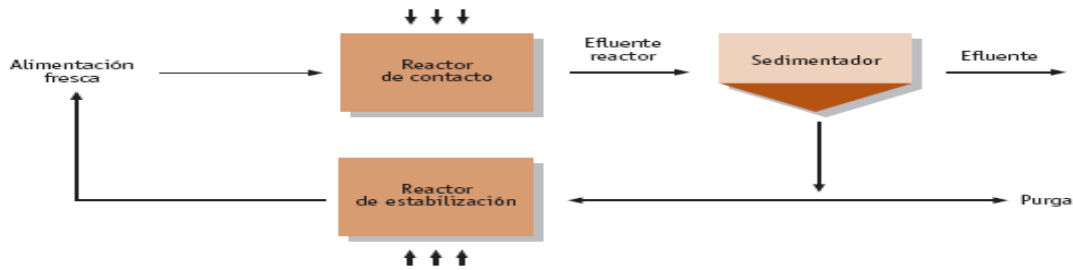


Figura 2.2 Proceso biológico de contacto-estabilización

· Reactores discontinuos secuenciales (SBR): Todas las operaciones (aireación y sedimentación) se llevan a cabo en el mismo equipo, incluyendo una etapa de llenado y terminando con la evacuación del agua tratada. Es una opción muy válida para situaciones en las que se dispone de poco espacio, como ocurre en muchas industrias. Son versátiles en cuanto a las condiciones de operación y habitualmente se utilizan columnas de burbujeo como reactores.

	<i>Convencional</i>	<i>Aireación prolongada</i>	<i>Contacto estabilización</i>
A/M (kgDBO₂/kg_{XV}·d)	0.2-0.4	0.05-0.15	0.2-0.6
TRH (h)	4-8	18-36	3-6
TRS (d)	5-15	20-30	5-15
MLTSS (ppm)	1500-3000	1500-5000	4000-9000
Carga orgánica (kgDBO₂/m³d)	0.3-0.6	0.1-0.4	1.0-1.2
r (%)	25-50	5-15	5-15

Tabla 2.4 Parámetros de operación típicos en procesos de Lodos activados (**Fernández Alba, 2006**)

2.3.1.3 Procesos aerobios con biomasa soportada

Otra de las formas para conseguir concentraciones suficientes de microorganismos, sin necesidad de recirculación, es favoreciendo su crecimiento en la superficie de sólidos. Se evitan de esta forma los posibles problemas en la sedimentación y recirculación de fangos, frecuente en los procesos clásicos de lodos activados. Sin embargo el aporte de oxígeno será de nuevo un factor importante, consiguiéndose en este caso bien en la distribución del líquido, bien por movimiento del sistema.

· **Filtros percoladores:** También denominados filtros biológicos o lechos bacterianos. Son los sistemas aerobios de biomasa inmovilizada más extendidos en la industria. Suelen ser lechos fijos de gran diámetro, rellenos con rocas o piezas de plástico o cerámica con formas especiales para desarrollar una gran superficie. Sobre la superficie crece una fina capa de biomasa, sobre la que se dispersa el agua residual a tratar, que moja en su descenso la superficie. Al mismo tiempo, ha de quedar espacio suficiente para que circule aire, que asciende de forma natural. El crecimiento de la biomasa provoca que parte de los microorganismos se desprendan de la superficie, y por lo tanto, seguirá siendo necesaria





una sedimentación posterior para su separación del efluente. En general también se realiza una recirculación de parte del efluente limpio, una vez producida la separación. Un esquema sencillo se muestra en la figura 2.3. En estos sistemas, la velocidad de carga orgánica es el parámetro más importante, teniendo rangos de aplicación en la industria desde 30 a 10.000 kgDBO5/día y 100m³ de reactor, siendo los tamaños muy variables (desde 2 hasta 10 m de altura).

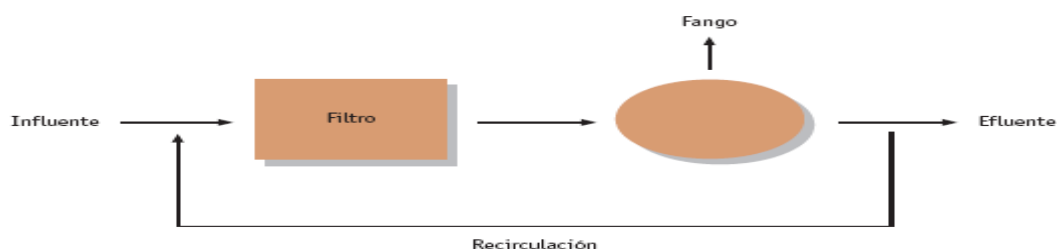


Figura 2.3 Diagrama de operación típico de un filtro percolador

· **Contactores Biológicos Rotatorios (RBC): Biodiscos:** Consisten en una serie de placas o discos, soportados en un eje y parcialmente sumergidos (40%) en una balsa que contiene el agua residual. El eje junto con los discos, gira lentamente. Sobre la superficie de los disco crece la biopelícula, que sucesivamente, se “moja” y entra en contacto con el aire, produciéndose la degradación de la materia orgánica. Son fáciles de manejar y convenientes cuando se trata de pequeños caudales. Normalmente el tamaño es de entre 1 y 3 m de diámetro, está separados unos 10-20 cm y con velocidades de giro de 0.5-3 rpm.

2.3.2 Procesos biológicos anaerobios

El tratamiento anaerobio es un proceso biológico ampliamente utilizado en el tratamiento de aguas residuales. Cuando éstas tienen una alta carga orgánica, se presenta como única alternativa frente al que sería un costoso tratamiento aerobio, debido al suministro de oxígeno. El tratamiento anaerobio se caracteriza por la producción del denominado “biogas”, formado fundamentalmente por metano (60-80%) y dióxido de carbono (40-20%) y susceptible de ser utilizado como combustible para la generación de energía térmica y/o eléctrica. Además, solo una pequeña parte de la DQO tratada (5-10%) se utiliza para formar nuevas bacterias, frente al 50-70% de un proceso aerobio. Sin embargo, la lentitud del proceso anaerobio obliga a trabajar con altos tiempos de residencia, por lo que es necesario diseñar reactores o digestores con una alta concentración de microorganismos.

Realmente, es un complejo proceso en el que intervienen varios grupos de bacterias, tanto anaerobias estrictas como facultativas, en el que, a través de una serie de etapas y en ausencia de oxígeno, se desemboca fundamentalmente en la formación de metano y dióxido de carbono. Cada etapa del proceso, que se describen a continuación, la llevan a cabo grupos distintos de bacterias, que han de estar en perfecto equilibrio.

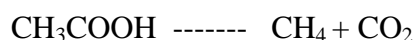




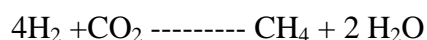
Hidrólisis: La hidrólisis es la ruptura de moléculas grandes, solubles e insolubles, en moléculas de menor tamaño que pueden ser transportadas dentro de las células y metabolizadas. En este proceso no se produce metano, y en la mayor parte de los casos supone una etapa que se desarrolla lentamente.

Formación de ácidos (acidogénesis) y acetato (acetogénesis): Los productos finales de la hidrólisis son transformados en ácidos orgánicos de cadena corta, otros compuestos de bajo peso molecular, hidrógeno y dióxido de carbono. Estas bacterias son altamente resistentes a variaciones en las condiciones ambientales. Por ejemplo, aunque el pH óptimo para el desarrollo de su actividad metabólica es 5-6, los procesos anaerobios generalmente son conducidos a pH 7, y aún en estas condiciones su actividad metabólica no decae.

Metanogénesis: La formación de metano, siendo este el último producto de la digestión anaerobia, ocurre por dos grandes rutas: La primera de ellas, es la formación de metano y dióxido de carbono a partir del principal producto de la fermentación, el ácido acético. Las bacterias que consumen el ácido acético se denominan bacterias acetoclastas. La reacción, planteada de forma general, es la siguiente:



Algunas bacterias metanogénicas son también capaces de usar el hidrógeno para reducir el dióxido de carbono a metano (metanogénicas hidrogenoclastas) según la reacción:



La metanogénesis es la etapa crítica en el proceso de degradación, por las características de las bacterias que la llevan a cabo, y por ser la más lenta de todo el proceso. En buena medida, la digestión anaerobia se ha de llevar a cabo en las condiciones óptimas para el buen funcionamiento de estas bacterias metanogénicas.

Actualmente está ampliamente aceptado que la degradación de la materia orgánica sigue una distribución como la detallada, y que se muestra resumida en la figura 2.4



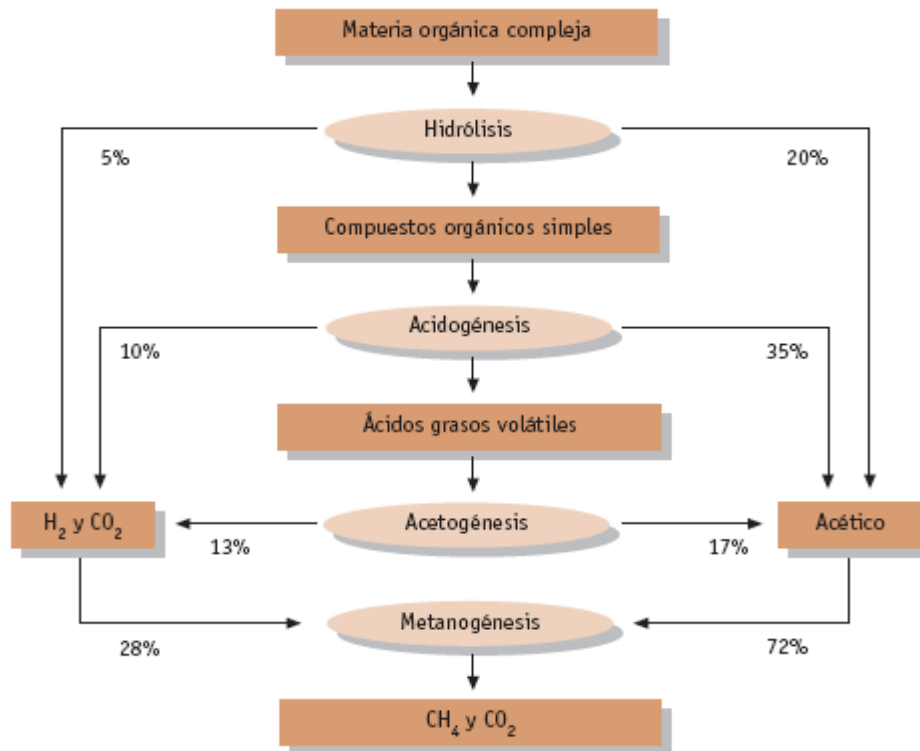


Figura 2.4 Esquema de la ruta de degradación anaerobia

Entre las ventajas más significativas del tratamiento anaerobio frente al aerobio cabe destacar la alta eficacia de los sistemas, incluso en aguas residuales de alta carga, el bajo consumo de energía, pequeña producción de lodos y por tanto, pequeño requerimiento de nutrientes, así como su eficacia ante alteraciones importantes de carga y posibilidad de grandes periodos de parada sin alteración importante en la población bacteriana. Sin embargo, como desventajas caben destacar la baja efectividad en la eliminación de nutrientes y patógenos, generación de malos olores y la necesidad de un post-tratamiento, generalmente aerobio, para alcanzar los niveles de depuración demandados, así como los generalmente largos periodos de puesta en marcha.

2.3.2.1 Condiciones de operación

Tanto las variables físicas como las químicas influyen en el hábitat de los microorganismos. En los procesos anaerobios es importante tener en cuenta la influencia de factores medioambientales. Las bacterias formadoras de metano son las más sensibles a estos factores, por lo que un funcionamiento inadecuado de las mismas pueden causar una acumulación de productos intermedios (ácidos) y desestabilizar por completo el sistema.





Entre las variables más importantes se encuentran la temperatura, el pH y la disponibilidad de nutrientes.

Por otro lado, la mezcla es un factor importante en el control del pH y en la uniformidad de las condiciones medioambientales. Una buena mezcla distribuye las propiedades tampón a todo el reactor y evita la concentración de metabolitos intermedios que pueden ser causa de inhibición para las bacterias metanogénicas.

Los parámetros de seguimiento y control de un digestor anaerobio pueden situarse en la fase sólida (materiales orgánicos e inorgánicos en suspensión); fase líquida (parámetros físicoquímicos y composición) y gaseosa (producción y composición) Estos parámetros pueden tener diferente significado y utilidad según la situación particular del equipo, que puede encontrarse en un período de puesta en marcha, en estado estacionario para sistemas continuos, o en sistemas discontinuos. Entre los parámetros de operación se pueden mencionar velocidad de carga orgánica, toxicidad, velocidad volumétrica de flujo, tiempo de retención hidráulico, concentración de sólidos volátiles en el reactor, producción de fangos, etc.

2.3.2.2 Reactores utilizados

El desarrollo del tratamiento anaerobio ha sido paralelo al desarrollo del tipo de reactor donde llevar a cabo el proceso. Dado el bajo crecimiento de las bacterias metanogénicas y la lentitud con la que llevan a cabo la formación de metano, es necesario desarrollar diseños en los que se consiga una alta concentración de microorganismos (SSV) en su interior si se quiere evitar el utilizar reactores de gran tamaño. Para conseguirlo, habitualmente es necesario que el tiempo de retención hidráulico (TRH) sea inferior al tiempo de retención de sólidos (TRS) y esto se puede hacer por distintos medios. A todos estos reactores se les denomina de alta carga, dado que son los únicos que pueden tratar aguas con elevada carga orgánica de una forma viable. Dando un repaso a los más utilizados, podemos hablar de:

- **Reactor de contacto** (mezcla completa con recirculación de biomasa): Se trata del equivalente al proceso de lodos activados aerobio. Consiste un tanque cerrado con un agitador donde tiene una entrada para el agua residual a tratar y dos salidas, una para el biogás generado y otra para la salida del efluente. Este efluente se lleva a un decantador donde es recirculada la biomasa de la parte inferior del decantador al reactor, para evitar la pérdida de la misma. Los principales problemas que presentan radican en la necesidad de recircular los lodos del decantador y de una buena sedimentación de los mismos. La figura 2.5 representa esquemáticamente las características de un reactor de este tipo.



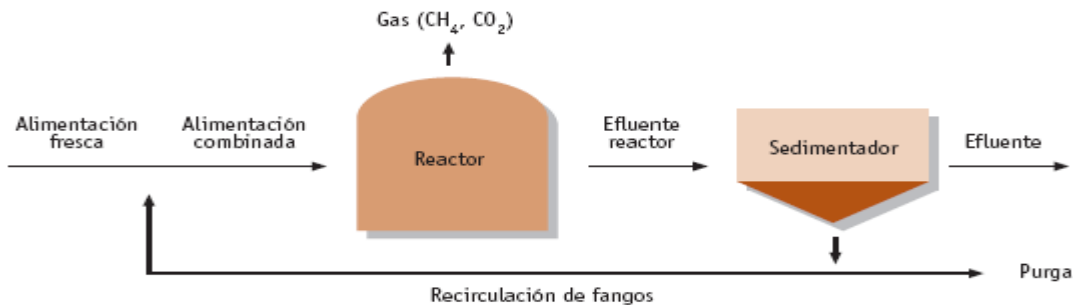


Figura 2.5 Reactor anaerobio de contacto

· **Reactor de manto de lodos y flujo ascendente (UASB, Upflow Anaerobic Sludge Blanket):** Estos reactores solucionan el problema de recirculación de lodos al aumentar la concentración de biomasa en el reactor manteniéndola en su interior. Estos reactores fueron desarrollados en Holanda, por el Prof. Lettinga en la década de los 80. Se trata de un reactor cuyo lecho está formado por gránulos de biomasa. Estos gránulos son porosos y con una densidad poco mayor que la del líquido, con lo que se consigue un buen contacto de éste con la biomasa. Los reactores suelen tener en su parte superior un sistema de separación gas-sólido-líquido, puesto que se acumula biogás alrededor de las partículas, éstas manifiestan una tendencia a ascender separándose con estos dispositivos. Se consigue una alta concentración de biomasa dentro del reactor que conlleva una elevada velocidad de eliminación de materia orgánica con rendimientos elevados de depuración. El agua residual se introduce por la parte inferior, homogéneamente repartida y ascendiendo lentamente a través del manto de lodos (gránulos). Los principales problemas que tiene este tipo de reactor son: puesta en marcha, ya que se ha de conseguir que se desarrollen gránulos lo más estables posibles, la incidencia negativa que tiene el que el agua residual a tratar contenga una gran cantidad de sólidos en suspensión y la deficiente mezcla en la fase líquida que se logra. Este último problema se soluciona de una forma eficaz recirculando parte del gas producido e inyectándolo en la parte inferior de equipo, consiguiendo una expansión del manto de lodos, y por lo tanto, una buena mezcla. A estos reactores se les denomina EGSB (Expanded granular sludge blanket). Habitualmente la relación altura/diámetro es mayor que para los convencionales UASB siendo capaces de alcanzar mayores cargas orgánicas (10-25 kg DQO/m³·día). También recientemente se ha desarrollado un sistema semejante denominado Internal Circulation (IC). Estos tipos de reactores han conseguido una muy alta implantación en el mercado, mostrándose como los más fiables para todo tipo de aguas residuales de alta carga, especialmente las que tienen un bajo contenido de sólidos en suspensión.



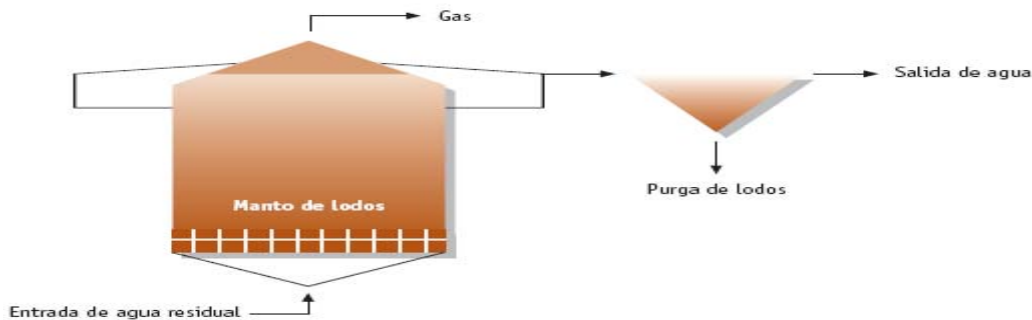


Figura 2.6 Reactor UASB

- **Filtro anaerobio (FA):** En este caso, los microorganismos anaerobios se desarrollan sobre la superficie de un sólido formando una biopelícula de espesor variable. El sólido permanece inmóvil en el interior del equipo, habitualmente una columna, constituyendo un lecho fijo. El agua residual se hace circular a través del lecho, bien con flujo ascendente o bien descendente, donde entra en contacto con la biopelícula. Son sistemas tradicionalmente utilizados en muchas depuradoras de aguas residuales industriales con alta carga orgánica. Resisten muy bien alteraciones de carga en el influente pero no aceptan gran cantidad de sólidos en suspensión con el influente. El rango típico de cargas tratadas desde 5-15 KgDQO/m³·día.
- **Reactor anaerobio de lecho fluidizado (RALF):** Son columnas en cuyo interior se introducen partículas de un sólido poroso (arena, piedra pómez, biolita, etc..) y de un tamaño variable (1-5 mm) con el objetivo de que sobre su superficie se desarrolle una biopelícula bacteriana que lleve a cabo la degradación anaerobia. Para que las partículas permanezcan fluidizadas (en suspensión), es necesario realizar una recirculación del líquido, para que la velocidad del mismo en el interior de la columna sea suficiente como para mantener dichas partículas expandidas o fluidizadas. Este tipo de equipos se han comprobado como muy eficaces, al menos en escala laboratorio o planta piloto. Se consiguen muy altas concentraciones de microorganismos, así como una muy buena mezcla en el lecho. Sin embargo su implantación a nivel industrial no ha alcanzado las expectativas que se crearon.
- **Otros tipos de reactores:** Más que otros tipos de reactores, nos referimos a distintas formas de operar, de llevar a cabo la degradación anaerobia. Tenemos por una parte los reactores discontinuos secuenciales (SBR, sequencing batch reactors), equipo en el que de forma secuencial se lleva a cabo el llenado, reacción, sedimentación y evacuación del agua depurada, para volver otra vez a iniciar el ciclo, todo ello en un mismo equipo. Como ventaja fundamental tiene el menor requerimiento espacio, así como una mayor flexibilidad en la forma de operar, por ejemplo en el caso de flujos estacionales, ayudado por la gran capacidad de las bacterias para estas situaciones.



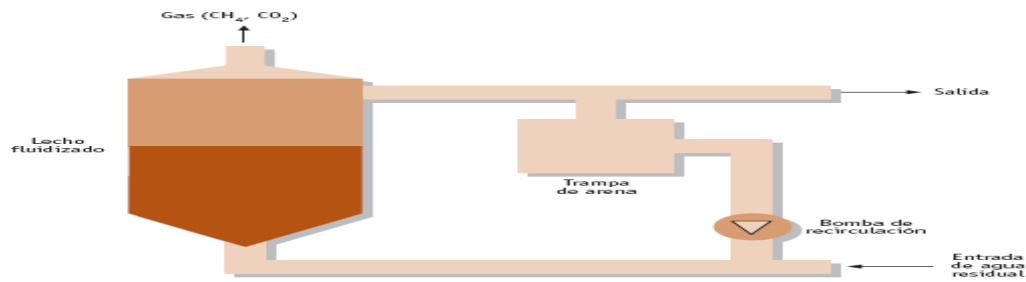


Figura 2.7 Reactor anaerobio de lecho fluidizado

Por otro lado, especialmente para el caso en el que la materia orgánica a degradar sea compleja, y en el que la etapa de hidrólisis sea importante, se suele llevar a cabo la degradación en dos etapas, en dos reactores en serie. En el primero se ponen las condiciones necesarias para que se realice la hidrólisis y acidificación de forma óptima (por ejemplo a pH 6), sin formación de metano. El efluente de este reactor, constituido fundamentalmente por ácidos de cadena corta, pasa al reactor metanogénico, donde las bacterias metanogénicas, mayoritarias, llevarán a cabo la metanización final del residuo. Estos equipos se han puesto en práctica desde hace tiempo, con éxito, incluso para la metanización de la fracción orgánica de los RSU, a menudo mezclados con lodos de depuradoras.

Finalmente, en la tabla 2.5 se muestran características y datos técnicos correspondientes a las distintas configuraciones de reactores anaerobios

<i>Reactor</i>	<i>DQO de entrada (mg/l)</i>	<i>Tiempo de retención hidráulico (h)</i>	<i>Carga orgánica (kg DQO/m³ día)</i>	<i>Eliminación de DQO (%)</i>
De contacto	1.500-5.000	2-10	0,5-2,5	75-90
EGSB	5.000-15.000	4-12	15,0-25,0	75-85
FA	10.000-20.000	24-48	5,0-55,0	75-85
RALF	5.000-10.000	5-10	5,0-10,0	80-85

Tabla 2.5 Condiciones de operación para distintos reactores anaerobios (Fernández Alba, 2006)

El tratamiento anaerobio, por tanto, constituye una forma eficaz de tratar aguas y residuos de alta carga orgánica, siendo una tecnología madura y contribuyendo no solo a la eliminación de la materia orgánica, sino a su aprovechamiento energético derivado de la utilización del metano producido.

Dependiendo del tipo de agua residual y de otros factores relacionados con cada aplicación particular, una tecnología anaerobia puede ser más apropiada y eficaz que otra.





CAPÍTULO 3
CARACTERIZACIÓN DEL INFLUENTE





3 CARACTERIZACIÓN DEL INFLUENTE

San José Iturbide es un municipio con una producción de aguas residuales municipales típica de una ciudad de su población y cuenta con una actividad empresarial considerable y en expansión; es entonces que considerando la información estadística relativa a los servicios de agua y drenaje (ver Tabla 1.7) particulares, podemos prever un aumento importante en el caudal manejado, pues este crecimiento industrial mantendrá (por lo menos) la tasa de crecimiento poblacional actual.

La dinámica de las actividades industriales y el consumo de agua asociado, van a provocar una presión importante sobre las fuentes de agua disponibles en el municipio; esto originará una competencia directa por el agua entre los productores agrícolas y la industria. El agua tratada en la planta constituye una oferta de agua más, pero el grado de tratamiento necesario para llegar a un grado de contaminación aceptable para los grupos interesados en adquirirla, afectará directamente al precio comparativo de la misma, obligando a las autoridades municipales a definir adecuadamente los objetivos del tratamiento, con miras a ofrecer un producto (agua tratada) competitivo.

3.1 Objetivos del tratamiento

Las normas a cumplir serán las siguientes, especificando el caso específico:

1. *NOM-001-SEMARNAT-1996*; que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales:
 - para descarga en ríos usados para riego agrícola (Ríos, A).
 - para descarga directa en suelos agrícolas (Suelo, A).
2. *NOM-003-SEMARNAT-1997*; que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas tratadas que se reúsen en servicios al público:
 - con contacto directo.
 - con contacto indirecto u ocasional.
3. *NOM-004-SEMARNAT-2002*; que establece las especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes de lodos y biosólidos para su aprovechamiento y disposición final.

Los valores de los contaminantes enunciados en la normatividad son comparados contra aquellos presentados por las muestras compuestas diarias obtenidas del 30 de octubre al 5 de noviembre del 2002 (Datos recabados). Estos datos se presentan en las tablas resumen de parámetros físicoquímicos, para los valores de concentración presentes en la mezcla de ambas descargas; con estos datos y los de los caudales diarios, se construyeron las gráficas





usadas más adelante; junto con ellas, además del análisis con las NOM como referencia, se incluyen comentarios relativos a posibles procesos de tratamiento.

3.2 Caracterización de caudales

3.2.1 Lecturas y medición

El caudal total a manejar por la PTAR está conformado por dos flujos independientes, uno, el denominado “Fraccionamiento María Teresa”, y el otro el llamado “Rastro”. Ambos se combinarán en un cabezal anterior a la llegada a la PTAR, cuya localización está aún por definir.

3.2.2 Procedimiento e instrumentación para la toma de lecturas

Para ambos flujos, los caudales se midieron utilizando vertedores triangulares (especificaciones no disponibles), colocados en dos registros de los ramales principales de salida.

3.2.3 Duración de la medición en campo de caudales

Se obtuvieron lecturas de siete días, que van del miércoles 30 de octubre a las 8:00 a.m. hasta el miércoles 3 de noviembre del 2002 a las 8:00 a.m. La frecuencia fue de una medida puntual de caudales cada media hora, para ambos casos.

Para el caudal “María Teresa”, hay dos grupos de datos ausentes (Dom. 01:00 – 07:30, Dom. 20:00-Lun 00:30), pues debido a lluvias y a que los medidores fueron sobrepasados, no se pudieron tomar valores. También, y por la misma situación, se presentó un grupo ausente de datos para el caudal “Rastro” (Dom. 00:00 – 03:30).

E ignorar estos datos ausentes, provocaría un error en la apreciación del ciclo de generación de A.R. de la ciudad, si bien numéricamente no resulta. Otra opción para inferir el valor aproximado de estos datos ausentes es tomarlos como iguales al promedio general o a los valores promedio presentados por las mismas horas en toda la semana. Esta fue la opción escogida, y para ello se incluyó los caudales medidos en los momentos en que llovió, para considerar el efecto de los caudales pluviales durante la temporada de lluvias.

3.2.4 Determinación de caudales de diseño

3.2.4.1 Caudales diarios

Los valores de las lecturas de caudal de ambas descargas horarias se sumaron para obtener el gasto total que a cada media hora llegará a la planta, durante el intervalo del estudio.





Ejemplo:

Para las lecturas del día 30 de octubre a las 8:00 a.m.:

Gasto total = gasto de "Rastro" + gasto de "Fraccionamiento Ma. Teresa":

$$Q_T = 30.45 \text{ l/s} + 6.82 \text{ l/s} = 37.27 \text{ l/s}$$

De esta manera se obtuvieron los valores de gasto total para cada media hora, los cuales se graficaron en una curva caudal total vs tiempo (Ver figura 3.1).

De estos datos, el gasto promedio fue de 30.55 l/s, el mínimo 6.72 l/s y el máximo de 59.67 l/s, aclarando que estos no son por necesidad los valores correspondientes a los caudales promedio, mínimo y máximo de diseño.

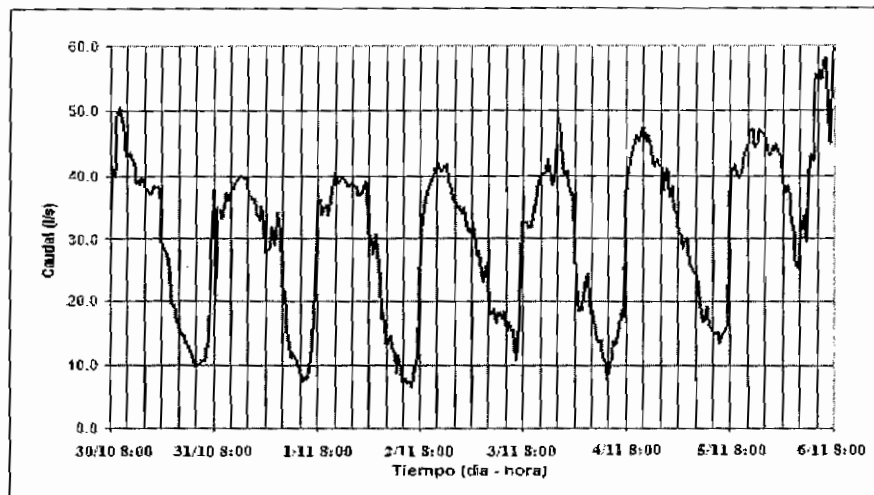


Figura 3.1 Variación de Caudal durante la semana del 30 de Oct. al 6 de Nov. del 2002

El comportamiento de la gráfica hasta el sábado a las 23:00 es periódico y dentro de las mismas escalas de valores para cada hora, de acuerdo a las curvas de caudal típicas para una población pequeña o mediana (Qasym, 1985) con un comportamiento con tendencia a la normalidad, donde los puntos máximos se presentan entre las 12:00 y las 17:00 horas, y los puntos mínimos entre las 3:00 y las 6:30 horas.





Es a partir de la hora mencionada que se nota un incremento en el gasto reportado respecto a las mismas horas en los días precedentes. Esto se debió a precipitaciones pluviales intensas que empezaron a las 22:00 de la noche del sábado. El clima permaneció lluvioso a lo largo del sábado y el domingo, presentándose lluvias ligeras el resto de la semana.

El domingo a las 16:00 se observa un pico importante (48.81 l/s) que no se repite sino hasta que se vuelve a presentar una lluvia constante, aproximadamente a las 06:00 del lunes, lo cual provocó un aumento en los caudales medidos esa mañana, siendo la causa probable un efecto de acumulación de líquido en el sistema de drenaje.

A efectos de obtener los caudales de diseño, se considera que ésta es una aproximación válida para evaluar el impacto del comportamiento estacional de la localidad en los caudales, por lo cual no se aplicó ningún factor de corrección estacional.

3.2.4.2 Volúmenes acumulados

Con los datos del gasto total calculamos el volumen acumulado, se grafico volumen acumulado vs. tiempo (ver gráfico 3.2).

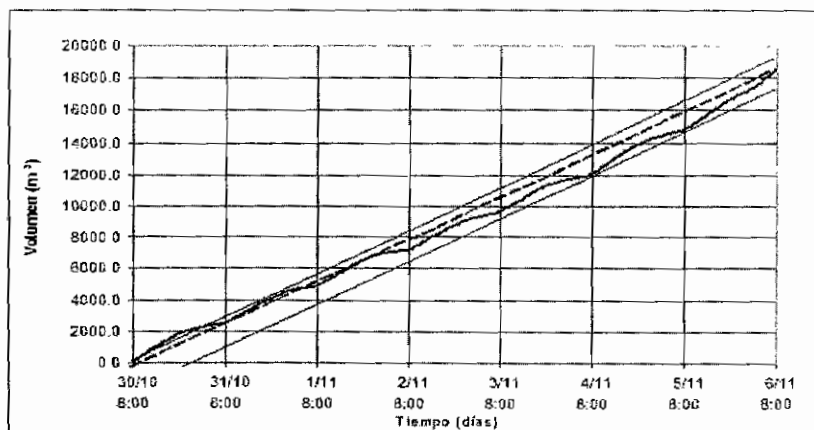


Figura 3.2 Curva de caudal acumulado durante la semana del 30 de Oct. al 6 de Nov. del 2002

De la gráfica anterior determinamos los siguientes valores:

- Volumen total = 18478.83 m^3 (en 7 días).





- Caudal promedio = $2639.8 \text{ m}^3/\text{d} = 30.55 \text{ l/s}$
- Volumen del tanque requerido para caudales pico: 1285 m^3 .

Este último es el valor de la distancia (en el gráfico) entre la línea central (que une los caudales inicial y final) con la tangente que pasa por el punto más alejado de la curva, ya sea un valor máximo o mínimo. Este es el volumen que se consideraría para un tanque de igualación de caudales que tuviera capacidad de regular cualquier variación posible en un ciclo semanal.

Para el caso que nos ocupa, esto no aplica, pues dadas las variaciones de caudales reportadas, un tanque de tales dimensiones almacenaría el agua un tiempo mayor al recomendado para evitar condiciones sépticas, además de que no sería económico construirlo. Para evitar lo anterior, analizamos ahora con base en el volumen de tanque de igualación necesario para cada día del estudio; graficamos el volumen acumulado diario vs tiempo (ver figuras 3.3 a 3.9) y de esta forma obtenemos el máximo volumen necesario. Los mayores volúmenes se calcularon para los días miércoles 30 y domingo 3, siendo estos valores los requeridos para un tanque de homogeneización. Ver tabla 3.1:

Día	Volumen Acumulado (m^3)	Caudal (l/s)
Miércoles 30	550	29.12
Jueves 31	450	27.34
Viernes 1	500	26.45
Sábado 2	450	28.88
Domingo 3	550	27.51
Lunes 4	450	31.65
Martes 5	250	42.92

Tabla 3.1 Volúmenes acumulados diarios del 30 de Oct. al 6 de Nov. 2002

A continuación se muestran los gráficos obtenidos con los caudales promedio para cada día.



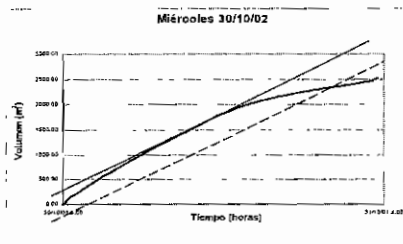


Figura 3.3

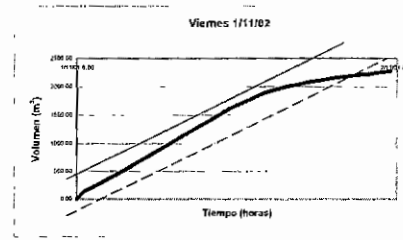


Figura 3.4

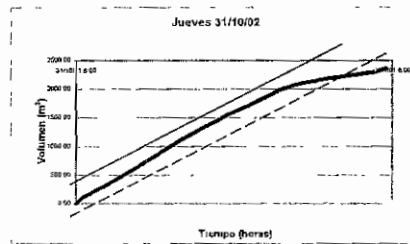


Figura 3.5

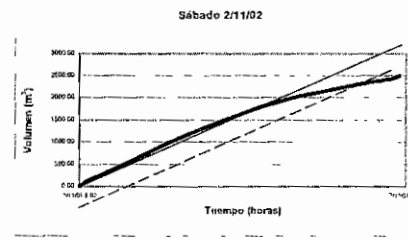


Figura 3.6

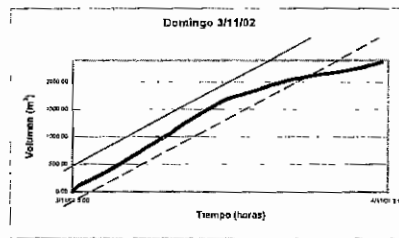


Figura 3.7

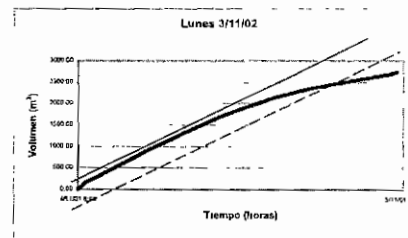


Figura 3.8



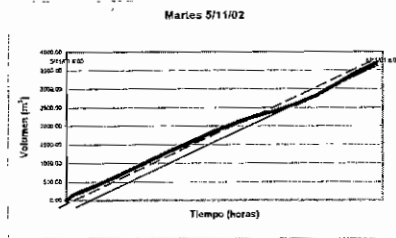


Figura 3.9

Figuras 3.3 a 3.9 Curvas de volúmenes acumulados diarios durante la semana del 30 de Oct. al 6 de Nov.

3.2.4.3 Análisis estadístico para determinar caudal de diseño

Se realizó un histograma con los valores de los gastos diarios combinados de ambas descargas, posteriormente se elaboró un cuadro ilustrando en orden creciente la tendencia con la que ocurren las mismas, dividiendo en intervalos de cinco litros por segundo (0-5, 5-10, ..., 55-60 l/s), para así observar los intervalos donde ocurren más descargas. Por ejemplo: en el intervalo de 35 a 40 l/s hay más de 70 descargas, en el de 45 a 50 l/s hay 50, mientras que entre los de 10 a 15 y de 15 a 20 hay 40 descargas para cada uno (ver figura 3.10). Estos valores fueron acomodados en orden creciente (ver figura 3.11), para facilitar su análisis posterior.

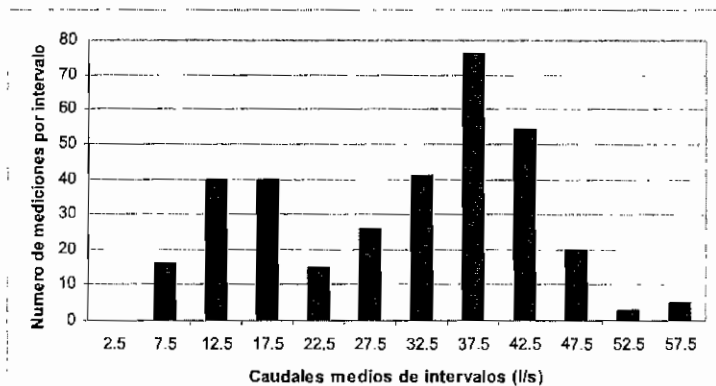


Figura 3.10 Histograma de ocurrencia de caudales totales durante la semana del 30 de Oct. al 6 de Nov.



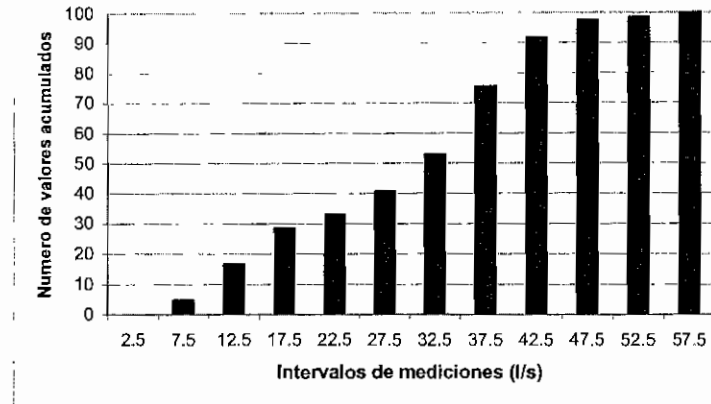


Figura 3.11 Curva de valores acumulados de caudales totales durante la semana del 30 de Oct. al 6 de Nov. del 2002

Con los datos obtenidos se calculó la probabilidad de ocurrencia, que es la acumulación de los datos de la tendencia; graficamos la probabilidad acumulada contra intervalos de caudal (ver figura 3.12); en este gráfico se calculó la probabilidad de ocurrencia del 50% de los valores de caudal, encontrando una media de 31.3 l/s y un valor de desviación estándar del 84% (40.0 l/s), siendo el valor de la media de los caudales el **caudal de diseño, 31.30 l/s**.

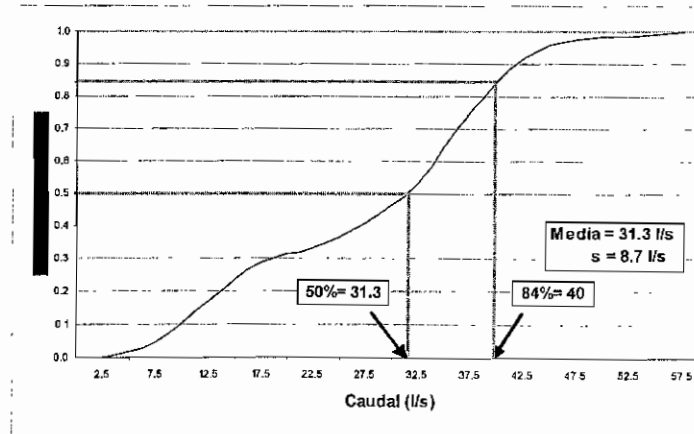


Figura 3.12 Probabilidad de ocurrencia de caudales totales





Debe considerarse que el caudal medio fue obtenido en un intervalo de 7 días en los cuales el clima no fue constante. Sin embargo, las variaciones habidas reflejan el comportamiento estacional de S.J.I. (ver gráficas de temperatura y lluvias), por lo que es válido suponer que este caudal es el que con la mayor frecuencia estará manejando la planta, aún en época de secas.

Considerando que en este proyecto se contempla un canal de demasías que sirva para regular la cantidad de agua que ingresa a la planta en época de lluvias, y a que la totalidad del gasto consumido es de pozos profundos ("Fuentes de abastecimiento de agua potable", INEGI, 2003). En la siguiente tabla se resume el comportamiento del caudal del 30 de Oct. al 6 de Nov. 2002:

Concepto	Valor	Comentarios
Gasto mínimo	6.72 l/s	-
Gasto medio	31.3 l/s	Usado para dimensionar las unidades de tratamiento
Gasto máximo	59.67 l/s	Usado para dimensionar las unidades de pretratamiento, y para chequear el tiempo de permanencia en tanques de cloración

Tabla 3.2 Tabla resumen de caudales del 30 de Oct. al 6 de Nov. 2002

3.3 Caracterización de contenidos y concentraciones de parámetros fisicoquímicos

3.3.1 Toma de muestras

Se obtuvieron datos de tomas de muestras puntuales, paralelamente a las mediciones de caudales en intervalos de media hora para los siguientes parámetros:

- Conductividad, ($\mu\text{s}/\text{cm}$).
- Temperatura del agua y temperatura ambiente, $^{\circ}\text{C}$.
- Sólidos sedimentables, ml/l .

Para el resto de los parámetros, se conjuntó una muestra compuesta para cada día, mediante las muestras puntuales anteriormente mencionadas, a las que se les dió la preservación necesaria para ser llevadas al laboratorio.

3.3.2 Comportamiento de los principales parámetros fisicoquímicos

Los valores de cada parámetro para las muestras compuestas fueron obtenidos haciendo una ponderación del aporte realizado por "María Teresa" y "Rastro". No se realizó un manejo estadístico de ellos, por no contar con datos suficientes; por ello sólo se calcularon los máximos, mínimos y promedios de los valores. Los resultados se presentan en las tablas de las páginas siguientes.





UNIVERSIDAD DE ZARAGOZA

A continuación de las tablas se hace un análisis del comportamiento para cada parámetro de relevancia, basados en sus curvas, con el fin de obtener más datos que nos permitan tomar decisiones respecto al tren de tratamiento a escoger.





ANÁLISIS DE LAS MUESTRAS COMPUESTAS

PARÁMETRO	30-Oct	31-Oct	01-Nov	02-Nov	03-Nov	04-Nov	05-Nov	Promedio	Mínimo	Máximo	NOM-001 Ries. A (ppb)	NOM-001 Ries. A (ppb)	NOM-202 (ppb)
pH, unidades de pH	7.00	7.00	6.38	6.92	7.03	7.03	7.02	6.91	6.38	7.03	5 a 10	6 a 10	-
Conductividad, µS/cm	935.43	889.36	844.37	1007.45	814.59	842.05	866.90	900.02	814.59	1007.45	-	-	-
Sólidos rediseñables, mg/l	0.18	0.73	1.00	4.24	0.86	0.40	0.34	1.14	0.16	4.41	2.0	N.A.	7.5
Sólidos Totales, mg/l	954.12	1020.82	1184.83	1338.16	970.46	841.83	928.72	1043.14	841.83	1394.16	-	-	-
Sólidos Totales Volátiles, mg/l	469.74	497.57	700.99	838.83	476.68	404.58	437.85	549.17	404.58	838.83	-	-	-
Sólidos Totales Fijos, mg/l	484.37	529.28	483.84	507.34	493.82	437.27	491.87	493.97	437.27	557.34	-	-	-
Sólidos Suspendedos Totales, mg/l	220.46	289.69	308.14	387.84	306.59	166.73	274.15	275.53	166.73	367.84	200.0	N.A.	-
Sólidos Suspendedos Volátiles, mg/l	170.93	208.43	240.34	283.40	187.72	109.23	190.25	199.61	109.23	293.40	-	-	-
Sólidos Suspendedos Fijos, mg/l	49.53	81.25	67.80	74.63	118.86	56.50	83.90	77.91	49.53	118.86	-	-	-
Sólidos Disueltos Totales, mg/l	733.65	737.15	876.69	1028.23	663.81	673.11	655.57	766.61	665.57	1028.23	-	-	-
Sólidos Disueltos Volátiles, mg/l	318.81	259.14	490.65	543.42	288.95	295.33	257.60	360.56	257.60	543.42	-	-	-
Sólidos Disueltos Fijos, mg/l	414.84	448.01	416.04	482.80	374.85	377.77	397.87	416.06	374.85	482.80	-	-	-
Nitrógeno total Kjeldahl, mg/l	43.75	49.91	51.18	37.60	38.15	41.20	40.11	43.99	37.60	61.16	50.0	N.A.	-
Nitrógeno Amoniacal, mg/l	32.55	33.30	34.27	35.48	29.13	27.26	24.45	30.51	24.45	35.48	-	-	-
Nitrógeno Orgánico, mg/l	11.23	16.52	16.89	2.11	12.02	13.94	15.66	13.46	2.11	17.23	-	-	-
Fosforo Total, mg/l	56.84	61.56	62.21	68.22	44.89	48.45	59.10	57.32	44.89	69.22	30.0	N.A.	-
Fosforo total, mg/l	34.50	36.65	37.25	39.70	28.97	27.83	35.77	34.38	27.83	39.70	-	-	-
Ortofosfatos, mg/l	21.31	24.91	24.96	25.52	16.92	20.62	23.33	22.94	16.92	29.52	-	-	-
Demanda Bioquímica de Oxígeno Total, mg/l	325.74	356.42	390.60	476.57	307.82	284.88	362.46	358.21	284.88	476.57	200.0	N.A.	-
Demanda Bioquímica de Oxígeno Sedimentable, mg/l	294.56	344.73	297.85	326.17	205.78	218.13	269.22	279.85	205.78	344.73	-	-	-
Demanda Bioquímica de Oxígeno Sedimentable, mg/l	31.18	14.69	92.65	150.39	102.04	65.77	93.23	78.57	14.69	150.39	-	-	-
Porcentaje de DBO suspendida	9.51	4.07	0.16	31.19	30.78	21.65	24.75	17.45	0.16	31.19	-	-	-
Demanda Química de Oxígeno Total, mg/l	610.99	644.25	674.38	730.41	483.83	518.91	595.13	596.40	483.83	730.41	-	-	-
Demanda Química de Oxígeno Sedimentable, mg/l	512.12	528.69	452.92	512.12	318.91	311.34	454.73	445.86	311.34	528.69	-	-	-
Demanda Química de Oxígeno Sedimentable, mg/l	98.87	115.37	221.46	188.29	144.73	204.97	80.40	150.54	80.40	221.46	-	-	-
Porcentaje de DQO suspendida	15.59	17.83	32.72	25.86	31.17	34.89	13.28	24.62	13.28	34.89	-	-	-
DDTotal/DBOTotal	1.88	1.76	1.73	1.47	1.64	1.63	1.82	1.70	1.47	1.88	-	-	-
DOOobscuro/DOobscuroad	1.76	1.53	1.52	1.57	1.54	1.52	1.86	1.61	1.52	1.86	-	-	-
Grasas y Aceites, mg/l	85.40			106.79				85.40	85.40	106.79	25.00	25.00	75.00
Arsénico, mg/l	0.03			0.03				0.03	0.03	0.03	0.40	0.40	0.75
Cianuro, mg/l	0.11			0.27				0.19	0.11	0.27	3.00	3.00	1.50
Cadmio, mg/l	0.01			0.01				0.01	0.01	0.01	0.40	0.10	0.75
Cromo, mg/l	0.07			0.07				0.07	0.07	0.07	6.00	6.00	15.00
Cobalto, mg/l	0.04			0.04				0.04	0.04	0.04	1.50	1.50	0.75
Mercurio, mg/l	0.00			0.00				0.00	0.00	0.00	0.02	0.01	0.02
Niquel, mg/l	0.04			0.04				0.04	0.04	0.04	4.00	4.00	6.00
Ploomo, mg/l	0.055211			0.068866				0.07	0.07	0.07	1.00	1.00	1.50
Zinc, mg/l	0.15900			0.173401				0.17	0.16	0.17	20.00	20.00	9.00

NOTA: - = No aplica

Tabla 3.3 Valores de parámetros fisicoquímicos de las muestras compuestas y de las NOM





PARÁMETRO	30-Oct	31-Oct	01-Nov	02-Nov	03-Nov	04-Nov	05-Nov	Promedio	Mínimo	Máximo
Sólidos Totales, kg/d	2406.1	2425.1	2707.9	3477.4	2228.8	2301.9	3447.4	2712.7	2228.8	3477.4
Sólidos Totales Volátiles, kg/d	1232.0	1175.1	1602.1	2087.2	1094.7	1105.2	1823.6	1417.3	1094.7	2087.2
Sólidos Totales Fijos, kg/d	1166.2	1250.0	1105.8	1390.1	1134.1	1195.7	1823.9	1295.4	1105.8	1823.9
Sólidos Suspendedos Totales, kg/d	554.6	684.1	704.2	917.7	704.1	481.4	1016.6	720.4	461.4	1016.6
Sólidos Suspendedos Volátiles, kg/d	430.0	492.3	549.3	731.8	431.1	298.7	668.4	514.5	298.7	731.8
Sólidos Suspendedos Fijos, kg/d	124.6	191.9	155.0	185.9	273.0	162.7	348.2	205.9	124.6	348.2
Sólidos Disueltos Totales, kg/d	1845.5	1741.0	2003.7	2559.6	1524.7	1840.5	2430.9	1992.3	1524.7	2559.6
Sólidos Disueltos Volátiles, kg/d	802.0	682.9	1052.8	1355.4	663.6	807.5	955.2	902.8	663.6	1355.4
Sólidos Disueltos Fijos, kg/d	1043.5	1058.1	950.8	1204.2	861.1	1033.0	1475.7	1089.5	861.1	1475.7
Nitrógeno total Kjeldhal, kg/d	125.2	117.9	116.9	93.8	87.6	112.7	148.7	114.7	87.6	148.7
Nitrógeno Amoniacal, kg/d	81.9	78.9	78.3	88.5	60.0	74.5	90.7	79.0	60.0	90.7
Nitrógeno Orgánico, kg/d	43.3	39.0	38.6	5.3	27.6	38.1	58.1	35.7	5.3	58.1
Fosfatos totales, kg/d	86.8	86.6	85.1	99.0	66.5	76.1	132.6	90.4	66.5	132.6
Ortofosfatos, kg/d	53.7	58.8	57.0	73.6	36.6	55.4	86.5	60.4	36.6	86.5
Demanda Bioquímica de Oxígeno Total, kg/d	819.4	848.9	892.7	1188.7	706.9	779.0	1344.0	939.9	706.9	1344.0
Demanda Bioquímica de Oxígeno Sobrenadante, kg/d	741.0	814.2	681.0	813.6	472.6	599.2	998.3	731.4	472.6	998.3
Demanda Bioquímica de Oxígeno Sedimentable, kg/d	78.5	34.7	211.8	375.1	234.3	179.8	345.7	208.6	34.7	375.1
Demanda Química de Oxígeno Total, kg/d	1537.0	1521.5	1541.3	1747.0	1064.7	1411.0	2085.5	1559.7	1064.7	2085.5
Demanda Química de Oxígeno Sobrenadante, kg/d	1288.3	1249.1	1035.1	1277.4	732.4	851.3	1797.4	1175.8	732.4	1797.4
Demanda Química de Oxígeno Sedimentable, kg/d	248.7	272.5	506.1	469.6	332.4	559.6	298.1	383.9	248.7	559.6
Grasas y Aceites, kg/d	214.84			266.37				240.60	214.84	266.37
Arsénico, kg/d	0.06			0.07				0.07	0.07	0.08
Cianuro, kg/d	0.29			0.67				0.48	0.29	0.67
Cadmio, kg/d	0.02			0.02				0.02	0.02	0.02
Cobre, kg/d	0.16			0.17				0.17	0.16	0.17
Cromo, kg/d	0.10			0.10				0.10	0.10	0.10
Mercurio, kg/d	0.00			0.00				0.00	0.00	0.00
Níquel, kg/d	0.10			0.10				0.10	0.10	0.10
Plomo, kg/d	0.16			0.17				0.17	0.16	0.17
Zinc, kg/d	0.40			0.43				0.42	0.40	0.43

Tabla 3.4 Gastos máxicos diarios, promedios, mínimos y máxicos del agua residual





3.3.2.1 Sólidos sedimentables

Se presentó una concentración promedio de 1.14 ml/l, oscilando entre 0.18 y 4.44 ml/l. La mayor concentración de este parámetro se presentó el 2 de noviembre, debido al arrastre de sedimentos causado por la lluvia que se presentó ese día; sin tomar en cuenta este valor (ver figura 3.13), se obtuvo un valor promedio de 0.59 ml/l. Ambos promedios son inferiores a los valores especificados en NOM-001-SEMARNAT-1996 y NOM-002-SEMARNAT-1996

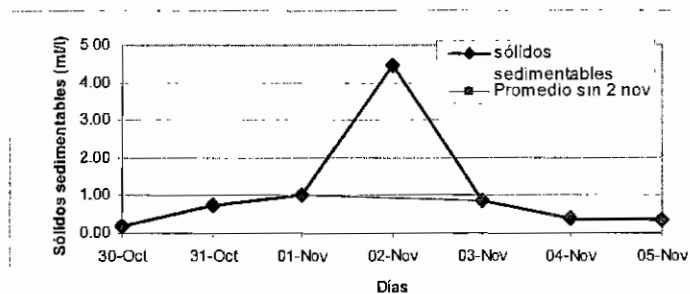


Figura 3.13 Variación de la concentración de sólidos sedimentables

3.3.2.2 Sólidos totales

Las características de la gráfica muestran que tiene dos picos, uno el sábado y el otro el martes (aprox. 3500 kg/d). En estos dos días llovió por la noche; esto inyectó directamente sobre los sólidos totales volátiles, esto es probablemente atribuible a un arrastre de sólidos importante, principalmente sedimentos de las laderas (escorrentía). El resto de los valores diarios se comportan de una manera similar, en el rango de entre 2228.76 kg/d y 2707.91 kg/d, eliminando a los dos valores pico, el promedio de los demás es de 2500 kg/d aproximadamente.

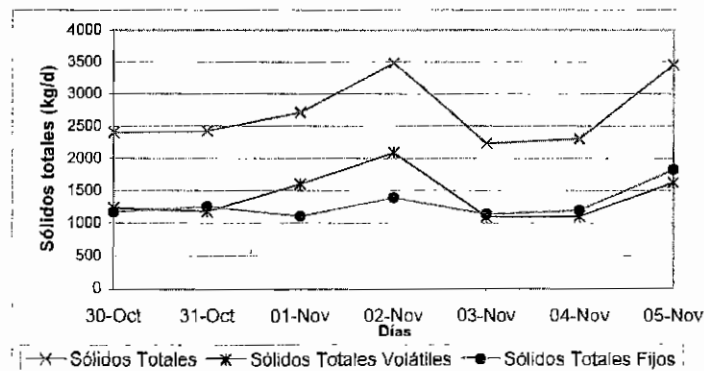




Figura 3.14 Variación del gasto másico de sólidos totales

3.3.2.3 Sólidos suspendidos

El gasto másico promedio es de 720.39 kg/d (27 % de los sólidos totales), valor superior al establecido en las NOM-001 y 003, de los cuales cerca del 71 % correspondió a la forma volátil:

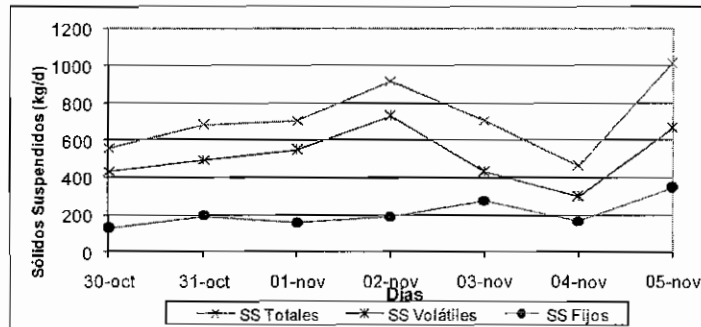


Figura 3.15 Variación del gasto másico de sólidos totales

3.3.2.4 Sólidos disueltos

Los sólidos disueltos volátiles (356.0 mg/l) son la concentración que se remueve en los procesos biológicos, mientras que el mayor porcentaje de los sólidos suspendidos totales (276.2 mg/l) serán removidos en el desarenador y los sedimentadores primario y secundario.

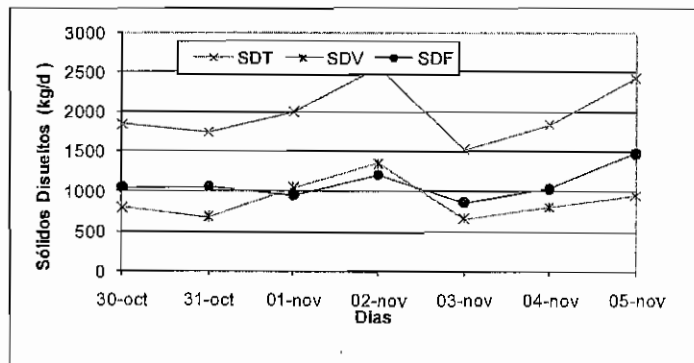


Figura 3.16 Variación del gasto másico de sólidos disueltos





3.3.2.5 DQO/DBO

La concentración de DBO (361.7 mg/l) puede ser considerada como de un agua residual doméstica fuertemente contaminada (Metcalf & Eddy 1995, pág. 125), lo cual favorece la elección de un proceso biológico. El % de DBO sedimentable del total es del 22%. En la gráfica de la DBO se observa un aumento en la concentración de ésta los días sábado y martes, que son los que presentan lluvias con un aumento del 20% y el 40% respectivamente sobre el promedio, esto se atribuye al arrastre de materia orgánica.

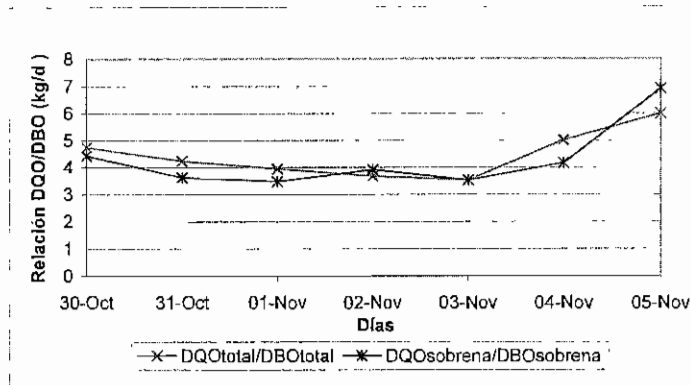


Figura 3.17 Variación del gasto másico de DBO y DQO

La concentración de DQO (602.7 mg/l) puede ser considerada como de un agua residual doméstica fuertemente contaminada (Metcalf & Eddy, 1995, pág. 125). La relación promedio entre las concentraciones de DQO y DBO indica que esta agua es convenientemente tratable mediante un proceso biológico:

$$\frac{DQO_T}{DBO_T} = 1.7$$

3.3.2.6 pH

Tiene un valor promedio de 6.97, oscilando entre 6.9 y 7.0, valores cercanos a la neutralidad, favorables al crecimiento bacteriano (pH neutro). De acuerdo con la NOM-001-SEMARNAT-1996, NOM-002-SEMARNAT-1996 y NOM-003-SEMARNAT-1996 se determinó que el valor de pH es aceptable (rango de 5 a 10, de 5.5 a 10 y de 5.5 a 10, respectivamente). Estos valores permiten realizar un tratamiento biológico o fisicoquímico.



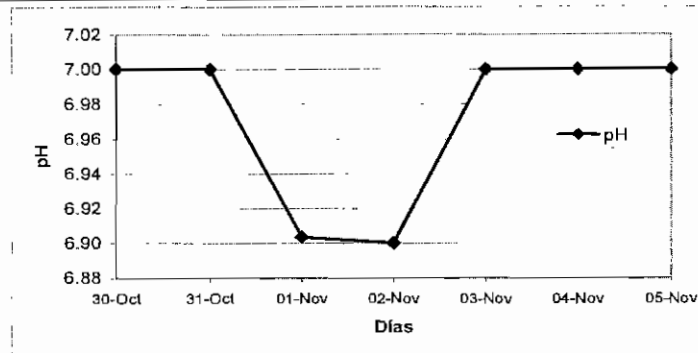


Figura 3.18 Variación del pH

3.3.2.7 Nitrógeno

El valor de la concentración de nitrógeno total es de 44.8 mg/l, inferior al de la NOM-001 (60 mg/l) y de acuerdo a las referencias, está dentro del rango presente en aguas residuales medianamente contaminadas.

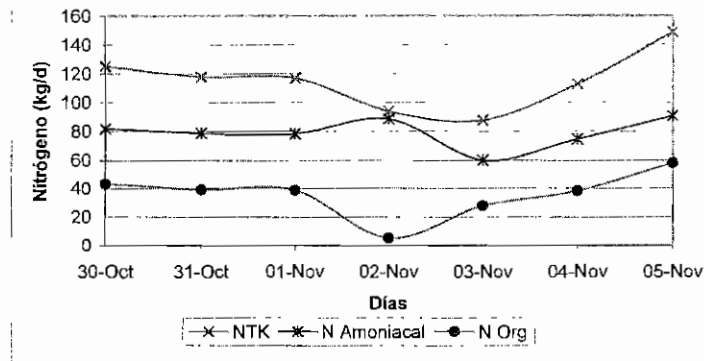


Figura 3.19 Variación del gasto másico de Nitrógeno

3.3.2.8 Fósforo

El valor de la concentración de fósforo total es de 34.8 mg/l, superior al de la NOM-001 (30 mg/l) y de acuerdo a Metcalf está dentro del rango presente en aguas residuales altamente contaminadas. Esta concentración en un agua doméstica se debe a por lo regular la alta presencia de detergentes.



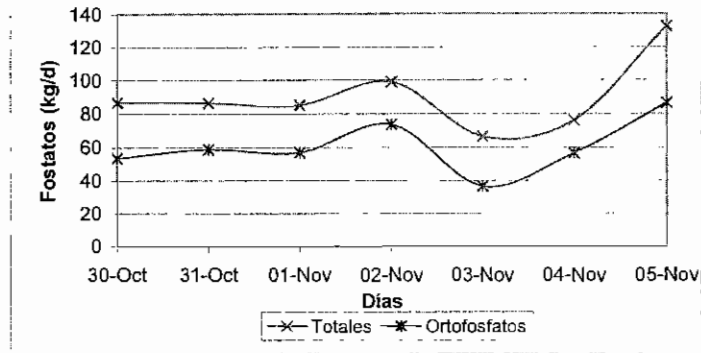


Figura 3.20 Variación del gasto másico de fosfatos

3.3.2.9 Metales (cadmio, cobre, cromo, mercurio, níquel, plomo y zinc)

La NOM-03-SEMARNAT-1997 establece que el agua residual tratada para reuso en servicios al público no deberá contener concentraciones de metales pesados y cianuros mayores a los límites máximos permisibles establecidos en la columna que corresponde a embalses naturales y artificiales para uso en riego agrícola (Tabla 3, la NOM-001-SEMARNAT-1996); en este caso los caudales presentan valores de concentración bajos, menores a los de la norma.

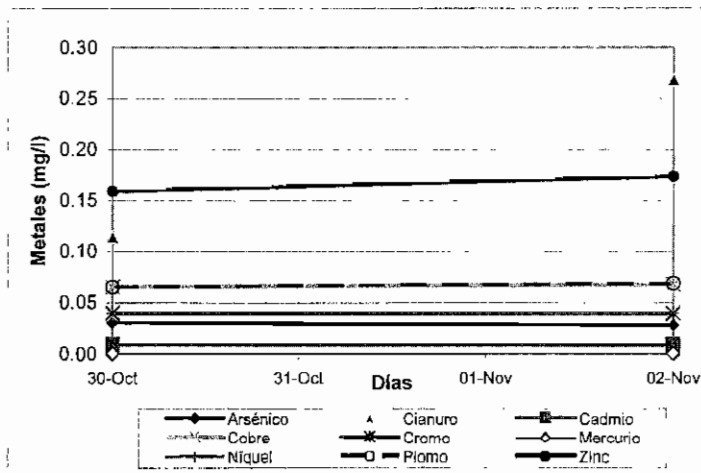


Figura 3.21 Variación de la concentración de metales





3.3.2.10 Grasas y aceites

Con este término se engloban a todos los lípidos, grasas, aceites, ceras y demás constituyentes relacionados comúnmente encontrados en el agua residual, de origen natural (desechos de comida y de limpieza, principalmente), o sintético, como ciertos tipos de solventes o los restos de aceites lubricantes automotrices o de herramienta.

Estas sustancias interfieren con la actividad microbiana en los tratamientos biológicos, pero las concentraciones halladas en los efluente manejados está dentro del rango considerado como "tratable" mediante algún proceso biológico, y se pueden caracterizar como concentraciones típicas relativamente altas (media-alta concentración, Metcalf & Eddy, 2003, pág. 186).

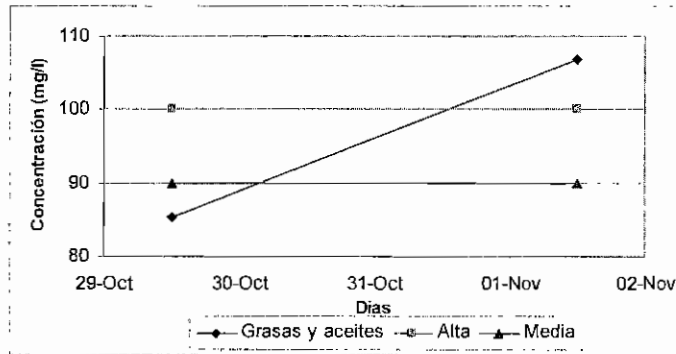


Figura 3.22 Variación de la concentración de grasas y aceites

3.3.2.11 Conductividad Eléctrica

La conductividad eléctrica se expresa en decisiemens por metro (dS/m), y es una medida bastante confiable de la presencia de sales disueltas, la medida más importante para evaluar si un agua es adecuada para ser usada en riego. Para la mayoría de los propósitos de riego, los valores de conductividad eléctrica y de sólidos totales disueltos están relacionados directamente con una precisión del $\pm 10\%$ por la ecuación de Pettygrove y Asano:

$$SDT(mg/l) \approx \text{Conductividad Eléctrica}(dS/m) * 640$$

$$CE = \frac{927.1 \mu S}{cm} * \frac{1 dS}{10^5 \mu S} * \frac{100 cm}{m} = 0.9271 \frac{dS}{m}$$

$$SDT = \frac{927.1 \mu S}{cm} * \frac{1 dS}{10^5 \mu S} * \frac{100 cm}{m} * 640 = 593.344 \frac{dS}{m}$$





De acuerdo, el contenido salino inferido a ambos valores obtenidos está dentro de un rango de baja influencia sobre el uso del agua residual para irrigación (Metealf & Eddy, 2003, pág. 1403), y ya que el mismo no va a aumentar a través del tren tratamiento de agua, no hay ninguna restricción para usar esta agua para irrigación. En realidad el contenido salino determinado de esta manera no representa la cantidad que efectivamente llegará a constituir un problema para el crecimiento vegetal, habría aún que restarle la cantidad perdida durante la infiltración hasta las raíces.

3.3.2.12 Diferencial de temperatura entre el agua y el ambiente

Este tipo de gráfica es importante para la seleccionar ciertos tipos de procesos de tratamiento secundario, es determinante para el diseño de un filtro percolador, pues debe haber un mínimo de 1°C de diferencia entre la temperatura del ambiente y la del influente que llega al filtro, para asegurar la ocurrencia de fenómenos convectivos que provean de aire al filtro. En la gráfica se observa que esta condición se cumple en la gran mayoría de los casos, con la excepción de dos puntos para cada día, uno en la mañana (8:00-11:00) y otro en la tarde (16:00-18:00), en los cuales ambas curvas de temperatura se cruzan.

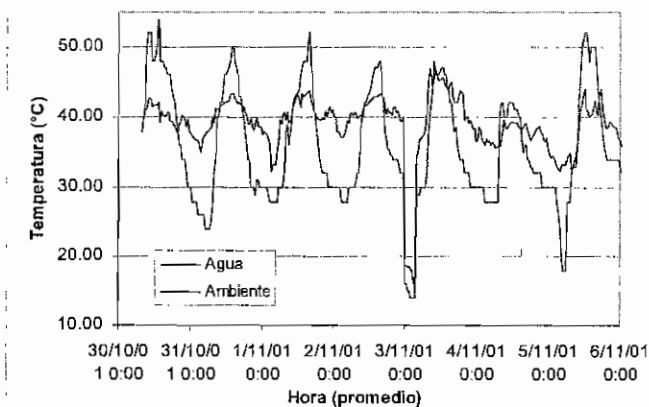


Figura 3.23 Diferencial de T para el agua y el aire ambiente



CAPÍTULO 4

DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES



4 RESUMEN DESCRIPTIVO

La Planta de Tratamiento de Aguas Residuales del Municipio de San José Iturbide estará localizada en el predio denominado “Cinco de Mayo”, situado a orillas del camino que conecta la cabecera municipal con el poblado de “La Ascensión” (Fig. 4.1)

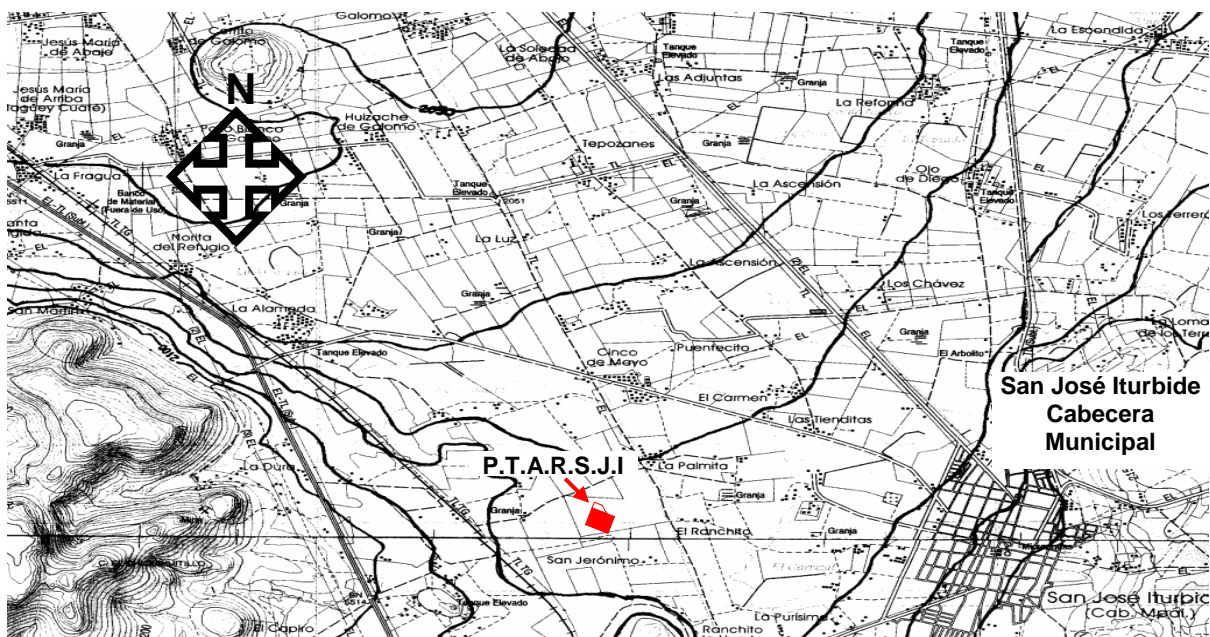


Figura 4.1 Localización de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de S.J.I.

La PTAR tiene un perímetro de 193.7 m, y ocupa un total de 2344 m², quedando en el predio contiguo, también propiedad del Ayuntamiento, otros 1990 m², en los cuales se podrá construir un segundo módulo de tratamiento para la ampliación de la planta.

En total, las unidades a construir de la Planta de Tratamiento de Agua Residuales para el Municipio de San José Iturbide (P.T.A.R.M.S.J.I.) son las siguientes:

Lista de equipos:

1. Tratamiento primario del agua
 - 1.1. Canal de entrada (CE-01)
 - 1.2. Rejas para cribado grueso (RCG-01)
 - 1.3. Rejas para cribado fino (RCF-01)
 - 1.4. Desarenador (DA-01, 02)
 - 1.5. Canal Parshall (CP-01)
 - 1.6. Cárcamo de bombeo de aguas crudas (CAC-01)
 - 1.7. Sedimentador Primario (SP-01)
2. Tratamiento secundario del agua
 - 2.1. Filtro Percolador (FP-01)
 - 2.2. Cárcamo de bombeo de agua de recirculación (CAR-01)





- 2.3. Sedimentador Secundario (SS-01)

- 3. Desinfección del agua
 - 3.1. Tanque de cloración (TC-01)

- 4. Acondicionamiento y estabilización de lodos
 - 4.1. Cárcamo de bombeo de lodos (CL-01)
 - 4.2. Espesador de lodos (EL-01)
 - 4.3. Digestor anaerobio de lodos (DA-01)
 - 4.4. Eras de secado de lodos (ES-01/13)

4.1 Tratamiento primario del agua

El influente proveniente del sistema de drenaje entra a la planta por un canal de entrada de 75 cm, que cuenta con un bordo libre de 40 cm, después de la toma de entrada hay un canal de demasías que sirve para controlar los excesos de flujo, y que los lleva a una continuación del canal de entrada, que se prolonga hasta el otro extremo longitudinal de la planta.

En el trayecto del canal de entrada el agua es forzada a pasar a través de una reja de cribado grueso con una apertura entre barras de 4 cm, la cual retiene la mayoría de los sólidos grandes flotantes, como trapos, palos y demás. Después el agua llega a una reja de cribado fino con apertura de 1cm; los sólidos son retirados manualmente de las cribas, barridos hacia dos planchas perforadas y puestos a escurrir el exceso de agua.

De las cribas el agua es conducida a uno de dos desarenadores que retienen materiales tales como arena, cáscaras de huevo, astillas de madera y fibras sedimentables pequeñas; estos materiales son retirados con palas, para después ser llevados junto con los sólidos de las cribas a un contenedor móvil, previamente a su disposición final en el basurero municipal.

Una vez libre de partículas grandes, el agua pasa a través de un medidor de caudal tipo Parshall, construido en fibra de vidrio, colocado en el canal, donde las mediciones se hacen usando una escala graduada. De ahí pasa por gravedad al cárcamo de aguas crudas, de donde será bombeada por 2 de 3 bombas centrífugas colocadas en un cárcamo seco adyacente, mismas que la enviarán a un sedimentador primario circular que funciona por gravedad, con una carga hidráulica mínima de $40 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$ y un tiempo de retención hidráulico de 2 horas.

4.2 Tratamiento secundario del agua

El agua fluye por gravedad hacia un cárcamo de recirculación de agua. De éste es tomada por dos bombas centrífugas situadas en el cárcamo seco antes mencionado, y conducida hasta la tubería de toma del filtro percolador; por la fuerza del bombeo sube por la columna central del filtro y al llegar a los brazos de distribución los impulsa por reacción, percolando sobre el área transversal hasta el fondo; ahí resbala por la





pendiente del piso hacia una canaleta colectora, hasta un tramo de tubería que la lleva a una caja distribuidora que reparte el flujo entre el cárcamo de recirculación y el sedimentador secundario. El filtro está empacado con anillos plásticos de tipo convencional, y su altura efectiva es de 6.1 m.

Al cárcamo llega el gasto medio (31.3.l/s) y se acumula y recircula de tal manera que al filtro llegue 2.5 veces el gasto medio, logrando así una dilución de la concentración de DBO tal que la carga orgánica volumétrica nos permita alcanzar remociones de DBO superiores al 90%. Además, al aumentar la carga hidráulica se asegura que esté por encima del mínimo recomendado para lavar convenientemente el empaque (0.5 l/m²s).

El efluente es conducido por tubería (gravedad) a un sedimentador secundario circular que funciona por gravedad, con una carga hidráulica mínima de 28 m³/m²h y un tiempo de retención hidráulico de 2 horas.

El efluente clarificado pasa al tanque de contacto de cloro, donde permanece un mínimo de 15 minutos para cualquier condición de flujo, y donde se le dosifican 10 mg/l de cloro gas.

El efluente fluye por gravedad a la continuación del mismo canal de entrada, el cual lo lleva a un pequeño embalse para recarga del acuífero, situado pendiente abajo en dirección del “Parque Industrial Opción Nogales”. En este punto el ayuntamiento planea instalar una estación de bombeo para enviar el agua directamente del canal hacia el citado parque.

4.3 Tren de tratamiento de lodos

Al cárcamo de aguas crudas llegan los lodos retirados del sedimentador secundario, y se mezclan con el influente proveniente del canal Parshall. Esto se hace porque la sedimentabilidad de esta mezcla aumenta con respecto a la del influente solo.

De esta manera tenemos un solo punto de extracción de los lodos, del cual pasan por gravedad a un cárcamo de lodos, y de ahí son bombeados a un espesador por gravedad, desde donde son bombeados a un digestor anaerobio que opera sin mezcla y a temperatura ambiente, donde el lodo permanece por 30 días.

El sobrenadante del digestor es conducido de regreso al cárcamo de aguas crudas. El lodo, una vez estabilizado, se deposita en 13 eras de secado con un área efectiva de 465 m² hasta que su consistencia es la de una pasta lo suficientemente manejable como para ser usada como mejorador de suelos.

4.4 Elección del tren de tratamiento

Dado que en los datos en los que se basó la caracterización del influente no se dan datos relativos a la composición y cantidad de basuras y sólidos de tamaño grueso que vienen en el agua residual, éstos serán estimados con base en las referencias, a la hora de elaborar el balance de masa de la planta.





El caudal y presencia de contaminantes que manejará la PTARSJI no muestran influencia significativa de descargas industriales, esto, aunado a la presencia de macronutrientes y al rango de temperatura presentado por los flujos, convierte al tratamiento biológico en la primera opción. Estos macronutrientes tienen una influencia importante en la síntesis bacteriana, y comparando las proporciones necesarias de N y P para eliminar completamente la DQO de la muestra, encontramos que las concentraciones de N y P (ver Figuras 3.19 y 3.20) no son limitante para ninguno de los procesos mencionados en la tabla, por ello, se justifica la elección de un proceso aerobio, tomando como criterio principal la eliminación de DQO.

Valores de referencia				N y P necesarios para remover DQO		
DQO	N	P	PROCESO	DQO	N	P
4000	5	1	Anaerobio	600	7.5	1.5
1000	5	1	Anaerobio baja carga	600	3.0	0.6
200	5	1	Aerobio	600	15	3

Tabla 4.1 N y P necesarios para remover DQO, según proceso

Los principales criterios que se buscan satisfacer en la elección del tratamiento son que la construcción sea económica y que el gasto energético sea el menor posible. Dados los recursos de que dispone el Municipio de San José Iturbide para invertir en la construcción y manutención de una PTAR, no es recomendable invertir en una PTAR cuyos procesos necesiten inversiones considerables en aditivos, reactivos o energía eléctrica.

Por ello se decidió usar un tren de tratamiento secundario con un filtro percolador como eliminador principal de DBO. De los datos obtenidos en la caracterización se puede ver que la aplicación directa del caudal provocaría que la concentración de DBO fuera mayor que la recomendada para un filtro, por ello se contempla seleccionar un arreglo en el que se recircule parte del efluente hacia la entrada del filtro.

Las principales características de la operación de los filtros percoladores se resumen en la siguiente tabla:

VENTAJAS	DESVENTAJAS
Alta eficiencia en remoción de DBO	Menor flexibilidad operacional que L.A.
Nitrificación significativa (climas cálidos, países tropicales)	Dependencia relativa de las condiciones climáticas
Requerimientos de terreno relativamente pequeños.	Relativamente sensible a cargas tóxicas
Operación y control más simples que los sistemas de lodos activados	Se presentan casos de plagas de moscas, según la operación.
Bajo nivel de automatización	Altas caídas de presión.
Equipo mecánico simple	

Tabla 4.2 Ventajas y desventajas de filtros percoladores. Adaptado de Von Sperling, 1996





Los filtros percoladores han sido históricamente considerados como capaces de realizar un tratamiento secundario de aguas residuales municipales con altas cargas de DBO y SST, con el arreglo adecuado. Con base en las recomendaciones del “WEF Manual of Practice #8” (M.O.P. #8), se escoge el siguiente proceso:

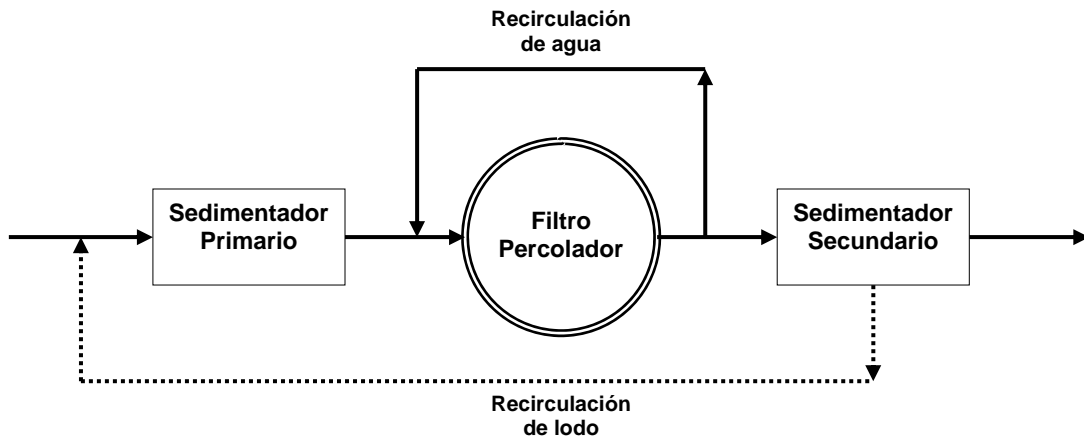


Figura 4.2 Arreglo escogido del filtro

en el cual se aprovechan la dilución de las concentraciones de DBO y SST obtenida al recircular el efluente, y el mejoramiento del desempeño del sedimentador primario al recircular lodo desde el sedimentador secundario, haciendo una única extracción del lodo. Este es el arreglo reportado como el más eficiente por la WEF, basados en múltiples experimentos y filtros a escala completa (W.E.F., M.O.P. #8, 1992, capítulo 12, tomo 1).

4.5 Diseño del tratamiento primario del agua

4.5.1 Canal de entrada (CE-01)

Consideraciones

- 1.- La velocidad en el canal debe ser como mínimo de 1.0 m/s, para prevenir la sedimentación de arenas y otros sólidos.
- 2.- La longitud total del canal de acercamiento se estima en 4 m.
- 3.- Considerando un canal de cemento con acabado liso.

Datos

Caudal mínimo	$Q_{\text{mín}}$	6.72	l/s	580.2087	m^3/d
Caudal Medio	Q_{medio}	31.300	l/s	2704.32	m^3/d
Caudal Máximo	$Q_{\text{máximo}}$	59.67	l/s	5155.282	m^3/d
Velocidad del agua en el canal	v	1.00	m/s		
Ancho del canal	W	0.75	m		
Altura de bordo libre	h_b	0.40	m		





Área de flujo

$$A = \frac{Q_{\text{medio}}}{v} = \frac{\left(\frac{31.300}{1000}\right)}{1.00} = 0.031m^2$$

Altura de tirante hidráulico

$$h = \frac{A}{a} = \frac{0.031}{0.75} = 0.042m$$

Altura total del canal

$$H = h + h_p = 0.042 + 0.4 = 0.442$$

Pendiente del canal, según la fórmula de Chezy con coeficiente de Manning

$$\frac{nQ}{S} = AR_h^{\frac{2}{3}}$$

$$R_h = \frac{A}{p} = \frac{A}{2h + a} = \frac{0.031}{2(0.042) + 0.75} = 0.037554m$$

Considerando n para cemento liso = 0.012

$$S = \frac{nQ}{AR_h^{\frac{2}{3}}} = \left(\frac{nv}{R_h^{\frac{2}{3}}}\right)^2 = \left(\frac{0.012 * 1.00}{0.037554^{\frac{2}{3}}}\right)^2 = 0.011$$

4.5.2 Rejas para cribado y su canal de acercamiento (RCG-01)

- 1.- Dado que el gasto corresponde a una planta considerada pequeña ($Q < 50$ l/s), se opta por rejas de limpieza manual.
- 2.- La velocidad del agua antes de la reja no debe ser menor a 0.5 m/s durante el estiaje, para evitar flujo laminar, pero menores a 0.9 m/s, para evitar el paso de desechos a gastos máximos





3.- Las rejas serán de acero al carbón, cuadradas, con las caras transversales al flujo redondeadas.

Datos

Velocidad de paso	V_p	0.80	m/s		
Caudal mínimo	Q_{mín}	6.72	l/s	580.209	m³/d
Caudal Medio	Q_{medio}	31.30	l/s	2704.32	m³/d
Caudal Máximo	Q_{máximo}	59.67	l/s	5155.28	m³/d
Velocidad del agua, con reja libre	v	0.90	m/s		
Altura de bordo libre	h_b	0.40	m		
Espesor de barras	S	0.0127	m	0.50	pulg.
Separación mínima entre barras	e	0.04	m		
Ancho del canal	w	0.75	m		
Angulo entre rejas y piso:	j	60.00			
Factor de forma de barras	b	1.67	con r = 5		

Cálculo del canal de acercamiento

$$A = \frac{Q_{\text{medio}}}{v} = \frac{\left(\frac{31.300}{1000}\right)}{0.9} = 0.035m^2$$

$$h = \frac{A}{a} = \frac{0.035}{0.75} = 0.046m$$

$$H = h + h_b = 0.046 + 0.4 = 0.446$$

Número de barras

$$n = \frac{w - e}{s + e} = \frac{0.75 - 0.04}{0.0127 + 0.04} = 13.47 \approx 13$$

Ancho libre

$$Al = w - ns = 0.75 - 13(0.0127) = 0.5849m$$

Altura de paso

$$h_{\text{pmínimo}} = \frac{2Q_{\text{mínimo}}}{Al * V_p} = \frac{2\left(\frac{6.72}{1000}\right)}{0.5849 * 0.80} = 0.03m$$





$$h_{pmedio} = \frac{2Q_{medio}}{Al * Vp} = \frac{2\left(\frac{31.30}{1000}\right)}{0.5849 * 0.80} = 0.13m$$

$$h_{p\acute{m}aximo} = \frac{2Q_{m\acute{a}ximo}}{Al * Vp} = \frac{2\left(\frac{59.67}{1000}\right)}{0.5849 * 0.80} = 0.26m$$

Evaluando para Velocidad de llegada mayor a 0.5 m/s

$$Vlleg_{m\acute{i}nimo} = \frac{2Q_{m\acute{i}nimo}}{Al * hp_{m\acute{i}nima}} = \frac{2\left(\frac{6.72}{1000}\right)}{0.5849 * 0.030} = 0.7654 \frac{m}{s}$$

$$Vlleg_{media} = \frac{2Q_{medio}}{Al * hp_{media}} = \frac{2\left(\frac{31.3}{1000}\right)}{0.5849 * 0.130} = 0.8233 \frac{m}{s}$$

$$Vlleg_{m\acute{a}ximo} = \frac{2Q_{m\acute{a}ximo}}{Al * hp_{m\acute{a}xima}} = \frac{2\left(\frac{59.67}{1000}\right)}{0.5849 * 0.260} = 0.7847 \frac{m}{s}$$

Pérdida de carga, de acuerdo a Metcalf y Eddy (1972), p. 275

$$Dh_{prom} = b\left(\frac{s}{e}\right)^{4/3} \left(\frac{v^2}{2g}\right) senj = 1.67\left(\frac{0.01}{0.04}\right)^{4/3} \left(\frac{0.9^2}{2 * 9.81}\right) sen60^\circ = 0.012933m$$

Pérdida de carga, de acuerdo a Metcalf y Eddy (2003), p. 320

C para reja limpia = 0.7; C para reja tapada = 0.6

$$Dh_{prom} = \left(\frac{1}{C_{reja\ limpia}}\right) \left(\frac{Vel_{aguarejalibre}^2 - Vlleg_{media}^2}{2g}\right) = \left(\frac{1}{0.7}\right) \left(\frac{0.9^2 - 0.8233^2}{2 * 9.81}\right) = 0.0096261m$$

Proponiendo una apertura entre rejas de 4 cm, encontramos en Qasym, 1985 (pág. 162), que la cantidad de sólidos retenidos correspondiente es de aprox. 17 m³ por 106 m³ de





agua cruda que llega a la rejilla, considerando una cantidad máxima, entonces, si nuestro gasto de diseño es de 31.3 l/s:

Volumen de sólidos retirados por día@Qmedio

$$\frac{VS_{ret}}{día @ Q_{medio}} = \frac{17 Q_{medio}}{10^6} = \frac{17 * 2704.32}{10^6} = 0.0459734 \frac{m^3}{día}$$

Si consideramos que estos sólidos contengan aproximadamente un 80 % de humedad y que pesen por lo regular 960kg/m³, el peso retenido diariamente es de con el gasto medio es:

$$\frac{KgS_{ret}}{día} = \frac{VS_{ret}}{día @ Q_{medio}} \left(960 \frac{kg}{m^3} \right) = 0.0459734 * 960 = 44.134502 \frac{kg}{día}$$

Ambos conceptos, para el gasto máximo son:

$$\frac{VS_{ret}}{día @ Q_{máximo}} = \frac{17 Q_{máximo}}{10^6} = \frac{17 * 5155.28}{10^6} = 0.0876398 \frac{m^3}{día}$$

$$\frac{KgS_{ret}}{día} = \frac{VS_{ret}}{día @ Q_{máximo}} \left(960 \frac{kg}{m^3} \right) = 0.0876398 * 960 = 84.134207 \frac{kg}{día}$$

4.5.3 Rejillas para cribado fino (RCF-01)

CONSIDERACIONES

- 1.- La velocidad del agua antes de la reja debe ser de aprox. 0.45 m/s, para facilitar la limpieza manual (Metcalf and Eddy, 2003, p. 321).
- 2.- Las rejillas serán de acero al carbón, cuadradas, con las caras transversales al flujo redondeadas.

Velocidad de paso	V_p	0.80	m/s		
Caudal mínimo	Q_{mín}	6.71537	l/s	580.209	m³/d
Caudal Medio	Q_{medio}	31.30	l/s	2704.32	m³/d
Caudal Máximo	Q_{máximo}	59.6676	l/s	5155.28	m³/d
Velocidad del agua, con reja libre	v	0.45	m/s		
Altura de bordo libre	h_b	0.40	m		
Espesor de barras	S	0.009525	m	0.50	pulg.
Separación mínima entre barras	e	0.01	m		
Ancho del canal	w	0.75	m		
Angulo entre rejas y piso:	j	60.00			
Factor de forma de barras	b	1.67	con r = 5		





Cálculo del canal de acercamiento

$$A = \frac{Q_{\text{medio}}}{v} = \frac{\left(\frac{31.300}{1000}\right)}{0.45} = 0.070m^2$$

$$h = \frac{A}{a} = \frac{0.07}{0.75} = 0.093m$$

$$H = h + h_b = 0.093 + 0.4 = 0.493$$

Número de barras

$$n = \frac{w - e}{s + e} = \frac{0.75 - 0.01}{0.009525 + 0.01} = 38$$

Ancho libre

$$Al = w - ns = 0.75 - 38(0.009525) = 0.3881m$$

Altura de paso

$$h_{\text{pmínimo}} = \frac{2Q_{\text{mínimo}}}{Al * Vp} = \frac{2\left(\frac{6.72}{1000}\right)}{0.3881 * 0.90} = 0.040m$$

$$h_{\text{pmedio}} = \frac{2Q_{\text{medio}}}{Al * Vp} = \frac{2\left(\frac{31.30}{1000}\right)}{0.3881 * 0.90} = 0.180m$$

$$h_{\text{pmáximo}} = \frac{2Q_{\text{máximo}}}{Al * Vp} = \frac{2\left(\frac{59.67}{1000}\right)}{0.3881 * 0.90} = 0.340m$$

Evaluando para Velocidad de llegada mayor a 0.5 m/s





$$V_{leg\ mínimo} = \frac{2Q_{\mbox{mínimo}}}{Al * hp_{\mbox{mínima}}} = \frac{2\left(\frac{6.72}{1000}\right)}{0.3881 * 0.040} = 0.8653 \frac{m}{s}$$

$$V_{leg\ media} = \frac{2Q_{\mbox{medio}}}{Al * hp_{\mbox{media}}} = \frac{2\left(\frac{31.3}{1000}\right)}{0.3881 * 0.180} = 0.8962 \frac{m}{s}$$

$$V_{leg\ máximo} = \frac{2Q_{\mbox{máximo}}}{Al * hp_{\mbox{máxima}}} = \frac{2\left(\frac{59.67}{1000}\right)}{0.3881 * 0.340} = 0.9045 \frac{m}{s}$$

Pérdida de carga, de acuerdo a Metcalf y Eddy (1972), p. 275

$$Dh_{prom} = b\left(\frac{s}{e}\right)^{\frac{4}{3}}\left(\frac{v^2}{2g}\right)senj = 1.67\left(\frac{0.009525}{0.01}\right)^{\frac{4}{3}}\left(\frac{0.45^2}{2 * 9.81}\right)sen60^\circ = 0.013989m$$

Pérdida de carga, de acuerdo a Metcalf y Eddy (2003), p. 320

C para reja limpia = 0.7 ; C para reja tapada 0.6

$$Dh_{prom} = \left(\frac{1}{C_{reja\ limpia}}\right)\left(\frac{V_{leg\ media}^2 - Vel_{aguarejalibre}^2}{2g}\right) = \left(\frac{1}{0.7}\right)\left(\frac{0.8962^2 - 0.45^2}{2 * 9.81}\right) = 0.043736m$$

Proponiendo una apertura entre rejas de 4 cm, encontramos en Qasym, 1985 (pág. 162), que la cantidad de sólidos retenidos correspondiente es de aprox. 17 m³ por 106 m³ de agua cruda que llega a la rejilla, considerando una cantidad máxima, entonces, si nuestro gasto de diseño es de 31.3 l/s:

Volumen de sólidos retirados por día@Qmedio

$$\frac{VS_{ret}}{día @ Q_{medio}} = \frac{17Q_{medio}}{10^6} = \frac{17 * 2704.32}{10^6} = 0.045973 \frac{m^3}{día}$$





Si consideramos que estos sólidos contengan aproximadamente un 80 % de humedad y que pesen por lo regular 960kg/m³, el peso retenido diariamente es de con el gasto medio es:

$$\frac{KgS_{ret}}{día} = \frac{VS_{ret}}{día@Q_{medio}} \left(960 \frac{kg}{m^3} \right) = 0.045973 * 960 = 44.1345 \frac{kg}{día}$$

Ambos conceptos, para el gasto máximo son:

$$\frac{VS_{ret}}{día@Q_{máximo}} = \frac{17Q_{máximo}}{10^6} = \frac{17 * 5155.28}{10^6} = 0.0876398 \frac{m^3}{día}$$

$$\frac{KgS_{ret}}{día} = \frac{VS_{ret}}{día@Q_{máximo}} \left(960 \frac{kg}{m^3} \right) = 0.0876398 * 960 = 84.134207 \frac{kg}{día}$$

4.5.4 Desarenador (DA-01)

CONSIDERACIONES

- 1.- Es necesario construir dos cámaras paralelas de uso alternativo con las mismas dimensiones y características.
- 2.- Velocidad horizontal para Q medio para que no haya resuspensión de sólidos ni condiciones sépticas.
- 3.- Para Q max, la velocidad horizontal debe ser de 40 cm/s para que no hayan resuspensión ni condiciones sépticas.
- 4.- La pérdida de carga en la sección de control, debe ser estar entre 30 y 40 % de la profundidad del canal.

Datos

Caudal medio	Q_{medio}	31.3	l/s	2704.32	m³/d
Velocidad	v	2.2	cm/s		
Carga hidráulica superficial ideal	Ch	1900.8	m³/m²*d		
Factor Hazen para el 85 % de remoción:		2.00			

Carga para un 85% de remoción:

$$Carga = \frac{Carga_{hideal}}{Factor Hazen} = \frac{1900.8}{2.0} = 950.4 \frac{m^3}{m^2 d}$$

Calculo del área superficial del desarenador





$$A = \frac{Q_{\text{medio}}}{\text{Carga}} = \frac{2704.32}{950.4} = 2.85m^2$$

Dimensiones propuestas del canal

Propuesta	Área (m ²)	w (m)	l (m)
1	2.85	1.00	2.85
2	2.85	0.50	5.69
3	2.85	0.75	3.79
4	2.85	0.71	4.00

Escogemos el valor de 0.75 m para el ancho

$$\text{Área superficial desarenador} = w \cdot l = 0.75 \cdot 3.79 = 2.8425 m^2$$

Velocidad horizontal para Q medio para que no haya resuspensión de sólidos ni condiciones sépticas:

$$\text{Velocidad horizontal @ } Q_{\text{medio}} \quad V_h = 30.00 \text{ cm/s}$$

Área Transversal

$$A = \frac{Q_{\text{medio}}}{v_h} = \frac{2704.43}{25920} = 0.10m^2$$

$$h = \frac{A_{\text{Trans}}}{w} = \frac{0.10}{0.75} = 0.14m$$

Para Q max, la velocidad horizontal debe ser de 40 cm/s para que no hayan resuspensión ni condiciones sépticas.

$$\text{Velocidad horizontal @ } Q_{\text{máximo}} \quad V_h = 40.00 \text{ cm/s}$$

Area transversal

$$A = 2 \frac{Q_{\text{medio}}}{v_h} = 2 \frac{2704.43}{34560} = 0.16m^2$$

$$h = \frac{A_{\text{Trans}}}{w} = \frac{0.21}{0.75} = 0.21m$$

Se proponen 2 desarenadores, cada uno con dimensiones de 3.8 m de largo, un ancho de 0.75 m y una altura de 0.5 m, considerando ya incluido el borde libre.





Debe llevar una estructura de control a la entrada, para distribuir el caudal según la unidad que esté en operación.

4.5.5 Canal Parshall (CP-01)

Datos

Caudal mínimo	Q_{mín}	6.71537	l/s	580.209	m ³ /d
Caudal Medio	Q_{medio}	31.30	l/s	2704.32	m ³ /d
Caudal Máximo	Q_{máximo}	59.6676	l/s	5155.28	m ³ /d

Con el rango de caudales, entramos a la tabla 1.9 (González Barceló), y seleccionamos un canal con las siguientes características:

Ancho de garganta **w = 6 pulg**

Ecuación del gasto

$$Q = 0.318 * h_1^{1.58} = \frac{m_3}{s}$$

$$h_{1\text{mínimo}} = \left(\frac{Q_{\text{mínimo}}}{0.3812} \right)^{1/1.58} = \left(\frac{\left(\frac{6.71537}{1000} \right)}{0.3812} \right)^{1/1.58} = 0.078m$$

$$h_{1\text{medio}} = \left(\frac{Q_{\text{medio}}}{0.3812} \right)^{1/1.58} = \left(\frac{\left(\frac{31.3}{1000} \right)}{0.3812} \right)^{1/1.58} = 0.206m$$

$$h_{1\text{máximo}} = \left(\frac{Q_{\text{máximo}}}{0.3812} \right)^{1/1.58} = \left(\frac{\left(\frac{59.6676}{1000} \right)}{0.3812} \right)^{1/1.58} = 0.309m$$

Altura para la arena **h_{arena} = 5 cm**

Altura del desarenador

$$H = h_{1\text{máximo}} + h_{\text{arena}} = 0.309 + 0.05 = 0.359m$$





Las dimensiones serán aquellas normalizadas correspondientes al ancho de garganta.

4.5.6 Cárcamo de bombeo de aguas crudas (CAC-01)

CONSIDERACIONES

1.- Se proponen 3 bombas capaces de manejar el caudal medio de 30 l/s

Datos

Caudal bomba	Q_{bomba}	30.00	l/s	2592	m ³ /d
Caudal mínimo	Q_{mín}	6.71537	l/s	580.209	m ³ /d
Caudal Medio	Q_{medio}	31.30	l/s	2704.32	m ³ /d
Caudal Máximo	Q_{máximo}	59.6676	l/s	5155.28	m ³ /d
Tiempo Retención	Tr	0.50	hr		
Profundidad de Arranque	h₁	1.5	m		
Profundidad mínima de operación	h₀	0.5	m		

Cálculo de las dimensiones del cárcamo

Volumen del cárcamo

$$\text{Volumen} = V_t = \text{TRH} * Q_{\text{medio}} = 1800 * 31.3 = 56.3m^3$$

Profundidad del cárcamo

$$hc = \sqrt[3]{V} = 3m$$

Área

$$A_c = \frac{V}{\text{lado}} = \frac{56.3}{3} = 18.78m$$

$$\text{lado} = \sqrt[3]{18.78} = 4.33m$$

Cálculo de volúmenes

Carga mínima de operación

$$V_o = \frac{A_s}{h_1 - h_0} = \frac{18.78}{1.5 - 0.5} = 18.78m^3$$

Volumen de Nivel de arranque de Bomba 1





$$V_1 = Q_{\min} * TRH = 580.209 * \frac{0.5}{24} = 12.09m^3$$

Volumen de nivel de arranque 2

$$V_2 = V_t - V_1 - V_o = 56.3 - 12.09 - 18.78 = 25.43m^3$$

Calculo de tiempos

Tiempo para que el agua llegue a nivel mínimo

$$t_1 = \frac{V_1}{Q_{\text{medio}}} = \frac{12.09}{\left(\frac{2704.32}{24}\right)} = 0.11h = 6.44 \text{ min}$$

$$t_2 = \frac{V_2}{Q_{\text{medio}} - Q_{\text{bomba}}} = \frac{25.43}{\left(\frac{2704.32 - 2592}{24}\right)} = 5.44h = 326.57 \text{ min}$$

Tiempo en que las bombas 1 y 2 vacían el carcomo

$$t_3 = \frac{V_1 + V_2}{2 * Q_{\text{bomba}} - Q_{\text{medio}}} = \frac{12.09 + 25.43}{\left(\frac{2 * 2592 - 2704.32}{24}\right)} = 0.36h = 21.81 \text{ min}$$

Cálculo del diámetro de tubería

Para una velocidad ideal de entre $V_i = 1.5 \text{ m/s}$, $a = 3 \text{ m/s}$

Área t

$$At = \frac{Q_{\text{medio}}}{V_i} = \frac{\left(\frac{31.3}{1000}\right)}{1.5} = 0.02m^2$$

Diámetro

$$D = \sqrt{\frac{4 * At}{\Pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.02}{3.1416}} = 0.16m = 6.42 \text{ pu lg.} = D_{\text{comercial}} 8.0 \text{ pu lg}$$





Cálculo de la longitud equivalente para tubos de diámetro de 8.0 pulgadas

Accesorios	Nº	Fórmula	Longitud	Total	Unidad
Tubería	1		50	50	m
Codos de 90°	7	30*D	6.10	42.67	m
Válvula Check	1	50*D	10.16	10.16	m
Válvula Mariposa	1	13*D	2.64	2.64	m
Long. equivalente total				105.47	

Cálculo de la pérdida de cargas para la tubería, según Hazen – Williams

$$h_f = \left(\frac{V_i * L.Eq.Total^{0.54}}{0.355 * Ch * D^{0.63}} \right)^{1.85} = \left(\frac{1.5 * 105.47^{0.54}}{0.355 * 100 * 0.2^{0.63}} \right)^{1.85} = 2.00m$$

Cálculo de la potencia del equipo

Desnivel estático **De = 8.0m**

Carga Dinámica total

$$C.D.T. = De + h_f = 8 + 2 = 10m$$

Potencia (Hp)

$$P = \frac{r * Q * CDT}{h} = \frac{1000 * \frac{31.3}{1000} * \frac{10}{0.85}}{76} = 5Hp$$

Se preselecciona una bomba centrífuga marca AURORA (por contar estas con curvas para evaluar), Serie 610, con características 6 * 6 * 12B, 875 RPM, de 5 HP, con impulsador cerrado, en acero al carbon

4.5.7 Sedimentador primario (SP-01)

CONSIDERACIONES

1.- Se proponen sedimentadores circulares, previos a un tratamiento secundario de tipo biológico; para este caso, se proponen en las referencias las siguientes variables:

Tiempo de retención hidráulica:

Antes de un filtro rociador (real mínimo): **TRH_{mínimo real} = 1.6666 h**

Antes de un filtro rociador, calculado para cond. sin influencia de agua de lluvia (promedio del rango): **TRH_{calculado} = 2.1 h**





Típico para sedimentadores primarios: **TRH = 2 h** Metcalf and Eddy, 2003, pág. 398

Carga hidráulica superficial, cuando no hay influencia de agua de lluvia (promedio del rango): **$C_H = 1.15 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$**

Carga hidráulica superficial para:

Gasto promedio: **$C_{HQProm} = 40 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$** Metcalf and Eddy, 2003, pág. 398

Gasto máximo horario: **$C_{HQpmáx} = 100 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{h}$** Metcalf and Eddy, 2003, pág. 398

Datos

Caudal medio	Q_{medio}	31.3	l/s	2704.32	m^3/d
Carga hidráulica	Ch	40	$\text{m}^3/\text{m}^2\text{d}$		
Tiempo de retención hidráulica	TRH	2	h		

CARACTERÍSTICAS DEL INFLUENTE ANTES DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO

Caudal medio	Q_{medio}	31.3	l/s	2704.32	m^3/d
DBO, concentración promedio	DBO_{inf}	358.21	g/m^3	0.35821	kg/m^3
SST concentración promedio	SST_{inf}	276.53	g/m^3	0.27653	kg/m^3
DBO, gasto másico promedio	Q_{DBOinf}	968.71	kg/d		
SST, gasto másico promedio	Q_{SSTinf}	747.83	kg/d		
Temperatura promedio del agua	T_{H2O}	20.1	$^{\circ}\text{C}$		

Área superficial

$$A_s = \frac{Q_{medio}}{C_H} = \frac{2704.32}{40} = 67.608 \text{ m}^2$$

Volumen total

$$V_{total} = TRH * Q = 31.3 * 112.68 = 225.36 \text{ m}^3$$





Profundidad

$$H = \frac{V_{\text{total}}}{A_s} = \frac{225.36}{67.608} = 3.33m$$

Diámetro

$$D = \sqrt{\frac{4 * A_s}{\Pi}} = \sqrt{\frac{4 * 67.608}{3.1416}} = 9.28m = D_{\text{ajustado}} 9.3m$$

Profundidad de lodos

De acuerdo a las dimensiones típicas de sedimentadores circulares (Metcalf And Eddy, pág. 398), escogemos una pendiente de 1:12

$$h_{\text{lodos}} = \frac{r}{12} = 0.5m$$

Volumen lodos

$$V_{\text{lodos}} = (A_s * h_{\text{lodos}}) - \text{Vol pen} = 67.608 * 0.5 - \frac{10}{12} = 33.0m^3$$

Calcular h_1

Volumen superior

$$V_{\text{superior}} = V_{\text{total}} - V_{\text{tolva}} = 225.36 - 33 = 192m^3$$

Altura sup

$$h_1 = \frac{V_{\text{superior}}}{A_s} = \frac{192.4}{67.608} = 2.85m$$

Altura total

$$h_{\text{total}} = h_1 + h_{\text{lodos}} = 2.85 + 0.5 = 3.35$$

Vertedores triangulares periféricos

Longitud vertedores

$$l_{\text{vertedores}} = 2 * \Pi * r = 2 * 3.1416 * \frac{9.3}{2} = 29.2$$





Carga en vertedores

$$C_{\text{vertedores}} = \frac{Q}{l_{\text{vertedores}}} = \frac{2704.32}{29.2} = 92.6 \text{ m}^3/\text{m}^2 * d$$

Seleccionando vertedores de 20 cm de ancho:

$$N^{\circ}_{\text{vertedores}} = \frac{(l_{\text{vertedores}} - 0.3)}{0.5} = \frac{29.2 - 0.3}{0.5} = 58$$

largo y espaciados 30 cm

Tolva de lodos

Proponemos un radio de 1.0 m y una profundidad de 1.5 m

Radio = R = 1 m

Profundidad = h = 1.5 m

Volumen de tolva

$$V_{\text{tolva}} = \frac{\Pi * h * r}{3} = \frac{3.1416 * 1.5 * 1}{3} = 1.6$$

Eficiencia de remoción de DBO y SST

1.- Según la ecuación 5-45 del Metcalf, para Q_{medio}

Constantes empíricas

	DBO	SST
a	0.018	0.0075
b	0.02	0.014

DBO_{removida} @ Q_{medio}

$$R_{\text{DBO}} = \frac{\text{TRH}}{(a_{\text{DBO}} + b_{\text{DBO}} \text{TRH})} = \frac{2}{0.018 + 0.02 * 2} = 34.4826\%$$

SST_{removida} @ Q_{medio}

$$R_{\text{SST}} = \frac{\text{TRH}}{(a_{\text{SST}} + b_{\text{SST}} \text{TRH})} = \frac{2}{0.0075 + 0.014 * 2} = 56.3380\%$$





2.- Entrando a figura: "Influencia del tiempo de sedimentación sobre partículas contenidas en aguas residuales según Sierp (Imhoff, 1979)" (2.31 de los apuntes, pág. 74)

DBO_{removida} @ TRH = 2 horas	R_{DBO}	27	%
SST_{removida} @ TRH = 2 horas	R_{SST}	73	%

3.- Entrando a figura: "Removal of suspended solids and BOD5 with respect to overflow rate in primary clarifiers" (12.4 de Qasym, 1985, pág 268)

DBO_{removida} @ C_H = 40 m³/m² * d	R_{DBO}	23	%
SST_{removida} @ C_H = 40 m³/m² * d	R_{SST}	59	%

De la caracterización, tenemos que el porcentaje de DBO sedimentable respecto al total (promedio), es de aprox. el 22%, y ya que también sedimenta parte de la DBO suspendida, consideramos que el valor obtenido en 3 (23%) correspondería a la eliminación total de la DBO sedimentable y a una pequeña fracción de la suspendida; y que fue el resultado más bajo, lo tomamos como la eficiencia final.

Para los SST tomamos el valor más bajo presentado (1).

Entonces, los resultados finales son:

DBO_{removida} @ TRH C_H	R_{DBO}	23	%
SST_{removida} @ TRH C_H	R_{SST}	56.33	%

4.6 Diseño del tratamiento secundario del agua

4.6.1 Filtro percolador (FP-01)

CONSIDERACIONES

1.- Con objeto de reducir la carga orgánica efectiva aplicada al filtro, se contempla el uso de recirculación, llegando a una operación que puede ser tipificada como de baja-media tasa.

2.- Se usará un empaque sintético de tipo convencional.

3.- Según las recomendaciones de DOW Chemical, la tasa mínima de humedecimiento será de 0.5 L/m² s





CARACTERÍSTICAS DEL INFLUENTE DESPUÉS DEL SEDIMENTADOR PRIMARIO, ANTES DE RECIRCULACIONES

Caudal medio	Q_{medio}	31.3	l/s	2704.32	m^3/d
DBO, concentración promedio	DBO_{inf}	275.82	g/m^3	0.28	kg/m^3
SST concentración promedio	SST_{inf}	120.84	g/m^3	0.12	kg/m^3
DBO recomendable para el filtro	DBO_r	040	$\text{kg}/\text{m}^3\text{d}$		
DBO gasto másico promedio	Q_{DBOinf}	745.91	kg/d		
SST, gasto másico promedio	Q_{SSTinf}	326.79	kg/d		
Temperatura promedio del agua	$T_{\text{H}_2\text{O}}$	20.1	$^{\circ}\text{C}$		

CARACTERÍSTICAS EFLUENTE

DBO, concentración promedio	DBO_{efl}	30	g/m^3 o menor
SST, concentración promedio	SST_{efl}	30	g/m^3 o menor

DATOS DEL EMPAQUE SELECCIONADO

Plástico, de tipo convencional, con :		
Tamaño nominal	61x61x122	cm
Peso aproximado	30 - 80	kg/m^3
Área superficial Específica	90.00	m^2/m^3
Espacio vacío	95.00	% mínimo
Coefficiente de empaque	0.50	

DATOS DEL FILTRO PROPUESTO

Altura del empaque	h	6.1	m
Diámetro propuesto	D_p	14	M
Área transversal al flujo @ D_p	A	153.94	m²
Volumen del empaque	V	939.03	m³
Carga Org. por m ³ de empaque antes de recirculación / día		0.7943	

Determinar k_{20} para las condiciones de diseño

Valor normalizado de la ecuación de Germain para un agua doméstica. De la tabla 9-6 de Metcalf and Eddy, 2003.

k_1 @ $h_r = 6.1 \text{ m}$, y $\text{DBO}_r = 150$; $k_1 = 0.21 (\text{L/s})^{0.5}/\text{m}^2$

$$k_2 = k_1 \left(\frac{h_2}{h_r} \right)^{0.5} \left(\frac{\text{DBO}_r}{\text{DBO}_{\text{efl}}} \right)^{0.5} = 0.21 \left(\frac{6.1}{6.1} \right)^{0.5} \left(\frac{150}{275.82} \right)^{0.5} = 0.1549$$





Corrigiendo por temperatura:

$$k_T = k_{20}(1.035)^{T-20}$$

$$k_{20.1} = k_{20}(1.035)^{20.1-20} = 0.1549(1.035)^{20.10-20} = \mathbf{0.1554 \text{ (L/s)}^{0.5}/\text{m}^2}$$

Determinar la carga hidráulica

$$\frac{DBO_{\text{efl}}}{DBO_{\text{inf}}} = e^{-\frac{kh}{q^n}}$$

$$q = \left(\frac{kh}{\ln\left(\frac{DBO_{\text{efl}}}{DBO_{\text{inf}}}\right)} \right)^{\frac{1}{n}} = \left(\frac{0.1554 * 6.1}{\ln\left(\frac{275.82}{30}\right)} \right)^{\frac{1}{95}} = 0.1826 \text{ L/m}^2\text{s}$$

Recirculación

Proponemos una recirculación de 1.5 veces el gasto medio

Recirculación = 1.5

$$Q_T = Q_{\text{medio}} + R(Q_{\text{medio}}) = 2704.32 + 1.5 * 2704.32 = 6760.8 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$q_T = \frac{Q_T}{A_s} = \text{THM}_{@QT} = \frac{6760.80}{153.94} = 43.92 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d} = 0.50831 \text{ L/m}^2\text{d}$$

$$Q_r = R * Q_{\text{medio}} = 1.5 * 2704.32 = 4056.48 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$$

Según las recomendaciones de DOW Chemical, la tasa mínima de humedecimiento ($\text{THM}_{\text{mínima}}$) es de 0.5 L/m²s

Tasa mínima propuesta $\text{TMH}_{\text{mínima}} = 0.5 = \mathbf{0.5083}$

Aunque aumente el gasto hidráulico por las recirculaciones, el gasto másico de DBO es igual; entonces la dilución será de la siguiente manera:

$$DBO_{\text{kg/d}} = Q * DBO = 2704.32 * 0.28 = 746 \text{ kg/d}$$

$$DBO_{@QT} = \frac{DBO_{\text{kg/d}}}{QT} = 110.328 \text{ g/m}^3 = 11 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$





Determinar $k_{20.1}$ para el efluente con recirculación

$k_1 @ h_r = 6.1 \text{ m}$, y $DBO_r = 150$; $k_1 = 0.21 \text{ (L/s)}^{0.5}/\text{m}^2$

$$k_2 = k_1 \left(\frac{h_2}{h_r} \right)^{0.5} \left(\frac{DBO_r}{DBO_{\text{efl}}} \right)^{0.5} = 0.21 \left(\frac{6.1}{6.1} \right)^{0.5} \left(\frac{150}{110.328} \right)^{0.5} = 0.2449 \frac{\text{(L/s)}^{0.5}}{\text{m}^2}$$

Corrigiendo por temperatura:

$$k_T = k_{20} (1.035)^{T-20}$$

$$k_{20.1} = k_{20} (1.035)^{20.1-20} = 0.2449 * 1.035^{20.1-20} = 0.2447 \frac{\text{(L/s)}^{0.5}}{\text{m}^2}$$

Corrección de la DBO

$$DBO_{@ \text{Recirculación}} = \frac{(Q_{\text{medio}} * DBO_{@ QT} + Q_r * 30)}{(Q_{\text{medio}} + Q_r)}$$

$$DBO_{@ \text{Recirculación}} = \frac{2704.32 * 275.82 + 4056.48 * 30}{2704.32 + 4056.48} = 128.328 \frac{\text{g}}{\text{m}^3} = 0.128328 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

Proponemos una C. O. volumétrica adecuada como referencia, y la comparamos contra la calculada con la recirculación:

$$DBO_{\text{volumétrica recomendada}} = DBO_{\text{Vol}} = 0.40 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3 \text{d}}$$

$$DBO_{\text{volumétrica calculada @ } Q_{\text{medio y Recirc}}} = \frac{2704.32 * 0.12833}{939.03} = 0.37 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3 \text{d}}$$

$$DBO_{\text{EFLUENTE@RECIRCULACIÓN}} = 15.68 \frac{\text{g}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Eficiencia de remoción} = 100 - \left(\frac{DBO}{358.21} \right) * 100 = 100 - \left(\frac{15.68}{358.21} \right) * 100 = 95.623\%$$

Al recircular 1.5 veces el gasto medio, obtenemos una C. H. ligeramente mayor (0.5083 L/m²/s) a la recomendada para asegurar un humedecimiento suficiente del empaque





(0.5 L/m²/s). Asimismo, garantizamos que la carga orgánica efectiva aplicada al filtro sea menor a la recomendada.

Producción de biopelícula

Dado que en los sistemas a baja tasa se mineraliza una proporción importante de la DBO, consideramos un rango de entre 0.2 a 0.5 kg de sólidos/kg de DBO eliminada (Winkler, 1994, pág. 212); en condiciones desfavorables, tomamos 0.4 kg de sólidos por kg de DBO eliminada.

$$\text{Rendimiento del sustrato} \quad Y \quad 0.40 \quad \text{kg } X / \text{kg DBO} \quad 0.400 \quad \text{g } X / \text{g DBO}$$

Biopelícula generada

$$[X_B] = (Y * DBO_{\text{kg/d}}) = 0.40 * 745.90554 = 298.362 \text{ Kg } (X) / \text{d}$$

Asumiendo una tasa de remoción de biopelícula constante, la concentración de biopelícula en el lecho será igual a:

$$[XB/V] = \frac{[XB] * 1000}{V} = \frac{298.362 * 1000}{939.03} = 317.734 \text{ g } X / \text{m}^3$$

4.6.2 Cárcamo de bombeo de recirculación (CAR-01)

CONSIDERACIONES

1. Se proponen 3 bombas para caudales de 50 l/s

Datos

Caudal de recirculación	Q_{recirculación}	46.920	l/s	4053.89	m ³ /d
Caudal Bomba	Q_{bomba}	50.00	l/s	4320	m ³ /d
Caudal mínimo	Q_{mín}	53.64	l/s	4634.1	m ³ /d
Caudal Medio	Q_{medio}	78.220	l/s	6758.21	m ³ /d
Caudal Máximo	Q_{máximo}	106.59	l/s	9209.17	m ³ /d
Tiempo Retención	T_r	0.250	h		
Profundidad de Arranque	h₁	1.5	m		pulg.
Profundidad mínima de operación	h₀	0.3	m		

Cálculo de las dimensiones del cárcamo

Volumen del cárcamo

$$\text{Volumen} = \text{TRH} * Q_{\text{medio}} = 0.250 * 78.22 * 3.6 = 70.4 \text{ m}^3$$





Profundidad del cárcamo

$$hc = \text{propuesto} = 3.0m$$

Área

$$A_c = \frac{V}{\text{lado}} = \frac{70.4}{3} = 23.5m$$

$$\text{lado} = l = \sqrt{23.5} = 5m$$

Cálculo de volúmenes

Carga mínima de operación

$$V_o = A_s * h_o = 23.5 * 0.3 = 7.04m^3$$

Volumen de Nivel de arranque de Bomba 1

$$V_1 = Q_{\min} * TRH = 4634.11 * \frac{0.25}{24} = 48.27m^3$$

Volumen de nivel de arranque 2

$$V_2 = V_t - V_1 - V_o = 70.4 - 7.04 - 48.27 = 15.09m^3$$

Cálculo de tiempos

Tiempo para que el agua llegue a nivel mínimo

$$T_1 = \frac{V_1}{Q_{\text{medio}}} = \frac{48.27}{\left(\frac{6758.21}{24}\right)} = 0.17h = 10.29 \text{ min}$$

Tiempo para que se llene el volumen V_2

$$t_2 = \frac{V_2}{Q_{\text{medio}} - Q_{\text{bomba}}} = \frac{15.09}{\left(\frac{6758.21 - 4320}{24}\right)} = 0.15h = 8.91 \text{ min}$$

Tiempo en que las bombas 1 y 2 vacían el cárcamo





$$t_3 = \frac{V_1 + V_2}{Q_{\text{medio}} - Q_{\text{bomba}}} = \frac{48.27 + 15.09}{\left(\frac{6758.21 - 4320}{24}\right)} = 0.81h = 48.48 \text{ min}$$

Cálculo del diámetro de tubería

Con una veloc. ideal de entre = $V_i = 1.5 \text{ m/s}$

$a = 3.00 \text{ m/s}$

Área t

$$A_t = \frac{Q_{\text{medio}}}{V_i} = \frac{\left(\frac{78.22}{1000}\right)}{1.5} = 0.05 \text{ m}^2$$

Diámetro

$$D = \sqrt{\frac{4 * A_t}{\pi}} = \sqrt{\frac{4 * 0.05}{3.1416}} = 0.26 \text{ m} = 10.14 \text{ pu lg} = D_{\text{comercial}} 10 \text{ pu lg}$$

Cálculo de la longitud equivalente para tubos de diámetro de 8.0 pulgadas

Accesorios	Nº	Fórmula	Longitud	Total	Unidad
Tubería	1		50	50	m
Codos de 90°	7	30*D	6.10	42.67	m
Válvula Check	1	50*D	10.16	10.16	m
Válvula Mariposa	1	13*D	2.64	2.64	m
Long. equivalente total				105.47	

Cálculo de la pérdida de cargas para la tubería, según Hazen – Williams

$$h_f = \left(\frac{V_i * L.Eq.Total^{0.54}}{0.355 * Ch * D^{0.63}}\right)^{1.85} = \left(\frac{1.5 * 105.47^{0.54}}{0.355 * 100 * 0.2^{0.63}}\right)^{1.85} = 2.00 \text{ m}$$

Cálculo de la potencia del equipo

Desnivel estatico = $De = 10.0 \text{ m}$

Carga Dinámica Total

C.D.T. = $De + hf = 10 + 2 = 12 \text{ m}$

Potencia (Hp)

$$P = \frac{r * Q * C.D.T.}{h} = \frac{1000 * \frac{78.22}{1000} * 12}{0.85} = 14 \text{ Hp}$$





4.6.3 Sedimentador secundario (SP-01)

CONSIDERACIONES

1.- Se proponen sedimentadores circulares, previos a un tratamiento secundario de tipo biológico; para este caso, se proponen en las referencias las siguientes variables:

Tiempo de retención hidráulica:

Típico para sedimentadores primarios: $TRH = 2h$ Metcalf and Eddy, 2003, pág. 398

Carga de sólidos: $C_{sólidos} = 1 \frac{kg}{m^2h}$ Tabla 8-7, Metcalf and Eddy, 2003, pág. 687

Carga hidráulica superficial después de una proceso de filtro percolador o lodo activado:

Gasto promedio: $C_{HQProm} = 28 \frac{m^3}{m^2h}$ Tabla 8-7, Metcalf and Eddy, 2003, pág. 687

Datos

Carga Hidráulica	C_H	28	m^3/m^2*d		
Tiempo de retención hidráulica:	TRH	2	H		
Caudal Medio	Q_{medio}	31.30	l/s	2704.32	m^3/d

Área superficial

$$A_s = \frac{Q_{medio}}{C_H} = \frac{2704.32}{28} = 96.58m^2$$

Volumen total

$$V_{total} = THR * Q = 2 * \frac{31.3 * 3600}{1000} = 225.36m^3$$

Profundidad

$$H = \frac{V_{total}}{A_s} = \frac{225.36}{96.58} = 2.33m$$

Diámetro

$$D = \sqrt{\frac{4 * A_s}{\Pi}} = \sqrt{\frac{4 * 96.58}{3.1416}} = 11.09m = D_{ajustado} 12m$$





Profundidad de lodos

De acuerdo a las dimensiones típicas de sedimentadores circulares (Metcalf And Eddy, pág. 398), escogemos una pendiente de 1:12

$$h_{\text{lodos}} = \frac{r}{12} = 0.5m$$

Volumen lodos

$$V_{\text{lodos}} = (A_s * h_{\text{lodos}}) - V_{\text{pen}} = (96.58 * 0.5) - \frac{10}{12} = 47.5m^3$$

Calcular h_1

Volumen superior

$$V_{\text{superior}} = V_{\text{total}} - V_{\text{tolva}} = 225.36 - 47.5 = 177.9m^3$$

Altura sup

$$h_1 = \frac{V_{\text{superior}}}{A_s} = \frac{177.9}{96.58} = 1.84m$$

Altura total

$$h_{\text{total}} = h_1 + h_{\text{lodos}} = 1.84 + 0.5 = 2.34m$$

Vertedores triangulares periféricos

$$\text{Longitud vertedores: } l_{\text{vertedores}} = 2 * \Pi * r = 2 * \Pi * \frac{12}{2} = 37.7m$$

$$\text{Carga en vertedores: } C_{\text{vertedores}} = \frac{Q}{l_{\text{vertedores}}} = \frac{2704.32}{37.7} = 71.7m^3/m^2 * d$$

Seleccionando vertedores de 20 cm de ancho:

$$N^{\circ}_{\text{vertedores}} = \frac{(l_{\text{vertedores}} - 0.3)}{0.5} = \frac{37.7 - 0.3}{0.5} = 75$$

largo y espaciados 30 cm

Tolva de lodos





Proponemos un radio de 1.0 m y una profundidad de 1.5 m

Radio	R	1	m
Profundidad	h	1.5	m

$$\text{Volumen de tolva: } V_{\text{tolva}} = \frac{(\pi * h * r)}{3} = \frac{\pi * 1.5 * 1}{3} = 1.6m^3$$

Eficiencia de remoción de DBO y SST

1.- Según la ecuación 5-45 del Metcalf, para Qmedio

	DBO	SST
a	0.018	0.0075
b	0.02	0.014

SST_{removida} @ Qmedio

$$R_{\text{DBO}} = \frac{\text{TRH}}{(a_{\text{DBO}} + b_{\text{DBO}} \text{TRH})} = \frac{2}{0.018 + 0.02 * 2} = 34.4826\%$$

2- Entrando a figura: "Removal of suspended solids and BOD₅ with respect to overflow rate in primary clarifiers" (12.4 de Qasym, 1985, pág 268)

$$\text{DBO}_{\text{removida}} @ C_H = 40 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{d} \quad R_{\text{DBO}} \quad 23 \quad \%$$

Entonces, los resultados finales son:

$$\begin{aligned} \text{DBO}_{\text{removida}} @ \text{TRH y CH}, & \quad R_{\text{DBO}} = 23\% \\ \text{SST}_{\text{removida}} @ \text{TRH y CH}, & \quad R_{\text{SST}} = 56.3\% \end{aligned}$$

4.7 Diseño del tren de desinfección

4.7.1 Tanque de cloración (TC-01)

CONSIDERACIONES

1. Se propone un tanque de cloración en forma de laberinto, asumiendo un flujo pistón.
- 2.- Se requiere una relación largo - ancho de entre 10:1 a 40:1 (Metcalf & Eddy, 1992).
- 3.- La cloración se hará mediante cloro gas.
- 4.- Para un efluente de filtro percolador, la dosis recomendada en Qasym, 1985, está entre 3 a 10 mg/l.
- 5.- No se tienen datos relativos a la microbiología del influente (NMP).





Datos

Caudal Mínimo	$Q_{\text{mín}}$	6.72	l/s	580.21	m^3/d	0.007	m^3/s
Caudal Medio	Q_{medio}	31.30	l/s	2704.32	m^3/d	0.031	m^3/s
Caudal Máximo	$Q_{\text{máximo}}$	59.67	l/s	5155.28	m^3/d	0.060	m^3/s
Tiempo de contacto	T_c	15.00	min				

Valor mínimo recomendado, independientemente de las condiciones de flujo (Qasym, 1985, Metcalf y Eddy, 2003) para entrar dentro del esquema de "Remoción Significativa de Patógenos"

Cálculo del volumen del tanque para el gasto máximo

$$V_{tc} = Q_{\text{medio}} * tc = 0.060 * 15 * 60 = 53.70 \text{m}^3$$

Altura lámina de agua = $h = 1.00\text{m}$

Área de flujo del canal: $At = \frac{V_{Tc}}{h} = \frac{53.70}{1} = 53.70 \text{m}$

Ancho propuesto del canal: $w_{\text{canal}} = 1.30\text{m}$

Largo hipotético de un solo canal

Número de canales propuestos: $L_{\text{canal}} = \frac{At}{w_{\text{canal}}} = \frac{53.70}{1.3} = 41.31 \text{m}$

Número de canales propuestos: 6

Largo propuesto de canal: $l_{\text{canal}} = \frac{l_{\text{canal}}}{N_{\text{canalespropuestos}}} = \frac{41.31}{6} = 7 \text{m}$

Relación largo - ancho del canal: $\frac{V_{tc}}{w_{\text{canal}}} = \frac{53.70}{1.3} = 41.31$

Volumen @ espejo de agua: $V = h * w_{\text{canal}} * l_{\text{canal}} = 1 * 1.3 * 41.31 = 53.70 \text{m}^3$

Tiempo de contacto calculado: $t_{\text{cont}} = \frac{V}{Q_{\text{máximo}}} = \frac{53.70}{0.60 * 60} = 15 \text{min}$

Cálculo del tiempo de permanencia en el tanque para el gasto medio





$$V_{Tc} = Q_{\text{medio}} * T_c = 0.031 * 15 * 60 = 28.17m^3$$

Altura lámina de agua: h=1.00m

$$\text{Volumen @ espejo de agua: } V = h * w_{\text{canal}} * L_{\text{canal}} = 1.00 * 1.30 * 41.31 = 53.70m^3$$

$$\text{Tiempo de contacto calculado: } t_{\text{cont}} = \frac{V}{Q_{\text{medio}}} = \frac{53.70}{0.031 * 60} = 15 \text{ min}$$

Cálculo del tiempo de permanencia en el tanque para el gasto máximo

$$V_{Tc} = Q_{\text{máximo}} * T_c = 0.060 * 15 * 60 = 53.70m^3$$

Altura lámina de agua: h=1.00m

$$\text{Volumen @ espejo de agua: } V = h * w_{\text{canal}} * L_{\text{canal}} = 1.00 * 1.30 * 41.31 = 53.70m^3$$

$$\text{Tiempo de contacto calculado: } t_{\text{cont}} = \frac{V}{Q_{\text{medio}}} = \frac{53.70}{0.031 * 60} = 15 \text{ min}$$

4.8 Diseño del tren de tratamiento de lodos

4.8.1 Cárcamo de bombeo de lodos (CL-01)

CONSIDERACIONES

1. Se proponen 2 bombas de cavidad progresiva para caudales de 0.50 l/s
2. El bombeo de lodos desde el sedimentador primario se realizará cada 3 horas.

Datos

Caudal Bomba	Q_{bomba}	1.50	l/s	129.6	m ³ /d
Caudal Mínimo	Q_{mín}	0.14	l/s	12.27	m ³ /d
Caudal Medio	Q_{medio}	0.74	l/s	64	m ³ /d
Caudal Máximo	Q_{máximo}	1.41	l/s	12.01	m ³ /d
Tiempo de retención	Tr	3.00	h		
Profundidad mínima de operación	h₀	0.5	m		

Cálculo de las dimensiones del cárcamo

$$\text{Volumen del cárcamo: } Vol_c = Tr * Q_{\text{medio}} = 3.0 * 0.74 * 3.6 = 8m^3$$





Profundidad del cárcamo: $h_c = \sqrt[3]{Vol_c} = \sqrt[3]{8} = 2.0m$

$$\text{Área: } A_c = \frac{Vol_c}{h_c} = \frac{8}{2} = 4m^2$$

$$\text{Lado: } l = \sqrt{A_c} = \sqrt{4} = 2m$$

Lado ajustado: $l = 2.50m$

Cálculo de volúmenes

$$\text{Carga mínima de operación: } V_o = A_c * h_o = 4.00 * 0.5 = 2.00m^3$$

$$\text{Volumen de Nivel de arranque de Bomba: } V_1 = V_{otc} - V_o = 8.0 - 2.0 = m^3$$

Cálculo de tiempos

Tiempo para que el agua llegue a nivel mínimo:

$$T_{ciclo} = \frac{4 * V_1}{Q_{bomba}} = \frac{4.0 * 6.0}{1.5 * 3.6} = 4.44h = 266.67 \text{ min}$$

Diámetro

$$\text{Diámetro comercial: } D = 4.0 \text{ pulg} = \frac{4 * 2.5}{100} = 0.10m$$

$$\text{Área tubo: } A_t = \Pi * r^2 = \Pi * \frac{4.2.5}{100} = 0.03m^2$$

$$\text{Velocidad: } V = \frac{Q_{medio}}{A_t} = \frac{\left(\frac{0.74}{100}\right)}{0.03} = 0.24$$

Cálculo de la longitud equivalente para tubos de diámetro de 8.0 pulgadas

Accesorios	Nº	Fórmula	Longitud	Total	Unidad
Tubería	1		50	50	m
Codos de 90°	7	30*D	0.08	0.5334	m
Válvula Check	1	50*D	0.08	0.08	m
Válvula Mariposa	1	13*D	0.0762	0.08	m
Long. equivalente total				50.6858	

Cálculo de pérdida de cargas para la tubería, según Hazen y Williams





$$h_f = \left(\frac{V_i * L.Eq.Total^{0.54}}{0.355 * Ch * D^{0.63}} \right)^{1.85} = \left(\frac{1.5 * 50.6858^{0.54}}{0.355 * 100 * 0.2^{0.63}} \right)^{1.85} = 0.0308m$$

Cálculo de la potencia del equipo

$$\text{Desnivel estatico} = De = 8.0m$$

Carga Dinámica Total

$$\text{C.D.T.} = De + hf = 8 + 0.0308 = 8.0308m = 8m$$

Potencia (Hp)

$$P = \frac{r * Q * \text{C.D.T.}}{h} = \frac{1000 * \frac{0.74}{1000} * \frac{8}{0.85}}{76} = 0.0921Hp$$

4.8.2 Espesador de lodos (EL-01)

CONSIDERACIONES

1. El espesamiento de lodos se hará por gravedad, a lodos provenientes del sedimentador primario, que están formados por lodos retenidos en el sedimentador secundario (provenientes del filtro percolador) y por los lodos primarios.
- 2.- Se escoge un espesador circular, por facilidad de operación y mantenimiento.

Características de los lodos

Concentración				
Primario con filtro perc. (s/esp)	C_{FPse}	4.0	%	Tabla 14-19, pág. 1492, Metcalf & Eddy 2003
Primario con filtro perc. (esp)	C_{FPesp}	8.0	%	
Peso específico de sólidos	Pe	1030.0	kg/m ³	

Volumen de lodos que llegan al espesador

$$V_{\text{lodos al espesador}} = \text{Lodos Primarios} + \text{Lodos del Filtro Percolador} = \text{Sólidos Tot. antes Sed. P.} - \text{Sólidos Tot. en el efluente} - \text{Sólidos mineralizados en el Filtro Perc.}$$

La cantidad total de sólidos que llegan al espesador será la suma de la masa de DBO y SST removida:

$$V_{1\text{ inf}} = \text{Lodos Primarios} + \text{Lodos del Filtro Percolador}$$





DBO, gasto másico antes Sed. P.	Q_{DBOinf}	968.71	kg/d
DBO, gasto másico desp. Sed. Sec.	Q_{DBOefl}	81.13	kg/d
DBO, gasto mineralizado en el FP.	Q_{DBOminerFP}	447.55	kg/d
DBO, gasto másico al espesador.	Q_{DBOesp}	440.03	kg/d
SST, gasto másico antes Sed. P.	Q_{SSTinf}	747.83	kg/d
SST, gasto másico desp. Sed. Sec.	Q_{SSTefl}	81.13	kg/d
SST, gasto másico al espesador.	Q_{SSTesp}	666.70	kg/d

Masa de sólidos al espesador: $Q_{T\text{sólidos}} = Q_{DBO\text{esp}} + Q_{SST\text{esp}} = 1106.73\text{kg/d}$

$$\text{Volumen alimentado al espesador: } VT_{\text{esp}} = \frac{Q_{T\text{sólidos}}}{C_{FPse} * Pe} = \frac{1106.73}{\left(\frac{4.0}{100}\right) * 1030} = 26.86\text{m}^3 / d$$

$$\text{Fracción de sólidos volátiles: } FSV = \frac{Q_{DBO\text{esp}}}{Q_{T\text{sólidos}}} = \frac{440.03}{1106.73} = 0.40\text{kg SV/kg lodo}$$

Seleccionamos una carga de sólidos de la tabla 14-19, entrando con la concentración de sólidos de 0.4%:

Carga de sólidos (Tabla, propuesta): $C_{\text{sólidos}}/A_{\text{esp}} = 100 \text{ kg/m}^2\text{d}$

$$A_{\text{esp}} = Q_{T\text{sólidos}} / C_{\text{sólidos}} / A_{\text{esp}} = \frac{1106.73}{100} = 11.1\text{m}^2$$

$$\text{Diámetro mínimo calculado: } D = \sqrt{\frac{4 * A_{\text{esp}}}{\Pi}} = \sqrt{\frac{4 * 11.1}{3.1416}} = 3.8\text{m}$$

Para prevenir condiciones sépticas y malos olores, la carga hidráulica debe estar entre 10 y 30 $\text{m}^3/\text{m}^2\text{d}$ (Qasym 1985, pág. 430), esto se puede lograr recirculando parte del efluente, o aumentando el área de espesamiento; por ello, ajustamos el diámetro.

Diámetro escogido del espesador: $D_{\text{Esp}} = 5.5 \text{ m}$

Área corregida del espesador: $A_{\text{esp}} = 23.8\text{m}^2$

$$\text{Carga hidráulica mínima: } C_{\text{hid esp}} = \frac{V_{T\text{esp}}}{A_{\text{esp}}} = \frac{26.86}{23.8} = 1.1\text{m}^3/\text{m}^2 \text{ d}$$

$$\text{Carga de sólidos @ } A_{\text{esp}}: C_{\text{sólidos}}/A_{\text{esp}} = \frac{Q_{T\text{sólidos}}}{A_{\text{esp}}} = \frac{1106.73}{23.8} = \text{kg} / \text{m}^2\text{d}$$

Entrando con la carga de sólidos a la tabla 16.2, pág. 430, Qasym 1985, para un espesador posterior a un Filtro P.:





$C_{\text{sólidos}}/A_{\text{esp}}$	Captura sólidos %
35	80
46.6	89.3
50	92

Sólidos retirados del espesador: $Q_{\text{lodos}} / d = Q_{T\text{sólidos}} * \frac{89.3}{100} = 988.3 \text{ kg} / d$

$V_{\text{lodos}} \text{ retirado del espesador: } V_{\text{lodos}} / d = \frac{Q_{\text{lodos}} / d}{C_{\text{FPesp}} * Pe} = \frac{988.3}{\left(\frac{8}{100}\right) * 1030} = 12 \text{ m}^3 / d$

Bordo Libre: $H_{\text{borde}} = 0.30 \text{ m}$

Por criterios establecidos (Qasym 1985, pág. 438), consideramos como suficientes las siguientes alturas:

Altura para sobrenadante		1.00	m
Altura para asentamiento		1.50	m
Altura para espesamiento		1.20	m
<i>Profundidad útil</i>	H_{esp}	3.70	m

Entonces, el volumen útil del espesador queda:

$$V_{\text{útil esp}} = A_{\text{esp}} * H_{\text{esp}} = 23.8 * 3.7 = 87.91 \text{ m}^3$$

Para una pendiente de aproximadamente 1:12, se añaden 30 cm de altura para la tolva de recogida de lodos.

<i>Profundidad de la tolva</i>	H_{tolva}	0.3	m
<i>Diámetro inferior de la tolva</i>	R_{tl}	0.3	m

$$V_{\text{tolva}} = \left(\Pi * \frac{H_{\text{tolva}}}{12} \right) * \left(D_{\text{Esp}}^2 + D_{\text{Esp}}^2 * R_{\text{tl}} + R_{\text{tl}}^2 \right) = \left(\Pi * \frac{0.3}{12} \right) * \left(5.5 + (5.5 * 0.3) + 0.3^2 \right) = 2.5 \text{ m}^3$$

Altura total del espesador: $H_{T \text{ espesador}} = H_{\text{esp}} + H_{\text{borde}} + H_{\text{tolva}} = 3.7 + 0.3 + 0.3 = 4.3 \text{ m}$

La tasa Lodo-Volumen, es el volumen de lodo retenido en el espesador, dividido por el volumen retirado cada día:

$$SVR = \frac{V_{\text{lodos retenido}}}{V_{\text{lodos retirado}}} = \frac{\sqrt{\frac{4 * D_{\text{Esp}}}{\Pi}} * \text{Altura p espesamiento}}{V_{\text{lodos}} / d} = \frac{\sqrt{\frac{4 * 5.5}{\Pi}} * 1.2}{12} = 2.38 \text{ d}$$





4.8.3 Digestor anaerobio de lodos (DA-01)

Datos

Lodo alimentado al digestor	Q_{lodos} /d	988.3	kg/d
Lodo alimentado al digestor	V_{lodos} /d	12.00	m³/d
Tiempo de retención	q	30.0	d
Carga de lodos	C_{lodos}	0.7	kg SV/m³d
Fracción de sólidos volátiles	FSV	0.40	kg SV/kg lodo
Sólidos volátiles totales	SV	392.95	kg SV/kg lodo
Peso específico de solidos	Pe	1030.0	kg/m³

CAPACIDAD DEL DIGESTOR

1.- Por el tiempo de permanencia celular: $V_{\text{digestor}} @ \text{TRC} = Q_{\text{lodos}} / d * q = 12 * 30 = 360 m^3$

2.- Por la reducción de volumen:

Gasto efluente del digestor: $Q_{\text{efl}} = 10.0 m^3 / d$

$$V_{\text{digestor}} = V_{\text{dig}} = (V_{\text{lodos}} / d - ((2/3)(V_{\text{lodos}} / d - Q_{\text{efl}}))q = \left(12 - \left(\frac{2}{3} * (12 - 10) \right) \right) 30 = 320.0 m^3$$

Entonces seleccionamos el volumen activo de digestión de 360 m3, para ajustar posteriormente

Diámetro propuesto	D_{dig}	9.0	m
Altura útil propuesta	H_{dig}	4.6	m

$$A_{\text{dig}} @ \text{Dim. Propuestas} = A_{\text{dig}} = \frac{\Pi * D_{\text{dig}}^2}{4} = \frac{\Pi * 9^2}{4} = 63.6 m^2$$

$$VAC_{\text{digestor}} @ \text{Dim. Propuestas} = V_{\text{digestor}} = \frac{\Pi * D_{\text{dig}}^2 * H_{\text{dig}}}{4} = \frac{\Pi * 9^2 * 4.6}{4} = 292.6 m^3$$

Altura del digestor			
Profundidad para azolve	h_{azol}	1.0	m
Profundidad para capa de natas	h_{natas}	0.6	m
Distancia entre agua y cubierta	h_{cub}	0.6	m
Altura desplazada total	H_{Desp}	2.2	m

Considerando una pendiente de 1:3, la altura del cono de la tolva es:





$$Pendiente\ del\ fonda = Pend = 0.3m / m$$

$$Altura\ tolva = Radiodig * Pend = h_{tolva} = r * Pend = \frac{D_{dig}}{2} * Pend = \frac{9.0}{2} * 0.3 = 1.5$$

$$Volumen_{tolva} = V_{tolva} = H_{tolva} * A_{dig} = 1.5 * 63.6 = 95.4m^3$$

$$Volumen\ activo\ total = V_T = V_{dig} + V_{tolva} = 1.5 + 63.6 = 292.6 + 95.4 = 388.1m^3$$

$$Altura\ total\ del\ digesor = H_T = H_{dig} + H_{desp} = 4.6 + 2.2 = 6.8m$$

$$Volumen\ activo/volumen\ total = V_{act}/V_{total} = \frac{V_T}{A_{dig} * H_T} = \frac{388.1}{63.6 * 6.8} = 0.9$$

TIEMPO DE RETENCIÓN Y CARGA DE SÓLIDOS REALES

$$Tiempo\ de\ retención\ @Q_{med} = q_{real} = \frac{V_T}{V_{lodos} / d} = \frac{388.1}{12} = 32.3d$$

$$Carga\ de\ sólidos\ @Q_{med} = Clodos_{real} = \frac{SV}{V_T} = \frac{392.95}{388.1} \approx 1.0d$$

Esta carga de sólidos es aceptable, es encuentra dentro del rango del criterio típico de diseño (Qasym, 1985, pág. 454)

PRODUCCIÓN DE GAS

CONSIDERACIONES

$$Concent.\ Sólidos = \frac{(kg_{lodos}/d)}{(m^3_{lodos}/d)} = \frac{988.3}{12} = 82.4kg / m^3 = 82359.5g / m^3$$

Asumimos que 65 % de los sólidos son biodegradables y que para producir 1 g de sólidos volátiles se necesita 1.42 g de DBO última

Coefficiente de rendimiento del sustrato (Y)		0.050	g SSV/ gDBO
Efficiencia de uso del desecho	E	0.8	
Coefficiente de decaimiento endógeno (k_d)		0.03	d⁻¹
Tiempo de retención celular	q	30.0	d

Factor teórico de conversión para la cantidad de metano obtenido de la biodegradación de 1 kg de DBO:

$$F_{biodeg} = \frac{gCH_4}{gDBO} = 0.4$$

$$DBO\ última\ en\ el\ efluente = S_{inf} = Concent.Sólidos * FSV = 82.4 * 0.40 * 1.42 = 46.5kg / m^3$$

Masa total de microorganismos creada:





$$P_x = \frac{Y * V_{\text{lodos}} / d * E * F_{\text{biodeg}}}{1 + \text{Coeficiente de decaimiento endogeno} * q_{\text{real}}} = \frac{0.050 * 12.08 * 0.8 * 46.5}{1 + 0.03 * 32.3} = 11.3 \text{ kg} / d$$

Volumen de gas producido:

$$V_{\text{CH}_4} = 0.35 * (E * V_{\text{lodos}} / d * S_{\text{inf}} - 1.42 * (P_x)) = 0.35(0.8 * 12 * 46.5 - 1.42 * 11.3) = 150.6 \text{ m}^3 / d$$

Consideramos lo siguiente:

Densidad relativa del biogás	D. Rel_{biogás}	0.86	
Densidad del aire	r_{aire}	1.162	kg/m³

Gasto másico de gas producido:

$$M_{\text{biogás}} / d = V_{\text{CH}_4} * D. \text{Rel}_{\text{biogás}} * r_{\text{aire}} = 150.6 * 0.86 * 1.162 = 150.5 \text{ kg} / d$$

Porcentaje de estabilización:

$$\text{Est} (\%) = \frac{S_{\text{inf}} - 1.42 * P_x}{S_{\text{inf}}} = \frac{(46.5 - 1.42 * 11.3) * 100}{46.5} = 65.4\%$$

Cantidad de sólidos en el lodo digerido

Asumiendo una reducción promedio de sólidos volátiles del 52%:

$$\text{Reducción de Sólidos Volátiles} = RSV = 0.52$$

$$ST_{\text{lodo digerido}} = ST_{\text{no volátiles}} + SV_{\text{remanentes}} = (Q_{\text{lodos}} / d - SV) + (1 - RSV) SV$$

$$ST_{\text{lodo digerido}} = (988.3 - 392.95) + (1 - 0.52) * 392.95 = 784 \text{ kg} / d$$

Masa total en llegar al digestor:

$$MT_{\text{InfDig}} = \frac{St_{\text{dig}}}{\text{Frac. Sólida}_{\text{espesador}}} = \frac{Q_{\text{lodos}} / d}{C_{\text{FPesp}}} = \frac{988.3}{\left(\frac{8}{100}\right)} = 12353.9 \text{ kg} / d$$

Masa total en salir del digestor

$$MT_{\text{EnfDig}} = MT_{\text{Inf Dig}} - M_{\text{biogás}} / d = 12353.9 - 150.5 = 12203.4 \text{ kg} / d$$

Cantidad de sobrenadante retirado





Conc. de Sólidos en sobrenadante	4.000	kg/m³
Gravedad esp. del sobrenadante	1.0	
Sólidos totales en lodo digerido	0.050	%

Masa de Sólidos en sobrenadante:

$$S = \frac{\text{Conc. de Sólidos en sobrenadante} (MT_{\text{InfDig}} * \text{Sólidos totales en lodo digerido} - ST_{\text{lodo digerido}})}{\text{Sólidos totales en lodo digerido} - \text{Conc. de Sólidos en sobrenadante}}$$

$$S = \frac{4.000(12353.9 * 0.05 - 784)}{0.050 - 4.000} = 168.4 \text{ kg} / d$$

$$\text{Gasto de sobrenadante: } Q_s = \frac{S}{\text{Conc. de Sólidos en sobrenadante}} = \frac{168.4}{4.000} = 42.1 \text{ m}^3 / d$$

Cantidad de lodo digerido removido

$$\text{Cantidad de lodo digerido: } M_{\text{lodo}} / d = ST_{\text{lododigerido}} - S = 784 - 168.4 = 615.6 \text{ kg} / d$$

Volumen de lodo digerido:

$$V_{\text{lodo}} / d = \frac{M_{\text{lodo}} / d}{\text{Sólidos totales en lodo digerido} * Pe} = \frac{615.6}{0.050 * 1030} = 12 \text{ m}^3 / d$$

4.8.4 Lechos de secado (ES-01/12)

CONSIDERACIONES

1. Se escogen eras pavimentadas, ventajosas en climas áridos, semiáridos y calientes.

Datos

% de sólidos en lodos sin decantar	6.0	%	0.06	dec
% de sólidos en lodos decantados	8.0	%	0.08	dec
% requerido de sólidos para disposición	30.0	%	0.3	dec
Tasa de evaporación, superficie libre (E_p)	120.0	cm/año		
Factor de reducción de lodo contra una superficie libre, se toma 0.6 como valor piloto a falta de más datos. (k_e)	0.6			

Producción anual de sólidos secos:

$$S = M_{\text{lodo}} / d * 0.08 = (615.6 * 365) * 0.08 = 17975.3 \text{ kg} / \text{año}$$





Tasa de evaporación: $R_e = 10 * K_e * E_p = 100 * .6 * 120 = 720.0 \text{ kg} / \text{m}^2 \text{ año}$

Precipitación anual, ver introducción y generalidades del proyecto.

$$P = 0.4914 \text{ m H}_2\text{O/año}$$

Área de cama

$$A = \frac{1.04 * S}{(R_e - 1000P) * \left[\left(\frac{1 - \% \text{ desólidos en lodos decantados}}{\% \text{ desólidos en lodos decantados}} \right) \left(\frac{1 - \% \text{ Re queridosólidos para disposición}}{\% \text{ Re queridosólidos para disposición}} \right) \right]}$$

$$A = \frac{1.04 * 17975.3}{(720 - 1000 * 0.4914) * \left[\left(\frac{1 - 0.08}{0.08} \right) - \left(\frac{1 - 0.3}{0.3} \right) \right]} = 749.625 \text{ m}^2$$

$$\text{Área ajustada} = 750.0 \text{ m}^2$$

Ésta área es el total anual utilizado. Aplicando un criterio estacional, proveeremos 500 m², divididos en 13 partes en operación según la estación del año.

Lado	L	7.0	m
Lado	L	6.0	m
Número de unidades	N°	13.0	



CAPÍTULO 5
EQUIPAMIENTO MECÁNICO



5.1 Equipamiento mecánico en el cárcamo de bombeo

5.1.1.- Alcances.

Esta especificación cubre los aspectos mínimos requeridos para contar con una bomba vertical, tipo inatascable, base para acoplamiento de motor y columna de descarga y con suministro de motor eléctrico vertical flecha hueca.

El proveedor deberá considerar integral el suministro del equipo de bombeo (bomba - motor), desde el diseño, fabricación y pruebas, hasta el transporte, instalación y puesta en servicio en el cárcamo de bombeo.

5.1.2.- Bomba.

Normas Aplicables.

AWWA	American Water Works Asociation.
ANSI	American National Standard Institute.
API	American Petrolenm Institute.
AWS	American Welding Society.
ASTM	American Society Testing.
HIS	Hidraulic Institute Standars.

Suministro.

A continuación se indica una relación de los mínimos dispositivos que integran cada unidad de bombeo.

- Cuerpo de succión.
- Impulsores.
- Chumaceras.
- Portachumaceras.
- Flecha.
- Cubre flecha y soporte intermedio de cojinete.
- Estopero.
- Columna de descarga.
- Placa base.
- Colador.
- Guarda arenas.

Las bombas deben ser centrífugas con velocidad constante para trabajo pesado, operación continua y fabricadas de acuerdo a los estándares del HIS, estando constituidas fundamentalmente por carcaza, cubre flecha, flecha, columna de descarga y base para acoplamiento de motor eléctrico vertical.

La bomba deberá construirse para estar suspendida de la placa base y de la base para motor por medio de una columna (cubre flecha).





Las bombas se diseñarán para una operación continua de 24 horas por día. El equipo podrá operar desde el punto de diseño hasta la máxima capacidad del impulsor suministrado por la bomba.

Los equipos tendrán una vida útil mínima de 15 años considerando operación continua. Asimismo la curva carga - gasto ascenderá continuamente hasta llegar a flujo cero, prefiriéndose bombas cuya carga a flujo cero sea 15 % mayor que la carga de diseño.

Todos los elementos rotatorios de la bomba deberán ser balanceados estática y dinámicamente.

El diseño deberá lograr que la velocidad crítica de la flecha sea por lo menos 25 % mayor que la velocidad de operación de la bomba.

La curva carga - gasto deberá satisfacer los requerimientos de todo rango funcional factible de presentarse, de tal forma que el impulsor cubra holgadamente el rango operativo: carga máxima de diseño y carga mínima de diseño, con sus correspondientes variaciones en otros parámetros por afinidad.

El NPSH en cualquier punto de la curva Q- H, deberá ser menor que el NPSH de la instalación. Siempre se deberá disponer de un margen mínimo de 1.00 m.

Deberá mantenerse en un lugar visible, dos placas metálicas (una en carcaza y otra en la base de acoplamiento de motor), que contengan los siguientes datos:

- Fabricante.
- Número de serie.
- Tamaño y tipo de la bomba.
- Capacidad.
- Carga de diseño.
- Velocidad de operación.
- Sentido de rotación.
- Diámetro del impulsor.

Características de fabricación de bombas.

Carcaza: De hierro fundido de grano fino, sin poros producidos por gases o arenas, similar al de las clases 20 a 35 de las especificaciones de la A.S.T.M. A - 48 - 46. Succión en la parte inferior, cuerpo de caracol de una sola pieza incluyendo la descarga, con caras maquinadas para recibir el soporte de chumaceras y la campana para recibir el soporte de chumaceras y la campana de succión. La descarga deberá ir provista de brida maquinada y barrenada, diseñada de acuerdo a la norma ANSI B 16.1 CLASE 150.

Impulsor: De hierro fundido, de grano fino sin poros provocados por gases o arenas, similar al de las clases 20 a 35 de las especificaciones A - 48 - 46 de la A.S.T.M. tipo





semiabierto con dos aspas para proporcionar el paso de esferas especificado. El impulsor deberá ser balanceado estática y dinámicamente.

Flecha del impulsor: De acuerdo al cromo (13%) similar al de las especificaciones A.I.S.S. - 410 del diámetro adecuado para transmitir la potencia del motor y prevenir flexiones y vibraciones a la velocidad de trabajo. Dicho diámetro mínimo se determinará considerando esfuerzos combinados de torsión y tensión (este último provocado por el empuje axial).

La flecha deberá ir provista en la caja de empaques de un manguito de acero al cromo (13%). La flecha deberá ser rectificada a toda su longitud.

Flechas intermedias: Las flechas intermedias de acoplamiento al motor deberán suministrarse de acero rolado en frío, similar al de las especificaciones A.I.S.I. C - 1045, torneadas y rectificadas a dimensiones exactas, con rosca en sus extremidades para fijarse al cople del mismo material, incluyendo funda protectora construida en acero de la misma calidad.

Camisas: Las flechas deberán de poseer camisas bien fijadas a la flecha. Cuando el tamaño de la bomba haga impracticable el uso de camisas, la flecha deberá de fabricarse de un material de anillos u de un material resistente a la corrosión, para bombas con sellos mecánicos. Las camisas de las flechas deberán de tener un extremo sellado. El extremo de ensamble entre la camisa y la flecha, deberá de extenderse más allá de la cara externa del prensaestopas.

Chumacera inferior: Construida de bronce fosforado con caja separada de la caja de empaque, lubricada por grasa a presión. El dispositivo de lubricación, será localizado sobre la placa de la base del motor en lugar perfectamente accesible y contará con un tubo de acero galvanizado o cobre, hasta las chumaceras, de un diámetro de 9.5 mm. (3/8").

Las chumaceras para dichas flechas serán de bronce fosforado. Los anteriores componentes deberán ir protegidos por un tubo de acero cédula 40, de un diámetro mínimo de 152.4 mm con bridas de 8.8 kg/cm², (125 lbs/pulg.2) en sus extremos para acoplarse a la base del motor y el soporte de la chumacera de la bomba.

La cubierta de las chumaceras deberá de estar bien selladas, para no permitir la entrada de agua o polvo.

Se deberá de colocar una conexión con tapón para drenaje, en el fondo de cada cubierta de chumaceras.

Las cubiertas de las chumaceras que se emplean en chumaceras lubricadas con grasa, deberán de estar construidas de tal manera, que cuando la grasa se force desde la conexión de entrada hasta el tapón de venteo o drenaje, ésta tenga que pasar a través de la chumacera.





Caja de empaque: Deberá ser de la profundidad adecuada para proporcionar un servicio eficiente provisto con empaque tipo “U” y “Taza” que no requieran ajuste.

Estoperos y prensadores para empaques convencionales: Todas las bombas deberán de tener estoperos con anillos de cierre hidráulico. Se deberá de suministrar una conexión con tapón para el anillo de cierre hidráulico.

Los collarines del prensaestopas, deberán de estar diseñados de tal manera, que los pernos no se salgan de su sitio, si el empaque se afloja. Se prefieren pernos roscados instalados en la cubierta de la bomba.

Cuando se especifiquen presaestopas enfriados por inmersión, la manguera o tubo flexible que va al presaestopas, deberá tener un diámetro interno mínimo de ($\frac{1}{4}$ ”) 6.3 mm.

Sellos mecanicos de la flecha: Cuando se especifiquen sellos mecánicos, la placa de sello y todas las partes que los componen, deberán ser adecuadas para la presión y temperatura de diseño de la bomba.

El fabricante de la bomba deberá indicar medidas especiales que se requerirán para la buena operación del sello.

A menos que se especifique lo contrario, se deberá proporcionar un casquillo o manguito de estrangulación no ferroso, apretado contra la placa de sello y apoyando en el interior, con el fin de minimizar fugas cuando falle completamente el sello. Para bombas diseñadas con sellos interconstruídos, se deberá usar una construcción equivalente en el extremo de la cámara de sellado. Se deberá contar con el sello permanente, para evitar las entradas de aire a la bomba, cuando ésta se encuentre sin operar.

Cuando se especifique venteo o limpieza con chorro de agua del espacio entre el sello mecánico y el casquillo o manguito de estrangulación, las conexiones se deberán proporcionar con tapón cuyo diámetro no deberá ser menor de 12.7 mm ($\frac{1}{2}$ ”) \varnothing nominal. Para presiones de sello superiores a 5.27 kg/cm² (75 psi), se deberán proveer sellos hidráulicamente balanceados.

Todas las partes metálicas del sello, deberán ser acero inoxidable tipo 304, exceptuando la placa de sello y el casquillo de estrangulación.

Coples: Los coples deberán construirse únicamente de materiales metálicos. Las bombas diseñadas para remoción del rotor de la carcasa por el lado de la unidad motriz, deberán estar provistas con coples de tipo separador.

Ambas mitades del juego de coples, deberán estar perfectamente señaladas para su distribución. En ningún caso se taladrará una perforación en el cople de tamaño mayor que el diámetro máximo permitido por el fabricante de coples.





Cuando no se requiera que se monte la unidad motriz en fábrica, el proveedor deberá entregar con la bomba de todas maneras el medio cople de la unidad motriz terminado, junto con las instrucciones necesarias para el montaje en la flecha del accionador.

Los coples deberán estar apropiadamente asegurados en su sitio y el ajuste cilindro deberá permitir una fácil remoción en campo, del buje del cople, evitando el uso de calor para bombas verticales.

Se deberán proporcionar guardas de coples desmontables, las guardas deberán ser suficientemente pesadas y rígidas, como para proporcionar una seguridad adecuada al personal.

Cuando utilicen coples de límite flotante, se deberán tomar las medidas necesarias para proteger a la bomba del empuje resultante.

Si se usan unidades motrices de flecha sólida en bombas verticales, los coples deberán ser de acero y del tipo rígido ajustable. Cuando se use una unidad motriz de flechas en bombas verticales con sellos mecánicos, se deberá proporcionar un cople del tipo de espaciamento. El espaciador deberá tener la suficiente longitud como para permitir la reposición del conjunto de sello, sin desmontar la unidad motriz.

De preferencia se deberán utilizar coples roscados solamente con motores de flecha hueca, que tengan un trinquete o matraca que impida el movimiento en reversa. Si se usan coples roscados en bombas verticales, éstos deberán asegurarse contra rotación inversa, sin usar tornillos de presión.

Tubo de descarga: La bomba deberá suministrarse con tubo de descarga de acero cédula 40 A.S.A. de un diámetro de 101.6 mm. (Bomba chica) y 203.8 mm (Bomba grande) con bridas en ambos extremos, diseñadas de acuerdo a la norma ANSI B 16.1 CLASE 150.

La descarga será localizada por encima de la placa de la base del motor (descarga superior).

Anillos de desgaste: Tanto el impulsor como la carcasa deberán proporcionarse con anillos de desgaste removibles, que deberán ser de acero al cromo con contenido mínimo de 11 % de cromo.

Lubricacion: La lubricación de las flechas intermedias se efectuará por medio de una aceitera con control de alimentación automático por medio de un solenoide y depósito de aceite de nivel visible, localizada sobre la placa de la base del motor.

Placas de base: Las bombas deberán ser proporcionadas con la base adecuada para recibir el motor eléctrico y todos sus accesorios, así como el tubo de descarga de las mismas.





Camisas, tapas u herramienras especiales: Las camisas para estoperos enfriados con líquido, chumaceras, pedestales, enfriadores de sellos mecánicos, etc., deberán ser diseñadas para una presión de trabajo no menor de (75 psig) 5.27 kg/cm².

Los venteos de la carcaza y las conexiones para drenaje deberán taparse con tapones sólidos de cabeza hexagonal. Las carcazas de hierro fundido deberán utilizar tapones de acero al carbón. Cuando se utilicen carcazas de materiales diferentes al hierro fundido, los tapones deberán ser del mismo material que la carcaza, a menos que se especifique lo contrario. Los tapones deberán tener un vástago de por lo menos 38 mm de longitud (1½”).

Todas las aberturas de la carcaza deberán llevar una placa metálica de identificación, indicando su propósito o servicio.

Pintura y recubrimientos protectores: Las siguientes especificaciones especiales para preparación de superficies y pintura, servirán para establecer la calidad de la mano de obra y materiales que se requieren para dichos trabajos.

Si el proveedor desea usar un sistema de pintura y productos distintos a los especificados, deberá presentar una descripción completa de los mismos, para que éstos sean evaluados por el comprador. Las alternativas diferentes a las especificaciones, no deberán usarse sin aprobación escrita del comprador.

Superficies exteriores: Todas las superficies ferrosas exteriores que se vayan a proteger con pintura, deberán limpiarse de acuerdo con la Especificación No. 6 de la Preparación de Superficies, Limpieza Comercial a Chorro, del Consejo de Pintura en Estructuras de Acero de EUA. (Steel Structures Painting Council). El perfil de la superficie tratada con chorro de arena, no excederá de 0.5 mm (2 milésimos de pulgada).

Antes de que empiece a aparecer oxidación pero siempre antes de 8 horas después de la limpieza y preparación final de la superficie, todas las superficies que se vayan a pintar deben ser cubiertas con una de las siguientes pinturas ó con otra equivalente aprobada por el comprador.

Pittsburg Plate Glass Co. Aguapon UC - 9650 ó Dupont Epoxy Primer No. S25 - S031.

Las cuales son pinturas de dos partes y deberán aplicarse estrictamente de acuerdo con las especificaciones detalladas del fabricante. La primera mano se aplicará a un espesor mínimo de película seca de 0.075 mm (3 milésimas de pulgada).

Superficies interiores: Todas las superficies ferrosas internas de los equipos, deberán limpiarse de acuerdo con la Especificación No. 6 para preparación de superficies.

La limpieza comercial a chorro del Consejo de Pintura en Estructuras de Acero de EUA usando arena metálica de acero SAE No. 120 ó aún mas fina.





Antes de que aparezca el óxido, pero siempre antes de 8 horas después de la limpieza a chorro, las superficies interiores del cuerpo deberán ser enjuagadas o rociadas con una mezcla acuosa al 1 % del nitrito de sodio, 0.5 % de fosfato monosódico. Después de aplicado el recubrimiento y que haya secado, añadase una libra de sílica - gel por cada 2.83 m³ (100 pies cúbicos) de volumen del cuerpo, después sellarse para embarque. El sílica - gel deberá estar contenido en bolsas sujetas en tal forma que removerlas sea fácil. Se fijarán etiquetas en el exterior de cada pieza de equipo, indicando la presencia, el número exacto y la colocación de dichas bolsas.

Instrumentacion: Los instrumentos suministrados bajo esta especificación deberán estar graduados en las siguientes unidades:

Fuerza.	Kilogramos.
Presión.	Kilogramos por centimetro cuadrado.
Temperatura.	Grados centigrados.
Flujo líquido.	Litros por minuto.
Flujo gaseoso.	Metros cúbicos por minuto.
Vibración.	Milímetros.
Lineal.	Milímetros.
Nivel.	Centímetros arriba o abajo de la referencia.
Frecuencia.	Hertz.
Potencia.	Kilovatios o caballos de potencia ingleses (Kg-m.) por segundo.

Materiales: A menos que se indique específicamente otra cosa en esta especificación y en las hojas de datos, los materiales y equipos a suministrar, deberán cumplir como mínimo con las siguientes condiciones técnicas generales:

Confiabilidad.- Todos los materiales que se usen en la construcción del equipo por suministrar, deberán estar de acuerdo con los lineamientos especificados para las condiciones de operación y ser los mejores en sus clases correspondientes, quedando sujetos a la aprobación del comprador. Todos los materiales no manufacturados por el proveedor, deberán ser productos de fabricantes reconocidos.

Repuestos.- Todas las partes que puedan requerir renovación o reposición deberá hacerse con plantilla, escantilla, escantillón ó guías, en tal forma que las partes originales y repuestos sean intercambiables. El proveedor deberá suministrar y mantener en existencia, cuando menos por 10 (diez) años, sin costo alguno para el comprador, las plantillas, escantillones o patrones u otros registros, para reparaciones futuras o partes de repuesto.

El proveedor deberá suministrar todos los escantillones especiales y templetes necesarios para erección en el campo, los cuales pasarán finalmente a ser propiedad del comprador.

Fallas.- En caso de fallas de diseño, de materiales o de montaje deberá autorizar las correcciones, modificaciones o adiciones que sen necesarias en el campo, con cargo al





proveedor, las cuales serán realizadas en la forma que se convenga entre el supervisor y el residente; si el supervisor de montaje no aceptara los cargos en un plazo razonable, deberá proceder a realizar los trabajos por su cuenta bajo la supervisión del comprador. Y en caso extremo, el comprador procederá a realizar los trabajos con cargo al proveedor.

Materiales de tubería.- Todos los puntos terminales de tubería del equipo suministrado por el proveedor, deberán cumplir con los requisitos del código ANSI B 31.1 ó equivalente (tuberías a presión) como sigue:

* Las conexiones en diámetros de 6.35 cm (2 ½”) o mayores deberán ser bridadas o soldables, según lo requiera el comprador. Si son soldables, la preparación de extremos deberá hacerse de acuerdo con las instrucciones indicadas por el comprador, en los dibujos del proveedor.

* Las conexiones con diámetros menores de 6.35 cm (2 ½”) deberán ser conexión roscada.

Las conexiones roscadas deberán usarse únicamente donde sea necesaria una desconexión frecuente o en elementos de equipos pequeños, en los que no se cuenta con extremos soldables.

En donde se haya juzgado que es necesario establecer compromisos de garantía, se efectuarán pruebas de comportamiento del equipo, de acuerdo con los códigos de prueba de ASME o del Instituto Hidráulico de E.U.A. que sean aplicables.

Todas las partes internas menores y uniones como tornillos, tuercas, etc., que no especifiquen de manera contraria, deberán estar hechas de materiales con la misma resistencia a la corrosión que los implusores.

5.1.3.- Motor eléctrico.

Normas aplicables.

NEMA MG - 1 - 1987.

ASTM

American Society For Testing Materials.

NOM - I - 75 - 1985.

Norma Oficial Mexicana.

Suministro.

A continuación se indica una relación de los mínimos dispositivos que integran a cada motor eléctrico.

- Armazón.
- Rotor.
- Estator.





- Flecha.
- Chumaceras.
- Caja de conexiones.

Diseño:

El motor eléctrico debe ser vertical, flecha hueca, para utilizar en intemperie, el diseño del motor será NEMA B, con rotor tipo jaula de ardilla.

La caja de conexiones deberá tener espacio suficiente para realizar las conexiones de cables de una manera fácil y segura.

La tensión nominal de operación será de 220/440 volts a 60 Hz.

La potencia de los motores eléctricos deberá ser por lo menos la potencia nominal del equipo con un factor de servicio de 1.15; con una vida útil mínima de 15 años.

Características de construcción:

Dimensiones: Las dimensiones del motor eléctrico estarán de acuerdo con las normas NEMA B.

Armazon: El armazón deberá construirse de un anillo de acero laminado tapa superior y base de fierro fundido.- La tapa superior deberá llevar una caja sellada para los baleros de empuje axial. La base estará provista de agujeros de montaje para adaptarse sobre el cabezal de la bomba y será integral a la carcasa.

Todos los componentes del armazón deberán estar cuidadosamente maquinados, para permitir el alineamiento perfecto de la flecha, uniformidad del entrehierro y un funcionamiento silencioso y exento de vibraciones.

Caja de conexiones: La caja de conexiones deberá construirse en una forma tal que pueda girarse para admitir la alimentación de corriente en cualquier dirección.

Rotor: El diseño del rotor deberá ser tal que en construcción sea sólido. Los anillos y las barras de corto circuito deberán ser de cobre o aluminio, unidas rígidamente.

Flecha: De acero al carbón, hueca, del diámetro y espesor necesario para transmitir la potencia del motor a la velocidad de trabajo y soportar en sufrir deformaciones en empuje axial producido por la bomba durante su funcionamiento. Dicha flecha deberá prolongarse hacia la base del motor.

Chumaceras: El motor deberá proporcionarse con rodamiento de bolas prelubricadas, proyectadas para absorber las cargas axiales que producen el peso de la flecha e impulsor y el empuje axial de esta última. Los baleros deberán dar un servicio continuo de 5 años como mínimo.





Ventilacion: La ventilación dirigida deberá aspirar el aire por la parte inferior e impulsarlo por las aberturas de la parte superior del motor. El ventilador deberá ir acoplado a la flecha.

Dispositivo de seguridad: El dispositivo de seguridad deberá consistir en un trinquete de no retroceso, para impedir la rotación del motor en el sentido opuesto al normal.

N O T A S:

El motor deberá ser suministrado con protección de pintura anticorrosiva. Deberá colocarse sobre el armazón del motor una placa de características: potencia, velocidad, factor de servicio, número de fases, voltaje, amperaje, frecuencia.

El proveedor deberá suministrar al contratista, los siguientes datos en unidades del sistema Métrico Decimal.

Momento de inercia del motor, corriente de arranque, curvas certificadas de la eficiencia y factor de potencia, así como planos indicando dimensiones y partes.

5.1.4.- Pruebas.

Cuando así se especifique en las hojas de datos, se deberán efectuar las siguientes pruebas en cada bomba:

- Prueba de funcionamiento sin testigos.
- Prueba de funcionamiento con testigos.
- Prueba hidrostática con testigos.
- Prueba de NPSH sin testigos.
- Prueba de NPSH con testigos.

El fabricante deberá llevar una bitácora completamente detallada de dichas pruebas finales y deberá preparar el número de copias requeridas, incluyendo los datos y curvas de prueba aprobados hasta la corrección. El reporte deberá ser proporcionado al comprador lo más pronto posible para su aprobación. Los embarques de bombas no deberán retrasarse por la espera de la aprobación del comprador, con la condición de que las bombas cumplan con los requisitos de operación especificados. Si la bomba no fuera probada se deberán proporcionar curvas de predicción del funcionamiento para su aprobación.

Anterior a cualquier prueba con testigos, el fabricante deberá efectuar una corrida de prueba preliminar y concluir todos los chequeos mecánicos antes de la llegada del inspector del comprador.

A menos que se acuerde lo contrario por adelantado, la velocidad que efectivamente se utilizará en las pruebas de bombas accionadas por motores eléctricos, deberá ser la velocidad a carga completa según se muestra en los diagramas aprobados por la unidad motriz específica que se suministre.





Si fuera necesario cualquier bomba después de las pruebas con el fin de recortar el impulsor para que cumpla con las tolerancias de la carga diferencial, no se requerirá otra prueba a menos que la reducción en diámetro, exceda el 5 % del diámetro original.

Si fuera necesario el desmantelamiento por alguna otra corrección, tal como mejoras en la eficiencia, NPSH u operación mecánica, la prueba original será rechazada y la prueba final deberá efectuarse después de terminarse tales correcciones.

Pruebas hidrostáticas. Cada carcasa de presión deberá probarse hidrostáticamente con agua, hasta un mínimo de una y media veces la máxima presión de diseño de la carcasa.

La prueba de presión de bombas verticales, deberá estar sujeta a aprobación por parte del comprador.

Todas las pruebas hidrostáticas tendrán una duración mínima de 5 minutos y estarán de acuerdo a “Centrifugal Pump Test Code” de Hydraulic Institute Standar.

Los conductos de enfriamiento y camisas de chumaceras, prensa estopas, pedestales, enfriadores de aceite, etc., deberán probarse a (115 psi) 8.08 kg/cm².

Pruebas de operacion. El proveedor proporcionará al comprador un reporte detallado y certificado de los resultados finales.

En caso de no cumplir el fabricante con los datos proporcionados en la propuesta, el comprador fijará las multas correspondientes, considerando los efectos y costo de operación que esto le acarree durante 15 años de trabajo continuo.

Tolerancia de las pruebas. Las pruebas funcionales se llevarán a cabo conforme a “Centrifugal Pump Test Code” de H.I.S.. No se permitirá ninguna tolerancia o margen negativo con respecto a la capacidad, carga total o eficiencia a las condiciones de placa o especificadas.

Prueba de NPSH. Las pruebas de NPSH se realizarán de acuerdo a lo especificado en el código mencionado en el inciso anterior, o conforme las normas AWWA.

Revision. Se deberá hacer una revisión cuidadosa antes, durante y después de las pruebas para asegurar la operación apropiada de la bomba.

Por lo menos serán inspeccionados los siguientes puntos durante la prueba.

- 1.- Alineamiento de la bomba y motor.
- 2.- Dirección de rotación.
- 3.- Conexiones para tomas de presión.
- 4.- Sistema de operación de estoperos y lubricación.





Prueba en el sitio de instalacion. El proveedor deberá instalar y probar las unidades de bombeo y sus accesorios, en todo su rango operacional.

Cualquier deficiencia en el diseño, funcionamiento, material o mano de obra, deberá ser corregida hasta satisfacer los requerimientos especificados. El representante autorizado del comprador dará por recibido el equipo a su entera satisfacción, hasta que las unidades estén trabajando bajo las condiciones establecidas.

HOJA DE DATOS.

PROYECTO: Carcamo de aguas Negras.

B O M B A

No.	CONCEPTO	CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO.
1.	Número de bombas.	2.
2.	Arreglo.	1 en operación + 1 de reserva.
3.	Líquido bombeado.	Agua negra
4.	Gasto de diseño.	31.3 l/s.
5.	Carga dinámica total de diseño.	10 m.
6.	Eficiencia mínima a la carga de diseño.	76 %.
7.	Velocidad.	1150 r.p.m.
8.	Lubricación de la flecha.	Aceite.
9.	Modelo de la bomba.	3171- 3X4-11, grupo M
10.	Marca.	GOULD PUMPS o similar.
11.	Tipo.	Centrifuga, inatascable.
12.	Diámetro de descarga.	8 pulg.
13.	Diámetro máximo de sólidos.	19/32"
14.	Tipo de impulsor.	Completamente abierto.
15.	Diseño bridas de descarga.	ANSI B 16.1 clase 150.





HOJA DE DATOS.

PROYECTO: Carcamo de Recirculación de agua.

B O M B A.

No.	CONCEPTO	CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO.
1.	Número de bombas.	2.
2.	Arreglo.	1 en operación + 1 de reserva.
3.	Líquido bombeado.	Agua negra
4.	Gasto de diseño.	78.2 l/s
5.	Carga dinámica total de diseño.	12 m.
6.	Eficiencia mínima a la carga de diseño.	%.
7.	Velocidad.	1150 r.p.m.
8.	Lubricación de la flecha.	Aceite.
9.	Modelo de la bomba.	3171- 4X6-11H, grupo M
10.	Marca.	GOULD PUMPS o similar.
11.	Tipo.	Centrifuga, inatascable.
12.	Diámetro de descarga.	8 pulg
13.	Diámetro máximo de sólidos.	11/8"
14.	Tipo de impulsor.	Completamente abierto.
15.	Diseño bridas de descarga.	ANSI B 16.1 clase 150.





HOJA DE DATOS.

PROYECTO: Carcamo de Recirculación y transferencia de lodos.

B O M B A.

No.	CONCEPTO	CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO.
1.	Número de bombas.	2.
2.	Arreglo.	1 en operación + 1 de reserva.
3.	Líquido bombeado.	Lodo
4.	Gasto de diseño.	0.74 l/s.
5.	Carga dinámica total de diseño.	8 m.
6.	Eficiencia mínima a la carga de diseño.	%.
7.	Velocidad.	1750 r.p.m.
8.	Potencia	0.5 Hp
15.	Lubricación de la flecha.	Aceite.
16.	Modelo de la bomba.	3171- 1 1/2X3-6, grupo ST
17.	Marca.	GOULD PUMPS o similar.
18.	Tipo.	Centrifuga, inatascable.
19.	Diámetro de descarga.	76.2 mm (3")
20.	Base para recibir un motor eléctrico vertical de.	0.5 H.P.
21.	Diámetro máximo de sólidos.	1/2"
22.	Tipo de impulsor.	Completamente abierto.
23.	Diseño bridas de descarga.	ANSI B 16.1 clase 150.





HOJA DE DATOS.

PROYECTO: Carcamo de Aguas Negras.

MOTOR ELECTRICO

No.	CONCEPTO	CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO.
1.	Número de motores	2.
2.	Potencia.	5 H.P.
3.	Arranque.	Par normal, baja corriente de arranque.
4.	Número de fases.	3.
5.	Voltaje.	440 / 220 V.
6.	Frecuencia.	60 Hz.
7.	Velocidad.	1150 r.p.m.
8.	Aislamiento.	Clase B, de las especificaciones de la AIEE o similar.
9.	Eficiencia mínima a plena carga.	95 %.
10.	Factor de potencia mínimo a plena carga.	0.85.
11.	Tipo de servicio.	Continuo, intemperie.
12.	Factor de servicio.	1.15.
13.	Temperatura.	65 °C., de elevación de temperatura sobre una temperatura de 40 °C.





HOJA DE DATOS.

PROYECTO: Carcamo de Recirculación de Agua.

MOTOR ELECTRICO.

No.	CONCEPTO	CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO.
1.	Número de motores	2.
2.	Potencia.	14 H.P.
3.	Arranque.	Par normal, baja corriente de arranque.
4.	Número de fases.	3.
5.	Voltaje.	440 / 220 V.
6.	Frecuencia.	60 Hz.
7.	Velocidad.	1150 r.p.m.
8.	Aislamiento.	Clase B, de las especificaciones de la AIEE o similar.
9.	Eficiencia mínima a plena carga.	95 %.
10.	Factor de potencia mínimo a plena carga.	0.85.
11.	Tipo de servicio.	Continuo, intemperie.
12.	Factor de servicio.	1.15.
13.	Temperatura.	65 °C., de elevación de temperatura sobre una temperatura de 40 °C.
14.	Altura de operación.	100 m.s.n.m.





HOJA DE DATOS.

PROYECTO: Carcamo de Recirculación y Transferencia de lodos.

MOTOR ELECTRICO.

No.	CONCEPTO	CARACTERÍSTICAS DEL PROYECTO.
1.	Número de motores	2.
2.	Potencia.	0.5 H.P.
3.	Arranque.	Par normal, baja corriente de arranque.
4.	Número de fases.	3.
5.	Voltaje.	440 / 220 V.
6.	Frecuencia.	60 Hz.
7.	Velocidad.	1750 r.p.m.
8.	Aislamiento.	Clase B, de las especificaciones de la AIEE o similar.
9.	Eficiencia mínima a plena carga.	95 %.
10.	Factor de potencia mínimo a plena carga.	0.85.
11.	Tipo de servicio.	Continuo, intemperie.
12.	Factor de servicio.	1.15.
13.	Temperatura.	65 °C., de elevación de temperatura sobre una temperatura de 40 °C.
14.	Altura de operación.	100 m.s.n.m.





5.2 Distribuidor del filtro rociador

NUMERO DE UNIDADES	(1) DOS.
MARCA	DORR-OLIVER.
MODELO	DORRCO
DISTRIBUTOR	
TIPO	KCB.
DIAMETRO DEL TANQUE DE CONCRETO	14.0 m.

CONSTRUIDO DE ACUERDO A LAS ESPECIFICACIONES SIGUIENTES:

5.2.1 Tornamesa.

Central de 24" de diámetro para soporte y giro mediante propulsión, provocada por carga hidráulica en los brazos distribuidores.

5.2.2 Distribuidores.

(4) Cuatro brazos de distribución prefabricados en sección circular sencilla de 4" de diámetro con capacidad máxima de 630 gpm, fabricados en acero al carbón.

5.2.3 Boquillas.

Fabricadas en SS-304 de 1/8" de espesor.

Accesorios.

Varilla de acero al carbón de 1/2" de diámetro, tensores de soporte a la columna central, un juego de anclas para columna central.

5.3 Sedimentador secundario

NUMERO DE UNIDADES	UNO.
MARCA	DORR-OLIVER.
MODELO	TIPO "S-8"
DIAMETRO DEL TANQUE DE CONCRETO	39. 4 Ft (12.00 m).
PENDIENTE DEL FONDO INCLINADO.	8% (1" en 12").
VELOCIDAD DE LOS BRAZOS.	0.048 rpm.

El mecanismo sedimentador incluye:

Mecanismo central: Tipo 30S1 este mecanismo estará montado sobre la columna central y consiste de los siguientes elementos:

Tornamesa. El conjunto de la tornamesa estará formado por una (1) base y una (1) corona dentada internamente. El diseño de este conjunto permite que la corona interna,





las balas y cuñas de apoyo, puedan ser desmontadas sin tener que remover el pasillo de operación, las características de las partes que componen este conjunto, son las siguientes.

Base. De 35” de diámetro, en fundición metálica de lato grado, tipo CG-40 Meehanite o similar. Esta base se montará en la columna central y está diseñada para soportar la corona interna, la jaula central giratoria, las restras y el pasillo de operación.

La base contiene pistas para alojar 84 balasa de acero al cromo, AISI52100HT, de 1-1/4” de diámetro, sobre las cuales gira la corona interna sin necesidad de guías inferiores, ya que llas guías estarán apoyadas vertical y horizontalmente por cuatro (4) cuñas removibles de acero endurecido, AISI50100 HT-50 ROCKWELL “C”. La lubricación de las balas, será por baño de aceite. Protegido por sellos. Se suministra mirilla para observar el nivel de aceite.

Corona Interna. En fundición de hierro nodular grado 80-60-03 (ASTM A-536). Con 30” de diámetro de paso del dentado y está diseñada para soportar y hacer girar la jaula central y los brazos rotatorios. La lubricación de los dientes de la corona, se lleva a cabo por medio de una caja de aceite y por la salpicadura originada por contacto del piñon, y corona interna que, en acción ascendente, forzará la lubricante a bañar los dientes de la corona, el dentado está hecho bajo Normas AGMA 390.2 (calodad No 7).

Mecanismo de transmision, Tipo 16AS: El mecanismo de transmisión estará sujeto a la base de la tronamesa y consiste de un tornillo sinfín con corona, maquinados como una unidad integral y maquinados bajo Normas AGMA 234.01 CLASE Y, AGMA 124.01 CLASE B, la corona en fundición metálica de alto grado con 40,000 Lb/plg² de resistensia a la tensión y el piñon de acero AISI-4140, ambos montados en caja de fierro fundido CI-40, con cubierta removible de acero al carbón. Los baleros que soportan el sinfín, coron y piñón sin de rodillos cónicos de doble hilera tipo Timken,TDO y TSS y operación en baño de aceite, con excepción del balero en la parte inferior de la flecha del piñón, el que será lubricado por grasa, el dentado de la flecha piñón, esta bajo Normas AGMA 390.2 (calidad No 7).

Alarma de sobrecarga: La alarma de sobrecarga será de tipo electromecánico y estará montada en el extremo de la flecha del sinfín sobre el mecanismo de transmisión. Consistirá de discos con mecanismos de resorte, cremallera, piñón, carátula indicadora, dos (2) switches de mercurio y accesorios, todo contenido en una caja a prueba de intemperie. El empuje del sinfín contra los discos de resorte, hará funcionar la cremallera y el piñón haciendo girar el indicador para señalar la carga sobre el mecanismo. Se suministra una mirilla en material Plexiglas o similar para observar la posición del indicador. Los dos switches de mercurio serán calibrados para hacer sonar una alarma al alcanzar un 85% del par de torsión de diseño y para el motor al llegar el par máximo permitido.

Capacidad. Este sistema está diseñado para un par trosional de 14,450 pies-libras.





Unidad de movimiento: Esta unidad estará formada por un motorreductor 1750/68 RPM, con motor de ½ HP, totalmente cerrado para operación trifásica, 60 ciclos, 220/440 volts, 3 fase, TEFC, con cadena motriz y guarda para intemperie, fabricada en lámina de acero.

Pasillo barandal: El pasillo de operación estará construido en lámina antiderrapante de 3/16" de espesor de 3'-0" de ancho, soportado por estructura de acero tipo canal de 12" de alto. El pasillo se extenderá desde la orilla del tanque, hasta el centro del mismo. Además se suministra un barandal perimetral al pasillo de fabricación tubular de 1-1/4" de diámetro, doble con una altura de 3'-6" que se atornilla sobre el mecanismo central y el pasillo.

Columna central: Cilíndrica de 2'.0" de diámetro, construida en placa de acero de 1/4" de espesor, anclada al concreto con 6 pernos de anclaje. La columna tendrá orificios de salida en su extremo superior, para montarse sobre la entrada del influente en el centro del tanque y soportará el mecanismo central y el pasillo de operación.

Jaula central giratoria: La jaula central es una estructura cuadrada de 2'-6 3/8" formada por perfiles estructurales de 1/4" de espesor mínimo, la cual estará suspendida de la corona interna el mecanismo central. Esta estructura tendrá la rigidez y resistencia requerida para soportar y hacer girar los brazos rotatorios.

Pozo de alimentación: Se suministra un pozo de alimentación construido en placa de acero 1/4" de espesor, de 6 pies de diámetro, que se proyectará 2'-0" abajo del nivel del agua y estará provisto de una ranura al nivel del líquido para permitir el derrame de material flotante. El pozo de alimentación estará sostenido por la jaula central y su función es la de distribuir el líquido dentro del tanque sin causar turbulencia.

Brazos rotatorios: Dos (2) brazos de acero estructural triangular de 2'-6 3/8" de ancho por 2'-0" de alto, fabricados con perfiles de acero de 1/4" de espesor, siguiendo la pendiente del fondo del tanque, con rastras de acero de 1/4" de espesor, para arrastrar los lodos sedimentados.

Los brazos estarán colocados de tal forma que la totalidad del fondo del tanque sea rastreado dos veces por cada revolución del mecanismo. Las rastras tendrán 7'-12" de profundidad y 7'-6" de longitud. Se suministran dos (2) rastras radiales, colocadas en el centro a 90° de los brazos.

Todas las rastras estarán equipadas con placas de arrastre ajustables de latón (u otro material que preste el mismo servicio), las que se proyectarán 1-1/2" bajo la parte inferior de las rastras. Estas placas de arrastre serán ajustadas y aseguradas mediante pernos y tuercas de bronce.

Mecanismo desnatador: La función del mecanismo es la de limpiar al superficie del Sedimentador, arrastrando el material flotante hacia una caja colectora de natas de 2'-6" de ancho, colocada en la periferia del tanque y sujeta de la pared del mismo. El mecanismo desnatador consiste de un brazo construido de placa de acero, colocado en





posición horizontal. La parte final de este brazo cuenta con bisagra y por medio de resortes esta parte extrema del brazo opera contra la mampara de natas. La parte extrema del brazo, cuenta con una hoja de neopreno para sellar. El brazo desnatado, en su recorrido periférico acumula los flotantes y los conduce hacia la Caja Colectora de Natas, la cual está construida de placa de acero y dispone en el fondo de un tubo de salida de los flotantes para ser conducidos al drenaje.

Vertedor del efluente: Consiste de una placa de FRP de 9” de ancho y 1/4” de espesor, anclada al concreto, mediante pernos de anclaje de tipo gancho. La placa del vertedor estará dentada en “V”.

Mampara de natas: Fabricada en placa de acero 1/4” de espesor, de 12” de ancho, fijada a la pared del tanque en toda su periferia por medio de dos (2) ángulos para su ajuste a formar un círculo perfecto.

Anclas: Juego de anclas de acero al carbón galvanizadas, con tuerca y roldana del mismo material, para fijar: columna central, vertedores, mampara de natas y pasillo de acceso.

Acabados: Todos los elementos fabricados en placa y acero estructural, se entregan galvanizados por inmersión caliente.



CONCLUSIONES



El agua, como motor de desarrollo y fuente de riqueza, ha constituido uno de los pilares fundamentales para el progreso del hombre.

La ordenación y gestión del agua, que ha sido desde siempre un objetivo prioritario para cualquier sociedad, se ha realizado históricamente bajo directrices orientadas a satisfacer la demanda en cantidades suficientes, bajo una perspectiva de política de oferta.

El incremento de la oferta de agua como herramienta para el impulso económico, el mayor nivel de contaminación, irremisiblemente asociado a un mayor nivel de desarrollo, algunas características naturales (sequías prolongadas, inundaciones) y en definitiva una sobreexplotación de los recursos hídricos, han conducido a un deterioro importante de los mismos.

Esto ha hecho necesario un cambio en los planteamientos sobre política de aguas, que han tenido que evolucionar desde una simple satisfacción en cantidad de las demandas, hacia una gestión que contempla la calidad del recurso y la protección del mismo como garantía de un abastecimiento futuro y de un desarrollo sostenible.

El presente estudio se realizó para generar una propuesta de un proceso de tratamiento, de acuerdo a los recursos mínimos con que cuenta la zona y maximizar al máximo su viabilidad a ser utilizada en mejorar la calidad del agua de la zona y no se vea en peligro el medio ambiente, la recarga de los mantos freáticos al ser utilizada en riego de zonas agrícolas; se concluye que esto solo se logrará por medio de la intervención y el manejo adecuado de las aguas residuales, por lo cual se planteó buscar por medio de las características de las aguas residuales el tipo de planta como se menciono anteriormente, que cumpliera con neutralizar los contaminantes y minimizar al máximo los agentes patógenos presentes en el agua, como también en los lodos generados por el proceso; ya que en cualquier tipo de planta de tratamiento de aguas, los lodos generados son un problema debido a los altos costos de manejo y desecho, por su alto contenido de contaminantes principalmente patógenos presentes en los mismos. Por lo cual en base a estos criterios se buscó que el diseño se apegara lo máximo a las necesidades de la zona.

En el análisis, selección y la evaluación económica se encontró que algunos sistemas son factibles económicamente pero la calidad de agua requerida no, dándose el caso que algunos tuvieron que ser eliminados como una opción y no ser considerados para su implementación. Otros procesos cumplían con las condiciones necesarias en su costo y la calidad de agua pero no en sus dimensiones ya que requerían una superficie muy grande lo que ocasionaba un daño a la zona (*humedales¹, lagunar y etc.*) por lo cual fueron eliminados como opción. Se concluyó adaptar un método biológico (filtro percolador) por su eliminación de materia disuelta, su bajo requerimiento de mantenimiento y un requerimiento bajo de espacio, además que dan la calidad de agua que se requiere para la zona.

¹ Los *Humedales o filtro verde* son sistemas de tratamiento naturales de aguas residuales que combinan procesos de tratamiento de físicos, biológicos y químicos mediante una masa forestal.





El diseño se basó en los siguientes puntos:

La condición del agua en la zona

El área requerida para la construcción de la planta

El tamaño del equipo

La operación del equipo.

La planta descrita en este documento cuenta con características de sustentabilidad en el manejo de recursos y espacio, y necesita de insumos externos mínimos.

El tamaño y diseño de la planta permiten realizar un escalamiento de la misma para cumplir con los aumentos de caudal previsibles en los próximos años, y aunque abarque un terreno mayor (por el proceso usado para la estabilización de los lodos, principalmente) que plantas basadas en otro tipo de procesos, su arreglo permite un ahorro considerable, pues la tecnología usada en el tratamiento no necesita de aditivos químicos ni de un uso extensivo de energía eléctrica.

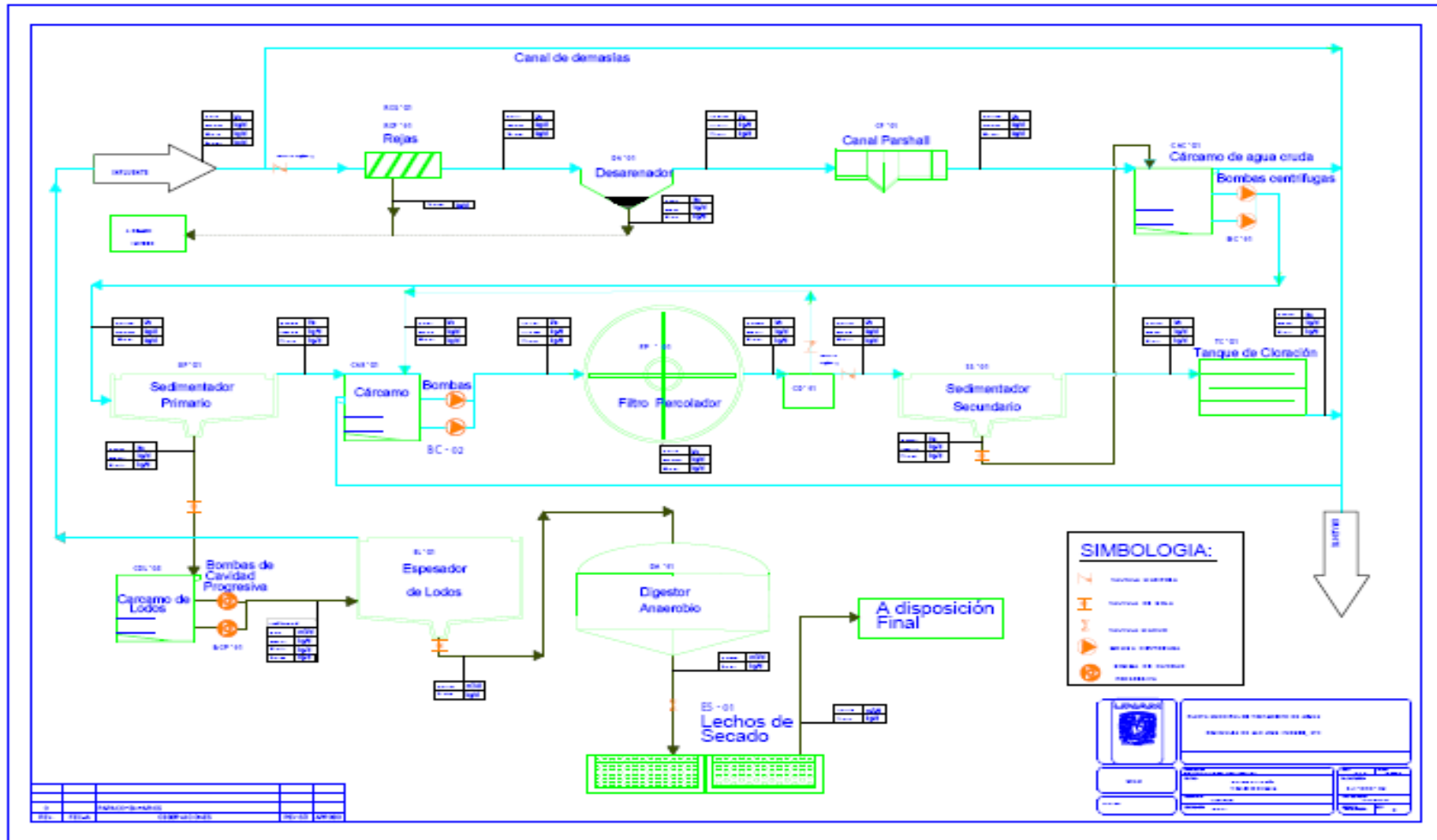
Finalmente, es necesario sensibilizar a la población de la crisis hídrica que se esta generando y normalizar la descarga de todo tipo de vivienda o industria, es decir que se debe dar un primer tratamiento a toda agua utilizada antes de ser desechada, no importando si en su recorrido recibiera algún tratamiento. Al contrario esto permitiría asegurar que los costos de rehabilitación o contaminación de algunas zonas o ecosistemas que reciben las aguas residuales de origen domestico y/o industrial no padecieran las secuelas de ser los receptores de esta contaminación por estas aguas, sin ninguna conciencia y visión del costo futuro que representara a estas zonas y comunidades su contaminación.

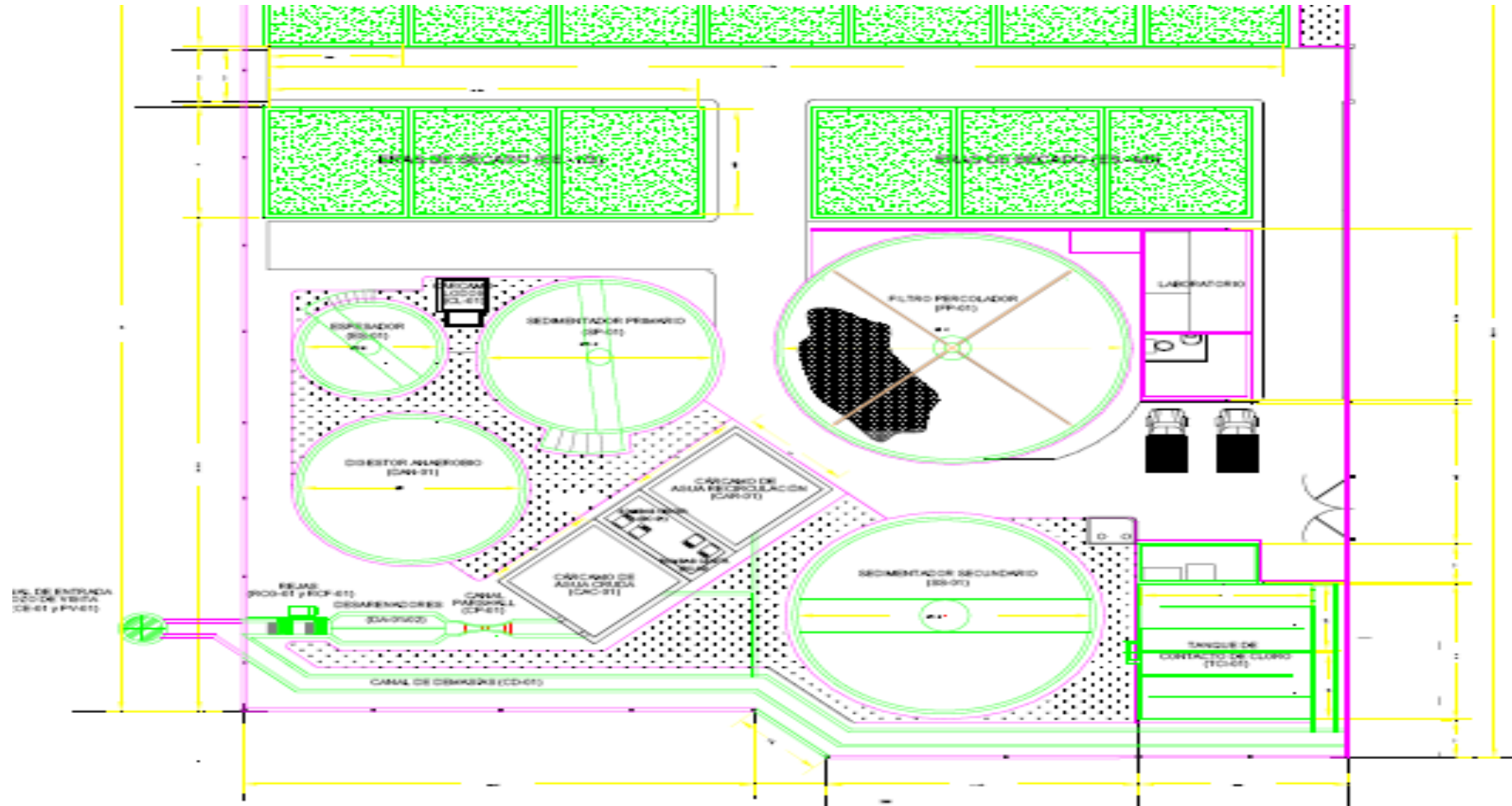
El costo de tener y mantener un recurso es alto, pero su pérdida no solo representará el perder comodidades y zonas utilizables entre otros factores, por lo que concluimos que por ningún motivo es justificable poner en riesgo la convivencia y el futuro de generaciones posteriores ante la posibilidad de perder un recurso que es vital para el sostenimiento de la vida de todo ser viviente. Por que el agua interviene en el desarrollo y crecimiento de los alimentos necesarios para vivir o en el proceso de una gran industria, que independiente al producto final que produzca el agua interviene de una forma o otra en la creación de un producto que empleara el hombre en el transcurso de su vida.





PLANOS









BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA

Andreozzi, R.; Caprio, V.; Insola, A.; Marotta, R. (1999). Advanced oxidation processes (AOP) for water purification and recovery, *Catal. Today*, 53 (1), 51-59.

A Plain English Guide to the EPA Part 503 Biosolids Rule. EPA/832/R-93/003. Environmental Protection Agency USA. September 1994.

APHA, AWWA, WPCF (1995). Standard Methods for the examination of water and wastewater. 19th Edition. USA.

Barrios, A. (2007). Digestión anaerobia de lodos residuales en un reactor tipo lecho de lodos. Tesis licenciatura, Facultad de Química, UNAM, México.

Bastian R. K. (1997). Biosolids management in the United States. A state-of-the-nation overview. *Water Environment Technology*. Mayo, pp. 45-50.

Combs, J. (1992). Diccionario de Biotecnología. Ed. Reverté. pp. 880.

Comisión Nacional del Agua CNA (2006) Inventario de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales 2005. Subdirección General Técnica, Gerencia de Saneamiento y Calidad del Agua, Mexico.

Degrèmont. (1979). *Manual Técnico del Agua*. Degrèmont S.A. New York.

Environmental Protection Agency (1996a). A guide to the biosolids risk assessments for the EPA part 503 rule. USA.

Environmental Protection Agency (1996b). A plain English guide to the biosolids risk assessments for the EPA part 503 rule. USA.

Glaze, W.; Chapin, D. (1987). The chemistry of water treatment processes involving ozone, hydrogen peroxide and ultraviolet radiation, *Ozone Sci. & Eng.*, 9 (4), 335-352.

Gujer, W. & Zehnder, J. B. (1983). Conversion processes in anaerobic digestion. *Wat. Sci. Tech.* Vol 5. pp. 127-167.

Guittonneau, S.; Glaze, W.; Duguet, J. & Wable, O. (1991). Characterization of natural waters for potential to oxidize organic pollutants with ozone. *Proc. 10th Ozone World Congress*, Zürich.

Henze, M.; Harremoës, P. (1995). *Wastewater Treatment*, Springer-Verlag.

Herrmann, J.M.; Guillard, C.; Disdier, J.; Lehaut, C.; Malato, S.; Blanco, J. (2002). New industrial titania photocatalysts for the solar detoxification of water containing various pollutants. *Appl. Catal. B-Environ.*, 35 (4), 281-294.





Hungate R. E. (1969). “A roll tube method for cultivation of strict anaerobes”. In Norris J. R. and Ribbons D. W. (Editores). *Methods in Microbiology*. Academic Press. New York. Vol 3B pp. 117-132.

INEGI: Guanajuato VII, VIII, IX, X y XI Censos Generales de Población y Vivienda, 1950,1960,1970,1980,1990.

INEGI: Guanajuato, Resultados Definitivos: Tabulados Básicos. Censo de Población y Vivienda 1995.

INEGI: Tabulados Básicos Nacionales y por Entidad Federativa, Base de Datos y Tabulados de la Muestra Censal. XII Censo General de Población y Vivienda 2000 (Versión Disco Compacto)

INEGI: Guanajuato VII, VIII, IX, X y XI Censos Generales de Población y Vivienda, 1950,1960,1970,1980,1990

INEGI: Guanajuato, Resultados Definitivos: Tabulados Básicos. Censo de Población y Vivienda 1995.

INEGI: Tabulados Básicos Nacionales y por Entidad Federativa, Base de Datos y Tabulados de la Muestra Censal. XII Censo General de Población y Vivienda 2000(Versión Disco Compacto)

Into, M.; Jonsson, A.; Lengden, G. (2004). Reuse of industrial wastewater following treatment with reverse osmosis, *J. Membr. Sci.*, 242, 21-25.

Khemis, M.; Leclerc, J.P.; Tanguy, G.; Valentin, G. y Lopicque, F. (2006). *Chem. Eng. Sci.*, 61, 3602-3609.

Khemis, M.; Tanguy, G. ; Leclerc, J.-P. ; Valentin, G. ; Lopicque, F. (2005). Electrocoagulation for the treatment of oil suspensions: relation between the electrode generations and the waste content. *Process Safety and Environmental Protection*, 83 (B1), 50-57.

Kolega, M.; Grohmann, G.S.; Chiew R.F & Day, A.W. (1991). Desinfection and Clarification of Treated Sewage by Advanced Microfiltration, *Water Sci. Technol.*, 23 (7-9), 1609-1618.

Koren, J.P.F.; Syversen, U. (1995). State-of-the-art: Electroflocculation, *Filtration and Separation*,32, 153-156.

Krol, J.J.; Wessling, M.; Strathmann, H. (1999). Concentration Polarization with Monopolar Ion Exchange Membranes: Current-voltages Curves and Water Dissociation, *J. Membr. Sci.*, 162 (1-2), 145-154.





Lesjean, B.; Rosemberg, S.; Schrotter, J.C. (2004). A Recherche, Membrane-aided biological wastewater treatment – an overview of applied system, *Membr. Technol.*, 5 - 10.

Luck, F. (1999). Wet air oxidation: past, present and future, *Catal. Today*, 53 (1), 81-91.

McCabe, W.L.; Smith, J.C.; Harriot, P. (2001). *Unit Operations of Chemical Engineering* 6th Edition. McGraw Hill.

Metcalf & Eddy. (1995). *Ingeniería de Aguas Residuales: Tratamiento, Vertido y Reutilización*, McGraw-Hill.

Mishra, V. S.; Mahajani, V. V. & Joshi, J. B. (1995). Wet Air Oxidation, *Ind. Eng. Chem. Res.*, 34 (1), 2-48.

MMA (1998). Libro blanco del agua en España.

Montalvo, S., Guerrero, L. (2003). Tratamiento anaerobio de residuos. Universidad Técnica Federico Santa María, Valparaíso Chile. pp. 413.

Naffrechoux, E.; Chanoux, S.; Petrier, C.; Suptil, J. (2000). Sonochemical and photochemical oxidation of organic matter, *Ultrasonics Sonochemistry*, 7 (4), 255-259.
Noble, R.D. Terry, P.A. (2004). *Principles of Chemical Separation with Environmental Applications*, Cambridge University Press.

Noyola, A. (1994). Diseño, inoculación y arranque de reactores UASB. Tratamiento Anaerobio, Memoria del III Taller y Seminario Latinoamericano “*Tratamiento Anaerobio de Aguas Residuales*”. Universidad de la República. Montevideo, Uruguay. pp. 331-340.

Noyola, A. (1998a). Anaerobio vs. Aerobio, un debate (casi) superado. Biológico vs. primario avanzado, ¿el nuevo debate?. *Ingeniería y Ciencias Ambientales*. Núm. 34. Enero-Febrero. Pp. 10-14

Noyola, A. (1998b). Digestión anaerobia de lodos. Memorias del curso “*Digestión anaerobia de lodos y aguas residuales*”. Federación Mexicana de Ingeniería Sanitaria y Ciencias Ambientales, A.C. México.

Petrovic, M.; González, S.; Barceló, D. (2003). Analysis and removal of emerging contaminants in wastewater and drinking water, *Trends Anal. Chem.*, 22 (10), 685-696.

Ramallo, R.S. (1993). *Tratamiento de Aguas Residuales*, Reverté.

Ramírez Quirós, F. (2005). *Tratamiento de Desinfección del Agua Potable*, Canaleduca.





- Rigola, M. (1989).** *Tratamiento de aguas industriales*, Marcombo.
- Speece, R.E. (1996).** *Anaerobic Biotechnology for Industrial Wastewaters*, Archae Press.
- Tester, J.W.; Holgate, H.R.; Armellini, F.J.; Webley, P.A.; Killilea, W.R.; Hong, G.T.; Barner, H.E. (1991).** *Supercritical water oxidation technology: a review of process development and fundamental research*, ACS Symp. Ser. Paper, ACS, Atlanta.
- USEPA (1998).** *Field Applications of In Situ Remediation Technologies: Chemical Oxidation*, U.S. Environmental Protection Agency, Office of Solid Waste and Emergency Response Technology Innovation Office, Washington.
- Van der Roest, H.F.; Van Bentem, A.G.N.; Lawrence, D.P. (2002).** MBR-technology in municipal wastewater treatment: challenging the traditional treatment technologies, *Wat. Sci. Technol.*, 46, 273-280.
- Water Environment Federation (1993).** Sludge stabilization. Manual of practice No. FD-9. USA. pp. 1-53, 81-105.
- Water Pollution Control Federation (1987).** Anaerobic sludge digestion. Manual of practice No. 16 2nd Edition. USA. pp. 118.
- Winkler M. (1994).** *Tratamiento biológico de aguas de desecho*. Editorial Limusa. México.
- Zlokamik, M. (1986).** Design and scale-up of mechanical foam breaker, *German Chem. Eng.* 9. pp. 3, 14-320.
- Zoetemeyer, R. J., Van den Heuvel, J. C. and Cohen, A. (1982).** pH influence on acidogenic dissimilation of glucose in an anaerobic digester. *Water Research*. Vol 16. pp. 303-311.

