



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE
SAN NICOLAS DE HIDALGO

TESIS

PROPUESTA DE SOLUCIÓN AL
TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DE
CD. HIDALGO

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL

PRESENTA:
SUSANA DEL ROCIO PADILLA GARCÍA

ASESOR:
ING. JULIO ALEJANDRO CHAVEZ CARDENAS

MORELIA, MICHOACÁN. A NOVIEMBRE DE 2012



Facultad de
Ingeniería Civil



INTRODUCCIÓN

1	PROBLEMÁTICA ACTUAL DE EL AGUA RESIDUAL EN LA CIUDAD.	8
1.1	OBJETIVO.	9
1.2	ALCANCES.	9
1.3	RECOPILACIÓN DE DATOS	10
1.3.1	Marco Físico.	10
1.3.2	Marco Social.	14
1.3.3	Infraestructura Hidráulica	15
1.3.4	Aspectos Socioeconómicos.	23
1.3.5	Descarga De Aguas Residuales Municipales	32
1.3.6	Aprovechamientos Actuales y Potenciales de las Aguas Residuales.	33
2	PROPUESTA DE SOLUCIÓN.	33
2.1	Uso del agua.	33
2.2	Contaminantes del agua.	34
2.2.1	Contaminantes químicos.	35
2.2.2	Contaminantes físicos.	36
2.2.3	Contaminantes biológicos.	36
2.2.4	Tipo de Industria y Principales Contaminantes.	36
2.3	Sistemas de Tratamiento.	38
2.3.1	Tratamiento Preliminar.	39
2.3.2	Tratamiento Primario.	39
2.3.3	Tratamiento Secundario.	40
2.3.4	Tratamiento Terciario.	40
2.3.5	Tratamiento Avanzado.	40
2.4	Análisis y selección de alternativas del sistema	42
2.4.1	Evaluación de alternativas	42
2.4.2	- Análisis Técnico y Económico de alternativas	47
2.4.3	Selección de la alternativa	48
3	CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAR RESIDUALES	50
3.1	ESTUDIOS BÁSICOS.	50
3.1.1	Aforos.	50
3.1.2	Estructuración del Programa de Aforo y Muestreo.	50



3.1.3	Estaciones y/o Puntos de Aforo	51
3.1.4	Período de Medición y Frecuencia de Aforo.	53
3.1.5	Métodos y Equipos de Aforo	53
3.1.6	Proyecciones de Gastos	53
3.2	Muestreo y Caracterización de las Aguas Residuales	61
3.2.1	Estaciones de Monitoreo	61
3.2.2	Muestreo y Análisis de Campo	61
3.2.3	Muestreo y Análisis de Laboratorio de Muestras Compuestas	62
4	DESCRIPCIÓN DE LA PLANTA PROPUESTA.	75
4.1	Pretratamiento.	76
4.2	Cárcamo de Agua Residual Cruda.	78
4.3	Caja de Distribución.	78
4.4	Tanques de Aeración.	78
4.5	Sedimentadores Secundarios.	80
4.6	Tanque de Contacto de Cloro.	81
4.7	Cárcamo de Recirculación de Lodos.	81
4.8	Espesadores de Lodos.	82
4.9	Digestor Aerobio.	82
4.10	Filtro Banda.	83
4.11	Cárcamo de Sobrenadantes y agua filtrada.	83
4.12	Edificio administrativo y laboratorio	84
4.13	Casa de fuerza y Taller.	84
5	DISEÑO DE LA PLANTA.	84
5.1	Pretratamiento	84
5.1.1	Diseño del canal de entrada	85
5.1.2	Determinación de la sección efectiva del canal de rejillas después de la ampliación sin incluir el espesor de las barras.	86
5.1.3	Determinación de la pérdida de carga en las rejillas.	87



5.1.4	Cálculo del Canal Desarenador.	89
5.1.5	Dimensiones de vertedor proporcional.	94
5.2	Calculo de Dimensionamiento para el Tanque de Lodos Activados.	97
5.2.1	Determinación del Volumen del Reactor.	99
5.2.2	Determinación de la Masa de Lodo Residual Generada por Día.	103
5.2.3	Determinación del caudal y porcentaje de recirculación.	106
5.2.4	Determinación de la relación F/M	107
5.2.5	Determinación de la carga orgánica volumétrica.	107
5.2.6	Determinación del requerimiento de oxígeno (O ₂)	108
5.2.7	Determinación del equipo de aereación.	109
5.2.8	Determinación de la potencia de los aereadores mecánicos	113
5.3	Dimensionamiento de la unidad de sedimentación secundaria.	115
5.3.1	Determinación del área necesaria para el sedimentador secundario	116
5.3.2	Determinación de la profundidad de la zona de clarificación y de la zona de separación.	117
5.3.3	Determinación del área para la compresión de lodos	118
5.3.4	Determinación de la profundidad en la zona de compresión	119
5.3.5	Determinación de la profundidad total del tanque de sedimentación secundario	120
5.3.6	Determinación de la carga sobre los vertedores	120
5.3.7	Determinación de la dimensiones de la canaleta perimetral	121
5.3.8	Determinación del volumen de las tolvas	122
5.3.9	Determinación la masa de lodo generado en el sedimentador	122
5.4	Desinfección. Tanque de contacto de cloro.	123
5.4.1	Determinación de la capacidad del clorador y la cantidad de cloro necesaria	124
5.4.2	Diseño del reactor de contacto	124
5.4.3	Determinación de la dosis de cloro requerida.	126
5.4.4	Calcular la cantidad de tanques de cloración para la planta	126
5.5	Balance de lodos.	127
5.5.1	Cálculo del espesador de lodos.	127
5.5.2	Diseño del tanque de espesamiento por gravedad.	128
5.5.3	Calcular el volumen del reactor.	128
5.5.4	Se calculan las dimensiones del reactor.	130
5.6	Cálculo del digestor aerobio.	131
5.6.1	Edad del lodo requerida.	132
5.6.2	Reducción de sólidos volátiles.	133
5.6.3	Requerimientos de oxígeno.	134
5.6.4	Cálculo del volumen del tanque.	134
5.6.5	Determinación de la potencia de los aireadores mecánicos	139
5.7	Cálculo de filtros banda.	141



5.7.1	Calcular la cantidad diaria y semanal de los sólidos secos en el lodo.	141
5.7.2	Calcular las tasas diaria y horaria de tratamiento de sólidos.	142
5.7.3	Caudal del líquido filtrado y volumen diario del lodo deshidratado.	143
5.7.4	Determinación de la cantidad mensual del polímero.	144
6	CATALOGO Y PRESUPUESTO.	145
6.1	Catálogo de Emisor y Pretratamiento.	145
6.2	Catálogo de Planta de Tratamiento	146
6.3	Presupuesto de Emisor y Pretratamiento	147
6.4	Presupuesto de Planta de Tratamiento	148
	CONCLUSIONES	149
	BIBLIOGRAFÍA	150





INTRODUCCIÓN

El rápido desarrollo de las zonas urbanas en nuestro país ha provocado un incremento acelerado de problemas de saneamiento, cada vez, los grados de contaminación en el agua y su escasez es mayor, razón por la cual, organismos de sector público y privado se preocupan y buscan la oportunidad de hacer un uso más eficiente del recurso agua a través del tratamiento en sus descargas.

En materia de saneamiento, el Gobierno Federal a través de la CONAGUA, considera el tratamiento de las aguas residuales como un aspecto fundamental para evitar la contaminación de los cuerpos receptores de aguas nacionales. Para su control se tienen diferentes ordenamientos legales que conjuntamente con lo dispuesto en la Ley de Aguas Nacionales ayudan a la

Preservación del entorno ecológico y crean una nueva cultura del agua.

La elaboración de inventario de plantas de tratamiento de aguas residuales, es un trabajo dinámico que requiere revisión y actualización continua.

La ingeniería ambiental define los contaminantes como aquellos constituyentes de aire, agua y suelo que los hacen inapropiados para su uso deseado. Dichos agentes pudieran ser de naturaleza química o biológica y además ser el resultado de fuerzas naturales, de procesos de los seres vivos y las propias actividades del hombre. El control de la contaminación del agua, primeramente se enfocó hacia los impactos de descargas contaminantes de fuentes bien definidas (puntuales), tales como los sistemas de aguas residuales de las industrias y domésticas, reduciéndose así los problemas causados por estas fuentes fijas.



Los problemas de sanidad están relacionados directamente con la calidad del agua y la disposición inadecuada de los residuos, constituyéndose por lo tanto un riesgo para la salud de los humanos.

1 PROBLEMÁTICA ACTUAL DE EL AGUA RESIDUAL EN LA CIUDAD.

Cd. Hidalgo según con el censo del año 2005 cuenta con 57,773 habitantes, y el principal problema es la contaminación del río Taximaroa ya que es el receptor de todas las aguas residuales del municipio, aguas abajo son utilizadas para riego agrícola siendo esto un considerable problema de salud para la población, además las descargas que llegan tanto al río Taximaroa como al río Chiquito se encuentran dentro de la zona urbana ocasionando un mal aspecto y un foco de infección.

Lo primero es la construcción de colectores a todos los arroyos que circulan por el municipio, la construcción de un colector marginal en el río Taximaroa y con esto, se tendría todo el volumen de las aguas residuales en un solo sitio; ya que el problema de las descargas sanitarias a cuerpos de agua dentro de zonas urbanas es muy grave, sobre todo en el tiempo en que sube la temperatura la cual se convierte en un caldo de cultivos para problemas de salud como el cólera y todo tipo de enfermedades gastrointestinales, que son las que con más fuerza atacan a la población menor.

Con esto se tiene el panorama bien claro y la necesidad expuesta de la construcción de la planta de tratamiento que mejore las condiciones del agua residual municipal y además sea susceptible de reutilizar para riego de productos agrícolas, pero ahora con las características de salubridad que establecen las Normas correspondientes.

El SAPA cuenta con un proyecto de colectores, del cual se comenzó con la construcción de un colector en Octubre del 2006 y el emisor en el 2008, por lo que es



indispensable contar con un diseño de la planta de tratamiento para las aguas residuales de Cd Hidalgo con esto se tendría una solución para el problema de contaminación del río Taximaroa de dicha Ciudad.

1.1 OBJETIVO.

El objetivo es proponer el tratamiento óptimo de las aguas residuales generadas por la población de Cd. Hidalgo Mich. Como resultado de los análisis técnicos y económicos de las diferentes alternativas evaluadas y sus respectivos diagnósticos, así como también definir la apropiada disposición de los lodos y demás productos generados de manera directa por el sistema de tratamiento elegido.

1.2 ALCANCES.

Contar con una propuesta para el diseño del tratamiento de las aguas crudas en Cd. Hidalgo Mich.

Realizar un pre dimensionamiento en función del caudal de agua cruda y de las condiciones particulares de descarga, así como establecer los requerimientos mínimos de tratamiento de aguas residuales para las alternativas seleccionadas, considerando las necesidades del recurso, intercambio de agua de primer uso por agua residual tratada y el control de la contaminación principalmente del río Taximaroa.

Con la elaboración de este del pre dimensionamiento de la planta de tratamiento se tendrán los elementos necesarios para realizar el proyecto ejecutivo



para así mismo poder lograr el saneamiento de las aguas residuales generadas y aprovechar las aguas tratadas.

1.3 RECOPIACIÓN DE DATOS

El grado de acercamiento con las características locales de la ciudad nos permite disponer de datos reales y en algunos casos únicos de la localidad, lo que garantiza el correcto análisis de los problemas locales y asegura el buen logro de los objetivos.

Por los motivos anteriores, para tener el panorama completo de las características de la localidad y soportar las acciones a desarrollar, se acudió a las Autoridades y Dependencias que tienen información de utilidad para este trabajo. Ésta se recopiló y procesó para su análisis e interpretación; y en los casos que se requirieron, se actualizó, se adecuó e incluso se cotejó en campo. Así mismo se recurrió a estudios, proyectos y trabajos realizados anteriormente y que inciden en el área en estudio o que se relacionan con el tipo de trabajo por elaborar.

1.3.1 Marco Físico.

1.3.1.1 Localización.

Se ubica al noroeste del Estado, en las coordenadas 19°42' de latitud norte y 100°33' de longitud oeste, a una altura de 2,060 metros sobre el nivel del mar. Limita al norte con Queréndaro, Zinapécuaro y Maravatío, al este con Irimbo, Tuxpan y Jungapeo, al sur con Tuzantla y Tiquicheo, y al oeste con Tzitzio, Queréndaro, Indaparapeo y Charo. En la Lamina 1.1 se presenta su localización del municipio.

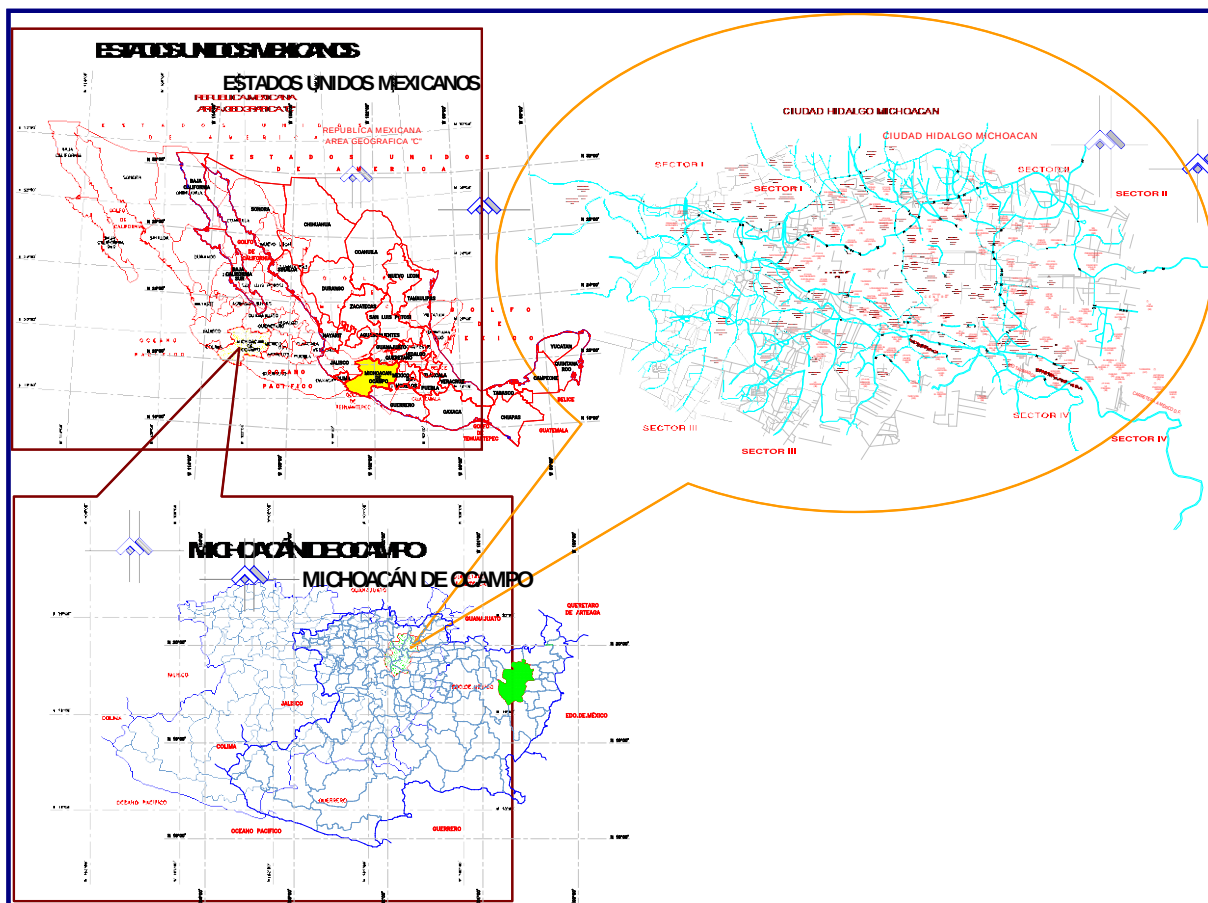


Ilustración 1. Localización del Municipio.

Fuente: PDU, 1999 Ciudad Hidalgo, Mich.

El municipio de Hidalgo representa el 2% de la superficie del estado y se localiza a 104 km de la capital de estado.

1.3.1.2 Conformación Geológica del Suelo.

El terreno sobre el que se localiza el municipio de Hidalgo se conformo a lo largo de dos procesos geológicos: el primero, ocurrió en la Era Terciaria durante el Cenozoico Superior hace aproximadamente 32 millones de años. Los materiales constituidos fueron básicamente lavas ó basaltos, tobas basálticas y andesitas de la serie Chichinautzin.



Este proceso geológico fue el más extendido en el Estado y predominó en la totalidad del Sistema Volcánico Transversal.

La etapa complementaria en la conformación geológica del suelo del municipio de Hidalgo sucedió en la Era Cuaternaria durante el Pleistoceno reciente. Hace cerca de un millón de años, y se caracterizó por la aparición de aluviones, suelos residuales y tobas alteradas, terrazas marinas, gravas, arenas y limos.

El vulcanismo fue un agente muy activo en el proceso de la formación terrestre. En el macizo montañoso de San Andrés se encuentra el volcán con el mismo nombre, la actividad volcánica persiste y se caracteriza por emanaciones de vapor acompañado de ácido melhídrico.

1.3.1.3 Clasificación y uso de suelo.

Los suelos del municipio datan de los periodos cenozoico, terciario y eoceno, corresponden principalmente a los del tipo complejo de montañas. Su uso es primordialmente forestal y en menor proporción ganadera y agrícola. En la estructura de la tenencia de la tierra, la superficie ejidal ocupa una extensión mayoritaria; la pequeña propiedad representa el segundo lugar y la propiedad comunal representa el 7% del total de la superficie.

1.3.1.4 Fisiografía.

El relieve del municipio de Hidalgo es particularmente muy accidentado. El Sistema Volcánico Transversal procedente del valle de México, penetra en la región de una manera irregular y da origen a varias ramificaciones montañosas que se extienden y entrelazan en distintas direcciones y reciben diversas denominaciones, las principales son:



La Sierra de Oztumatlán, Mil Cumbres, San Andrés, Jaripeo, Huajumbaro, etc. En dicho conglomerado existen algunas elevaciones que alcanzan ciertas proporciones, el cerro de San Andrés con 3,690 m.s.n.m., el cerro de Huajumbaro con 3,170 m.s.n.m., y el cerro Cabeza llega a los 3,155 m en los límites con Queréndaro. En la superficie se forman algunos valles, los más importantes son: El valle de Jacuaro y La Venta.

1.3.1.5 Hidrografía.

Los recursos hidráulicos son abundantes en la región, el río Taximaroa es la corriente fluvial más importante, nace en las inmediaciones de Cieneguillas, teniendo como arroyos tributarios que descargan sus aguas: el río Chaparro, río Pucuat, Río Cieneguillas, río San Pedro, Río Zarco, río Pinzán, etc.

El río Taximaroa se convierte a su vez en tributario del río Tuxpan, en su recorrido su agua es utilizada para distintos fines el principal es el agrícola. Dentro de la jurisdicción del Municipio de Hidalgo se encuentran varias presas: Mata de Pinos (su uso es domestico y de riego), Pucuat (su uso es de riego), La Sabaveta (su uso es domestico, de riego y recreativo).

1.3.1.6 Climatología.

El clima de la región es templado con lluvias en verano y al norte con lluvias todo el año, con una temperatura promedio anual de entre los 14°C y los 18°C. La precipitación pluvial media anual es de 813.13 mm de los registros e los últimos treinta años. La humedad promedio anual varía de 38 a 53%.



1.3.1.7 Flora.

En la región predomina la vegetación propia de bosques mixtos, siendo predominantes los árboles de pino, encino, aile, álamo blanco, fresno, sauce llorón, madroño y salvia (chia).

1.3.1.8 Fauna.

Por la abundancia de bosques existen mamíferos de las sigs. especies: mapache, comadreja, conejo, tlacuache, zorrillo, gato montes, coyote, zorro gris, ardilla, etc. En la zona habitan aves como: pato, huilota, gallina de monte, gavilán, águila, zopilote, cuitlacoche y diversas variedades de pájaros. Otros animales silvestres que habitan en la región son: los roedores como la rata y la tuza, los reptiles como las serpientes diversas.

1.3.2 Marco Social.

La localidad cuenta con centros educativos de preescolar, primaria, secundaria, media superior, superior y capacitación para el trabajo; zonas de esparcimiento y clubes deportivos. Tiene clínica del Instituto del Seguro Social (IMSS), Secretaría de Salubridad y Asistencia (SSA) e Instituto de Seguridad Social al Servicio de los Trabajadores del Estado (ISSSTE). Existen oficinas de correo y teléfono. Cuenta con una central camionera con salidas locales y foráneas, así como servicios de taxis, camiones urbanos y de carga.



Los servicios que ofrece el municipio son de alumbrado público, agua potable, drenaje sanitario, rastro con su planta de tratamiento de aguas residuales (sin operar), mercado, panteones, parques, jardines, seguridad pública y limpia. En cuanto a vivienda en su mayoría son de tabique y tabicón, le siguen las de adobe y por último las de costera.

1.3.3 Infraestructura Hidráulica

1.3.3.1 Agua Potable.

El abastecimiento de agua potable en Ciudad Hidalgo se realiza por medio de pozos profundos y de manantiales localizados en distintos puntos de la ciudad y del municipio. La conducción se realiza mediante tuberías de diferentes diámetros con una longitud de 38.4 km que va hacia los tanques de regularización para su distribución en la red, la cual cuenta con circuitos primarios y secundarios con una longitud aproximada de 200 km, en la mayoría de los casos el agua se bombea directamente a la red. La antigüedad de ésta es de 35 años aproximadamente en la zona centro. La infraestructura recibe un mantenimiento mínimo y es de tipo correctivo.

El desarrollo de la red de agua potable está en función del crecimiento de la población, por lo que no existe una planeación en el sistema y ésta no ha sido construida de manera ordenada.

Tabla 1. Fuentes de Abastecimiento de Cd. Hidalgo, Mich.

<i>Fuente</i>	<i>Tipo</i>	<i>Gasto Concesionado</i>	<i>Gasto Aportado LPS</i>
<i>Tinaco</i>	<i>Manantial superficial</i>	<i>16.8</i>	<i>16.8</i>
<i>Carindapaz I</i>	<i>Manantial superficial</i>	<i>6.4</i>	<i>6.4</i>
<i>Carindapaz y Tinaco</i>	<i>Manantiales superficiales</i>	<i>23.2</i>	<i>21.11</i>
<i>Carindapaz II</i>	<i>Manantial superficial</i>	<i>7.2</i>	<i>7.2</i>



<i>Carindapaz III</i>	<i>Manantial superficial</i>	4.6	4.6
<i>Carindapaz IV</i>	<i>Manantial superficial</i>	8.4	13
<i>Cajón I</i>	<i>Manantial superficial</i>	16	4.7
<i>Cajón II</i>	<i>Manantial superficial</i>	16	9.8
<i>San Francisco 1</i>	<i>Manantial superficial</i>	40	40
<i>San Francisco 2</i>	<i>Manantial superficial</i>	8	30.6
<i>San Matías</i>	<i>Manantial superficial</i>	10	4.7
<i>Pavo I</i>	<i>Noria Vertical</i>	19.4	19.4
<i>Pavo II</i>	<i>Manantial superficial</i>	5.7	3.3
<i>Pavo III</i>	<i>Manantial superficial</i>	12	3.7
<i>La virgen I</i>	<i>Manantial superficial</i>	5.2	5.20
<i>La virgen II</i>	<i>Manantial superficial</i>	6.6	6.60
<i>Ojo de agua I (El pavo)</i>	<i>Manantial superficial</i>	10	8
<i>La teja</i>	<i>Manantial superficial</i>	10	6
<i>Tableros</i>	<i>Noria G.H. Horizontales</i>	10	4.28
<i>El fresno I (Salida a Janamoro)</i>	<i>Pozo profundo</i>	50	55
<i>El fresno II</i>	<i>Noria vertical</i>	0	0.2
<i>El mirador (Vidal Solís)</i>	<i>Manantial superficial</i>	8.33	4.35
<i>El ojito</i>	<i>Manantial superficial</i>	4.65	4.65
<i>3 de Mayo</i>	<i>Pozo profundo</i>	50	55
<i>Tacario</i>	<i>Pozo profundo</i>	4	1.3
<i>Los Tres Pasos</i>	<i>Pozo profundo</i>	10	10
	<i>Gasto total producido</i>	329.28	324.78

Fuente: Datos proporcionados por el SAPA.

En la ciudad no se cuenta con sistemas de micro medición, por lo que es difícil establecer la demanda por cada habitante. Sin embargo, de acuerdo con información de otras ciudades con características similares se pueden establecer los requerimientos de la población en cuanto a la demanda; también se pueden determinar las pérdidas físicas a lo largo de la red de distribución.

1.3.3.2 Captación.

Para abastecer a la ciudad de agua potable se cuenta con 19 captaciones de manantiales superficiales, 5 pozos profundos y 3 norias. En total se extrae un caudal



de 326.63 l/s, este caudal es suministrado en un período de 12 horas al día y es tandeado a distintas colonias en la ciudad y en diferentes horarios.

1.3.3.3 Conducción.

La longitud total de las líneas de conducción es de 18 km por bombeo y de 20 km por gravedad. Los diámetros de las tuberías van desde los 10 cm a los 40 cm, de material de A-C, PVC y Fo.Fo., el 70% de las líneas de conducción se encuentran en buenas condiciones y el 30% restante se encuentra en condiciones regulares, cuenta con un período entre 10 y 15 años de antigüedad.

1.3.3.4 Regulación.

Se cuenta con 13 tanques de regulación en toda la ciudad con un volumen total de 3,590 m³, el cual es suficiente para cubrir el abasto de la población. En la ciudad se cuenta únicamente con un tanque de tipo elevado, mientras que los demás son de tipo superficial. En el Cuadro 2 se muestran los nombres, la capacidad volumétrica y el material del que están contruidos los tanques.

Tabla 2. Tanques de regularización existentes en Cd. Hidalgo, Mich.

No.	Nombre de tanque	Capacidad (m³)	Tipo y material
1	<i>Carindapaz</i>	<i>600</i>	<i>Superficial, mampostería</i>
2	<i>La Teja</i>	<i>50</i>	<i>Superficial, mampostería</i>
3	<i>Los Alacranes</i>	<i>100</i>	<i>Superficial, mampostería</i>
4	<i>Tres de Mayo</i>	<i>600</i>	<i>Superficial, mampostería</i>
5	<i>La Antena</i>	<i>50</i>	<i>Superficial, mampostería</i>



6	<i>El Fresno</i>	<i>500</i>	<i>Superficial, mampostería</i>
7	<i>El Pirul</i>	<i>1,000</i>	<i>Superficial, mampostería</i>
8	<i>Los Tizates</i>	<i>50</i>	<i>Elevado Concreto</i>
9	<i>Unidad Deportiva</i>	<i>120</i>	<i>Superficial, mampostería</i>
10	<i>El Mirador</i>	<i>50</i>	<i>Superficial, mampostería</i>
11	<i>El Mirador</i>	<i>120</i>	<i>Superficial, mampostería</i>
12	<i>Gallegos</i>	<i>300</i>	<i>Superficial, mampostería</i>
13	<i>Solache</i>	<i>50</i>	<i>Superficial, mampostería</i>
	Total	3,590	

Fuente: Datos proporcionados por el SAPA, 2005.

1.3.3.5 Estaciones de Bombeo.

En el Cuadro 3 se muestran las características de los equipos de bombeo para cada pozo.

Cuadro 3. Características de los equipos de bombeo.

Tabla 3. Características de los equipos de bombeo.

<i>Unidad de</i>	<i>Marca</i>	<i>Tipo de Captación</i>	<i>Longitud</i>	<i>Diámetro</i>	<i>Tipo de</i>	<i>Caudal</i>	<i>Potencia</i>	<i>KVA</i>
<i>Bombeo</i>			<i>(m)</i>	<i>(plg)</i>	<i>tubería</i>	<i>(l/s)</i>	<i>(HP)</i>	
La Teja	<i>Medidor</i>	<i>Cárcamo</i>	<i>895</i>	<i>3</i>	<i>PAD</i>	<i>5</i>	<i>10</i>	<i>15</i>
Tableros	<i>Riceland</i>	<i>Noria</i>	<i>2,644.00</i>	<i>8</i>	<i>PVC</i>	<i>10</i>	<i>10</i>	<i>30</i>
Los Pavos I	<i>Mc Crometer</i>	<i>Noria</i>	<i>30</i>	<i>6</i>	<i>PVC</i>	<i>3</i>	<i>3</i>	<i>15</i>



Los Pavos II	Mc Crometer	Cárcamo	4,648.00	6	PVC	3	7.5	
Los Pavos III	Mc Crometer	Cárcamo					7.5	
San Francisco I	Mc Crometer	Cárcamo	417.5	10	A-C	65.65	60	150
San Francisco II	Mc Crometer	Tanque			C-10		100	150
Lindavista	Mc Crometer	Tanque	666	6	PVC	26	30	30
							30	
Intenciones	Mc Crometer	Cárcamo	351	4	PVC	17.23	30	75
El Mirador	Mc Crometer	Pozo	2,240.00	4	PVC	82	25	45
							25	
El Fresno I	Mc Crometer	Noria	937.4	10	PVC	110	150	15
El Fresno II		Noria		1	PVC	6	1	SM
3 de Mayo	Mc Crometer	Pozo	10	10	ACERO C	1.5	75	75
Tacario	Mc Crometer	Pozo	1,769.00	3	PVC	120.09	20	30
Los Tres Pasos	Riceland	Pozo	1,600.00	6	PAD	10	50	75
		Total	16,207.90			459.47	634	

Fuente: Datos proporcionados por el SAPA.

La potencia total instalada es 634 HP, distribuida en varias estaciones bombeo y en pozos distribuidos en la ciudad.

1.3.3.6 Desinfección.

Para la eliminación de los microorganismos patógenos, se utiliza la cloración como mecanismo desinfectante en cada una de las fuentes de abastecimiento. El



suministro de cloro se realiza en las líneas de alimentación a la red y/o en el tren de descarga de los pozos o en las estaciones de bombeo.

1.3.3.7 Distribución.

La red de distribución de agua potable cuenta con una antigüedad de más de 35 años, siendo la más antigua la que se ubicada en la zona centro de la ciudad, y la más reciente, la construida en la periferia de la misma.

Se cuenta con una longitud total aproximada de 413 Km. de tubería de diámetros que van desde 2" hasta 8", las condiciones de operación son regulares puesto que existen zonas donde se cuenta con fugas frecuentes, la tubería está conformada por materiales tales como A-C, PVC y PAD. La distribución del agua en la mayoría de los casos se hace con bombeo directo a la red y excedencias a tanques de regulación, la red de distribución está compuesta por circuitos y líneas abiertas.

1.3.3.8 Alcantarillado Sanitario.

Ciudad Hidalgo tiene un sistema de alcantarillado con una vida de 15 años de servicio, se cuenta con una cobertura del 70% de la población y del área. La red de atarjeas está constituida por tuberías de concreto simple que van de 20 a 45 cm. de diámetro.

Todos los arroyos que cruzan la ciudad son cuerpos receptores de aguas negras en mayor o menor grado, siendo todos descargados en el río Taximaroa, donde las aguas son conducidas hacia las afueras de la ciudad.

El agua residual producida en la ciudad carece de tratamiento alguno y son utilizadas para riego de cultivos.

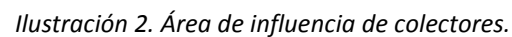


1.3.3.9 Red de atarjeas.

El sistema de alcantarillado es de tipo combinado sólo en la zona centro, y fue construido sin ningún apoyo técnico, cuenta sólo con la red de atarjeas y algunos subcolectores que se localizan en la zona poniente de la ciudad. En época de estiaje los arroyos sólo conducen aguas residuales de tipo doméstico, y en época de lluvias conducen agua combinada (agua residual y pluvial). La longitud de tubería instalada es de aproximadamente 502 km y aproximadamente el 70% de la red se encuentra en buenas condiciones, y el 30% restante se encuentra en condiciones regulares.

1.3.3.10 Subcolectores y Colectores.

Los subcolectores existentes en la ciudad tienen una longitud de aproximadamente 24 km con una antigüedad de 7 años, el material con el que están contruidos es de concreto simple en 45 y 61 cm de diámetro, las descargas de estos subcolectores se vierten a los arroyos que sirven como cuerpos receptores y alejan las aguas negras generadas por la población, teniendo múltiples descargas. La longitud total de los arroyos a donde se descarga el agua residual actual es de aproximadamente 20.5 km.





1.3.4 Aspectos Socioeconómicos.

1.3.4.1 Demografía.

La actividad económica básica es la industrialización de la madera, la que cuenta con más de 2 mil aserraderos y talleres. En segundo lugar se encuentra el comercio que representa el 14% de la actividad económica.

Del total de la explotación forestal en la región oriente, el municipio contribuye con el 90.66%, lo que afirma la importancia de esta actividad en la vida económica. En la cabecera municipal, los niveles de industrialización de igual manera son altos gracias a que se tienen registradas una variedad de empresas dedicadas a la industrialización del triplay, así como fábricas y talleres dirigidos a la elaboración de muebles y productos alimenticios.

De la Población económicamente inactiva se declaró que 4, 722 individuos de 12 años y más son estudiantes, mientras que el grupo censado inactivo que se dedica a las tareas del hogar de 12 años y más, está formado por 10, 073 personas.

La Distribución de la PEA (Población Económicamente Activa) se divide para su estudio en tres sectores de actividad:

- Sector Primario comprende: Agricultura, Ganadería, Aprovechamiento forestal, Caza y Pesca.
- Sector Secundario: Minería, Industrias Manufactureras, Electricidad, Agua y Construcción.
- El Sector Terciario abarca: Servicios, Comercio, Traspotes, Correos y Almacenamientos así como Turismo.



La mayor parte de la industria es ligera, debido a la gran demanda de servicios y a la producción de mercancías de consumo, así como alimentos, material para la construcción, muebles para el hogar entre otros derivados de la madera.

Los niveles de empleo son altos ya que representan el 56.11% de la población económicamente activa, en comparativa con el 25.75% de la población ocupada por su cuenta y el 6.85% ocupado por la población jornalera o peón así como el 7.4% de la que no recibe ingreso por trabajo.

La distribución de los salarios para los habitantes no se encuentra distribuida de manera equitativa ya que el 31.13% recibe de 1 a 2 salarios mínimos, mientras que el 7.4% de la población económicamente activa, no recibe pago alguno por su labor.

La composición demográfica de la localidad, registró de acuerdo al último conteo censal fechado en octubre de 2005, un volumen de población de 57, 773 habitantes. En cuanto al crecimiento social que es la migración, se tiene que en el quinquenio de 1990-1995, la población pasó de 48, 476 habitantes a 55, 225 residentes habituales, es decir, se incrementó en 6, 749 individuos, lo que significa que su crecimiento agregado estaba en niveles similares al registrado en el ámbito nacional, dicha situación permite inferir que el saldo neto migratorio en el período fue cercano al equilibrio.

Para el siguiente quinquenio de 1995-2000, el contingente poblacional disminuyó hasta llegar a los actuales 54,854 habitantes, en términos numéricos implica una reducción de 371 habitantes. En términos reales, en el quinquenio final de los noventa, se manifiesta una emigración importante dando lugar a un crecimiento social negativo en términos demográficos.

El crecimiento natural de la población ha sido diverso debido a diferentes causas: de 1950 a 1960 la tasa de crecimiento fue de 1.73% y de 1960 a 1970 de 2.49%, la siguiente década de 1970 a 1980 fue de 3.25%, de 1980 a 1990 fue de 4.88 %, de 1990 a 1995 de 5.56% y el último del 1995 al 2000 es de 5.53%; en las



primeras dos décadas el incremento fue de 0.76% de cada una, en la siguiente década la tasa sube 1.65 %, con respecto a la década anterior, así como de 1990 a 1995 el crecimiento fue de 0.68 % y de 1995 al 2000 es de 0.65 %, por lo que en la última década hubo un crecimiento de 1.3% de población.

Tabla 4. Población Histórica.

No.	Año	Población	Incremento		Interés Compuesto $\{Ln(Pf)-Ln(Pa)/n\}$	T.C.M.A.
		Habitantes	Habitantes	Porcentaje		
1	1980	32,311	0	0.00%	0	0
2	1990	48,476	16,165	50.03%	0.0406	4.14
3	1995	55,225	6,749	13.92%	0.0261	2.64
4	2000	54,854	-371	-0.67%	-0.0013	-0.13
5	2005	57,773	2,919	5.32%	0.0104	1.04
			25,462		0.0757	1.92

Fuente: Elaboración propia en base a datos estadísticos de INEGI (XI Censo General de Población y Vivienda (INEGI, 1990); I Conteo de Población y Vivienda (INEGI, 1995); XII Censo General de Población y Vivienda (INEGI, 2000); II Conteo de Población y Vivienda (INEGI, 2005).

Con los datos históricos de 1980 al 2005, se calculó la población actual y la futura, para un período económico de 20 años. Los métodos empleados fueron: Aritmético, Geométrico por porcentajes, Geométrico por interés compuesto, Malthus, Tasa de Crecimiento Medio Anual (TCMA) y por Mínimos cuadrados.

Con los resultados obtenidos de la estimación de tasas de crecimiento en los períodos mostrados en el cuadro anterior, se proyectó la población a la actual utilizando 6 métodos diferentes. Los resultados de las proyecciones realizadas con cada uno de los métodos se muestran en el cuadro siguiente se presenta las tendencias de cada uno de los métodos de proyección utilizados.



Cuadro 5. Actualización de la población.

Tabla 5. Actualización de la población.

Año	Aritmético	Geométrico		Malthus	T.C.M.A.	Mínimos Cuadrados
	(hab/año)	Porcentajes	Interés Comp.			
	1018.48	2.74%	1.02	2.74%	1.92	1.01%
2005	57,773	57,773	57,773	57,773	57,773	57,773
2006	58,791	59,358	58,876	59,191	58,884	57,798
2007	59,810	60,944	60,000	60,644	60,015	57,823

Fuente: Elaboración propia del proyecto.

Se seleccionó la población arrojada por el método interés compuesto la cual fue de 60,000 habitantes para el año 2007, este método tiene una tasa de crecimiento de 1.02%, y es la que más se apega a las condiciones reales de la cabecera municipal.

Tomando en cuenta los mismos parámetros que se consideraron para la actualización de la población se realizó el cálculo de la población futura (año 2027), los cálculos se presentan en el siguiente cuadro.



Tabla 6. Proyección de la población.

Año	Aritmético	Geométrico por		MALTHUS	T.C.M.A.	Mínimos Cuadrados	CONAPO
	(hab/año)	Porcentajes	Interés Comp.				
	1018.48	2.74%	1.02%	2.74%	1.92%	1.01%	1.01%
2005	57,773	57,773	57,773	57,773	57,773	57,773	57,979
2006	58,791	59,358	58,876	59,191	58,884	57,798	58,163
2007	59,810	60,944	60,000	60,644	60,015	57,823	57,918
2008	60,828	62,529	61,146	62,132	61,169	57,848	57,640
2009	61,847	64,114	62,314	63,657	62,345	57,873	57,309
2010	62,865	65,700	63,503	65,220	63,543	57,898	56,996
2011	63,884	67,285	64,716	66,820	64,765	57,923	56,664
2012	64,902	68,870	65,952	68,461	66,010	57,948	56,302
2013	65,921	70,456	67,211	70,141	67,278	57,973	55,921
2014	66,939	72,041	68,494	71,862	68,572	57,998	55,525
2015	67,958	73,626	69,802	73,626	69,890	58,023	55,111
2016	68,976	75,212	71,135	75,433	71,233	58,049	54,693
2017	69,995	76,797	72,493	77,285	72,602	58,074	54,258
2018	71,013	78,382	73,877	79,182	73,998	58,099	53,801
2019	72,032	79,968	75,288	81,125	75,420	58,124	53,342
2020	73,050	81,553	76,725	83,116	76,870	58,149	52,873
2021	74,069	83,138	78,190	85,156	78,348	58,174	52,386
2022	75,087	84,723	79,683	87,246	79,854	58,199	51,898
2023	76,106	86,309	81,205	89,388	81,389	58,224	51,390
2024	77,124	87,894	82,756	91,582	82,953	58,249	50,865
2025	78,143	89,479	84,336	93,830	84,548	58,274	50,329
2026	79,161	91,065	85,946	96,133	86,173	58,299	49,794
2027	80,180	92,650	87,587	98,492	87,829	58,324	49,232

Fuente: Elaboración propia para la propuesta.



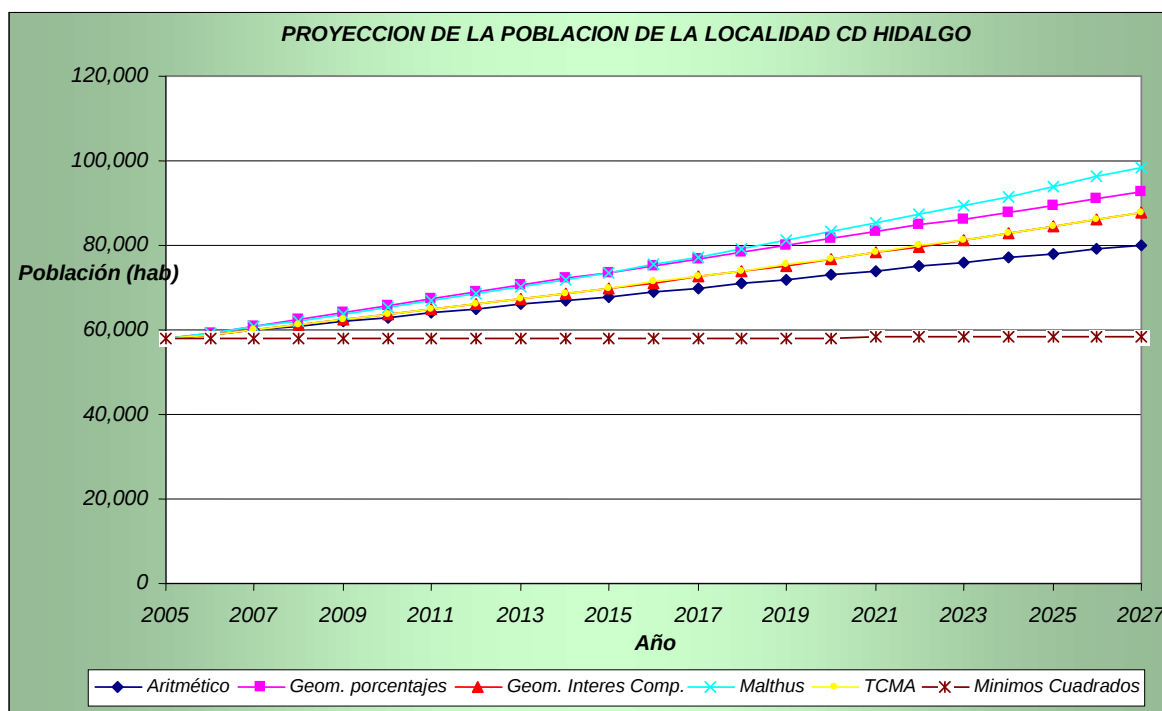
El método de interés compuesto tiene una población de 87,587 habitantes para el año 2027, este método tiene una tasa de crecimiento de 1.02%, describe el ritmo demográfico de la localidad.

Un análisis de la población del municipio de Cd. Hidalgo muestra que se tiene crecimiento para el período de 1980 hasta el año 2000 y tuvo una ligera disminución de 371 habitantes del año 1995 al 2000, volviendo a incrementarse en el período de 2000 a 2005 en un 5.32%.

Tabla 7. Población.

Año	Población
1980	32,311
1990	48,476
1995	55,225
2000	54,854
2005	57,773

En la siguiente gráfica se describen las tendencias de cada uno de los métodos de proyección utilizados.



Grafica 1. Proyección de la población

Fuente: Elaboración propia para la propuesta.

1.3.4.2 Crecimiento Urbano

En la periferia de la ciudad es donde se han detectado en el cambio de uso de suelo, esta tendencia va en el cambio de uso agrícola al uso habitacional, presentándose principalmente al norte y oriente de la localidad creando un cinturón marginal en donde los servicios públicos de agua potable, drenaje y energía eléctrica son irregulares, provocando problemas de salud e inseguridad social.

1.3.4.3 Nivel de Vida

La evaluación del nivel de bienestar de los pobladores de la localidad en lo referente a viviendas particulares habitadas con bienes particulares, muestra que un alto porcentaje de la población cuenta con los bienes indispensables como se muestra en el siguiente cuadro.



Tabla 8. Nivel de bienestar de los pobladores.

Concepto	Vivienda	Porcentaje
Sin ningún bien	62	3%
Televisión	2,061	92%
Refrigerador	1,906	85%
Lavadora	1,426	64%
Computadora	142	6%

Fuente: INEGI. II Censo de Población y Vivienda, 2005.

La localidad, según el Consejo Nacional de Población, tiene un grado de marginación medio, como puede observarse en el cuadro siguiente.

Tabla 9. Grado de Marginación.

Conceptos	Porcentaje
Población de 15 años y más analfabeta	17.40%
Población de 15 años y más sin escolaridad	46.20%
Servicios públicos	
sin drenaje, ni excusado	1.50%
Sin energía eléctrica	4.10%
Sin agua entubada	3.10%
Con hacinamiento	35.70%
Con piso de tierra	12.60%
Grado de marginación	Medio

Fuente: Estimaciones del CONAPO con base en el II Censo de Población y Vivienda 2005.

La inmigración afecta en buena medida a la población de Cd. Hidalgo, en donde la condición económica impulsa a éste fenómeno, teniendo como destino a los Estados Unidos de América. Según CONAPO en el año 2000 el grado de intensidad migratoria es alto, presentando el 12.74% de hogares que reciben remesas del extranjero.





1.3.5 Descarga De Aguas Residuales Municipales

Actualmente se tiene una descarga de agua residual ubicada en la dirección sur fuera de la mancha urbana donde termina el emisor marginal construido, el agua residual sin previo tratamiento se descarga a los canales de riego y posteriormente hacia el río Taximaroa.

Algunos de los agricultores utilizan el agua residual cruda para riego de árboles y plantas, una práctica peligrosa respecto de la salud de la población, la idea principal es darle el tratamiento al agua para su reutilización.



Ilustración 4. Río Chiquito.



1.3.6 Aprovechamientos Actuales y Potenciales de las Aguas Residuales.

Las descargas que actualmente se generan en la localidad son alejadas por el emisor marginal y descargadas en puntos lejanos en donde se le da algún tipo de reutilización o aprovechamiento. Los volúmenes que sean tratados en la planta de tratamiento para que cumplan con las normas de saneamiento, tienen el potencial de ser reutilizados en las zonas agrícolas cercanas al sitio de la planta de tratamiento. Por solicitud del ejidatario concesionario, se propone destinar los volúmenes generados para la reutilización de riego agrícola para parcelas.

2 PROPUESTA DE SOLUCIÓN.

2.1 Uso del agua.

Es necesario conocer el uso del agua para saber que se va a tratar, el hombre siempre ha utilizado el agua para satisfacer sus necesidades vitales, como son el beber, aseo personal, preparación de alimentos, lavado de ropa, entre otros. También utiliza este recurso para sus actividades de riego agrícola, generación de energía eléctrica, uso industrial, fines piscícolas, medio de transporte y desafortunadamente como vehículo de disposición de sus desechos sólidos y líquidos generados en sus actividades diarias.



El uso del agua en México, el mayor volumen que se consume se destina al riego agrícola (83%), abastecimiento de agua a las poblaciones (12%), abastecimiento de las industrias (3%) y acuacultura (2%).

2.2 Contaminantes del agua.

El acelerado crecimiento de la población y la industrialización conjuntamente con una inadecuada planeación en el uso y conservación del agua, ha provocado que los residuos líquidos y sólidos se viertan sin ningún control en los ríos, lagos, lagunas, esteros y mares provocando la contaminación de estos cuerpos de agua. Por contaminación del agua se entiende la alteración física, química y biológica indicativa de la presencia de sustancias, casi siempre productos químicos o desperdicios introducidos por los humanos, dañinos para los organismos que viven en el agua o los que beben o se exponen a ella.

Las cuatro fuentes de aguas residuales son:

- Las aguas domesticas o urbanas,
- Las aguas residuales industriales,
- Las esorrentías de usos agrícolas y,
- El agua pluvial.

Los contaminantes del agua pueden ser divididos en tres categorías básicas: químicos, físicos y biológicos.



2.2.1 Contaminantes químicos.

Comprende tanto productos orgánicos como inorgánicos. La contaminación por compuestos orgánicos es causa fundamental de la disminución de oxígeno en el agua como resultado de la utilización del mismo en el proceso de biodegradación de dichos compuestos. Los compuestos orgánicos provienen tanto de fuentes naturales como antropogénicas.

Muchas de las fuentes industriales y urbanas consisten de materia orgánica inestable sujeta a descomposición, del igual forma la materia orgánica generada en la muerte de las plantas y animales es oxidada por las cadenas biológicas a formas minerales estables sujetas de ser usadas por otros eslabones en la cadena alimenticia.

Para la contaminación por compuestos inorgánicos, el resultado más importante es el efecto tóxico, más que la disminución del oxígeno. Sin embargo, existen compuestos inorgánicos como los sulfitos y nitritos que toman oxígeno para oxidarse a sulfatos y nitratos respectivamente. Los metales pesados, corresponden al grupo de los inorgánicos, y su presencia aún en pequeñas cantidades puede causar serios problemas de toxicidad para los humanos y la biota.

Los residuos inorgánicos provienen de varias fuentes: naturales, urbanas, industriales y de agricultura, presentándose en forma disuelta, coloidal y suspendida. Estos residuos son relativamente estables y no son susceptibles de degradación. Algunas fracciones de esta materia son depositadas o utilizadas, pero usualmente se acumulan. Las fuentes naturales y la agricultura contribuyen con grandes cantidades de inorgánicos, sedimentos de la tierra erosionada y cantidades de sustancias de residuos de agroquímicos.



2.2.2 Contaminantes físicos.

Entre estos contaminantes se incluyen los cambios térmicos, el color, la turbidez, las espumas la radiactividad. El agua caliente como residuo se asocia con fuentes industriales, principalmente las termoeléctricas, donde se utilizan grandes cantidades de agua condensada, generando agua caliente como residuo.

2.2.3 Contaminantes biológicos.

Entre los contaminantes biológicos tenemos a bacterias, hongos y virus, responsables de transmisión de enfermedades como el cólera, tifoidea, salmonelosis, etc. Las fuentes principales de estos residuos son la contaminación urbana generada por las redes de drenaje y los escurrimientos de las calles, por actividades recreativas y por las zonas de los ríos utilizadas como abrevaderos.

2.2.4 Tipo de Industria y Principales Contaminantes.

En la localidad la industria de la madera es la más importante, comprendiendo fábricas de muebles, fábricas de madera aserrada y tarimas, este tipo de industria no aporta agua residual industrial, por lo que los volúmenes de agua residual generados en la localidad es prácticamente de aportaciones domesticas, no se identificaron comercios o industrias que descargaran aguas residuales que impacten las características de los gastos evaluados.





Tabla 10. Características del agua residual y su procedencia.

Características	Procedencia
Física	
Color	Aguas residuales domésticas, industriales, desintegración natural de materiales orgánicos
Olor	Agua residual en descomposición, residuales industriales
Sólidos	Aguas de abastecimiento, residuales domésticas e industriales, erosión del suelo, infiltración y conexiones incontroladas
Temperatura	Aguas residuales domésticas e industriales
Químicos orgánicos	
Carbohidratos	Aguas residuales domésticas, comerciales e industriales
Grasas y aceites	Aguas residuales domésticas, comerciales e industriales
Pesticidas	Residuos agrícolas
Fenoles	Descargas residuales industriales
Proteínas	Aguas residuales domésticas y comerciales
Agentes tenso activos	Aguas residuales domésticas e industriales
Otros	Desintegración natural de materiales orgánicos
Químicos inorgánicos	
Alcalinidad	Aguas residuales domésticas, agua de abastecimiento, infiltraciones de agua subterránea
Cloruros	Agua de abastecimiento, residual doméstica, infiltraciones de aguas subterráneas, ablandadores de agua
Metales pesados	Aguas residuales industriales
Nitrógeno	Aguas residuales domésticas y residuos agrícolas
Ph	Aguas residuales industriales
Fósforo	Aguas residuales domésticas e industriales, escorrentía residual
Azufre	Aguas de abastecimiento, aguas residuales domésticas e industriales
Compuestos tóxicos	Residuos industriales
Gases	
Sulfuro de hidrogeno	Descomposición de aguas residuales domésticas
Metano	Descomposición de aguas residuales domésticas
Oxígeno	Agua de abastecimiento, infiltración de agua superficial
Biológicas	
Animales	Corrientes de agua y plantas de tratamiento
Plantas	Corrientes de agua y plantas de tratamiento
Protistas	Aguas residuales domésticas y plantas de tratamiento
Virus	Aguas residuales domesticas



Cuadro 11. Efectos de los contaminantes en el agua.

Tabla 11. Efectos de los contaminantes en el agua.

Contaminantes	Efectos
Dureza	Causa incrustaciones en tuberías, etc.; interfiere en el teñido de las telas y en la elaboración de la cerveza y alimentos enlatados.
Manganesio (como sulfato)	Causa efectos catárticos.
Hierro	Produce manchas en los tejidos y papel, así como en el hielo.
Carbonatos	Provoca depósitos en las verduras enlatadas.
Nutrientes (nitrógeno y fósforo)	Induce el crecimiento de las plantas, causantes de la eutroficación.
Ácidos	Ocasiona que el agua sea inadecuada en los usos recreativos y en la propagación de especies.
Alcalinidad	Causa irritación en las mucosas, corrosión y toxicidad. Interfiere en los procesos de coagulación en las plantas de tratamiento, con la fermentación industrial, con el aroma de las bebidas no alcohólicas, con el sabor de las frutas enlatadas, con la limpieza de metales, etc.
Materia orgánica	Consumo oxígeno disuelto originando olores desagradables y asfixia a los peces a causa de la falta de oxígeno.
Materia flotante	Obstruye el paso de la luz retardando el desarrollo de la vida acuática. Causa sabor desagradable (cuando existen grasas y aceites), destruye la vegetación de las orillas e interviene con los usos recreativos.
Sólidos en suspensión	Se depositan en el fondo inhibiendo la propagación de las especies acuáticas. Incrementa la turbiedad y el color, causan déficit de oxígeno y reducen la capacidad de los cuerpos de agua.
Sustancias tóxicas	Causan efectos crónicos y letales al hombre, dependiendo de la sustancia presente y su concentración, son acumulativos. Son difíciles de remover en los procesos de tratamiento. Causa daños a los cultivos, al suelo, a los animales terrestres y acuáticos.
Microorganismos	Causan diversas enfermedades al hombre, en base al microorganismo presente en el agua. Producen diarreas, disentería, amibiasis, tifoidea, entre otras.

2.3 Sistemas de Tratamiento.

Para acondicionar las aguas residuales municipales a una calidad de agua aceptable de aguas renovadas requieren de un tratamiento. El nivel de tratamiento a considerar en función, principalmente, de la calidad del agua residual, del flujo y de los niveles de calidad esperados en el efluente del tren de tratamiento, dependiendo del uso que se tenga planeado dar a las aguas renovadas.

A pesar de que son muchos de los métodos usados para el tratamiento de las aguas residuales, todos pueden incluirse dentro de los procesos siguientes:



- ④ *Tratamiento Preliminar.*
- ④ *Tratamiento Primario.*
- ④ *Tratamiento Secundario.*
- ④ *Tratamiento Terciario.*
- ④ *Tratamiento Avanzado.*

2.3.1 *Tratamiento Preliminar.*

En la mayoría de las plantas, el tratamiento preliminar sirve para proteger el equipo de bombeo y hacer más fácil los procesos subsecuentes del tratamiento. Los dispositivos para el tratamiento preliminar están destinados a eliminar o separar los sólidos mayores o flotantes, a eliminar los sólidos inorgánicos pesados y eliminar cantidades excesivas de grasas y aceites. Para alcanzar los objetivos de un tratamiento preliminar se emplean comúnmente los siguientes procesos unitarios: cribado y/o desarenado, remoción de grasas y aceites.

2.3.2 *Tratamiento Primario.*

Por este tratamiento se separan la mayoría de los sólidos suspendidos de las aguas residuales mediante el proceso físico de sedimentación. La actividad biológica de las aguas residuales durante este proceso tiene poca importancia. Son diversos los tipos de tanques que se usan en este proceso. En muchos casos el tratamiento primario es suficientemente adecuado para que se pueda permitir la descarga del



efluente a las aguas receptoras, sin que interfiera con el uso adecuado subsecuente de dichas aguas.

2.3.3 Tratamiento Secundario.

Este tratamiento debe hacerse cuando las aguas residuales todavía contienen, después del tratamiento primario, más sólidos orgánicos en suspensión. El tratamiento secundario depende principalmente de los organismos aerobios, para la descomposición de los sólidos orgánicos hasta transformarlos en sólidos inorgánicos o en sólidos orgánicos estables.

2.3.4 Tratamiento Terciario.

Este tratamiento se puede lograr con algunos de los procesos unitarios siguientes: remoción de nitrógeno, tratamiento con cal, filtración, desinfección, los cuales son aplicados a un efluente de tratamiento secundario.

2.3.5 Tratamiento Avanzado.

Este tratamiento se logra con la aplicación de los siguientes procesos: remoción de amoníaco, adsorción en carbón activado granular, filtración en membranas semipermeables, a un efluente de tratamiento secundario o terciario.



Tabla 12. Nivel de tratamiento función del efluente.

NIVEL DE TRATAMIENTO	PROCESOS UNITARIOS	TIPO DEREUSO
PRETRATAMIENTO	-Medidor de flujo -Cribado -Desarenado -Remoción de grasas y aceites -Homogeneización y regulación	
TRATAMIENTO PRIMARIO	-Sedimentación primaria	-Riego agrícola para productos que se consumen cocidos
TRATAMIENTO SECUNDARIO	-Infiltración -Filtros percoladores -Discos Biológicos rotatorios -Lodos activados -Sedimentación secundaria -Sistemas lagunares (aerobias, facultativas, anaerobias) -Zanjas de oxidación -Desinfección -Lagunas aireadas -Reactores anaerobios de lecho de lodos con flujo ascendente -Filtros empacados aerobios y anaerobios (ascendentes y descendentes) -Tratamiento en suelo	- Riego agrícola para productos que se consumen crudos - Recarga de acuíferos con infiltración superficial - Usos municipales (fuentes ornamentales, lavado de calles, etc.) - Uso industrial para torres de enfriamiento
TRATAMIENTO TERCIARIO	-Remoción de amoníaco -Tratamiento con Hidróxido de calcio -Filtración -Desinfección	-Uso industrial para procesos de lavado y reutilización en servicio -Recarga de acuíferos por inyección directa -Usos municipales en lavado de autos, retretes, riego en áreas verdes
TRATAMIENTO AVANZADO	- Remoción de nutrientes - Adsorción - Coagulación-floculación - Ultra filtración - Intercambio iónico	- Recarga de acuíferos por inyección directa - Usos recreativos ó diversos en donde exista riesgo de contacto directo



2.4 *Análisis y selección de alternativas del sistema*

Actualmente existe una amplia variedad de sistemas de tratamiento de aguas residuales, desde sistemas mecanizados, biológicos, naturales o mixtos. Cada sistema proporciona diferentes niveles de saneamiento, primario, secundario o avanzado, la elección de un tipo de sistema está en función de variables, tanto técnicas como económicas, dependiendo del aprovechamiento al que se destinara el agua tratada, vertido a algún cauce natural, para reuso industrial o agrícola.

2.4.1 *Evaluación de alternativas*

Para la elección del sistema de tratamiento de aguas residuales de la localidad de Cd. Hidalgo, se tomaron todos los aspectos técnicos, económicos y ambientales que influyen en la implementación de un sistema. Se propusieron tres alternativas de proceso de tratamiento y de arreglos viables técnicamente. A continuación se enlista cada alternativa.

- a) Lagunas de estabilización.
- b) Lodos activados convencionales.
- c) Filtros biológicos.



2.4.1.1 Ventajas y Desventajas

A continuación se presentan las ventajas y desventajas de las alternativas propuestas para la Solución al Tratamiento de Aguas Residuales de Cd. Hidalgo.

Alternativa a) Lagunas de Estabilización.

Cuando el terreno es barato e impermeable, y no se requiere bombear el agua residual a grandes distancias o elevaciones, las lagunas de estabilización suponen costos de inversión bajos o moderados. Cuando el terreno es caro, poco apto para la excavación, o permeable, los costos aumentan considerablemente.

La calidad del efluente de las lagunas de estabilización es buena utilizando tiempos de retención elevados y amplias superficies de terreno. Sin embargo, las lagunas son adecuadas para cumplir con la mayor parte de los límites establecidos en la NOM-001-SEMARNAT-1996 (riego agrícola directo, y descarga a cuerpos de agua destinados al riego agrícola).



Tabla 13. Alternativa 1. Lagunas de Estabilización.

Proceso de Tratamiento	Ventajas	Desventajas
Lagunas de estabilización	Funciona por autodepuración natural. Tiene versatilidad para soportar variaciones futuras del influente en cantidad y calidad del flujo de agua residual.	Ocupa mucha superficie. Presenta grandes TRH.
	Buen nivel en remoción de los contaminantes, se tiene agua tratada de alta calidad.	Depende de los factores climatológicos, cambios en la eficiencia de remoción de los contaminantes.
	No requiere reactivos químicos.	Poca flexibilidad.
	Bajo costo de operación y mantenimiento.	Es difícil controlar la calidad del efluente respecto de los coliformes fecales.
	Bajo consumo de energía eléctrica	A bajos TRH se reduce la efectividad de eliminación de patógenos
	Remoción de la DBO del 80 al 95 % y SST de 80 al 90 %.	
	Fácil operación y mantenimiento, se tiene buena experiencia en el país en operación del sistema.	
	Es el mejor sistema natural más utilizado en la práctica mundial.	

Fuente: Metcalf and Eddy (2003); Jiménez B. et al (2001); Ramalho R. (1993).

Alternativa b) Lodos Activados Convencional.

Es un proceso aerobio mecanizado, construido en estructuras de concreto y acero. Tiene en general elevados costos de inversión y operación, y en general produce efluentes de mayor calidad que otros procesos simples, como el anaerobio o las lagunas. 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 en el 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).

Al ser un proceso relativamente compacto, el proceso de lodos activados se ha empleado frecuentemente en México para el tratamiento de medianos y grandes caudales en zonas urbanas o industrializadas con terreno escaso y/o costoso, especialmente en aplicaciones de reutilización del agua en uso público urbano o industrial, ya que proporciona una calidad adecuada. Por otro lado, al ser un proceso largamente probado en muchos países y venir respaldado por fuertes compañías del sector, ha sido en muchos casos la tecnología seleccionada.

Tabla 14. Alternativa 2. Lodos Activados Convencional.

Proceso de Tratamiento	Ventajas	Desventajas
Lodos Activados Convencional (LAC)	Buen nivel en remoción de los contaminantes, se obtiene agua tratada de alta calidad.	No tiene versatilidad para soportar variaciones futuras del influente en cantidad y calidad del flujo de agua residual.
	Corto tiempo de residencia hidráulica (TRH = 4 a 8 hr.) menores dimensiones de los tanques.	El volumen de los lodos es mayor en comparación con los sistemas de aireación extendida (por ejemplo), los lodos no están estabilizados (se necesita su estabilización).
	Baja concentración de SSVLM en la etapa de aireación (1500 - 3000 mg/l), menor porcentaje de recirculación de 25 a 50%.	El restablecimiento del proceso después de paro requiere de una nueva aclimatación natural de una ó dos semanas.
	Remoción de la DBO del 80 al 95 % y SST de 80 al 90 %	Las sustancias tóxicas, pueden inhibir el proceso y destruir la biomasa.
	Se tiene buena experiencia en el país en operación del sistema.	Los cambios importantes en flujo, carga o límites de descarga requieren de una ampliación de la PTAR.
	El sistema más utilizado en la práctica mundial.	Personal capacitado para la O&M
		Se requiere altos consumos de energía eléctrica.

Fuente: Metcalf and Eddy (2003); Jiménez B. et al (2001); Ramalho R. (1993).

**Alternativa c) Filtros Biológicos.**

Este sistema opera pasando el agua residual a través de un medio poroso, con el objetivo de retener la mayor cantidad posible de materia en suspensión. 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.

Tabla 15. Alternativa 3. Filtros Biológicos.

Proceso de Tratamiento	Ventajas	Desventajas
<i>Filtros Biológicos</i>	<i>Los costos de operación y mantenimiento son más bajos que los sistemas de lodos activados.</i>	<i>Requiere de un mantenimiento y vigilancia constante.</i>
	<i>Buena ventilación a través del lecho filtrante, lo que permite la eliminación rápida de gases corrosivos.</i>	<i>Pueden producirse olores desagradables y la formación de insectos (mosquitos), en caso de la carga orgánica sea mucho mayor a la carga de diseño de los filtros.</i>
	<i>Si el distribuidor de flujo es de tipo reactivo (movido por carga hidráulica) no se requiere energía, sin embargo, para la recirculación del flujo de agua si se requiere consumo de energía, pero la recirculación de agua, dependerá de los niveles de carga orgánica en el agua residual, por lo que no será un consumo de energía permanente.</i>	<i>El medio filtrante sintético es más caro que los naturales, los medios filtrantes de arena – grava ofrecen menor superficie específica, y tiene un peso específico alto, condición que genera estructuras pesadas.</i>
	<i>Con la aplicación de láminas sintéticas como medio filtrante, se aumenta considerablemente la eficiencia de los filtros (hasta un 85%), además la operación del sistema se simplifica en gran medida y aumenta su flexibilidad para operación y mantenimiento, considerando que la estructura de los filtros es</i>	<i>Se requiere la recirculación del flujo para mejorar el funcionamiento y evitar la presencia de mosquitos, cuando se presentan altas cargas de DBO y SST.</i>



	<i>más ligera.</i>	
	<i>Los lodos formados por la biopelícula, son estabilizados adecuadamente; en caso de que los filtros funcionen correctamente, no existen olores y se deshidratan fácilmente.</i>	<i>La eficiencia es limitada, para el caso del DBO es del orden de 65 - 70% y para los SST es de 65 - 75%.</i>
	<i>El proceso de tratamiento se restablece en períodos cortos, después de algún paro de la planta.</i>	
	<i>Se cuenta con gran experiencia y conocimiento, en el manejo y control del sistema.</i>	

Fuente: Metcalf and Eddy (2003); Jiménez B. et al (2001); Ramalho R. (1993).

2.4.2 - Análisis Técnico y Económico de alternativas

Para obtener los costos estimados por alternativa se evaluaron los componentes de la PTAR a nivel de predimensionamiento, para conocer el área requerida para las obras civiles y mecánicas, los costos de operación y mantenimiento, personal y eficiencias a cumplir.

Cuadro 16. Costos de las alternativas de tratamiento.

Tabla 16. Costos de las Alternativas de Tratamiento.

No.	ALTERNATIVA	COSTO DE CONSTRUCCIÓN	AMORTIZACIÓN ANUAL	OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO ANUAL	COSTO ANUALIZADO	VOLUMEN DE AGUA TRATADA	COSTO 1 M ³ DE AGUA TRATADA	COSTO DE 1 M ³ DE A.T. O Y M	ÁREA TOTAL
				\$	\$	(M ³ /AÑO)	\$	\$	ha
1	Lagunas de Estabilización	23,813,000	3,188,055	709,560	3,897,615	4,730,400	0.82	0.15	20.00
2	Lodos Activos Convencional	45,600,000	6,104,872	3,074,760	9,179,632	4,730,400	1.94	0.65	2.00
3	Filtros Rociadores	40,027,000	5,358,766	2,128,680	7,487,446	4,730,400	1.58	0.45	3.00

Ref: Elaboración propia para la propuesta



2.4.3 Selección de la alternativa

La alternativa elegida debe cumplir con la Norma **NOM -001-SEMARNAT-1996** en la presente propuesta y tener calidad de agua residual tratada para receptor tipo “B”, además en presente caso el terreno proporcionado por parte del municipio está ubicado cerca de la mancha urbana y en un futuro “Corredor Turístico” que quieren construir los ejidatarios en la zona apegada del sitio de la planta de tratamiento, esto requiere de una planta altamente segura, eficiente y sin ningún efecto negativo del entorno como olores, ruidos, mosquitos, etc.

Con base en los análisis detallados técnico-económicos y ambientales de las alternativas propuestas, conjuntamente con las autoridades municipales y la CEAC se seleccionó la **Alternativa b) Lodos activados convencionales**.

La alternativa seleccionada es mejor técnicamente y ambientalmente que las dos restantes, a pesar de tener un alto costo de 1 m³ de agua tratada, es decir, la alternativa seleccionada tiene un alto costo de operación y mantenimiento, pero es la única que cumple las exigencias respecto la ubicación del sitio de la planta y no tiene efectos ambientales negativos.



LODOS ACTIVADOS

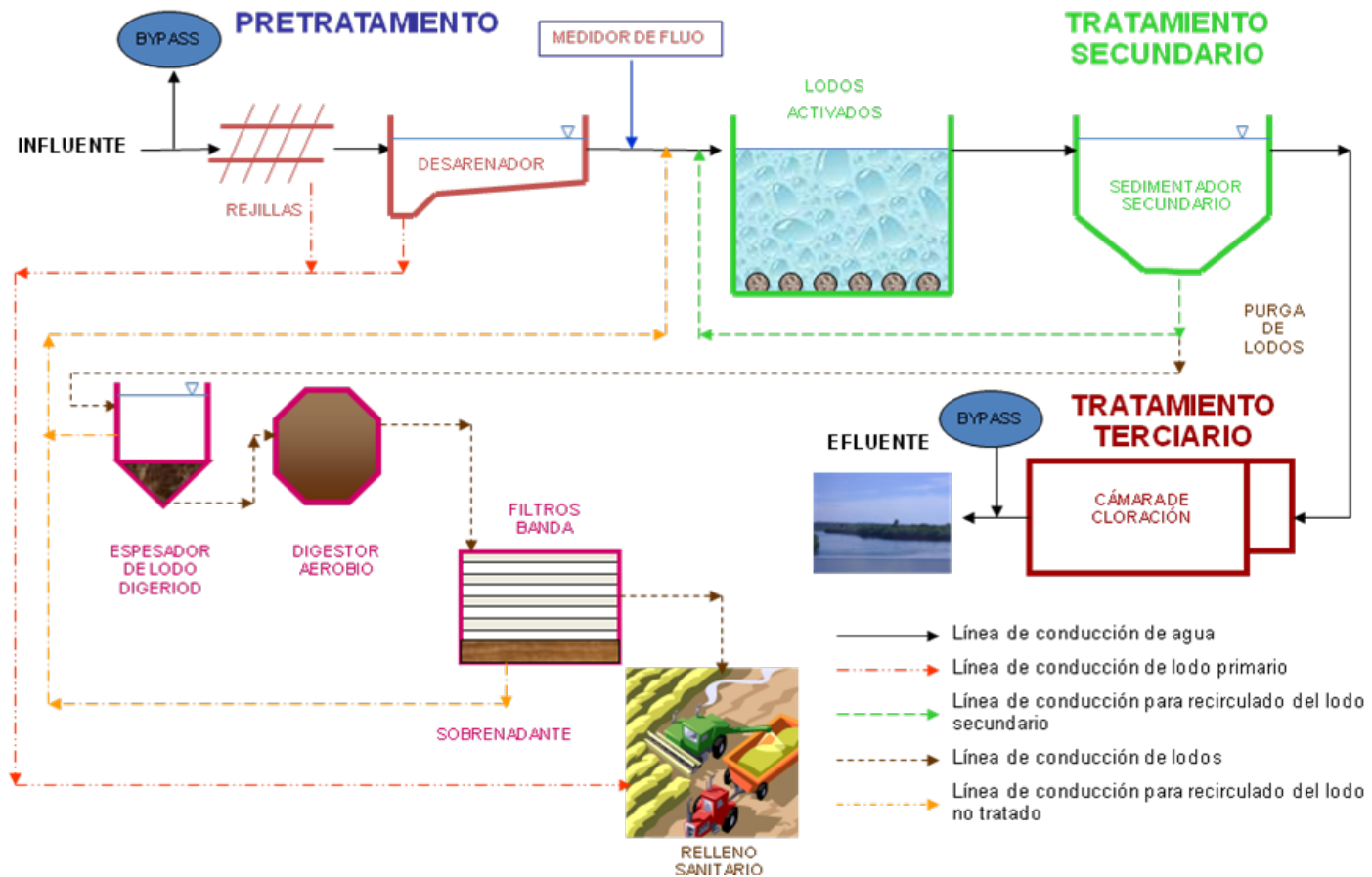


Ilustración 5. Alternativa Seleccionada.



3 CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

3.1 ESTUDIOS BÁSICOS.

3.1.1 Aforos.

Una de las actividades con mayor importancia de la ingeniería básica fue la realización de aforos directos para obtener información de los gastos actuales.

En la localidad de Cd. Hidalgo existen dos descargas principales, realizando una evaluación de la distribución demográfica de la localidad, así como del sistema de alcantarillado sanitario existente, se ubicaron conjuntamente con el personal del Organismo Operador (OOAPAS) dos puntos estratégicos en la red sanitaria, para realizar los aforos que permitan cuantificar los volúmenes de las aguas residuales que serán tratadas en la planta.

Por lo anterior y como parte del programa de trabajo, se realizaron 168 aforos, cada 2 horas durante siete días, utilizando varios métodos (vertedores triangulares y rectangulares) recomendados por las normas.

3.1.2 Estructuración del Programa de Aforo y Muestreo.

En los recorridos que se realizaron durante la visita a la localidad de Cd. Hidalgo, se identificaron dos descargas para el vertido de las aguas residuales, la primera identificada como “Descarga 1, Río Chico” y la segunda denominada “Descarga 2, atrás de la central camionera”, realizándose en ambas los aforos correspondientes. La medición de los caudales generados de agua residual por la población forma parte esencial de la ingeniería básica para el diseño de la planta, es



por ello que se realizó el aforo directo de los efluentes de la localidad, para obtener información cuantitativa de las descargas actuales.

Para la estructuración del programa de aforo y muestreo, se determinó realizar los muestreos durante siete días cada 2 horas, en el cuadro siguiente se detalla el programa realizado.

Tabla 17. Programa de Aforo.

Descarga	1	2	3	4	5	6	7
Descarga 1.- "Río Chico"							
Octubre	4 – 5	5 – 6	6 – 7	7 – 8	8 – 9	9 – 10	10 – 11
Descarga 2.- "Atrás de la central camionera"							
Octubre	4 – 5	5 – 6	6 – 7	7 – 8	8 – 9	9 – 10	10 – 11

Ref: Elaboración Laboratorio contratado si + i

3.1.3 Estaciones y/o Puntos de Aforo

El sitio propuesto para llevar a cabo los aforos, fueron las descargas principales de aguas residuales de la localidad. Estos puntos de aforo fueron elegidos conjuntamente con autoridades del municipio y el Organismo Operador, denominados de la siguiente manera:

El pozo de aforo # 1 se encuentra ubicado al Sur de la localidad, a sobre el bordo izquierdo del río Taximaroa, y se denominó "Descarga 1, Río Chico".



El pozo de aforo # 2 se encuentra ubicado en la esquina de la Av. Florentino López y la calle Vicente Ortiz Carrillo, a un costado de la cancha de futbol rápido, en la zona Sureste de la localidad. (“Descarga 2, atrás de la central camionera”)

En la siguiente figura se muestra el sitio donde se realizaron los aforos.

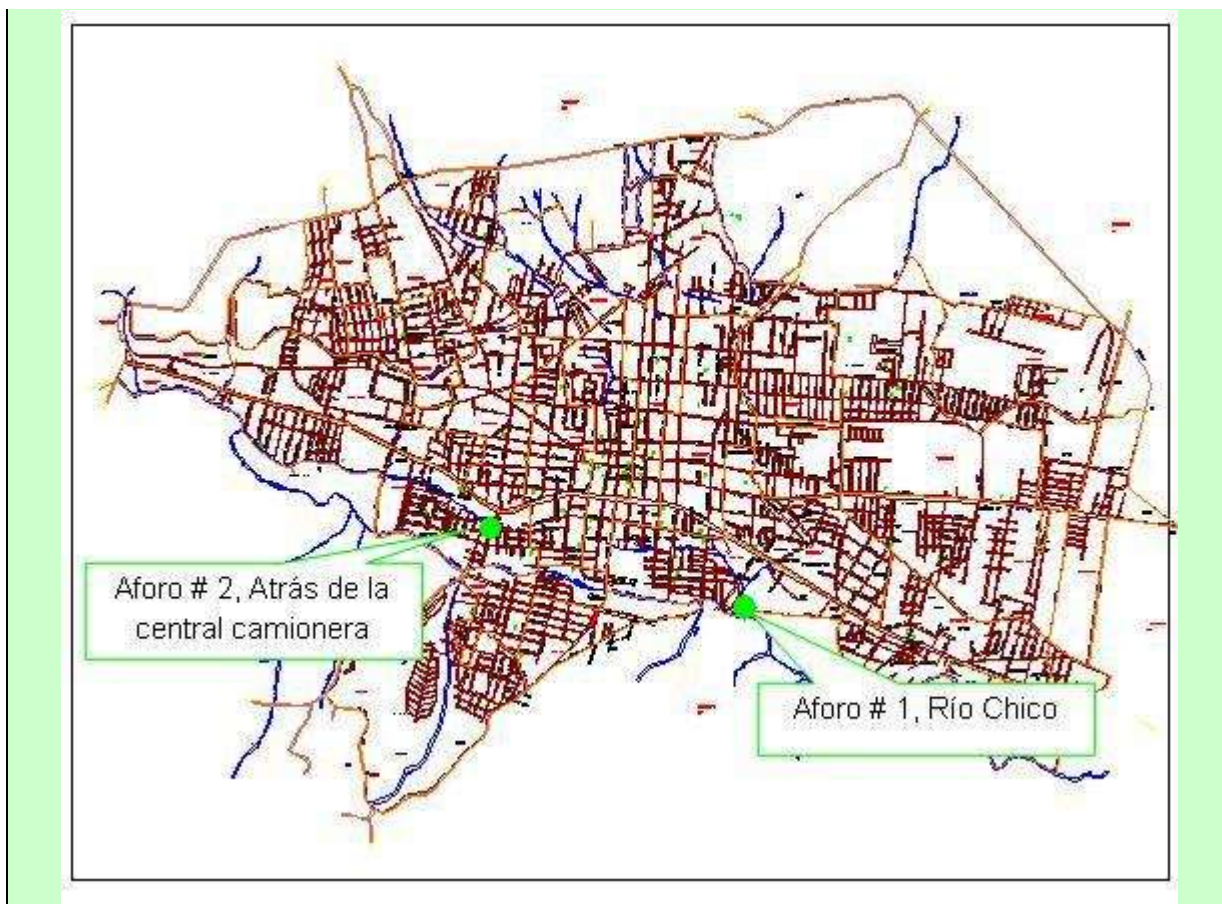


Ilustración 6. Localización de los puntos de aforo. Ref: Elaboración propia para la propuesta



3.1.4 Período de Medición y Frecuencia de Aforo.

Los aforos, se realizaron cada dos horas durante 7 días, de acuerdo con las fechas indicadas en el cuadro 17. Para realizar los objetivos planteados en las actividades de aforo, se elaboró y ejecutó un programa de trabajo y en campo se realizaron 168 aforos.

3.1.5 Métodos y Equipos de Aforo

Para que el aforo de una descarga sea confiable, el método de medición y el tipo de medidor deberá ser el que mejor se adapte a las características del agua y la configuración física de la descarga.

El método recomendado por las normas vigentes de la CNA es por medio de vertedores y para el presente caso se utilizó un vertedor triangular 90°.

Los vertedores triangulares son los más apropiados para la medición de gastos pequeños, ya que sólo se toma en cuenta la carga hidráulica y el ángulo de abertura del mismo.

3.1.6 Proyecciones de Gastos

Para realizar la proyección de los gastos de agua residual durante el período económico de 20 años se utilizaron los datos de aforos para determinar los gastos actuales, consumos, dotaciones y aportaciones.

Los resultados de los aforos realizados en el campo se muestran a continuación:



Tabla 18. Gastos aforados.

Descarga	1	2	3	4	5	6	7	Promedio
Descarga 1.- "Río Chico"								
Gastos (l/s)	137.0	142.4	122.7	151.2	143.4	138.3	139.0	139.1
Descarga 2.- "Atrás de la central camionera"								
Gastos (l/s)	38.2	31.6	35.0	28.0	30.3	29.8	30.2	31.9
Gasto Promedio Total								170.0

Ref: Elaboración Laboratorio contratado si + i

El gasto promedio aforado para la descarga # 1, "Río Chico" es de 139.1 l/s. el gasto mínimo aforado fue de 122.7 l/s y el gasto máximo de 151.2 l/s.

En lo que respecta a la descarga # 2, "atrás de la central camionera", el gasto promedio aforado es de 31.9 l/s, con un gasto mínimo de 28.0 l/s y un gasto máximo de 38.2 l/s.

Tras realizar las visitas de campo a la población de manera conjunta con el Organismo Operador, se detectaron deficiencias en el sistema de abastecimiento de agua potable, ya que existe una aportación excesiva hacia el sistema de alcantarillado proveniente de las fugas derivadas de rupturas en la red de agua potable, así como de los túneles subterráneos presentes en el subsuelo, los cuales conducen caudales significativos alimentados de arroyos circundantes y del mismo río Taximaroa. Asimismo, debido a que la infraestructura existente en cuanto a red de alcantarillado y pluvial se encuentra combinada, en temporada de lluvias se presentan avenidas mayores, generando un caudal superior al consumo de agua potable por habitante por día en esta localidad.



Debido a esta problemática, el gasto aforado total promedio fue de 170.0 l/s, siendo que la dotación de agua potable en esta localidad es de apenas 140 l/hab/día. Sin embargo, para fines de gastos de diseño, se utilizará como referencia el consumo de 140 l/hab/día, basados en el hecho de que, según las estadísticas proporcionadas por la CONAPO, la tasa de crecimiento de la población es baja. Asimismo, el Organismo Operador considera que tendrá subsanadas las deficiencias en la red de agua potable y pluvial en la brevedad posible.

3.1.6.1 Gastos de Diseño y Modulación

Para determinar los gastos de diseño del Proyecto, se aplicaron las siguientes consideraciones:

3.1.6.1.1 Población de proyecto.

Se consideró la población proporcionada por el INEGI, la cual reporta una población de 57,773 habitantes para el año 2005, y tras realizar el análisis de la proyección futura de la población, se estimó de 87,587 habitantes para el año 2027, de acuerdo al análisis presentado en incisos anteriores.

3.1.6.1.2 Consumo de agua potable.

De acuerdo con las normas para Agua Potable editadas por la CNA (1994), para esta localidad corresponde un consumo mínimo de 140 l/hab/día.



3.1.6.2 Dotación de agua potable

3.1.6.2.1 Dotación Actual.

La dotación actual se determinó en base del gasto extraído de 140 l/s y la población actual 60,000 hab.

$$D=140 \times 86400 / 60,000 = 212 \text{ l/hab/día}$$

Debe aclararse que esto es una dotación teórica en realidad una gran parte del gasto extraído de 140 l/s se utiliza para otros objetivos con 10% para la ganadería, 18% para la limpieza de patios y calles y 25% de jardines de casas y jardines comunitarios en total del agua potable con otros usos es de un 53%.

Tomando en cuenta las altas temperaturas durante todo el año se requiere agua para mantener una vida normal, esto explica el gran porcentaje de agua potable utilizado. Considerando un 47% para fines domésticos resultan 65.8 l/s, dato muy congruente con los gastos aforados basándose en las pérdidas físicas de agua potable.

3.1.6.2.2 Dotación Futura.

La dotación se define con base en el consumo y las pérdidas de agua potable, las pérdidas actualmente se estiman en un 34.09%, y para el final del período (2027) se considera su disminución hasta un 25%, tomando en cuenta la rehabilitación de la red de agua potable que deberá realizarse a corto plazo se tendrá una dotación de 212 l/hab/día.



3.1.6.2.3 Aportación.

Para el proyecto de Alcantarillado Sanitario, y de acuerdo con las Normas para Alcantarillado Sanitario, la aportación al sistema de alcantarillado será el 75% de la dotación de agua potable, resultando un valor de 159 l/hab/día como gasto de aportación.

3.1.6.2.4 Coeficiente de Previsión.

Basándose en las Normas de proyecto para Alcantarillado Sanitario, de la CNA, se considera un valor de $C = 1.50$, para el cálculo del gasto máximo extraordinario ($242.50 \times 1.50 = 363.74$ l/s)

3.1.6.3 Gastos de aguas residuales.

Con los datos de población, aportación y coeficiente de previsión se calculan los gastos para todo el período obteniéndose los siguientes valores:

Se calculan los diferentes gastos de diseño, aplicando las siguientes expresiones:

Donde:

$$Q_{med}(l / seg) = \frac{Pp(Hab) \times Aport.(l / Hab / día)}{86,400(seg / día)}$$



Q_{med}: Gasto Medio Anual

P_p: Población de Proyecto

Aport.: Aportación

Para Gasto mínimo y máximo instantáneo, será:

$$Q_{\min} = Q_{\text{med}} \times 0.5$$

$$Q_{\max(\text{inst.})} = Q_{\text{med}} \times M$$

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}}$$

Donde:

M: Coeficiente de Harmon

Q_{mín}: Gasto mínimo

Q_{máx (inst.)}: Gasto máximo instantáneo

P: Población de proyecto



Con base en las investigaciones y los estudios realizados se determinaron los datos básicos del proyecto. La planta está proyectada para el período económico de 20 años (año 2027).

Tabla 19. Cálculo de Gastos.

Año	Población (hab.)	Coeficiente Harmon	Consumo (l/hab/día)	Pérdidas (%)	Dotación (l/hab/día)	Aportación (l/hab/día)	GASTOS DE AGUA RESIDUAL			
							Q mín.	Q med.	Q máx. Int.	Q máx. Ext.
							l/s	l/s	l/s	l/s
2005	57,773	2.21	140	35.00	215	162	54.01	108.02	238.37	357.55
2006	58,876	2.20	140	34.55	214	160	54.66	109.31	240.42	360.63
2007	60,000	2.19	140	34.09	212	159	55.32	110.63	242.50	363.74
2008	61,146	2.18	140	33.64	211	158	55.99	111.97	244.60	366.90
2009	62,314	2.18	140	33.18	210	157	56.67	113.33	246.74	370.11
2010	63,503	2.17	140	32.73	208	156	57.36	114.72	248.90	373.36
2011	64,716	2.16	140	32.27	207	155	58.06	116.12	251.10	376.65
2012	65,952	2.16	140	31.82	205	154	58.78	117.55	253.33	379.99
2013	67,211	2.15	140	31.36	204	153	59.50	119.00	255.59	383.38
2014	68,494	2.14	140	30.91	203	152	60.24	120.48	257.87	386.81
2015	69,802	2.13	140	30.45	201	151	60.99	121.98	260.20	390.29
2016	71,135	2.13	140	30.00	200	150	61.75	123.50	262.55	393.82
2017	72,493	2.12	140	29.55	199	149	62.52	125.04	264.93	397.40
2018	73,877	2.11	140	29.09	197	148	63.31	126.61	267.35	401.03
2019	75,288	2.10	140	28.64	196	147	64.11	128.21	269.80	404.70
2020	76,725	2.10	140	28.18	195	146	64.92	129.83	272.29	408.43
2021	78,190	2.09	140	27.73	194	145	65.74	131.48	274.81	412.21
2022	79,683	2.08	140	27.27	193	144	66.58	133.15	277.36	416.04



2023	81,205	2.08	140	26.82	191	143	67.43	134.85	279.95	419.92
2024	82,756	2.07	140	26.36	190	143	68.29	136.58	282.57	423.86
2025	84,336	2.06	140	25.91	189	142	69.17	138.33	285.23	427.85
2026	85,946	2.05	140	25.45	188	141	70.06	140.11	287.93	431.89
2027	87,587	2.05	140	25.00	187	140	70.96	141.92	290.66	435.99

Ref: Elaboración propia para la propuesta

Se analizaron las posibilidades de modulación de la planta y su construcción por etapas, se propuso la modulación de la planta de dos módulos.

Cuadro 20. Gastos de diseño PTAR Cd. Hidalgo.

Tabla 20. Gastos de Diseño.

2007	110.63	6.64	117.27	Se propone que se construya en una sola etapa
2017	125.04	7.50	132.54	
2027	141.92	8.08	150.00	

Ref: Elaboración propia para la propuesta

Con base en el análisis de los gastos de agua residual para la localidad de Cd. Hidalgo, el gasto de diseño para la futura planta de tratamiento será de 150.00 l/s, que incluye gastos medios de agua residual de 141.92 l/s y 8.08 l/s (aproximadamente 6%) de gastos casuales (gastos pluviales que entran a través de los pozos de visita de la red sanitaria, de techos y patios de las casas, etc.).



Se realizó el diseño de la PTAR en dos módulos de 75.00 l/s y la construcción se realizará en una sola etapa, debido a que los gastos de agua residual actuales y futuros tienen poca variación y no se puede realizar la construcción en dos etapas.

3.2 Muestreo y Caracterización de las Aguas Residuales

Esta etapa sirvió para definir las características físico – químicas del agua influente de la planta de tratamiento y se realizó como a continuación se indica.

3.2.1 Estaciones de Monitoreo

Los sitios para la realización de la toma de muestras, fueron los mismos que donde se realizaron los aforos, descritos anteriormente.

El pozo de aforo # 1 se encuentra ubicado al Sur de la localidad, a sobre el bordo izquierdo del río Taximaroa, y se denominó “Descarga 1, Río Chico”.

El pozo de aforo # 2 se encuentra ubicado en la esquina de la Av. Florentino López y la calle Vicente Ortiz Carrillo, a un costado de la cancha de futbol rápido, en la zona Sureste de la localidad. (“Descarga 2, atrás de la central camionera”)

3.2.2 Muestreo y Análisis de Campo

En forma simultánea al aforo y con intervalos de cuatro horas, se tomaron muestras simples de agua residual para su posterior análisis. Parte de la muestra colectada se empleó para los análisis de campo y se tomó un volumen adicional que se preservó y almacenó para conformar muestras compuestas de 24 horas.



Análisis de Campo.

Durante los aforos se obtuvieron en campo los siguientes parámetros de agua residual:

- *Temperatura ambiente y del agua residual*
- *pH*
- *Conductividad*
- *Sólidos sedimentables*
- *Color*
- *Olor*

Los resultados de los análisis de campo se presentan en el Anexo B; el análisis y procedimiento de datos de los muestreos se detallan a continuación.

3.2.3 Muestreo y Análisis de Laboratorio de Muestras Compuestas

3.2.3.1 Período de muestreo

La toma de muestras y determinaciones de campo se realizó cada cuatro horas para conformar una muestra compuesta por día, en función de los caudales aforados, como lo marca el procedimiento obligatorio para el muestreo de descargas (Artículo 278-B de la Ley Federal de Derechos en Materia de agua), de acuerdo a las siguientes definiciones y fórmulas.



Muestra compuesta: es la que resulta de mezclar el número de muestras simples, según lo indicado en la tabla de frecuencias de muestreo (para este caso son 6 muestras simples). Para conformar la muestra compuesta, el volumen de cada una de las muestras simples es proporcional al caudal de la descarga en el momento de su toma.

El volumen de cada muestra simple necesario para formar la muestra compuesta se determinó mediante la siguiente ecuación.

Donde:

$$VMS_i = VMC \times \left(\frac{Q_i}{Q_t} \right)$$

VMS_i = Volumen de cada una de las muestras simples "i", litros.

VMC = Volumen de cada muestra compuesta necesario para realizar la totalidad de los análisis de laboratorio requeridos, litros.

Q_i = Caudal medido en la descarga en el momento de tomar la muestra simple, litros por segundo.

$Q_t = \sum Q_i$ hasta Q_n , litros por segundo.



Con base en los muestreos simples y en función de los gastos se prepararon siete muestras compuestas, que fueron utilizadas para la obtención de la calidad de agua residual de Cd. Hidalgo.

Las muestras se prepararon de acuerdo a la normatividad; los recipientes, el almacenamiento y su transporte se llevaron a cabo como lo indican las especificaciones fijadas por la NOM. Se cumplió con las exigencias de obtener resultados confiables en el laboratorio.

3.2.3.2 Tipo de muestras

Se analizaron las muestras compuestas de 24 horas en el laboratorio, para la determinación de grasas y aceites y parámetros bacteriológicos se entrega una muestra individual por separado indicándose la hora en que fue recolectada.

3.2.3.3 Preservación, almacenamiento y transporte de las muestras

Los procedimientos para la recolección, preservación, almacenamiento y transporte de las muestras se realiza de acuerdo a lo que establece la Norma Oficial Mexicana NOM-AA-3-1980 “Aguas Residuales Muestreo”, así como en el Procedimiento obligatorio para el muestreo de descargas (Artículo 278-B de la Ley Federal de derechos en Materia de Agua).

Para la preservación de las muestras se consideraron las Normas Oficiales Mexicanas o en su defecto, se siguieron las recomendaciones indicadas en el “Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater” 20th Edition, 1998, de acuerdo a la siguiente tabla resumen:



Tabla 21. Requerimientos especiales para la toma de muestras y su preservación.

Determinación	Contenedor	Volumen mínimo de muestra (ml)	Preservación	Almacenamiento máximo recomendado
Acidez	Vidrio, plástico	100	Refrigeración	24h - 14d
Alcalinidad	Vidrio, plástico	200	Refrigeración	24h - 14d
DBO	Vidrio, plástico	1000	Refrigeración	6 - 48h
Boro	Plástico	100	No se requiere	28d - 6meses
Bromuro	Vidrio, plástico	-	No se requiere	28d
Carbono orgánico total	Vidrio	100	Analizar inmediatamente o refrigerar y adicionar HCl a pH < 2	7-28d
Cloro residual	Vidrio, plástico	100	Analizar inmediatamente	0.5 h
Dióxido de cloruro	Vidrio, plástico	500	Analizar inmediatamente	0.5 h
Clorofila	Vidrio, plástico	500	30 días en oscuridad	30d
Color	Vidrio, plástico	500	Refrigeración	48 h
Conductividad	Vidrio, plástico	500	Refrigeración	28d
Cianuros total	Vidrio, plástico	500	Adicionar NaOH a pH > 12, refrigerar en oscuridad	24h - 14d
Cianuros debido a cloración	Vidrio, plástico	500	Adicionar 100 mg Na ₂ S ₂ O ₃ /l	14d
Fluoruros	Plástico	300	No requiere	28d
Dureza	Vidrio, plástico	100	Adicionar HNO ₃ a pH <2	6 meses
Ioduro	Vidrio, plástico	500	Analizar inmediatamente	0.5 h
Metales	Vidrio, plástico	-	Para disolución, filtrar y adicionar HNO ₃ a pH <2	6 meses



<i>Cromo hexavalente</i>	<i>Vidrio, plástico</i>	<i>300</i>	<i>Refrigerar</i>	<i>24h</i>
<i>Mercurio</i>	<i>Vidrio, plástico</i>	<i>500</i>	<i>Adicionar HNO_3 a pH <2, refrigerar</i>	<i>28d</i>
<i>Amoníaco</i>	<i>Vidrio, plástico</i>	<i>500</i>	<i>Adicionar H_2SO_4 a pH <2</i>	<i>7-28d</i>
<i>Nitratos</i>	<i>Vidrio, plástico</i>	<i>100</i>	<i>Analizar tan pronto como sea posible</i>	<i>48h</i>
<i>Nitrato + nitrito</i>	<i>Vidrio, plástico</i>	<i>200</i>	<i>Adicionar H_2SO_4 a pH <2</i>	<i>48h</i>
<i>Nitrito</i>	<i>Vidrio, plástico</i>	<i>100</i>	<i>Analizar tan pronto como sea posible</i>	<i>49h</i>
<i>Nitrógeno orgánico Kjendahl</i>	<i>Vidrio, plástico</i>	<i>500</i>	<i>Refrigerar, adicionar H_2SO_4 a pH <2</i>	<i>7-28d</i>
<i>Olor</i>	<i>Vidrio</i>	<i>500</i>	<i>Analizar tan pronto como sea posible</i>	<i>6h</i>
<i>Grasas y aceites</i>	<i>Vidrio</i>	<i>1000</i>	<i>Adicionar H_2SO_4 a pH <2, refrigerar</i>	<i>28d</i>
<i>Pesticidas</i>	<i>Vidrio</i>	<i>-</i>	<i>Refrigerar, adicionar 1,000 mg de ácido ascórbico/l, si hay cloro residual presente</i>	<i>7d</i>
<i>Fenoles</i>	<i>Vidrio, plástico</i>	<i>500</i>	<i>Adicionar H_2SO_4 a pH <2, refrigerar</i>	<i>28d</i>
<i>Oxígeno disuelto</i>	<i>Vidrio (frasco de DBO)</i>	<i>300</i>	<i>Analizar inmediatamente</i>	<i>0.5</i>
<i>Ozono</i>	<i>Vidrio</i>	<i>1000</i>	<i>Analizar inmediatamente</i>	<i>0.5</i>
<i>pH</i>	<i>Vidrio, plástico</i>	<i>-</i>	<i>Analizar inmediatamente</i>	<i>2h</i>
<i>Fosfatos</i>	<i>Vidrio</i>	<i>100</i>	<i>Para fosfatos disueltos, filtrar inmediatamente, refrigerar</i>	<i>48h</i>
<i>Salinidad</i>	<i>Vidrio</i>	<i>240</i>	<i>Analizar inmediatamente</i>	<i>6 meses</i>
<i>Sílica</i>	<i>Vidrio, plástico</i>	<i>-</i>	<i>Refrigerar</i>	<i>28d</i>
<i>Sólidos</i>	<i>Vidrio, plástico</i>	<i>1000</i>	<i>Refrigerar</i>	<i>2-7d</i>



Sulfato	Vidrio, plástico	-	Refrigerar	28d
Sulfuro	Vidrio, plástico	100	Refrigerar, adicionar 4 gotas de sulfato de zinc 2N/100ml, adicionar NaOH a pH >9	7-28d
Gusto	Vidrio	500	Analizar tan pronto como sea posible, refrigerar	24h
Temperatura	Vidrio, plástico	-	Analizar inmediatamente	
Turbidez	Vidrio, plástico	-	Analizar el mismo día, guardar en refrigeración y en la oscuridad	24-48h

a) Métodos de análisis.

La Norma y/o método que se utiliza en los procedimientos de prueba, para analizar las muestras en el laboratorio son los siguientes, y dependen del tipo de análisis a realizar y corresponden a los parámetros por indicados en el siguiente cuadro:

.Tabla 22. Normas y/o métodos para el análisis de muestras.

Parámetro	Norma Y/O Procedimiento de Prueba
Sólidos	NMX-AA-034-SCFI-2001
DBO total y soluble	NMX-AA-028-SCFI-2001
Nitrógeno total.	NMX-AA-026-SCFI-2001
Nitritos.	NMX-AA-99-1987
Nitratos.	NMX-AA-079-SCFI-2001
Fósforo total.	NMX-AA-029-SCFI-2001
Sólidos sedimentables.	NMX-AA-004-SCFI-2000
Coliformes fecales; NMP/100 ml.	NMX-AA-042-1987
Coliformes totales; NMP/100 ml.	NMX-AA-042-1987
Grasas y Aceites.	NMX-AA-0005-SCFI-2000
SAAM	NMX-AA-039-SCFI-2001
Huevos de Helmintos.	NMX-AA-113-SCFI-1999
Arsénico	NMX-AA-46-1981
Cadmio.	NMX-AA-051-SCFI-2001
Cianuro.	NMX-AA-058-SCFI-2001
Cobre.	NMX-AA-051-SCFI-2001
Mercurio.	NMX-AA-064-1981



<i>Níquel.</i>	NMX-AA-051-SCFI-2001
<i>Plomo.</i>	NMX-AA-051-SCFI-2001
<i>Zinc.</i>	NMX-AA-051-SCFI-2001

b) Parámetros a determinar

Las muestras compuestas de las descargas, se analizaron bajo los siguientes parámetros: pH, conductividad, grasas y aceites (1 muestra simple), sólidos en todas sus formas, DBO₅ total, DBO₅ soluble, DQO total, DQO soluble, nitrógeno total Kjeldhal, nitratos, nitritos, fósforo total, detergentes, coliformes totales, coniformes fecales (1 muestra simple).

c) Vaciado e integración de resultados

Los resultados obtenidos en el laboratorio tras analizar las muestras de ambas descargas, se detallan en el Anexo B.

3.2.3.4 Evaluación de Resultados de Campo y Laboratorio

Con objeto de conocer la calidad de agua del influente de la planta (agua residual cruda), se procesaron los datos de los estudios de campo y los análisis del laboratorio; el resumen de la calidad del agua se presenta en el siguiente cuadro.



Tabla 23. Calidad del agua del influente.

Parámetro	Descargas
pH; unidades de pH	6.82
Conductividad; $\mu S/cm$.	485.07
Sólidos sedimentables, ml/L.	0.64
Sólidos Suspendidos Totales; mg/L.	131.74
Grasas y Aceites, mg/L.	90.51
Demanda Bioquímica de Oxígeno Total; mg/L.	150.21
Nitrógeno total Kjeldhal; mg/L.	19.91
Nitratos; mg/L.	0.03
Nitritos; mg/L.	0
Fósforo total; mg/L.	5.06
Coliformes fecales; NMP/100 ml.	2.74 E+07
Arsénico mg/L	0.028
Cadmio mg/L	0.06
Cianuro mg/L	<0.0033
Cobre mg/L	0.04
Cromo mg/L	<0.040
Mercurio mg/L	<0.007
Níquel mg/L	<0.040
Plomo mg/L	<0.040
Zinc mg/L	0.13

Ref: Elaboración Laboratorio contratado si + i

De los resultados obtenidos se realizó un promedio entre las dos descargas analizadas, llegando a un resultado de diseño de: 150.21 mg/l de Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO_5) y 131.74 mg/l de Sólidos Suspendidos Totales (SST).

Los resultados obtenidos de la caracterización de agua residual en el laboratorio, se evaluaron de acuerdo a la clasificación de agua residual doméstica señalada por los rangos establecidos por Metcalf y Eddy (1991), en donde se muestran los contaminantes y valores típicos presentados en el siguiente cuadro.



Tabla 24. Parámetros y concentraciones típicas de aguas residuales domésticas, de acuerdo a la clasificación de Metcalf y Eddy (1991).

Parámetros	Concentración		
	Alta	Media	Débil
Sólidos Totales (mg/l)	1200	720	350
Disueltos Totales	850	500	250
Fijos	525	300	145
Volátiles	325	200	105
Suspendidos Totales (mg/l)	350	220	100
Fijos	75	55	20
Volátiles	275	165	80
Sólidos sedimentables (ml/l)	20	10	5
DBO ₅ a 20°C (mg/l)	400	220	110
COT (mg/l)	290	160	80
DBQ (mg/l)	1000	500	250
Nitrógeno (Total como N) (mg/l)	85	40	20
Orgánico	35	15	8
Amoníaco Libre	50	25	12
Nítricos	0	0	0
Nitratos	0	0	0
Fósforo (Total como P) (mg/l)	15	8	4
Orgánico	5	3	1
Inorgánico	10	5	3
Alcalinidad (como CaCo ₃) (mg/l)	200	100	50
Grasas y Aceite (mg/l)	150	100	50
Coliformes	$1 \times E + 10^{10}$	$1 \times E + 10^8$	$1 \times E + 10^6$

Ref: Manual de Diseño de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, CNA

De acuerdo con el cuadro anterior, el agua residual del influente a la planta de la localidad de Cd. Hidalgo es de clasificación media o débil concentración, por las cargas de los principales contaminantes como de DBO, SST, Fósforo y carga media de Nitrógeno y Coliformes Fecales.



En la localidad de Cd. Hidalgo no se cuenta con zonas industriales que pudieran producir carga contaminante al sistema de alcantarillado, debido a que las industrias no tienen descargas de agua residual.

A continuación se muestran los valores obtenidos de los principales parámetros como: DBO, SST, G y A, Nitrógeno y Fósforo, en el cuadro de resumen de resultados del agua residual.

Tabla 25. Calidad del agua residual.

Parámetro	Unidades	Valor Promedio	Nivel
DBO ₅	mg/l	150.21	Medio
SST	mg/l	131.74	Medio
G y A	mg/l	90.51	Medio
N	mg/l	19.91	Débil
P	mg/l	5.06	Medio
Coliformes Totales	NPM/100ml	2.74E+07	Débil - Medio

Ref: Elaboración Laboratorio contratado si + i

Las cargas son débiles y medias para todos los parámetros determinados al ser comparados con los datos del cuadro de parámetros indicados en las características típicas de aguas residuales domésticas.



3.2.3.5 Conclusiones de la Caracterización.

La calidad del agua cruda obtenida en el laboratorio, resultado de los muestreos realizados, comprueba que el agua residual de la localidad de Cd. Hidalgo es de tipo doméstico y puede ser tratada con todos los tipos de sistema de tratamiento biológico, además de que su tratamiento debe ser el más adecuado para que cumpla con la normatividad vigente de la calidad del efluente.

3.2.3.6 Eficiencias requeridas y calidad del efluente

La Norma NOM-001-SEMARNAT/1996 que controla los niveles de contaminación de las descargas de aguas residuales será la base normativa de la calidad de agua tratada que será descargada para su posterior uso.

En la conceptualización del presente proyecto, se definió que se deberá desarrollar el sistema de tratamiento, de tal forma que cumpla con las diferentes características del cuerpo receptor, de acuerdo con la norma **NOM-001-SEMARNAT/1996**, que establece las características que deben cumplir las aguas residuales que se viertan a los diferentes cuerpos receptores, estos cuerpos se dividen en tres categorías que son tipo A, tipo B y tipo C, de los cuales sus características se muestran en el siguiente cuadro:



Tabla 26. Características de las aguas residuales de acuerdo al cuerpo receptor.

Límites Máximos Permisibles para Contaminantes Básicos, Metales Pesados y Cianuros									
Parámetros (miligramos por litro)	Cuerpos Receptores								
	Tipo A			Tipo B					Tipo C
	Ríos con uso en riego agrícola; Acuíferos	Aguas costeras con explotación pesquera, navegación y otros usos	Suelo con uso en riego agrícola	Ríos con uso público urbano, Acuíferos	Embalses naturales y artificiales con uso en riego agrícola	Aguas costeras con uso en recreación	Estuarios	Humedales Naturales	Ríos con uso en protección de vida acuática; Embalses Naturales y Artificiales con uso público urbano, Acuíferos.
	P.M	P.M	P.M	P.M	P.M	P.M	P.M	P.M	P.M
Grasas y Aceites	15	15	15	15	15	15	15	15	15
Sólidos Suspendidos Totales	150	150	N.A	75	75	75	75	75	40
Demanda Bioquímica de Oxígeno	150	150	N.A	75	75	75	75	75	30
Nitrógeno(*)	40	N.A	N.A	40	40	N.A	15	N.A	15
Fósforo(*)	20	N.A	N.A	20	20	N.A	5	N.A	5
Arsénico(*)	0.2	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1
Cadmio(*)	0.2	0.1	0.05	0.2	0.2	0.2	0.1	0.1	0.1
Cianuros(*)	1	1	2	1	2	2	1	1	1
Cobre(*)	4	4	4	4	4	4	4	4	4
Cromo(*)	1	0.5	0.5	0.5	1	1	0.5	0.5	0.5
Mercurio(*)	0.01	0.01	0.005	0.005	0.01	0.01	0.01	0.005	0.005
Níquel(*)	2	2	2	2	2	2	2	2	2
Plomo(*)	0.5	0.2	5	0.2	0.5	0.5	0.2	0.2	0.2
Zinc(*)	10	10	10	10	10	10	10	10	10

(*) Medidos de manera total N. A. No Aplica; M. Promedio Mensual; Ley Federal de Derechos.



El cuerpo receptor es del tipo B (Ríos con uso público urbano), la descarga del agua tratada será de manera directa al Río Taximaroa, para ligar finalmente al sistema de agua potable del D.F, por lo que la descarga debe cumplir con las características de este cuerpo receptor, al cual se le conoce como 75/75, que corresponde a los parámetros de Demanda bioquímica de oxígeno (DBO_5) y Sólidos suspendidos totales (SST).

Tabla 27. Parámetros principales del efluente.

Calidad de Agua Efluente de la Planta de Tratamiento			
Parámetro	Unidad	Cantidad	
		Tipo B	Tipo C
DBO_5	mg/l	75	30
SST	mg/l	75	40
G y A	mg/l	15	15
Nitrógeno orgánico	mg/l	40	15
Fósforo total	mg/l	20	5
Coliformes Totales	NMP/100ml	1.00E+03	

Ref: NOM SEMATNAT-001/96

Se calcularon las eficiencias necesarias que debe tener la planta de tratamiento, los cuales se muestran en el siguiente cuadro.



Tabla 28. Cálculo de la eficiencia en remoción de los contaminantes.

Parámetro	Unidad	Inicio	Final	%
DBO ₅	mg/l	150.21	75	51
SST	mg/l	131.74	75	43
G y A	mg/l	90.51	15	84
Nitrógeno orgánico	mg/l	19.91	40	--
Fósforo total	mg/l	5.06	20	--
Coliformes Totales	NMP/100ml	2.74E+07	1.0E+03	99.99

Ref: Elaboración propia para la propuesta

4 DESCRIPCIÓN DE LA PLANTA PROPUESTA.

Las unidades de que consta el proceso de tratamiento (PTAR), son las siguientes:

- Pretratamiento (1)
- Cárcamo de agua residual (1)
- Tanques de aeración (2)
- Sedimentadores Secundarios (2)
- Tanque contacto de cloro (1)
- Caseta de cloración (1)
- Espesador de Lodos (2)



- *Digestor aerobio (1)*
- *Filtro banda (2)*

Como parte del sistema integral propuesto para el proceso de tratamiento, se cuenta con los siguientes componentes que se localizan dentro del predio de la PTAR.

- Caseta de vigilancia.
- Edificios Administrativos.
- Casa de Fuerza y Taller.
- Cárcamo de agua residual cruda.
- Caja de distribución.
- Cárcamos de recirculación de lodos y de sobrenadantes.
- Tubería de excedencia (by-pass) en el cárcamo de agua residual.
- Descarga de agua tratada.

4.1 Pretratamiento.

El pretratamiento, se compone de una caja de llegada, tres canales de rejillas y tres canales desarenadores. El pretratamiento se deberá diseñar con el gasto máximo instantáneo y se revisará con los gastos medio y mínimo.



Las rejillas se diseñaron para retener sólidos gruesos, con dimensiones mayores de 25 mm y desarenador para sólidos inorgánicos (arena) con objeto de evitar su entrada al cárcamo de agua residual y a los componentes de la planta.

La velocidad en el canal con rejillas es de 0.70 m/s, se proponen barras con espacio entre ellas de 25 mm (con inclinación de la rejilla de 60°).

Para parar el flujo y poder alternar los canales de rejilla y desarenadores se deberán instalar tres compuertas deslizantes al inicio de los canales de rejillas.

Los desarenadores se diseñaron con velocidad de 0.30 m/s, en caso de que no se tenga arena acumulada en el fondo, y se revisaron para los casos en que sí exista arena acumulada. Proponiendo un ancho de 1.10 m y considerando las velocidades de sedimentación de las partículas se calculó la longitud de 13.60 m y un tirante máximo de 0.96 m, los resultados de diseño del pretratamiento se muestran en el Capítulo 5.

Los vertedores proporcionales “Sutro”, propuestos para mantener velocidades uniformes en los desarenadores serán construidos en placa de acero con dimensiones de 1100 x 1300 mm y espesor de 6.35 mm (1/4”), tienen ancho de los orificios en la base de 700 mm y altura en la parte recta de 1000 mm,

Puede medir gastos de 9.87 l/s (mínimo) y 338.74 l/s (máximo), cada centímetro de altura “h” correspondiente al gasto unitario de 9.86 l/s, la altura para gasto máximo instantáneo del proyecto de 325.50 l/s sería de 41 cm.



Los cálculos para la elaboración de los vertedores proporcionales y la relación altura (carga) –gasto se muestra en el Capítulo 5, se propuso un medidor Parshall con ancho de garganta de 23 cm, los gastos se medirán con este vertedor Parshall.

4.2 Cárcamo de Agua Residual Cruda.

Se diseñó para funcionar con gasto máximo instantáneo 325.50 l/s se contará con cuatro bombas sumergibles de 83 HP para 108.00 l/s, y de las cuales tres estarán en funcionamiento y una de reserva. El gasto proporcionado por las bombas se conducirá mediante la línea de presión de 20" que descargarán el flujo en la caja de distribución.

4.3 Caja de Distribución.

Esta estructura se ubica en la parte alta del predio, desde donde el agua pasa por gravedad hasta la salida de la planta. La estructura se compone de un tanque de descarga, un vertedor de cresta delgada y un tanque repartidor de gastos. El efluente de salida se conduce a los tanques de aeración por medio de dos tuberías de acero de 16" (TA-8").

4.4 Tanques de Aeración.

Son estructuras rectangulares. Los dos tanques (estarán divididos en el centro por medio de un muro) cuentan con cuatro aeradores superficiales de 25 HP cada



uno, montados sobre puentes de operación (estructuras de concreto). La alimentación es mediante una caja de repartición de flujo con compuertas deslizantes. El flujo de salida de los tanques se vierte a caja de recolección de flujo, de donde se conduce por gravedad a los sedimentadores secundarios. Los tanques de aeración se diseñaron con gasto medio de 75 l/s, más un gasto de recirculación del 43% (32.25 l/s) en total 107.25 l/s.

El diseño de los tanques de aeración se realizó en base de la cinética del agua residual a tratar, utilizando los resultados de la calidad del agua residual, los valores de los coeficientes cinéticos, la concentración de SSV en los reactores y la calidad de agua tratada que se pretende obtener.

Debe mencionarse que el diseño se hizo con unas concentraciones relativamente bajas (SSLM = 3000 mg/l y SSVLM = 2400 mg/l), los parámetros principales que resultaron (TRH= 4.54 horas, F/M = 0.29 días⁻¹, Cargas Volumétricas = 0.69 kg DBO₅/m³, θ = 10 días y un porcentaje de recirculación de 43%) están dentro de los parámetros de lodos activados convencional. Se determinaron las cantidades de oxígeno necesario para el proceso, que resultaron 1,042.00 kg O₂/día para cada tanque y 4 x 25 HP, se determinó la cantidad y potencias de los aeradores mecánicos superficiales propuestos y la revisión de la capacidad de mezclado.

Se calculó la cantidad de lodos para el balance de sólidos y se determinaron los parámetros y dimensiones de los componentes de tratamiento de lodos.

Los cálculos de los tanques de aeración y el balance de sólidos se muestran en el Capítulo 5.



4.5 Sedimentadores Secundarios.

Se trata de dos tanques circulares. La alimentación es central (por la parte central) descargando al centro de la estructura. Los sedimentadores cuentan con un sistema de rastras movidas con equipo electromecánico de 0.5 HP de potencia ubicados sobre la columna central de acero.

Los lodos se recolectan en la parte inferior de la estructura (lodos secundarios) y se recirculan a los tanques de aeración y los lodos de desecho se envían a los espesadores, la salida de los lodos y su desecho se realizará por bombeo. El efluente de agua sedimentada se vierte sobre vertedores triangulares perimetrales y se recolecta en una canaleta rectangular de donde se conduce por gravedad hacia el tanque de cloración. También en cada sedimentador se cuenta con sistema de recolección de sobrenadantes que son vertidos hacia la trampa de natas, donde se retienen las natas y el agua pasará al sistema de alcantarillado de la planta, y de allí al cárcamo de sobrenadantes de donde se envían para su reciclaje.

Los sedimentadores se diseñaron con gasto medio más gastos de recirculación y revisaron con gasto máximo, para calcular las cargas de sólidos.

Los criterios de diseño de los sedimentadores secundarios fueron con una carga hidráulica superficial de $28.50 \text{ m}^3/\text{m}^2/\text{día}$ tomando en cuenta que los sedimentadores secundarios reciban también la carga del tanque de oxidación, del proceso.

Con las dimensiones obtenidas se revisaron las cargas de sólidos y las cargas hidráulicas de los vertedores y se comprobó que están dentro de los rangos, en base de este las dimensiones de los sedimentadores secundarios se determinaron en



base de las cargas hidráulicas superficiales, se elaboraron los planos funcionales y estructurales.

4.6 Tanque de Contacto de Cloro.

En esta estructura con forma rectangular se desinfecta el agua, su propósito es limpiar el agua bacteriológicamente de los organismos patógenos mediante la inyección de gas cloro, la entrada del flujo de agua es por medio de la tubería de acero de 24" y la salida del tanque es por medio de un vertedor el flujo pasará hacia el registro de descarga y de allí se continúa por gravedad a fuera de la planta de tratamiento hacia el Río Taximaroa.

El tanque de cloración se diseñó con gasto máx. inst. y TRH de 15 min, la capacidad del sistema de cloración deberá determinar para una dosis de cloro de 8 mg/l promedio, el clorador tendrá capacidad de cubrir de 4 a 12 mg/l.

4.7 Cárcamo de Recirculación de Lodos.

Representa una estructura de sección rectangular. Este cárcamo recibe los lodos de los sedimentadores secundarios y los envía hacia los tanques de oxidación (recirculación) y al espesador de lodos, mediante una bomba sumergible de 10.0 HP para un gasto de 32.00 l/s, y C.D.T. de 13.50 m; la segunda bomba será de reserva.

De cada sedimentador se deberán extraer 114.27 m³/día de lodos cuando su altura ocupa aproximadamente un tercio de la altura de la estructura.



4.8 *Espesadores de Lodos.*

Los espesadores de lodos son una estructura circular, recibirá los lodos de los sedimentadores secundarios. Los lodos espesados se envían (en este caso por gravedad) hacia el digestor aerobio y las aguas y sobrenadantes se recolectan y envían hacia el cárcamo de sobrenadantes de donde se bombean para su reciclaje. Para la recolección de lodos se cuenta con un sistema de rastras accionadas con equipo electromecánico de 0.75 HP montado sobre puente de operación.

El diseño de los espesadores se realizó en base del balance de sólidos (cantidad de lodos secundarios) que entran al espesador ($114.27 \text{ m}^3/\text{día}$) y aplicando la carga de sólidos de $25.50 \text{ kg/m}^2.\text{día}$ se determinaron las dimensiones, el TRH que resultó de 1.03 días y el volumen de lodos ($36.50 \text{ m}^3/\text{día}$) y sobrenadantes ($192.04 \text{ m}^3/\text{día}$) que salen del espesador. Ver los planos de los espesadores.

4.9 *Digestor Aerobio.*

Es una estructura rectangular. Cuenta con cuatro aeradores de 25 HP cada uno, montados sobre su sistema que los mantiene sobre el agua. Los lodos digeridos se bombean hacia los filtros banda.

El diseño del digestor aerobio se realizó en base de la cantidad de lodos secundarios ($1,880 \text{ kg/día}$) y suponiendo que los sólidos volátiles representan 80% de los sólidos totales.

Se determinó la reducción de los sólidos para las dos estaciones del año, durante el verano del 44% y para la época de invierno de 40% y el requerimiento de oxígeno (con una tasa de $2.2 \text{ kg O}_2/\text{kg SV}$ destruidos) se calcularon $1203.20 \text{ kg O}_2/\text{día}$ para el invierno y $1,473.99 \text{ kg de O}_2/\text{día}$ para el verano.



Con una edad de lodos de 30 días se obtuvo un TRH de 12.86 días que está dentro del rango recomendado (entre 10 y 20 días).

En base de los requerimientos máximos de oxígeno se determinó la cantidad y la capacidad de los aereadores mecánicos. Los cálculos de diseño se dan en el Anexo F, se elaboraron los planos.

4.10 Filtro Banda.

Como último proceso unitario en el manejo de los lodos será su deshidratación, la cual se llevará a cabo en el filtro Banda.

En base de la cantidad de lodos se determinó la capacidad de la banda, el tamaño y número (2 bandas), la concentración de los sólidos en la torta resultante sería de aproximadamente entre 20 y 22 %.

Se seleccionó filtro banda con tamaño de la banda de 1.50 m, el filtro banda deberá ser abierto una vez por día.

4.11 Cárcamo de Sobrenadantes y agua filtrada.

Recibe las aguas residuales que se generan en los edificios de la planta y los sobrenadantes (agua, que es la fracción de los sobrenadantes) de los sedimentadores secundarios y los espesadores, así como el agua filtrada de la deshidratación de los lodos por medio del filtro banda.

En el cárcamo serán instaladas dos bombas (una funcional y otra de reserva) con gasto de 5 l/s y CDT de 22.7 m, con motor de 5 HP.



4.12 Edificio administrativo y laboratorio

El edificio de las oficinas administrativas se ubicó cerca de la entrada y de las unidades de tratamiento como son: los tanques de aeración y los sedimentadores secundarios. Para el análisis y monitoreo de las aguas residuales tratadas se cuenta con un laboratorio adyacente al área administrativa.

4.13 Casa de fuerza y Taller.

Para la ubicación de los centros de carga y tableros de operación de los equipos electromecánicos se diseñó un cuarto cercano a las unidades que contarán con los equipos de mayor potencia; está ubicado frente a los tanques de aeración.

5 DISEÑO DE LA PLANTA.

5.1 Pretratamiento

El proyecto contempla dos canales, para efecto de mantenimiento se recomienda un tercer canal para alternar canales.

No. De unidades= 3

Datos de Diseño

Gasto medio	75.00	l/s =	0.075	m ³ /s
Gasto máx.	162.75	l/s =	0.1628	m ³ /s
Gasto min	37.50	l/s =	0.0375	m ³ /s



5.1.1 Diseño del canal de entrada

$$Q = A \cdot C \cdot (R_h \cdot I)^{0.5}$$

$A = h \cdot b$ Área hidráulica m^2 .

$R_h =$ Radio hidráulico, m $R_h =$ A / perímetro mojado

$C = ((R_h)^{1/6})/n$

$I =$ Pendiente hidráulica = a la pendiente del canal (s) = 0.0015
Coeficiente de rugosidad del material del

$n =$ canal

$n = 0.013$

$P_m =$ Perímetro mojado

Ancho de canal

(b) = 0.60 m

La velocidad máxima no debe ser mayor a 1.2 m/s en el canal.

El tirante mínimo no debe ser menor a 1 cm.

h (m)	A (m^2)	Pm (m)	Rh (m)	C	Rh*I	(Rh*I) ^{0.5}	Q (m^3/s)	Q (l/s)	v (m/s)
0.112	0.067	0.824	0.081	50.644	0.000	0.011	0.038	37.542	0.560
0.180	0.108	0.960	0.113	53.450	0.000	0.013	0.075	75.063	0.695
0.317	0.190	1.234	0.154	56.323	0.000	0.015	0.163	162.787	0.856

Resumen del dimensionamiento del canal de entrada

Ancho real del

canal = 0.60 m

	Q (l/s)	h (m)	v (m/s)
Mínimo	37.50	0.11	0.56
Medio	75.00	0.18	0.69
Máximo	162.75	0.32	0.86



5.1.2 Determinación de la sección efectiva del canal de rejillas después de la ampliación sin incluir el espesor de las barras.

$$B = 0.90 \text{ m}$$

h (m)	A (m ²)	Pm (m)	Rh (m)	C	Rh*I	(Rh*I) ^{0.5}	Q (m ³ /s)	Q (l/s)	v (m/s)
0.083	0.0742824	1.065072	0.0697	49.35	0.00010462	0.01023	0.0375	37.50	0.50
0.129	0.1164852	1.158856	0.1005	52.45	0.00015078	0.01228	0.0750	75.02	0.64
0.218	0.1962396	1.336088	0.1469	55.87	0.00022031	0.01484	0.1628	162.75	0.83

Resumen del dimensionamiento antes de cruzar las rejillas.

	Q (l/s)	h (m)	v (m/s)	
Mínimo	37.50	0.083	0.50	De acuerdo a Metcalf & Eddy Ingeniería de Aguas Residuales Tratamiento, vertido y reutilización Tomo I primera edición en español 1996 Página 510
Medio	75.00	0.129	0.64	
Máximo	162.75	0.218	0.83	
Espesor de barra (s) =		0.00635 m		Rejillas de limpieza manual
Separación entre barras (b)=		0.025 m		
No. de orificios para paso de agua = $Q_{\max} \cdot K_c / (b \cdot h \cdot v_r)$				Velocidad de aproximación= 0.90 m/s Pérdida de carga admisible= 150 mm Ángulo de la rejilla = 25 a 50 grados
K_c = Coeficiente que toma en cuenta los materiales de azolve				
$K_c = 1.05$				
b = separación de barrotes				Velocidad en los orificios de la rejilla
h = tirante de agua				
v_r = velocidad de $Q_{\max}$ (debe estar entre 0.3 y 0.6 m/s)				
No. de orificios para paso de agua =	34.28			Se 34 Orificios



proponen
=

Se instalan =
(n-1) = 33 barras

B_r = ancho total del canal de rejillas

$B_r = b * n + s(n-1)$
Ancho del canal de
 B_r = rejilla, m
Ancho de orificio o separación entre barras,
 $b = m$
 $s =$ Espesor de la barra, m
 $n =$ Número de orificios, m

$B_r = 1.07 \text{ m} = 1.10 \text{ m}$

Ancho efectivo del canal en la parte de
rejillas: 0.86 m

5.1.3 Determinación de la pérdida de carga en las rejillas.

$h_p = E * (v^2/2g) * K$ Fórmula de Kirschmer.

$E = (B (S/b) 1.333) * \text{sen } A$

$s =$ Espesor de barra

$b =$ Separación entre barras

Coeficiente por el tipo de barra de la

$\beta = 2.42$ rejilla

$v =$ Velocidad del agua en el canal de la rejilla

$g =$ Aceleración de la gravedad

$K = 3.36 v - 1.32$

$A =$ Ángulo de inclinación de la rejilla 60 grados

Para gasto máximo

$K = 1.70$

$h_p = 0.023 \text{ m}$

$h_p = 2.32 \text{ cm}$ No debe ser menor a 0.06 cm

Longitud de la ampliación = $L1 = 1.37$



$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{(B_r - B)}{L_1} \quad \text{grados} \\ B_r &= \text{Ancho del canal de barras} \\ B &= \text{Ancho del canal de aproximación} \end{aligned}$$

$$L_1 = 0.68 \text{ m}$$

El ángulo de ampliación de la llegada al tanque de la rejilla debe ser igual o menor a 20°

$$\begin{aligned} \text{Si } L_1 &= 0.68 \text{ m} \\ \gamma &= 12 \text{ grados} \end{aligned}$$

Se dejan los valores de:

$$\begin{aligned} L_1 &= 0.68 \text{ m} \\ \gamma &= 12 \text{ grados} \end{aligned}$$

L_2 = varia entre 0.2 y 0.4 m

Se selecciona

$$L_2 = 0.30 \text{ m}$$

Longitud L_3 es el desarrollo de la rejilla

$$\begin{aligned} \theta &= 60 \text{ grados} \\ h_{\text{canal}} &= 0.84 \text{ m} \end{aligned}$$

L_3 = Altura del canal / tg ángulo de inclinación de la rejilla

$$L_3 = 0.48 \text{ m}$$

Longitud de rejilla sin incluir las asas

$$= 0.97 \text{ m} + 0.05 \text{ m} = 1.02 \text{ m}$$

Se selecciona

$$L_4 = 1.5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} L_5 &= 0.5 L_1 \\ L_5 &= 0.34 \text{ m} \end{aligned}$$

Cálculo de cantidad de sólidos:

$$\begin{aligned} W &= (N * P) / (365 * 1000) \\ W &= \text{Cantidad de sólidos por día} \end{aligned}$$



N = Población = 87,587 hab

P = Cantidad de sólidos por habitante = 3 $\text{dm}^3/\text{año}$

W= 0.720 $\text{m}^3/\text{día}$

Menor a 0.20 $\text{m}^3/\text{día}$ que es el límite máximo para uso de rejillas manuales, por lo tanto se acepta rejilla manual.

5.1.4 Cálculo del Canal Desarenador.

	Q (l/s)	v (m/s)	
Mínimo	37.50	0.17	deber ser ≥ 0.15
Medio	75.00	0.16	entre 0.15 y 0.30
Máximo	162.75	0.15	deber ser ≤ 0.15

Para determinar el tirante se tiene

$$Q = A V$$

$$Q \text{ mín.} = 37.50 \text{ l/s} = 0.04 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q \text{ máx.} = 162.75 \text{ l/s} = 0.16 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = B h$$

$$\mathbf{B = 1.10 \text{ m}}$$

Tirante de agua en condición de gasto máximo y

h = mínimo:

$$h = 0.960 \text{ m} \qquad h = 0.200 \text{ m}$$

$$V_{\text{máx}} = 0.15 \text{ m/s} \qquad V_{\text{mín}} = 0.17 \text{ m/s}$$



Longitud del
desarenador

$$L = K \cdot v \cdot h \cdot 1000 / u_0$$

Coeficiente que toma en cuenta las velocidades de sedimentación en condiciones

K = estáticas y dinámicas

K = $u_0 / u = 1.67$ para partículas de diámetro 0.2 mm

v = Velocidad del agua m/s

h = Tirante de agua m

Velocidad de sedimentación condiciones

u_0 = estáticas

$u_0 = 18.3$ mm/seg

Por lo tanto:

$$L = 13.52 \text{ m}$$

$$L = 13.60 \text{ m}$$

Cálculo del área transversal del desarenador:

$$A = Q_{\max} \cdot 1000 / v \cdot n$$

donde :

$$Q_{\max} = 162.75 \text{ l/s} = 0.1628 \text{ m}^3/\text{s}$$

Velocidad componente vert del

$$v = \text{sólido} = 11.20 \text{ m/s}$$

$$n = \text{número de canales} = 1$$

$$A = 14.53 \text{ m}^2$$

Verificando el valor del ancho del
canal:

$$B = A / L$$

$$B = 1.07 \text{ m}$$

El cual es valor considerado
anteriormente



Tiempo de residencia del agua en el desarenador

$$T = L/v$$

$$L = \text{longitud real del desarenador} = 13.60 \text{ m}$$

$$v \text{ máx.} = 0.15 \text{ m/s}$$

$$v \text{ mín.} = 0.17 \text{ m/s}$$

$$T = 88.13 \text{ s}$$

El tiempo de retención debe estar entre 30 y 100 segundos.

Cálculo de cantidad de sólidos inorgánicos

$$W = (N * P * T / 1000)$$

W = Cantidad de sólidos por día

$$N = \text{Población} = 87,587 \text{ hab}$$

Cantidad de sólidos por habitante

$$P = 0.04 \text{ dm}^3/\text{hab}/\text{día}$$

$$T = \text{Período de retención} = 0.5 \text{ día}$$

$$W = 1.75 \text{ m}^3/\text{día}$$

Determinación de la altura de sólidos (arena)

$$\text{Base del canal} = 1.10 \text{ m}$$

$$\text{Longitud del canal} = 13.60 \text{ m}$$

$$\text{Altura de arena es} = 0.167 \text{ m}$$

Se considera una altura adicional (h_1) en el desarenador que forma la base donde se colocará el vertedor; esta altura fluctúa entre 0 y 15 cm.

$$\text{En este caso se toma } h_1 = 5 \text{ cm} = 0.05 \text{ m}$$

Tirante a gasto

$$\text{máximo} = 0.960 \text{ m}$$



Bordo libre = 0.50 m

Considerando la cámara para acumulación de arena:

Longitud total del canal = 13.60 m

Espesor de capa de arena = 0.09 m

Determinación de la cámara de arena:

Se recomienda un tiempo de retención de 8 a 12 horas.

Consideramos un tiempo de retención de 8 horas:

0.584 m³

La forma del depósito es trapecial:

Fondo de: 0.5 m

Considerando que la parte triangular de la pirámide tenga la base y la altura del triángulo los mismos valores para tener una pendiente de 45°

B = 1.10 m

H = 0.60 m

$L_6 = 1/3 \text{ a } 1/7$

Considerando la relación 1 a 3 y si tenemos una ampliación de 15 a 35 cm, la ampliación por lado es de 10 cm

$L_6 = 0.3 \text{ m}$



Todas las acotaciones están dadas en Metros.

El diagrama ilustra el diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales. El flujo de agua entra por la izquierda con una caudal $Q_{min} = 37.50 \text{ l/s}$. El sistema consta de los siguientes componentes y dimensiones:

- Entrada:** Un tubo con un diámetro de 0.60 m.
- Rejilla:** Una estructura con una altura de 1.10 m y un ángulo de inclinación de 12 grados.
- Desarenador:** Una cámara con una altura de 1.10 m y una longitud de 12.50 m.
- Tanque de Sedimentación:** Una cámara con una longitud total de 13.60 m.

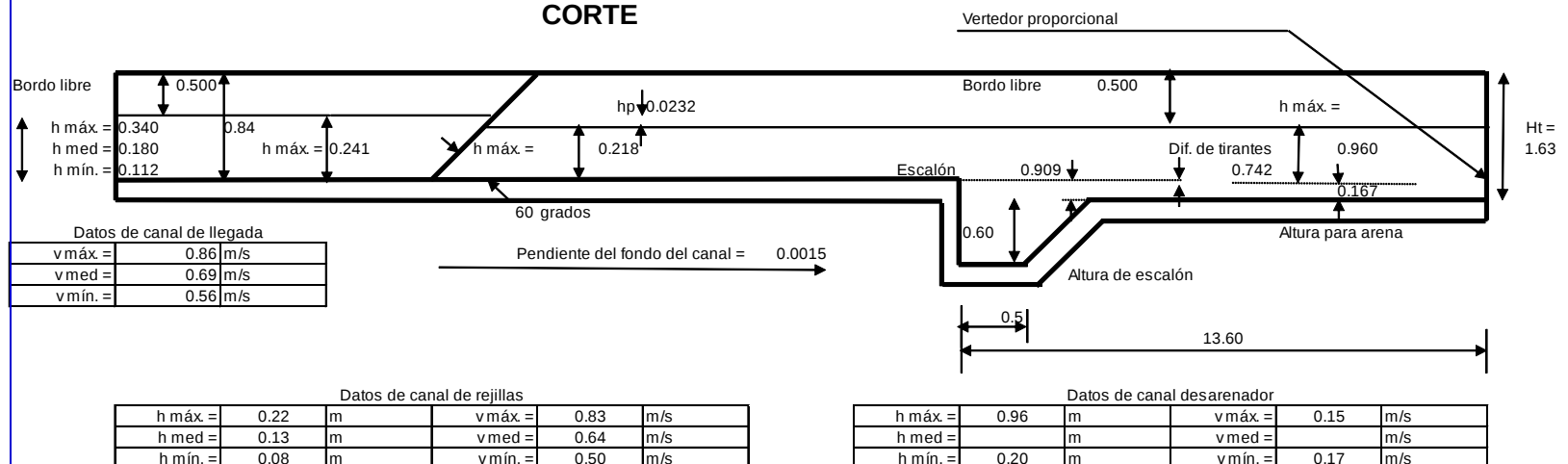
Las dimensiones y longitudes de los componentes se detallan en la siguiente tabla:

Componente	Longitud (m)	Altura (m)	Diámetro (m)
Entrada	0.68	0.60	0.60
Rejilla	0.30	1.10	-
Desarenador	12.50	1.10	-
Tanque de Sedimentación	13.60	-	-

Además, se indican las longitudes de los tramos de tubería y los tiempos de retención:

- Tramos de tubería: $L_1 = 0.68$, $L_2 = 0.30$, $L_3 = 0.48$, $L_4 = 1.50$, $L_5 = 0.34$, $L_6 = 0.3$.
- Tiempos de retención: 0.3 , 0.6 , 1.10 .

CORTE





5.1.5 Dimensiones de vertedor proporcional.

Gasto medio	75.00	l/s	=	0.075	m ³ /s
Gasto máx	162.75	l/s	=	0.163	m ³ /s
Gasto min	37.50	l/s	=	0.038	m ³ /s

$$Q = b (2ag)^{1/2} (h + a/3)$$

$$x = b(1 - 2/\pi \arctan (y/a)^{1/2})$$

Donde :

$b = 0.35$ m, mitad del ancho del vertedor proporcional

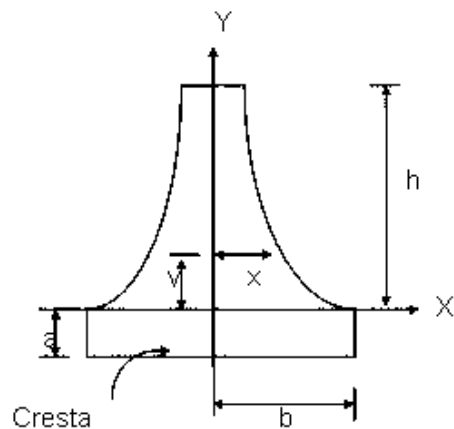
$a = 0.045$ m, altura de la sección rectangular.

$g = 9.81$ m/seg², aceleración de la gravedad.



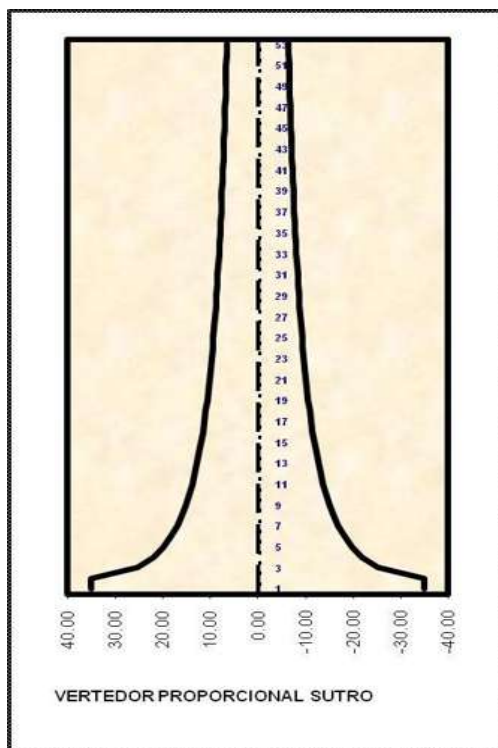
Tabla 29. Dimensionamiento del vertedor.

y (m)	x (cm)	h (m)	Q (l/seg)
0	35	0	9.87
0.01	25.18	0.01	13.15
0.04	18.16	0.04	23.02
0.07	15.06	0.07	32.89
0.1	13.17	0.1	42.75
0.12	12.24	0.12	49.33
0.14	11.49	0.14	55.91
0.16	10.86	0.16	62.49
0.18	10.33	0.18	69.06
0.2	9.87	0.2	75.64
0.22	9.46	0.22	82.22
0.24	9.11	0.24	88.79
0.26	8.78	0.26	95.37
0.28	8.5	0.28	101.95
0.3	8.23	0.3	108.53
0.32	7.99	0.32	115.1
0.34	7.77	0.34	121.68
0.36	7.57	0.36	128.26
0.38	7.38	0.38	134.84
0.4	7.21	0.4	141.41
0.42	7.05	0.42	147.99
0.427	6.99	0.43	150.29
0.45	6.82	0.45	157.86
0.48	6.62	0.48	167.72
0.51	6.43	0.51	177.59
0.54	6.26	0.54	187.46
0.57	6.1	0.57	197.32
0.6	5.96	0.6	207.19
0.63	5.82	0.63	217.05
0.66	5.69	0.66	226.92
0.7	5.53	0.7	240.07
0.74	5.39	0.74	253.23
0.78	5.25	0.78	266.38
0.82	5.13	0.82	279.54
0.86	5.01	0.86	292.69
0.9	4.9	0.9	305.85
0.94	4.8	0.94	319
0.96	4.75	0.96	325.58
0.97	4.73	0.97	328.87
0.98	4.7	0.98	332.16
0.99	4.68	0.99	335.45
1	4.66	1	338.74



Vista en elevación del vertedor

Ilustración 7. Vertedod proporcional "Sutro"





5.2 *Calculo de Dimensionamiento para el Tanque de Lodos Activados.*

Datos de diseño

$$\text{DBO}_5 = 220 \text{ mg/l}$$

$$\text{BDO}_s = 132 \text{ mg/l}$$

$$\text{SST} = 220 \text{ mg/l}$$

$$\text{DBO}_{5\text{eflu}} = 75 \text{ mg/l}$$

$$\text{SST}_{\text{eflu}} = 75 \text{ mg/l}$$

No de unidades = 2

Gastos de diseño

$$\text{Mínimo} = 38 \text{ l/s} = 3,240.00 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$\text{Medio} = 75 \text{ l/s} = 6,480.00 \text{ m}^3/\text{d}$$



El cálculo del volumen del reactor se realiza considerando la cinética de los procesos, basándose en los dos principales criterios:

1. Proveer el suficiente tiempo de retención para la remoción de la DBO₅ y proporcionar la suficiente cantidad de oxígeno necesaria para mantener la actividad de la biomasa, de acuerdo a la respiración de los microorganismos.
2. Mantener el lodo en suspensión y con buenas características.

Para obtener el volumen del reactor se usa la ecuación de LAWRENCE Y Mc CARTY:

$$V = q_c \cdot Q \cdot Y \cdot (S_o - S) / X \cdot (1 + k_d \cdot q_c)$$

Donde:

S_o = Sustrato soluble y biodegradable en el influente, mg/l

S = Sustrato soluble en el efluente, mg/l

θ_c = Tiempo de retención celular, días

Q = Flujo del influente, l/s

Y = Crecimiento, producción de células kg. SSV/KG. DBO₅ removida



k_d = Coeficiente de decaimiento endógeno. d^{-1}

X = Concentración de células SSV en el reactor, mg/l

5.2.1 Determinación del Volumen del Reactor.

$$S_o = 132 \text{ mg/L} = 0.132 \text{ kg/m}^3$$

Definición de la DBO_5 debida a los sólidos suspendidos en el efluente

a) Determinación de la fracción de los biosólidos en la masa de sólidos suspendidos.

Se considera que 80 % de los SST en el efluente son SSV (biosólidos).

$$SSV_{ef} = 0.8 * SST_{ef} = 60.00 \text{ mg/l}$$

Determinación de la porción biodegradable de los SSV.

Tomando en cuenta que el 65% de los SSV son biodegradables, se determina la porción biodegradable de los SSV.



$$SS_{Vef\ biod} = 0.65 * SS_{Vef} = 39.00 \text{ mg/l}$$

Determinación de la DBO última de los sólidos biodegradables en el efluente (DBO ef SSef).

Tomando en cuenta la relación de que se consume 1.42 mg de O₂ por 1 mg de células oxidadas se tiene.

$$DBO_{ef\ SSef} = 1.42 SS_{Vef\ biod} = 55.38 \text{ mg/l}$$

Determinación de la DBO 5 de los sólidos biodegradables en el efluente.

Asumiendo un factor de 0.68 para la DBO₅ que se recibe:

$$DBO_5 SS_{ef} = 0.68 * DBO_{ef\ SSef} = 37.66 \text{ mg/l}$$

Determinación de la DBO soluble en el efluente del sistema de lodos activados.



$$DBO\ 5\ ef = DBO5\ sol.\ ef + DBO5,\ Ssef$$

de donde $DBO\ 5\ sol.\ ef = DBO_{5ef} - DBO\ 5\ SS_{ef}$

$$DBO5sol\ ef = S = 37.34\ ml/ = 0.037\ kg/m^3$$

Determinación de la eficiencia requerida para el tratamiento biológico.

$$E = 72\%$$

b) Determinación del tiempo de retención celular (θ_c)

Este es el parámetro que une el tiempo de residencia con la cinética y estequiometría de proceso. Para estimarlo es necesaria la información de la literatura o experimentos a nivel piloto, θ_c se encuentra en un intervalo de 5-15 días de tiempo de retención en un sistema de lodos activados convencional, este valor puede variar de acuerdo a la temperatura del lugar, los valores altos corresponden a climas fríos, donde la actividad celular es:

$$\theta_c = 10\ d\ (T = 20\ ^\circ C)$$

(Ver figura 11.4 p.528 de *Design of Municipal Waste Water Treatment Plants*)

d) Determinación de los coeficientes cinéticos para el proceso de lodos activados de tipo convencional.



Selección de la concentración de los SSV en el reactor (X).

El valor de " X " depende de la transferencia de oxígeno y de las propiedades de mezclado que tiene el sistema de aereación y de la carga de sólidos aceptables para los sedimentadores secundarios. Para sistemas de tratamiento de lodos activados de tipo convencional.

$$X= 2,44 \text{ mg/l} = 2.4 \text{ kg/m}^3$$

Las propiedades de la sedimentación del lodo dictan los valores de " X ", tomando en cuenta un índice de sedimentación de $I = 170$, se obtiene $X = 2400 \text{ mg/l}$. Las gráficas y los valores se pueden ver en las figuras 11.5 y 11.6, pág 529 del libro DMWTP.

$$Y= 0.73 \text{ mg SSV/mg DBO}^5$$

$$K_d= 0.075 \text{ d}^{-1}$$

Fuente: Metcalf&Eddy, Inc. (1991). Wastewater engineering. Treatment, Disposal and Reuse, 3ª ed., McGraw-Hill, Inc., New York, p.394.



Los cálculos se diseñan con una temperatura del agua promedio de:

$$T= 20^{\circ}\text{C}$$

Utilizando la fórmula de LAWRENCE Y Mc CARTY se tiene un volumen del tanque de:

$$V = \frac{\theta_c Q Y (S_o - S)}{X (1 + k_d \theta_c)}$$

$$V= 1,066.12 \text{ m}^3$$

Con base en el análisis de los otros parámetros y constantes, se tiene un volumen útil de:

$$V= 1,226.04 \text{ m}^3$$

$$H= 3.00 \text{ m}$$

$$A= 408.6 \text{ m}^2$$

$$L= 20.00 \text{ m}$$

5.2.2 Determinación de la Masa de Lodo Residual Generada por Día.

Cálculo del crecimiento de los microorganismos



$$Y_{obs} = \frac{Y}{(1 + kd\theta_c)}$$

$$Y_{obs} = 0.42 \text{ mg SSV/mg BDO5}$$

Cálculo del crecimiento de la masa de los SSVLM

$$P = Y_{obs}Q(S_o - S)$$

$$P = 493.74 \text{ kg/d}$$

$$SSVLM/SSLM = 0.80$$

Cálculo del crecimiento en la masa total del licor mezclado como SS

$$P_{ss} = P / 0.80$$

$$P_{ss} = 617.18 \text{ kg/d}$$

Cálculo de la masa del lodo residual generada por día



$$M_{lr} = P_{ss} - (Q * SS \text{ perdidos con el ef})$$

$$M_{lr} = 131.18 \text{ kg/d}$$

Se consideran las siguientes concentraciones en los lodos propuestos en tabla 1.12, pág 627 de DMWTP:

$$\text{En el tanque: } SSVLM_{sed} = 3000 \text{ mg/L} = 3.00 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{En el flujo recirculado: } SSV_{sed} = 8000 \text{ mg/L} = 8.00 \text{ kg/m}^3$$

Cálculo del caudal del lodo residual

$$Q_{lr} = M_{lr} / SSV_{sed}$$



$$Q_{lr} = 16.4 \text{ m}^3/\text{d}$$

5.2.3 Determinación del caudal y porcentaje de recirculación.

$$Q_r = (X * Q) / (SSV_{lsed} - X)$$

$$Q_r = 2,777.10 \text{ m}^3/\text{d}$$

Cálculo del porcentaje de circulación

$$TRH = V/Q$$

$$TRH = 4.54 \text{ h}$$

Según las recomendaciones para el sistema de lodos activados convencionales el tiempo de retención hidráulica debe de estar en el intervalo de 3 a 5 horas.



5.2.4 Determinación de la relación F/M

$$F/M = S_o / (q * X)$$

$$F/M = 0.29 \, d^{-1}$$

Según las recomendaciones para el sistema de lodos activados convencional la relación F/M se encuentra en el intervalo de 0.2 a 0.4.

5.2.5 Determinación de la carga orgánica volumétrica.

$$COV = (S_o * Q) / V$$

$$COV = 0.698 \, \text{kg BDO}_5/\text{m}^3/\text{d}$$

Según las recomendaciones para el sistema de lodos activados convencional la carga volumétrica se encuentra en el intervalo de 0.3 a 0.7.



5.2.6 Determinación del requerimiento de oxígeno (O₂)

Primero se determina la cantidad diaria de materia orgánica que remueve el sistema de tratamiento biológico, como kg DBO_{última/día}; por definición, es la demanda de oxígeno para la oxidación de toda la materia orgánica removida en el sistema.

Para el cálculo se asume que DBO₅ = 0.68*DBO_{última} (el factor de conversión puede variar desde 0.45 a 0.68):

$$\text{Masa de DBO}_{\text{última}} = Q (S_o - S) / 0.68$$

$$\text{Masa de DBO}_{\text{última}} = 1,749.63 \text{ kg BDO}_{\text{última/d}}$$

La DBO_{última} de las nuevas células representa la masa de la materia orgánica utilizada en la síntesis de nuevas células o la masa de materia orgánica que no requiere de oxígeno para su remoción.

$$\text{DBO}_{\text{última de las nuevas células}} = 1.42 * P$$

$$\text{DBO}_{\text{última de las nuevas células}} = 701.11 \text{ kg BDO}_{\text{última/d}}$$



$$\text{Requerimiento de O}_2 = \text{Masa de DBO}_{\text{última}} - \text{DBO}_{\text{última de las nuevas células}}$$

$$\text{Requerimiento de O}_2 = 1,039.51 \text{ kg O}_2/\text{d}$$

Resumen del diseño del reactor de lodos activados

Tabla 30. Reactor de lodos activados.

Área superficial	408.68 m ²
Ancho	20.50 m
Largo	20.00 m
Profundidad útil	3.00 m
Volumen	1.226.04 m ³
Bordo libre	0.90 m
Profundidad total	3.90 m
TRH	4.54 h
Cantidad de aire requerido	1,039.51 kg O ₂ /d

5.2.7 Determinación del equipo de aereación.

El sistema de aereación será por medio de aereadores superficiales mecánicos, ya que debido a las ventajas que tienen este tipo de aereadores se ha incrementado su uso en sistemas de tratamiento de aguas residuales.



Algunas de las principales ventajas de los aereadores mecánicos superficiales que se proponen para este proyecto son:

1. El diseño del rodete se realiza de tal manera que se crea un patrón que garantiza una mezcla completa y una alta transferencia de oxígeno.
2. La velocidad de operación es ideal para producir una alta transferencia de oxígeno y mantener a los sólidos en suspensión.
3. Tiene un bajo mantenimiento que solo requiere exclusivamente lubricación, y cambios anuales del aceite del motor reductor.
4. Disponible para montarse en plataforma fija, contando con un mecanismo para ajuste de sumergimiento.
5. El montaje es sobre una plataforma fija que incluye una base de montaje que permite ajustar el sumergimiento por medio de cuatro tornillos niveladores, de esta manera compensa las variaciones en el nivel del tanque y se regula la capacidad de oxigenación.

La unidad motriz cuenta con las siguientes características:

1. Se fabrica específicamente para aereadores de aguas residuales.
2. Está diseñado para trabajar en ambientes altamente corrosivos.
3. El reductor es de tipo "pozo seco", es decir, no se derrama aceite en el tanque de aereación.



4. El motor es totalmente cerrado con ventilación forzada, tiene un factor de servicio de 1.15 y el reductor se dimensiona con factores de servicio mayores de 2.0.
5. La operación a baja velocidad permite un desgaste mínimo.

Dependiendo de la potencia de los aereadores mecánicos superficiales de baja velocidad, se cubren las siguientes áreas de profundidad:

Tabla 31. Potencias de aireadores y profundidad cubierta.

HP	(m)	
10	3.00 - 3.70	de 9.00 a 12.00
20	3.70 - 4.30	de 10.80 a 15.40
30	4.00 - 4.60	de 12.30 a 18.50
40	4.00 - 5.10	de 13.50 a 19.50

Ver tabla 10.11, pág. 574 de Metcalf, 1991

Número de aereadores= 4



La eficiencia de aereación depende de las elevaciones topográficas del sitio de la planta y de la temperatura presente en el agua residual.

La elevación de la planta de tratamiento es de 2028.00 msnm y la temperatura del agua residual es de 20 ° C.

Para convertir el oxígeno requerido en el campo a condiciones estándar se utiliza la siguiente ecuación:

$$N = N_o ((b \times C_{\text{walt}} - CL) / 9.17) \times 1.024 (T - 20^{\circ}\text{C}) \times \alpha$$

Donde:

N = Tranferencia de oxigeno en condiciones del campo.

No = Tranferencia del oxígeno en agua con 20° C y oxígeno disuelto cero.

β = Coeficiente de corrección por tensión de salinidad = 1

C_{walt} = Concentración de saturación de oxígeno para agua limpia a una temperatura y altitud dadas.

$C_{\text{walt}} = 9.60 \text{ mg/l}$

CL = Concentración de oxígeno disuelto en el tanque de aereación = 2 mg/l

T = Temperatura de operación de sistema = 20°C

α = Factor de corrección para el tipo del agua = 0.82. (tabla 10.10, pág 573 Metcalt, 1991)

$$N/N_o = 0.68$$

Las empresas proveedoras recomiendan $N/N_o = 0.55$ para diseño



Si se considera que los aereadores mecánicos tienen una tasa de transeferencia de 1.2 kg O₂ se obtiene:

$$O_2 \text{ rev} = (\text{Masa de DBO}_{\text{última}}) * (1.20 \text{ kg O}_2 / \text{kg DBO}) / (N/\text{No} \times 24 \text{ hora/día})$$

$$O_2 \text{ rev} = 128.06 \text{ kg O}_2 / \text{hora}$$

Para obtener esta transferencia se proponen aereadores mecánicos superficiales con baja velocidad y diámetro de impulsor de 99 cm (39 ").

5.2.8 Determinación de la potencia de los aereadores mecánicos

Tabla 32. Datos de los proveedores, los aereadores tienen la siguiente capacidad de suministro de oxígeno.

	Lb O ₂ / HP hr	Lb O ₂ / hora
20	3.3	68.0
25	3.3	82.5
30	3.3	99.0
40	3.3	132.0
50	3.3	165.0



Cálculo de la cantidad de oxígeno que pueden dar los aereadores:

20 HP 68 Lb O₂ / hora = 30.87 kg O₂ / hora x 4 aereadores x 24 horas = 2,963.52 kg O₂ / día

con transferencia de 60% = $2,963.52 \times 0.60 = 1,778.11$ kg O₂ / día

25 HP 82.50 Lb O₂ / hora = 37.5 kg O₂ / hora x 4 aereadores x 24 horas = 3,600.00 kg O₂ / día

con transferencia de 60% = $3,600.00 \times 0.60 = 2,160.00$ kg O₂ / día

30 HP 99.00 Lb O₂ / hora = 45 kg O₂ / hora x 4 aereadores x 24 horas = 4,320.00 kg O₂ / día

con transferencia de 60% = $4,320.00 \times 0.60 = 2,592.00$ kg O₂ / día

La capacidad de oxígeno necesaria calculada para remoción de la materia orgánica es de 1,042 kg O₂ /día, la cual se cubre con 4 aereadores de 25 HP cada uno, los cuales transfieren 2,160 kg O₂ /día, esto para aguantar cargas máximas en el sistema.

Cubriendo así el requerimiento que los aereadores los cuales deben de tener capacidad para suministro de oxígeno de 0.1 a 0.2 HP/1000 galones.

Cálculos de la capacidad de los aereadores de mezclado.

Para este tipo de aereadores se recomienda un factor de entre 0.5 y 0.75 HP por cada 1000 ft³ de volumen de aeración para mezcla completa (en promedio 0.6 HP / 1000 ft³).



Volúmen del tanque = $1,226.04 \text{ m}^3 = 43,279.31 \text{ Ft}^3$

Potencia del motor = 25 HP

Potencia necesaria, $(0.6 \times V)/1000 = 25.97 \text{ HP}$

Potencia instalada, N= 100 HP

Conclusiones

Con los 4 aereadores de 25 HP cada uno, se cubren las exigencias de suministro de la cantidad necesaria de oxígeno y de mezcla completa para el volúmen del tanque de lodos activados de tipo convencional.

5.3 Dimensionamiento de la unidad de sedimentación secundaria.

Bases de diseño:

No. De unidades: 2

Gastos de diseño por tanque:

Mínimo =	38	lps =	3,240.00	m^3/d
Medio =	75	lps =	6,480.00	m^3/d
Máximo horario =	154	lps =	13,284.00	m^3/d



5.3.1 Determinación del área necesaria para el sedimentador secundario

Para el cálculo del caudal medio de diseño se tiene un factor de recirculación de:

$$\alpha = 0.43$$

Cálculo del caudal medio de diseño

$$Q_d = (1 + \alpha) \times Q$$

$$Q_d = 9,257.1 \text{ m}^3/\text{d}$$
$$Q_{d\max} = 18,977.1 \text{ m}^3/\text{d}$$

La carga hidráulica superficial para el sedimentador secundario después del sistema de lodos activados convencional esta en el intervalo de intervalo de 16.28-32.56 m³/m²·d.

$$q_h = 28.50 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$$

Determinación del área del sedimentador secundario

$$A_{cl} = Q_d / q_h$$



$$A_{cl} = 324.81 \text{ m}^2$$

$$D_{cl} = 20.40 \text{ m}$$

5.3.2 Determinación de la profundidad de la zona de clarificación y de la zona de separación.

Para el cálculo de q_h max se toma en cuenta el caudal máximo horario, y esta debe de estar dentro del intervalo de 40.70 a 48.84 m³/m²·d.

$$q_{hmax} = 58.43 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$$

El tiempo de retención hidráulica para los sedimentadores secundarios es de 2 a 3 horas.

$$T = 2.00 \text{ h} = 0.083 \text{ d}$$

Determinación de la zona de clarificación.

$$h_1 = q_h \times T$$

$$h_1 = 2.38 \text{ m}$$

Determinación del tiempo mínimo de residencia $T_{min} > 1 \text{ h}$



$$T_{\min} = h_1 / q_{h\max}$$

$$T_{\min} = 0.04 \text{ d} = 1.00 \text{ h}$$

Determinación de la zona de separación.

Según las recomendaciones este valor puede ser de 0.5 m.

$$h_2 = 0.50 \text{ m}$$

5.3.3 Determinación del área para la compresión de lodos

Determinación de la carga de sólidos con base a la carga superficial hidráulica

$$q_s = q_s(1 + \alpha) \times X$$
$$q_s = 200.31 \text{ kg/m}^2/\text{d} = 8.35 \text{ kg/m}^2/\text{h}$$

Para la carga superficial de sólidos en la sedimentación después de un sistema de lodos activados con aereación se tiene una concentración de 5.86 a 9.76 kg/m²/h para un caudal medio, por lo que se está dentro del intervalo recomendado.

$$A_{\text{comp}} = (1 + \alpha) \times Q_d \times X / q_s$$
$$A_{\text{comp}} = 158.44 \text{ m}^2$$



5.3.4 Determinación de la profundidad en la zona de compresión

En condiciones normales de operación se asume que la masa del lodo retenido en el tanque de sedimentación representa el 30% de la masa de sólidos en el tanque de aeración, y que la concentración de sólidos en la zona de compresión (X_{compr}) es el promedio de las concentraciones de los sólidos en el tanque de aeración y del lodo extraído del sedimentador secundario (SST_{Ised}).

Determinación de la masa de sólidos en el tanque de aereación.

$$\begin{aligned} M_{\text{sol tan aer}} &= X \times V_{\text{tan aer}} \\ M_{\text{sol tan aer}} &= 2,942.50 \text{ kg} \end{aligned}$$

Determinación de la masa de sólidos en el sedimentador secundario.

$$\begin{aligned} M_{\text{sol sed sec}} &= 0.30 \times M_{\text{sol tan aer}} \\ M_{\text{sol sed sec}} &= 882.75 \text{ kg} \end{aligned}$$

Determinación de la concentración de sólidos en la zona de compresión

$$\begin{aligned} h_3 &= M_{\text{sol sed sec}} / A_{\text{cl}} \times X_{\text{compr}} \\ h_3 &= 0.49 \text{ m} \end{aligned}$$



5.3.5 Determinación de la profundidad total del tanque de sedimentación secundario

Determinación de la profundidad de la zona de acumulación de lodos

$$h_4 = 2 \times M_{lr} / (A_{cl} \times SST_{l\text{ sed}})$$
$$h_4 = 0.10 \quad \text{m}$$

$$H = h_1 + h_2 + h_3 + h_4$$
$$H = 3.5 \quad \text{m}$$

$$V_{cl} = 1,127.13 \quad \text{m}^3$$

$$TRH = 2.92 \quad \text{h}$$

5.3.6 Determinación de la carga sobre los vertedores

Si se considera un ancho de la canaleta igual a 0.50 m, se tiene que

$$b_{\text{canaleta}} = 0.50 \quad \text{m}$$

$$D_{\text{corr}} = D_{cl} - b_{\text{canaleta}}$$

$$D_{\text{corr}} = 22.20 \quad \text{m}$$

$$P = \pi \times D$$

$$P = 69.74 \quad \text{m}$$

Determinación de la carga sobre el vertedor

$$q = Q / P$$
$$q = 132.73 \quad \text{m}^3 / \text{m}^2 / \text{día}$$



Que se encuentra dentro del intervalo recomendado de 50 a 285 m³/ m²/ día

5.3.7 Determinación de la dimensiones de la canaleta perimetral

Determinación del tirante crítico para descarga libre

$$y_c = ((1/2 \times Q_{\max})^2 / (9.81 \times b_{\text{canaleta}}^2))^{1/3}$$
$$y_c = 0.21 \quad \text{m}$$

Determinación del tirante en la canaleta

$$y_o = 1.73 \times y_c$$
$$y_o = 0.37 \quad \text{m}$$

Considerando un bordo de 5 cm, la altura de la canaleta es:

$$y_{\text{canaleta}} = 0.42 \quad \text{m}$$



5.3.8 Determinación del volumen de las tolvas

Se determina para un tiempo de retención de 2 horas, que es el tiempo entre las extracciones.

$$V_t = \frac{Q_{lr} \times 2}{24}$$
$$V_t = 1.37 \text{ m}^3$$

5.3.9 Determinación la masa de lodo generado en el sedimentador

$$\begin{aligned} SST_i &= 220.00 \text{ mg/L} = 220000 \text{ mg/m}^3 \\ SST_f &= 75.00 \text{ mg/L} = 75000 \text{ mg/m}^3 \\ C_{\% \text{lodo}} &= 0.8 \% \\ \gamma_{\text{lodo}} &= 1.03 \text{ t/m}^3 \\ C_{\text{lodo}} &= 0.00824 \text{ t/m}^3 \\ M_{\text{lodo}} &= 10,875.00 \text{ mg/s} = 0.94 \text{ t/día} \\ Q_{\text{lodo}} &= 114.03 \text{ m}^3/\text{día} \end{aligned}$$



5.4 Desinfección. Tanque de contacto de cloro.

Gastos de diseño

Mínimo =	75.00	l/s	=	0.07500	m ³ /s	=	6,480.00	m ³ /d	=	270.00	m ³ /h
Medio =	150.00	l/s	=	0.15000	m ³ /s	=	12,960.00	m ³ /d	=	540.00	m ³ /h
Máximo horario =	325.50	l/s	=	0.32550	m ³ /s	=	28,123.20	m ³ /d	=	1171.80	m ³ /h

Para el proceso de desinfección, se utilizará cloro en forma de gas, con un tiempo de contacto con el agua de 30 minutos.

Para el diseño del tanque de cloración, se tomarán en cuenta los siguientes factores:

- 1.- Tiempo de contacto
- 2.- Concentración del agente químico, el cual para este caso será el cloro.
- 3.- Intensidad y naturaleza de los agentes físicos.
- 4.- Temperatura
- 5.- Número y tipo de organismos presentes en el agua



5.4.1 Determinación de la capacidad del clorador y la cantidad de cloro necesaria

Capacidad máxima	Dcl=	8.00	mg/l						
	Cl ₂ =	2604.00	mg/s	=	224.99	kg/d	=	9.37	kg/h
Capacidad mínima	Dcl=	2.00	mg/l						
	Cl ₂ =	150.00	mg/s	=	12.96	kg/d	=	0.54	kg/h
Capacidad media	Dcl=	5.00	mg/l						
	Cl ₂ =	750.00	mg/s	=	64.80	kg/d	=	2.70	kg/h

5.4.2 Diseño del reactor de contacto

El cloro se introduce mediante inyección, dispersión (mezcla mecánica o hidráulica).

- a) El tiempo de contacto de cloro será de 30 minutos.

$$TCC = 15.00 \text{ min} = 0.25 \text{ h}$$

- b) Se calcula el volumen del reactor, el cual podrá tener una relación largo - ancho L/B de 10/1 hasta 40/1

$$V = 292.95 \text{ m}^3$$



- c) Se propone la velocidad del flujo, en este caso es de flujo pistón o serpentina, la cual va de los 2.0 a 4,5 m/min.

$$v = 3.50 \text{ m/min} = 0.06 \text{ m/s}$$

- d) Se propone la profundidad del reactor, y se calculan las dimensiones del mismo.

$$\begin{aligned} H &= 1.50 \text{ m} \\ A &= 195.30 \text{ m}^2 \\ L_{\text{total}} &= 93.00 \text{ m} \\ B &= 2.10 \text{ m} \\ L_{\text{por módulo}} &= 18.60 \text{ m} \\ N_{\text{o. de módulos}} &= 5.00 \text{ módulos} \end{aligned}$$

- d) Se propone la pendiente para arrastre de lodos.

$$St = 4 \%$$

- e) Se calcula el volumen de lodos generados.

$$V_{\text{lodos}} = 0.03 \text{ l/h d}$$



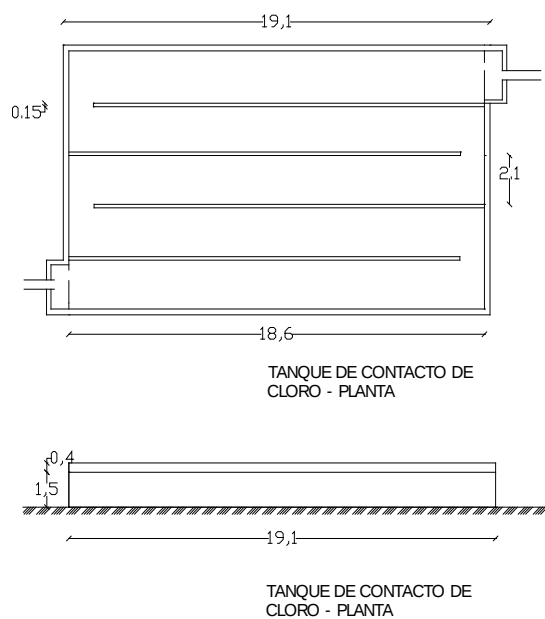
5.4.3 Determinación de la dosis de cloro requerida.

Dosis de cloro 8 mg Cl_2 / l de agua tratada:

$$\begin{aligned} &103.68 \text{ kg } \text{Cl}_2/\text{día} \\ &3,162.24 \text{ kg } \text{Cl}_2/\text{mes} \\ &37,843.20 \text{ kg } \text{Cl}_2/\text{año} \end{aligned}$$

5.4.4 Calcular la cantidad de tanques de cloración para la planta

$$\begin{aligned} \text{Capacidad del tanque} &= 928.00 \text{ kg} \\ \text{Cantidad de tanques por mes} &= 3.41 \text{ tanques} = 4 \text{ tanques} \end{aligned}$$



BORDO LIBRE = 0.40 m
TIRANTE = 1.5 m



5.5 Balance de lodos.

Lodos Secundarios

$SST_e =$	0.02	kg/m ³	21000 mg/l
$M_{l.r.} =$	1.88	ton/día	1880.00 kg/d
$SST_{l.sed} =$	8.00	kg/m ³	8000 mg/l
$Q_{l.r.} =$	228.54	m ³ /d	
$M_{0 \text{ lodo S.}} =$	1.50	ton/día	1504.00 kg/d

5.5.1 Cálculo del espesador de lodos.

Para este caso, se utilizará un espesor por gravedad en un tanque fijo, en cual separa los lodos en una fase superior líquida y otra inferior sólida, bajo la influencia de la gravedad.

Datos de diseño:

$SST_e =$	0.02	kg/m ³	21000 mg/l
$M_{l.r.} =$	1.88	ton/día	1880.00 kg/d
$SST_{l.sed} =$	8.00	kg/m ³	8000 mg/l
$Q_{l.r.} =$	228.54	m ³ /d	
$M_{0 \text{ lodo S.}} =$	1.50	ton/día	1504.00 kg/d



5.5.2 Diseño del tanque de espesamiento por gravedad.

Determinar el área superficial del espesador

El área superficial (A) de los espesadores se determina con base en la carga de sólidos superficial ($q_{\text{sólidos}}$ en $\text{kg}/(\text{m}^2 \cdot \text{d})$, usar Tabla 12-14 p.914 Metcalf).

$$q_{\text{sólidos}} = 25.50 \text{ kg}/\text{m}^2 \cdot \text{día}$$

$$A = \frac{Q_{\text{lodo}} ST_{\text{lodo}}}{q_{\text{sólidos}}}$$

$$A = 73.73 \text{ m}^2$$

5.5.3 Calcular el volumen del reactor.

a) Se propone la profundidad del reactor.

$$h_{\text{lodos}} = 3.20 \text{ m}$$

b) Se calcula el gasto del lodo espesado a partir de la concentración de sólidos en el reactor, la cual se propone del 5%.

$$\begin{aligned} C_{\text{espesado}} &= 5.00 \% \\ Q_{\text{espesado}} &= 36.50 \text{ m}^3/\text{d} \quad 0.42251 \text{ l/s} \\ \gamma_{\text{lodo}} &= 1.03 \text{ t}/\text{m}^3 \\ SST_{\text{lodo}} &= 50.00 \text{ kg}/\text{m}^3 \\ \text{espesado} &= \end{aligned}$$



b) Se calcula el volumen del reactor.

$$V = 235.92 \text{ m}^3$$

c) Determinar el tiempo de retención de sólidos.

$$TRS = \frac{V_{\text{lodo}}}{Q_{\text{espesado}}}$$

$$TRS = 1.03 \text{ d}$$

d) Calcular el volumen de sobrenadante dentro del reactor.

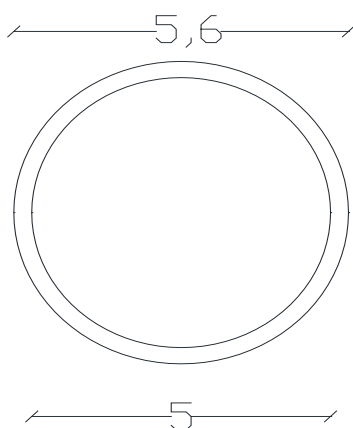
$$Q_{\text{sobrenadante}} = Q_{\text{lodo no espesado}} - Q_{\text{espesado}}$$

$$Q_{\text{sobrenadante}} = 192.04 \text{ m}^3/\text{d}$$



5.5.4 Se calculan las dimensiones del reactor.

$$\begin{aligned} D &= 5 \text{ m} \\ A &= 39.27 \text{ m} \\ \text{No. de} \\ \text{unidades} &= 2 \\ V &= 251.33 \text{ m}^3 \end{aligned}$$



ESPESADOR - PLANTA

**5.6 Cálculo del digestor aerobio.****RESUMEN DE CRITERIOS ACTUALES PARA DISEÑO DE DIGESTORES AEROBIOS**

	Días	Temperatura del líquido (°C)
Tiempo de residencia de sólidos requerido para lograr: 40% reducción de sólidos volátiles	18	26.7
Requerimientos de oxígeno	2.0 Kg de oxígeno por Kg de sólidos volátiles destruidos cuando la temperatura del líquido es de 45°C o menos 1.45 Kg de oxígeno por Kg de sólidos volátiles destruidos cuando la temperatura del líquido es mayor de 45°C.	
Residual de Oxígeno	1.0 mg/l de oxígeno en las condiciones de diseño más desfavorables	
Concentración máxima	2.5 a 3.5 por ciento de sólidos cuando se trata de lodo sin arena o al cual nos se le han agregado químicos.	
Potencia para mezclado	En función de la geometría del tanque y tipo de equipo de aereación utilizado. se deberá consultar al fabricante. Los valores han varia entre 13.3 y 106.4 Kw por 1,000 m ³ Promedio 79 HP por 1,000 m ³	



Datos de diseño

Generación total = 1880.00 kg
Cantidad de sólidos Volátiles = 1504.00 kg
Cantidad de sólidos fijos = 376.00 kg

Temperatura del líquido estimada (invierno) en el digestor = 10 °C
Temperatura del líquido estimada (verano) en el digestor = 25 °C

El sistema deberá lograr una reducción de sólidos volátiles mayor del 40% durante el invierno. Se requiere de un mínimo de tres tanques operando. La concentración esperada de sólidos en el lodo de desecho al digestor aerobio es de 8,000 mg/l. La concentración esperada del lodo estabilizado y espesado es del 3% (30,000 mg/l), con base en la experiencia.

5.6.1 Edad del lodo requerida.

Se presenta un método rápido para calcular el número de grados-días necesarios para lograr la reducción requerida del 40% de sólidos volátiles. El resultado es de 475 grado-días. A una temperatura de reactor de 10°C, la edad del lodo será:

$$475 \text{ grado-días} / 10 \text{ °C} = 47.5 \text{ días}$$



Por tanto el volumen del digestor aerobio deberá ser suficiente para proporcionar 47.5 días de edad de lodo, para cumplir con la reducción mínima requerida de sólidos volátiles durante el invierno.

Durante el verano, la temperatura del reactor será = 25 °C.

$$25\text{ °C} \times 47.5\text{ días edad de lodo} = 1187.5\text{ grado-días.}$$

De la figura 12-25, pág 948, Metcalf & Eddy; 1187.5 grado-días, habría una reducción del 49% de sólidos volátiles.

5.6.2 Reducción de sólidos volátiles.

Para las condiciones de invierno, habría una reducción del 40% de sólidos volátiles (SV). La cantidad real de sólidos reducidos es:

$$1504.00\text{ kg SV/d} \times 0.4 = 601.60\text{ Kg SV reducidos/día}$$

Para las condiciones de verano, habría una reducción del 49% de sólidos volátiles (SV). La cantidad real de sólidos reducidos es:

$$1504.00\text{ kg SV/d} \times 0.4 = 736.96\text{ Kg SV reducidos/día}$$



5.6.3 Requerimientos de oxígeno.

Como se espera la nitrificación, se deben tomar previsiones para suministrar 2.0 kg de oxígeno por kg de sólidos volátiles destruidos.

Condiciones de invierno : $601.60 \text{ kg/d} \times 2 = 1203.20 \text{ kg O}_2/\text{día}$

Condiciones de verano : $736.96 \text{ kg/d} \times 2 = 1473.92 \text{ kg O}_2/\text{día}$

Durante las condiciones de verano, un mínimo de 1.0 mg/l de residual de oxígeno deberá ser proporcionado.

5.6.4 Cálculo del volumen del tanque.

La edad del lodo en un digestor aerobio se puede definir como.

$$\text{Edad del lodo} = \frac{\text{Kg totales de SS en digestor aerobio}}{\text{Kg totales de SS extraídos diariamente del digestor aerobio}}$$

Donde:

SS= Sólidos Suspendidos



La concentración de sólidos suspendidos en el digestor tendrá un ámbito desde el valor de la concentración de sólidos suspendidos en el influente de 8,000 mg/l, hasta el valor máximo de la concentración de sólidos suspendidos estabilizados y espesados de 30,000 mg/l. en promedio, la concentración de sólidos suspendidos dentro del digestor es igual al 70 % de la concentración de sólidos espesados, o 21,000 mg/l.

$$\begin{aligned}C_{\text{lodo estabilizado}} &= 30000 \text{ mg/l} \\C_{\text{lodo al digestor}} &= 8000 \text{ mg/l} \\C_{\text{SS en el lodo espesado}} &= 21000 \text{ mg/l} \\C_{\text{SS en el digestor}} &= 14700 \text{ mg/l} \\SST_{\text{sobrenadante}} &= 300 \text{ mg/l}\end{aligned}$$

La masa promedio de sólidos suspendidos en el sobrenadante se puede estimar con la siguiente ecuación.

$$MS = (\text{Concentración de SS em sobrenadante}) (1-f) (\text{gasto influente})$$

Donde:

MS = Masa promedio de sólidos suspendidos en el sobrenadante.
f = Fracción del gasto influente al digestor aerobio que es retenida.
1-f = Fracción que sale como sobrenadante.



El término f se puede estimar con la siguiente ecuación.

$$f = (SS_0 / SS_e) \times (S_{nd})$$

Donde:

SS_0 = Concentración de SS en el influente

SS_e = Concentración de SS en el lodo espesado.

S_{nd} = Fracción de sólidos no destruidos

$$\begin{aligned} M_{\text{asa diaria de sólidos espesados}} &= 198.59 \quad \text{kg/d} && 0.20 \quad \text{t/d} \\ M_{\text{asa diaria de sólidos sobrenadante}} &= 8.97 \quad \text{kg/d} && 0.01 \quad \text{t/d} \\ Q_{\text{lodo digerido}} &= 6.62 \quad \text{m}^3/\text{d} \end{aligned}$$

Para condiciones de invierno, la fracción de sólidos no destruidos es:

$$S_{nd} = \frac{M_{\text{lodo al reactor}} - \frac{R}{100} M_{\text{o lodo al reactor}}}{M_{\text{lodo al reactor}}}$$

$$S_{nd} = \frac{2251.29 \text{ kg sólidos totales} - 720.41 \text{ kg sólidos reducidos}}{2251.29 \text{ Kg sólidos totales}} = 0.68$$



Entonces, el término f para este ejemplo es :

$$F = 8,000 \text{ mg/l} \times 0.68 / 30,000 \text{ mg/l} = 0.18$$

Por lo tanto, 18% del gasto influente al digestor aerobio será retenido, y 82% saldrá como sobrenadante. Para un espesador diseñado adecuadamente (con una carga hidráulica superficial de $\text{m}^3/\text{d}/\text{m}^2$). la concentración de sólidos suspendidos será aproximadamente de 300 mg/l.

El gasto del influente después de pasar por el proceso de espesamiento es 36.50 m^3/d .
de:

La cantidad de sólidos suspendidos purgada por día del sistema de digestión aerobia se puede estimar con la siguiente expresión:

$$S_{sp} = (S_{Se}) (f) (Q_i)$$

Donde:

Q_i = Gasto del influente.

Ahora es posible calcular el volumen requerido del tanque para cualquier edad del lodo dada. Para este caso, las condiciones del invierno rigen, y previamente se había calculado que se requiriere un mínimo de 47.5 días.



De los valores ya discutidos.

$$\theta_c = \frac{X V}{SST_{\text{estab.espesado}} f Q_i + SST_{\text{sobrenadante}} (1-f) Q_i}$$

$$47.5 \text{ días} = \frac{(21,000 \text{ mg/l}) (\text{volumen del tanque})}{(30,000)(0.18)(281.41) + (300)(1-0.18)(281.41)}$$

$$\text{Volumen del tanque} = 469.46 \text{ m}^3$$

$$\text{TRH} = 12.86 \text{ días}$$

$$\text{Factor de seguridad} = 1.80$$

$$\text{Volumen aumentado del tanque} = 845.03 \text{ m}^3$$
$$422.52$$

Se calculan las dimensiones del reactor

$$\text{No. de unidades} = 2.00 \text{ unidades}$$

$$H = 3.00 \text{ m}$$

$$A = 140.84 \text{ m}^2$$

$$\text{Circular} \quad D = 13.39 \text{ m}$$

$$\text{Rectangular} \quad L = 16.80 \text{ m}$$

$$B = 8.38 \text{ m}$$

Tiempo de retención hidráulica:

$$846.48 / 36.57 \text{ m}^3/\text{d} = 23.15 \text{ días}$$

Este es el volumen mínimo, al cual se le deberá adicionar capacidad para almacenamiento.



5.6.5 Determinación de la potencia de los aireadores mecánicos

Datos de los proveedores, los aireadores tienen la siguiente capacidad de suministro de oxígeno.

Potencia de Motor HP	Transferencia de Oxígeno:		
	Lb O ₂ /HP hora	Lb O ₂ /hora	Kg O ₂ /hora
10	2.5	25.0	11.25
15	2.5	37.5	16.88
20	2.5	50.0	22.50
25	2.5	62.5	28.13
30	2.5	75.0	33.75

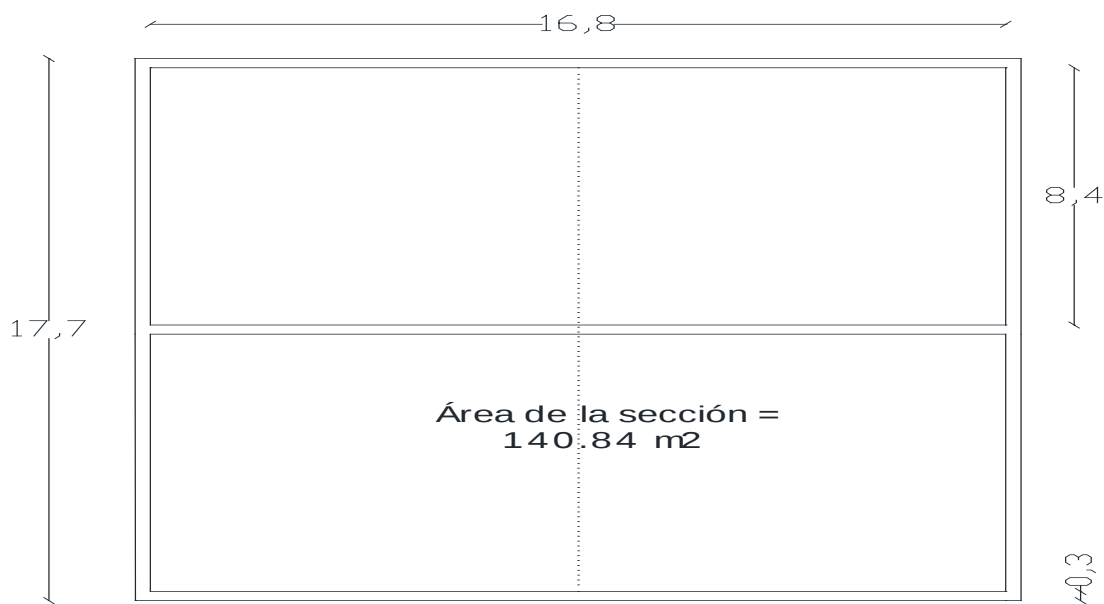
Cálculo de la cantidad de oxígeno que pueden dar los aireadores:

10 HP	10 Lb O ₂ / hora = 11.25 kg O ₂ / hora x 4 aireadores x 24 horas = con transferencia de 55% =	1,080.00 x 0.55 =	594.00 kg O ₂ / día
15 HP	15 Lb O ₂ / hora = 16.88 kg O ₂ / hora x 4 aireadores x 24 horas = con transferencia de 55% =	1,620.00 x 0.55 =	891.00 kg O ₂ / día
20 HP	10 Lb O ₂ / hora = 11.25 kg O ₂ / hora x 4 aireadores x 24 horas = con transferencia de 55% =	2,160.00 x 0.55 =	1,188.00 kg O ₂ / día
25 HP	10 Lb O ₂ / hora = 11.25 kg O ₂ / hora x 4 aireadores x 24 horas = con transferencia de 55% =	2,700.00 x 0.55 =	1,485.00 kg O ₂ / día
30 HP	10 Lb O ₂ / hora = 11.25 kg O ₂ / hora x 4 aireadores x 24 horas = con transferencia de 55% =	3,240.00 x 0.55 =	1,782.00 kg O ₂ / día



Si consideramos 4 aireadores en total para los 2 reactores aerobios, entonces tenemos que la cantidad de oxígeno suministrada será de:

$$4 \text{ aireadores de } 25 \text{ HP} = 1,485.00 \text{ kg/día}$$



DIGESTOR AEROBIO -
PLANTA



5.7 Cálculo de filtros banda.

5.7.1 Calcular la cantidad diaria y semanal de los sólidos secos en el lodo.

$$Q_1 = 6.62 \quad \text{m}^3/\text{d}$$

$$\rho_1 = 1.02 \quad \text{t/m}^3$$

$$C_1 = 5 \quad \%$$

$$M_1 = Q_1 \rho_1$$

$$M_1 = 6.75 \quad \text{t/d} \quad \text{sólidos húmedos}$$

$$M_1 = Q_1 \frac{C_1}{100} \rho_1$$

$$M_1 = 0.34 \quad \text{t/d} \quad \text{sólidos secos}$$

$$M_{\text{semanal}} = 47.26 \quad \text{t/semana} \quad \text{sólidos húmedos}$$

$$M_{\text{semanal}} = 2.36 \quad \text{t/semana} \quad \text{sólidos secos}$$



5.7.2 Calcular las tasas diaria y horaria de tratamiento de sólidos.

Ciclo operativo semanal (5 días)

$$M_l' = \frac{M_l \times 7 \frac{d}{\text{semana}}}{5 \frac{d}{\text{semana}}}, t/d$$

$M_l' = 9.45 \quad t/d$ tasa diaria de lodos húmedos

$M_l' = 0.47 \quad t/d$ tasa diaria de lodos secos

Ciclo operativo diario (jornadas de 8 horas)

$$M_l'' = \frac{M_l'}{8 \frac{h}{\text{día}}}, t/h$$

$M_l'' = 1.18 \quad t/h$ tasa horaria de lodos húmedos

$M_l'' = 0.06 \quad t/h$ tasa horaria de lodos secos



Determinar las dimensiones de la banda.

$$P_u = 300 \text{ kg/(m.h)} \quad 0.3 \text{ t/(m.h)}$$

$$B = \frac{M_l''}{P_u}$$

$$B = 3.94 \text{ m} \quad \text{Ancho lodos húmedos}$$

$$B = 0.20 \text{ m} \quad \text{Ancho lodos húmedos}$$

$$2 \text{ unidad de ancho de banda} = 1.5 \text{ m}$$

5.7.3 Caudal del líquido filtrado y volumen diario del lodo deshidratado.

A) Ecuación de balance de sólidos.

$$Q_{\text{lodo}} = 6.62 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$C_{\text{lodo}} = 50.00 \text{ kg/m}^3 \quad 0.05 \text{ t/m}^3$$

$$g_{\text{lodo}} = 1.03$$

$$M_{\text{lodo}} = 0.34 \text{ t/d} \quad \text{Sólidos en la torta}$$

$$Q_{\text{lodo clarificado}} = 188.99 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$C_{\text{lodo clarificado}} = 0.90 \text{ kg/m}^3 \quad 0.0009 \text{ t/m}^3$$

$$g_{\text{lodo clarificado}} = 1.01$$

$$M_{\text{lodo clarificado}} = 0.17 \text{ t/d} \quad \text{Sólidos en el clarificado}$$

$$Q_{\text{lodo deshidratado}} = 1.77 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$C_{\text{lodo deshidratado}} = 250.00 \text{ kg/m}^3 \quad 0.25 \text{ t/m}^3$$

$$g_{\text{lodo deshidratado}} = 1.07$$

$$M_{\text{lodo deshidratado}} = 0.47 \text{ t/d}$$



B) Ecuación de equilibrio de caudales.

$$Q_1' = Q_1 \frac{7}{5}, m^3 / d$$

$Q_1' =$	9.27	m^3/d		
$Q_{\text{agua de lavado}} =$	181.49	m^3/d	0.378109	378.10852
$Q_{\text{lodo clarificado}} =$	188.99	m^3/d	386.03	4.46796983

5.7.4 Determinación de la cantidad mensual del polímero.

$Q_{\text{polímero mes}} =$	202.56	x Dosis (kg/ton)	kg/mes
$Q_{\text{polímero mes}} =$	198.59	x Dosis (kg/m ³)	kg/mes



6 *Catálogo y presupuesto.*

6.1 *Catálogo de Emisor y Pretratamiento.*

NO.	CONCEPTO	COSTO \$
1	EMISOR	
2	PREPARACION DE SITIO DEL CARCAMO	
3	CASETA DE VIGILANCIA	
4	PRETRATAMIENTO	
5	CÁRCAMO DE BOMBEO	
6	EMISOR A PRESIÓN	
7	CRUCES DE CANALES	
8	CISTERNA DE AGUA POTABLE	
9	CASA DE FUERZA	
10	ELÉCTRICO	
IMPORTE \$ =		
IVA 15% \$ =		
TOTAL \$ =		

**6.2 Catálogo de Planta de Tratamiento**

NO.	CONCEPTO	COSTO
I	EXCAVACIONES Y CORTES EN EL SITIO DE LA PLANTA	
II	CAJA DISTRIBUIDORA	
III	TANQUES DE AEREACIÓN	
IV	SEDIMENTADORES SECUNDARIOS	
V	TANQUES DE CONTACTO DE CLORO	
VI	CASETA DE CLORACIÓN	
VII	CÁRCAMO DE RECIRCULACIÓN DE LODOS	
VIII	ESPESADORES DE LODOS	
IX	DIGESTORES AEROBIOS	
X	EDIFICIO DE FILTROS BANDA	
XI	TUBERÍAS DE INTERCONEXIÓN ENTRE UNIDADES Y REGISTROS	
XII	CÁRCAMO DE SOBRENADANTE	
XIII	EDIFICIO ADMINISTRATIVO	
XIV	CASETA DE VIGILANCIA	
XV	CASA DE FUERZA Y TALLER	
XVI	EQUIPO DE LABORATORIO	
XVII	VIALIDADES, BANQUETAS, ÁREAS VERDES Y CERCADOS	
XVIII	CISTERNA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO	
XIX	ALCANTARILLADO SANITARIO	
XX	ELÉCTRICO	
IMPORTE \$ =		
IVA 16% \$ =		
TOTAL \$ =		

**6.3 Presupuesto de Emisor y Pretratamiento**

NO.	CONCEPTO	COSTO
1	EMISOR	2,308,308
2	PREPARACION DE SITIO DEL CARCAMO EXISTENTE	1,250,365
3	CASETA DE VIGILANCIA	108,339
4	PRETRATAMIENTO	466,324
5	CÁRCAMO DE BOMBEO	1,693,372
6	EMISOR A PRESIÓN	1,356,075
7	CRUCES DE CANALES	919,957
8	CISTERNA DE AGUA POTABLE	26,724
9	CASA DE FUERZA	67,907
10	PRESUPUESTO ELÉCTRICO	975,369
IMPORTE \$ =		9,172,741
IVA 16% \$ =		1,467,638
TOTAL \$ =		10,640,379

**6.4 Presupuesto de Planta de Tratamiento**

NO.	CONCEPTO	COSTO
I	EXCAVACIONES Y CORTES EN EL SITIO DE LA PLANTA	1,228,849
II	CAJA DISTRIBUIDORA	257,098
III	TANQUES DE AEREACIÓN	7,432,329
IV	SEDIMENTADORES SECUNDARIOS	4,543,055
V	TANQUES DE CONTACTO DE CLORO	657,323
VI	CASETA DE CLORACIÓN	2,484,250
VII	CÁRCAMO DE RECIRCULACIÓN DE LODOS	449,909
VIII	ESPESADORES DE LODOS	1,316,189
IX	DIGESTORES AEROBIOS	2,410,291
X	EDIFICIO DE FILTROS BANDA	3,407,287
XI	TUBERÍAS DE INTERCONEXIÓN ENTRE UNIDADES Y REGISTROS	1,447,674
XII	CÁRCAMO DE SOBRENADANTE	257,996
XIII	EDIFICIO ADMINISTRATIVO	419,973
XIV	CASETA DE VIGILANCIA	120,269
XV	CASA DE FUERZA Y TALLER	272,476
XVI	EQUIPO DE LABORATORIO	432,525
XVII	VIALIDADES, BANQUETAS, ÁREAS VERDES Y CERCADOS	1,447,722
XVIII	CISTERNA DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO SANITARIO	114,694
XIX	ALCANTARILLADO SANITARIO	285,359
XX	ELÉCTRICO	4,063,279
IMPORTE \$ =		33,048,548
IVA 16% \$ =		5,287,768
TOTAL \$ =		38,336,316

TOTAL DE LA OBRA: \$ 48,976,695.00



Conclusiones

Para asegurar la construcción de la planta, se deben buscar fuentes de financiamiento nacionales ó extranjeras; ó bien, evaluar el esquema de concesión a la iniciativa privada. Este último, ha resultado la alternativa más aceptada, considerando la flexibilidad para construir y establecer tarifas por la prestación del servicio, las cuales son definidas en común acuerdo entre el concesionario la CEAC, la CNA y los gobiernos municipales.

Según el programa de saneamiento para el estado de Michoacán, y los compromisos de las autoridades federales, estatales y municipales, el financiamiento para la construcción de la planta de tratamiento se podría realizar con el 30% de recursos federales a través de la CNA, y 70% estatales y municipales (siendo del 70% restante, 40% para el estado y 30% para el municipio); los montos pueden variar dependiendo de los acuerdos a los que lleguen las dependencias (hasta 50% Federal, 30% Estatal y 20% Municipal); mientras tanto se reparte el costo de la planta de la siguiente forma:

Costo de la planta =	\$48,976,695.00
Financiamiento Federal (CONAGUA) 70%=	\$34,283,686.50
Financiamiento Estatal (CEAC) 15%=	\$7,346,504.25
Financiamiento Municipal 15%=	\$7,346,504.25

En caso de que se reúse el agua tratada la CONAGUA puede aportar hasta el 85% del costo de la obra.



Bibliografía

- **Metcalf-Eddy.** Ingeniería Sanitaria, Tratamiento, Evacuación y Reutilización de Aguas Residuales. Editorial Labor, S.A.
- **SAPA.** Sistema de Agua Potable y Alcantarillado de Cd. Hidalgo, Michoacán.
- **CONAGUA.** Gerencia Local de Michoacán.
- **CEAC.** Comisión Estatal del Agua y Gestión de Cuencas de Estado de Michoacán.
- www.inegi.gob.mx
- www.conapo.gob.mx