



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

**“DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS,
PARA LA LOCALIDAD DE LOS PILARES, MUNICIPIO DE VISTA HERMOSA,
MICHOACÁN”.**

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

EDGAR NOEL ESPINOZA AVALOS

DIRECTOR DE TESIS

M.C. AMIR RAMIRO GUZMÁN CHÁVEZ

MORELIA MICHOACÁN, FEBRERO 2016.



DEDICATORIAS

A mis padres, con mucho cariño les Dedico este trabajo de tesis que ha sido el producto de largas horas de estudio, esfuerzo y dedicación; para ustedes que han sido el apoyo más importante a lo largo de mi formación académica. Estoy orgulloso de ustedes.

A mis abuelos por sus útiles consejos y apoyo incondicional, mismos que hoy puedo decir han contribuido en gran medida para yo pudiera terminar mi carrera.

A mis hermanos, juntos hemos aprendido mucho y he aprendido cosas valiosas de ustedes a lo largo de estos años; espero que algún día ustedes puedan decir que han aprendido algo bueno de mí.

A mis tíos que han estado presentes en todo momento, para brindar su apoyo y motivación hacia mi persona.

A mis amigos y compañeros de la facultad de Ingeniería Civil, con quienes he vivido grandes y valiosas experiencias.

Por último pero no por ello menos importante, dedico este trabajo a todos y cada uno de mis profesores, en especial a mí asesor, el M.C. Amir Ramiro Guzmán Chávez, por haberme brindado su confianza para que pudiera llevar a cabo este proyecto.

AGRADECIMIENTOS

Agradezco primeramente a dios, por haberme dado la oportunidad y la dicha de haber llegado a este momento tan importante de mi vida; sé que la vida profesional apenas está por comenzar, pero confié que con su favor poder salir siempre adelante.

A mis padres Ramiro Espinoza Partida y Claudia Avalos Ureña, por brindarme su total confianza y su apoyo incondicional en todo momento; a ustedes les debo todo lo que soy hoy, no hay manera en que pueda pagarles todo lo que han hecho por mí. Gracias por siempre papás.

A mis abuelos Guadalupe Avalos e Isabel Ureña, por brindarme todo lo que estuvo a su alcance para que pudiera seguir adelante. Le agradezco también a mi abuela Silvia Partida, que aunque ya no está con nosotros, fue para mí en su momento un gran apoyo, una gran consejera y un gran ejemplo de vida, gracias donde quiera que te encuentres. Hoy con orgullo puedo decirles que son parte de este logro.

A mis hermanos Missael Espinoza y Ulises Espinoza, por su compañerismo, apoyo, comprensión y por mantenernos siempre unidos ante todo.

A mis tíos, por sus consejos y apoyo que he recibido de ustedes, en los momentos en que más los he necesitado.

A mis amigos y futuros compañeros de profesión, Asly Martín Cruz, Alfonso Guzmán, Amiraís Flores, Adán Molina y Gustavo Santibáñez, gracias por su amistad, compañerismo y apoyo en esos momentos difíciles que juntos pasamos. Sé que sin esos momentos de convivencia con ustedes y con el resto del grupo, la etapa universitaria hubiese sido aún más difícil.

A la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, por haberme dado la oportunidad de llevar a cabo mis estudios.

A la facultad de Ingeniería Civil, por abrirme sus puertas y por brindarme sus instalaciones para que pudiera formarme como Ingeniero Civil.

A mis profesores, quienes se encargaron de compartir sus conocimientos, experiencias, enseñanzas y consejos, desde el primer día hasta el último que estuve en las aulas.

Finalmente agradezco enormemente a mi profesor y asesor en este trabajo, el M.C. Amir Ramiro Guzmán Chávez, por su atención, dedicación, enseñanzas, consejos, apoyos y sobre todo por la confianza brindada a mi persona en la realización de este trabajo de tesis, gracias.

CONTENIDO

RESUMEN.....	1
ABSTRACT	1
INTRODUCCIÓN	2
OBJETIVO	4
CAPITULO I: ANTECEDENTES	5
1.1. CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES	5
1.1.1 Características físicas	7
1.1.2 Características químicas	12
1.1.3 Características biológicas	17
1.2. NORMATIVA EN MATERIA DE AGUA	20
1.2.1. Ley de aguas nacionales	21
1.2.2. Normas Mexicanas	22
1.3. PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES EN MÉXICO	29
1.3.1. Principales procesos de tratamiento	30
1.3.2. Plantas de tratamiento en el estado de Michoacán.	32
CAPITULO II: ESTUDIOS PRELIMINARES.....	34
2.1. LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA	34
2.2. MARCO FÍSICO	39
2.2.1. Orografía	39
2.2.2. Hidrografía.....	39
2.2.3. Clima.....	39
2.2.4. Flora y fauna.....	39
2.2.5. Recursos naturales	39
2.2.6. Características y uso de suelo	39
2.3. ASPECTOS SOCIO-ECONÓMICOS	40
2.3.1. Perfil demográfico	40
2.3.2. Economía.....	41
2.3.3. Infraestructura y servicios.....	42
2.3.4. Infraestructura hidráulica	43
2.4. COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA LOCALIDAD EN ESTUDIO.....	43

2.5. POBLACIÓN DE PROYECTO	46
2.6. GASTOS DE DISEÑO.....	53
2.6.1. Gasto medio	55
2.6.2. Gasto mínimo	56
2.6.3. Gasto máximo instantáneo	56
2.6.4. Gasto máximo extraordinario	57
2.7. TOPOGRAFÍA	58
CAPITULO III: DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO	61
3.1. TREN DE TRATAMIENTO	61
3.2. PRETRATAMIENTO	63
3.2.1 Dimensionamiento del Pretratamiento	63
3.3. TRATAMIENTO PRIMARIO.....	66
3.3.1 Dimensionamiento del tratamiento primario.....	66
3.4. TRATAMIENTO SECUNDARIO.....	67
3.4.1 Dimensionamiento del tratamiento secundario.....	67
3.5. TRATAMIENTO TERCIARIO	69
3.5.1 Dimensionamiento del tratamiento terciario	69
3.6. TRATAMIENTO DE LODOS.....	71
3.6.1 Dimensionamiento del tratamiento de lodos.....	72
3.7. RESUMEN DEL DIMENSIONAMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.....	73
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	74
BIBLIOGRAFÍA	76
ANEXOS.....	80
ANEXO A. MEMORIA DE CÁLCULO	81
ANEXO B. PLANOS DE LA PTAR.	101

RESUMEN

La localidad de Los Pilares, Michoacán, tiene un serio problema de contaminación de agua superficial, derivado de que la totalidad de las descargas domésticas concluyen sin tratamiento alguno en el río Lerma; importante efluente que forma parte de una de las regiones hídricas más contaminadas a nivel nacional.

Atendiendo dicha situación, se desarrolló una propuesta de tratamiento de aguas residuales domésticas para la localidad, capaz de remover y alcanzar los parámetros establecidos por las normas mexicanas, siendo al mismo tiempo económicamente viable y fácil de operar.

La propuesta de tren de tratamiento está conformada por un pretratamiento, que consta de un canal de cribado y un canal desarenador; un tratamiento primario por medio de un tanque séptico, un tratamiento secundario con base en dos humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal, y finalmente por un tanque de contacto de cloro, el cual corresponde al tratamiento terciario.

Gracias a este diseño, se logró obtener el efluente con un porcentaje de remoción de Demanda Bioquímica de Oxígeno de 94.88 %, de Sólidos Suspendidos Totales de 92.54 % y un 99.99 % de remoción de Coliformes Fecales. Con estos porcentajes, se alcanzaron los parámetros establecidos por la NOM-003-SEMARNAT-1997, para reúso del agua tratada en servicios al público con contacto directo.

Palabras clave: agua residual, humedales artificiales y tratamiento.

ABSTRACT

The town of Los Pilares, Michoacán, has a serious problem of pollution of superficial water, derivative of which the totality of the domestic unloads conclude without any treatment in the river Lerma; importantly effluent that forms a part of one of the most contaminated water national regions.

Attending to mentioned above situation, there developed an offer of treatment of domestic wastewater for the place, capable of removing and reaching the parameters established by the Mexican standards, being at the same time economically viable and easy to operate.

The offer of train of treatment is shaped by a pre-treatment, which consists of a screening channel and a sand channel; a primary treatment by means of a septic tank, a secondary treatment with base in two artificial wetlands horizontal subsurface flow, and finally for a tank of contact of chlorine, which corresponds to the tertiary treatment.

Thanks to this design, it was achieved to obtain the effluent with a percentage of removal of Biochemical Demand of Oxygen of 92.08 %, of Total Suspended Solids of 92.17 % and 99.99 % of removal of Fecal Coliform. With these percentages, the parameters established by the NOM-003-SEMARNAT-1997 were reached, for reuse of the water treated in services to the public with direct contact.

INTRODUCCIÓN

A partir de la década de los 60, términos tales como contaminación del aire y del agua, protección del medio ambiente, ecología, pasaron a ser palabras de uso común. Antes de estas fechas tales términos pasaron desapercibidos para el ciudadano común, o en el mejor de los casos eran base para ideas confusas.

Actualmente la contaminación del agua superficial es un problema ambiental a nivel mundial, que produce efectos perjudiciales tanto al medio ambiente como a la salud humana. Adicionalmente esta situación produce un desequilibrio en la disponibilidad de recurso hídrico, puesto que al tener cuerpos de aguas superficiales con altos índices de contaminación, se recurre al aprovechamiento de las aguas subterráneas, dicho contexto ha generado la sobreexplotación de los acuíferos. Esta idea adquiere mayor relevancia cuando se expone la distribución de agua en el mundo; resulta paradójico que un planeta como el nuestro en el que tres cuartas partes de su conformación correspondan a agua, de esa inmensa cantidad solo el 2.50 % es agua dulce aprovechable para el consumo humano y de esta parte consumible, el 69.7 % es agua congelada de los polos, 0.3 % es agua superficial y el 30 % restante corresponde al recurso hídrico subterráneo.

En México dos terceras partes del territorio nacional son áridas y semiáridas, es decir, zonas en donde llueve poco. Por otro lado el crecimiento de las regiones del país no ha sido congruente con la disponibilidad de agua; de hecho, el 77% de la población vive en las zonas centro y norte del territorio, donde se genera solo el 32% del escurrimiento natural ocasionado por la lluvia. En contraste, en la zona sureste se genera el 68% del escurrimiento y en ella habita tan solo el 23% de la población.

La escasez del recurso, su distribución desfavorable, el desperdicio y la progresiva contaminación, han propiciado que en algunas zonas las fuentes superficiales de abastecimiento sean insuficientes, ocasionando a su vez que el 50 % del agua subterránea aprovechada en el país provenga de acuíferos sobreexplotados.

Habiendo expuesto la anterior situación, resulta que un gran aspecto a resolver es el relativo a la contaminación de los ríos, lagos y embalses, provocada principalmente por el vertido en ellos de basura y aguas residuales sin tratamiento, provenientes de las descargas domésticas e industriales.

Análisis elaborados por la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) en el año 2013, indican que en nuestro país del total de aguas residuales domésticas descargadas en los cuerpos de agua, solo el 50.2 % recibe algún tipo de tratamiento, el 49.8 % restante se vierte sin recibir tratamiento alguno; escenario que ha originado según el monitoreo de calidad del agua de acuerdo al indicador DQO al 2013, que el 40.2% de las regiones hidrológicas del país se catalogan como contaminadas y el 5% como fuertemente contaminadas.

Enfocándonos en el estado de Michoacán, éste forma parte de dos de las regiones hidrológicas que mayor escurrimiento medio superficial por año presentan, estas son la región Lerma- Santiago con 13,180 hm³/año y la región Balsas con 16,805 hm³/año, entre ambas representan el 8.45% del escurrimiento superficial de todo el país; son también la primera y la cuarta en orden de mayor número de habitantes. En cuanto a la calidad del agua lamentablemente son las dos regiones con mayor contaminación, ya que en porcentaje de acuerdo al número de cuerpos de agua con sitios de monitoreo con la clasificación fuertemente contaminado por región hidrológica-administrativa, la Lerma-Santiago tiene el 26% y la región Balsas el 25%.

Dirigiéndonos a la situación presente en la localidad de Los Pilares, el 98.7% de la población cuenta con servicio de alcantarillado. Sin embargo la totalidad de las descargas domésticas, concluyen sin ninguna clase de tratamiento en el río Lerma, que es uno de los principales afluentes del país, no obstante forma parte como ya se dijo de la región hídrica más contaminada a nivel nacional. Esto sin lugar a dudas ha contribuido a incrementar el deterioro ambiental de la región, así como propiciar un foco de infección que puede generar a su vez, serias afectaciones en la salud de los habitantes de la comunidad. Atendiendo dicho escenario se desarrolló el presente proyecto.

OBJETIVO

OBJETIVO GENERAL

La elaboración de una propuesta de tratamiento de aguas residuales para la localidad de Los Pilares, municipio de Vista Hermosa, Michoacán, que sea viable, económica y funcional acorde a las necesidades reales de población.

OBJETIVOS PARTICULARES

- Mejorar la calidad de vida de la población de la localidad de Los Pilares, al evitar su exposición a las aguas residuales.
- Contribuir con el saneamiento de los cuerpos de agua contaminados que se localizan en las inmediaciones de la localidad.

CAPITULO I: ANTECEDENTES

1.1. CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES

Se considera que el agua es un solvente universal, debido a que es capaz de disolver o dispersar la mayoría de sustancias con las que tiene contacto, sean estas sólidas, líquidas o gaseosas, y de formar con ellas iones, complejos solubles e insolubles, coloides o simplemente partículas dispersas de diferente tamaño y peso. La polaridad del agua es el factor principal que determina su capacidad como solvente. Dada esta propiedad del agua para disolver casi cualquier sustancia, es capaz de transportar casi la totalidad de sustancias que encuentra a su paso. Adicionalmente, es frecuente que el agua adquiera sustancias que resultan indeseables para un uso determinado, razón por la cual se dice, que se contamina fácilmente.

El agua presenta usos muy variados, abarcan desde la preservación, el sustento de la vida y, prácticamente, todas las actividades humanas. Estos usos, a su vez, generarán aguas residuales, es decir, agua de composición variada proveniente de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, de servicios, agrícolas, pecuarios, domésticos y, en general, de cualquier otro uso, que por su naturaleza no puede utilizarse nuevamente en el proceso que la generó. Los sistemas de drenaje urbano son los que encargan de transportar las aguas residuales de las ciudades, a cuerpos de aguas receptores o al suelo; esto implica una alteración a los ecosistemas acuáticos o afectación a la salud humana.

De tal manera, resulta de suma importancia el conocer de forma adecuada los componentes físicos, químicos y biológicos de las aguas residuales, para el desarrollo de proyectos de recolección, tratamiento y evacuación de las mismas. Esto da paso, a que se puedan establecer estrategias de control de la contaminación y alcanzar las normas de calidad, establecidas en las legislaciones vigentes.

En el análisis de las aguas residuales, muchos de los parámetros están interrelacionados entre sí. Por ejemplo, la temperatura, parámetro físico, afecta tanto a la actividad biológica del agua residual como a las cantidades de gases disueltos en ella, mismos que están clasificados como parámetros químicos. La tabla 1.1 muestra los principales parámetros que son utilizados para la caracterización de un agua residual. Se incluye además, las principales fuentes de producción de los citados parámetros, así como su respectiva clasificación.

La concentración de los contaminantes domésticos dependerá del uso del agua. Un bajo consumo de agua originará un desecho más concentrado. En la tabla 1.2 se exponen los valores promedio de una composición típica en las aguas residuales domésticas crudas, para tres tipos de concentración.

TABLA 1.1.-Características físicas, químicas y biológicas del agua residual y actividades generadoras. FUENTE: Raudel Ramos Olmos, et al, "El agua en el medio ambiente".

CARACTERÍSTICA	ACTIVIDAD GENERADORA DEL CONTAMINANTE
Propiedades físicas: Color, Olor, Sólidos, Conductividad, Temperatura, Turbidez, Material flotante, Densidad, Aspecto.	La mayoría de estas características físicas son de origen doméstico, agua residual industrial, descomposición de residuos industriales, degradación natural de materia orgánica, erosión del suelo, infiltración y conexiones incontroladas.
Constituyentes químicos orgánicos: Carbohidratos, Tensoactivos, Fenoles, Compuestos orgánicos volátiles, Plaguicidas, Grasas animales, Aceites y grasas.	Estos constituyentes químicos tienen su origen en descargas domésticas, comerciales, vertidos industriales, residuos agrícolas y degradación natural de materia orgánica.
Constituyentes químicos inorgánicos: Alcalinidad, Cloruros, Metales pesados, Nitrógeno, p H, Fosforo, Azufre.	Residuos domésticos, industriales, algunas infiltraciones de agua subterránea, vertidos industriales, residuos agrícolas.
Gases: Sulfuro de hidrogeno, Metano, Amoniaco.	Descomposición de residuos domésticos y/o industriales.
Constituyentes biológicos: Animales, Plantas, Protistas, Virus, Coliformes.	Efluentes de plantas de tratamiento, residuos domésticos, cursos de agua abiertos, excremento de animales y seres humanos.

TABLA 1.2.-Composición típica de agua residual doméstica no tratada. FUENTE: Metcalf y Eddy, 1995.

CONSTITUYENTE	CONCENTRACIÓN, PPM		
	FUERTE	MEDIA	DÉBIL
Sólidos totales	1200	700	350
Sólidos disueltos	850	500	250
Fijos	525	300	145
Volátiles	325	200	105
Sólidos en suspensión	350	200	100
Fijos	75	50	30
Volátiles	275	150	70
Sólidos sedimentables (ml/l)	20	10	5
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO₅)	300	200	100
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	1000	500	250
Nitrógeno (como N)	85	40	20
Orgánico	35	15	8
Amoníaco libre	50	25	12
Nitritos	0	0	0
Nitratos	0	0	0
Fósforo Total (como P)	20	10	6
Orgánico	5	3	2
Inorgánico	15	7	4
Cloruros	100	50	30
Alcalinidad (como CaCO₃)	200	100	50
Aceites y grasas	150	100	50

Una vez que se ha preponderado la importancia de las características de las aguas residuales, conviene entonces profundizar en algunas de las más sobresalientes, mismas que se describen a continuación.

1.1.1 Características físicas

Las características físicas u organolépticas del agua, llamadas así porque se pueden percibir mediante los sentidos (vista, olfato, etc.), tienen directa incidencia sobre las condiciones estéticas y de aceptabilidad del agua.

Se consideran importantes las siguientes:

- Sólidos totales.
- Turbiedad.
- Color.
- Olor.
- Temperatura.

SÓLIDOS TOTALES

Este término engloba la materia en suspensión, la materia sedimentable, la materia coloidal y la materia disuelta. Analíticamente, se define el contenido de sólidos totales como la materia que se obtiene después de someter al agua a un proceso de evaporación a entre 103 y 105 °C. No se define como sólida aquella materia que se pierde durante la evaporación debido a su alta presión de vapor.

Los sólidos sedimentables se definen como aquellos que sedimentan en el fondo de un recipiente de forma cónica (cono de Imhoff) en el transcurso de un periodo de 60 minutos (Repiso, 2003). Los sólidos sedimentables expresados en unidades de ml/l, constituyen una medida aproximada de la cantidad de lodo que se obtendrá en la decantación primaria del agua residual.

Los sólidos totales, o residuo de la evaporación, pueden clasificarse en filtrables o no filtrables (sólidos en suspensión), haciendo pasar un volumen conocido de líquido por un filtro. Para este proceso de separación suele emplearse un filtro de fibra de vidrio (Whatman GF/C), con un tamaño nominal de poro de 1.2 micrómetros, aunque también suele emplearse filtro de membrana de policarbonato (Repiso, 2003).

La fracción filtrable de los sólidos corresponde a sólidos coloidales y disueltos. La parte coloidal está compuesta por las partículas de materia de tamaños entre 0.001 y 1 micrómetro. Los sólidos disueltos están compuestos de moléculas orgánicas e inorgánicas, además de iones en disolución en el agua.

Una rápida estimación del contenido de sólidos disueltos de un abastecimiento de agua, puede ser obtenida midiendo la conductividad eléctrica. Tal medida indica la capacidad de una muestra para conducir la corriente eléctrica, la cual a su vez está relacionada con la

concentración de las sustancias ionizadas en el agua. Aunque su medida se ve afectada por la naturaleza de los diversos iones y sus concentraciones relativas, ésta medida puede dar una estimación práctica de las variaciones en el contenido mineral disuelto de un abastecimiento de agua dado.

Equivalencias:

Sólidos totales = sólidos suspendidos + sólidos disueltos

Sólidos totales = sólidos fijos + sólidos volátiles

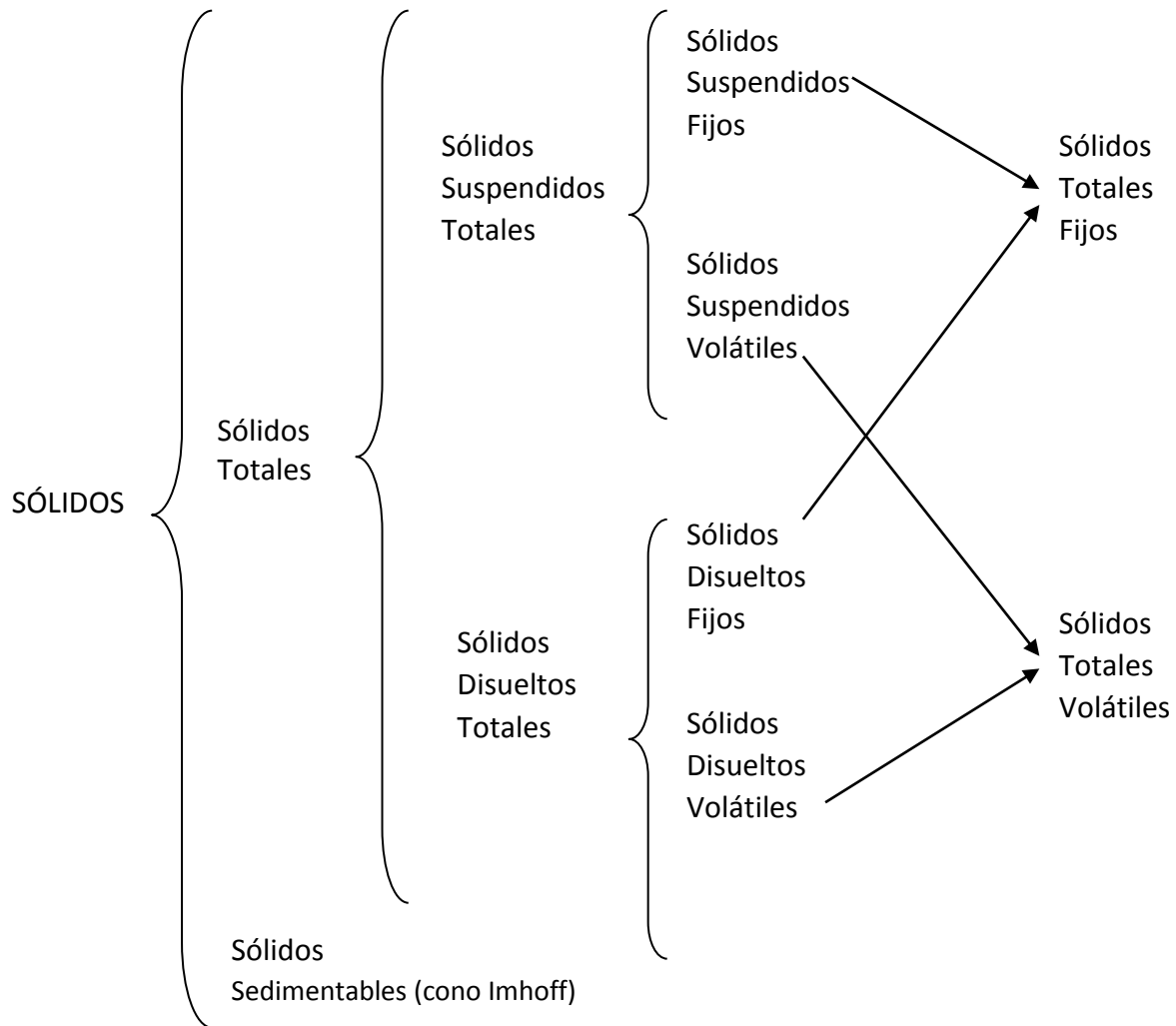


FIGURA 1.1-. Esquematización de los sólidos presentes en el agua residual. FUENTE: Manual de prácticas del Laboratorio de Ingeniería Sanitaria y Ambiental, UMSNH.

Los sólidos volátiles son aquellos que se pierden por calcinación a 550 °C, mientras que el material remanente se define como sólidos fijos. La mayor parte de los sólidos volátiles corresponden a material orgánico. Los sólidos fijos corresponden, más bien, a material inorgánico.

Una composición típica de sólidos presentes en el agua residual es la que se muestra en la tabla 1.3.

TABLA 1.3- Composición del agua residual urbana tipificada. FUENTE: Pablo Gamonal Repiso, tesis "Tratamiento de aguas residuales mixtas para una población superior a 100.000 habitantes equivalentes"

COMPONENTES	MS ¹ (mg/l)	DBO ₅ (mg/l)	DQO (mg/l)
SEDIMENTABLE	112	100	166
VOLATIL	45	-	67
DEGRADABLE			
INERTE			
FIJOS	67	-	-
COLOIDAL	73	65	108
VOLATIL	29	-	43
DEGRADABLE			
INERTE			
FIJOS	44	-	-
DISUELTO*	74	66	110
VOLATIL	78	69	114
DEGRADABLE			
RÁPID.			
LENTO			
INERTE	14	-	20
FIJOS**	-	-	-
TOTAL SEDIMENTABLE	224	100	223
TOTAL COLOIDAL	146	65	151
TOTAL DISUELTO	166	135	244
TOTAL GENERAL	536	300	628

1 Masa de sólidos en el agua residual.

TURBIEDAD

La turbiedad es originada por las partículas en suspensión o coloides (arcillas, limo, tierra finamente dividida, etc.). Es además, una medida de las propiedades de transmisión de la luz de un agua, siendo de esta manera, un parámetro que se emplea para indicar la calidad de las aguas vertidas o de las aguas naturales en relación con la materia coloidal y residual en suspensión.

La medición de la turbiedad se lleva a cabo mediante la comparación entre la intensidad de la luz dispersada en la muestra y la intensidad registrada en una suspensión de referencia en las mismas condiciones. La medición se realiza mediante un turbidímetro o nefelómetro. Las unidades utilizadas son, por lo general, unidades nefelométricas de turbiedad (UNT) (Martel, 2002).

Aunque no se conocen los efectos directos de la turbiedad sobre la salud, esta afecta la calidad estética del agua, lo que muchas veces ocasiona el rechazo de los consumidores. Por otra parte, como señala Castro de Esparza, los estudios elaborados por Tracy, Sanderson y Kelly han demostrado que en el proceso de eliminación de los organismos patógenos, por la acción de agentes químicos como el cloro, las partículas causantes de la turbiedad reducen la eficiencia del proceso y protegen físicamente a los microorganismos del contacto directo con el desinfectante. Por esta razón, si bien las normas de calidad establecen un criterio para turbiedad en la fuente de abastecimiento, esta debe mantenerse mínima para garantizar la eficacia del proceso de desinfección.

En nuestro país el método para su elaboración se encuentra en la Norma Mexicana NMX-AA-038-SCFI-2001 Análisis de agua - determinación de turbiedad en aguas naturales, residuales y residuales tratadas - método de prueba.

En la práctica, la remoción de la turbiedad no es un proceso difícil de llevar a cabo en una planta de tratamiento de aguas residuales; sin embargo, es uno de los que más influye en los costos de producción, porque, por lo general, requiere usar coagulantes, acondicionadores de pH, ayudantes de coagulación, etc.

COLOR

Esta característica del agua puede estar ligada a la turbiedad o presentarse independientemente de ella. En la formación del color en el agua intervienen, entre otros factores, el pH, la temperatura, el tiempo de contacto, la materia orgánica disponible y la solubilidad de los compuestos coloreados.

Las aguas que contienen coloración debida a sustancias naturales en descomposición no son consideradas tóxicas o perjudiciales, pero normalmente la coloración de estas aguas es amarillo pardo, lo cual la hace antiestética.

En México la norma que establece el método de prueba es, la NMX-AA-017-SCFI-1980, Análisis de agua - determinación de color en aguas naturales, residuales y residuales tratadas.

Existen muchos métodos de remoción del color. Los principales son la coagulación por compuestos químicos como el alumbre y el sulfato férrico a pH bajos y las unidades de contacto o filtración ascendente.

Debido a que el color del agua se origina, en muchos casos, por la presencia de compuestos de naturaleza orgánica, se recomienda que la desinfección se realice luego de que este haya sido removido, para evitar que la aplicación de cloro como desinfectante pueda dar origen a la formación de trihalometanos, compuestos que tienen efecto cancerígeno en animales (Martel, 2002).

OLOR

Normalmente los olores son debidos a los gases liberados durante el proceso de descomposición de la materia orgánica. El olor más característico del agua residual séptica es consecuencia de la presencia del sulfuro de hidrógeno que se produce al reducirse los sulfatos a sulfitos por acción de microorganismos anaerobios.

La problemática de los olores está considerada como la principal causa de rechazo a la implantación de instalaciones de tratamiento de aguas residuales. A vista de la importancia de los olores dentro del ámbito de la gestión de las aguas residuales, resulta conveniente estudiar los efectos que producen, cómo se detectan, y cómo se caracterizarlos y medirlos.

A bajas concentraciones, la influencia de los olores sobre el normal desarrollo de la vida humana, tiene más importancia por la tensión psicológica que generan que por el daño que puedan producir al organismo.

Los olores molestos pueden reducir el apetito, inducir a menores consumos de agua, producir desequilibrios respiratorios, náuseas y vómitos, y crear perturbaciones mentales. En condiciones extremas, los olores desagradables, pueden desanimar las inversiones de capital, hacer descender el nivel socioeconómico y reducir el crecimiento.

Una metodología para su elaboración se encuentra en la Norma Mexicana NMX-AA-083-SCFI-2005 Análisis de aguas – determinación de olor en aguas naturales y residuales – método de prueba.

TEMPERATURA

La temperatura del agua es un parámetro muy importante dada su influencia, tanto sobre su desarrollo de la vida acuática como sobre las reacciones químicas y velocidades de reacción, así como sobre la aptitud del agua para ciertos usos útiles.

La temperatura del agua residual suele ser siempre más elevada que la del agua de suministro, hecho principalmente debido a la incorporación de agua caliente procedente de las casas y los diferentes usos industriales.

Un hecho importante es que el oxígeno es menos soluble en agua caliente que en agua fría. El aumento en las velocidades de las reacciones químicas que produce un aumento de la temperatura, combinado con la reducción del oxígeno presente en las aguas superficiales, es causa frecuente de agotamiento de las concentraciones de oxígeno disuelto durante los meses de verano.

Estos efectos se ven amplificados cuando se vierten cantidades considerables de agua caliente a las aguas naturales receptoras. Es preciso tener en cuenta que un cambio brusco de temperatura puede conducir a un fuerte aumento en la mortalidad acuática.

Una metodología aceptada para la determinación de este parámetro se encuentra en la Norma Mexicana NMX-AA-007-SCFI-2000 Análisis de agua – determinación de la temperatura en aguas naturales, residuales y residuales tratadas – método de prueba.

1.1.2 Características químicas

DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO (DBO)

La demanda bioquímica de oxígeno se usa como una medida de la cantidad de oxígeno requerido para la oxidación de la materia orgánica biodegradable presente en la muestra de agua y como resultado de la acción de oxidación bioquímica aerobia. (Ramalho, 1983)

El parámetro de contaminación orgánica más ampliamente empleado, aplicable a aguas residuales como a aguas superficiales es la DBO a 5 días (DBO_5). La determinación del mismo está relacionada con la medición del oxígeno disuelto que consumen los microorganismos en el proceso de oxidación bioquímica de la materia orgánica; a mayor DBO, mayor grado de contaminación.

Los resultados de los ensayos de DBO se emplean para:

- Determinar la cantidad aproximada de oxígeno que se requerirá para estabilizar biológicamente la materia orgánica presente.
- Dimensionar las instalaciones de tratamiento de aguas residuales.
- Medir la eficacia de algunos procesos de tratamiento.
- Controlar el cumplimiento de las limitaciones a que están sujetos los vertidos.

La oxidación bioquímica es un proceso lento, cuya duración es, en teoría, infinita. En un periodo de 20 días se completa la oxidación del 95 a 99 por ciento de la materia carbonosa, y en los 5 días que dura el ensayo de la DBO se llega a oxidar entre el 60 y el 70 por ciento. Se asume la temperatura de 20°C como un valor medio representativo de temperatura que se da en los cursos de agua que circulan a baja velocidad en climas

suaves. Los resultados obtenidos a diferentes temperaturas serán distintos, debido a que las velocidades de las reacciones bioquímicas son en función de la temperatura.

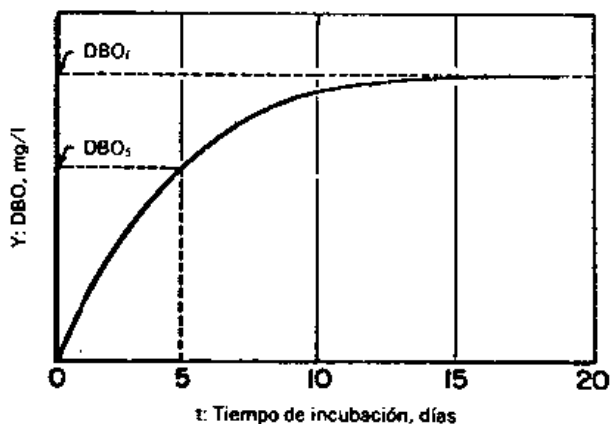


FIGURA 1.2.- curva característica de DBO, por oxidación con carbono orgánico. FUENTE: Ramalho 1983.

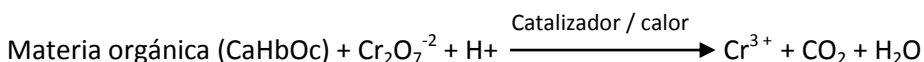
La normatividad aplicable a nuestro país en lo referente a la determinación de la DBO₅ se encuentra en la Norma Mexicana NMX-AA-030-SCFI-2001. Análisis de agua – Determinación de la Demanda Química de Oxígeno en aguas naturales, residuales tratadas- Diario Oficial de la Federación. 13-08-1996.

DEMANDA QUÍMICA DE OXÍGENO (DQO)

Corresponde al volumen de oxígeno requerido para oxidar la fracción orgánica de una muestra susceptible de oxidación al dicromato o permanganato, en un medio ácido (Ramalho, 1983).

El ensayo de la DQO se emplea para medir el contenido de materia orgánica tanto de las aguas residuales como de las aguas naturales. Se lleva a cabo con temperaturas elevadas; para facilitar la oxidación de algunas sustancias se hace necesaria la inclusión de un catalizador (sulfato de plata, por ejemplo).

En el caso de emplear dicromato como agente oxidante, la principal reacción química que tiene lugar puede expresarse, de manera esquemática, del siguiente modo:



La DQO de un agua residual suele ser mayor que su correspondiente DBO, siendo esto debido al mayor número de compuestos orgánicos cuya oxidación tiene lugar por vía química, frente a los que se oxidan por vía biológica. Además, ciertos iones inorgánicos tales como sulfuros (S^{2-}), tiosulfatos ($\text{S}_2\text{O}_3^{2-}$), nitritos (NO_2^-), y iones ferrosos (Fe^{2+}), son oxidados por el dicromato potásico, esto implica que son tenidos en cuenta durante la DQO, sin embargo no son detectados en el ensayo de DBO.

En muchos tipos de aguas residuales es posible establecer una relación entre valores de DBO y DQO, esto puede resultar de gran utilidad dado que es posible determinar la DQO en tres horas, frente a los 5 días de DBO. Una vez establecida la correlación entre ambos parámetros, pueden emplearse medidas de DQO para el funcionamiento y control de las plantas de tratamiento (Repiso, 2003).

Para este parámetro no existe una norma que establezca límites máximos permisibles, no obstante se cuenta con la norma que dicta el proceso de para su obtención; es justamente la Norma Mexicana NMX-030-SCFI. Análisis de agua –determinación de la demanda química de oxígeno en aguas naturales, residuales, y residuales tratadas - método de prueba.

CARBONO ORGÁNICO TOTAL (COT)

Es un método para medir la materia orgánica presente en aguas residuales, especialmente indicado para pequeñas concentraciones de materia orgánica. Este ensayo se basa en el suministro de carbono para la oxidación de materia orgánica a dióxido de carbono, y determinación del CO_2 por absorción en hidróxido potásico (KOH) o por análisis instrumental (análisis infrarrojo).

La aireación y la acidificación de la muestra antes del análisis eliminan los posibles errores debidos a la presencia de carbono inorgánico. Si se conoce la presencia de compuestos volátiles en la muestra, se suprime la aireación para evitar su separación. No obstante, algunos compuestos orgánicos presentes pueden no oxidarse, lo cual conducirá a valores medidos del COT ligeramente inferiores a las cantidades realmente presentes en la muestra.

pH

Se refiere a la ionización del agua o concentración de iones de hidrogeno. Para agua residual doméstica y comercial el promedio de variación de pH es 6.5 a 8.5; por lo que un rango fuera de este valor nos dará indicio de sospecha de descargas de origen industrial.

Este parámetro tiene mucha influencia en una serie de reacciones que ocurren en el agua. Por lo general, un agua con pH menor de 6,0 es considerada agresiva y corrosiva para los metales.

El pH tiene gran importancia en el tratamiento del agua, especialmente en la coagulación, desinfección y estabilización. Con concentraciones de ion hidrógeno inadecuadas presenta dificultades de tratamiento con procesos biológicos, y el efluente puede modificar la concentración del ion hidrógeno en las aguas naturales si ésta no se modifica antes de la evacuación de las aguas.

La medición del pH debe realizarse in situ, ya que puede sufrir variación importante en el transcurso del tiempo, debido a diversas causas, entre las cuales se encuentran la

sobresaturación de CO_2 , como consecuencia de la presencia de plantas acuáticas o su contenido en el aire, reacciones químicas, temperatura, etcétera. La medición se efectúa por medio de métodos electrométricos y/o comparación colorimétrica. La norma que regula su metodología es la Norma Mexicana NMX-AA-008-SCFI-2011 Análisis de agua - determinación del pH – método de prueba.

DUREZA

Corresponde a la suma de los cationes polivalentes expresados como la cantidad equivalente de carbonato de calcio, de los cuales los más comunes son los de calcio y los de magnesio. La dureza está relacionada con el pH y la alcalinidad.

Un agua dura puede formar depósitos en las tuberías y hasta obstruirlas completamente. Mientras que las aguas blandas también son perjudiciales, pueden ser agresivas, no óptimas para uso o consumo humano.

La dureza se expresa en ppm de carbonato de calcio CaCO_3 , de acuerdo a la concentración de dureza tiene su denominación; las aguas con menos de 50 ppm en CaCO_3 se llaman blandas, hasta 100 ppm CaCO_3 se llaman ligeramente duras, hasta 200 ppm CaCO_3 son moderadamente duras y a partir de 200 ppm CaCO_3 son muy duras.

El método para su determinación se encuentra en la Norma Mexicana NMX-AA-072-SCFI-2001 Análisis de agua – determinación de dureza total en aguas naturales, residuales y residuales tratadas – método de prueba.

ALCALINIDAD

Es la capacidad del agua de neutralizar ácidos. Sin embargo, aniones de ácidos débiles (bicarbonatos, carbonatos, hidróxido, sulfuro, bisulfuro, silicato y fosfato) pueden contribuir a la alcalinidad. La alcalinidad está influenciada por el pH, la composición general del agua, la temperatura y la fuerza iónica.

La alcalinidad en las aguas residuales ayuda a la regulación de cambios de pH causados por la adición de ácidos. Los efectos evidentes de la alcalinidad en el agua son el sabor amargo y las reacciones con algunos cationes del agua, lo que produce obstrucciones en los sistemas de tuberías principalmente en la parte de los accesorios.

El método para su obtención se presenta en la Norma Mexicana NMX-AA-036-1980 Análisis de agua – Determinación de acidez y alcalinidad en aguas naturales, residuales y residuales tratadas –.

NUTRIENTES

En aguas residuales existe una amplia gama de sustancias que son esenciales para el crecimiento de protistas y plantas, razón por la cual reciben el nombre de nutrientes o bioestimuladores. El contenido de nutrientes, tanto orgánicos como inorgánicos en algunas ocasiones son útiles para que las aguas residuales tengan un tratamiento (principalmente de origen biológico) eficiente. Al mismo tiempo, un alto contenido de

estos puede ser perjudicial, de los principales nutrientes son, nitrógeno (N), azufre (S), fósforo (F), potasio (K), magnesio (Mg), calcio (Ca), hierro (Fe), sodio (Na), cloro (Cl), los micronutrientes más importantes son; cinc (Zn), manganeso (Mn), molibdeno (Mo), selenio (Se), cobalto (Co), níquel (Ni) y volframio (W). Dos de los más representativos por sus altas concentraciones son el fósforo y el nitrógeno.

El nitrógeno se encuentra en las proteínas, clorofila y otros compuestos biológicos, el exceso del nitrógeno provoca concentraciones altas de algas y plantas acuáticas, a este fenómeno se le conoce como eutrofización (Hernández, 1998). El fósforo se encuentra en los ecosistemas acuáticos y es un nutriente que de igual manera se asocia con la eutrofización de los cuerpos de agua, por lo que es necesario tener un control de dichos elementos.

Para su determinación existe la normativa correspondiente que es, la Norma Mexicana NMX-AA-026-SCFI-1980 Análisis de agua - determinación de nitrógeno total – en aguas naturales, residuales y residuales tratadas, Norma Mexicana NMX-AA-029-SCFI-2001 Análisis de aguas - determinación de fósforo total en aguas naturales, residuales y residuales tratadas.

METALES PESADOS

Como constituyentes importantes de muchas aguas, también se encuentran cantidades a nivel de traza, de muchos metales. Entre ellos podemos destacar el níquel (Ni), el manganeso (Mn), el plomo (Pb), el cromo (Cr), el cadmio (Cd), el cinc (Zn), el cobre (Cu), el hierro (Fe), el mercurio (Hg), y el arsénico (As).

Debido a su toxicidad, la presencia de cualquiera de ellos en cantidades excesivas interferirá en gran medida en los usos del agua. Los métodos para la determinación de las concentraciones de estas sustancias varían en complejidad, en función de las sustancias causantes de interferencias potencialmente presentes.

Los organismos vivos para un adecuado crecimiento requieren de algunos de estos elementos, mientras que otros metales de los citados anteriormente, son sumamente perjudiciales para cualquier forma de vida. Para su determinación se pueden realizar mediante procesos de absorción atómica, plasma acoplado por inducción o también por colorimetría. Además, las cantidades de muchos de estos metales pueden determinarse, a concentraciones muy bajas, empleando métodos instrumentales entre los que cabe destacar la polarografía y la espectroscopía de absorción atómica.

Para la determinación de metales por el método de absorción atómica, se puede recurrir a la Norma Mexicana NMX-AA-051-1981, Análisis de agua – determinación de metales por absorción atómica en aguas naturales, potables, residuales y residuales tratadas – método de prueba.

OXÍGENO DISUELTO

Es necesario para la respiración de los microorganismos aerobios, así como para otras formas de vida, sin embargo, el oxígeno es sólo ligeramente soluble en agua. La cantidad

real de oxígeno y otros gases que pueden estar presentes en el agua vienen determinados por una serie de factores, tales como, la solubilidad del gas, la presión parcial del gas en la atmósfera, la temperatura y la pureza del agua.

Debido a que la velocidad de las reacciones bioquímicas que consumen oxígeno aumenta con la temperatura, los niveles de oxígeno disuelto tienden a ser más críticos en las épocas estivales, y dado que el oxígeno disuelto evita la formación de olores desagradables en las aguas residuales, es deseable y conveniente disponer de cantidades suficientes de oxígeno disuelto.

METANO

El principal subproducto de la descomposición anaerobia de la materia orgánica del agua residual, es el gas metano. El metano es un gas hidrocarburo combustible de alto valor energético, incoloro e inodoro. Normalmente no se encuentra en grandes cantidades en el agua residual, puesto que incluso pequeñas cantidades de oxígeno tienden a ser tóxicas para los organismos responsables de la producción de metano, no obstante, en ocasiones se produce metano como resultado de un proceso de descomposición anaerobia, que puede darse en depósitos acumulados en el fondo.

Debido a que el metano es sumamente inflamable y a que el riesgo de explosión es elevado, los pozos de registro y empalmes de alcantarillas o cámaras de conexión en los que exista el riesgo de acumulaciones de gas, deberán ser aireados con un ventilador portátil antes y durante los lapsos de tiempo en los que los operarios trabajen con ellos.

En las plantas de tratamiento, el metano se genera en los procesos de tratamiento anaeróbicos empleados para la estabilización de los fangos de aguas residuales.

1.1.3 Características biológicas

Los principales grupos de organismos tanto en aguas residuales como superficiales se clasifican en organismos eucariotas, eubacterias y arqueobacterias. La mayoría de los organismos pertenecen al grupo de las eubacterias. La categoría protista, dentro de los organismos eucariotas, incluye las algas, los hongos y los protozoos. Los virus, también presentes en el agua residual se clasifican en función del sujeto infectado.

COLIFORMES

Serie de microorganismos patógenos, que provienen de desechos humanos, de animales así como también de desechos en el suelo. Dichos compuestos se presentan en familias de bacterias inofensivas en algunos órganos de seres vivos, que son frecuentemente expulsadas; de esta manera se incorporan a los cuerpos de aguas residuales formando cuerpos con una gran variedad de organismos. Se encuentran en gran cantidad en las aguas negras, las cuales contienen usualmente de 4, 000, 000 a 5, 000, 000 de coliformes por ml, cuando menos.

El número de estas bacterias en los cuerpos de agua se interpretan como una medición de la calidad del agua para el consumo humano. Si existe un número elevado, se hará referencia a que el grado de contaminación será alto, por lo tanto la calidad del agua no será satisfactoria y en consecuencia será potencialmente insegura; desde luego una menor cantidad de estos microorganismos es evidencia de una baja concentración de contaminación. Menos de una por cada 100 ml de agua, indica que la concentración de contaminación es demasiado pequeña para que represente riesgo definido y puede considerarse de calidad segura.

Las bacterias coliformes son un grupo heterogéneo compuesto por varios tipos. Se agrupan en la denominación coliformes totales, misma que se integra por bacilos cortos, no esporulados, aeróbicos, y anaeróbicos facultativos, gram negativos que fermentan la lactosa con producción de gas y acidez a $35 \pm 0.5^{\circ}\text{C}$ en periodos de 24 a 48 horas.

Los coliformes fecales están presentes en materias fecales del hombre o animales de sangre caliente. Son bacilos cortos, Gram negativos, no esporulados que fermentan la lactosa con producción de gas y acidez a 44.5°C en periodos de 24 a 48 horas.

Un método muy utilizado para el recuento de coliformes en agua ha sido siempre el Número Más Probable (NMP), aunque se han ido variando los medios de cultivo, las condiciones y las técnicas de análisis, con el objetivo de obtener cada vez mayor sensibilidad y precisión, hasta el punto que se ha llegado a aceptar como método estándar. Los distintos métodos de NMP para coliformes totales se basan, en primera instancia, en una selección de los microorganismos que producen ácido y gas a partir de lactosa a 35°C .

Las Normas Oficiales Mexicanas (NOM-112-SSA1-1994 y NOM-113-SSA1-1994) que establecen el método microbiológico para determinar el número de microorganismos coliformes totales presentes en diferentes productos por medio de la técnica del número más probable o de la técnica de cuenta de placa.

HONGOS

Los hongos son protistas eucariotas aerobios, multicelulares, no fotosintéticos y quimioheterótrofos. Muchos de los hongos son saprófitos, es decir, basan su alimentación en materia orgánica muerta. Junto con las bacterias, los hongos son los responsables de la descomposición del carbono en la biosfera. Desde el punto de vista ecológico los hongos presentan ciertas ventajas sobre las bacterias: pueden crecer y desarrollarse en zonas de baja humedad y en ámbitos con pH bajos. Sin la colaboración de los hongos en los procesos de degradación de la materia orgánica el ciclo del carbono se interrumpiría en poco tiempo, y la materia orgánica empezaría a acumularse.

ALGAS

Las algas pueden presentar serios inconvenientes en las aguas superficiales, puesto que se reproducen fácilmente cuando las condiciones son favorables (exceso de nutrientes), este fenómeno se conoce como crecimiento explosivo y lleva a la eutrofización de las aguas.

Puesto que el efluente de las plantas de tratamiento del agua residual suele ser rico en nutrientes biológicos, la descarga del efluente en los lagos provoca su enriquecimiento y aumenta su tasa de eutrofización. Uno de los problemas más importantes al que se enfrenta la ingeniería sanitaria en el campo de la gestión de la calidad del agua, es el de encontrar el proceso de tratamiento que hay que aplicar a las aguas residuales de diferentes orígenes, de modo que los efluentes no favorezcan el crecimiento de algas y demás plantas acuáticas.

La solución puede implicar la eliminación del carbono, así como de las diferentes formas del nitrógeno y del fósforo. La presencia de algas afecta al valor del agua de abastecimiento, ya que puede originar problemas de olor y sabor.

PROTOZOOS

Los protozoos son microorganismos cuya estructura está formada por una sola célula abierta (los más importantes son las amebas, los flagelados, y los ciliados libres y fijos).

La mayoría de los protozoos son aerobios o facultativamente quimioheterótrofos anaeróbicos, aunque se conocen algunos anaerobios. Los protozoos se alimentan de bacterias y otros microorganismos microscópicos, tienen una importancia capital, tanto en el funcionamiento de los tratamientos biológicos como en la purificación de cursos de agua ya que son capaces de mantener el equilibrio entre los diferentes tipos de microorganismos.

Ciertos protozoos son también patógenos. En el agua de suministro es importante controlar la presencia de la giarda lamblia (responsable de la giardiasis o enfermedad de Hikers) y del cyoptosporidium, como agente causante de infecciones potencialmente mortales para pacientes con síndrome de inmunodeficiencia adquirida (SIDA).

VIRUS

Los virus son partículas parasíticas formadas por un cordón de material genético (ácido desoxirribonucleico ADN, o ácido ribonucleico ARN) con una capa de recubrimiento proteínico. No tienen capacidad para sintetizar compuestos nuevos, en lugar de ello invaden las células del cuerpo vivo que los acoge y reconducen la actividad celular hacia la producción de nuevas partículas virales a costa de las células originales.

Cuando muere la célula original, se liberan gran cantidad de virus que infectarán células próximas. Los virus excretados por los seres humanos pueden representar un importante peligro para la salud pública. Se sabe con certeza que algunos virus pueden sobrevivir hasta 41 días, tanto en aguas limpias como residuales a la temperatura de 20°C, y hasta 6 días en un río normal.

En la tabla 1.4 se enlistan enfermedades en el ser humano, originadas por algunos microorganismos y virus que comúnmente se hallan en las aguas residuales.

TABLA 1.4- Patógenos y enfermedades de origen hídrico. FUENTE: Fundamentos técnicos para el muestreo y análisis de aguas residuales (IMTA y CNA).

PATÓGENOS		ENFERMEDAD CAUSADA
Bacterias	Campylobacter jejuni	Gastroenteritis
	Escherichia coli	Gastroenteritis
	Legionella pneumophila	Enfermedades respiratorias
		Agudas
	Salmonella	Salmonelosis, tifoidea,
		Paratifoidea
	Shigella	Disentería bacilar
	Vibrio cholerae	Cólera
Protozoarios	Yersina enterocolitica	Gastroenteritis
	Cryptosporidium	Diarrea
	Entamoeba histolytica	Disentería amibiana
	Giardia lamblia	Diarrea
	Naegleria fowleri	Meningitis cefálica
Enterovirus	Adenovirus	Enfermedades respiratorias,
		infecciones en los ojos,
		gastroenteritis
	Astrovirus	Gastroenteritis
	Calicivirus	Gastroenteritis
	Coxsackievirus A	Meningitis, enfermedades
		respiratorias, miocarditis
	Echovirus	Meningitis, diarrea, fiebre,
		enfermedades respiratorias
	Hepatitis A viral	Infecciones hepáticas
	Norwalk viral	Diarrea, vómito y fiebre
	Poliovirus	Meningitis, parálisis
	Rotavirus	Diarrea, vómitos

1.2. NORMATIVA EN MATERIA DE AGUA

A fin de preservar la calidad y cantidad del agua, así como posibilitar su aplicación en diferentes usos, para lograr un desarrollo integral sustentable; el país declara mediante la Ley de Aguas Nacionales, que la Federación, a través de la CONAGUA, es la encargada de regular la explotación, uso o aprovechamiento de las aguas nacionales, su distribución y control.

Enseguida se exponen los aspectos más sobresalientes del marco jurídico Mexicano respecto al recurso hídrico.

1.2.1. Ley de aguas nacionales

La Ley de Aguas Nacionales (LAN) establece que la explotación, uso o aprovechamiento de las aguas nacionales se realizará mediante títulos de concesión o asignación otorgados por el Ejecutivo Federal a través de la CONAGUA, por medio de los organismos complementarios o directamente por ésta cuando así le competa, de acuerdo con las reglas y condiciones que dispone la LAN y su reglamento. De manera similar, para las descargas de aguas residuales, es necesario contar con un permiso de descarga expedido por esta misma institución. Las organizaciones que participan para la aportación y enriquecimiento de la ley son; La Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales, La Comisión Nacional del Agua, Consejos de Cuenca, Consejo Consultivo del Agua, Servicio Meteorológico Nacional, El Instituto Mexicano de Tecnología del Agua también forma parte importante de este grupo.

ORDENAMIENTOS

La Constitución Política de nuestro país faculta al Poder Ejecutivo Federal para establecer, por causas de interés y utilidad de carácter público, medidas regulatorias para mantener el control del alumbramiento de las aguas nacionales subterráneas mediante la expedición de vedas, reglamentos y reservas.

Los diferentes instrumentos jurídicos de control vigentes fueron emitidos de 1948 a 2013.

PUBLICACIÓN DE LAS DISPONIBILIDADES MEDIAS ANUALES DE AGUA

La LAN establece que para otorgar los títulos de concesión o asignación se tomará en cuenta la disponibilidad media anual de agua de la cuenca hidrológica o acuífero en el que se vaya a realizar el aprovechamiento. La CONAGUA tiene la obligación de publicar dichas disponibilidades, para lo cual generó la norma NOM-011-CONAGUA-2000 “Conservación del Recurso Agua que establece las especificaciones y el Método para Determinar la Disponibilidad Media Anual de las Aguas Nacionales”.

DECLARATORIAS DE CLASIFICACIÓN DE CUERPOS DE AGUAS NACIONALES

La LAN establece que para otorgar los permisos de descarga de aguas residuales se deberán contemplar las declaratorias de clasificación de los cuerpos de agua de propiedad nacional. La CONAGUA tiene la atribución de elaborar y publicar estas declaratorias en el Diario Oficial de la Federación.

De acuerdo al Artículo 87 de la LAN, las declaratorias de clasificación contienen la delimitación de los cuerpos de agua estudiados en los que se determina la capacidad de asimilación y dilución de contaminantes, es decir, su aptitud de autodepurarse; los parámetros de calidad que deben cumplir las aguas residuales y los límites máximos de descarga de dichos parámetros en las áreas clasificadas. Además incluyen metas de

calidad en los cuerpos de agua receptores de los contaminantes y los plazos para alcanzarlas.

1.2.2. Normas Mexicanas

Complementado el aspecto jurídico se encuentra la normativa Mexicana en materia de agua, cuyo propósito es tener un control en la calidad del agua del país. Además, expone los derechos, obligaciones y recomendaciones para los usuarios, buscando con ello un uso funcional, productivo y sustentable.

NORMAS OFICIALES MEXICANAS

Establecen los límites máximos permitidos de contaminantes en descargas de aguas residuales de diferentes orígenes a cuerpos receptores. Además, instauran especificaciones, métodos de prueba y requisitos de seguridad para mobiliario sanitario e infraestructura hidráulica.

Cabe destacar que conforme a la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, las Normas Oficiales Mexicanas (NOM), son regulaciones técnicas de observancia obligatoria.

A continuación, en la tabla 1.5 se presentan las Normas Oficiales Mexicanas relacionadas con el tema del agua.

TABLA 1.5 – Normas Oficiales Mexicanas en materia de agua. FUENTE: CONAGUA, 2014.

NORMAS OFICIALES MEXICANAS	
No.	GRUPO: SEMARNAT
1	NOM-001-SEMARNAT-1996 - Límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales.
2	NOM-002-SEMARNAT-1996 - Límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.
3	NOM-003-SEMARNAT-1997 - Límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se rehúsen en servicios al público.
4	NOM-004-SEMARNAT-2002 - Especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes en lodos y biosólidos para su aprovechamiento y disposición final.
5	NOM-022-SEMARNAT-2003 - Preservación, conservación, aprovechamiento sustentable y restauración de los humedales costeros en zonas de manglar.
6	NOM-141-SEMARNAT-2003 - Procedimientos, especificaciones y criterios para jales y presas de jales.
No.	GRUPO: CONAGUA
1	NOM-001-CONAGUA-2011 - Sistemas de agua potable, toma domiciliaria y alcantarillado sanitario-Hermeticidad - Especificaciones y métodos de prueba.
2	NOM-003-CONAGUA-1996 - Requisitos para construcción de pozos para prevención de contaminación de acuíferos.
3	NOM-004-CONAGUA-1996 - Requisitos para la protección de acuíferos durante mantenimiento y rehabilitación de pozos de agua y cierre de pozos en general.
4	NOM-005-CONAGUA-1996 - Especificaciones y métodos de prueba para fluxómetros.
5	NOM-006-CONAGUA-1997 - Especificaciones y métodos de prueba para fosas sépticas.
6	NOM-007-CONAGUA-1997 - Requisitos de seguridad para la construcción y operación de tanques.

7	NOM-008-CONAGUA-1998 - Especificaciones y métodos de prueba para regaderas.
8	NOM-009-CONAGUA-2001 - Especificaciones y métodos de prueba para inodoros.
9	NOM-010-CONAGUA-2000 - Especificaciones y métodos de prueba para válvulas de inodoros.
10	NOM-011-CONAGUA-2000 - Conservación del recurso agua. Especificaciones y método para determinar la disponibilidad media anual de las aguas nacionales.
11	NOM-014-CONAGUA-2003 - Requisitos para la recarga artificial de acuíferos con agua residual tratada.
12	NOM-015-CONAGUA-2007 - Características y especificaciones de las obras y del agua para infiltración artificial a acuíferos.
No.	GRUPO: SALUD
1	NOM-127-SSA1-1994 - Salud ambiental. Agua para uso y consumo humano. Límites permisibles de calidad y tratamientos a que debe someterse el agua para su potabilización.
2	NOM-179-SSA1-1998 - Vigilancia y evaluación del control de calidad del agua potable en redes.
3	NOM-201-SSA1-2002 - Productos y servicios. Agua y hielo para consumo humano, envasados y a granel. Especificaciones sanitarias.
4	NOM-230-SSA1-2002 - Requisitos sanitarios para manejo del agua en las redes de agua potable.
5	NOM-244-SSA1-2008 - Equipos y sustancias germicidas para tratamiento doméstico de agua. Requisitos sanitarios.

Algunas de las normas citadas sobresalen del resto, dadas la importancia y relación que guarda con la temática de este trabajo, por lo tanto, conviene abundar en el contenido de las mismas. De tal manera, Resultan de especial interés las normas que se exponen a continuación.

1) NOM-001-SEMARNAT-1996- Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, con el objeto de proteger su calidad y posibilitar sus usos, y es de observancia obligatoria para los responsables de dichas descargas. Esta Norma Oficial Mexicana no se aplica a las descargas de aguas provenientes de drenajes separados de aguas pluviales.

Para llevar a cabo el análisis para conocer la composición de dichas descargas, se hará mediante muestras simples, es decir, las que se toman el punto de descarga, de manera continua, en día normal de operación que refleje cuantitativa y cualitativamente el o los procesos más representativos de las actividades que generan la descarga, durante el tiempo necesario.

La concentración de contaminantes básicos, metales pesados y cianuros para las descargas de aguas residuales a aguas y bienes nacionales, no debe exceder el valor indicado como límite máximo permisible en las tablas 1.6 y 1.7 de esta Norma Oficial Mexicana. El rango permisible del potencial hidrógeno (pH) es de 5 a 10 unidades.

Para determinar la contaminación por patógenos se tomará como indicador a los coliformes fecales. El límite máximo permisible para las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales, así como las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola) es de 1,000 y 2,000 como número más probable (NMP) de coliformes fecales por cada 100 ml para el promedio mensual y diario, respectivamente.

Para determinar la contaminación por parásitos se tomará como indicador los huevos de helminto. El límite máximo permisible para las descargas vertidas a suelo (uso en riego agrícola), es de un huevo de helminto por litro para riego no restringido, y de cinco huevos por litro para riego restringido.

Es necesario realizar un análisis de alguno o varios parámetros que se señalan en la presente Norma Oficial Mexicana, con la finalidad de demostrar que cuenta con las características debidas para ser utilizada dentro de los usos en los que acuerda dicha norma.

TABLA 1.6-Límites máximos permitidos.

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA CONTAMINANTES BÁSICOS																				
PARÁMETROS		RÍOS				EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES				AGUAS COSTERAS				SUELO						
(miligramos por litro, excepto cuando se especifique)	Uso en riego agrícola (A)	Uso público urbano (B)		Protección de vida acuática (C)		Uso en riego agrícola (B)		Uso público urbano (C)		Explotación pesquera, navegación y		Recreación (B)		ESTUARIOS (B)		Uso en riego agrícola (A)		HUMEDALES NATURALES (B)		
	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.
Temperatura °C (1)	N.A	N.A	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	N.A	N.A	40	40
Grasas y Aceites (2)	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25
Material Flotante (3)	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente	ausente
Sólidos Sedimentables (ml/l)	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	N. A	N.A	1	2
Sólidos Suspensos Totales	150	200	75	125	40	60	75	125	40	60	150	200	75	125	75	125	N. A	N.A	75	125
Demanda Bioquímica de Oxígeno5	150	200	75	150	30	60	75	150	30	60	150	200	75	150	75	150	N. A	N.A	75	150
Nitrógeno Total	40	60	40	60	15	25	40	60	15	25	N.A.	N.A	N.A.	N.A.	15	25	N. A	N.A	N.A	N.A
Fósforo Total	20	30	20	30	5	10	20	30	5	10	N.A	N.A	N.A.	N.A.	5	10	N. A	N.A	N.A	N.A

(1) Instantáneo

(2) Muestra Simple Promedio Ponderado

(3) Ausente según el Método de Prueba definido en la NMX-AA-006.

P.D.= Promedio Diario; P.M.= Promedio Mensual:

N.A. = No es aplicable.

(A), (B) y (C): Tipo de Cuerpo Receptor según la Ley Federal de Derechos.

TABLA 1.7-Límites máximos permitidos.

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA METALES PESADOS Y CIANUROS																					
PARÁMETROS (*)	RÍOS				EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES						AGUAS COSTERAS				SUELO						
(miligramos por litro)	Uso en riego agrícola (A)	Uso público urbano (B)	Protección de vida acuática (C)	Uso en riego agrícola (B)	Uso público urbano (C)	Explotación pesquera, navegación y otros usos (A)	Recreación (B)	Estuarios (B)	Uso en riego agrícola (A)	Humedales naturales (B)											
	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	
Arsénico	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	
Cadmio	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.05	0.1	0.1	0.2	
Cianuros	1	3	1	2	1	2	2	3	1	2	1	2	2	3	1	2	2	3	1	2	
Cobre	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	4	6	
Cromo	1	1.5	0.5	1	0.5	1	1	1.5	0.5	1	0.5	1	1	1.5	0.5	1	0.5	1	0.5	1	
Mercurio	0.01	0.02	0.005	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02	0.005	0.01	0.01	0.02	0.01	0.02	0.01	0.02	0.005	0.01	0.005	0.01	
Níquel	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	2	4	
Plomo	0.5	1	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	0.2	0.4	0.5	1	0.2	0.4	5	10	0.2	0.4	
Zinc	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	10	20	

(*) Medidos de manera total.

P.D. = Promedio Diario P.M. = Promedio Mensual N.A. = No es aplicable (A), (B) y (C): Tipo de Cuerpo Receptor según la Ley Federal de Derechos.

2) NOM-002-SEMARNAT-1996-. Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal con el fin de prevenir y controlar la contaminación de las aguas y bienes nacionales, así como proteger la infraestructura de dichos sistemas, y es de observancia obligatoria para los responsables de dichas descargas. Esta norma no se aplica a la descarga de las aguas residuales domésticas, pluviales, ni a las generadas por la industria, que sean distintas a las aguas residuales de proceso y conducidas por drenaje separado.

Los límites máximos permisibles para contaminantes de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, no deben ser superiores a los indicados en la tabla 1.8 Para las grasas y aceites es el promedio ponderado en función del caudal, resultante de los análisis practicados a cada una de las muestras simples.

TABLA 1.8-Límites máximos permitidos de las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES			
PARÁMETROS (miligramos por litro, excepto cuando se especifique otra)	Promedio Mensual	Promedio Diario	Instantáneo
Grasas y Aceites	50	75	100
Sólidos Sedimentables (mililitros por	5	7.5	10
Arsénico total	0.5	0.75	1
Cadmio total	0.5	0.75	1
Cianuro total	1	1.5	2
Cobre total	10	15	20
Cromo hexavalente	0.5	0.75	1
Mercurio total	0.01	0.015	0.02
Níquel total	4	6	8
Plomo total	1	1.5	2
Zinc total	6	9	12

Los límites máximos permisibles para los parámetros demanda bioquímica de oxígeno y sólidos suspendidos totales, que debe cumplir el responsable de la descarga a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, son los establecidos en la tabla 1.6 de la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996.

3) NOM-003-SEMARNAT-1997-. Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se rehúsen en servicios al público, con el objeto de proteger el medio ambiente y la salud de la población, y es de observancia obligatoria para las entidades públicas responsables de su tratamiento y rehusó. En el caso de que el servicio al público se realice por terceros, éstos serán responsables del cumplimiento de la presente Norma, desde la producción del agua tratada hasta su rehusó o entrega, incluyendo la conducción o transporte de la misma.

Los límites máximos permisibles de contaminantes en aguas residuales tratadas son los establecidos en la tabla 1.9, proveniente de esta Norma Oficial Mexicana.

TABLA 1.9-Límites máximos permitidos de contaminantes en aguas residuales tratadas.

TIPO DE REUSO	PROMEDIO MENSUAL				
	Coliformes Fecales NMP/100 ml	Huevos de Helminto (h/l)	Grasas y Aceites mg/l	DBO ₅ mg/l	SST mg/l
SERVICIOS AL PÚBLICO CON CONTACTO DIRECTO	240	≤1	15	20	20
SERVICIOS AL PÚBLICO CONCONTACTO INDIRECTO U OCASIONAL	1,000	≤5	15	30	30

La materia flotante debe estar ausente en el agua residual tratada, de acuerdo al método de prueba establecido en la Norma Mexicana NMX-AA-006.

NORMAS MEXICANAS

Las Normas Mexicanas, establecen las metodologías para evaluar la calidad y la eficiencia de los servicios de agua potable, drenaje y saneamiento, mediante la determinación de los parámetros Físicoquímicos y Microbiológicos.

Es preciso resaltar que conforme a la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, las Normas Mexicanas (NMX) son regulaciones técnicas de aplicación voluntaria.

A continuación, en la tabla 1.10 se presentan las Normas Mexicanas relacionadas con el tema del agua.

TABLA 1.10. – Normas Mexicanas en materia de agua. FUENTE: CONAGUA, 2014.

No.	NORMAS MEXICANAS
1	NMX-AA-120-SCFI-2006 - Requisitos y especificaciones de sustentabilidad de calidad de playas.
2	NMX-AA-147-SCFI-2008 - Metodología de evaluación de las tarifas de agua potable, drenaje y saneamiento.
3	NMX-AA-148-SCFI-2008 - Metodología para evaluar la calidad de los servicios de agua potable, drenaje y saneamiento. Directrices para la evaluación y la mejora del servicio a los usuarios.
4	NMX-AA-149/1-SCFI-2008 - Metodología para evaluar la eficiencia de los prestadores de servicios de agua potable, drenaje y saneamiento. Directrices para la prestación y evaluación de los servicios de agua residual.
5	NMX-AA-149/2-SCFI-2008 - Metodología para evaluar la eficiencia de los prestadores de servicios de agua potable, drenaje y saneamiento. Directrices para la prestación y evaluación de los servicios de agua potable.

1.3. PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES EN MÉXICO

En nuestro país el tratamiento de aguas residuales, es un tema que ha venido tomando gran importancia en los últimos años, dado el grado actual de contaminación que presenta la mayor parte de las aguas superficiales. Convenientemente el tratamiento de aguas residuales, ha ido evolucionado favorablemente, aunque es preciso decir que el reto es aún grande.

En el año 2013, las 2 287 plantas en operación en el país trataron 105.9 m³/s, es decir el 50.2% de los 211.1 m³/s recolectados en los sistemas de alcantarillado. La evolución del caudal tratado anualmente se muestra en la figura 1.3

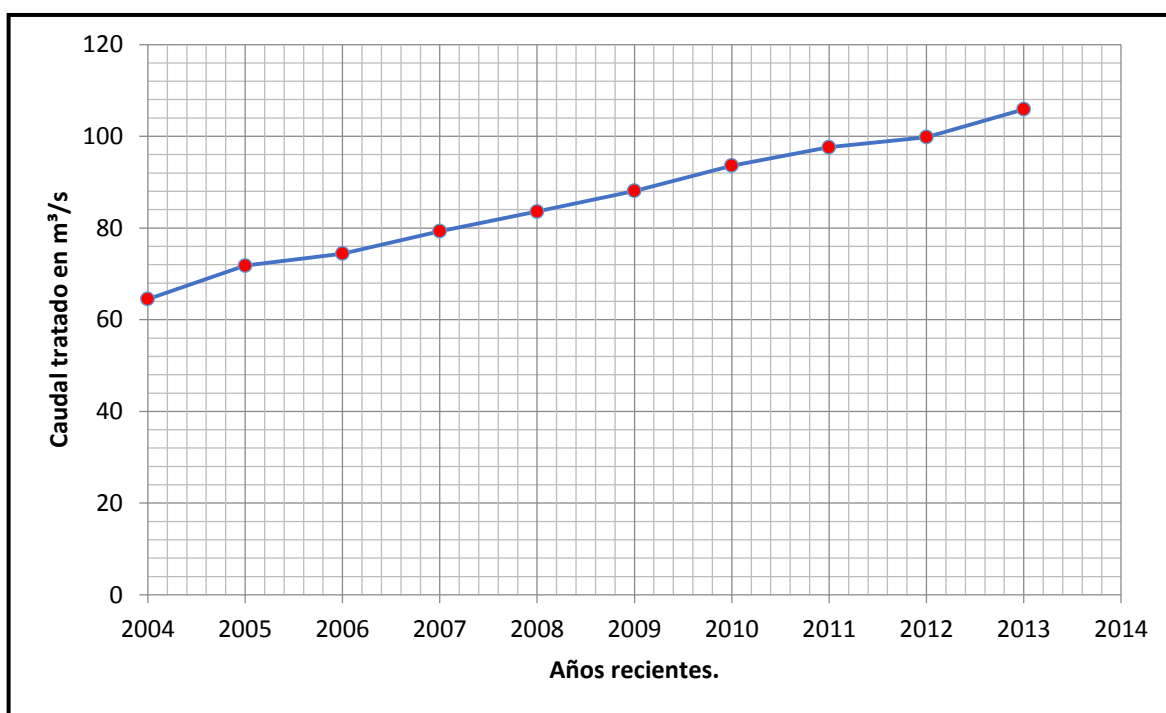


FIGURA 1.3.- Caudal de aguas residuales municipales tratadas. FUENTE: CONAGUA, 2014.

Al cierre de 2013 el registro de plantas en operación fue de 2 287 instalaciones, mientras que su capacidad instalada fue de 152 171.88 l/s y el caudal tratado de 105 934.85 l/s, que significa incrementos en el ejercicio del 8.6% en cuanto a capacidad instalada y de 6.2 por ciento en caudal tratado, que permitieron alcanzar una cobertura nacional de tratamiento de aguas residuales municipales del 50.2%, en dicho ejercicio.

En la tabla 1.11 se indican las plantas de tratamiento de aguas residuales en operación por entidad federativa.

TABLA 1.11- Plantas de tratamiento de aguas residuales municipales en operación, por entidad federativa 2013. FUENTE: CONAGUA, 2014.

ESTADO	No. PLANTAS	Capacidad Instalada (l/s)	CAUDAL TRATADO (l/s)
Aguascalientes	134	4 662.5	3 162.3
Baja California	37	7 592.1	5 240.1
Baja California Sur	26	1 660.0	1 275.2
Campeche	19	145.0	119.8
Coahuila de Zaragoza	21	4 976.5	3 878.0
Colima	55	2 228.1	1 580.4
Chiapas	33	1 596.6	810.2
Chihuahua	167	9 904.9	6 751.3
Distrito Federal	29	6 820.5	3 112.8
Durango	182	4 519.9	3 425.7
Guanajuato	69	7 377.7	5 651.5
Guerrero	59	4 199.8	3 497.0
Hidalgo	9	158.5	158.5
Jalisco	154	15 435.2	7 797.1
México	142	8 962.0	6 788.9
Michoacán de Ocampo	38	4 050.5	3 392.6
Morelos	42	2 718.5	1 596.3
Nayarit	68	2 806.8	2 239.3
Nuevo León	60	17 615.0	11 489.3
Oaxaca	69	1 520.5	995.1
Puebla	67	3 202.6	3 237.2
Querétaro de Arteaga	47	2 370.4	1640.3
Quintana Roo	35	2 380.5	1 734.2
San Luis Potosí	38	2 509.9	2 115.2
Sinaloa	218	6 094.7	4 965.1
Sonora	82	5 407.5	3 650.8
Tabasco	80	2 815.9	1 765.4
Tamaulipas	44	7 797.8	5 692.1
Tlaxcala	55	1 048.3	786.1
Veracruz de Ignacio de la Llave	110	7 271.0	5 612.0
Yucatán	29	535.2	130.3
Zacatecas	69	1787.7	1 644.8
Total nacional	2 287	152 171.9	105 934.9

1.3.1. Principales procesos de tratamiento

El grado de tratamiento requerido para el agua residual, depende fundamentalmente de los orígenes y niveles de los contaminantes presentes en ella, así como de los límites máximos permisibles en las descargas a los cuerpos naturales de agua, dictados por las

normas oficiales vigentes. Otros factores de importancia que hay que tomar en consideración al momento de seleccionar un proceso de tratamiento son, el nivel socioeconómico del lugar de instauración, el recurso económico con el que se dispone, el tamaño de la población con la que se proyectara, entre otras.

En las figuras 1.4 y 1.5 se muestran los principales procesos de tratamiento que se utilizan en México para el tratamiento de aguas residuales municipales.

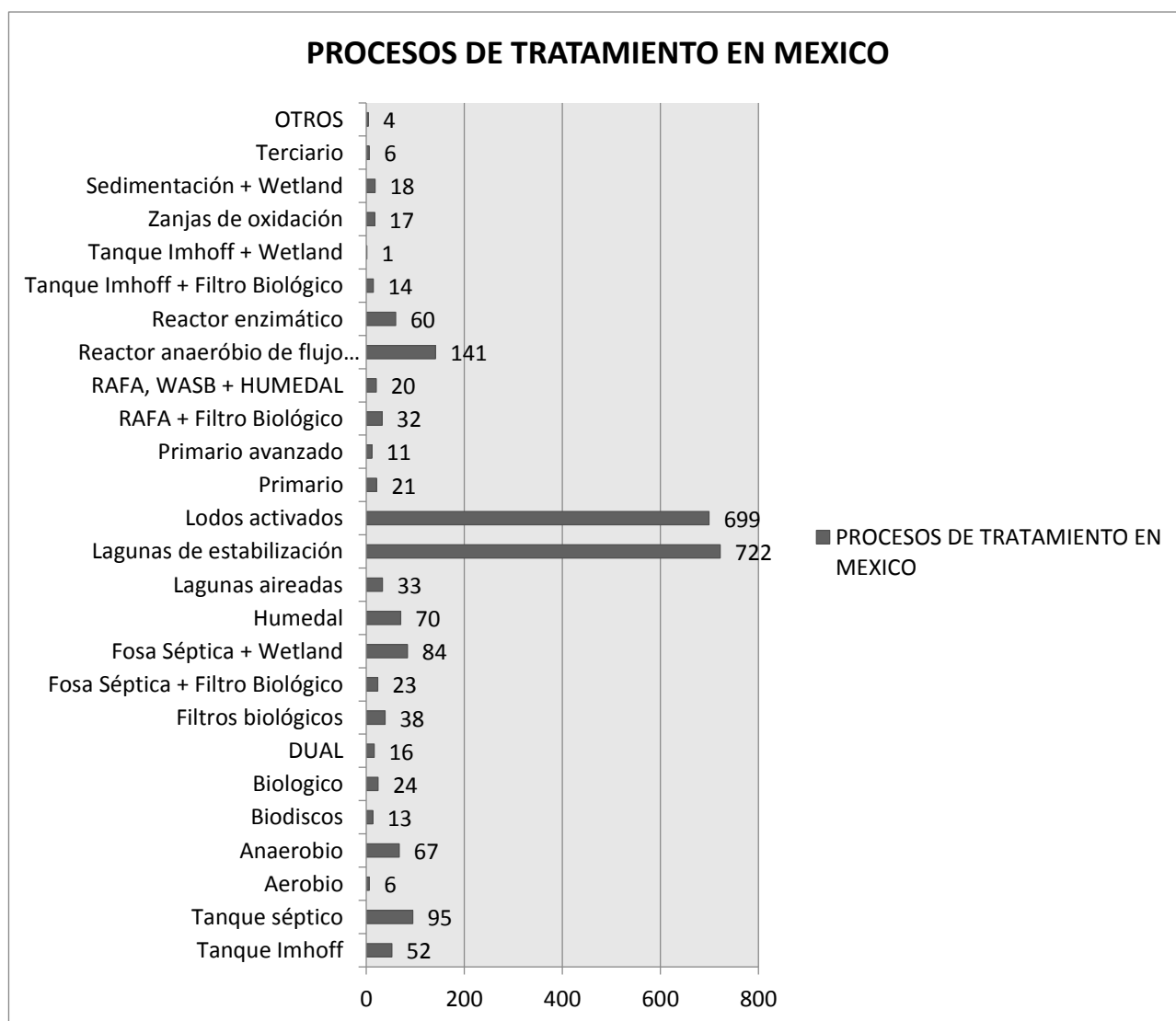


FIGURA 1.4.- Principales procesos de tratamiento de aguas residuales municipales en México. FUENTE: CONAGUA, 2014.

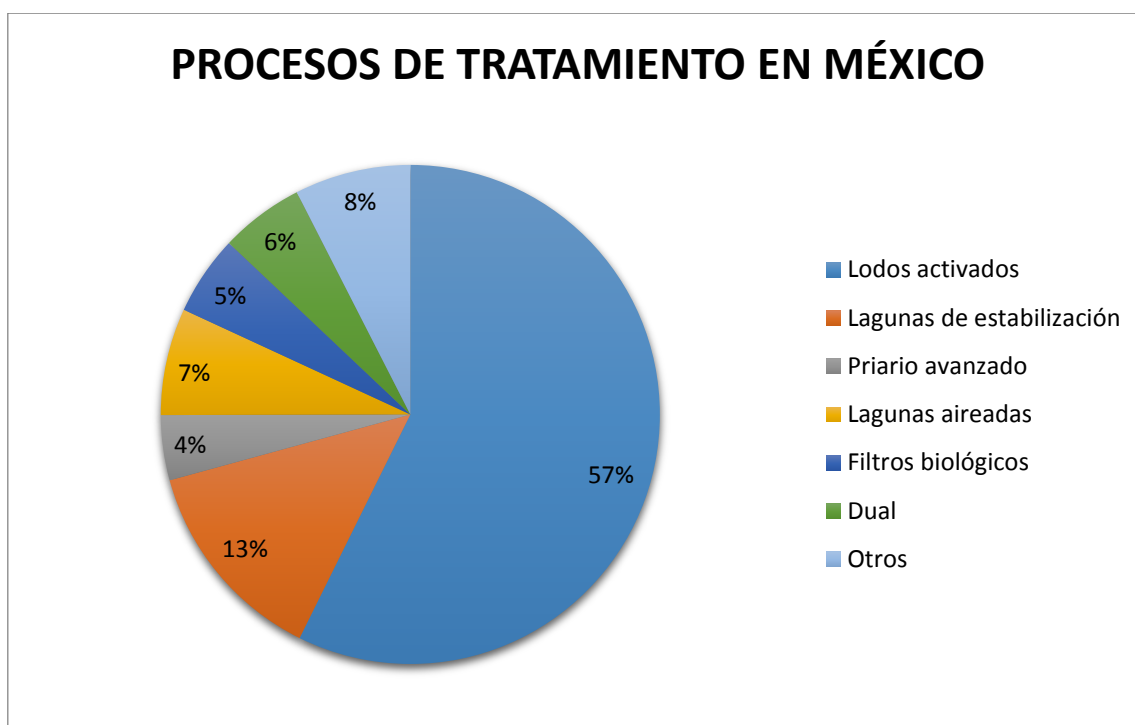


FIGURA 1.5.- Principales procesos de tratamiento de aguas residuales municipales en México por caudal tratado, 2013. FUENTE: CONAGUA, 2014.

1.3.2. Plantas de tratamiento en el estado de Michoacán.

Al término del año 2013 el registro de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales, en Michoacán fue de 38 instalaciones en operación, mientras que su capacidad instalada fue de 4.051 m³/s y el caudal tratado de 3.393 m³/s.

En la tabla 1.12, se muestra el inventario de plantas en operación en el estado.

TABLA 1.12- Plantas de tratamiento de aguas residuales municipales en operación, en Michoacán 2013. FUENTE: CONAGUA, 2014.

MUNICIPIO	LOCALIDAD	NOMBRE DE LA PLANTA	PROCESO	CAPACIDAD INSTALADA (L/S)	CAUDAL TRATADO (I/S)	CUERPO RECEPTOR O REHÚSO
Ario	Ario de Rosales	Planta de tratamiento de aguas residuales de Ario	lagunas de estabilización	30.0	30.0	Rio Tzintzongo
Briseñas	Briseñas de Matamoros	Briseñas	lagunas de estabilización	6.0	6.0	Rio Lerma
Cherán	Cherán	Cherán	Filtros biológicos	27.0	5.0	Barranca Ucumitrito
Coahuayana	Coahuayana de Hidalgo	Coahuayana	lagunas de estabilización	23.0	23.0	Arroyo Ticuiz

Coalcomán de Vázquez Pallares	Coalcomán de Vázquez Pallares	Planta de tratamiento de aguas residuales de Coalcomán	Lodos activados	26.0	26.0	
Coeneo	Coeneo de la libertad	Coeneo	Lodos activados	20.0	10.0	Arroyo Innominado
Cotija	Cotija de la Paz		lagunas de estabilización			Río Cotija
Cuitzeo	Cuitzeo del Porvenir	Cuitzeo	Humedales (Wetland)	25.0	6.0	Lago Cuitzeo
Erongarícuaro	Erongarícuaro	Erongarícuaro	Humedales (Wetland)	6.0	6.0	Lago de Patzcuaro
La Huacana	La Huacana	La Huacana	Rafa o Wasb	60	32	Río La Huacana
La Piedad	La Piedad de Cabadas	La Piedad	Lagunas aireadas	200	190	Río Lerma
La Piedad	Los Guajes	Los Guajes	Fosa Séptica + Wetland	4.5	3.5	Arroyo
La Piedad	Ojo de Agua de Serrato	Ojo de Agua de Serrato	Rafa o Wasb	3.5	3.5	Arroyo Ojo de Agua de Serrato
La Piedad	Tanque de peña	Tanque de peña	Rafa o Wasb	2.5	2.5	Arroyo Tanque de la Peña
Lagunillas	Lagunillas	Lagunillas	Biodiscos	10	8	Innominado
Lázaro Cárdenas	Ciudad Lázaro Cárdenas	Municipal No.1	Lodos activados	360	280	Río Balsas
Lázaro Cárdenas	Ciudad Lázaro Cárdenas	Municipal No.2	Lodos activados	40	30	Río Balsas
Lázaro Cárdenas	Las Guacamayas	Las Guacamayas	Lodos activados	120	90	Arroyo el Barco
Los Reyes	Los Reyes de Salgado	Planta de tratamiento de aguas residuales de Los Reyes	Lagunas de estabilización	100	100	Río Los Reyes
Morelia	Atapaneo	Morelia	Lodos activados	1200	1100	Lago de Cuitzeo
Morelia	Jesús del Monte	Jesús del Monte	Lodos activados	5	3	Río Chiquito
Morelia	Morelia	PTAR "Los Itzicuaros"	Lodos activados	210.0	210.0	
Morelia	San Miguel del Monte	San Miguel del Monte	Rafa o Wasb	3.0	2.0	Río Chiquito
Paracho	Paracho de Verduzco	Paracho	Lagunas de estabilización	35.0	5.0	Riego Agrícola
Patzcuaro	Janitzio (Isla)	Janitzio	Lodos activados	7.0	1.0	Lago de Patzcuaro
Patzcuaro	Patzcuaro	Patzcuaro I	Zanjas de oxidación	20.0	15.0	Lago de Patzcuaro
Patzcuaro	Patzcuaro	Patzcuaro II	Lodos activados	105.0	75.0	Lago de Patzcuaro
Quiroga	Quiroga	Quiroga	Rafa o Wasb	20.0	20.0	Lago de Patzcuaro
Quiroga	Sta. Fe de la Laguna	Santa Fe	Humedales (Wetland)	3.0	2.5	Lago de Patzcuaro
Sahuayo	Sahuayo de Morelos	Sahuayo	Lagunas de estabilización	180.0	100.0	Canal Sahuayo (riego agrícola)
Tacámbaro	Yoricostio (La villita)	Yoricostio	Lodos activados	6.0	2.0	Laguna Yoricostio

MUNICIPIO	LOCALIADAD	NOMBRE DE LA PLANTA	PROCESO	CAPACIDAD INSTALADA (l/s)	CAUDAL TRATAD O (l/s)	CUERPO RECEPTOR O REHUSO
Tumbiscatío	Tumbiscatío de Ruiz	Tumbiscatío	Lagunas de estabilización	10.0	8.0	Rio Tumbiscatío
Tzintzuntzan	Cucuchucho	Cucuchucho	Humedales (Wetland)	1.0	0.6	Lago de Patzcuaro
Uruapan	Uruapan	Uruapan	Lodos activados	420.0	418.0	Rio Santa Barbará
Zacapu	Zacapu	Zacapu	Lagunas de estabilización	120.0	90.0	Río Angulo
Zamora	Atacheo de Regalado	Planta de tratamiento de aguas residuales de Atacheo de Regalado	Lodos activados	10.0	10.0	Dren agrícola
Zamora	Zamora de Hidalgo	Zamora	Lagunas de estabilización	330.0	279.0	Dren "A" riego agrícola
Zitácuaro	Heroica Zitácuaro	Zitácuaro	Lodos activados	267.0	175.0	Río San Juan
TOTAL DE PLANTAS			38	4050.8	3392.6	

CAPITULO II: ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1. LOCALIZACIÓN GEOGRÁFICA

La localidad de **Los Pilares** forma parte del Municipio de Vista Hermosa Michoacán. De acuerdo a lo especificado por el Instituto Nacional De Estadística Y Geografía (INEGI), la comunidad se encuentra ubicada al noroeste del estado de Michoacán de Ocampo, de la República Mexicana, en las coordenadas 20° 19' 33'' latitud norte y 102° 22' 23'' longitud Oeste, a una altura de 1538 metros sobre el nivel del mar. Limita al norte con la frontera natural del rio Lerma, entre el estado de Jalisco y Michoacán, al este con el municipio de Yurécuaro Michoacán, al sur con el poblado de Rancho Nuevo Michoacán y al oeste con la población del Cuenqueño Michoacán. Su distancia con la cabecera municipal es de 12 km y de 141 km con la capital del estado. La región a la que pertenece es la denominada región "1 Lerma-Chapala" del estado de Michoacán.

MACROLOCALIZACIÓN

Con el objeto de exponer la región o territorio en la que el proyecto tendrá influencia, se presenta la figura 2.1 que muestra la ubicación de la zona donde se propone la instauración de la planta de tratamiento, delimitada por el contexto nacional.

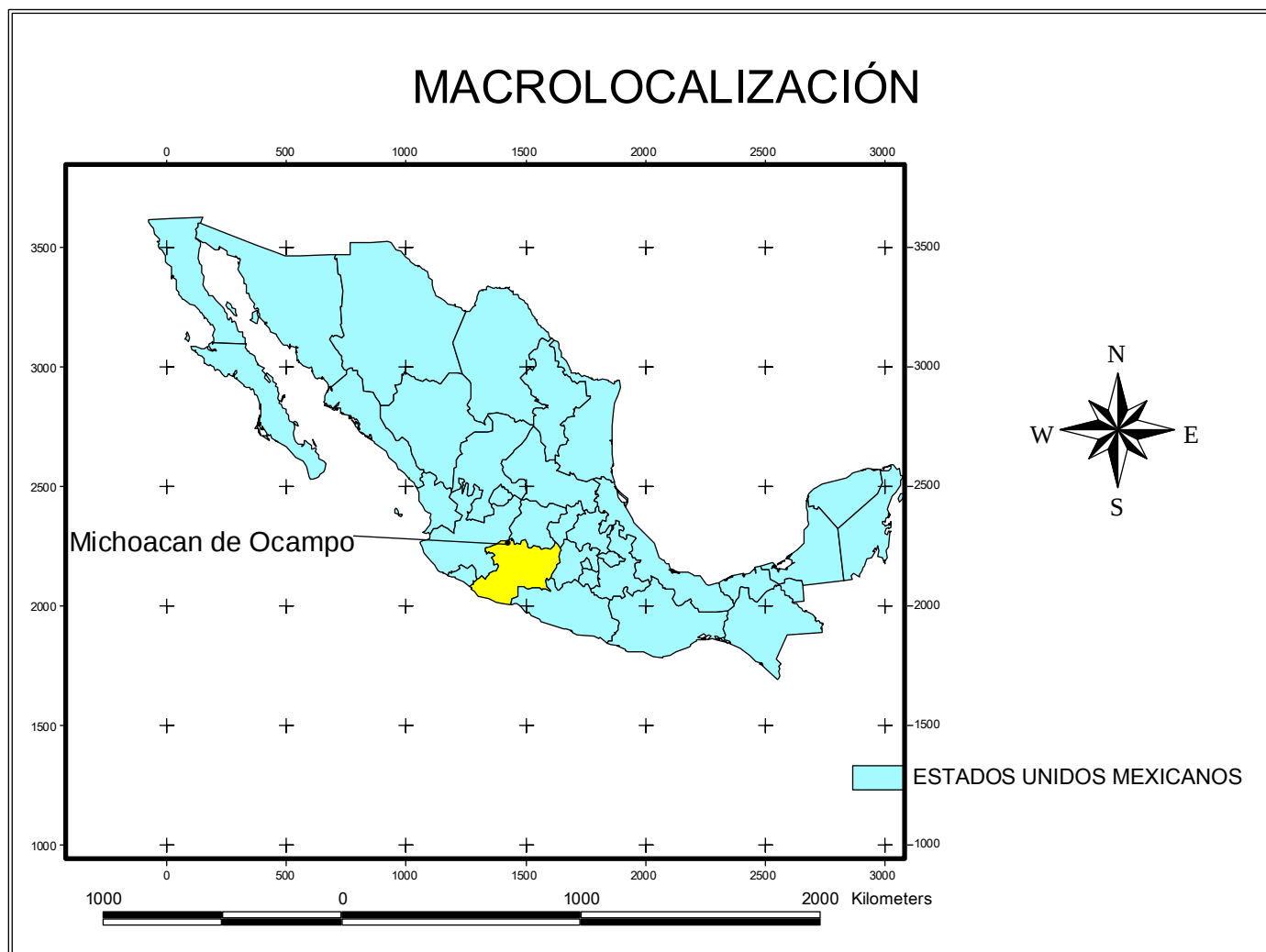


FIGURA 2.1- Microlocalización geográfica, FUENTE: INEGI.

MICROLOCALIZACIÓN

La microlocalización tiene por objeto mostrar la selección puntual del sitio para la instalación del presente proyecto. En las figuras 2.2 y 2.3, se exponen la ubicación del municipio, así como la de la comunidad propuesta en el proyecto.

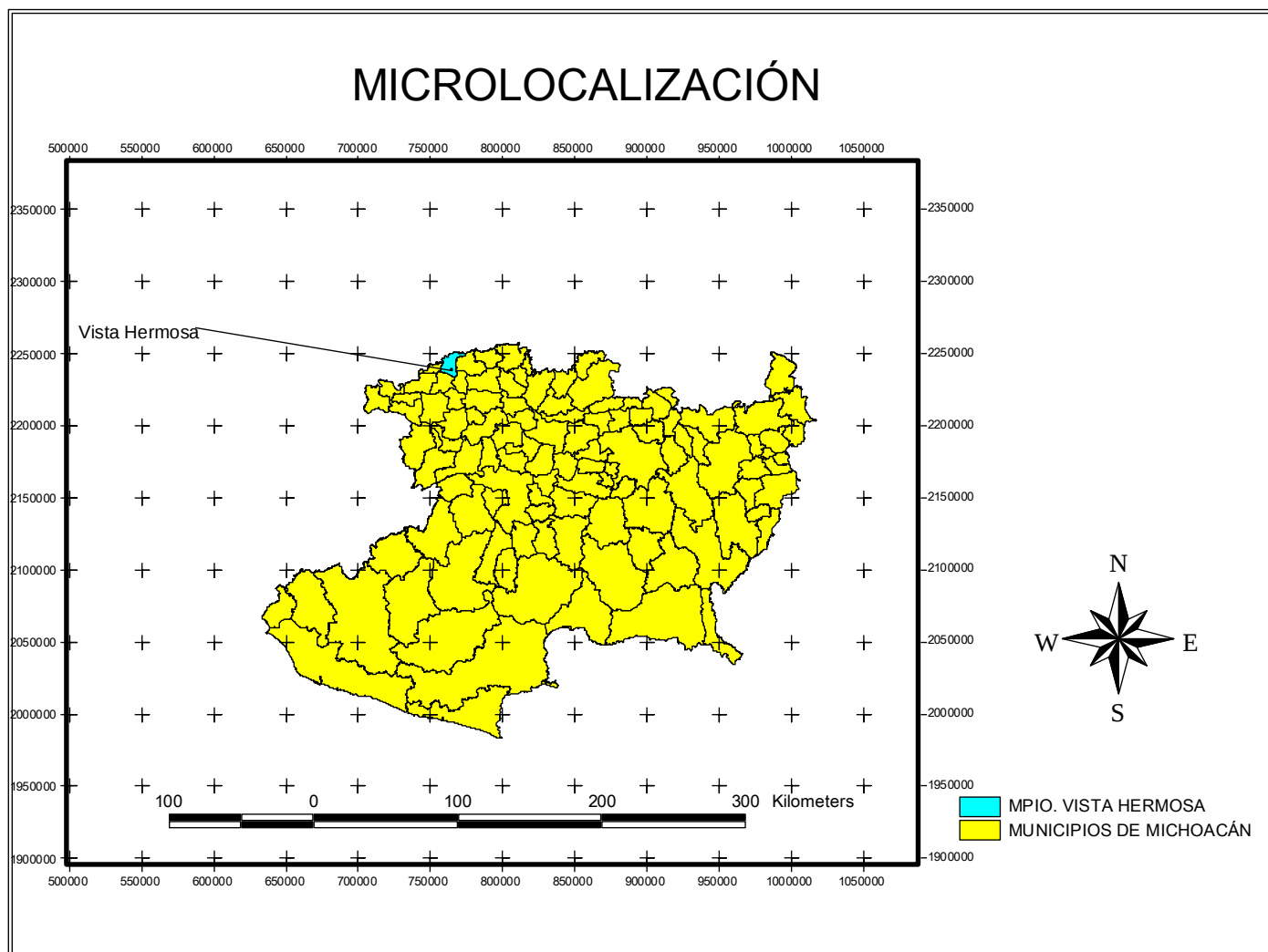


FIGURA 2.2- Microlocalización geográfica, FUENTE: INEGI.

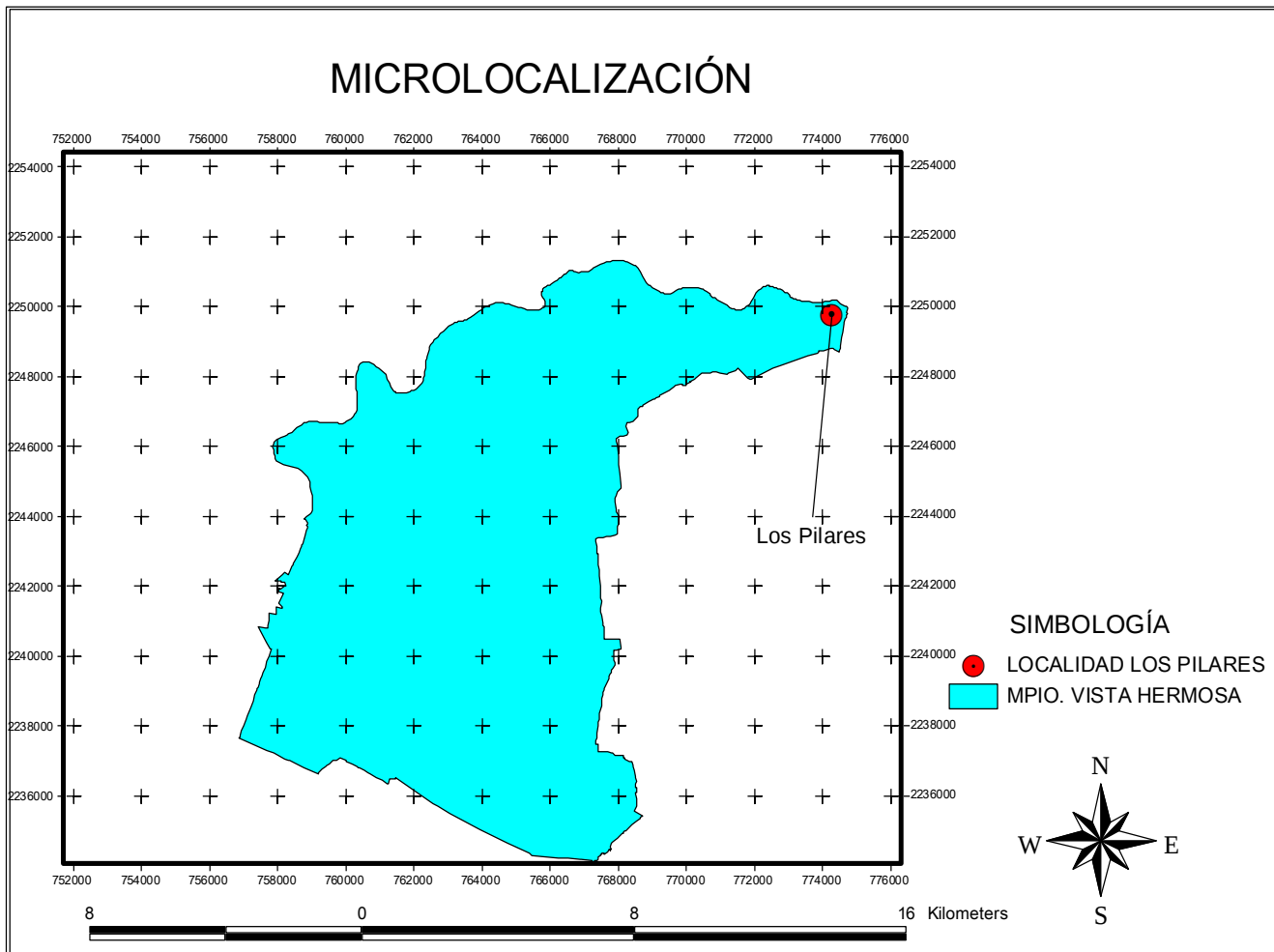


FIGURA 2.3- Microlocalización geográfica, FUENTE: INEGI.

En las figuras 2.4 y 2.5 se presenta la ubicación espacial de la comunidad de proyecto, con la calidad de imagen satelital proporcionada por el software Google earth. Se puede apreciar en la figura 2.4 algunas características físicas propias de la región, tal como la presencia del río Lerma, la laguna de Gonzalo, el relieve circundante a la comunidad; es posible distinguir también, la ubicación de las principales carreteras y caminos, así como algunas comunidades pertenecientes al municipio de Vista Hermosa.

En la figura 2.5 se tiene un acercamiento a lo que es propiamente la comunidad Los Pilares, lugar donde se sitúa el proyecto, esto con el objeto de mostrar a detalle aspectos como, la traza urbana del lugar y las particularidades del medio físico que rodea a dicha comunidad.

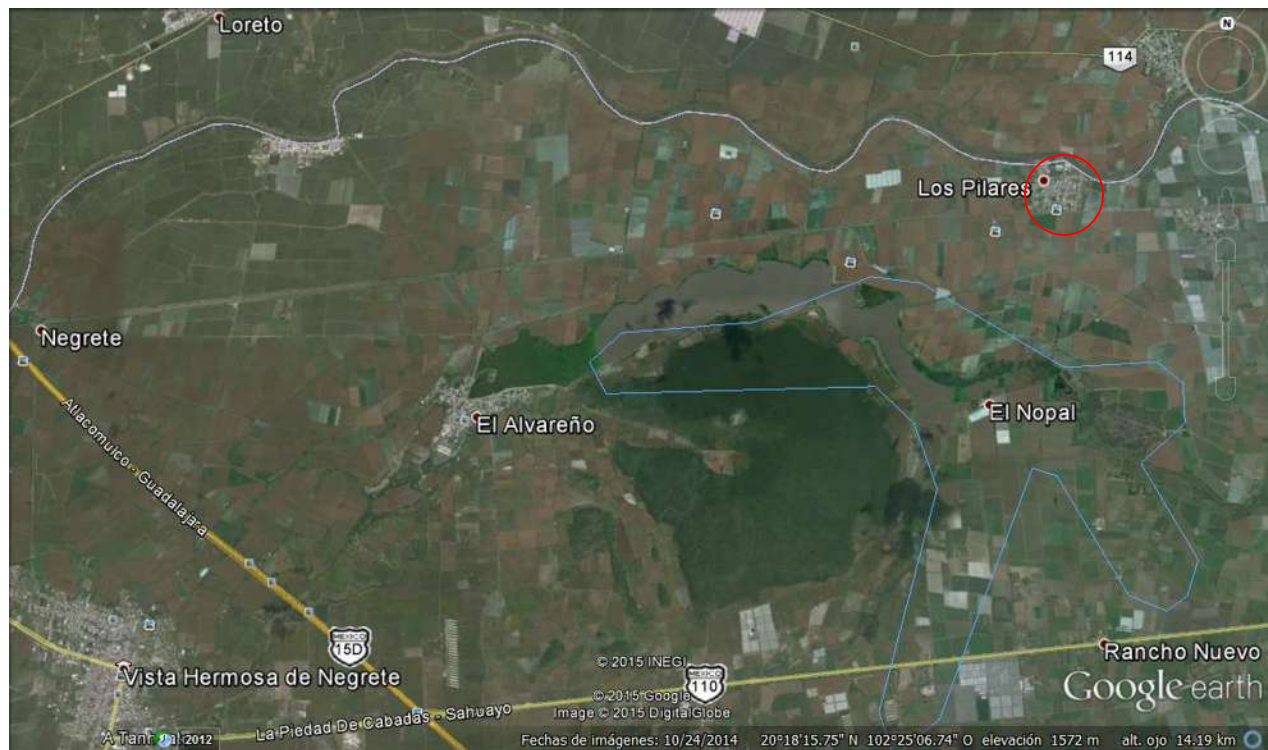


FIGURA 2.4- Imagen satelital con la ubicación de la localidad, FUENTE: Google earth.



FIGURA 2.5- Imagen satelital con la ubicación de la localidad, FUENTE: Google earth.

2.2. MARCO FÍSICO

2.2.1. Orografía

El relieve que predomina en la zona es plano, característica física que es aprovechada por los habitantes del lugar, ya que la mayor parte del terreno está destinada al cultivo. Completando los rasgos orográficos se encuentra la depresión Lerma – Chápala, ubicada al norte del poblado a unos cuantos metros del mismo. Por último se tiene una considerable área de colina mejor conocida como “el cerro de Gonzalo”.

2.2.2. Hidrografía

Su hidrografía se constituye por los ríos Duero y Lerma, además el arroyo Vallado blanco, mismo que desemboca en la corriente del Lerma, así como la laguna de Gonzalo.

2.2.3. Clima

El clima es templado con lluvias en verano. Tiene una precipitación pluvial anual de 800 milímetros y temperaturas que oscilan de 11 a 28° centígrados.

2.2.4. Flora y fauna

En la extensión territorial del municipio domina el ecosistema de pradera, con huisache, mimosa, nopal, higuera, mezquite y sauce. Su fauna está conformada por especies como el zorrillo, comadreja, liebre, tlacuache, conejo, coyote, pato, garza, pelícano borregón, gavián y zopilote. Existen algunas clases de serpientes tales como el falso coralillo, alicante y la serpiente látigo, así como fauna acuática representada por el pescado bagre, carpa criolla y carpa mojarra.

2.2.5. Recursos naturales

La superficie forestal no es maderable y la ocupan matorrales. Un recurso importante de la zona es el suelo agrícola, sin olvidar también la abundante agua subterránea.

2.2.6. Características y uso de suelo

Los suelos del municipio datan de los períodos cenozoico, cuaternario y terciario, corresponden principalmente a los del tipo chernozem, estos suelos se caracterizan por tener una capa superficial gruesa, negra y rica en materia orgánica; en términos ingenieriles se puede clasificar como suelo fino tipo arcilloso. Su uso es primordialmente agrícola y en menor proporción ganadero.

2.3. ASPECTOS SOCIO-ECONÓMICOS

2.3.1. Perfil demográfico

Según el último censo elaborado por el INEGI en el año 2010, la comunidad cuenta con una población total de 1,199 habitantes, de los cuales 579 son mujeres y 620 hombres. Cuenta con un total aproximado de 300 viviendas en las que se estima un índice de hacinamiento de 4.0.

A continuación se muestra la tabla 2.1 que contiene la evolución de la población y vivienda en el estado, municipio y localidad de 1970 a 2010.

TABLA 2.1-Evolucion de la población y vivienda. FUENTE: INEGI.

LUGAR	AÑO	POBLACION TOTAL	NUMERO DE VIVIENDAS	OCUPANTES	INDICE DE HACINAMIENTO
Michoacán	1970	2 294 591	391009.00	2324226.00	5.94
Michoacán	1980	2868824.00	497364.00	2851256.00	5.73
Vista hermosa	1980	15527.00	2634.00	15527.00	5.89
Michoacán	1990	3548199.00	676418.00	3534199.00	5.22
Vista hermosa	1990	9219.00	1806.00	9219.00	5.10
Los Pilares	1990	1066.00	189.00	1066.00	5.64
Michoacán	1995	3870604.00	779128.00	3850391.00	4.94
Vista hermosa	1995	9564.00	1939.00	9564.00	4.90
Los Pilares	1995	1199.00	231.00	1199.00	5.20
Michoacán	2000	3985667.00	855512.00	3931372.00	4.65
Vista hermosa	2000	9334.00	2029.00	9273.00	4.61
Los Pilares	2000	1103.00	230.00	1095.00	4.80
Michoacán	2005	3966073.00	937373.00	3948518.00	4.32
Vista hermosa	2005	9902.00	2346.00	9898.00	4.32
Los Pilares	2005	1114.00	267.00	1114.00	4.35
Michoacán	2010	4351037.00	1082772.00	4290069.00	4.02
Vista hermosa	2010	10752.00	2621.00	10737.00	4.10
Los Pilares	2010	1199.00	300.00	1199.00	4.00

Enseguida se presenta la tabla 2.2, misma que contiene la evolución de la población en la comunidad de Los Pilares de 1900 a 2010.

TABLA 2.2-Evolucion de la población y vivienda. FUENTE: INEGI.

AÑO	FUENTE	TOTAL DE HABITANTES	HOMBRES	MUJERES
1900	Censo	161	78	83
1921	Censo	38	23	15
1930	Censo	90	49	41
1940	Censo	299	160	139
1950	Censo	343	175	168
1960	Censo	470	235	235
1970	Censo	569	-	-
1980	Censo	801	387	414
1990	Censo	1066	539	527
1995	Conteo	1199	619	580
2000	Censo	1103	555	548
2005	Conteo	1114	568	546
2010	Censo	1199	620	579

El mayor porcentaje de la población se concentra en el grupo de adultos jóvenes, mientras que el menor porcentaje lo ocupa el grupo de la tercera edad. Para conocer y analizar de una manera más completa la distribución de la población por grupos de edad, se muestra enseguida la tabla 2.3.

TABLA 2.3-Distribución de la población. FUENTE: INEGI.

TABLA DE DISTRIBUCIÓN DE LA POBLACIÓN POR GRUPOS DE EDAD									
Población total	0 a 2 años	3 a 5 años	6 a 11 años	12 a 14 años	15 a 17 años	18 a 24 años	25 a 49 años	50 a 59 años	60 y más años
1199	62	76	150	64	82	144	318	206	97

2.3.2. Economía

La principal fuente de ingresos y trabajo en la localidad es la agricultura. En el año se manejan dos ciclos de siembra, el primero va de diciembre a mayo donde los principales cultivos son el trigo y la cebada; el segundo abarca de junio a noviembre donde se produce sobre todo maíz, jitomate, chile jalapeño, chile ancho y cebolla. La agricultura practicada presenta cierto grado de tecnificación puesto que se cuenta con pozos de riego en donde su mayoría cuenta con conducción entubada, además se registran canales no revestidos para desagüe.

En menor escala se encuentra el comercio de abarrotes, algunos negocios de carnicerías y otros más de servicio de comida, todo esto dentro de la misma comunidad.

Por último se hallan pocas personas dedicadas al ganado bovino, porcino, caprino y a la actividad de la pesca.

2.3.3. Infraestructura y servicios

EDUCACIÓN

La comunidad cuenta con planteles de educación inicial y básica como lo son: preescolar, primaria y secundaria.

SALUD

La demanda de servicios médicos de la población es atendida por el organismo público, se tiene un Centro de Salud adscrito a la Secretaría de Salud pública, aunque para padecimientos más complejos se recurre a los municipios y ciudades más cercanas, como lo son Yurécuaro, Vista Hermosa, Tanhuato y la piedad Michoacán; así como la Barca Jalisco.

ABASTO

El municipio cuenta con tianguis una vez por semana y tiendas de abarrotes donde la población adquiere artículos de primera necesidad.

VIVIENDA

La comunidad cuenta aproximadamente con 300 viviendas edificadas de las cuales predomina la construcción de tabique, losa de concreto y techumbre de lámina de asbesto, seguida en menor proporción de adobe.

SERVICIOS PÚBLICOS

El Censo de Población y Vivienda del año 2010 elaborado por el INEGI, establece que la cobertura de servicios públicos es la siguiente:

- Electrificación 99.8%
- Pavimentación 90%
- Alumbrado Público 95%
- Panteón 100%
- Seguridad Pública 60%
- Parques y Jardines 40%

En la población se tiene el servicio de recolección de basura, el cual se efectúa una vez a la semana. No cuenta con un mercado establecido, así como tampoco se tiene un rastro dentro del territorio de la comunidad. En cuanto al agua potable, no existe el servicio de cloración de la misma.

Es preciso mencionar que la comunidad cuenta con servicio de transporte público, se ofrece mediante microbuses los cuales hacen de 1 a 3 salidas al día con destino al municipio de Tanhuato Michoacán, el costo del servicio es de 10 a 15 pesos.

MEDIOS DE COMUNICACIÓN

El municipio cuenta con los siguientes medios de comunicación: Radio y televisión. Se cuenta además, con el servicio de telefonía domiciliaria e internet.

VÍAS DE COMUNICACIÓN

Se comunica con los municipios de Yurécuaro, Tanhuato mediante una carretera asfaltada conexas al poblado. Existe también un camino de brecha que comunica a la localidad con las comunidades de El Alvareño, El Cuenqueño y con la cabecera municipal, Vista Hermosa Michoacán.

2.3.4. Infraestructura hidráulica

La fuente de abastecimiento es subterránea, por tal motivo se cuenta con un pozo profundo que capta el agua mediante un sistema de bombeo que funciona a través de una bomba eléctrica; el agua captada se distribuye por gravedad con un tanque elevado de regularización. Con dicho sistema se logra una cobertura de agua potable del 99.6% de la población. Se cuenta también con sistema de alcantarillado combinado que ofrece servicio al 98.7% de la población.

Dentro del sector agrícola se tiene un canal revestido que recorre todo el municipio, el cual está destinado al riego de cultivos.

Adicionalmente se tiene una serie de pozos profundos distribuidos en todo el ejido con sistema de bombeo mediante bombas eléctricas, así como una obra de toma ubicada en el efluente de río Lerma que capta agua por succión con la ayuda de una bomba eléctrica.

2.4. COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA LOCALIDAD EN ESTUDIO

En la realización de un proyecto de tratamiento de aguas residuales, la base de diseño es sin duda la composición o caracterización de las mismas, ya que los resultados obtenidos en este proceso, marcarán la pauta a seguir en la propuesta del sistema de tratamiento. Al final se busca que la propuesta de tratamiento tenga los procesos necesarios y eficientes, que permitan alcanzar los límites máximos permisibles que establecen las normas mexicanas.

Dado que el presente trabajo de tesis no tiene carácter de un proyecto ejecutivo, sino que de manera más acertada, es una propuesta fundamentada de diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales, provenientes principalmente de sanitarios y cocinas; dichas razones propician el uso de la tabla 1.2, referente a los valores promedio de una composición típica en las aguas residuales domésticas crudas. Del mismo modo se tomarán en cuenta para el diseño de la PTAR, los valores establecidos en las tablas 2.4 y 2.5, mismas que se presentan a continuación.

TABLA 2.4. Promedio de las aguas domésticas normales. FUENTE: SRH, Subsecretaría de Planeación, Dirección General de Usos del Agua y Prevención de la Contaminación. Sistemas Económicos de Tratamiento de Aguas Residuales Adecuados a las Condiciones Nacionales, segunda Etapa.

PARÁMETRO	UNIDAD	CONCENTRACIÓN
DBO ₅ total	mg/L	274
Grasas y Aceites	mg/L	60
pH	unidades	7.2
Sólidos Totales	mg/L	1370
Sólidos Totales volátiles	mg/L	600
Sólidos Suspendidos	mg/L	260
Sólidos Sedimentables	ml/L	7
Coliformes Totales	NMP/100 ml	16E08

TABLA 2.5. Características de aguas residuales municipales por tamaño de población. FUENTE: Secretaría de Recursos Hidráulicos, "Sistemas Económicos de Tratamiento de Aguas Residuales Adecuados a las Condiciones Nacionales", México, .D.F., enero de 1975.

PARÁMETRO	TAMAÑO DE POBLACIÓN (Nº DE HABITANTES)				
	2,500	10,001	20,001	50,001	PROMEDIO
	a	a	a	a	
	10,000	20,000	50,000	100,000	
pH	7.4	6.9	6.9	7.3	7.1
Temperatura (° C)	25	20	23	22	23
DBO	264	299	254	301	280
DQO	698	719	609	430	614
Sólidos Sedimentables (ml/L)	9	5	8	3	6
Grasas y Aceites	56	44	65	96	65
N-NH ₃	24	28	14	12	20
N – Orgánico	18	23	23	9	18
N – Total	37	44	30	24	34
Fosfatos Totales	20	24	16	29	22
SAAM	14	11	17	17	15
Coliformes Tot. (NMP/100 ml)	7	773	14	107	225
Sólidos:					
Totales	1552	1141	1391	932	1254
Totales Suspendidos	286	309	233	167	249
Totales Disueltos	1266	832	1158	765	1005
Totales Volátiles	737	871	449	349	602
Volátiles Suspendidos	223	192	151	139	176
Volátiles Disueltos	514	379	298	210	350
Totales Fijos	815	570	942	583	728
Fijos Suspendidos	116	145	183	58	126
Fijos Disueltos	699	425	759	525	602

La DBO₅ Total a una concentración media es de 220 mg/L; por promedio es de 274 mg/L y por tamaño de población (de 2 500 a 10 000 hab.) es de 264 mg/L. El promedio de estos criterios sería de 252.67 mg/L.

El Nitrógeno Total a una concentración media es de 40 mg/L y por tamaño de población es de 37 mg/L. Siendo el promedio de estos criterios 38.5 mg/L.

El Fósforo Total a una concentración media es de 8 mg/L y por tamaño de población es de 20 mg/L. El promedio de estos criterios sería de 14 mg/L.

Las Grasas y Aceites a una concentración media son de 100 mg/L; por tamaño de población es de 56 mg/L y por promedio es de 60 mg/L. El promedio de estos criterios sería de 72 mg/L.

Los Sólidos Totales a una concentración media son de 720 mg/L; por tamaño de población son de 1 552 mg/L y por promedio son de 1 370 mg/L. El promedio de estos criterios es de 1214 mg/L.

Los Sólidos Suspendidos Totales a una concentración media son de 220 mg/L; por tamaño de población son de 286 mg/L y por promedio son de 260 mg/L. El promedio de estos criterios es de 255.33 mg/L.

Los Sólidos Suspendidos Volátiles a una concentración media son de 165 mg/L y por tamaño de población son de 223 mg/L. El promedio de estos criterios es de 194 mg/L.

Los Sólidos Sedimentables a una concentración media son de 10 ml/L; por tamaño de población son de 9 ml/L y por promedio son de 7 ml/L. El promedio de estos criterios es de 8.67 mg/L.

Los Coliformes Totales serían de 1.6×10^9 NMP/100 ml.

Atendiendo la información anterior, los valores para el diseño de la PTAR se encuentran de manera resumida en la tabla 2.6.

TABLA 2.6. Valores de diseño de la PTAR.

RESUMEN DE LOS VALORES NECESARIOS PARA EL DISEÑO DE LA PTAR	
DBO₅ Total	= 252.67 mg/L
Nitrógeno Total	= 38.50 mg/L
Fósforo Total	= 14 mg/L
Grasas y Aceites	= 72 mg/L
Sólidos Totales	= 1214 mg/L
Sólidos Suspendidos Totales	= 255.33 mg/L
Sólidos Suspendidos Volátiles	= 194 mg/L
Sólidos Sedimentables	= 8.67 ml/L
Coliformes Totales	= 1.6×10^9 NMP/100 mL.

2.5. POBLACIÓN DE PROYECTO

La población de proyecto es la cantidad de personas que se espera tener en una localidad al final del período de diseño del sistema de tratamiento de agua residual. Es uno de los factores más importantes en este tipo de proyectos, donde se tiene por objeto inferir el número de personas beneficiadas, es decir, la población que se determina estadísticamente proyectada hacia el futuro, valor esencial en la determinación de las dimensiones de cada una de las estructuras que conformaran del proyecto en cuestión.

En nuestro país existen censos de población emitidos por el INEGI; sin embargo, esta información es relativamente esporádica, contrastada con la dinámica de crecimiento actual. Los datos que se obtuvieron de dicha institución para la determinación de población futura para este proyecto, se encuentran en la tabla 2.2, referente a los censos y conteos de población existentes. Es necesario tener presente que la eventual incertidumbre en estos datos de partida, combinada con las consideraciones de evolución, hacen que cualquier método de proyección sea probabilista más que determinista.

A continuación se presenta la figura 2.6, donde se expone el comportamiento de crecimiento de la población en el tiempo, de 1900 hasta el 2010.

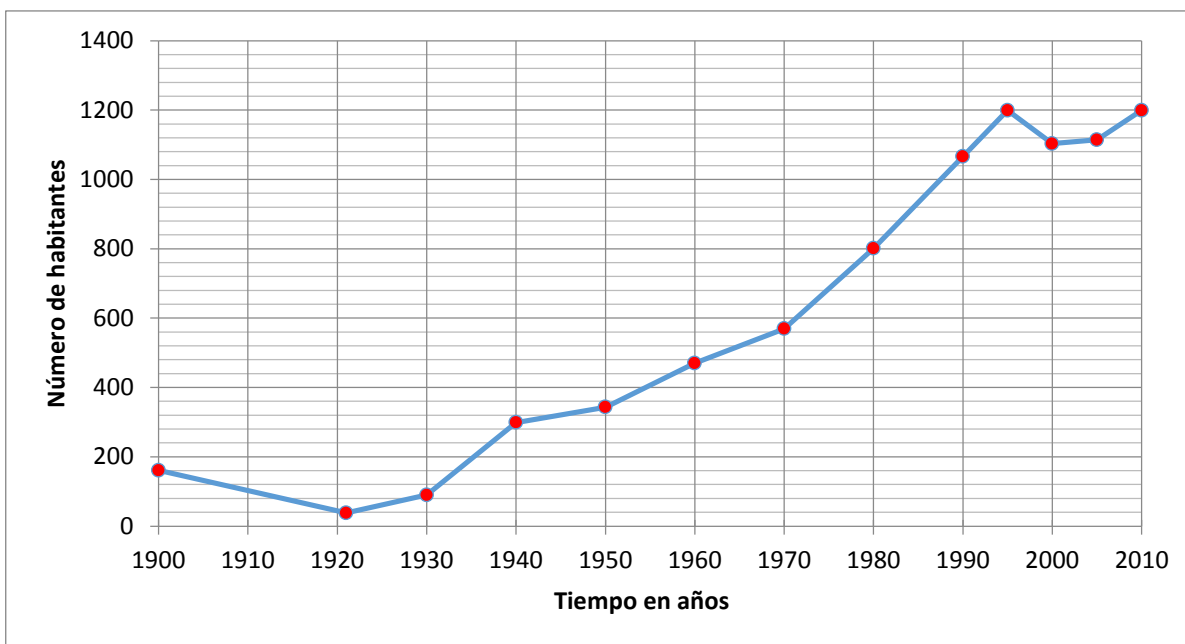


FIGURA 2.6.- Comportamiento de la población a través del tiempo. FUENTE: INEGI.

En esta figura se advierte que las mayores oscilaciones se dan en el rango de 1900 a 1940, así como en el tiempo reciente de 1995 al 2010; no obstante en la mayor parte del tiempo se observa un crecimiento con tendencia constante, aspecto que infiere que los resultados de los métodos de proyección que se emplearán tengan un grado mayor de confiabilidad. Atendiendo este razonamiento, se tomarán en consideración los datos registrados a partir

del año de 1921, aclarando que el hecho de tomar este criterio no significa que no hay posibilidad de que la población tenga un cambio inesperado, que pudiera ocasionar una discrepancia importante entre los datos reales y los calculados en un futuro.

No existe un método único de proyección de población; su elección depende de múltiples factores, como son: importancia del proyecto, horizonte de tiempo, información disponible, nivel de saturación inicial, estructura social, criterio del proyectista, etc.

Conforme se marca en los términos de referencia para la elaboración de proyectos ejecutivos para el tratamiento de aguas residuales en comunidades rurales menores de 2,500 habitantes, que emiten la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) y la Comisión Estatal de Agua y Gestión de Cuencas (CEAGC), se establece que en la realización de las proyecciones de población; convencionalmente se puede considerar un horizonte de planeación de entre 10 a 25 años, en periodos de 5 en 5 años y utilizando como mínimo tres métodos de proyección de población.

Para la obtención de la población futura de este proyecto se eligió aplicar tres métodos de proyección, estos son: método de ajuste lineal o aritmético, ajuste exponencial y el método parabólico o de ajuste polinomial de segundo grado. Estos métodos se basaban en una extrapolación de datos históricos de crecimiento de la población, que suponen que la población crecerá en el futuro con las mismas tendencias como en el pasado. La dinámica de la población sin embargo es mucho más compleja. En ella intervienen las tasas de fecundidad, mortalidad y la esperanza de vida, así como la migración internacional (entre los Estados Unidos de Norteamérica y México en primer lugar) y la migración nacional entre los estados y dentro de los municipios en un estado. Sin embargo se optó por la aplicación de citados métodos de proyección dada la naturaleza del presente proyecto, aunado a que no se dispone de mucha información por instituciones oficiales de la demografía de la comunidad.

MÉTODO DE AJUSTE LINEAL O ARITMÉTICO

Consiste en considerar que el crecimiento de una población es constante, es decir asimilable a una línea recta. Por lo tanto se puede ajustar una recta a los últimos datos representativos de población. La idea anterior nos permitirá en nuestro caso obtener la proyección de la población, para ello se graficaron los datos de población obtenidos del INEGI a partir del año 1920, posteriormente se ajustará una recta a la serie de datos con el objeto de obtener el valor de correlación lineal, así como la ecuación de la recta, misma que nos ayudara a extrapolar los datos que se quieren conocer.

La figura 2.7 muestra la gráfica de la serie de datos con el ajuste lineal efectuado, donde se ha encontrado la función lineal que mejor se ajusta a la tendencia de la serie de datos, dando como resultado un valor de correlación de $R^2 = 0.9677$, mismo que se considera aceptable, puesto que la literatura nos dice que en un ajuste perfecto, el valor de correlación (R^2) es igual a 1.

La ecuación de la función resultante para este caso es de la siguiente forma:
 $y = 14.232x - 27360$.

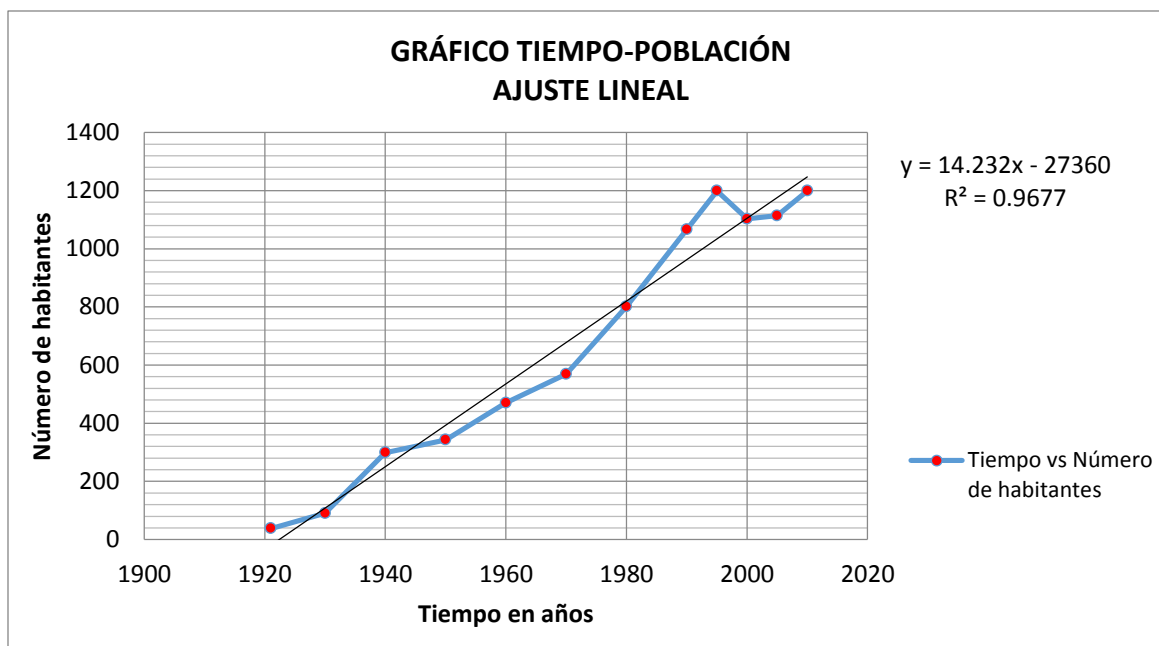


FIGURA 2.7.- Grafica de la población con respecto al tiempo. Método de ajuste lineal o aritmético.

Los resultados de proyección de la población se encuentran en la tabla 2.7 que se muestra a continuación.

TABLA 2.7. Registro de Población de 1900 a 2010 con proyección de la población, con horizonte de 15 años.

AÑO	FUENTE	TOTAL DE HABITANTES
1921	Censo	38
1930	Censo	90
1940	Censo	299
1950	Censo	343
1960	Censo	470
1970	Censo	569
1980	Censo	801
1990	Censo	1066
1995	Conteo	1199
2000	Censo	1103
2005	Conteo	1114
2010	Censo	1199
2015	Proyección	1317
2020	Proyección	1389
2025	Proyección	1460
2030	Proyección	1531

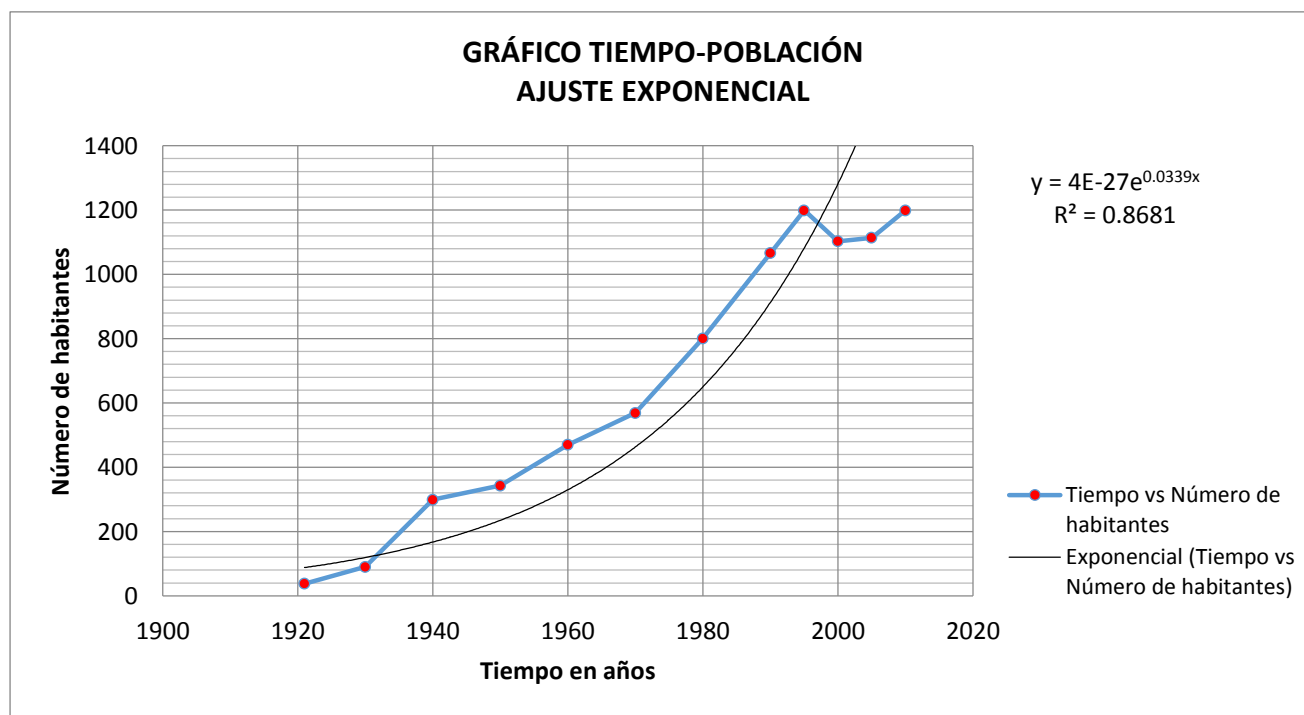
MÉTODO DE AJUSTE EXPONENCIAL

Un crecimiento de la población en forma geométrica o exponencial, supone que la población crece a una tasa constante, lo que significa que aumenta proporcionalmente la misma cantidad en cada periodo de tiempo.

La ecuación que expresa el crecimiento exponencial es de la forma: $y = (a)(e^{bx})$, este tipo función es la que se ajustará a la serie de datos, que representa la evolución de la población del año 1900 a 2010. Al final se obtendrá un valor de correlación lineal, así como la ecuación de la función que nos permitirá extrapolar los datos buscados.

La figura 2.8 muestra la gráfica de la serie de datos referentes a la población, donde se ha encontrado la función exponencial que mejor se ajusta a la tendencia de los datos, dando como resultado un valor de correlación de $R^2 = 0.8681$. La ecuación de la función resultante para este caso es: $y = 14.232x - 27360$.

FIGURA 2.8.- Grafica de la población con respecto al tiempo. Método de ajuste exponencial.



Los resultados de proyección de la población se encuentran en la tabla 2.8 que se muestra a continuación.

TABLA 2.8. Registro de Población de 1900 a 2010 con proyección de la población, con horizonte de 15 años.

AÑO	FUENTE	TOTAL DE HABITANTES
1921	Censo	38
1930	Censo	90
1940	Censo	299
1950	Censo	343
1960	Censo	470
1970	Censo	569
1980	Censo	801
1990	Censo	1066
1995	Conteo	1199
2000	Censo	1103
2005	Conteo	1114
2010	Censo	1199
2015	Proyección	1854
2020	Proyección	2196
2025	Proyección	2602
2030	Proyección	3083

MÉTODO DE AJUSTE POLINÓMICO DE SEGUNDO ORDEN

En los casos en que se dispone de estimaciones de la población referidas a tres o más fechas pasadas y la tendencia observada no responde a una línea recta, ni a una curva geométrica o exponencial, es factible el empleo de una función polinómica, siendo las más utilizadas las de segundo o tercer grado.

Al analizar la información con la que se dispone en este proyecto, se advierte que los aspectos que favorecen la aplicabilidad de este método se cumplen a cabalidad, por lo tanto se aplicará el método de ajuste polinómico de segundo grado. La parábola de segundo grado puede calcularse a partir de los resultados de tres censos o estimaciones, hecho que denota la facilidad que existe para ajustar una función polinómica de segundo grado a la serie de datos con los que se dispone. Al igual que en los métodos anteriores, se obtendrá un valor de correlación lineal, así como la ecuación de la función que nos permitirá extrapolar los datos de proyección.

La figura 2.9 muestra la gráfica de la serie de datos de población, donde se ha encontrado la función polinómica que mejor se ajusta a la tendencia de la serie, dando como resultado un valor de correlación de $R^2 = 0.9688$. La ecuación de la función resultante para este caso es: $y = 0.0205x^2 - 66.387x + 51897$.

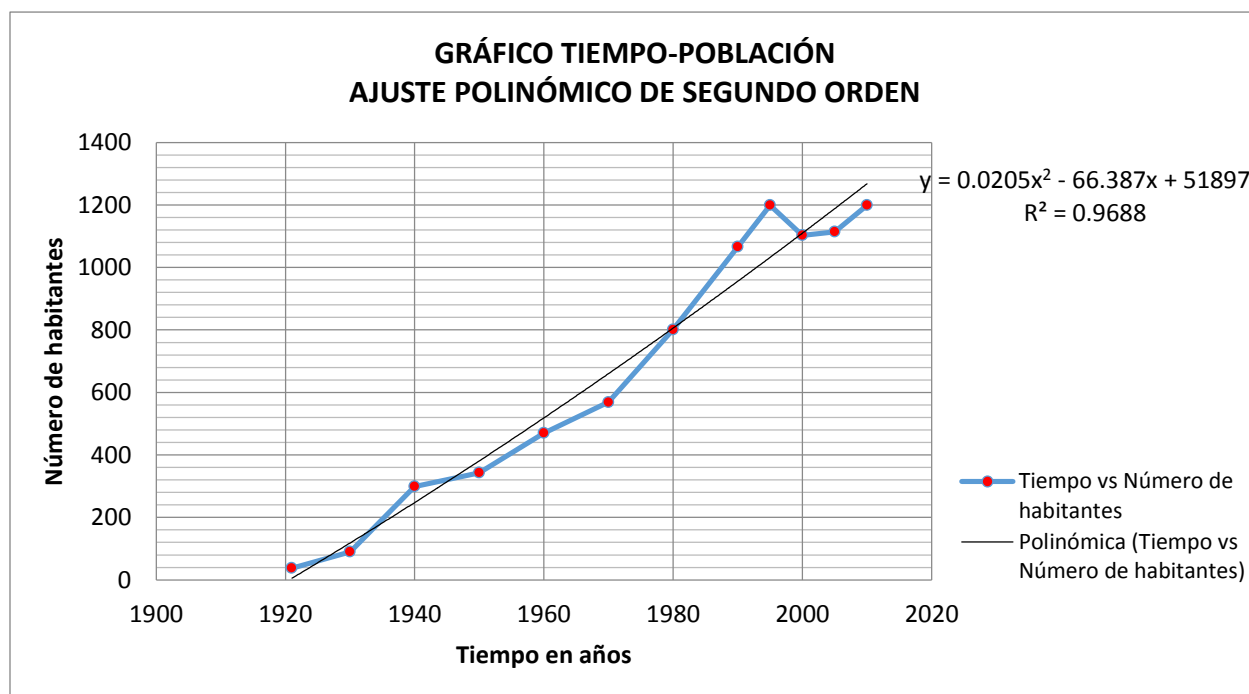


FIGURA 2.9.- Grafica de la población con respecto al tiempo. Método de ajuste polinómico de segundo grado.

Los resultados de proyección de la población se encuentran en la tabla 2.9 que se muestra a continuación.

TABLA 2.9. Registro de Población de 1900 a 2010 con proyección de la población, con un horizonte de 15 años.

AÑO	FUENTE	TOTAL DE HABITANTES
1921	Censo	38
1930	Censo	90
1940	Censo	299
1950	Censo	343
1960	Censo	470
1970	Censo	569
1980	Censo	801
1990	Censo	1066
1995	Conteo	1199
2000	Censo	1103
2005	Conteo	1114
2010	Censo	1199
2015	Proyección	1362
2020	Proyección	1443
2025	Proyección	1526
2030	Proyección	1610

Una vez que se ha estimado la población de proyecto mediante los tres métodos de ajuste, se presenta a continuación la tabla 2.10, que contiene los resultados obtenidos en cada uno de los métodos empleados, de manera que se pueden analizar y comparar para que de esta forma se pueda llegar a emitir una conclusión.

TABLA 2.10. Resumen de los resultados obtenidos en cada método, para la proyección de la población.

MÉTODOS		AJUSTE LINEAL		AJUSTE EXPONENCIAL		AJUSTE POLINÓMICO DE SEGUNDO GRADO	
	Fuente	Año	Total de habitantes	Año	Total de habitantes	Año	Total de habitantes
INFORMACIÓN DEL INEGI	Censo	1921	38	1921	38	1921	38
	Censo	1930	90	1930	90	1930	90
	Censo	1940	299	1940	299	1940	299
	Censo	1950	343	1950	343	1950	343
	Censo	1960	470	1960	470	1960	470
	Censo	1970	569	1970	569	1970	569
	Censo	1980	801	1980	801	1980	801
	Censo	1990	1066	1990	1066	1990	1066
	Conteo	1995	1199	1995	1199	1995	1199
	Censo	2000	1103	2000	1103	2000	1103
	Conteo	2005	1114	2005	1114	2005	1114
	Censo	2010	1199	2010	1199	2010	1199
AÑO DE INICIO	Proyección	2015	1317	2015	1854	2015	1362
PROYECCIÓN A CADA 5 AÑOS	Proyección	2020	1389	2020	2196	2020	1443
	Proyección	2025	1460	2025	2602	2025	1526
	Proyección	2030	1531	2030	3083	2030	1610
VALOR DE CORRELACIÓN		R ² = 0.9677		R ² = 0.8681		R ² = 0.9688	

Al analizar el valor de correlación de cada uno de los tres métodos empleados, se puede llegar a la afirmación de que los métodos que mejor se ajustan al comportamiento de crecimiento de la población, son los métodos de ajuste polinómico y ajuste lineal, ya que su valor de correlación (R^2) es de 0.9688 y 0.9677 respectivamente; valores que como se puede apreciar, son muy próximos a la unidad.

Por otro lado el valor de correlación obtenido con el método de ajuste exponencial, está muy por debajo en relación con los dos anteriores, razón válida que permite desechar los resultados arrojados por este proceso en particular. Dicho lo anterior se concluye que la población de proyecto para el año 2030, será el valor promedio de la población resultante

en los métodos de ajuste polinómico y lineal en dicho año. Por lo tanto, la población proyecto corresponde a **1571 habitantes**.

2.6. GASTOS DE DISEÑO

Los gastos que se consideran en los proyectos de saneamiento son: medio, mínimo, máximo instantáneo y máximo extraordinario. Los tres últimos se determinan a partir del primero.

En el cálculo de los gastos de diseño, el dato inicial o de arranque es la dotación, es decir, la cantidad de litros por habitante por día. Este dato depende a su vez del consumo y la demanda de agua potable que se presente en una población. Atendiendo dichos aspectos, es preciso hacer la aclaración de que para el desarrollo de este proyecto, no se cuenta con información referente a los datos de consumo, demanda y dotación de agua potable de la población, por lo tanto se efectuarán los cálculos necesarios para determinar estos parámetros, de acuerdo a lo establecido en el manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento (MAPAS, versión 2007), en la sección de datos básicos.

Para llevar a cabo este proceso, se establecen los siguientes aspectos referentes a la comunidad del proyecto:

- El consumo es considerado totalmente doméstico.
- La clase social es del tipo popular.
- La población actual se tomará del promedio de las estimaciones resultantes en los dos métodos de mayor ajuste, es decir, 1340 habitantes.
- La temperatura media durante el año es de 19.5°C.

CONSUMO

El consumo es la parte del suministro de agua potable que generalmente utilizan los usuarios, sin considerar las pérdidas en el sistema. Se expresa en unidades de m³/día o L/día, o bien cuando se trata de consumo per cápita se utiliza L/hab./día.

Para la determinación de los consumos de agua potable en localidades de la República Mexicana, se pueden presentar en forma general dos casos: a) la localidad en estudio no dispone de estadísticas de consumos de agua, y b) se tienen estadísticas de consumos de agua potable.

En el caso de no existir estadísticas de consumo de agua potable en la localidad en estudio, como es el caso de este proyecto, los consumos se determinan con base en la tabla 2.11, que son valores obtenidos de mediciones estadísticas, registradas en la bibliografía técnica. El clima de la localidad en estudio se define en función de la temperatura media anual, tal como aparece en la tabla 2.12 de este contenido.

El consumo doméstico se calcula multiplicando los datos de consumo per cápita de la tabla 2.11, por el número de habitantes de cada clase socioeconómica.

TABLA 2.11. Consumos domésticos per cápita. FUENTE: MAPAS 2007, CONAGUA

CONSUMO DOMESTICO DE ACUERDO AL CLIMA.			
CLIMA	CONSUMO POR CLASE SOCIOECONÓMICA (L/hab./día)		
	RESIDENCIAL	MEDIA	POPULAR
Cálido	400	230	185
semicálido	300	205	130
Templado	250	195	100

TABLA 2.12. Clasificación de climas por su temperatura. FUENTE: MAPAS 2007, CONAGUA.

TEMPERATURA MEDIA ANUAL: (°C)	TIPO DE CLIMA
Mayor que 22	Cálido
De 18 a 22	Semicálido
De 12 a 17.9	Templado
De 5 a 11.9	Semifrío
Menor que 5	Frío

Según la tabla 2.12 del MAPAS, el clima de la comunidad de este proyecto se clasifica como semicálido, por lo tanto el consumo per cápita es de 130 (L/hab./día). El consumo doméstico de la comunidad es:

$$\text{Consumo} = (130 \text{ L/hab./día}) (1340 \text{ habitantes}) = 174,200 \text{ L/día} = 174.20 \text{ m}^3/\text{día}$$

DEMANDA ACTUAL

La demanda actual de agua, se calcula sumando el consumo diario de los diferentes tipos de usuarios: domésticos, comercial, industrial, usos públicos y contra incendio; más las pérdidas de agua totales en el sistema.

El MAPAS considera que en caso de no disponer de información, las pérdidas se pueden considerar como un valor comprendido entre el 40 % y el 60 % del volumen suministrado. Por lo tanto la demanda será:

$$\text{Demanda} = 174,200 \text{ L/día} + (0.40) (174,200) = 243,880 \text{ L/día} = 243.88 \text{ m}^3/\text{día}$$

PREDICCIÓN DE LA DEMANDA

La obtención de la demanda futura se realiza en función de las proyecciones de población, cobertura del servicio esperada, crecimiento industrial, comercial y de servicios públicos. El cálculo de la demanda se hace, multiplicando los consumos unitarios correspondientes a cada tipo de servicio por el número de habitantes, número de comercios, cantidad de producción de las industrias y número de servicios, esperados.

Por lo cual la demanda de proyecto será:

$$\begin{aligned} \text{Demanda}_{2030} &= (1571 \text{ habitantes}) (130 \text{ L/hab./día}) + (1571 \cdot 130) (0.40) = 285,922 \text{ L/día} \\ \text{Demanda}_{2030} &= (285,922 \text{ L/día}) \div 1000 = 285.92 \text{ m}^3/\text{día} \end{aligned}$$

DOTACIÓN

La dotación es un parámetro que sirve para determinar los gastos, que deberán considerarse en el diseño de los elementos del sistema. Se determina para cada año del período de diseño, de la manera siguiente: la demanda se divide entre el número total de habitantes de la zona en estudio en el año considerado y se multiplica por 1000 para obtener L/hab./día.

Por lo tanto:

$$\text{Dotación}_{2030} = [(285.92 \text{ m}^3/\text{día}) \div (1571 \text{ hab.})] (1000) = 182 \text{ L/hab./día}$$

APORTACIÓN DE AGUAS RESIDUALES

El valor de la aportación se calcula multiplicando el dato de la dotación obtenido (en L/hab./día), por 0.75, con lo que se obtiene el volumen por habitante por día, que se vierte a la red de alcantarillado, mismo que se conducirá a la planta de tratamiento.

Considerando que el drenaje sanitario de la localidad de Los Pilares es hermético, no se adicionará un volumen de infiltraciones. Por lo tanto la aportación resulta como:

$$\text{Aportación} = (182 \text{ L/hab./día}) (0.75) = 136.5 \text{ L/hab./día}$$

Una vez obtenidos los parámetros anteriores, se puede dar paso al cálculo de los gastos de diseño.

2.6.1. Gasto medio

Es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año.

La CONAGUA considera que el alcantarillado debe construirse herméticamente, por lo que no se adicionará al caudal de aguas negras el volumen por infiltraciones.

En función de la población y de la aportación, el gasto medio de aguas negras, se calcula con:

$$Q_{\text{MED } 2030} = \frac{A_p P}{86,400} \quad (2.1)$$

Donde:

$Q_{\text{MED } 2030}$ = Gasto medio de aguas residuales, en litros por segundo (L/s).

A_p = Aportación, en litros por habitante por día (L/hab. /d).

86,400 = segundos / día

Aplicando la ecuación 2.1, el gasto medio resulta de:

$$Q_{\text{MED 2030}} = \frac{(136.5 \frac{\text{L}}{\text{hab}} \cdot \frac{1}{\text{día}})(1571 \text{ hab})}{86,400} = 2.48 \text{ L/s}$$

2.6.2. Gasto mínimo

El gasto mínimo, ($Q_{\text{mín.}}$) es el menor de los valores de escurrimiento que normalmente se presenta en un conducto. Se acepta que este valor es igual a la mitad del gasto medio.

$$Q_{\text{MIN 2030}} = 0.5 Q_{\text{MED 2030}} \quad (2.2)$$

Aplicando la ecuación 2.2, el gasto mínimo resulta de:

$$Q_{\text{MIN 2030}} = 0.5 \left(2.48 \frac{\text{L}}{\text{s}} \right) = 1.24 \text{ L/s}$$

2.6.3. Gasto máximo instantáneo

El gasto máximo instantáneo es el valor máximo de escurrimiento que se puede presentar en un instante dado. Para evaluar este gasto se consideran criterios ajenos a las condiciones socioeconómicas de cada lugar.

El gasto máximo instantáneo se obtiene a partir del coeficiente de Harmon (M):

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{\frac{P}{1000}}} \quad (2.3)$$

Donde P es la población servida acumulada hasta el punto final (aguas abajo) del tramo de tubería considerada en miles de habitantes.

Este coeficiente de variación máxima instantánea, se aplica considerando que:

- En tramos con una población acumulada menor a los 1,000 habitantes, el coeficiente M es constante e igual a 3.8.
- Para una población acumulada mayor que 63,454, el coeficiente M se considera constante e igual a 2.17, es decir, se acepta que su valor a partir de esa cantidad de habitantes, no sigue la Ley de variación establecida por Harmon.
- Para una población acumulada que esté entre 1,000 y 63,454 habitantes, el coeficiente se tomará como el obtenido directamente por la ecuación mostrada anteriormente.

Atendiendo los aspectos anteriores, el coeficiente de Harmon corresponde a:

$$M=1+\frac{14}{4+\sqrt{(1571/1000)}}=3.67$$

Así, la expresión para el cálculo del gasto máximo instantáneo es:

$$Q_{\text{MINST } 2030}=MQ_{\text{MED } 2030} \quad (2.4)$$

Aplicando la ecuación 2.4, el gasto máximo instantáneo que se obtiene es:

$$Q_{\text{MINST } 2030}=3.67 \left(2.48 \frac{\text{L}}{\text{s}} \right) = 9.10 \text{ L/s}$$

2.6.4. Gasto máximo extraordinario

Es el caudal de aguas residuales que considera aportaciones de agua que no forman parte de las descargas normales, como por ejemplo bajadas de aguas pluviales de azoteas, patios, o las provocadas por un crecimiento demográfico explosivo no considerado.

En función de este gasto se determina el diámetro adecuado de los conductos, ya que brinda un margen de seguridad para prever los excesos en las aportaciones que pueda recibir la red, bajo esas circunstancias.

El coeficiente de seguridad varía entre 1 y 2. En los casos en que se diseñe un sistema de alcantarillado sanitario nuevo apegado a un plan de desarrollo urbano que impida un crecimiento desordenado y se prevea la hermeticidad de la red sin que existan aportaciones pluviales o por infiltraciones, el coeficiente de seguridad será de 1. En los casos en que se diseñe la ampliación de un sistema existente de tipo combinado, previendo las aportaciones extraordinarias de origen pluvial, se podrá usar un coeficiente de seguridad de 1.5 o mayor.

La expresión para el cálculo del gasto máximo extraordinario es:

$$Q_{\text{M EXT } 2030}=CS Q_{\text{MINST } 2030} \quad (2.5)$$

Aplicando la ecuación 2.5, se obtiene un gasto máximo extraordinario de:

$$Q_{\text{M EXT } 2030}=1.5 \left(9.10 \frac{\text{L}}{\text{s}} \right) = 13.65 \text{ L/s}$$

En la tabla 2.13 se muestra el resumen de los gastos de diseño obtenidos para este proyecto.

TABLA 2.13. Gastos de diseño resultantes.

AÑO	MÍNIMO (l/s)	MEDIO (l/s)	MÁXIMO INSTANTÁNEO (L/s)	MÁXIMO EXTRAORDINARIO (L/s)
2030	1.24	2.48	9.10	13.65

2.7. TOPOGRAFÍA

En todo proyecto de Ingeniería Civil es imprescindible conocer la topografía del lugar donde se pretenda desarrollar una obra, es decir, para comenzar a diseñar o proyectar las estructuras que conformaran un proyecto es necesario la determinación del entorno, dimensiones, posiciones relativas de puntos sobre o debajo de la superficie terrestre, así como la ubicación de puntos en una posición concreta, utilizando para ello los principios, métodos e instrumentos de medición requeridos en cada caso particular. Todas estas particularidades o características son plasmadas en papel, acción que conduce a la elaboración de los planos topográficos, mismos que son de gran utilidad para interpretar la conformación del terreno. Una vez que se tiene esta información, se puede proponer el mejor diseño de una obra.

En un proyecto de una planta de tratamiento de agua residual, es fundamental conocer los niveles del terreno donde se pretenda proyectar, puesto que el grado de inclinación del terreno, determina la parte funcional del proceso que está relacionado con la conducción por gravedad del efluente, a cada uno de los procesos.

La idea que se plantea en este proyecto, es que las aguas residuales producidas y colectadas a la red de alcantarillado de la comunidad de Los Pilares, sean conducidas del colector a un emisor, el cual se encargará de descargar en la planta de tratamiento propuesta, buscando para ello, que todo el sistema funcione por gravedad. De esta manera, resulta conveniente conocer los niveles del terreno, donde se propone la construcción de la planta.

En la figura 2.9 se muestra la microlocalización del terreno donde se llevara a cabo la propuesta de la planta de tratamiento de aguas residuales para la comunidad de Los Pilares.



FIGURA 2.9.-Imagen satelital del terreno destinado para la propuesta de la planta de tratamiento de aguas residuales. FUENTE: Google Earth

Se puede apreciar en la figura 2.9, que el terreno no presenta grandes irregularidades topográficas que pudieran dificultar la construcción de la planta.

La superficie tiene una inclinación o pendiente media que facilitará la conducción por gravedad del flujo, mismo que al ser tratado, se podrá incorporar al efluente natural que este caso es el río Lerma.

Dada la naturaleza de este proyecto y ante la ausencia de recurso económico, el levantamiento topográfico del terreno donde se instalara el sistema de tratamiento de aguas residuales, se realizó indirectamente mediante el uso de aplicaciones de software, tales como, simulador de Google earth y Global mapper; herramientas que arrojan resultados confiables y válidos, para esta propuesta de proyecto.

Con este levantamiento topográfico se obtuvo como resultado el área con la que se dispone para el diseño del sistema a implementar, así como la configuración del terreno, obteniendo para ello la planimetría y altimetría del sitio de proyecto

En figura 2.10 se presenta la imagen del plano topográfico, mismo que se encuentra de manera integral en la sección de anexos de este contenido.

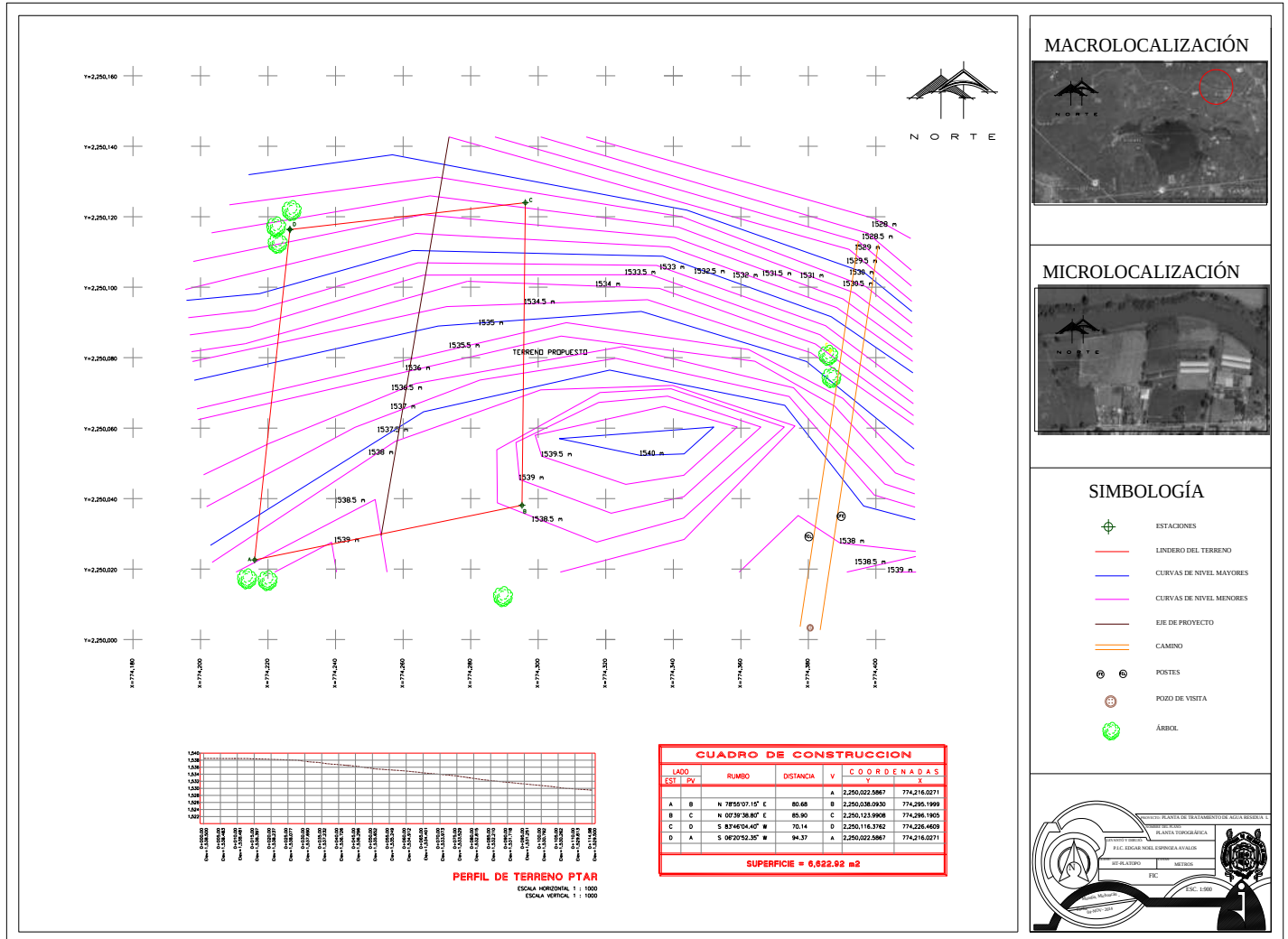


FIGURA 2.10.- Imagen del plano topográfico del sitio del proyecto. Elaborado por autor.

En la figura 2.10 se puede apreciar la conformación topográfica del terreno, donde se incluye la planimetría y altimetría del mismo. Al analizar dichos aspectos, se puede dictaminar que el espacio es amplio y favorable para poder proponer un sistema que trabaje por gravedad. La superficie total con la que se dispone en este terreno es de 10,584.65 m².

CAPITULO III: DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

3.1. TREN DE TRATAMIENTO

Para poder definir los sistemas de tratamiento es imprescindible conocer dos conjuntos de información: la cantidad y calidad de las aguas crudas a tratar, así como las normas de calidad con las que debe de cumplir el efluente de la planta de tratamiento. Conocidas estas dos condiciones es posible determinar los distintos conjuntos de procesos que pueden ajustar las características del influente a las deseadas. Sumado a esto, a fin de poder escoger la alternativa de tratamiento más apropiada para cada caso en particular, es necesario considerar otra serie de condicionantes; entre ellas, se pueden mencionar las siguientes:

- Requerimientos, disponibilidad y costos de terrenos.
- Requerimientos, disponibilidad y costos de mano de obra calificada para la operación de los sistemas de tratamiento.
- Requerimientos, disponibilidad y costos de reactivos químicos y piezas de repuesto para equipos electromecánicos requeridos por los sistemas de tratamiento y requerimientos de energía eléctrica.
- Costos iniciales, costos de operación y mantenimiento.

Atendiendo la información anterior y una vez hecho el análisis de la situación del sitio del proyecto, se propuso para el tratamiento de aguas residuales de la localidad de Los Pilares, un sistema de tratamiento basado en humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal.

El sistema propuesto cuenta con un tren de tratamiento que consta de cuatro etapas, estas son:

- Pretratamiento, consta de un sistema de cribado que se encarga de retener materia de grandes dimensiones, posteriormente el influente pasa por un canal desarenador que tiene la función de remover las partículas de menor tamaño que lograron pasar por el cribado.
- Tratamiento primario, propuesto en base a un tanque séptico cuyo objetivo primordial es reducir en un 30% aproximadamente, la materia orgánica y los sólidos del influente, esto gracias a la creación de una situación de estabilidad hidráulica dentro del tanque, que permita la sedimentación por gravedad de las partículas pesadas, así como la flotación de materia menos densa. De esta manera se crean dos capas, una constituida por lodo y otra de espuma. La materia orgánica contenida en dichas capas será descompuesta por bacterias anaerobias, y una parte considerable de ella se convertirá en agua y gases.
- Tratamiento secundario, la propuesta en esta fase es a base de dos humedales con flujo subsuperficial horizontal, los cuales se encargarán de la remoción de la materia orgánica e inorgánica que tenga el influente una vez que haya salido del tanque séptico.

- Tratamiento terciario, última fase que tiene por objetivo la desinfección del agua, proceso que se llevará a cabo en un tanque de contacto de cloro, procedimiento que permitirá obtener los parámetros de microorganismos establecidos por las normas oficiales mexicanas.

El tren de tratamiento propuesto del que se ha hablado brevemente con anterioridad, se muestra a continuación por medio de la figura 3.1.

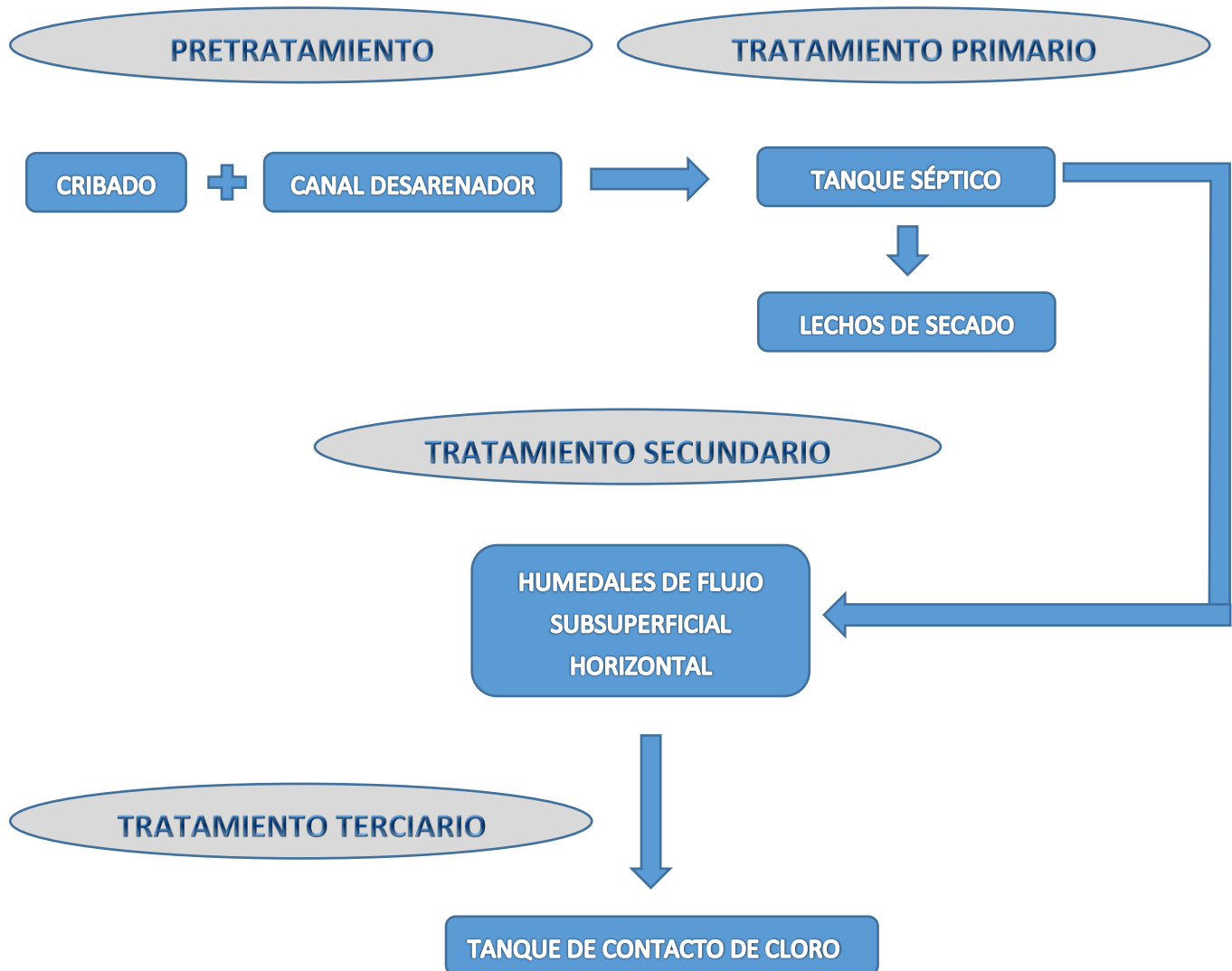


FIGURA 3.1.- Tren de tratamiento de aguas residuales propuesto para el proyecto. Elaborado por autor.

3.2. PRETRATAMIENTO

El pretratamiento se refiere a la eliminación de aquellos componentes que puedan provocar problemas operacionales y de mantenimiento en el proceso de tratamiento o en los sistemas auxiliares. Ejemplo de ello, es la eliminación de componentes de gran y mediano volumen como ramas, piedras, animales muertos, plásticos, o bien problemáticos, como arenas, grasas y aceites. El tratamiento se efectúa por medio de cribas o rejillas, desarenadores, flotadores o desgrasadores. En ciertas ocasiones se emplean trituradores para reducir el tamaño de ciertos desechos y reincorporarlos al tratamiento.

3.2.1 Dimensionamiento del Pretratamiento

CRIBADO

Es un método que remueve, del agua residual, los contaminantes más voluminosos, ya sean flotantes o suspendidos. El cribado es la primera operación que se debe considerar en una planta de tratamiento de aguas. Las unidades de cribado más usuales, para las plantas de tratamiento de agua municipales, son las rejillas formadas por barras metálicas de sección redonda o cuadrada. Las rejillas pueden ser de limpieza manual o automática. Las de limpieza manual presentan una inclinación de 45 a 60° con respecto a la horizontal. La inclinación facilita la limpieza. Por su parte las rejillas de limpieza automática tienen inclinaciones de 60 a 90 grados. La eficiencia de este proceso reditúa en la separación de las barras, entre menor sea la abertura entre las barras mayor será su eficiencia, ya que la cantidad materia retenida será mayor.

Para el caso de este proyecto se propone en el canal de acceso la instalación de una rejilla de limpieza manual, conformada por barras de acero inoxidable de sección circular, con un diámetro de 3/8 de pulgada (0.009525 m).

La inclinación de la barra con respecto a la horizontal es de 60°, la separación entre barras de la rejilla es de 1 pulgada (0.0254 m). La eficiencia de las rejillas en función al espesor de las barras es de 72.8%.

El área útil de la sección transversal de la rejilla es de 0.0152 m². Tomando en cuenta el espacio entre barras de 1" (0.0254 m) y la eficiencia de las cribas, el incremento neto de área a área total es de 0.0208 m², en relación a esta área la velocidad de aproximación a la rejilla es de 0.437 m/s.

Para la longitud del canal de la rejilla, tomamos un tiempo de retención hidráulico de 4 segundos, lo que nos arroja una longitud de 2 m. El ancho del canal de la rejilla será de 0.30 m, donde se alojara un total de 8 barras, tendrá una profundidad de 0.35 m.

Definidas todas las características del cribado, se tendrá una pérdida de carga hidráulica (hL) en la rejilla que haciende a 0.004 m, parámetro que se encuentra dentro del rango permisible, ya que la perdida máxima aceptable es de 0.15 m.

CANAL DESARENADOR

Unidad cuya operación se encarga de remover gravillas, arenas, cenizas y otros materiales inorgánicos presentes en las aguas residuales municipales que pueden causar abrasión o desgaste excesivo en los equipos mecánicos de una planta de tratamiento. La desarenación se ubica generalmente después del cribado y antes de la sedimentación primaria.

Con esta operación se busca remover el 100 % de las partículas inorgánicas (densidad = 2.65 g/cm^3) de un tamaño igual o mayor a 0.21 mm (malla # 65) y dejar en suspensión el material orgánico. Para lograr esta remoción es necesario conservar la velocidad del agua, entre 25 y 38 cm/s.

El número de unidades mínimas en paralelo es de 2, para efectos de mantenimiento. En caso de caudales pequeños y turbiedades bajas se podrá contar con una sola unidad que debe contar con un canal de by-pass.

Para este proyecto se proponen dos desarenadores de flujo horizontal tipo canal con limpieza manual, los cuales funcionarán para evitar depósitos de arena en los procesos de tratamiento subsecuentes, obstrucción de tuberías, bombas, etc.

Para fines del diseño se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones: un peso volumétrico de la partícula a sedimentar de 2.65 g/cm^3 , un diámetro de la partícula a retener equivalente a 0.015 m y una velocidad de sedimentación de la partícula a retener de 0.01 m/s. La velocidad horizontal del agua a través del canal desarenador es de 0.3 m/s.

El área de la sección transversal del canal desarenador es de 0.03 m^2 , el ancho del canal desarenador será igual que el ancho del canal de la rejilla, es decir, asciende a 0.30m.

Se determinó el Tiempo de Retención Hidráulico en el canal desarenador, el cual resultó de 10.11 s, con lo que se obtuvo una longitud para el canal desarenador que equivale a 3.03 m. Dado el hecho de que se debe Incrementar la longitud del canal desarenador un 30% para compensar la turbulencia generada a la entrada y salida del canal, la longitud total del canal es de 3.90 m, la profundidad es de 0.46 m.

Con esta geometría propuesta se obtuvo una carga hidráulica superficial (CHS) de $28 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$, lo cual permite aprobar la sección que se propuso anteriormente, ya que la carga hidráulica máxima aceptable es de $70 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$.

Para la determinación la cámara colectora de arenas se consideró un volumen de arena generado de $0.022 \text{ m}^3/1000 \text{ m}^3$ de agua y un intervalo de limpieza de 7 días, con lo cual se obtuvo una cámara colectora de arenas con una profundidad de 0.10 m. En este sitio se colocará un escalón de bajada con una inclinación de 45° .

VERTEDOR PROPORCIONAL

Se ha considerado importante el empleo de vertedores con relaciones lineales entre la carga y el gasto, de los cuales el más conocido es el vertedor proporcional. Este tipo de instrumentos se han denominado, por esta razón, vertedores proporcionales. Su aplicación en hidrometría se encuentra limitada por el costo de construcción, rangos estrechos de medición y dificultad en el logro de la sección requerida, principalmente. Sin embargo, poseen la característica de que el gasto es una función muy sencilla de la carga, lo cual en algunas aplicaciones puede constituir una ventaja.

El vertedor proporcional, también conocido como tipo “sutro” será el dispositivo regulador y medidor del influente. Se calcula de acuerdo a las bases establecidas por la CONAGUA para el diseño de estructuras de aforo, tomando como caudal de proyecto el gasto máximo instantáneo (9.1 L/s).

La forma del vertedor proporcional tipo “sutro” para este proyecto, será la mostrada en la figura 3.2. La parte rectangular correspondiente a la parte baja del vertedor será de 0.16 m en sentido horizontal y 0.02 m en sentido vertical. El canal tendrá un ancho de 0.30 m y una altura de 0.15 m más el bordo libre, dando un total de 0.35 m.

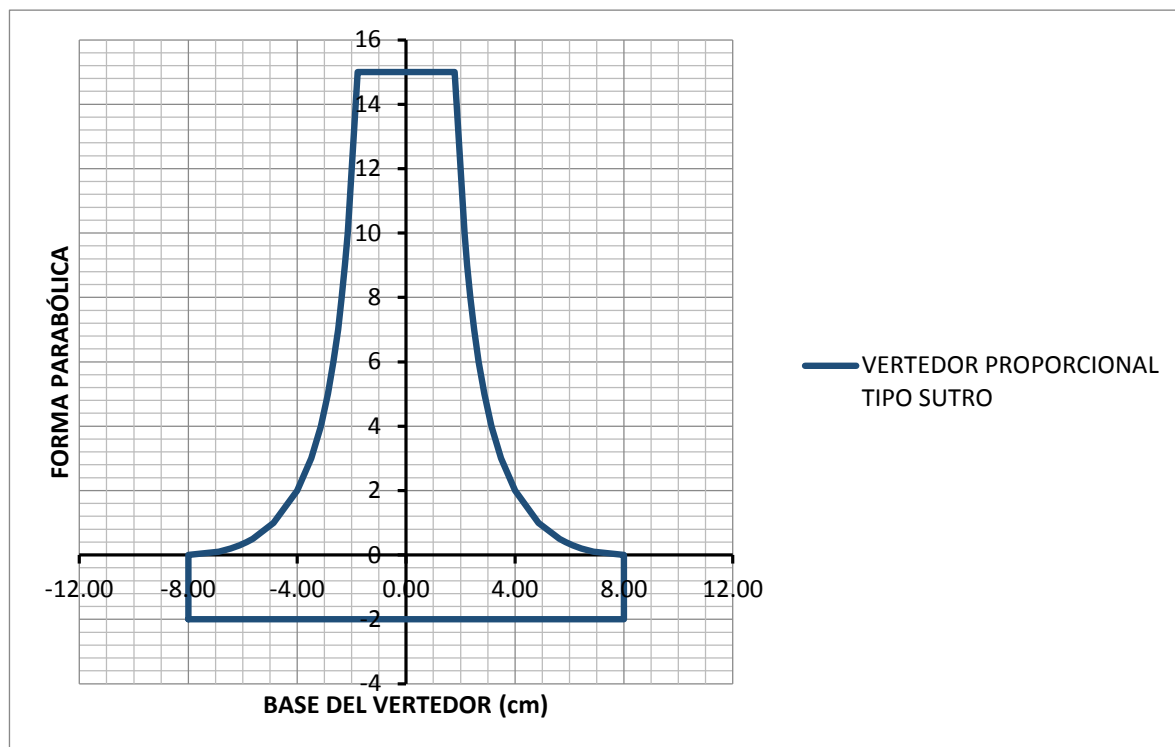


FIGURA 3.2.- Vertedor proporcional tipo “sutro”. Elaborado por autor

3.3. TRATAMIENTO PRIMARIO

En este nivel de tratamiento, una porción de sólidos y materia orgánica suspendida es removida del agua residual utilizando la fuerza de gravedad como principio. Las cifras de remoción comúnmente alcanzadas en aguas residuales municipales son del 60% en sólidos suspendidos y de 30% en la DBO₅. Esta remoción generalmente se lleva a cabo por sedimentación y es considerada como la antesala para el tratamiento secundario.

3.3.1 Dimensionamiento del tratamiento primario

TANQUE SEPTICO

Sistema de tratamiento de aguas residuales domésticas provenientes de una vivienda o conjunto de viviendas que combina la separación y digestión de lodos. Uno de los principales objetivos del diseño del tanque séptico es crear dentro de este una situación de estabilidad hidráulica, que permita la sedimentación por gravedad de las partículas pesadas. El material sedimentado forma en la parte inferior del tanque séptico una capa de lodo, que debe extraerse periódicamente.

La grasa, el aceite y otros materiales menos densos que flotan en la superficie del agua formando una capa de espuma pueden llegar a endurecerse considerablemente. El líquido pasa por el tanque séptico entre dos capas constituidas por la espuma y los lodos. La materia orgánica contenida en las capas de lodo y espuma es descompuesta por bacterias anaerobias, y una parte considerable de ella se convierte en agua y gases. La velocidad del proceso de digestión aumenta con la temperatura, con el máximo alrededor de los 35°C.

El líquido contenido en el tanque séptico experimenta transformaciones bioquímicas, pero se tiene pocos datos sobre la destrucción de los agentes patógenos.

Para fines del diseño del tanque séptico del presente proyecto se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones: una población de 1571 habitantes, un gasto de diseño de 2.48 L/s (107.136 m³/d), una aportación de lodos de 70 L/hab-año, un tiempo de retención hidráulica de un día y un intervalo de limpieza estimado en 30 días.

Para el tiempo de retención establecido, se obtuvo un volumen de agua de 214.27 m³, así como un volumen de lodos equivalente a 9.04 m³, resultando de esta manera un volumen total de materia de 223.31 m³.

Respecto a la geometría del tanque se propuso una profundidad de 3 m, lo cual produce la necesidad de un área en el tanque de 74.44 m². De igual forma se propuso la dimensión del ancho del tanque que equivale a 6 m, en consecuencia el largo presenta una longitud de 12.41 m, longitud que para fines constructivos se consideró de 12.50 m. Revisando la relación Largo/ancho: $2 \leq L/b \leq 3$ podemos advertir que se cumple sin ningún problema, lo cual nos permite aceptar las dimensiones propuestas.

3.4. TRATAMIENTO SECUNDARIO

En esta fase de tratamiento se elimina la materia orgánica biodegradable por medios preferentemente biológicos debido a su bajo costo y alta eficacia de remoción. Básicamente, los contaminantes presentes en el agua residual son transformados por los microorganismos en materia celular, energía para su metabolismo y en otros compuestos orgánicos e inorgánicos. Estas células microbianas forman flóculos, los cuales son separados de la corriente de agua tratada, normalmente por sedimentación. De esta forma, los flóculos son fácilmente retirados del agua. En el caso del agua residual doméstica o municipal, el objetivo principal es reducir el contenido orgánico y, en ciertos casos, los nutrientes tales como el nitrógeno y el fósforo (Adalberto *et al.*, 2013).

3.4.1 Dimensionamiento del tratamiento secundario

HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL HORIZONTAL

Los humedales artificiales son sistemas complejos e integrados en los que tienen lugar interacciones entre el agua, plantas, animales, microorganismos, energía solar, suelo y aire; con el propósito de mejorar la calidad del agua residual y proveer un mejoramiento ambiental.

El sistema consiste en el desarrollo de un cultivo de plantas acuáticas (macrófitas) tales como espadañas, carrizos y juncos; mismas que se encuentran enraizadas sobre un lecho de grava impermeabilizado, poco profundo (normalmente menos de 1 m de profundidad). La acción de las macrófitas hace posible una serie de complejas interacciones físicas, químicas y biológicas a través de las cuales el agua residual afluyente es depurada progresiva y lentamente.

Dentro de los humedales artificiales se encuentran los de flujo subsuperficial horizontal, los cuales están contruidos típicamente en forma de un lecho o canal que tienen una barrera que impide la percolación del agua hacia el subsuelo, además contiene un medio apropiado (grava, arena u otro material) que soporta el crecimiento de las plantas.

El agua residual se trata a medida que circula horizontalmente a través del medio granular y las raíces de las plantas, ingresando en forma permanente. Es aplicada en la parte superior de un extremo y recogida por un tubo de drenaje en la parte opuesta inferior. La profundidad del lecho varía entre 0,45 m a 1 m y tiene una pendiente de entre 0,5 % a 1 %. El nivel del agua está por debajo de la superficie del soporte y fluye únicamente a través del medio que sirve para el crecimiento de la película microbiana, que es la responsable en gran parte del tratamiento del agua residual, para lo cual el material que conforma el lecho filtrante deber ser suficientemente grande, para permitir un flujo subterráneo a largo del humedal sin obstrucciones.

El agua residual no ingresa directamente al medio granular principal, sino que existe una zona de amortiguación generalmente formada por grava de mayor tamaño, misma que se utiliza a la salida. El diámetro de la grava de ingreso y salida oscila entre 50 mm a 100 mm, mientras que la zona de plantación está constituida por grava fina de un solo diámetro, entre 3 mm a 32 mm (Delgadillo *et al.*, 2010).

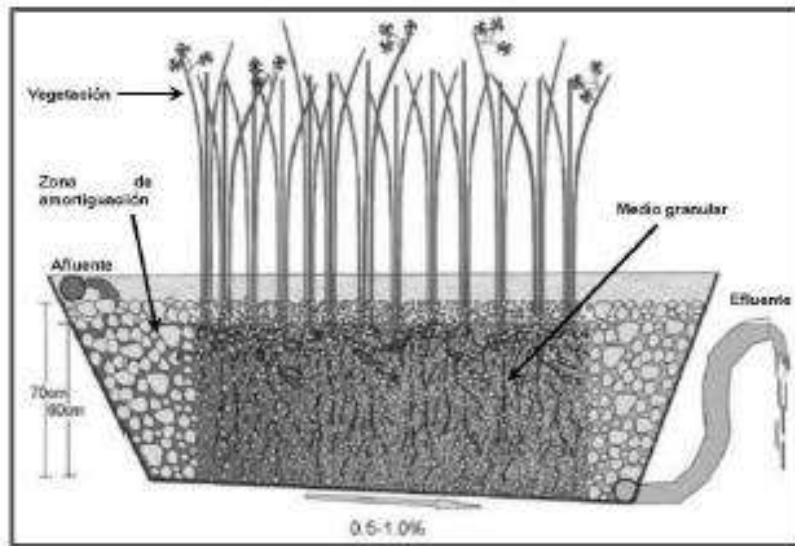


FIGURA 3.3.- Esquema de un humedal subsuperficial de flujo horizontal. FUENTE: Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales (Delgadillo *et al.*, 2010).

Para el presente proyecto, el sistema propuesto cuenta con dos humedales de flujo subsuperficial, los cuales funcionarían con un arreglo en paralelo. Tienen por objeto la reducción de materia orgánica y nutrientes por medio de la oxidación biológica por parte de los microorganismos ahí presentes y la asimilación de las plantas acuáticas, además de la filtración por medio del lecho pétreo.

Para el diseño de los humedales se utilizó el método analítico de Kadlec y Knight de 1996. Se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones: gasto de diseño de 1.24 L/s (107.136 m³/d), DBO₅ de 176.87 mg/L y SST de 178.73 mg/L, lo anterior tomando en cuenta que se redujeron un 30% en el tanque séptico, el tamaño del medio filtrante será de 16 mm (0.016 m), la porosidad del medio de 0.37, una conductividad hidráulica de 2910 m³/m²·d, el diámetro de la grava de ingreso y salida del humedal será de 50 mm (0.05 m), la vegetación será tule, la profundidad del lecho será de 0.80 m y la temperatura del agua tendrá un valor de 19.00 °C.

La concentración de fondo (*C) en mg/l para DBO₅ es de 12.87, para los SST es de 19.06 y para los coliformes fecales de 10.

El área superficial de tratamiento requerida para los humedales resulto de 1730 m^2 , con dicha superficie se garantiza un efluente con unas concentraciones de 20 mg/l de DBO_5 y de SST, así como una concentración de coliformes fecales de 19, 432, 839 NMP/100 ml. Considerando una pendiente del 0.1%, el área transversal del flujo a través del lecho será de 21.43 m^2 , las dimensiones de largo y ancho de los humedales corresponden a 64. 60 m y 26. 80 m respectivamente. La sección de entrada y salida de cada humedal tendrá un espesor de 0.80 m.

Para esta geometría propuesta se obtuvo una carga hidráulica superficial (CHS) de $0.062 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{h}$, un tiempo de retención hidráulico (t) de 4.78 días, y una carga orgánica (C) de $10.95 \text{ g DBO}/\text{m}^2\cdot\text{d}$, dichos parámetros permiten aceptar las dimensiones propuestas ya que la metodología utilizada establece que la CHS será: $0.02 < \text{CHS} < 0.24 \text{ m}^3/\text{m}^2\cdot\text{día}$, un “t” mayor de 4 días y menor de 20 días; así como una C menor de $11 \text{ g DBO}/\text{m}^2\cdot\text{d}$.

Producto de este proceso de tratamiento, se pretende lograr obtener un efluente con valores de DBO_5 de 12.93 mg/L , SST de 19.06 mg/L y CF de 19, 432, 839 como NMP/100 ml.

3.5. TRATAMIENTO TERCIARIO

El tratamiento terciario es necesario cuando deben cumplirse condiciones de descarga estrictas (remoción de nutrientes o microorganismos patógenos) o cuando el agua tratada está destinada a un uso en específico. En tal caso, el arreglo de tratamiento terciario debe ser el necesario para alcanzar esa calidad específica, lo cual implica una gran diversidad de posibles alternativas de operaciones y procesos unitarios.

3.5.1 Dimensionamiento del tratamiento terciario

TANQUE DE CONTACTO DE CLORO

La cloración es el proceso de desinfección de aguas residuales más comúnmente usado. El proceso incluye la adición de cloro o hipoclorito al agua residual. Cuando se usa cloro, este se combina con agua para formar ácido hipocloroso (HOCl) y ácido clorhídrico (HCl). El ácido hipocloroso es el desinfectante primario en el agua.

La demanda de cloro se determina mediante la diferencia entre el cloro suministrado y la concentración del cloro residual medido después de un tiempo de la aplicación del cloro, usualmente de 15 a 30 minutos. El tanque de contacto de cloro cuenta con baffles para tener buen mezclado y evitar los cortos circuitos.

La cloración usada en desinfección tiene el objetivo de prevenir la proliferación de enfermedades y el control de crecimientos de algas y producción de olores.

En el proceso de diseño del tanque de contacto de cloro, se hicieron las siguientes consideraciones: una temperatura media del agua de 19°C , una viscosidad cinemática de $1.0302 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$, una concentración de coliformes de 19, 432, 839 NMP/100 ml, teniendo en cuenta la reducción efectuada en los humedales, una demanda inicial de 3

mg/L, una cantidad de cloro residual para decaimiento de 2.5 mg/L y un tiempo de contacto de cloro de 40 min.

Se determinó la cantidad de cloro residual al final del tiempo de contacto de cloro (CR), resultando un valor de 2.83 mg/L; sumando todas las cantidades necesarias de cloro, se tiene una dosis total de 8.33 mg/L, misma que se estará suministrando en el tanque periódicamente.

Atendiendo el gasto de diseño ($393.12 \text{ m}^3/\text{d}$) y el tiempo de contacto de cloro, resultó un volumen necesario en el tanque de 16.38 m^3 , para el cual es necesaria una profundidad de 1 m y un ancho de 0.40 m. Con dichas dimensiones se obtuvo un área de 0.40 m^2 y una longitud del canal de 41 m. Revisando la relación largo/ancho, se tiene un valor de 102.38, el cual nos permite aceptar las dimensiones propuestas, ya que la citada relación debe ser mayor de 20.

La comprobación del diseño se hizo mediante la obtención del número de dispersión de cloro (d) para el gasto máximo instantáneo y para el gasto medio, obteniendo valores de 0.0099 y 0.0032, mismos que se encuentran dentro del rango establecido por la literatura, ya que “d”, debe ser menor de 0.015 en ambos casos.

En el dimensionamiento del módulo y la mampara del tanque, se propuso: 5 módulos, una separación entre mamparas de 0.4 m, un espesor de mamparas de 0.15 m y un ancho de la sección libre para el paso del flujo de 0.4 m. Con estas dimensiones propuestas se obtuvo una longitud de módulo de 8.20 m y un total de 4 mamparas, con una longitud de 7.80 m cada una.

Por medio de este proceso se pretende alcanzar un valor de CF de 240 como NMP/100 ml.

VERTEDOR TRIANGULAR

Estos son vertedores con la abertura en “V”, y tienen la ventaja sobre los rectangulares de funcionar muy bien con flujos de agua muy pequeños. El ángulo del vértice es usualmente entre 10° y 90° y muy rara vez mayores a 90° . El flujo de agua sobre el vertedor está en función del ángulo y la carga sobre el vertedor.

El vertedor triangular será el dispositivo medidor del efluente a la salida de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales. Se calcula de acuerdo al tirante sobre el vertedor. La fórmula base para el diseño del vertedor triangular es: $Q = C \cdot H^{2.5}$, donde C es un coeficiente del flujo que depende del ángulo del vertedor y H es la carga sobre el vertedor.

Para el diseño del vertedor se tomaron en cuenta los siguientes aspectos: un ángulo en el vértice de 60° , un coeficiente C con valor de 0.77365 y un tirante sobre el vertedor (H) de 0.15 m.

Las dimensiones del vertedor son las siguientes: ancho de canal (B) de 0.40 m, una longitud vertical del vertedor (H_v) de 0.40 m, una relación h/P de 0.85, valor que está dentro del rango permisible, ya que el valor máximo es de 1.2.

Revisando la relación h/B se tuvo un valor de 0.38, lo cual nos permite aceptar las dimensiones propuestas, ya que el valor de dicha relación debe ser menor de 0.40.

Con las dimensiones propuestas se obtuvieron las siguientes dimensiones complementarias del vertedor: una longitud de $P = 0.18$ m, una altura de la sección triangular (y) de 0.22 m, un ancho de la sección triangular (L) de 0.26 m y una longitud de hombro de la sección triangular (LH) de 0.07m.

El esquema de construcción del vertedor triangular para este proyecto, será el mostrado en la figura 3.4.

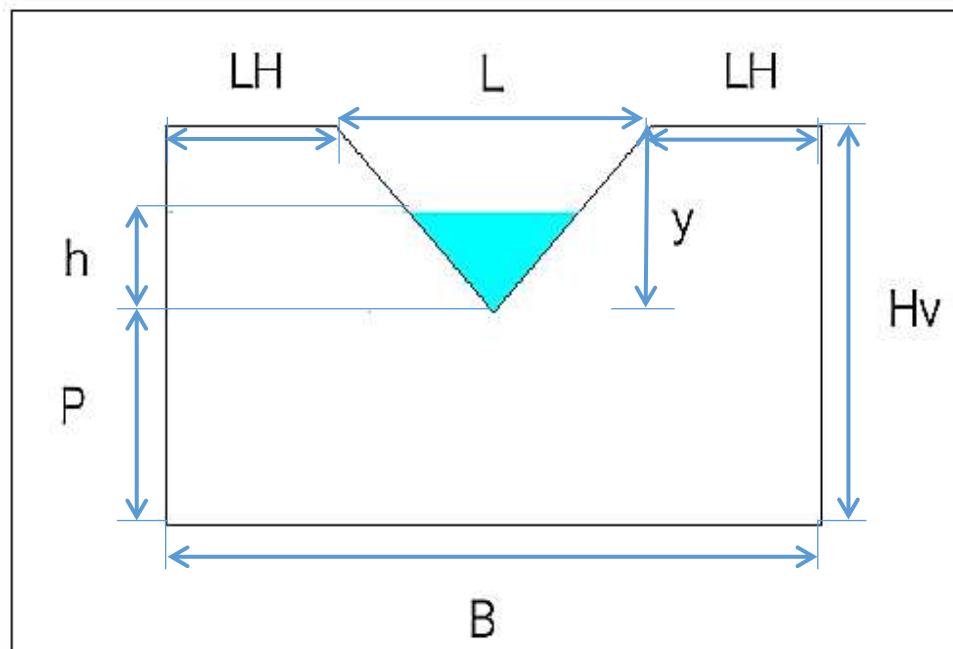


FIGURA 3.4.- Esquema de construcción del vertedor. FUENTE: Memoria de cálculo PTAR, San Isidro.

3.6. TRATAMIENTO DE LODOS

La generación de lodo en cualquier tipo de tratamiento es inevitable y es un factor muy importante que debe ser considerado para una buena elección del proceso de tratamiento. Como se ha mencionado, la ley de la conservación de la materia conduce al hecho que la materia no se crea ni se destruye, solamente se transforma. En el caso de las plantas de tratamiento, los contaminantes se transforman en lodo.

Algunos procesos para el tratamiento del lodo son la estabilización (digestión anaerobia, y digestión aerobia), el composteo mezclado con residuos celulósicos, el espesamiento y la deshidratación. Como destino final podrán ser desechados en lugares especialmente acondicionados para ello (mono-relleno sanitario) o si la legislación ambiental lo permite, en rellenos sanitarios municipales. Una opción atractiva para la disposición final es el aprovecharlos como mejoradores de suelos o fertilizantes agrícolas, siempre y cuando cumplan con la normatividad asociada a la producción de biosólidos, nombre como se les conoce a los lodos tratados y acondicionados para su aprovechamiento en tierras (Adalberto *et al.*, 2013).

3.6.1 Dimensionamiento del tratamiento de lodos

LECHOS DE SECADO

Con el objetivo de reducir el contenido de agua, en los lodos producidos en la planta de este proyecto, provenientes del tanque séptico, para disponerlos como fertilizante para mejoramiento de tierras agrícolas, se utilizarán los lechos de secado. Los lechos tendrán una capa de arena de un diámetro de 0.4 a 0.6 mm y un coeficiente de uniformidad menor a 4; el espesor de la capa será de 30 cm. La capa de arena descansará sobre una capa de grava de un diámetro de 10 a 15 mm, con un espesor de 30 cm. Sobre ambas capas se distribuye los lodos con un espesor de 20 cm, para producir pérdida de agua por medio de drenado y evaporación.

En el diseño de los lechos de secado se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones: una población de 1571 habitantes, una aportación de sólidos (AS) = 49 gr SS/hab·d, un tiempo de retención de 35 días y una capa de lodo de 0.20 m.

Con las consideraciones anteriores se determinó la carga de sólidos que ingresa al tanque séptico que equivale a 76.98 Kg SS/ día, con lo que se obtuvo una masa de sólidos que conforman los lodos de 25.02 Kg SS/ día, resultado que al relacionarlo con la densidad del lodo se obtuvo un volumen diario de lodos de 267.29 L/día; considerando que el tiempo de retención es de 30 días, el volumen a extraer del tanque periódicamente es de 9.36 m³.

Para el volumen lodos producido en el tanque séptico y considerando una capa de lodo de 0.20 m, nos resultó un área de lecho de secado que alcanza los 46.8 m². Con estas condiciones la carga superficial de sólidos resultó de 195.22 Kg SS/ m²*año, cantidad que nos permite aceptar el área obtenida, ya que la carga de sólidos permisible esta entre 120 y 200 Kg SS/ m²*año.

Finalmente tomando en cuenta los requerimientos anteriores, se propuso la construcción de dos lechos de secado con un área de 24 m² cada uno, mismos que tendrán una longitud de 6 m por 4 m de ancho y una profundidad de 1.20 m.

3.7. RESUMEN DEL DIMENSIONAMIENTO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

A continuación se presenta la tabla 3.1 que contiene un resumen de las dimensiones de cada una de las unidades, que conforman el tren de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de la comunidad de Los Pilares, Michoacán.

TABLA 3.1- Resumen del dimensionamiento del tren de tratamiento de la PTAR.

RESUMEN DEL TREN DE TRATAMIENTO					
PRETRATAMIENTO					
TIPO DE CANAL	Q DISEÑO (L/s)	No. DE UNIDADES	ANCHO (m)	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD (m)
Cribado Grueso	9.1	1	0.3	0.35	2
Desarenador	9.1	2	0.3	0.46	3.90
TRATAMIENTO PRIMARIO					
UNIDAD DE TRATAMIENTO	Q DISEÑO (L/s)	No. DE UNIDADES	ANCHO (m)	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD (m)
Tanque Séptico	2.48	1	6	3	12.5
TRATAMIENTO SECUNDARIO					
UNIDAD DE TRATAMIENTO	Q DISEÑO (L/s)	No. DE UNIDADES	ANCHO (m)	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD (m)
Humedal Artificial	1.24	2	26.8	0.8	64.6
TRATAMIENTO TERCIARIO					
UNIDAD DE TRATAMIENTO	PARÁMETROS			UNIDAD DE MEDIDA	VALOR
Tanque de contacto de cloro	Q DISEÑO			L/s	9.1
	No. de unidades			unidad	1
	Ancho			m	0.4
	Profundidad			m	1
	No. de módulos			unidad	5
	Longitud de módulo			m	8.2
	No. De mamparas			unidad	4
	Longitud de la mampara			m	7.8
	Espesor de la mampara			m	0.15
UNIDAD DE TRATAMIENTO	No. DE UNIDADES		ANCHO (m)	PROFUNDIDAD (m)	LONGITUD (m)
Lechos de secado	2		4	1.2	6

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

- Dada la problemática de contaminación del agua y el decremento que se prevé del abastecimiento per cápita derivado del crecimiento poblacional, la política hídrica nacional actual plantea un escenario de sustentabilidad del recurso hídrico, lo cual infiere un incremento significativo en la práctica del tratamiento de aguas residuales y un impulso al reúso del agua.
- Los humedales artificiales de flujo subsuperficial, han sido utilizados principalmente en Europa y Estados Unidos, sin embargo, en México es una técnica relativamente nueva, ya que no es muy común su uso comparado con otras técnicas. En este proyecto están propuestos como tratamiento secundario de aguas residuales domésticas, lo que hace necesario implementar previamente un tratamiento primario (tanque séptico), a fin de garantizar su adecuado funcionamiento y prevenir en el largo plazo problemas de colmatación.
- Para la composición del agua residual de la localidad de proyecto, los humedales lograron cumplir con los parámetros establecidos por las normas mexicanas, a excepción de la concentración de coliformes fecales, lo que hizo necesario, la implementación de un tratamiento terciario (tanque de contacto de cloro).
- La caracterización del influente resultó con un valores de DBO_5 de 252.67 mg/L, SST de 255.33 mg/L y CF de 1.6×10^9 NMP/ 100 ml. Una vez que el agua residual circula por todo el tren de tratamiento, el efluente alcanza valores de DBO_5 de 12.93 mg/L, SST de 19.06 mg/L y CF de 249 como NMP/100 ml.
- La viabilidad de esta técnica de tratamiento, se sustenta en el bajo costo y la facilidad en el proceso de operación; aunado a que se logran altos índices de remoción de DBO_5 y SST.
- Si se puede hablar de condiciones que limitan el empleo de esta técnica, puede ser el costo de inversión inicial, dado el gran requerimiento de terreno que demanda el área superficial de los humedales.

RECOMENDACIONES

- Es importante que se respete cada detalle del arreglo del tren de tratamiento, ya que cualquier modificación podría alterar el proceso de tratamiento, lo que podría ocasionar que no se alcancen los resultados esperados.
- Como se ha dicho anteriormente la operación no tiene mayor complicación, no obstante se deberá contar con un manual de operación, así como un manual de mantenimiento que garantice el buen funcionamiento y la extensión de la vida útil de la planta.
- Se recomienda que en el momento en que se desee implementar el sistema de tratamiento de aguas residuales propuesto, se evalúe la factibilidad y que se verifique que los caudales y las características de aguas residuales no tengan variaciones considerables, de ser así se deberá investigar la causa de la variación y tomar las medidas necesarias a fin de que la eficiencia de la planta de tratamiento sea la esperada.

BIBLIOGRAFÍA

- APARICIO MIJARES, F. J. (1989). *FUNDAMENTOS DE HIDROLOGÍA DE SUPERFICIE*. 1ª Ed. Limusa.
- CONAGUA, (2014). *ATLAS DEL AGUA EN MÉXICO*. México, D.F.
- CONAGUA, (2014). *ESTADÍSTICAS DEL AGUA EN MÉXICO*. México, D.F. Impreso y hecho en México.
- CONAGUA, (2013). *INVENTARIO NACIONAL DE PLANTAS MUNICIPALES DE POTABILIZACIÓN Y DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN OPERACIÓN*. México, D.F.
- CONAGUA, (2007). *MAPAS, DATOS BASICOS*. México, D.F.
- CONAGUA, (2007). *MAPAS, SISTEMAS ALTERNATIVOS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Y LODOS PRODUCIDOS*. México, D.F.
- CONAGUA, (2014). *NUMERAGUA MÉXICO*. México, D.F.
- DELGADILLO, O., *et al.* (2010). *DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES POR MEDIO DE HUMEDALES ARTIFICIALES*. Cochabamba
- ENRÍQUEZ, J.C. (1988). *REMOCIÓN ORGÁNICA DE CONTAMINANTES EN TRATAMIENTOS POR INFILTRACIÓN APLICADA AL TERRENO*. Tesis de Maestría. I.T.E.S.M., División de Ingeniería y Arquitectura. Monterrey N. L. México.
- ESPIGARES GARCÍA, M. y PÉREZ LÓPEZ, J. (1985). *AGUAS RESIDUALES*. Granada, España.
- ESPINOSA ORTÍZ, C. (2014). *FACTIBILIDAD DEL DISEÑO DE UN HUMEDAL DE FLUJO SUBSUPERFICIAL PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES DE 30.000 HABITANTES*. Maestría en Ingeniería Civil, Escuela Colombiana de Ingeniería.
- FARJAS, M. *LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS*.
- FERNÁNDEZ MAYO, E. (2010). *PROYECTO EJECUTIVO DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA LOCALIDAD DE XOCHIAPA*. Licenciatura en Ingeniería Civil, Universidad Veracruzana.
- GÓMEZ, I. C. (2000). *SANEAMIENTO AMBIENTAL*. Universidad Estatal a Distancia.

- GUZMÁN MEJIA, E. (2013). *PROPUESTA DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA LOCALIDAD DE BELLAS FUENTES, MUNICIPIO DE CONEO, MICHOACÁN*. Licenciatura en Ingeniería Civil. Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.
- HERNÁNDEZ, M. A. (1998). *DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES*. Paraninfo.
- IMTA, *FUNDAMENTOS TECNICOS PARA EL MUESTREO Y ANALISIS DE AGUAS RESIDUALES*. Mexico, D.F.
- IMTA, (2012), *HUMEDALES ARTIFICIALES*, México, D.F.
- IMTA, *IDENTIFICACIÓN Y DESCRIPCIÓN DE SISTEMAS PRIMARIOS PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES*. México, D.F.
- IMTA, (1988). *MANUAL DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE AORO*. México, D.F.
- MARIÑELARENA, A. (2006). *MANUAL DE AUTOCONSTRUCCIÓN DE UN SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMICILIARIAS*. 1a edición, Freplata Editores. Buenos Aires, Argentina.
- MARTEL, A. B. (2002). *ASPECTOS FISICOQUÍMICOS DE LA CALIDAD DEL AGUA*.
- METCALF & EDDY, INC. (1995). *INGENIERÍA DE AGUAS RESIDUALES TRATAMIENTO, VERTIDO Y REUTILIZACIÓN*. Edit. McGraw-Hill.
- Norma Oficial Mexicana, *NOM-001-SEMARNAT-1996*. Límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales.
- Norma Oficial Mexicana, *NOM-002-SEMARNAT-1996*. Límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal.
- Norma Oficial Mexicana, *NOM-003-SEMARNAT-1997*. Límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se rehúsen en servicios al público.
- Norma Oficial Mexicana, *NOM-004-SEMARNAT-2002*. Especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes en lodos y biosólidos para su aprovechamiento y disposición final.
- Norma técnica de la CONAGUA, *NT-011-CNA-2001*. Métodos de Proyección de Población.

- NOYOLA, A., *et al.* (2013). *SELECCIÓN DE TECNOLOGÍAS PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MUNICIPALES*. México, D.F., UNAM.
- ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD, (2005). *GUÍA PARA EL DISEÑO DE TANQUES SÉPTICOS, TANQUES IMHOFF Y LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN*. Lima, Perú.
- ORTÍZ, C. E. (s.f.). *FACTIBILIDAD DEL DISEÑO DE UN HUMEDAL DE FLUJO SUBSUPERFICIAL PARA EL TRATAMIENTO DE AGUAS*. Bogotá, Colombia.
- OTERO CALVIÑO, N. (2006), *FILTRACIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA REUTILIZACIÓN*, Doctorado, Universidad de La Laguna.
- RAMALHO, R. (1983). *TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES*. Barcelona: Editorial Reverté S. A.
- RAMOS OLMOS, R., Sepúlveda Marqués, R., & Villalobos Moreto, F. (2003). *EL AGUA EN EL MEDIO AMBIENTE: MUESTREO Y ANÁLISIS*. México, D.F.: Plaza y Valdés.
- REPISO, P. G. (2003). *TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES MIXTAS PARA UNA POBLACIÓN SUPERIOR A 100.000 HABITANTES EQUIVALENTES*.
- RODIE B. EDWARD y HARDENBERG. (1987). *INGENIERÍA SANITARIA*. Ed. Continental S.A. de C.V. México D.F.
- TORRES CACERES, E. (1994), *PROYECTO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS PARA REUSO DEL AGUA EN LA AGRICULTURA*. Maestría en Agronomía, Universidad Autónoma de Nuevo León.
- UMSNH, (2015). *MANUAL DE PRÁCTICAS DEL LABORATORIO DE INGENIERÍA SANITARIA Y AMBIENTAL*. Morelia, Michoacán.

PAGINAS WEB

- Consulta en línea <http://mexico.pueblosamerica.com/foto/los-pilares-19> Fecha de consulta: Agosto de 2015.
- Consulta en línea <http://www.vivemx.com/col/los-pilares-vista.htm> Fecha de consulta: Agosto de 2015.
- Consulta en línea <http://www.inafed.gob.mx/work/enciclopedia/EMM16michoacan/municipios/16105a.html> Fecha de consulta: Agosto de 2015.

- Consulta en línea <http://www3.inegi.org.mx/sistemas/biblioteca/ficha.aspx?upc>
Fecha de consulta: Agosto de 2015.
- Consulta en línea <http://www.google.com/earth/> Fecha de consulta: Agosto de 2015.
- Consulta en línea <http://www.inafed.gob.mx/work/enciclopedia/EMM16michoacan/index.html> Fecha de consulta: Septiembre de 2015.
- Consulta en línea <http://www3.inegi.org.mx/sistemas/mexicocifras/default.aspx>
Fecha de consulta: Septiembre de 2015.
- Consulta en línea <http://www.snim.rami.gob.mx/> Fecha de consulta: Septiembre de 2015.
- Consulta en línea <http://www.microrregiones.gob.mx/catloc/LocdeMunaspx?tipo=clave&campo=loc&ent=16&mun=105> Fecha de consulta: Septiembre de 2015.
- Consulta en línea http://www3.inegi.org.mx/sistemas/iter/consultar_info.aspx
Fecha de consulta: Septiembre de 2015.
- Consulta en línea http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/geoestadistica/consulta_localidades.aspx Fecha de consulta: Septiembre de 2015.
- Consulta en línea <http://www3.inegi.org.mx/sistemas/mapa/inv/Default.aspx>
Fecha de consulta: Septiembre de 2015.
- Consulta en línea http://www.conapo.gob.mx/es/CONAPO/Indicadores_sociodemograficos Fecha de consulta: Septiembre 2015.

ANEXOS

ANEXO A. MEMORIA DE CÁLCULO

Pretratamiento

CRIBADO

Los datos de inicio son los que se enlistan enseguida:

- Gasto máximo instantáneo = 9.1 L/s (786.24 m³/d).
- Espesor de la barra = 3/8" (0.0095 m).
- Inclinación de la barra con respecto a la horizontal = 60°.
- Separación entre barras para rejillas gruesas = 1" (0.0254 m).
- Eficiencia de las rejillas en función al espesor de las barras = 0.728.
- Velocidad de aproximación a la rejilla = 0.6 m/s.
- Constante C (determinación de las pérdidas de carga) = 0.7

El área útil de la sección transversal de la rejilla está determinada por la siguiente expresión:

$$A_U = \frac{Q_{\max\text{inst}}}{v}$$

$$A_U = \frac{(9.1/1000)}{0.60} = 0.0152 \text{ m}^2$$

Donde:

A_U = Área útil de sección transversal de la rejilla, m².

$Q_{\max\text{inst}}$ = Gasto máximo instantáneo, m³/s.

v = Velocidad de aproximación a la rejilla, m/s.

Tomando en cuenta el espacio entre barras de 1" (0.0254 m) y la eficiencia de las cribas, el incremento neto de área a área total es:

$$A_R = \frac{A_U}{\text{Eficiencia}}$$

$$A_R = \frac{0.0152}{0.728} = 0.0208 \text{ m}^2$$

Donde:

A_U = Área útil de sección transversal de la rejilla, m².

A_R = Área total de sección transversal de la rejilla, m².

Calculando la velocidad de aproximación a la rejilla con A_R :

$$v = \frac{Q_{\max\text{inst}}}{A_R}$$

$$v = \frac{(9.1/1000)}{0.0208} = 0.437 \text{ m/s}$$

Donde:

Q_{maxinst} = Gasto máximo instantáneo, m^3/s .

v = Velocidad de aproximación a la rejilla, m/s .

A_R = Área total de sección transversal de la rejilla, m^2 .

Para la longitud del canal de la rejilla, tomamos un tiempo de retención hidráulico de 4 segundos y tenemos:

$$L_{CR} = \frac{(Q_{\text{maxinst}})(t)}{A_R}$$

$$L_{CR} = \frac{(9.1/1000)(4)}{0.0208} = 2 \text{ m}$$

Donde:

L_{CR} = Longitud del canal de la rejilla, m .

Q_{maxinst} = Gasto máximo instantáneo, m^3/s .

t = tiempo de retención hidráulico, s .

A_R = Área total de sección transversal de la rejilla, m^2 .

El ancho del canal de la rejilla será:

$$b_{CR} = 0.3 \text{ m.}$$

Si $b_{CR} * L_{CR} > A_R$ se acepta la sección.

$$b_{CR} * L_{CR} = 1.048$$

$$1.048 > 0.0208$$

Determinando el número de barras en la rejilla:

$$b_g = \left(\frac{b_{CR} - e}{S + e} + 1 \right) * e$$

$$b_g = \left(\frac{0.30 - 0.0254}{0.0254 + 0.0095} + 1 \right) * 0.0254 = 0.225 \text{ m.}$$

$$n = \frac{b_g}{e} - 1 = \frac{0.225}{0.0254} - 1 = 7.86 \text{ barras} \approx 8 \text{ barras.}$$

Donde:

b_g = Suma de la separación entre barras, m .

S = Espesor de las barras, m

e = Separación entre barras, m .

n = Número de barras.

Determinando la pérdida de carga hidráulica (hL) en la rejilla:

$$v_T = \frac{Q_{\maxinst}}{A_H}$$

$$v_T = \frac{9.1/1000}{((0.0208 / 0.3)/\text{sen } 60^\circ) * 0.225} = 0.504 \text{ m/s}$$

$$h_L = \frac{1}{C} \left(\frac{v_T^2 * v^2}{2g} \right)$$

$$h_L = \frac{1}{0.7} \left(\frac{0.504^2 * 0.437^2}{2 * 9.81} \right) = 0.004 \text{ m} < 0.15 \text{ m}$$

Donde:

v_T = Velocidad a través de la rejilla, m/s.

$Q_{\maxinst}$ = Gasto máximo instantáneo, m³/s.

A_H = Área hidráulica de la rejilla, m².

h_L = Pérdida de carga hidráulica en la rejilla, m.

C = Coeficiente de pérdida de carga (0.6-0.7).

v = Velocidad de aproximación a la rejilla, m/s.

CANAL DESARENADOR

Los datos de inicio son los que se enlistan enseguida:

- Gasto máximo instantáneo = 9.1 L/s (786.24 m³/d).
- Número total de canales = 2.
- Número de canales para mantenimiento = 1
- Velocidad horizontal del agua a través del canal desarenador = 0.3 m/s.
- Peso volumétrico de la partícula a sedimentar = 2.65 g/cm³
- Diámetro de la partícula a retener = 0.15 mm.
- Velocidad de sedimentación de la partícula a retener = 0.01 m/s.

El área de la sección transversal del canal desarenador está determinada por la siguiente expresión:

$$A = \frac{Q_{\maxinst}}{v} = \frac{9.1/1000}{0.30} = 0.03 \text{ m}^2$$

Donde:

A = Área de la sección transversal del canal desarenador, m²

$Q_{\maxinst}$ = Gasto máximo instantáneo, m³/s.

v_T = Velocidad horizontal del agua, m/s.

El ancho del canal desarenador será igual que el ancho del canal de la rejilla:

$$b_{des} = 0.30 \text{ m.}$$

Determinando el Tiempo de Retención Hidráulico en el canal desarenador:

$$t = \frac{y}{v_{sed}}$$

$$t = \frac{(0.03/0.30)}{0.01} = 10.11 \text{ s}$$

Donde:

t = Tiempo de retención hidráulico, s.

v_{sed} = Velocidad de sedimentación de la partícula a retener, m/s.

y = Tirante hidráulico, m.

La longitud del canal desarenador está determinada por la siguiente expresión:

$$L_{des} = (v)(t_{des})$$

$$L_{des} = (0.03)(10.11) = 3.03 \text{ m} \approx 3 \text{ m.}$$

Donde:

L_{des} = Longitud del canal desarenador, m.

v = Velocidad horizontal del agua, m/s.

t_{des} = Tiempo de retención hidráulico del desarenador, s.

Incrementando la longitud del canal desarenador un 30% para compensar la turbulencia generada a la entrada y salida del canal:

$$L_{des} = (3)(1.30) = 3.90 \text{ m}$$

Revisando la carga hidráulica superficial (CHS):

Si $CHS < 70 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * \text{h}$, la sección se acepta.

$$CHS = \frac{Q_{maxims}}{L_{des} * b_{des}}$$

$$CHS = \frac{(9.1/1000) * 3600}{3.90 * 0.30} = 28.00 \text{ m}^3 / \text{m}^2 * \text{h}$$

Determinando la cámara colectora de arenas considerando un volumen de arena generado de $0.022 \text{ m}^3 / 1000 \text{ m}^3$ de agua:

Volumen de arena generado en 7 días

$$V_{\text{are}} = \frac{Q_{\text{maxins}} * 7 * V_{\text{are}}}{1000}$$

$$V_{\text{are}} = \frac{((9.1/1000) * 86400) (7)(0.022)}{1000} = 0.121 \text{ m}^3$$

Profundidad de la cámara colectora:

$$H_a = \frac{V_{\text{are}}}{L_{\text{des}} * b_{\text{des}}}$$

$$H_a = \frac{0.121}{3.90 * 0.30} = 0.10 \text{ m}$$

Donde:

V_{are} = Volumen de arena, m³.

Q_{maxinst} = Gasto máximo instantáneo, m³/s.

H_a = Profundidad de la cámara colectora de arenas, m.

L_{des} = Longitud del canal desarenador, m.

b_{des} = Ancho del canal desarenador, m.

La cámara colectora de arenas tendrá un escalón de bajada inclinado 45°.

VERTEDOR PROPORCIONAL

Se calcula de acuerdo a las bases de la CONAGUA para su diseño.

La fórmula base para el diseño de los vertedores proporcionales es:

$$x = b * \left(1 - \left[\frac{2 * \tan^{-1} \sqrt{y/a}}{\pi} \right] \right)$$

Para:

$$Q = 2b * \sqrt{2ga} * \left(h + \frac{2a}{3} \right)$$

Donde:

x = Abscisa a partir del eje del vertedor, m.

b = Semiancho de la base del vertedor, 0.08 m

y = Ordenada del vertedor, m.

a = Altura de la sección rectangular, 0.02 m.

Q = Gasto, m³/s.

g = Aceleración de la gravedad, 9.81 m/s².

h = Altura del vertedor proporcional, m.

Al aplicar la fórmula de diseño del vertedor se obtienen las dimensiones mostradas en la tabla A.1.

TABLA A.1.-Resumen de las dimensiones del vertedor.

DIMENSIONES DEL VERTECTOR		
y (m)	x (m)	x (m)
0	0.0800	-0.0800
0.001	0.0688	-0.0688
0.002	0.0644	-0.0644
0.003	0.0612	-0.0612
0.004	0.0586	-0.0586
0.005	0.0564	-0.0564
0.01	0.0487	-0.0487
0.02	0.0400	-0.0400
0.03	0.0349	-0.0349
0.04	0.0313	-0.0313
0.05	0.0287	-0.0287
0.06	0.0267	-0.0267
0.07	0.0250	-0.0250
0.08	0.0236	-0.0236
0.09	0.0224	-0.0224
0.1	0.0214	-0.0214
0.15	0.0178	-0.0178

Para distintos valores de carga sobre el vertedor, se obtienen los gastos mostrados en la tabla A.2.

TABLA A.2.-Resumen de gastos del vertedor.

GASTO EN EL VERTEADOR		
h (m)	Q (L/s)	Q (m3/s)
0	1.34	0.00134
0.02	3.34	0.00334
0.03	4.34	0.00434
0.04	5.35	0.00535
0.05	6.35	0.00635
0.06	7.35	0.00735
0.07	8.35	0.00835
0.08	9.35	0.00935
0.09	10.36	0.01036
0.1	11.36	0.01136
0.11	12.36	0.01236
0.12	13.36	0.01336
0.13	14.37	0.01437
0.14	15.37	0.01537
0.15	16.37	0.01637

Como se puede observar en la tabla A.2, el gasto de diseño de 9.1 L/s se logra en los 0.08 m de la altura del vertedor.

TRANSICIONES

La longitud de transición del cribado al desarenador es:

$$LT = \frac{B-b}{2 \cdot \tan \alpha}$$

$$LT = \frac{0.75-0.30}{2 \cdot \tan (12.5^\circ)} = 1.01 \text{ m.}$$

La longitud de transición del desarenador al vertedor proporcional es:

$$LT = \frac{B-b}{2 \cdot \tan \alpha}$$

$$LT = \frac{0.75-0.30}{2 \cdot \tan (12.5^\circ)} = 1.01 \text{ m.}$$

Tratamiento primario

TANQUE SÉPTICO

Los datos de inicio son los que se enlistan enseguida:

- Población = 1571 habitantes.
- Gasto de diseño = 2.48 L/s (214.27 m³/d)
- Aportación de lodos = 70 L/hab-año
- Tiempo de retención hidráulico = 1 día.
- Intervalo de limpieza = 30 días.

Para determinar el volumen para el agua tenemos la expresión:

$$V_{\text{agua}} = (Q_{\text{med}})(t)$$

$$V_{\text{agua}} = (214.27)(1) = 214.27 \text{ m}^3$$

Donde:

V_{agua} = Volumen del agua, m³.

t = Tiempo de retención hidráulico, días.

Q = Gasto, m³/d.

Determinando el volumen de lodos mediante la siguiente expresión:

$$V_{\text{lodo}} = (PP)(S)(I)$$

$$V_{\text{lodo}} = (1571)((70/1000)/365) (30) = 9.04 \text{ m}^3$$

Donde:

V_{lodo} = Volumen del agua, m³.

PP = Población proyecto, habitantes.

S = Aportación de lodos, L/hab-año.

I = Intervalo de limpieza, días.

Recalculando el volumen de lodos:

$$V = (V_{\text{agua}})(V_{\text{lodo}})$$

$$V = (214.27)(9.04) = 223.31 \text{ m}^3$$

Con una profundidad de 3 m, las dimensiones del tanque son:

$$A = \frac{V}{h} = \frac{223.31}{3} = 74.44 \text{ m}^2$$

Proponiendo un ancho de 6 m, lo longitud sería de:

$$L = \frac{A}{b} = \frac{74.44}{6} = 12.41 \text{ m}$$

Si se cumple la relación Largo/ancho: $2 \leq L/b \leq 3$ las dimensiones propuestas se aceptan.

$$\frac{L}{b} = \frac{12.41}{6} = 2.07$$

Donde:

V= Volumen del tanque, m³.

A = Área del tanque, m².

b = Ancho del tanque, m.

L = Longitud del tanque, m.

Tratamiento secundario

HUMEDALES DE FLUJO SUBSUPERFICIAL HORIZONTAL (MÉTODO ANALÍTICO DE KADLEC Y KNIGHT, 1996).

Los datos iniciales son los que se enlistan enseguida:

- Gasto de diseño = 1.24 L/s (107.136 m³/d).
- Considerando que el 30% fue eliminada en el tanque séptico.
DBO₅ Influyente = 176.87 mg/L.
- DBO₅ Efluente = 20 mg/L (NOM-003-SEMARNAT-1997).
- Considerando que el 30% fueron eliminados en el tanque séptico.
SST Influyente = 178.73 mg/L.
- SST Efluente= 20 mg/L (NOM-003-SEMARNAT-1997).
- Constante k: DBO = 180 m/año y SST = 1000 m/año.
- Tamaño del medio filtrante= 16 mm (0.016 m)
- Porosidad del medio, n = 0.37.
- Conductividad hidráulica k_s = 5000 m³/m²·d.
- Vegetación: Tule.
- Profundidad, h= 0.80 m.
- Temperatura del agua, T = 19.00 °C

Las concentraciones de fondo C* en mg/l para los diferentes contaminantes se pueden determinar a partir de las expresiones siguientes:

C* para DBO:

$$C^*(\text{DBO}) = 3.5 + 0.053C_i$$

$$C^*(\text{DBO}) = 3.5 + 0.053(176.87) = 12.87$$

C* para SST:

$$C^*(\text{SST}) = 7.8 + 0.063C_i$$

$$C^*(\text{SST}) = 7.8 + 0.063(178.73) = 19.06$$

C* para coliformes fecales = 10

Donde:

C^* = Concentración de fondo del contaminante, mg/L.

C_i = Concentración del contaminante en el influente, mg/L

El cálculo del área superficial del humedal, está definida por la expresión:

$$A = \left(\frac{365 * Q}{k} \right) * \ln \left(\frac{C_i - C^*}{C_e - C^*} \right)$$

Donde:

A = Área total del humedal, m².

Q = Gasto, m³/d.

k = Constante cinética de primer orden, m/año.

C_i = Concentración del contaminante en el influente, mg/L.

C_e = Concentración del contaminante en el efluente, mg/L.

C^* = Concentración de fondo del contaminante, mg/L.

Área superficial para remoción de DBO:

$$A = \left(\frac{365 * 107.136}{180} \right) * \ln \left(\frac{176.87 - 12.87}{20 - 12.87} \right) = 681.31 \text{ m}^2$$

Área superficial para remoción de SST

Corrección con la temperatura del agua: k

$$k_T = (k)(\theta^{T - T_r}) = (1000) (1.065)^{19 - 20} = 938.967 \text{ m/año}$$

Donde:

k_T = Constante cinética a la temperatura del agua, m/año.

K = Constante cinética de primer orden, m/año.

θ = Coeficiente de temperatura.

T = Temperatura del agua, °C.

T_r = Temperatura de referencia, 20°C.

Calculando el área:

$$A = \left(\frac{365 * 107.136}{938.967} \right) * \ln \left(\frac{178.73 - 19.06}{20 - 19.06} \right) = 213.856 \text{ m}^2$$

Área superficial para remoción de Coliformes fecales:

Corrección con la temperatura del agua: k

$$k_T = (k)(\theta^{T-Tr}) = (100) (1.003)^{19-20} = 99.701 \text{ m/año}$$

Calculando el área:

$$A = \left(\frac{365 * 107.136}{99.701} \right) * \ln \left(\frac{1600000000 - 10}{19432839.09 - 10} \right) = 1730 \text{ m}^2$$

Se elige la mayor área calculada:

$$A = 1730 \text{ m}^2$$

El cálculo del área transversal del humedal se llevó a cabo considerando una pendiente del 0.1%, dicha superficie se calcula con la expresión:

$$A_c = \left(\frac{Q}{k_s * (S)} \right)$$

$$A_c = \left(\frac{107.136}{5000 * (0.001)} \right) = 21.43 \text{ m}^2$$

Donde:

A_c = Área de sección transversal del humedal, m².

k_s = Conductividad hidráulica del medio, m³/m²·d.

S = Pendiente, m/m.

Determinando el ancho y el largo del humedal.

Si se cumple la relación $L/W > 1$, se aceptan las dimensiones. De lo contrario hay que modificar el Área superficial.

$$W = \left(\frac{A_c}{h} \right) = \frac{21.43}{0.80} = 26.78 \text{ m} \approx 26.80 \text{ m}.$$

Donde:

W = Ancho del humedal, m.

h = Profundidad de la celda, m.

$$L = \left(\frac{A}{W} \right) = \frac{1730}{26.80} = 64.59 \text{ m} \approx 64.60 \text{ m}.$$

Donde:

L = Largo del humedal, m.

Revisando la relación L/W:

$$\left(\frac{64.60}{26.80}\right) = 2.412 \therefore \text{se aceptan las dimensiones.}$$

Determinando el número geométrico G1:

Si $G_1 < 0.10$ se aceptan las dimensiones del humedal.

$$G_1 = \left(\frac{S}{h/L}\right) = \frac{0.001}{0.80/64.60} = 0.081$$

Donde:

S = Pendiente, m/m.

h = Profundidad de la celda, m.

L = Largo del humedal, m.

Determinando la carga hidráulica superficial:

Si $0.02 < CHS < 0.24 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$ se aceptan las dimensiones del humedal.

$$CHS = \left(\frac{Q}{A}\right) = \frac{107.136}{1730} = 0.062 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$$

Donde:

CHS = Carga hidráulica superficial, $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$.

Determinando el número geométrico G3:

Si $G_3 < 0.10$ se aceptan las dimensiones del humedal.

$$G_3 = \left(\frac{CHS/k_s}{[h/L]^2}\right)$$

$$G_3 = \frac{0.062/5000}{[0.80/64.60]^2} = 0.081$$

Donde:

K_s = Conductividad hidráulica del medio, $\text{m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$.

h = Profundidad de la celda, m.

L = Largo del humedal, m.

Calculando el tiempo de retención hidráulico:

Si $4 < t < 20$ días, se aceptan las dimensiones del humedal.

$$t = \left(\frac{A \cdot h \cdot n}{Q}\right)$$

$$t = \frac{1730 \cdot 0.80 \cdot 0.37}{107.136} = 4.78 \text{ días.}$$

Donde:

t = Tiempo de retención hidráulico, d.

n = Porosidad del medio.

Determinando la carga orgánica:

Si $C < 11 \text{ g DBO/m}^2 \cdot \text{d}$, se aceptan las dimensiones del humedal.

$$C = \left(\frac{C_i \cdot Q}{A} \right)$$

$$C = \left[\frac{(176.869)(107.136)}{1730} \right] = 10.95 \text{ g DBO/m}^2 \cdot \text{d}$$

Donde:

C = Carga orgánica, g DBO/m²·d.

C_i = Concentración del contaminante en el influente, mg/L.

Tratamiento terciario

DESINFECCIÓN CON TANQUE DE CONTACTO DE CLORO

Los datos iniciales son los que se muestran enseguida:

- Gasto máximo instantáneo = 9.1 L/s (393.12 m³/d)
- Temperatura del agua = 19.00 °C
- Viscosidad cinemática = 1.0302X10⁻⁰⁶ m²/s
- Considerando eliminación en el humedal artificial :
CF Influyente = 19432839 NMP/100 mL
- CF Efluente = 240 NMP/100 mL (NOM-003-SEMARNAT-1997).
- Demanda de cloro inicial= 3 mg/L
- Cloro residual para decaimiento= 2.5 mg/L
- Tiempo de contacto de cloro= 60 min.

Determinación de la dosis de cloro para la desinfección.

Cloro residual al final del tiempo de contacto de cloro:

$$C_R = \frac{(N/N_0)^{\frac{-1}{n}} \cdot b}{t}$$

$$C_R = \frac{(240/19432839)^{\frac{-1}{2.8}} \cdot 3}{40} = 2.83 \text{ mg/L}$$

Donde:

C_R = Cloro residual, mg/L.

N_0 = Concentración de coliformes fecales en el influente, NMP/100 mL.

N = Concentración de coliformes fecales en el efluente, NMP/100 mL.

$b = 3$

$n = 2.8$

t = Tiempo de contacto de cloro, min.

Dosis de cloro:

$$D_C = C_i + C_d + C_R$$

$$D_C = 3 + 2.5 + 2.83 = 8.33 \text{ mg/L}$$

Donde:

D_C = Dosis de cloro, mg/L.

C_i = Demanda de cloro inicial, mg/L.

C_d = Cloro residual para decaimiento, mg/L.

C_R = Cloro residual, mg/L.

Calculando las dimensiones del tanque.

Volumen del tanque:

$$V_T = Q_{\text{maxins}} * t$$

$$V_T = (393.12/86400)(40*60) = 16.38 \text{ m}^3$$

Profundidad y ancho del tanque:

$h = 1 \text{ m}$ (propuesto)

$b = 0.4 \text{ m}$ (propuesto)

Área del tanque:

$$A = h * b = (1)(0.4) = 0.4 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado:

$$P_m = 2 h + b = 2(1) + (0.4) = 2.4 \text{ m}$$

Radio Hidráulico:

$$R_h = A / P_m = (0.4)/(2.4) = 0.167 \text{ m}$$

Longitud del canal:

$$L = V_T / A = 16.38 / 0.4 = 40.95 \text{ m} \approx 41 \text{ m}$$

Verificando la relación L/b:

$$L/b = \left(\frac{41}{0.4}\right) = 102.375 > 20, \therefore \text{se acepta la longitud.}$$

Comprobando el diseño con el número de dispersión para Q_{maxins}

Velocidad del flujo:

$$v = \left(\frac{Q}{A}\right) = \frac{(9.1/1000)}{0.4} = 0.0228 \text{ m/s}$$

Número de Reynolds:

$$N_R = \left(\frac{4vR_h}{\mu}\right) = \frac{4*0.0228*0.167}{0.0000010302} = 14722.06$$

Coeficiente de dispersión, D:

$$D = 1.01\mu(N_R)^{0.875} = (1.01)(0.0000010302)(14722.06)^{0.875} = 0.005 \text{ m}^2/\text{s}$$

Número de dispersión, d:

$$d = \left(\frac{D*t}{L^2}\right) = \frac{0.002*(40*60)}{41^2} = 0.0099 < 0.015 \therefore \text{se acepta el diseño.}$$

Donde:

v = Velocidad horizontal del agua, m/s.

Q = Gasto, m³/s.

A = Área de la sección, m².

N_R = Número de Reynolds.

μ = Viscosidad cinemática, m²/s.

R_H = Radio hidráulicos de la sección, m.

D = Coeficiente de dispersión, m²/s.

d = Número de dispersión.

t = Tiempo de retención hidráulico, min.

L = Longitud del canal, m.

Verificando el diseño con el número de dispersión para $Q_{\text{med.}}$

Velocidad del flujo:

$$v = \left(\frac{Q}{A}\right) = \frac{(2.48/1000)}{0.4} = 0.0062 \text{ m/s}$$

Número de Reynolds:

$$N_R = \left(\frac{4vR_h}{\mu} \right) = \frac{4 * 0.0062 * 0.167}{0.0000010302} = 4012.17$$

Coeficiente de dispersión, D:

$$D = 1.01\mu(N_R)^{0.875} = (1.01)(0.0000010302)(4012.17)^{0.875} = 0.001 \text{ m}^2/\text{s}$$

Número de dispersión, d:

$$d = \left(\frac{D * t}{L^2} \right) = \frac{0.001 * (40 * 60)}{41^2} = 0.0032 < 0.015 \therefore \text{se acepta el diseño.}$$

Calculando la dimensión del módulo y la mampara para el tanque.

Proponiendo:

No. de módulos $N = 5$

Separación entre mamparas = 0.40 m

Espesor de las mamparas = 0.15 m

Ancho de la sección libre para el paso del flujo $b_L = 0.40 \text{ m}$

Calculando:

$$L_M = \left(\frac{L}{N} \right) = \frac{(41)}{5} = 8.20 \text{ m} \approx 8.20 \text{ m}$$

$$N_{MAM} = N - 1 = 5 - 1 = 4$$

$$L_{MAM} = L_M - b_L = 8.20 - 0.40 = 7.80 \text{ m}$$

Donde:

N = No. de módulos.

b_L = Ancho de la sección libre para el paso del flujo, m.

L_M = Longitud del módulo, m.

L = Longitud total del tanque, m.

N_{MAM} = No. de mamparas.

L_{MAM} = Longitud de la mampara, m².

VERTEDOR TRIANGULAR

Los datos iniciales son los que se muestran enseguida:

- Ángulo del vertedor (A) = 60°
- $C = 1.34 * \tan(A/2) = 0.77365$
- $h = 0.15 \text{ m}$

La fórmula base para el diseño del vertedor triangular es:

$$Q = C * h^{2.5}$$

Donde:

Q = Gasto, m³/s.

C = Constante C.

h = Tirante sobre el vertedero, m.

Determinando las dimensiones del vertedor

Proponiendo:

Ancho del canal (B)= 0.40 m

Longitud vertical del vertedero (Hv)= 0.40 m

Relación h/p = 0.85 < 1.2

Calculando:

$h/B = 0.38 < 0.4 \therefore$ se aceptan las dimensiones.

$P = h/(h/P) = 0.15/0.85 = 0.18 \text{ m.}$

$y = H_v - P = 0.40 - 0.18 = 0.22 \text{ m}$

$L = [y * (\tan A/2)] * 2 = [0.22 * \tan(60/2)] * 2 = 0.26 \text{ m}$

$LH = (B - L)/2 = (0.40 - 0.26)/2 = 0.07 \text{ m}$

El gasto que pasará a través del dispositivo de medición se muestra a continuación en la tabla A.3.

TABLA A.3.-Resumen de gastos del vertedor

GASTO EN EL VERTEADOR			
h (m)	h (cm)	Q (L/s)	Q (m3/s)
0	0	0.00	0.00000
0.005	0.5	0.00	0.00000
0.01	1	0.01	0.00001
0.02	2	0.04	0.00004
0.03	3	0.12	0.00012
0.04	4	0.25	0.00025
0.05	5	0.43	0.00043
0.06	6	0.68	0.00068
0.07	7	1.00	0.00100
0.08	8	1.40	0.00140
0.09	9	1.88	0.00188
0.1	10	2.45	0.00245
0.11	11	3.10	0.00310
0.12	12	3.86	0.00386
0.13	13	4.71	0.00471
0.14	14	5.67	0.00567
0.15	15	6.74	0.00674
0.16	16	7.92	0.00792
0.17	17	9.22	0.00922
0.18	18	10.63	0.01063
0.19	19	12.17	0.01217
0.2	20	13.84	0.01384
0.21	21	15.63	0.01563
0.22	22	17.56	0.01756

Como se puede observar en la Tabla A.3, el gasto de diseño de 9.1 L/s se logra en los 0.17 m del tirante sobre el vertedor triangular.

Tratamiento de lodos

LECHOS DE SECADO

Los datos iniciales son los que se muestran enseguida:

- Población (PP) = 1571 habitantes.
- Aportación de sólidos (AS) = 49 gr SS/hab·d
- Tiempo de retención = 35 d.
- Espesor de la capa de lodo = 0.20 m.

Determinando la carga de sólidos que ingresa al tanque séptico:

$$C = PP \cdot AS = (1571 \cdot 49) / 1000 = 76.98 \text{ Kg SS/ día.}$$

Donde:

C = Carga de sólidos, kg SS/d.

PP = Población Proyecto.

AS = Aportación de sólidos, gr SS/hab·d.

Calculando la masa de sólidos que conforman los lodos:

$$Msd = (0.5 \cdot 0.7 \cdot 0.5 \cdot C) + (0.5 \cdot 0.3 \cdot C)$$

$$Msd = (0.175 \cdot 76.98) + (0.15 \cdot 76.98) = 25.02 \text{ Kg SS/ día}$$

Donde:

Msd = Masa de sólidos, kg SS/d.

C = Carga de sólidos, kg SS/d.

Determinando el volumen diario de lodos:

$$Vld = \frac{Msd}{p \cdot \left(\% \frac{S}{100} \right)}$$

$$Vld = \frac{25.02}{1.04 \cdot \left(\frac{9}{100} \right)} = 267.28 \text{ L/d}$$

Donde:

Vld = Volumen diario de lodos, L/d.

Msd = Masa de sólidos, kg SS/d.

p = Densidad de los lodos, 1.04 kg/L.

S % = % de sólidos contenido en el lodo, varía entre 8 a 12%.

Calculando el volumen de lodos a extraerse del tanque:

$$Vel = \frac{Vld \cdot Tr}{1000}$$

$$Vel = \frac{(267.28)(35)}{1000} = 9.36 \text{ m}^3$$

Donde:

Vel = Volumen de lodos a extraerse del tanque, m³.

Vld = Volumen diario de lodos, L/d.

Determinando el área superficial del lecho de secado:

$$Als = \frac{Vel}{h} = \frac{9.36m^3}{0.20} = 46.8m^2$$

Donde:

Als = Área del lecho de secado, m².

h = Profundidad de aplicación, entre 0.20 a 0.40 m.

Revisando la Carga Superficial de sólidos:

Si $120 < Cs < 200$ Kg SS/m²*año, se aceptan las dimensiones del lecho.

$$Cs = \frac{Msd * 365}{Als}$$

$$Cs = \frac{25.02 * 365}{46.8} = 195.22 \text{ Kg SS/ m}^2 * \text{año}$$

Donde:

Cs = Carga Superficial de sólidos, kg SS/m²*año.

Determinando las dimensiones del lecho de secado de lodos:

Proponiendo 2 lechos de secado de lodos.

$$Als = \frac{Als}{\text{No. de unidades}} = \frac{46.8 m^2}{2} = 23.4 m^2$$

Proponiendo un ancho del lecho de 4 m.

$$L = \frac{Als}{b} = \frac{23.4}{4} = 5.85 m \approx 6 m$$

Donde:

b = Ancho del lecho de secado, m.

L = Longitud del lecho de secado, m.

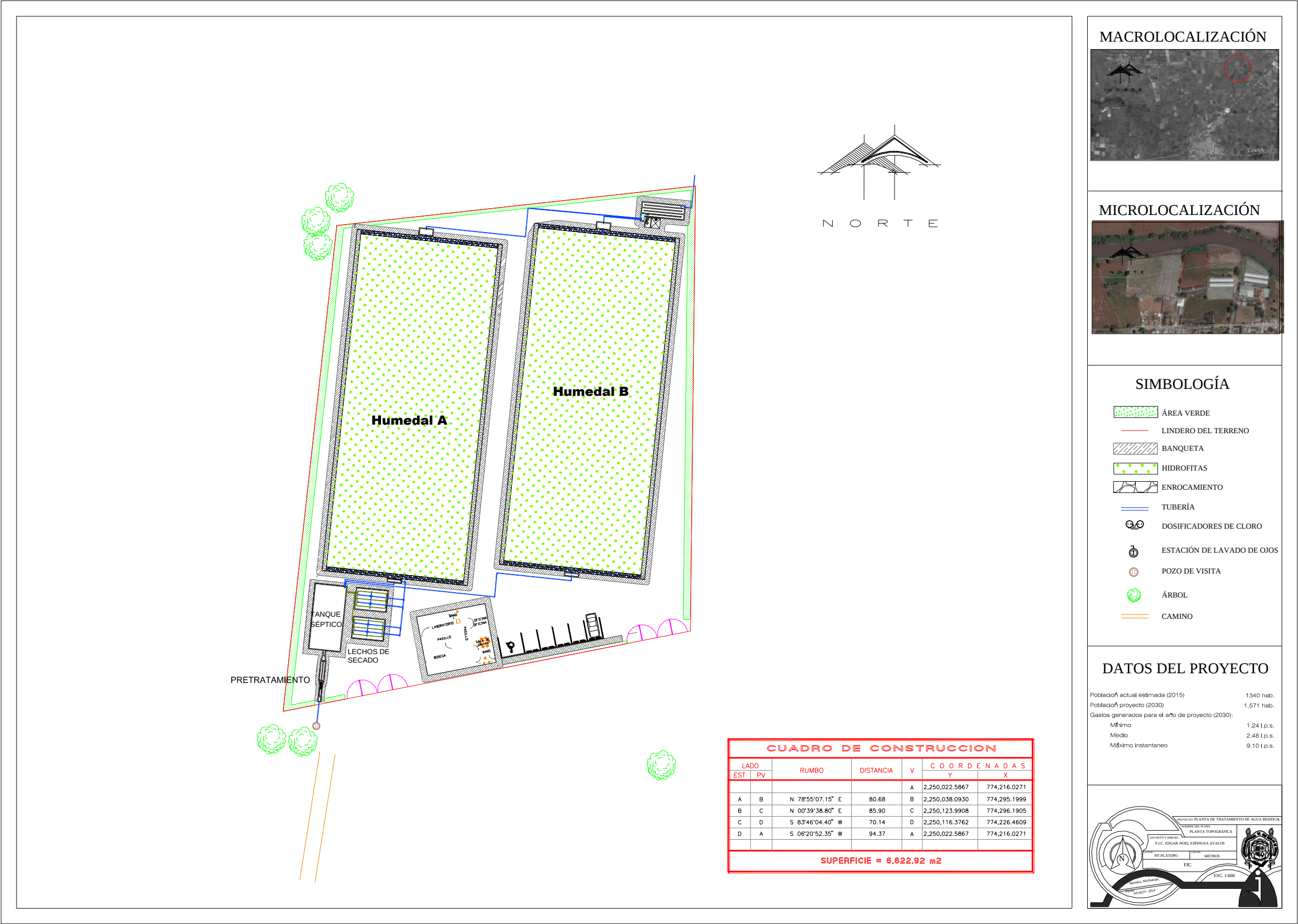
De esta manera en la planta se instalarán 2 lechos de secado de lodos, con un ancho de 4.0 m por 6.0 m de longitud y una profundidad de 1.20 m.

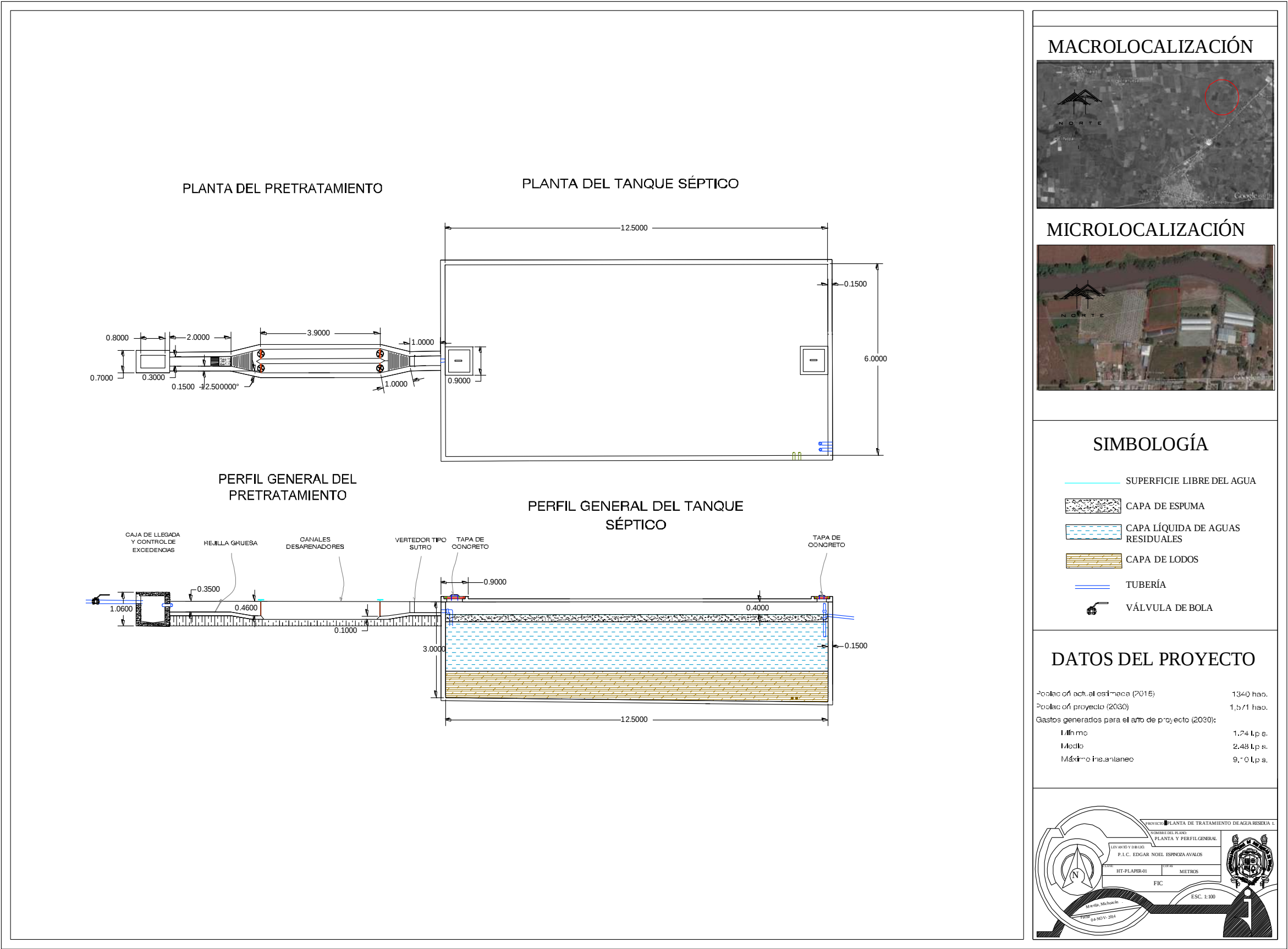


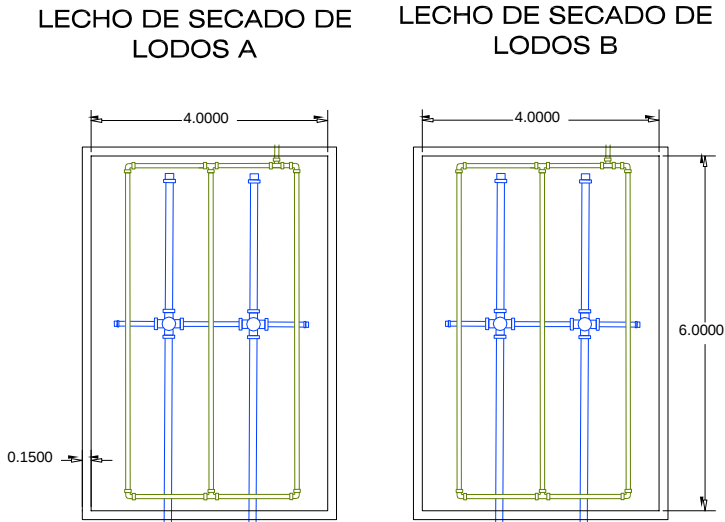
CUADRO DE CONSTRUCCION						
LADO		RUMBO	DISTANCIA	V	C O O R D E N A D A S	
EST	PV				Y	X
				A	2,250,022.5867	774,216.027
A	B	N 78°55'07.15" E	80.68	B	2,250,038.0930	774,295.199
B	C	N 00°39'38.80" E	85.90	C	2,250,123.9908	774,296.190
C	D	S 83°46'04.40" W	70.14	D	2,250,116.3762	774,226.460
D	A	S 06°20'52.35" W	94.37	A	2,250,022.5867	774,216.027

SUPERFICIE = 6,622.92 m2

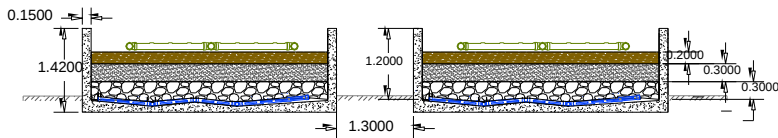
		PROYECTO: PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL	
		NOMBRE DEL PLANO:	
LEVANTO Y DIBUJO:		PLANTA TOPOGRÁFICA	
P.I.C. EDGAR NOEL ESPINOZA AVALOS			
CALLE:	COTAS:		
HT-PLATOPO	METROS		
FIC			
		ESC. 1:900	



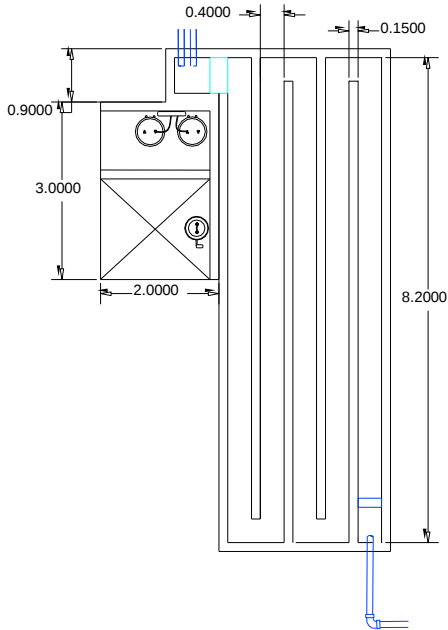




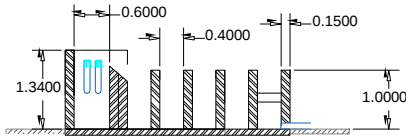
PERFIL GENERAL DE LOS LECHOS DE SECADO



TANQUE DE CONTACTO DE CLORO



PERFIL GENERAL DEL TANQUE DE CONTACTO DE CLORO



MACROLOCALIZACIÓN



MICROLOCALIZACIÓN



SIMBOLOGÍA

- TUBERÍA
- TUBERÍA
- AGREGADO PÉTREO GRUESO
- CAPA DE LODOS
- ENROCAMIENTO
- DOSIFICADORES DE CLORO
- ESTACIÓN DE LAVADO DE OJOS
- BANQUETA

DATOS DEL PROYECTO

Población actual estimada (2015)	1340 hab.
Población proyecto (2030)	1,571 hab.
Gastos generados para el año de proyecto (2030):	
Mínimo	1,24 l.p.s.
Medio	2,48 l.p.s.
Máximo instantáneo	9,10 l.p.s.

