



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTA DE INGENIERIA CIVIL

“PROPUESTA PARA EL TRATAMIENTO DE
LAS AGUAS RESIDUALES DE LA POBLACIÓN
DE TINAJA DE PASTORES, MUNICIPIO DE
YURIRIA, GUANAJUATO”

TESIS

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

DANIEL QUEZADA VILLANUEVA

ASESOR:

M. EN C. ING. RICARDO RUIZ CHÁVEZ



Morelia, Michoacán, Junio del 2016

ÍNDICE

RESUMEN	
ABSTRACT	
1. INTRODUCCIÓN	1
2. OBJETIVOS	2
2.1.- OBJETIVO GENERAL	2
2.2.- OBJETIVOS PARTICULARES	2
3.- ANTECEDENTES	3
3.1.- MARCO FÍSICO.	3
3.1.1.- HISTORIA	3
3.1.2.- UBICACIÓN Y GEOGRAFÍA.	3
3.1.3.- TOPOGRAFÍA	4
3.1.4.- HIDROGRAFÍA	6
3.1.5.- GEOLOGÍA	7
3.1.6.- EDAFOLOGÍA	9
3.1.7.- CLIMA	10
3.2.- MARCO SOCIAL	11
3.2.1.- NIVEL SOCIECONÓMICO	11
3.2.2.- ACTIVIDADES PRINCIPALES	13
3.3.3.- ASPECTOS DEMOGRÁFICOS.	14
4.- ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO.	16
4.1.- COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE.	16
4.2.- COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE ALCANTARILLADO.	16
4.3.- COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE SANEAMIENTO.	17
4.3.1.- INFRAESTRUCTURA DE PROYECTO.	17
5. ESTUDIOS PRELIMINARES.....	18
5.1.- UBICACIÓN DEL SITIO DE LA PLANTA	18
5.2.- CARACTERIZACIÓN DE LA DESCARGA DE AGUA RESIDUAL.	19
5.2.1.- MÉTODOS DE MUESTREO	20
5.2.2.- AFORO	21
5.3.- CUERPOS RECEPTORES.	22

5.4.- APROVECHAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL.	22
5.5.1.- RÉGIMEN DE TENENCIA DE LA TIERRA	23
5.5.2.- TOPOGRAFÍA	23
5.5.3.- ÁREA DISPONIBLE	24
5.5.4.- TIPO DE SUELO.	24
5.6.- DIAGNÓSTICO DE LAS CONDICIONES ACTUALES.	25
5.6.1.- NECESIDADES DE TRATAMIENTO.	25
5.6.2.- USOS DEL AGUA RESIDUAL.	26
5.6.3.- LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES CONFORME A LA NORMATIVIDAD VIGENTE.	26
5.6.3.1.- NOM-001-SEMARNAT-1996.	26
5.6.3.2. - NOM-004-SEMARNAT-2002.	28
5.6.4.- ANALISIS DE LA COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES	29
6. DISEÑO DE INGENIERÍA BÁSICA DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO.....	30
6.1.- EVALUACIÓN DEL TREN DE TRATAMIENTO	30
6.2.- PRETRATAMIENTO	30
6.2.1.-CANAL DE DESVÍO	30
6.2.2.-DESBASTE O TAMIZADO	31
6.2.2.-MEDIDOR DE FLUJO TIPO SUTRO	33
6.2.4.- DESARENADOR	33
6.3.- ANÁLISIS DE PROPUESTAS PARA EL TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL EN FASE PRIMARIA.	36
6.3.1.-LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	37
6.3.2.- HUMEDALES ARTIFICIALES.	40
6.3.3.- REACTOR ANAEROBIO DE LECHO DE LODOS Y FLUJO ASCENDENTE (RALLFA).	41
6.3.4.- SELECCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO.	42
6.4.- DESINFECCIÓN	46
6.5.- CALCULO DE POBLACIÓN PROYECTO	47
6.5.1.- VIDA ÚTIL Y PERIODO DE DISEÑO	47
6.5.2.- POBLACIÓN PROYECTO	49
6.5.3.- GASTOS DE DISEÑO	51
6.5.3.1.- DOTACIÓN	51

6.5.3.2.- APORTACIONES DE AGUAS RESIDUALES	54
6.5.3.4.-GASTO MEDIO DIARIO	55
6.5.3.5.-GASTO MÁXIMO DIARIO	55
6.5.3.6.-GASTO MÁXIMO HORARIO	55
6.5.3.7.-GASTO MEDIO	56
6.5.3.8.-GASTO MÍNIMO	56
6.5.3.9.-GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO	57
6.5.4.10.-GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO	58
6.5.4.11.-GASTOS DE PROYECTO	58
6.6.1.- PRETRATAMIENTO.	62
6.6.2.- TRATAMIENTO PRIMARIO.	67
6.6.3.- HUMEDAL.	72
6.6.4.- TRATAMIENTO DE LODOS.	76
7.- REUTILIZACIÓN DEL AGUA TRATADA.....	79
7.1. CALIDAD DEL AGUA A REUTILIZAR (NOM-003-SEMARNAT-1997)	79
7.2. TIPO DE VEGETACIÓN A UTILIZAR.	80
8. APROVECHAMIENTO DEL FOLLAJE Y FLORICULTURA CON EL AGUA TRATADA	82
8.1 TÉCNICAS DE ORNATO Y CULTIVO DE FLORICULTURA.	82
8.2 USO DE FOLLAJE.	86
9.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	88
10.- BIBLIOGRAFÍA.....	90

RESUMEN

El presente trabajo pretende el diseño físico del sistema de tratamiento de la población de Tinaja de Pastores, municipio de Yuriria Guanajuato; buscando el sistema técnico más apropiado que arroje los mejores beneficios económicos a la población. Este sistema deberá cumplir con las normas en materia de tratamiento de agua residual, así como lodos producto del tratamiento. En la región de Yuriria la actividad económica predominante es la agricultura, por lo que se buscará que el diseño sea el más acorde y sustentable con la región, con el objetivo de reutilizar el agua tratada así como obtener beneficios producto del tratamiento del agua.

Con esta propuesta se pretende aportar a la población un sistema de tratamiento que cumpla con las necesidades de tratamiento y resuelva el problema de sanidad en la región, toda vez que actualmente no se trata la descarga de agua residual. Este sistema se basará en los principios elementales del tratamiento utilizando el arreglo funcional óptimo para la localidad.

ABSTRACT.

This paper relates the physical design of the treatment system of the population of Tinaja de Pastores, municipality of Yuriria Guanajuato; looking for the most appropriate technical system that yields the best economic benefits to the population. This system shall comply with the standards for wastewater treatment and sludge treatment product. Yuriria's predominant economic activity is agriculture for which the design that is the most consistent and sustainable with the region will be sought, in order to reuse the treated water as well as to obtain other benefits in the water treatment product.

This proposal aims to provide the population a treatment system that meets the needs and solve's the problem of health in the region, since currently no discharge of wastewater is treated. This system will be based on the basic principles of treatment using the optimal functional arrangement for the locality.

PALABRAS CLAVE:

Humedal, tratamiento, floricultura, diseño, reutilizar.



Capítulo 1. INTRODUCCIÓN

1. INTRODUCCIÓN

En la actualidad la construcción de plantas de tratamiento de aguas residuales es una necesidad que se vuelve cada vez más primordial debido al agotamiento del recurso del agua, siendo la contaminación y explotación excesiva de fuentes las principales causas de su falta.

Las plantas de tratamiento son una solución adecuada ya que, con el agua tratada, dependiendo del nivel de tratamiento, puede llegar a ser incluso consumida por las personas, pero siendo principalmente reutilizada para riego o usos industriales, dándose el proceso de tratamiento de forma continúa ayudando al ahorro de agua.

Pero aparte del beneficio del reúso se pueden obtener beneficios en la parte económica para una comunidad, generada por el mismo proceso de tratamiento, sea el caso de venta de lodos tratados para su utilización como abono, o en el caso de un humedal, aprovechando las plantas utilizadas para el tratamiento del agua residual como materia prima para la manufactura de artesanías.

Una correcta elección del sistema de tratamiento depende de un buen diseño, siempre cumpliendo con las necesidades del lugar analizado, ya que cada diseño cubre necesidades diferentes, siendo un tipo de “traje a la medida” para cada caso.

Esta propuesta es el traje a la medida para la población Tinaja de Pastores, municipio de Yuriria, Guanajuato.



Capítulo 2.

OBJETIVOS

2. OBJETIVOS

2.1.- OBJETIVO GENERAL

- Diseñar el sistema de tratamiento de aguas residuales, acorde a las necesidades de la población Tinaja de Pastores, municipio de Yuriria, Guanajuato.

2.2.- OBJETIVOS PARTICULARES

- Analizar la problemática entorno al tratamiento de agua residual en la población en estudio.
- Revisar la disponibilidad y accesibilidad al tratamiento del agua en la localidad.
- Comparar diferentes sistemas de tratamiento para elegir el óptimo acorde a las condiciones socio económico de la población.
- Explorar escenarios de reutilización y aprovechamiento del agua, con fines de producción florística sustentable.



Capítulo 3.

ANTECEDENTES

3.- ANTECEDENTES

En este capítulo se presentan los antecedentes del municipio en el que se encuentra la zona de estudio para conocer el entorno del lugar donde se ubica el proyecto en cuestión.

3.1.- MARCO FÍSICO.

3.1.1.- HISTORIA

La fundación de Yuriria en época prehispánica tuvo lugar en el año de 1115 D. C. Se cree que fue establecida por un cacique chichimeca llamado Xolotl, quien llegó a estas tierras para formar una nueva sociedad. Se asentaron en los alrededores del Lago cráter La Joya, como lo muestran los vestigios hallados en el sitio: restos de habitaciones indígenas, piezas de cerámica, algunos collares y piedras labradas.

Los españoles, a su llegada a Yuriria en 1521, se encontraron con un territorio que era cabecera de un gran cacicazgo, el cual contaba con alrededor de 6,000 habitantes. Era el único lugar con esas características en varios kilómetros a la redonda, por lo que los conquistadores tomaron particular interés en él.

Posteriormente, el 12 de febrero de 1540, el fraile agustino Pedro de Olmos fundó y dio la bendición al pueblo. Años más tarde llegaría Fray Diego de Chávez y Alvarado, sobrino del conquistador Pedro de Alvarado, a quien se debe la construcción de la Laguna de Yuriria y la del Templo y Convento agustino.

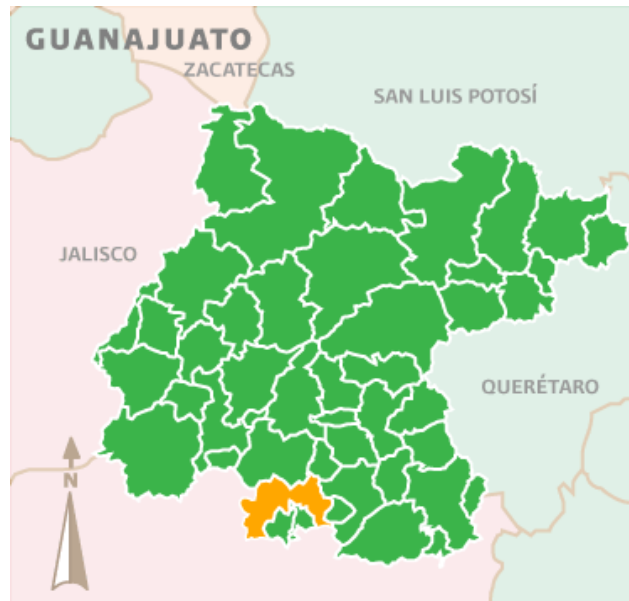
Otro aspecto importante en la vida histórica de Yuriria es la llegada de Agustín de Iturbide el 9 de septiembre de 1812. Éste personaje participó en algunos enfrentamientos en contra de las fuerzas insurgentes de Yuriria, logrando tomar el Fuerte de Liceaga, donde capturó y fusiló a 200 soldados.

Finalmente, el 6 de junio de 1852, por decreto del H. Congreso del Estado, el hasta entonces pueblo de Yuriria fue elevado a la categoría de Villa y el 1° de enero de 1914 se le otorgó el título de Ciudad. (Sined. 2013)

3.1.2.- UBICACIÓN Y GEOGRAFÍA.

Entre los paralelos 20° 19' y 20° 01' de latitud norte; los meridianos 100° 59' y 101° 26' de longitud oeste; altitud entre 1 600 y 2 900 m. Colinda al norte con los municipios de Valle de Santiago y Jaral del Progreso; al este con los municipios de Salvatierra, Santiago Maravatío y el estado de Michoacán de Ocampo; al sur con los municipios de Uriangato y Moroleón y con el estado de Michoacán de Ocampo; al oeste con el estado de Michoacán de Ocampo y el municipio de Valle de Santiago. Ocupa el 2.2% de la superficie del estado. Cuenta con 130 localidades y una población total de 70 ,782 habitantes. (INEGI, 2009)

En la **figura 3.1** se observa en color verde el estado de Guanajuato y en color amarillo el municipio de Yuriria



Fuente: http://www.xn--mapasmxico-g7a.com/municipios/yuriria_guanajuato.html

Figura 3.1. Ubicación del municipio de Yuriria

3.1.3.- TOPOGRAFÍA

La topografía en el municipio de Yuriria es un poco irregular ya que cuenta con algunas montañas pero también con zonas planas donde prácticamente se tiene la misma cota de terreno en grandes extensiones, en especial en las cercanías al lago de Yuriria. Se tienen cotas de hasta 2020 metros de altura en las zonas más elevadas bajando hasta cotas de 1730 metros en la zona del lago.

La localidad de la tina de pastores va de cotas de 1740 metros hasta cotas de 1736 metros en las partes más bajas cercanas a la carretera Yuriria-Salvatierra.

En cuanto al relieve, el municipio de Yuriria se encuentra en una provincia de eje volcánico en un 100%, en sub provincia de Sierras y Bajíos Michoacanos en un 99.95% y Bajío guanajuatense en un 0.05%.

El sistema de topofomas que conforma el municipio es sierra volcánica de laderas tendidas con lomerío en un 46.96%, seguido por vaso lacustre en un 28.02%, Sierra con laderas de escarpa de falla en un 19.13% y Llanura aluvial en un 5.89%.

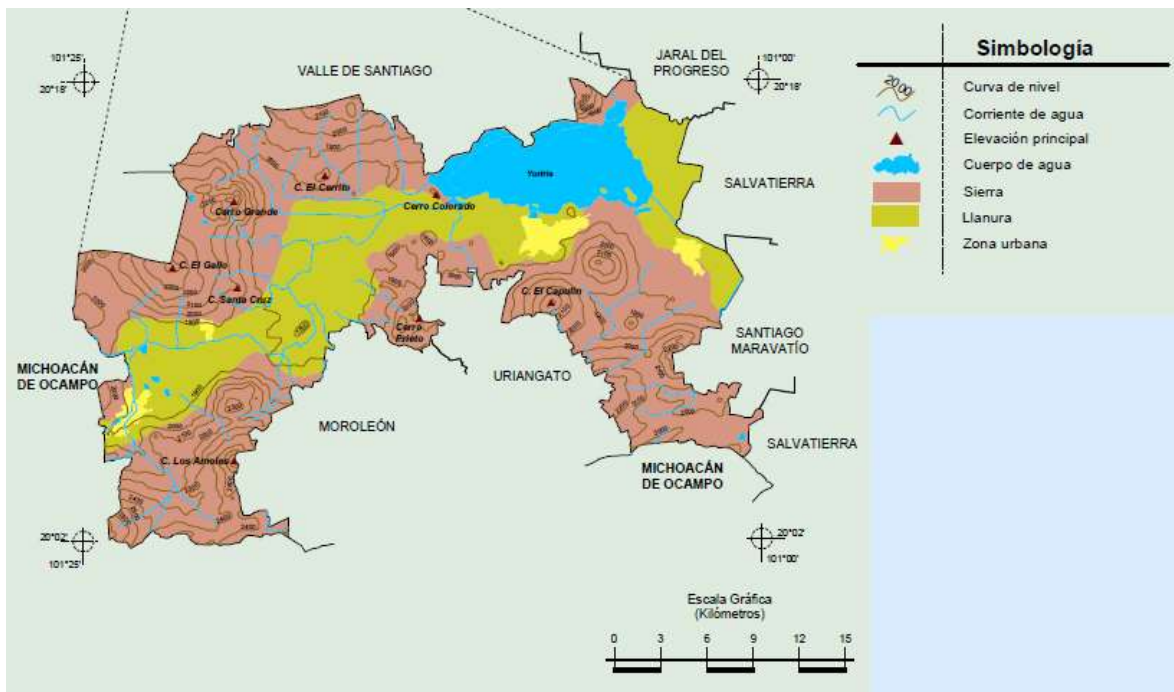
En la **tabla 3.1** se muestran los datos de relieve del municipio de Yuriria.

Tabla 3.1 Relieve en el municipio de Yuriria.

RELIEVE	
Provincia	Eje Neovolcánico (100%)
Subprovincia	Sierras y Bajíos Michoacanos (99.95%) y Bajío Guanajuatense (0.05%)
Sistemas de topografía	Sierra volcánica de laderas tendidas con lomerío (46.96%), Vaso lacustre (28.02%), Sierra con laderas de escarpa de falla (19.13%) y Llanura aluvial (5.89%)

Fuente: INEGI, 2009

En la **figura 3.2** se muestra la topografía y tipo de relieve en el municipio.



Fuente: INEGI, 2009

Figura 3.2 Relieve del municipio de Yuriria.

3.1.4.- HIDROGRAFÍA

El municipio de Yuriria pertenece a la Región Hidrológica (RH) Lerma Santiago (Gc) en su totalidad (100%), por otro lado pertenece a 2 cuencas, la del Lago de Pátzcuaro y Lago de Yuriria en un 95.7% y a la del Río Lerma-Salamanca en un 4.3%.

En cuanto a la sub cuenca, se encuentra en la del Lago de Yuriria en un 93.5%, a la de Río Lerma-Río Ángulo en un 3.7%, a la del Lago de Pátzcuaro en un 2.3% y a la del Río Solís-Salamanca en un 0.5%

Las corrientes que se encuentran en la región hidrográfica de Yuriria son del tipo intermitentes en su totalidad.

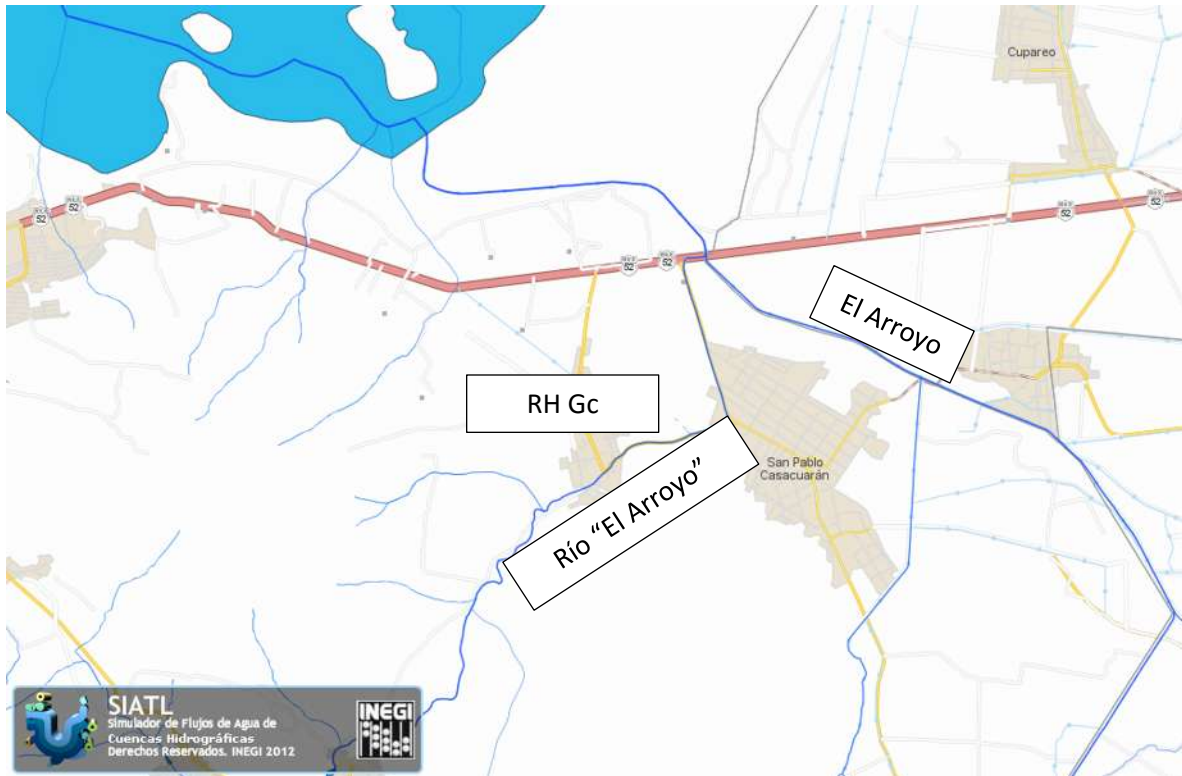
A continuación se presenta en la **tabla 3.2** los datos desglosados de la hidrografía del municipio de Yuriria:

TABLA 3.2. Hidrografía de Yuriria

HIDROGRAFÍA	
Región hidrológica	Lerma-Santiago (100%)
Cuenca	L. de Pátzcuaro y L. de Yuriria (95.7%) y R. Lerma-Salamanca (4.3%)
Subcuenca	L. de Yuriria (93.5%), R. Salamanca-R. Ángulo (3.7%), L. de Pátzcuaro (2.3%) y R. Solís-Salamanca (0.5%)
Corrientes de agua	Intermitentes
Cuerpos de agua	Perenne (8.9%): Yuriria Intermitentes (0.2%)

Fuente: INEGI, 2009

En la **figura 3.3** se puede observar los principales flujos de agua en la localidad de la Tinaja de Pastores, estos escurrimientos llegan al lago de Yuriria como principal receptor de éstos.



Fuente: SIATL INEGI, 2012

Figura 3.3 Principales flujos de agua de la localidad Tinaja de Pastores, municipio de Yuriria, Guanajuato.

3.1.5.- GEOLOGÍA

La geología del municipio de Yuriria pertenece a 3 periodos geológicos diferentes, los cuales son: Terciario-Cuaternario en un 66.41 %, Cuaternario en un 22.02% y al Neógeno en un 0.49%.

Los tipos de rocas que se encuentran en el municipio de Yuriria comprenden la siguiente clasificación con sus respectivas sub clasificaciones y respectivos porcentajes respecto al 100 % total de la geología del lugar:

Ígnea extrusiva: basalto en un 60.06%, andesita en un 2.95%, basalto-brecha volcánica básica en un 2.69%, toba básica-brecha volcánica básica en un 0.71% y riolita-toba ácida en un 0.49%.

Sedimentaria: conglomerado en un 0.1%

Suelo: aluvial en un 17.56%, lacustre en un 3.92% y residual en un 0.44%.

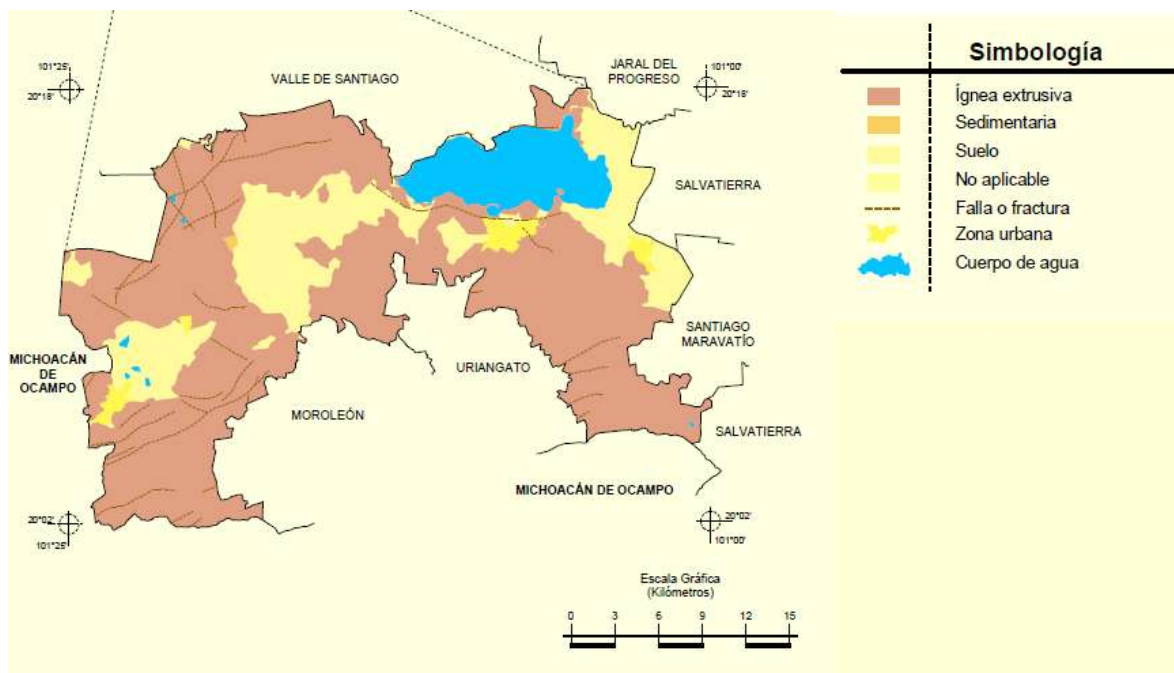
En la **tabla 3.3** se muestra la información geológica del municipio de Yuriria.

Tabla 3.3. Geología del municipio de Yuriria

GEOLOGIA	
Periodo	Terciario-Cuaternario (66.41%), Cuaternario (22.02%) y Neógeno (0.49%)
Roca:	Ígnea extrusiva: basalto (60.06%), andesita (2.95%), basalto-brecha volcánica básica (2.69%), toba básica-brecha volcánica básica (0.71%) y riolita-toba ácida (0.49%) Sedimentaria: conglomerado (0.1%) Suelo: aluvial (17.56%), lacustre (3.92%) y residual (0.44%)

Fuente: INEGI, 2009

En cuanto a la geología dominante en la localidad de la Tinaja de pastores se encuentra que es de roca ígnea extrusiva y suelo casi en un 50% de ambas. (Figura 3.4).



Fuente: INEGI, 2009

Figura 3.4 Geología en el Municipio de Yuriria

3.1.6.- EDAFOLOGÍA

En el municipio de Yuriria el suelo dominante es el conocido como Vertisol, encontrándose en un 68.3 % en la expansión del municipio, seguido por el Cambisol en un 8.8%, el Phaeozem en un 5.2 %, el Solonchack en un 3.4% y el Luvisol en un 3.2 %. **(Figura 3.5)**

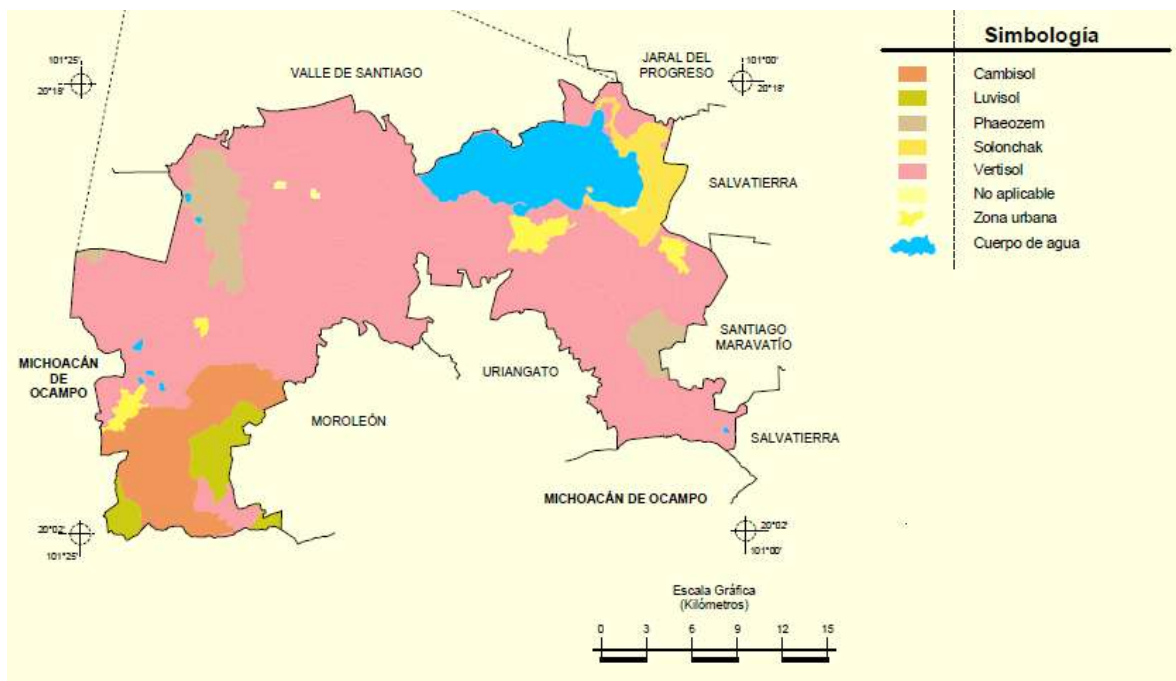
En la **tabla 3.4** se muestra la información de edafología del Municipio de Yuriria.

Tabla 3.4 Edafología del Municipio de Yuriria.

EDAFOLOGÍA	
Suelo dominante	Vertisol (68.3%), Cambisol (8.8%), Phaeozem (5.2%), Solonchack (3.4%) y Luvisol (3.2%)

Fuente: INEGI, 2009

La Edafología de la localidad de la Tinaja de Pastores es casi en su totalidad Vertisol, teniendo un poco la presencia de suelo tipo Solonchack en la zona más cercana a la laguna de Yuriria. **(Figura 3.5)**.



Fuente: INEGI, 2009

Figura 3.5 Edafología del Municipio de Yuriria.

3.1.7.- CLIMA

En el Municipio de Yuriria el rango de temperatura es entre 14 a 20°C, con una temperatura media anual de 19.2°C y el rango de precipitación oscila de 700 a 900 mm de lluvia al año.

En cuanto al clima, se pueden encontrar 3 tipos de clima principales en el municipio siendo el semicálido subhúmedo con lluvias en verano de menor humedad el de mayor presencia con un 60.3% de cobertura en el territorio de Yuriria, seguido por el templado subhúmedo con lluvias en verano de humedad media con un 36.4 % de cobertura y en último lugar está el templado subhúmedo con lluvias en verano de menor humedad con un 3.3% de ocupación.

En la **tabla 3.5** se ordenan los datos de clima del Municipio de Yuriria.

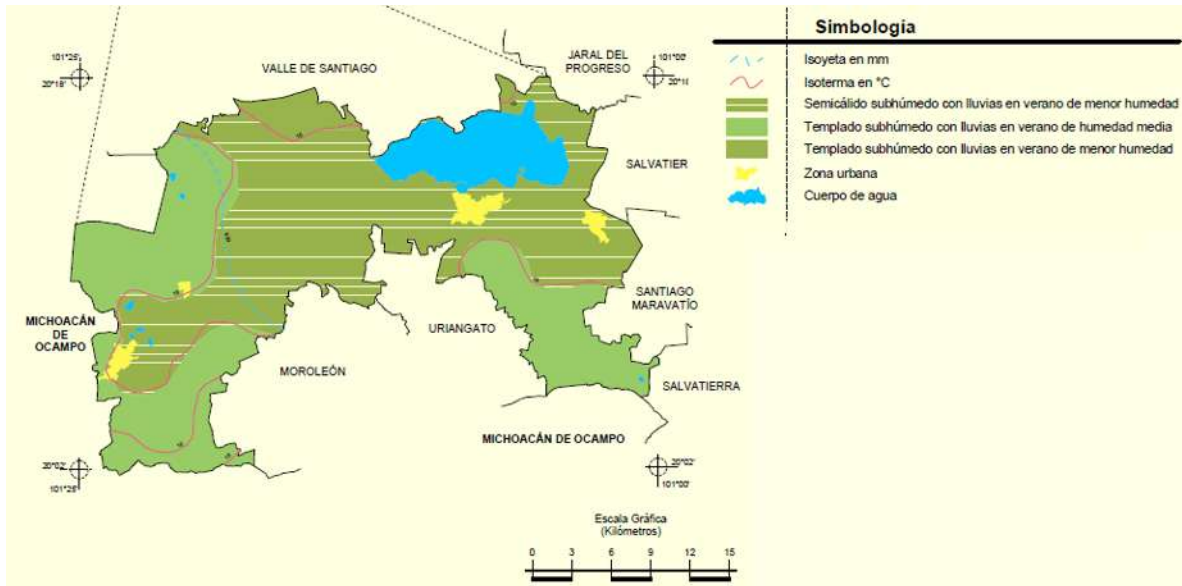
Tabla 3.5 Clima del Municipio de Yuriria

CLIMA	
Rango de temperatura	14-20°C
Rango de precipitación	700-900 mm
Clima	Semicálido subhúmedo con lluvias en verano de menor humedad (60.3%), templado subhúmedo con lluvias en verano de humedad media (36.4%) y templado subhúmedo con lluvias en verano de menor humedad (3.3%)

Fuente: INEGI, 2009

El clima predominante en la localidad de la Tinaja de Pastores según datos del Prontuario de información geográfica municipal de los Estados Unidos Mexicanos, Yuriria, Guanajuato, 2010, es el clima semicálido subhúmedo con lluvias en verano de menor humedad el de mayor. (**Figura 3.6**)

“PROPUESTA PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA POBLACIÓN DE TINAJA DE PASTORES, MUNICIPIO DE YURIRIA, GUANAJUATO”



Fuente: INEGI, 2009

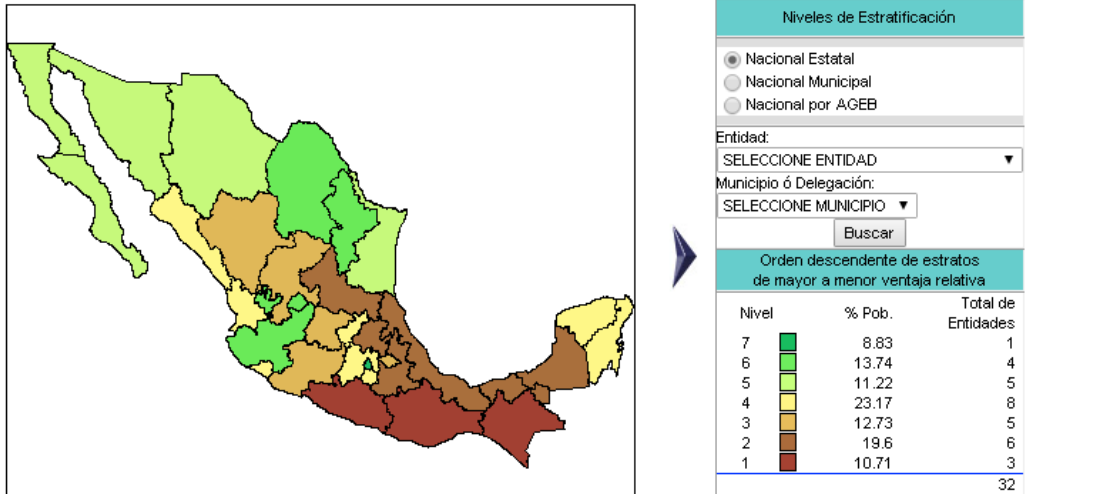
Figura 3.6 Clima en el Municipio de Yuriria

3.2.- MARCO SOCIAL

3.2.1.- NIVEL SOCIECONÓMICO

El Estado de Guanajuato se encuentra en el estrato socioeconómico número 3, según la clasificación de INEGI-CONAPO con base en los indicadores de las Áreas Geo estadísticas Básicas (AGEBs), lo cual indica que en el estado se tienen cubiertas en su mayoría las necesidades básicas en los hogares, cumpliendo con un nivel de vida aceptable. En la **figura 3.7** se muestra la división de estratos socioeconómicos en el país observándose al que pertenece el estado de Guanajuato.

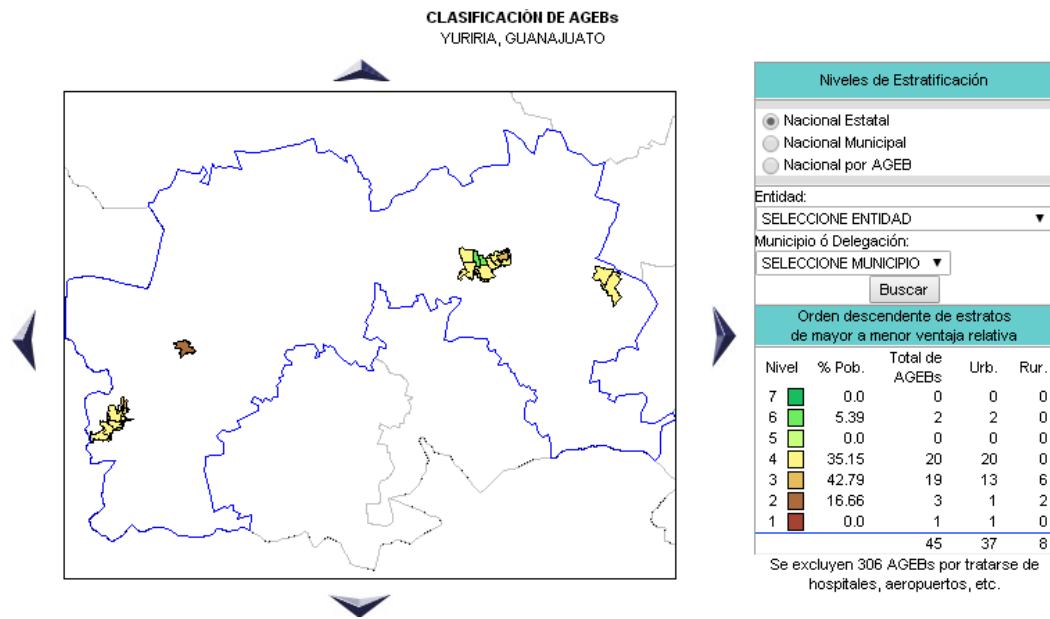
“PROPUESTA PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA POBLACIÓN DE TINAJA DE PASTORES, MUNICIPIO DE YURIRIA, GUANAJUATO”



Fuente: INEGI, 2015

Figura 3.7 Clasificación de entidades federativas de México.

A nivel municipal según las Áreas Geoestadísticas Básicas los estratos predominantes en Yuriria son el 3, 4 y 6, siendo el estrato 4 el que más localidad ocupa, estando incluida la localidad de Tinaja de Pastores, en la **figura 3.8** se observan dichos estratos en el municipio.



Fuente: INEGI, 2015

Figura 3.8 Estratos socioeconómicos del municipio de Yuriria.

3.2.2.- ACTIVIDADES PRINCIPALES

En el municipio de Yuriria, la principal actividad es la agricultura ya que las condiciones de clima y en especial del suelo son propicias para llevar a cabo esta actividad, los principales productos sembrados son el trigo, el sorgo, la alfalfa, maíz, frijol y avena.

Como principal actividad secundaria está la venta de energía eléctrica, teniéndose un total de 71, 327 Mega watts-hora de venta para un total de \$ 66, 236, 000 pesos.

Como principal actividad terciaria están los tianguis, que en el caso de la ciudad de Yuriria, el principal es el existente en la época final del año, en el mes de Diciembre y Enero, el cual deja un importante ingreso de dinero para la ciudad y el municipio en general al tener cercanía con varias de las localidades del municipio y localidades y ciudades de los municipios aledaños como Salvatierra, Moroleon y Uriangato.

En la **tabla 3.6** se desglosan las principales actividades y sus valores respectivos comparados con el general del estado de Guanajuato.

Tabla 3.6 Principales actividades económicas del municipio de Yuriria, Guanajuato

ACTIVIDADES PRINCIPALES EN EL MUNICIPIO DE YURIRIA, GUANAJUATO		
Actividades primarias	Yuriria	Guanajuato
Superficie sembrada total (Hectáreas)	23299	1074542
Superficie cosechada total (Hectáreas),	22610	724444
Volumen de la producción de alfalfa verde (Toneladas), 2011	5225	3449028
Volumen de la producción de avena forrajera (Toneladas), 2011	1224	256955
Volumen de la producción de frijol (Toneladas), 2011	218	35257
Volumen de la producción de maíz grano (Toneladas), 2011	30292	1015660
Valor de la producción agrícola total (Miles de pesos),	460471	20200885
Volumen de la producción de sorgo grano (Toneladas), 2011	57600	1360488
Volumen de la producción de trigo grano (Toneladas), 2011	6300	596220
Volumen de la producción de carne en canal de bovino (Toneladas),	922	39565
Volumen de la producción de carne en canal de porcino (Toneladas),	667	111179
Volumen de la producción de carne en canal de ovino (Toneladas),	7	1650
Volumen de la producción de carne en canal de caprino (Toneladas),	24	2176
Volumen de la producción de carne en canal de gallináceas (Toneladas),	102	177637
Actividades secundarias		
Volumen de las ventas de energía eléctrica (Megawatts-hora),	71327	13710361
Valor de las ventas de energía eléctrica (Miles de pesos),	66236	10449261
Actividades terciarias		
Tianguis,	2	375
Mercados públicos,	1	98

Fuente: INEGI, 2011

3.3.3.- ASPECTOS DEMOGRÁFICOS.

Según datos del INEGI, 2010, el número de habitantes en el estado de Guanajuato es de 5, 486,372 habitantes, mientras que del municipio de Yuriria es de 70,782 habitantes y de la localidad en estudio, Tinaja de Pastores, es de 924 habitantes, de los cuales 402 son hombres y 522 son mujeres.

En la tabla 1.2 se muestra los datos históricos de la localidad de la Tinaja de Pastores, estando incluidos los datos obtenidos en los conteos de los años 1995 y 2005 para una mayor cobertura de datos,

Tabla 3.7 Población histórica de la localidad Tinaja de Pastores, municipio de Yuriria, Guanajuato.

AÑO	FUENTE	TOTAL HABITANTES	HOMBRES	MUJERES
1900	Censo	477	241	236
1910	Censo	553	287	266
1921	Censo	512	264	248
1930	Censo	662	369	293
1940	Censo	715	371	344
1950	Censo	800	399	401
1960	Censo	1122	571	551
1970	Censo	1415	-	-
1980	Censo	1452	708	744
1990	Censo	1450	612	838
1995	Conteo	1395	635	760
2000	Censo	1120	451	669
2005	Conteo	901	368	533
2010	Censo	924	402	522

Fuente: INEGI, 2010

En la figura 3.9 se presenta la gráfica obtenida con los datos de población histórica de la localidad, observándose la fluctuación de los valores, teniendo primero un crecimiento del número de habitantes, hasta tener un decrecimiento, esto debido en su mayoría a migración a los Estados Unidos o a ciudades cercanas.

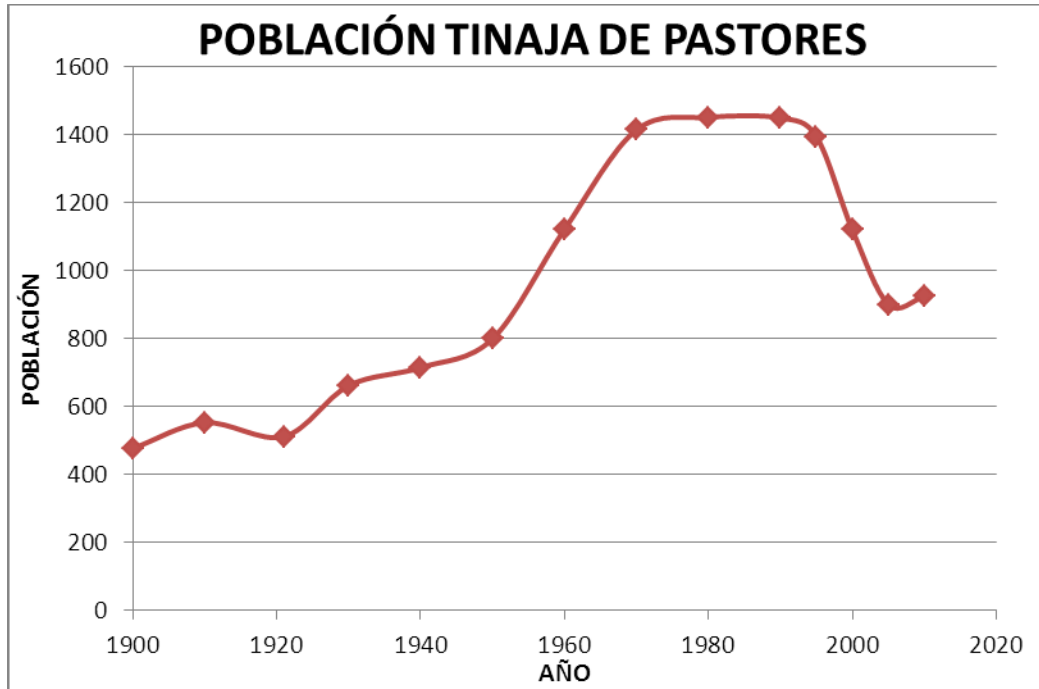


Figura 3.9 Gráfica de población Tinaja de Pastores, municipio de Yuriria, Guanajuato



Capítulo 4.

ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO

4.- ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANEAMIENTO.

Es importante conocer los servicios con los que se cuenta en el lugar y así saber que complicaciones se podrían tener para la correcta conexión del sistema de alcantarillado con la planta de tratamiento

4.1.- COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE.

En la población de la Tinaja de Pastores, municipio de Yuriria, Guanajuato, hay un total de 450 viviendas particulares, de las cuales 245 están habitadas representando un 55.6% de las cuales 243 cuentan con servicio de agua potable entubada, y 2 no lo tienen, dando un total de 99.2% de las viviendas habitadas que cuentan con el servicio.

La **tabla 4.1** indica los valores de viviendas habitadas, deshabitadas, así como cuantas cuentan con el servicio de agua entubada y cuantas no.

Tabla 4.1 Datos de viviendas con agua entubada de la localidad de Tinaja de Pastores

La población cuenta con una cobertura de servicio de agua potable del 97.2%, determinado a partir de las viviendas que cuentan con servicio de agua entubada (243 viviendas); respecto del total de viviendas particulares (250); este detalle se muestra en la tabla 4.1 siguiente:

Tabla 4.1 Número de viviendas con servicio de agua potable

Nombre de la localidad	Total de viviendas	Total de viviendas particulares	Viviendas particulares habitadas	Total de viviendas particulares habitadas	Viviendas particulares deshabitadas	Viviendas particulares habitadas que disponen de agua entubada	Viviendas particulares habitadas que no disponen de agua
Tinaja de Pastores	455	450	245	250	108	243	2

Fuente: INEGI, 2010

4.2.- COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE ALCANTARILLADO.

En cuanto a la cobertura de alcantarillado en la población, se tienen datos (INEGI, 2010) que 239 viviendas habitadas de 245 totales habitadas, cuentan con servicio de alcantarillado y solo 6 viviendas no lo tienen por lo que el 97.6% de las viviendas habitadas cuentan con este servicio.

En la **tabla 4.2** se muestran los datos de viviendas con alcantarillado.

Tabla 4.2 Datos de viviendas con servicio de alcantarillado.

Nombre de la localidad	Total de viviendas	Total de viviendas particulares	Viviendas particulares habitadas	Total de viviendas particulares habitadas	Viviendas particulares deshabitadas	Viviendas particulares habitadas que disponen de drenaje	Viviendas particulares habitadas que no disponen de drenaje
Tinaja de Pastores	455	450	245	250	108	239	6

Fuente: INEGI, 2010

4.3.- COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE SANEAMIENTO.

En la localidad, no se cuenta con sistemas de saneamiento para tratar las aguas residuales, por lo que no hay cobertura alguna de este servicio.

Cabe señalar que algunas de las viviendas cuentan con letrina y/o fosa séptica; el porcentaje estimado es de 7% (18 viviendas); en este caso se invitará a la población a que se interconecten al sistema de alcantarillado para que se disponga de manera adecuada sus aguas residuales, y así evitar la contaminación del acuífero.

4.3.1.- INFRAESTRUCTURA DE PROYECTO.

Al no contarse con infraestructura para el saneamiento de las aguas residuales de esta localidad, se propondrá en éste proyecto el diseño de una planta de tratamiento con el fin de que la población tenga la posibilidad de tratar sus aguas residuales, así como reutilizar dicha agua y poder tener beneficios económicos para los habitantes.



Capítulo 5.

ESTUDIOS PRELIMINARES

5. ESTUDIOS PRELIMINARES

Para poder contar con un contexto general de la planeación y diseño del sistema de tratamiento, es necesario conocer información básica y reciente sobre la conformación de la superficie, aunado a ello la infraestructura que le rodea será indispensable para el éxito del proyecto planteado.

5.1.- UBICACIÓN DEL SITIO DE LA PLANTA

La planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR), se ubicará al norte de la población, en un predio que se encuentra en la entrada del lugar.

Se buscará instalarla en esa ubicación debido a que la línea de descarga de las aguas residuales va por la orilla de la carretera de entrada, y así no se tendrán que hacer obras especiales para conectar el emisor con la planta, teniendo una llegada más directa.

En la **Figura 5.1** se muestra en rojo la ubicación propuesta de la PTAR para la población de Tinaja de Pastores, municipio de Yuriria, Guanajuato.



Fuente: Google maps, 2015

.Figura 5.1 Ubicación de la planta de tratamiento de aguas residuales.

5.2.- CARACTERIZACIÓN DE LA DESCARGA DE AGUA RESIDUAL.

La expresión de las características de un agua residual puede hacerse de muchas maneras, dependiendo del propósito específico de la caracterización. Sin embargo, vale la pena anotar que toda caracterización de aguas residuales implica un programa de muestreo apropiado para asegurar representatividad de la muestra y un análisis de laboratorio de conformidad con normas estándar que aseguren precisión y exactitud en los resultados. Por lo general, un muestreo para caracterización y control de calidad de aguas supone un análisis cuidadoso del tipo de muestras, número de ellas y parámetros a analizar, especialmente en un medio como el nuestro donde no es justificable asignar más recursos de los estrictamente necesarios para satisfacción del objetivo propuesto.

Para la caracterización del agua residual de nuestro caso, al no contar con los recursos para hacer las mediciones directas en el sitio, se tomarán los valores de referencia de la bibliografía, en este caso, del libro Metcalf & Eddy se tomara la tabla 5.1, referente a la composición típica del agua de donde los valores a tomar en cuenta para nuestro diseño serán los de concentración media ya que si se toma la fuerte podría causarse un sobre dimensionamiento del tren de tratamiento generando gastos innecesarios, ocupación mayor de terreno, etc.

La **tabla 5.1** muestra la tabla de valores de composición típica del agua.

Tabla 5.1 Composición típica del agua residual domestica bruta

Contaminantes	Unidades	Concentración		
		Débil	Media	Fuerte
Sólidos totales (ST)	mg/l	350	720	1200
Disueltos, totales (SDT)	mg/l	250	500	850
Fijos	mg/l	145	300	525
Volátiles	mg/l	105	200	325
Sólidos en suspensión (SS)	mg/l	100	220	350
Fijos	mg/l	20	55	75
Volátiles	mg/l	80	165	275
Sólidos sedimentables	ml/l	5	10	20
Demanda bioquímica de oxígeno, mg/l:				
5 días, 20 °C (DBO 5, 20°C)	mg/l	110	220	400
Carbono orgánico total (COT)	mg/l	80	160	290
Demanda bioquímica de oxígeno (DQO)	mg/l	250	500	1000
Nitrógeno (total en forma N)	mg/l	20	40	85
Orgánico	mg/l	8	15	35
Amoníaco libre	mg/l	12	25	50
Nitritos	mg/l	0	0	0
Nitratos	mg/l	0	0	0
Fosforo (total en la forma P)	mg/l	4	8	15
Orgánico	mg/l	1	3	5
Inorgánico	mg/l	3	5	10
Cloruros*	mg/l	30	50	100
Sulfato*	mg/l	20	30	50
Alcalinidad (como CaCO3)	mg/l	50	100	200
Grasa	mg/l	50	100	150
Coliformes totales*	n.°/100 ml	10 ⁶ -10 ⁷	10 ⁷ -10 ⁸	10 ⁷ -10 ⁹
Compuestos organicos volátiles (COVs)	µg/l	<100	100-400	>400

Fuente: Metcalf & Eddy, 1996

5.2.1.- MÉTODOS DE MUESTREO

El muestreo es la base fundamental de cualquier determinación analítica y el objetivo de la toma de muestras es la obtención de una porción de materia cuya cantidad sea lo suficientemente pequeña pero que represente las características físicas, químicas y biológicas de todo el conjunto para que pueda ser transportado con facilidad y manipulado durante todo el proceso analítico. La persona que recoja la muestra y la lleve al laboratorio para realizar las determinaciones analíticas es responsable de su validez, por lo que deberá considerar los cuidados de traslado al sitio de análisis de la muestra. (MANUAL DE PRÁCTICAS PLANTAS DE TRATAMIENTO, UMSNH, 2015.)

Muestra simple: La que se tome en 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 para completar cuando menos, un volumen suficiente para que se lleven a cabo los análisis necesarios para conocer su composición, aforando el caudal descargando en el sitio y en el momento del muestreo. (NOM-001-SEMARNAT-1996)

Muestra compuesta: La que resulta de mezclar cierto número de muestras simples, para conformar la muestra compuesta, el volumen de cada una de las muestras simples deberá ser proporcional al caudal de la descarga en el momento de su toma. (NOM-001-SEMARNAT-1996)

En la siguiente tabla 5.2 se muestra el número de muestras simples necesarias para conformar una muestra compuesta.

Tabla 5.2 Frecuencia de muestreo

FRECUENCIA DE MUESTREO			
HORAS POR DÍA QUE OPERA EL PROCESO GENERADOR DE LA DESCARGA	NÚMERO DE MUESTRAS SIMPLES	INTERVALO ENTRE TOMA DE MUESTRAS SIMPLES (HORAS)	
		MÍNIMO N.E.	MÁXIMO N.E.
Menor que 4	mínimo 2	-	-
De 4 a 8	4	1	2
Mayor que 8 y hasta 12	4	2	3
Mayor que 12 y hasta 18	6	2	3

Fuente: NOM-001-SEMARNAT-1996

En nuestro caso, no se llevará a cabo los muestreos por no tener la facilidad de transporte al sitio por lo que se utilizarán valores que se encuentran en la bibliografía a utilizar.

5.2.2.- AFORO

El aforo es la medición de la cantidad de líquido, expresada en volumen, que pasa por una sección de referencia en una unidad de tiempo.

$$Q = A V$$

Hay diferentes métodos de aforo y se citan algunos de los más utilizados a continuación:

Medición volumétrica: aquí se mide directamente en la descarga el volumen para un determinado tiempo.

$$Q = v/t$$

Sección pendiente:

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

Sección Velocidad: La velocidad puntual en dovelas por medio de molinetes, medidores eléctricos, electromagnéticos, etc.

Mediante dispositivos de medición, en secciones de control:

EN TUBERIAS:

Medidor Venturi, placas de orificio, diafragmas, toberas, rotámetros, válvulas, medidor electrónico, medidor electromagnético, entre otros.

EN CAUCES Y CANALES:

Vertedores, compuertas, válvulas, molinetes, tubos de Prandtl, tubo pitot, medidor Parshall, medidores electrónicos, entre otros.

En nuestro caso de estudio no se aplicará el aforo y se tomarán valores de la bibliografía.

5.3.- CUERPOS RECEPTORES.

El cuerpo receptor de las aguas residuales de la población Tinaja de pastores es la laguna de Yuriria ubicada a pocos metros de la salida del poblado, la planta de tratamiento de aguas residuales propuesta es para ayudar al saneamiento de este cuerpo receptor ya que la contaminación ha llegado a niveles considerables por lo que se han construido varias PTAR en los alrededores de la laguna.

5.4.- APROVECHAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL.

En la actualidad la población de Tinaja de pastores no cuenta con un sistema para el aprovechamiento del agua residual, por lo mismo se hace la presente propuesta para su tratamiento de aguas residuales.

5.5.- AREA DE ESTUDIO

El área de estudio para la propuesta de tren de tratamiento se conforma con los siguientes puntos a analizar: REGIMEN DE TENENCIA DE LA TIERRA, TOPOGRAFÍA, ÁREA DISPONIBLE Y TIPO DE SUELO.

5.5.1.- RÉGIMEN DE TENENCIA DE LA TIERRA

El régimen de tenencia de la tierra de la zona propuesta para la ubicación de la PTAR, es ejidal, por lo que se hablará con los ejidatarios para el consentimiento del uso de la tierra y un arreglo para la obtención del espacio.

5.5.2.- TOPOGRAFÍA

La topografía de la población va de la cota 1780 a la cota 1731 en la zona más cercana a la laguna de Yuriria, cuerpo de agua más cercano, las cotas más altas se concentran hacia el sur de la población donde se encuentran cerros conocidos como “La yacata” por los pobladores. Hacia el norte de la población en la entrada a la misma, las cotas van disminuyendo llegando a zonas largas con la misma cota de altura, en la figura 5.2 se muestra la distribución de las cotas topográficas en la zona.

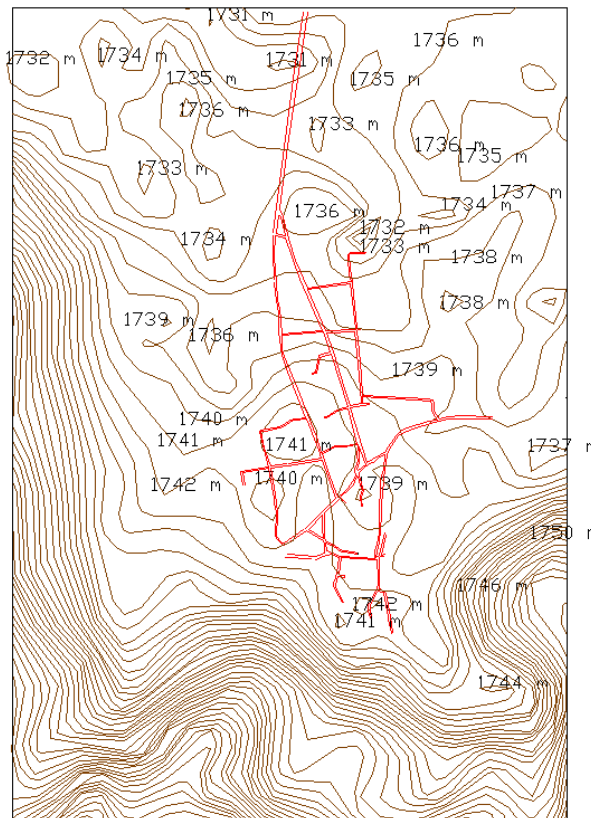


Figura 5.2 Topografía de la población Tinaja de pastores

5.5.3.- ÁREA DISPONIBLE

El área disponible para la construcción de la planta de tratamiento (PTAR) está ubicada en la entrada a la población.

Se tiene una amplia área disponible, para este proyecto se necesitan 4910.50 metros cuadrados por lo que se propondrá disponer de 5500 metros cuadrados para futuras ampliaciones.

En la figura 5.3 se muestra el área propuesta respecto a las curvas de nivel.

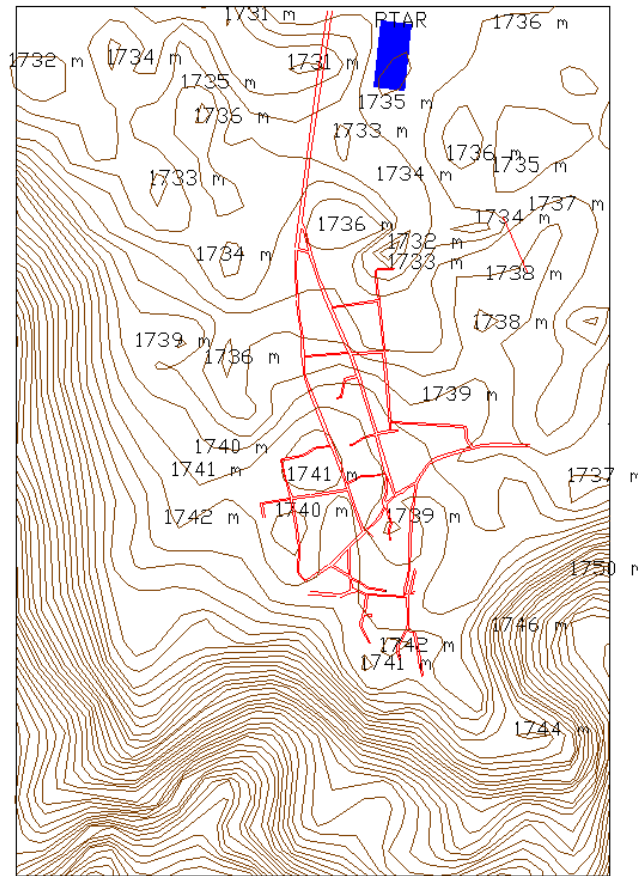


Figura 5.3 Lugar propuesto respecto a la topografía.

5.5.4.- TIPO DE SUELO.

El tipo de suelo presente en la zona del proyecto es el conocido como vertisol.

Los vertisoles son suelos cuyo contenido en arcilla es superior al 30%, al menos en los primeros 50cm. Se trata de arcillas hinchables, que sufren grandes cambios de volumen con las variaciones de humedad, lo que propicia que aparezcan en el suelo grietas verticales durante la estación seca, grietas que deben llegar hasta 50 cm de profundidad y tener al menos uno de espesor. Además, los vertisoles o bien presentan una estructura prismática muy fuerte, con las bases de los prismas

inclinadas respecto de la horizontal, o bien recubrimientos de arcilla brillantes (slickensides), producido por la fricción de los agregados. Son suelos muy pesados, difíciles de trabajar y con un tempero muy corto; por el contrario, retienen gran cantidad de agua y su contenido en bases es muy alto. El pH depende de la naturaleza del material original, aunque suele ser neutro o ligeramente alcalino.

Durante el verano las grietas que los caracterizan están abiertas, y se van rellenando con el material de la superficie, mientras que en el invierno, al humedecerse el suelo, las arcillas absorben gran cantidad de agua y aumentan considerablemente su tamaño, creando grandes presiones en el interior del suelo que son los responsables de las superficies de fricción. Se provocan así los movimientos ascendentes de material que producen una mezcla continua del suelo y que impide se desarrollen horizontes bien diferenciados. Estas grietas incrementan notablemente la superficie de suelo expuesta a la evaporación, por lo que en las áreas dominadas por los vertisoles los cálculos de evapotranspiración potencial basados en el clima resultan muy bajos respecto a la realidad; esta propiedad puede corregirse fácilmente con labores apropiadas, que rompan las grietas superficiales durante el tiempo que el suelo deba soportar vegetación activa.

Los vertisoles son suelos excelentes para cultivos de secano, e incluso los de especies perennes como la vid o el olivo, siendo un riego muy problemático por la difícil permeabilidad que presentan cuando están húmedos.

5.6.- DIAGNÓSTICO DE LAS CONDICIONES ACTUALES.

Es necesario conocer las condiciones de tratamiento de agua que se tienen en la población para así adecuar el proyecto a las necesidades y cubrirlas en su totalidad.

5.6.1.- NECESIDADES DE TRATAMIENTO.

La población Tinaja de pastores municipio de Yuriria no cuenta con un sistema de tratamiento para sus aguas residuales, y la necesidad de este es notable, ya que las aguas negras de toda la población desembocan en un canal que corre por gravedad a un costado de la carretera de entrada a la población (figuras 5.5 y 5.6), en donde se pueden observar el proliferamiento de plantas tipo typha y lirios acuáticos cubriendo el canal en su totalidad.

Se necesita la infraestructura para el tratamiento comenzando por entubar el agua residual que se deposita en el canal mencionado para evitar el mal olor y las plagas para así mandarla a la planta de tratamiento, donde se le dará el tratamiento pertinente eliminando todas las características nocivas para el

ambiente y la salud y tener un agua de buena calidad para su reuso obteniendo beneficios sociales y económicos a partir de ello.

5.6.2.- USOS DEL AGUA RESIDUAL.

En la actualidad la población Tinaja de Pastores no le da uso a sus aguas residuales, como se mencionó anteriormente las aguas residuales desembocan en un canal abierto a la entrada del poblado donde solo queda estancada sin dársele tratamiento ni uso.

5.6.3.- LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES CONFORME A LA NORMATIVIDAD VIGENTE.

El agua residual vertida en cuerpos de agua propiedad de la nación así como el reuso y los lodos obtenidos en el proceso de tratamiento deben cumplir con normas establecidas por las organismos encargados de las normas reguladoras (SEMARNAT), valores máximos permisibles para un buen manejo dependiendo de las condiciones de los cuerpos de agua que se esperan así como el contacto que llegue a tenerse con las personas.

5.6.3.1.- NOM-001-SEMARNAT-1996.

Esta norma establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes de la nación, en este caso la laguna de Yuriria.

El rango permisible del potencial de hidrógeno (pH) es de 5 a 10 unidades. (NOM-001-SEMARNAT-1996)

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 1000 y 2000 como número más probable (NMP) de coliformes fecales por cada 100 ml para el promedio mensual y diario, respectivamente. (NOM-001-SEMARNAT-1996).

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. (NOM-001-SEMARNAT-1996)

En la tabla 5.3 se presentan los límites máximos permisibles para contaminantes básicos.

“PROPUESTA PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA POBLACIÓN DE TINAJA DE PASTORES, MUNICIPIO DE YURIRIA, GUANAJUATO”

Tabla 5.3 Límites Máximos Permisibles para Contaminantes Básicos.

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA CONTAMINANTES BÁSICOS																					
PARÁMETROS	RIOS						EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES				AGUAS COSTERAS						SUELO				
	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)		
(miligramos por litro, excepto cuando se especifique)	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	
Materia 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 Suspendedos 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 Oxígeno	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

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

Fuente: NOM-001-SEMARNAT-1996

En la tabla 5.4 se presentan los límites máximos permisibles para metales pesados y cianuros.

Tabla 5.4 Límites Máximos Permisibles para Metales y Cianuros

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA METALES PESADOS Y CIANUROS																					
PARÁMETROS (*)	RIOS						EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES				AGUAS COSTERAS						SUELO				
	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)		
(miligramos por litro)	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	0.2	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	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.05	0.1	0.1	0.2		
Cianuros	1.0	3.0	1.0	2.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	
Cobre	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	
Cromo	1.0	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	1.0	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	1.0	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	0.5	1.0	
Mercurio	0.01	0.02	0.005	0.01	0.005	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

Fuente: NOM-001-SEMARNAT-1996

5.6.3.2. - NOM-004-SEMARNAT-2002.

Esta norma establece los límites máximos permisibles de contaminantes en los lodos para su aprovechamiento y disposición final.

En la tabla 5.5 se muestran los límites máximos permisibles de metales pesados en biosólidos.

Tabla 5.5 Límites Máximos Permisibles de Metales Pesados en Biosólidos.

CONTAMINANTE (determinado en forma total)	EXCELENTES mg/kg en base seca	BUENOS mg/kg en base seca
Arsénico	41	75
Cadmio	39	85
Cromo	1200	3000
Cobre	1500	4300
Plomo	300	840
Mercurio	17	57
Níquel	420	420
Zinc	2800	7500

Fuente: NOM-004-SEMARNAT-2002

En la tabla 5.6 se establecen los límites máximos permisibles de patógenos y parásitos en los lodos y biosólidos.

Tabla 5.6 Límites Máximos Permisibles de Patógenos y Parásitos en los Lodos y Biosólidos

CLASE	INDICADOR BACTERIOLOGICO DE CONTAMINANTES	PATOGENOS	PARASITOS
	Coliformes fecales NMP/g en base seca	Salmonella spp. NMP/g en base seca	Huevos de helminto/g en base seca
A	Menor de 1000	Menor de 3	Menor de 1 (a)
B	Menor de 1000	Menor de 3	Menor de 10
C	Menor de 2 000 000	Menor de 300	Menor de 35

(a) Huevos de helminto variables

Fuente: NOM-004-SEMARNAT-2002

5.6.4.- ANALISIS DE LA COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

No se contó con los recursos económicos para poder hacer un estudio en el sitio de la descarga, por lo que se toman los valores medios propuestos en la bibliografía, valores presentados en la tabla 5.7.

Tabla 5.7. Composición típica.

Composición típica del agua residual domestica bruta

Contaminantes	Unidades	Media
Sólidos en suspensión (SS)	mg/l	220
Sólidos sedimentables	ml/l	10
Demanda bioquímica de oxígeno, mg/l: 5 días, 20 °C (DBO 5, 20°C)	mg/l	220



Capítulo 6.

DISEÑO DE INGENIERÍA BÁSICA DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO

6. DISEÑO DE INGENIERÍA BÁSICA DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO.

El diseño matemático del tren de tratamiento debe hacerse de tal manera de cubrir las necesidades de las poblaciones para las que se diseña, al tener una buena ingeniería básica, es de mayor probabilidad que el funcionamiento de la PTAR sea correcto y cumpla con su vida útil y los objetivos trazados para el diseño.

6.1.- EVALUACIÓN DEL TREN DE TRATAMIENTO

A continuación se presentan diferentes opciones existentes para conformar el tren de tratamiento de una planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) así como en qué fase del proceso se utiliza cada uno, teniendo por conocidas las características de dichos elementos se hará la selección del más adecuado para el caso de estudio.

6.2.- PRETRATAMIENTO

Todos los materiales que llegan a la alcantarilla y de esta a la planta de tratamiento de aguas residuales, si no son eliminados eficazmente, pueden producir serias averías en los equipos. Las piedras, arena, latas, etc. Producen un gran desgaste de las tuberías y de las conducciones así como de las bombas.

A la planta también llegan aceites y grasas de todo tipo, si estas grasas y aceites no son eliminados en el pretratamiento, hace que nuestro tratamiento biológico se ralentice y el rendimiento de dicho tratamiento decaiga, obteniendo un efluente de baja calidad.

Los pretratamientos de aguas residuales implican la reducción de sólidos en suspensión o el acondicionamiento de las aguas residuales para su descarga bien en los receptores o para pasar a un tratamiento secundario a través de una neutralización u homogeneización. (R.S Ramalho)

A continuación se desarrollara una explicación de algunos elementos que componen el pretratamiento de una PTAR.

6.2.1.-CANAL DE DESVÍO

Buscando una correcta operación de la planta de tratamiento se requiere primeramente que la planta cuente con un dispositivo de interconexión con el influente y regule además el gasto de aguas residuales a la entrada a la planta de tratamiento. Este dispositivo es importante en caso de que sea necesario realizar algún mantenimiento mayor en la planta y que obligue a desviar el total del gasto de aguas residuales, o bien en caso de alguna avenida superior al gasto posible a

tratar se pueda derivar el excedente sin que ocurra daño al sistema de tratamiento.

En la tabla 6.1 se muestran las variables necesarias para el diseño de la caja de desvío.

Tabla 6.1 Diseño caja de desvío.

<p>Calculo de la caja de desvío y demasías: Tiempo de Retención Hidráulico (TRH) $Q_{max\ ext} = V/TRH$ Por lo que el volumen resulta: $V = Q_{max\ ext} * TRH =$</p> <p>Tomando la profundidad máxima, resulta un área superficial de: Prof. max.= 0.5 m Área superficial = $V/Prof.\ max$ Considerando una superficie cuadrada: $l_{caja} = As^{1/2}$</p>

6.2.2.-DESBASTE O TAMIZADO

El objetivo del desbaste o cribado es eliminar de las aguas residuales los constituyentes que pueden dañar u obstruir las tuberías y bombas, interfiriendo en los procesos de tratamiento. Los dispositivos utilizados para este fin son las rejas de barras, clasificadas de acuerdo a su tamaño (Tabla 6.2). (Ruiz, 2015)

Tabla 6.2 Abertura en rejas de barras

TIPO DE REJAS	ABERTURA (CM)
Rejas gruesas	5 - 15
Rejas medianas	2 - 5
Rejas finas (rejillas)	1 - 2

Fuente: Ruiz, 2015

Las rejas consisten de una serie de barras de metal paralelas, colocadas en un determinado ángulo de inclinación en el canal que conduce las aguas residuales a la planta de tratamiento. El ángulo de inclinación de la rejilla, está en función de la técnica de limpieza prevista, que puede ser manual o mecánica (**figura 6.2**) (Ruiz, 2015).

El ángulo óptimo para la posición de las rejas que permite una limpieza manual sencilla es de 45°. En la tabla 6.3 se muestra información para rejas de barras de limpieza manual y mecánica.

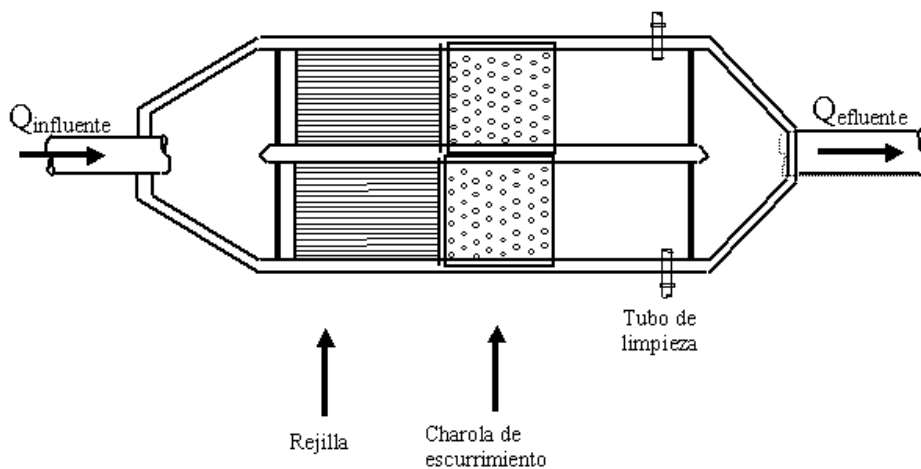
Tabla 6.3 Información para rejas de barras de limpieza manual y mecánica

Característica	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Tamaño de la barra:		
Anchura (mm)	5 - 15	5 - 15
Profundidad (mm)	25 - 75	25 - 75
Separación entre barras (mm)	25 - 50	15 - 75
Pendiente en relación a la vertical (grados)	30 - 45	0 - 30
Velocidad de aproximación (m/s)	0.3 - 0.6	0.6 - 1
Pérdida de carga permisible (mm)	150	150

Fuente: Ruiz, 2015

Los principales parámetros en el diseño de las rejas son:

- Velocidad del agua en el canal y a través de las rejas
- Gasto
- Área efectiva de las rejas
- Pérdida de carga



Fuente: Tierra.rediris, 2015

Figura 6.2. Rejas de cribado

6.2.2.-MEDIDOR DE FLUJO TIPO SUTRO

El uso del vertedor sutro se restringe a gastos pequeños y, por consiguiente, a tomas parcelarias, por lo que este tipo de vertedor permite una carga máxima de 30 cm.

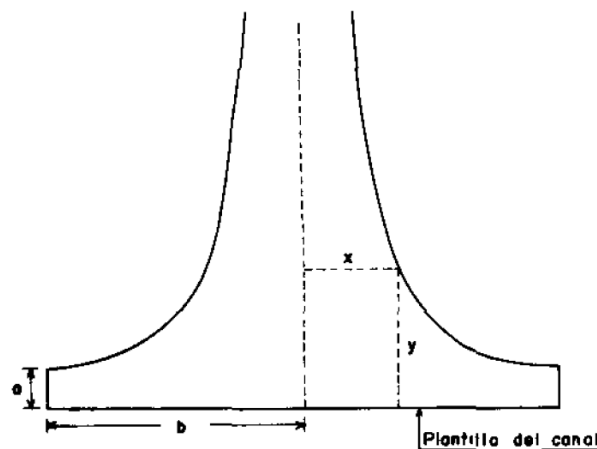
La ecuación que define el perfil o curva de corte del vertedor Sutro es:

$$\frac{x}{b} = 1 - \frac{2}{\pi} \tan^{-1} \sqrt{y/a}$$

En donde a y b definen la altura de y el semiancho, respectivamente, del rectángulo de la base, (**figura 6.3**). La ecuación que define el gasto en función de la carga es la relación lineal:

$$Q = C_b a^{1/2} 2b \sqrt{2g} (h_1 - a/3)$$

En esta fórmula el valor de C_b no cambia apreciablemente con la variación de carga h_1 ; sin embargo, depende en gran medida de la geometría del canal de llegada. (IMTA, 1988)



Fuente: IMTA, 1988

Figura 6.3. Vertedor Sutro

6.2.4.- DESARENADOR

Las arenas pueden causar daños a las bombas por abrasión, ocasionando dificultades de operación. La cantidad de arena desprenderá de varios factores, tales como el sistema de alcantarillado. Puede esperarse un volumen de arenas de 7 a 80 litros por cada $1000 m^3$. Las unidades utilizadas en la remoción de

arenas deben diseñarse de forma que las arenas sean separadas del flujo residual, pero sin remoción de sólidos orgánicos.

Los tipos de unidades para remover arenas son:

- Cámaras simples de flujo horizontal
- Tanques aireados

(Ruiz, 2015)

Cámaras simples de flujo horizontal:

Son canales rectangulares donde se mantiene una velocidad controlada del agua residual, de forma que las arenas sedimentan y los sólidos orgánicos pasan a las siguientes unidades de tratamiento. El parámetro principal de diseño es la velocidad horizontal del flujo a través de la unidad. Generalmente una velocidad de 0.3 m/s permite sedimentación de partículas de 0.2 mm y mayores. El tiempo de retención varía de 20 segundos a 1 minuto. El ancho mínimo recomendable para estas unidades es de 0.6 m. debe de proveerse un espacio dentro de la cámara para acumulación y almacenamiento de las arena (**figura 6.4**). (Ruiz, 2015)

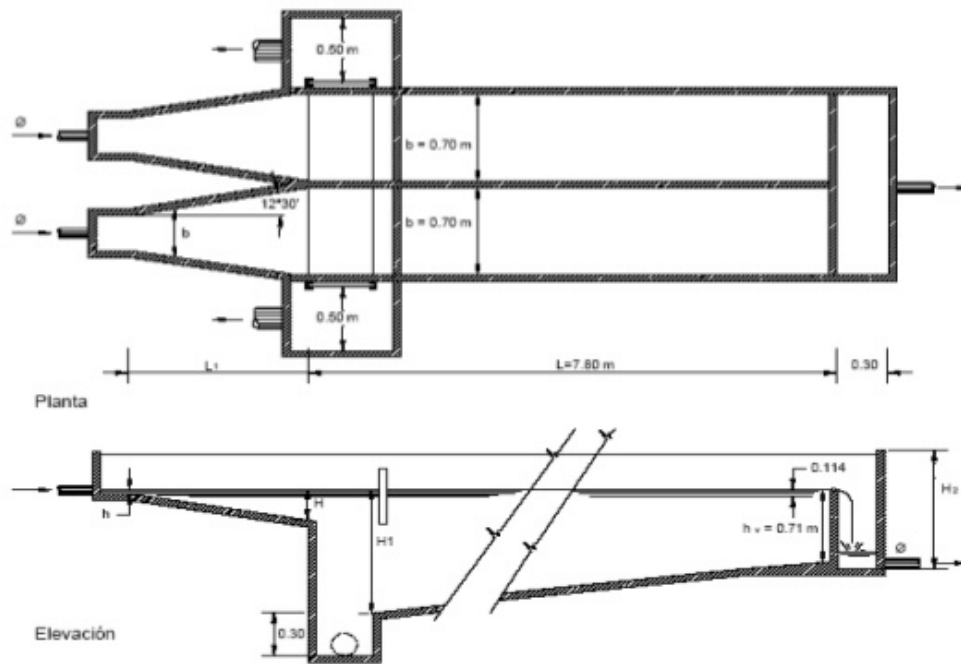
En la **Tabla 6.4** se muestra información para desarenadores de tipo horizontal.

Tabla 6.4 Información para desarenadores de tipo horizontal

Característica	Intervalo	Típico
Tiempo de retención (s)	45 - 90	60
Velocidad horizontal (m/s)	0.25 - 0.4	0.3
Velocidad de sedimentación para la eliminación de:		
Malla 65 (m/min)	1.0 - 1.3	1.15
Malla 100 (m/min)	0.6 - 0.9	0.75
Pérdida de carga en la sección de control como porcentaje de la profundidad del canal (%)	30 - 40	36
Incremento por turbulencia en la entrada y salida	2H - 0.5L	

H: profundidad máxima del desarenador, L: longitud del desarenador

Fuente: Ruiz, 2015



Fuente: Slideshare, 2015

Figura 6.4. Cámara simple de flujo horizontal

Desarenador tipo tanque aireado:

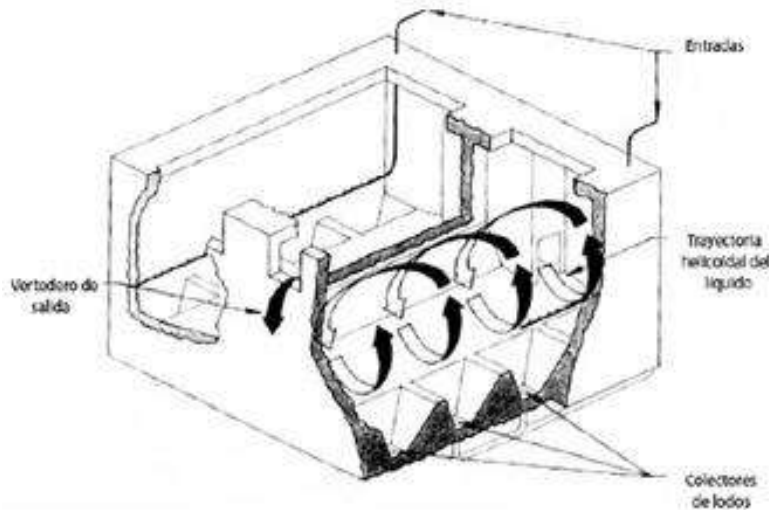
Estos desarenadores consisten de un tanque aireado con flujo en espiral, donde la velocidad en espiral es controlada por las dimensiones y la cantidad de aire suministrada a la unidad. Este tipo de Desarenador transforma las grasas y aceites en espumas flotantes lo que facilita su posterior remoción y permite el proceso de oxigenación del agua. La agitación producida por la inyección de aire impide la sedimentación de la materia orgánica (Figura 6.5). (Ruiz, 2015)

En la **tabla 6.5** se muestra información para desarenadores aireados.

Tabla 6.5 Información para desarenadores aireados.

Característica	Intervalo	Típico
Dimensiones:		
Profundidad (m)	2 - 5	
Longitud (m)	7.5 - 20	
Anchura (m)	2.5 - 7.0	
Relación anchura-profundidad	1.1 - 5.1	2:1
Tiempo de detención a caudal puntual (min)	2 - 5	3
Suministro de aire (m ³ /m-min de longitud)	0.15 - 0.45	0.3
Cantidades de arena y espuma:		
Arena (m ³ /10 m ³)	0.004 - 0.200	0.015

Fuente: Ruíz, 2015



Fuente: UDLAP, 2015

Figura 6.5 Desarenador tipo tanque aireado

6.3.- ANÁLISIS DE PROPUESTAS PARA EL TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL EN FASE PRIMARIA.

En la fase primaria del tratamiento de aguas residuales se incluye el retiro de contaminantes por medio de medios físicos y biológicos, se retiran contaminantes en suspensión como arenas y contaminantes compuestos por materia orgánica.

A continuación se analizan varias opciones para tratamiento primario para seleccionar la más conveniente en nuestro caso de estudio.

6.3.1.-LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN

Un estanque o laguna de estabilización es una masa de agua contenida en un estanque de tierra de configuración controlada, cuya finalidad es el tratamiento del agua residual. Se clasifican de acuerdo a la actividad biológica que tiene lugar en: aerobias, aerobias-anaerobias (facultativas) y anaerobias.

El proceso de estabilización de la materia orgánica depende de la acción simbiótica entre las algas y las bacterias. Las bacterias degradan y utilizan muchas sustancias orgánicas complejas, las algas utilizan los productos originados de esta degradación, además de que proveen al sistema del oxígeno que es consumido.

Los factores que intervienen en el proceso de las lagunas de estabilización son:

Físicos: temperatura, insolación, infiltración, precipitación pluvial y vientos

Químicos: demanda bioquímica de oxígeno (DBO), pH, nutrientes, contaminantes resistentes.

Biológicos: algas y bacterias.

Lagunas de estabilización aerobias:

Las lagunas de estabilización aerobia son depósitos excavados en el terreno de poca profundidad para el tratamiento del agua residual. El proceso de degradación de la materia orgánica se efectúa por el contenido de bacterias y algas en suspensión, bajo condiciones aerobias.

Existen básicamente dos tipos de estanques aerobios: los que maximizan la producción de algas, con profundidades que oscilan de 15.2 a 45.7 cm y los que maximizan la cantidad de oxígeno producido con profundidades superiores a los 1.53 m. (Figura 6.6).

La eficiencia de los estanques aerobios para la remoción de DBO_5 es alta, correspondiendo al 95% o mayor: sin embargo, a pesar de que la DBO_5 soluble haya sido removida, la concentración de algas y bacterias en el agua del estanque ejercerá una DBO_5 igual o mayor. La carga del estanque debe ser ajustada a la cantidad de oxígeno disponible por fotosíntesis y reaeración atmosférica. (Ruiz, 2015)

Lagunas anaerobias:

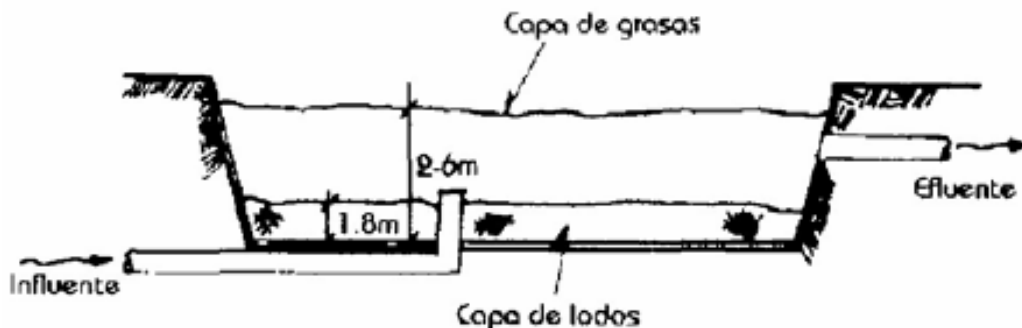
Las lagunas anaeróbicas son relativamente profundas (hasta 6.0m) con taludes de bordos muy fuertes. En una laguna anaeróbica típica, el agua residual entra muy cerca del fondo (frecuentemente por el centro de la laguna); ésta se mezcla con la

biomasa sedimentada, la cual tiene un espesor de aproximadamente 6 pies (1.8m). El efluente se localiza en la parte superior de la laguna y debe estar por abajo de la superficie del líquido. El exceso de grasa no digerida flota, formando un cobertor, el cual permite que el calor no se pierda y evita la entrada de aire. El proceso no requiere de recirculación de lodos. (**Figura 6.6**)

Impacto Ambiental: Puede causar olores. Contaminación del agua subterránea, al menos de que las lagunas se impermeabilicen. Requerimientos de terreno muy altos.

Confiabilidad del Proceso: Altamente confiable si el pH del agua residual se controla en su ámbito óptimo.

Requerimientos de Energía: Las lagunas son operados con flujos de agua por gravedad, por lo tanto, no tiene requerimientos de energía, aparte del bombeo que pueda ser necesario para alimentar el agua residual a las lagunas. (MAPAS LIBRO 49, 2007)



Fuente: MAPAS Libro 49, 2007

Figura 6.6 Laguna anaerobia

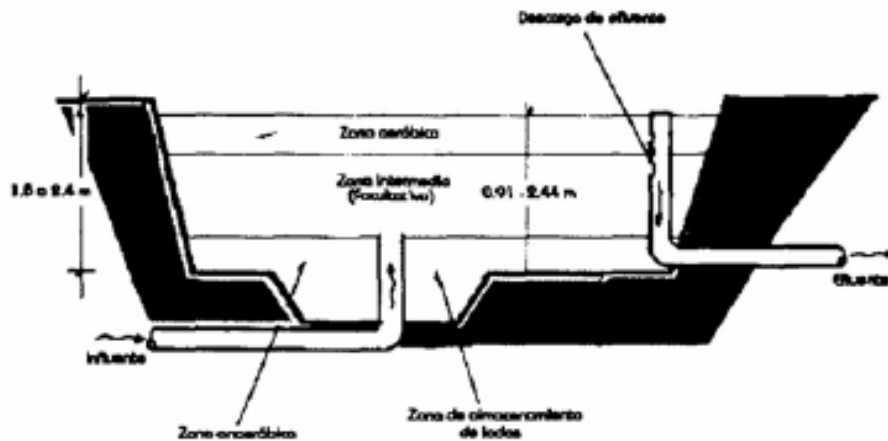
Lagunas facultativas:

Las lagunas facultativas han sido ampliamente usadas por muchos años en el tratamiento de aguas residuales de origen municipal. Sus bajos costos de operación, la confiabilidad del proceso y los bajos requerimientos de mano de obra calificada para su operación son sólo algunas de las razones que explican la popularidad de este sistema de tratamiento.

La profundidad empleada en las lagunas facultativas varía de 1.2 a 2.4 m. El agua de las lagunas se encuentra estratificada, con una capa inferior anaeróbica, una capa superior aeróbica y una zona intermedia de transición. El oxígeno presente en la capa superior tiene su origen en la actividad fotosintética de las algas

presentes en la zona fótica, o zona iluminada por la luz solar, y la reaeración superficial. Los sólidos en suspensión y las células de algas muertas se depositan en el fondo de la laguna donde se estabilizan anaeróbicamente. (**Figura 6.7**)

La generación de oxígeno por la actividad fotosintética está sujeta al ciclo diurno de insolación solar, presentándose altas concentraciones de oxígeno disuelto durante el día y bajas concentraciones durante la noche. (MAPAS Libro 49, 2007)



Fuente: MAPAS Libro 49, 2007

Figura 6.7 Laguna facultativa

Lagunas aireadas:

En el proceso de las lagunas aireadas se usa un depósito excavado en el terreno como reactor y el oxígeno es suministrado por aireadores de superficie o difusores. Se consideran que actúan como tanques de flujo continuo, completamente mezclados sin o con recirculación. En este tipo de procesos, la temperatura juega un papel muy importante. Cuando las temperaturas bajas son problema, se puede disminuir el efecto a través del incremento de la profundidad de la laguna. La diferencia básica de este proceso con el de lodos activados es el tiempo de retención, que varía de 12 a 72 horas en las lagunas. (**Figura 6.8**).

En los sistemas de las lagunas aireadas puede utilizarse una nitrificación tanto estacional como continua, este grado de nitrificación dependerá del diseño y de las condiciones de operación dentro del sistema y de la temperatura del agua residual. Entre más alta sea la temperatura del agua residual y menor la carga, mayor es el grado de nitrificación que puede obtenerse.



Figura 6.8 Laguna aireada

6.3.2.- HUMEDALES ARTIFICIALES.

En la búsqueda de soluciones económicas al problema de contaminación de las aguas que plantean las innumerables descargas de origen doméstico de las pequeñas comunidades del país, se ha reconocido como necesidad fundamental el desarrollar sistemas alternos de tratamiento adecuados a las condiciones nacionales, esto implica la necesidad de adaptar esta tecnología a los problemas propios de nuestras pequeñas comunidades en el reconocimiento pleno de sus limitaciones y potencialidades propias en los campos técnico, económico y humano. (Figura 6.9)

Los humedales son económicamente atractivos, con un diseño y operación adecuados, se obtienen altas eficiencias de tratamiento de agua residual, capaces aun de mejorar, o al menos mantener, la conservación de un área, particularmente en poblaciones aisladas. En países en desarrollo, tienen la ventaja adicional de representar una solución de baja tecnología para el tratamiento de agua residual producida por pequeñas poblaciones dispersas.

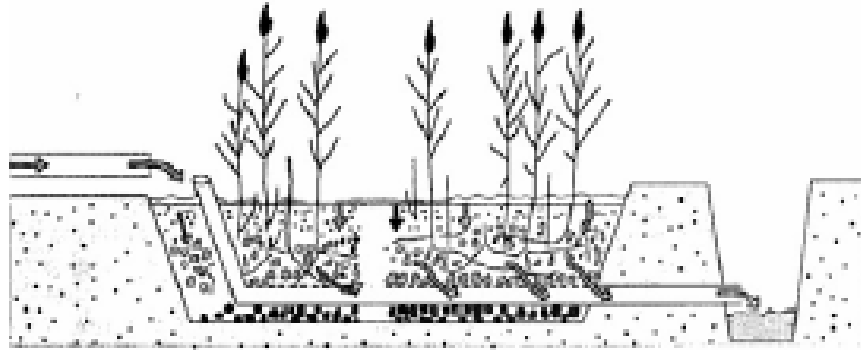
Los humedales se definen a partir de la palabra inglesa *wetland*, cuya traducción literal es *tierrahúmeda*. Por lo tanto, un lecho de hidrófilas se refiere a aquellas zonas naturales que se caracterizan por mantenerse húmedas o inundadas durante casi todo el año, y en donde se reproducen diferentes tipos de vegetación que mediante complejos procesos físico-químicos y biológicos mantienen el equilibrio ecológico, y cuya capacidad intrínseca para remover los contaminantes del agua los convierte en un importante sistema alternativo de tratamiento de aguas residuales.

Los humedales tienen capacidad de tratar agua residual doméstica desde uno hasta dos mil habitantes, por lo que se ha enfocado su uso a pequeñas poblaciones rurales, principalmente. Pueden construirse con un alto nivel de control que permite facilidades experimentales del tratamiento con una composición de substrato bien definida, tipo de vegetación y flujo modelo.

Además, puede elegirse la colocación del sistema, el tamaño y, lo más importante, el control hidráulico y el tiempo de retención.

Los humedales subterráneos o SF se diseñan para el tratamiento secundario o avanzado del agua residual. Consisten de canales con un suelo relativamente impermeable, empacados con arena o grava como medio de soporte para las

raíces de la vegetación emergente. El nivel del agua en el lecho se mantiene de 2 a 5 cm por abajo de la superficie, de manera que todo el flujo es diseñado para ser subterráneo. (MAPAS Libro 37, 2007)



Fuente: MAPAS Libro 37, 2007

Figura 6.9 Humedales artificiales

6.3.3.- REACTOR ANAEROBIO DE LECHO DE LODOS Y FLUJO ASCENDENTE (RALLFA).

El reactor anaerobio de lecho de lodos y flujo ascendente (RALLFA) describe un reactor de biopelícula fija sin medio de empaque o soporte, con una cámara de digestión que tiene flujo ascendente y a cierta altura se desarrolla un manto de lodos anaerobios que es altamente activa y en el cual se da la estabilización de la materia orgánica del afluente hasta CH₄ y CO₂. (**Figura 6.10**)

La operación de los reactores RALLFA se basa en la actividad autorregulada de diferentes grupos de bacterias que degradan la materia orgánica y se desarrollan en forma interactiva, formando un lodo biológicamente activo en el reactor. Dichos grupos bacterianos establecen entre sí relaciones simbióticas de alta eficiencia metabólica bajo la forma de gránulos cuya densidad les permite sedimentar en el digestor. La biomasa permanece en el reactor sin necesidad de soporte adicional.

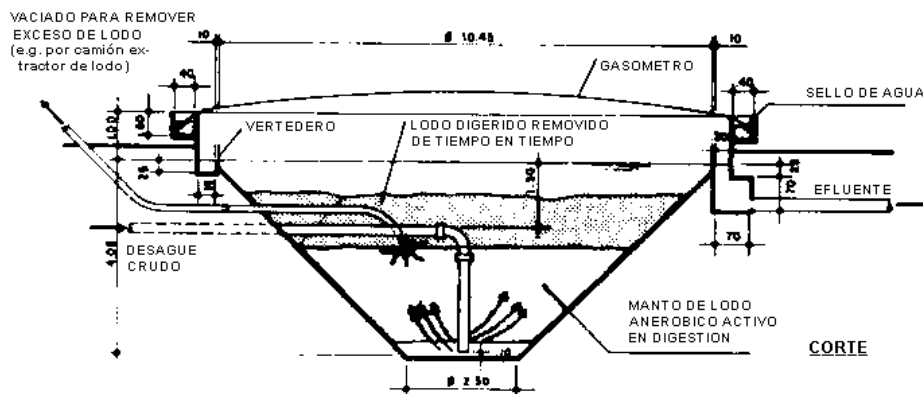


Figura 6.10 RALLFA

6.3.4.- SELECCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO.

Debido a la cantidad de habitantes de la población en estudio, la cual no es mayor a 2000 habitantes, se elige como la mejor opción el humedal artificial, se considera que puede traer más beneficios a los habitantes de la localidad a parte del tratamiento del agua, se puede aprovechar la vegetación utilizada para el tratamiento del agua obteniendo beneficios de carácter ambiental y económico.

A continuación se hace un análisis más a fondo de este tipo de tratamiento.

HUMEDALES ARTIFICIALES.

Los humedales artificiales tienen capacidad de tratar agua residual doméstica desde uno hasta dos mil habitantes, por lo que se ha enfocado su uso a pequeñas poblaciones rurales, principalmente. Pueden construirse con un alto nivel de control que permite facilidades experimentales del tratamiento con una composición de sustrato bien definida, tipo de vegetación y flujo modelo. Además, puede elegirse la colocación del sistema, el tamaño y, lo más importante, el control hidráulico y el tiempo de retención, (MAPAS Libro 37,2007)

Los lechos con flujo subterráneo o SF se diseñan para el tratamiento secundario o avanzado del agua residual. Consisten de canales con un suelo relativamente impermeable, empacados con arena o grava como medio de soporte para las raíces de la vegetación emergente. El nivel del agua en el lecho se mantiene de 2 a 5 cm por abajo de la superficie, de manera que todo el flujo es diseñado para ser subterráneo. (MAPAS Libro 37, 2007)

Elementos constitutivos

Los principales elementos que intervienen en el tratamiento mediante humedales artificiales de flujo subterráneo son el sustrato y las plantas, por lo que se requiere tener cuidado en su selección al diseñar un sistema.

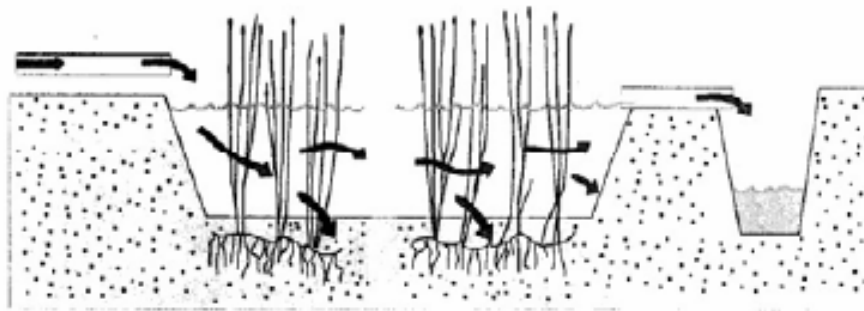
a) Sustrato

El sustrato provee el soporte y la superficie para que los microorganismos sean capaces de reducir anaeróbicamente (y/o anóxicamente si el nitrato está presente)

los contaminantes orgánicos en dióxido de carbono (CO_2), metano (CH_3) y nuevos microorganismos. También actúa como un simple filtro para la retención de sólidos suspendidos y como generador de sólidos microbianos, los cuales son a su vez degradados y estabilizados en un determinado período dentro del lecho, de tal manera que el nivel de sólidos suspendidos en el efluente es generalmente bajo (Wood, 1995). En la figura 6.11 se muestra el humedal artificial con flujo subterráneo.

b) Plantas

Las hidrófitas tienen varias propiedades intrínsecas que las hacen un componente indispensable en los humedales artificiales. Una de sus más importantes funciones en relación con el tratamiento del agua residual es el efecto físico obtenido por su presencia. Además, las hidrófitas estabilizan la superficie de los lechos, proveen buenas condiciones para la filtración física y superficie de contacto para el crecimiento bacteriano. (MAPAS Libro 37, 2007)



Fuente: MAPAS Libro 37, 2007

Figura 6.11 Humedal de artificial con flujo subterráneo

Funcionamiento

En los humedales artificiales se llevan a cabo procesos biológicos, físicos y químicos que conjuntamente remueven los contaminantes del agua residual; entre ellos, sólidos suspendidos, demanda bioquímica de oxígeno y nutrientes como nitrógeno y fósforo. Los factores que determinan la efectividad de dichos procesos en los humedales artificiales para la remoción de los contaminantes contenidos en el agua residual son las plantas seleccionadas, los microorganismos y el suelo. (MAPAS Libro 37, 2007).

Plantas

Las plantas hidrófitas remueven los contaminantes mediante: (1) asimilación directa dentro de sus tejidos y (2) proporcionan un medio ambiente adecuado para la actividad microbiana a través del transporte de oxígeno a la rizósfera, por lo que estimulan la degradación aeróbica de la materia orgánica y el crecimiento de bacterias nitrificantes. Además, estabilizan la conductividad hidráulica del suelo, en donde se depositan el fósforo y metales pesados. (MAPAS Libro 37, 2007).

Las plantas hidrófitas están morfológica y anatómicamente adaptadas a crecer en un substrato saturado de agua debido a espacios internos en los tejidos de la planta. Esta característica permite proveer oxígeno a las partes sumergidas de las plantas. Por otro lado, las raíces y los rizomas desprenden oxígeno dentro del substrato, creando microzonas oxigenadas. La presencia de estas zonas oxigenadas y anóxicas alrededor de las raíces, crean un medio ambiente favorable para los microorganismos aerobios y anaerobios facultativos en la rizósfera

Microorganismos

La degradación de la materia orgánica y la desnitrificación del nitrógeno en los lechos de hidrófitas se llevan a cabo mediante los microorganismos. La diseminación de oxígeno por las raíces de las hidrófitas crea zonas oxigenadas alrededor de ellas, por lo que la mayoría del contenido orgánico en el agua residual se descompone en estas zonas en dióxido de carbono y agua. Además, el amoníaco se oxida a nitrato por las bacterias nitrificantes presentes en estas zonas.

Suelo

El suelo en los lechos de hidrófitas de flujo subterráneo provee una superficie estable para la reproducción de bacterias, un substrato sólido para el crecimiento de plantas y funciones directas en la purificación de agua residual. Al penetrar las raíces en el substrato, lo suavizan incrementando su porosidad y cuando mueren permanecen canales interconectados horizontalmente, los cuales se llenan con el material orgánico producido. Estos macro poros estabilizan la conductividad hidráulica en la rizósfera lo suficiente para estabilizar el proceso en un periodo de dos a cinco años.

ANÁLISIS DE ÁMBITO Y VARIACIÓN POBLACIONAL

Los humedales artificiales se han estudiado en varios países como una solución viable y económica para el tratamiento de aguas residuales de asentamientos humanos sin acceso al sistema de drenaje y tratamiento municipal.

Entre las principales ventajas de este sistema se encuentra que es ambientalmente aceptable, debido a que se basa en el tipo de suelo y procesos biológicos naturales; es simple de construir, utiliza menos energía y equipo mecánico que los sistemas convencionales y requiere poco mantenimiento, por lo tanto es fácil de operar. Estos factores lo hacen particularmente adecuado para su uso en países poco desarrollados en donde el costo de la tierra puede ser relativamente bajo. En general, su uso se recomienda en pequeñas comunidades con clima templado o tropical

Por lo anterior, debido a las características climatológicas de nuestro país, este tipo de sistemas tienden a evolucionar en forma más eficiente. Los criterios de diseño involucrados en la construcción de humedales artificiales se mencionen en la **tabla 6.6**, así como la calidad del efluente esperada. (MAPAS Libro 37, 2007)

Tabla 6.6 Criterios de diseño y remoción esperada de contaminantes en sistemas de flujo subterráneo

Criterio	Rango/clase	Rango/clase usual	Parámetro	% de remoción
Profundidad del metro	30 - 76 cm	30 - 65 cm	DBO	70 - 96
Substrato (arena, grava o rocas)	<40 cm	20 - 30 mm	Sólidos suspendidos	60 - 90
Tipo de planta	emergente	juncos y carrizo	Nitrógeno	40 - 90
Tiempo de residencia	6 - 14 días	6 - 7 días	Fósforo	40 - 80
Carga hidráulica	< 200 L/m ² /d	150 L/m ² /d	Coliformes	60 - 95
Área	0.01 - 250 acres			

Fuente: MAPAS Libro 37, 2007.

Por otro lado, los humedales artificiales tienen una aplicación importante en comunidades desde uno hasta dos mil habitantes y en donde existan descargas rurales con baja concentración de materia orgánica, disponibilidad de área y mano de obra barata; además de que los subproductos puedan ser reutilizados. (MAPAS Libro 37, 2007)

6.4.- DESINFECCIÓN

Por desinfección se entiende la destrucción selectiva de los organismos causantes de enfermedades. Las tres clases de microorganismos entéricos causantes de enfermedades en los humanos son las bacterias, los virus y los quistes amebianos. Las enfermedades bacterianas más comunes transmitidas por el agua son la tifoidea, cólera, paratifoidea y disentería bacilar. Las enfermedades causadas por virus y transmitidas por el agua son la poliomielitis y la hepatitis infecciosa. (Ruiz, 2015)

Para la desinfección se utilizan métodos clasificados en:

- Agentes químicos
- Agentes físicos
- Medios mecánicos
- Radiación

En la **tabla 6.7** se muestra la clasificación de los métodos utilizados para la desinfección.

Tabla 6.7 Clasificación de los métodos utilizados para la desinfección

Medios físicos	Medios químicos	Medios mecánicos	Radiación
1. luz	1. cloro y sus compuestos	1. tamices	1. electromagnética
2. calor	2. bromo	2. desarenadores	2. acústica
3. filtración	3. yodo	3. sedimentación	3. partículas
	4. ozono	4. precipitación	
	5. fenol y compuestos	5. filtro percolador	
	6. alcoholes	6. lodos activados	
	7. metales pesados	7. cloración	
	8. clorantes		
	9. jabones y detergentes		
	10. compuesto amoniacal cuaternario		
	11. ácidos y álcalis		
	12. agua oxigenada		

Fuente: Ruiz, 2015.

Los cuatro mecanismos para la acción de los desinfectantes son:

- Daño a la pared celular
- Alteración de la permeabilidad de las células
- Alteración de la naturaleza coloidal del protoplasma
- Inhibición de la actividad enzimática

Para que un desinfectante cumpla con sus objetivos debe de poseer las siguientes características:

- Capacidad para destruir, dentro de un periodo de tiempo razonable, un ámbito esperado de temperatura, fluctuaciones de composición, concentración y condiciones de las aguas residuales, todos los organismos patógenos presentes en dichas aguas.
- No debe ser tóxico al hombre ni animales
- Costo razonable, seguridad y facilidad en su manejo, transporte, almacenamiento y aplicación.
- Proporcionar una protección residual contra la posible re contaminación del agua ante su uso.

6.5.- CALCULO DE POBLACIÓN PROYECTO

Los datos básicos son esenciales para el diseño de los elementos del tren de tratamiento de la PTAR propuesta, ya que dan los parámetros de necesidad que debe satisfacer el proyecto.

La población proyecto nos da la información para proponer el tipo de tratamiento adecuado para la población, para no sobredimensionar o utilizar elementos que sobrepasan las necesidades de tratamiento y así evitar gastos de construcción innecesarios.

A la par de la población proyecto se obtienen los datos de vida útil, proyecto de diseño y gasto de diseño, del cual se derivan todos los gastos característicos de la descarga de la población.

6.5.1.- VIDA ÚTIL Y PERIODO DE DISEÑO

Vida útil:

La vida útil de las obras depende de los siguientes factores:

- Calidad de la construcción y de los materiales utilizados.
- Calidad de los equipos.
- Diseño del sistema.
- Calidad del agua.
- Operación y mantenimiento.

En la selección de la vida útil, es conveniente considerar que generalmente la obra civil tiene una duración superior a la obra electromecánica y de control. Asimismo, las tuberías tienen una vida útil mayor que los equipos, pero no tienen la flexibilidad de éstos, puesto que se encuentran enterradas. Tampoco hay que olvidar que la operación y mantenimiento es preponderante en la duración de los

elementos, por lo que la vida útil dependerá de la adecuada aplicación de los programas preventivos correspondientes. (MAPAS Libro 5, 2007)

En la **tabla 6.8** se indican valores recomendados para la vida útil de elementos de un sistema de agua potable y alcantarillado.

Tabla 6.8 Vida útil de elementos de un sistema de agua potable y alcantarillado.

Elemento	Vida útil
Pozo:	
a) Obra civil	de 10 a 30
b) Equipo electromecánico	de 8 a 20
Línea de conducción	de 20 a 40
Planta potabilizadora:	
a) Obra civil	40
b) Equipo electromecánico	de 15 a 20
Estación de bombeo:	
a) Obra civil	40
b) Equipo electromecánico	de 8 a 20
Tanque:	
a) Obra civil	20
b) Equipo electromecánico	40
Red de distribución primaria	de 20 a 40
Red de distribución secundaria	de 15 a 30
Red de atarjeas	de 15 a 30
Colector y emisor	de 20 a 40
Planta de tratamiento:	
a) Obra civil	40
b) Equipo electromecánico	de 15 a 20

Fuente: MAPAS Libro 5, 2007.

En base a la información proporcionada por el Manual de agua potable y alcantarillado (MAPAS) el valor de vida útil que se le asignara a la planta de tratamiento de este proyecto es de **40 años** ya que no se usaran elementos electromecánicos en este tren de tratamiento.

Periodo de diseño:

Los períodos de diseño de las obras y acciones necesarias, para la planificación del desarrollo de los sistemas de agua potable y alcantarillado, se determinan, por un lado, tomando en cuenta que éste es siempre menor que la vida útil de los elementos del sistema; y por otro, considerando que se tendrá que establecer un plan de mantenimiento o sustitución de algún elemento, antes que pensar en la ampliación, mejoramiento o sustitución de todo el sistema.

Los elementos de un sistema de agua potable y alcantarillado se proyectan con una capacidad prevista hasta el período de diseño. Rebasado el período de diseño, la obra continuará funcionando con una eficiencia cada vez menor, hasta agotar su vida útil. (MAPAS Libro 5, 2007)

En la **tabla 6.9** se indican valores recomendados por el manual de agua potable y alcantarillado (MAPAS) para periodo de diseño de elementos de un sistema de agua potable y alcantarillado.

Tabla 6.9 Periodo de diseño para elementos de sistemas de agua potable y alcantarillado.

Elemento	Periodo de diseño
Fuente:	
Pozo	5
Embalse (presa)	hasta 50
Línea de conducción	de 5 a 20
Planta potabilizadora	de 5 a 10
Estación de bombeo	de 5 a 10
Tanque	de 5 a 20
Distribución primaria	de 5 a 20
Distribución secundaria	a saturación
Red de atarjeas	a saturación
Colector y emisor	de 5 a 20
Planta de tratamiento	de 5 a 10

Fuente: MAPAS Libro 5, 2007.

En base a los valores recomendados por el MAPAS se propondrá un valor de **20 años** de periodo de diseño para la planta de tratamiento de aguas residuales de este proyecto.

6.5.2.- POBLACIÓN 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 agua potable y alcantarillado.

La dinámica de la población 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. Para entender los cambios en esas tasas, la variación histórica en México desde el año 1960, y proyectada hasta el año 2050, de la fecundidad expresada en hijos por mujer. Mientras en los años 60 las mujeres mexicanas tenían un promedio de más de 7 hijos por mujer, a partir del año 2010 tendrán menos de 2. A su vez la evolución de la esperanza de vida en México, que está en franco aumento. En resultado, la tasa de crecimiento de la población en el país va disminuyendo.

Por lo anterior, la proyección de la población debe de realizarse con un estudio que considere esos factores, con base en los datos disponibles o factibles de obtener para la localidad en cuestión; tomando en cuenta la Norma Técnica. NT-011-CNA-2001, métodos de proyección de población; que establece la metodología para la determinación de la población proyecto.

$$P_{i+n} = P_i(1 + Tc)^n$$

Donde:

P_i = Población conocida al inicio del periodo (año i) (hab)

P_{i+n} = Población *n* años después (hab)

T_c = Tasa de crecimiento (adimensional)

La tasa de crecimiento por lo general es variable en el tiempo, ya que en cuestiones de población es altamente improbable que se mantenga constante esa tasa. La determinación de la tasa de crecimiento depende de los datos disponibles. Si se tienen datos históricos del crecimiento de la población, la tasa T_c en porcentaje se determina de la siguiente ecuación:

$$Tc\% = \left[\left(\frac{P_{i+n}}{P_i} \right)^{\frac{1}{n}} - 1 \right] 100$$

De acuerdo a los valores de población analizado en el apartado 3.3.3 de este proyecto se utilizaran los valores del conteo de 2005 y el censo de 2010 ya que se observa una tasa de crecimiento ascendente para calcular la población actual y de ahí partir al cálculo de la población proyecto a 20 años, desglosándolo en porcentajes en cuanto a niveles socioeconómicos cada 5 años, en la tabla 6.10 se observa éste cálculo.

Tabla 6.10 Cálculo de población proyecto

año	población inicial	población proyecto	tasa de crecimiento
2005	901	901	0.51%
2010		924	0.51%
2015	actual	948	0.51%
2020		972	0.51%
2025		997	0.51%
2030		1022	0.51%
2035		1048	0.51%

En la tabla 6.11 se observa el desglose de la población proyecto a 20 años en niveles socioeconómicos obtenidos de la información de la figura 3.8.

Tabla 6.11 Desglose de población proyecto en niveles socioeconómicos

Servicio Doméstico	Años				
	2015	2020	2025	2030	2035
Población total	948	972	997	1,022	1,048
Población residencial 5.4%	51	52	54	55	57
Población media 77.94%	739	757	777	797	817
Población popular 16.66%	158	162	166	170	175

6.5.3.- GASTOS DE DISEÑO

Los gastos que se consideran en los proyectos de plantas de tratamiento son: medio, mínimo, máximo instantáneo y máximo extraordinario. Los tres últimos se determinan a partir del primero así como los considerados para proyectos de agua potable de donde se derivan las aguas residuales que son el medio diario, el máximo diario y el máximo horario. Para el cálculo de cada gasto de diseño es necesario conocer la dotación por habitante así como la aportación de aguas residuales.

6.5.3.1.- DOTACIÓN

Consumo:

Para la determinación de los consumos de agua potable en localidades de la República Mexicana, se pueden presentar en forma general dos casos: la localidad en estudio no dispone de estadísticas de consumos de agua, y se tienen estadísticas de consumos de agua potable. (MAPAS, Libro 5, 2007)

En este caso no se cuentan con estadísticas de consumo de agua por lo que se procederá a obtener los datos necesarios en base a uno de los 2 siguientes criterios:

- El primero, consiste en realizar una medición de volúmenes consumidos por muestras de usuarios, seleccionados aleatoriamente en la localidad, que incluyan zonas habitacionales de cada una de las clases socioeconómicas, comerciales, industriales y de servicio público. El valor numérico de la muestra es de 30 usuarios mínimo por clase socioeconómica, para el servicio doméstico (ref. 3), y en el caso de los servicios restantes, se establecerá una muestra de industrias, comercios o lugares públicos, representativos de la actividad económica de la ciudad en estudio. La aplicación de este criterio implica disponibilidad de recursos humanos, de tiempo y económicos. (MAPAS, Libro 5, 2007)
- El segundo determina los consumos con base a tablas que son valores obtenidos de mediciones estadísticas, registradas en la bibliografía técnica. El consumo doméstico se calcula multiplicando los datos de consumo per cápita por el número de habitantes de cada clase socioeconómica. El clima de la localidad en estudio se define en función de la temperatura media anual. El consumo comercial se determina aplicando los consumos típicos. El agua para el consumo industrial está en función del número y tipo de industrias que existan en la localidad. También se presentan los consumos mínimos de hoteles y algunos tipos de industrias. Así como el consumo para usos públicos. (MAPAS, Libro 5, 2007)

De estos dos puntos se elige el segundo al no contar con los medios económicos para hacer el levantamiento de datos en campo, por lo que a continuación se presentan los valores de las tablas mencionadas que se tomaran para este caso de estudio.

Para iniciar los cálculos, se necesita conocer el clima y la temperatura media del sitio de estudio, en la tabla 6.12 se muestra la clasificación del tipo de clima en función de la temperatura media anual que en el caso de nuestra población en estudio es de **19.2°** por lo que le corresponde el clima semicálido.

Tabla 6.12 Clasificación de climas por su temperatura

TEMPERATURA MEDIA ANUAL (°C)	TIPO DE CLIMA
Mayor de 22	CÁLIDO
De 18 a 22	SEMICÁLIDO
De 12 a 17.9	TEMPLADO
De 5 a 11.9	SEMIFRIO
Menor de 5	FRIO

Fuente: MAPAS Libro 5, 2007.

De aquí entonces se pasa a la tabla 6.13 donde en función del tipo de clima se obtienen los consumos domésticos per cápita para las 3 clases económicas conocidas.

Tabla 6.13 Consumos domésticos per cápita

CLIMA	CONSUMO POR CLASE SOCIOECONÓMICA (l/hab/día)		
	RESIDENCIAL	MEDIA	POPULAR
CÁLIDO	400	230	185
SEMICÁLIDO	300	205	130
TEMPLADO	250	195	100

Fuente: MAPAS Libro 5, 2007.

Con los valores del consumo doméstico per cápita se obtiene la demanda total para la población en estudio, desglosado en la siguiente tabla 6.14.

Tabla 6.14 demanda de agua potable para la población Tinaja de pastores

Servicio Doméstico	Años				
	2015	2020	2025	2030	2035
Población total	948	972	997	1,022	1,048
Población residencial 5.4%	51	52	54	55	57
Población media 77.94%	739	757	777	797	817
Población popular 16.66%	158	162	166	170	175
Perdidas %	5	5	5	5	5
Demanda de agua doméstica (m³/día)					
Demanda residencial	16	17	17	17	18
Demanda media	159	163	168	172	176
Demanda popular	22	22	23	23	24
Demanda doméstico total (m3día)	197	202	207	213	218
Pérdidas (m3/día)	10	10	10	11	11
Demanda total de agua (m³/día)					
Demanda total (m3/día)	197	202	207	213	218

El valor de la demanda total para el año 2035 para el que se proyecta el diseño de nuestra planta de tratamiento da de 218 m³/día.

Al dividir el valor de la demanda entre el número de habitantes de la población se obtiene el valor de la dotación por habitante, se desglosan los resultados en la tabla 6.15.

Tabla 6.15 Dotación de la población

Servicio	Años				
	2015	2020	2025	2030	2035
Población	948	972	997	1,022	1,048
Demanda doméstica (m3/día)	197	202	207	213	218
Suma de las demandas (m3/día)	197	202	207	213	218
Dotación de agua (l/hab/día)	208	208	208	208	208

Por lo que la dotación para nuestro caso de estudio será de 208 l/hab/día.

6.5.3.2.- APORTACIONES DE AGUAS RESIDUALES

Es el volumen diario de agua residual entregado a la red de alcantarillado. La mayoría de los autores e investigadores están de acuerdo en que la aportación es un porcentaje del valor de la dotación, ya que existe un volumen de líquido que no tributa a la red de alcantarillado, como el utilizado para el consumo humano, riego de jardines, lavado de coches, etc.

Considerando lo anterior, se adopta como aportación de aguas negras **el 75% de la dotación de agua potable (en l/hab/día)**, considerando que el 25% restante se consume antes de llegar a las atarjeas. La CNA, está llevando a cabo mediciones de aportaciones en algunas ciudades del país, una vez concluido este estudio, se darán a conocer los resultados.

Entonces la aportación de aguas residuales de nuestro caso de estudio será:

$$A_{ag} = D * 0.75$$

$$A_{ag} = 208 * 0.75$$

$$A_{ag} = 156 \text{ l/hab/día}$$

6.5.3.3.-COEFICIENTES DE VARIACIÓN

Los coeficientes de variación diaria y horaria a utilizar se muestran en la tabla 6.16.

Tabla 6.16 COEFICIENTES DE VARIACIÓN DIARIA Y HORARIA

CONCEPTO	VALOR
Coefficiente de variación diaria (CVd)	1.40
Coefficiente de variación horaria (CVh)	1.55

6.5.3.4.-GASTO MEDIO DIARIO

El gasto medio es la cantidad de agua requerida para satisfacer las necesidades de una población en un día de consumo promedio.

El gasto medio diario es:

$$Q_{med} = \frac{D * P}{86400}$$

Donde:

Q_{med} = Gasto medio diario, en l/s.

D = Dotación, en l/hab/día = 208 l/hab/día

P = Número de habitantes = 1048 habitantes

86,400 = segundos/día

6.5.3.5.-GASTO MÁXIMO DIARIO

El gasto máximo diario es el requerido para satisfacer las necesidades de la población en un día de máximo consumo en un año tipo.

El gasto máximo diario:

$$Q_{Md} = CVd * Q_{med}$$

donde:

Q_{Md}= Gasto máximo diario, en l/s.

CV_d= Coeficiente de variación diaria= 1.40

Q_{med}= Gasto medio diario, en l/s = 2.52 l/s

6.5.3.6.-GASTO MÁXIMO HORARIO

El gasto máximo horario es el requerido para satisfacer las necesidades de la población en una hora de máximo consumo en un año tipo.

El gasto máximo horario:

$$Q_{Mh} = CVh * Q_{Md}$$

donde:

QMh= Gasto máximo horario, en l/s.

CVh= Coeficiente de variación horaria= 1.55

QMd= Gasto medio diario, en l/s = 3.53 l/s

6.5.3.7.-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:

$$Q_{MED} = \frac{A_p * P}{86400}$$

donde:

Q_{MED} = Gasto medio de aguas negras en l/s.

A_p = Aportación de aguas negras en l/hab/día = 156 l/hab/día

P = Población, en número de habitantes = 1048 habitantes

86,400 = segundos / día.

6.5.3.8.-GASTO MÍNIMO

El gasto mínimo, Q_{min} 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_{med} .

$$Q_{min} = 0.5 Q_{MED}$$

Donde:

Q_{med} = 1.89 l/s

En la tabla 6.17 se muestran valores del gasto mínimo que también pueden ser usados en el diseño de atarjeas. Se observa que el límite inferior es de 1.5 l/s, lo que significa que en los tramos iniciales de las redes de alcantarillado, cuando

resulten valores de gasto mínimo menores a 1.5 l/s, se debe usar este valor en el diseño.

Tabla 6.17 Gasto mínimo de aguas residuales

Diámetro (cm)	No. de excusados	Excusado de 16 litros		Excusado de 8 litros	
		Aportación por descarga (l/s)	Gasto mínimo Aguas Negras (l/s)	Aportación por descarga (l/s)	Gasto mínimo Aguas Negras (l/s)
20	1	1.5	1.5	1.0	1.0
25	1	1.5	1.5	1.0	1.0
30	2	1.5	3.0	1.0	2.0
38	2	1.5	3.0	1.0	2.0
46	3	1.5	4.5	1.0	3.0
61	5	1.5	7.5	1.0	5.0
76	8	1.5	12.0	1.0	8.0
91	12	1.5	18.0	1.0	12.0

Es conveniente mencionar, que 1.5 l/s es el gasto que genera la descarga de un excusado con tanque de 16 litros (excusado tradicional). Sin embargo, actualmente existe una tendencia a la implantación de muebles de bajo consumo, que utilizan solamente 6 litros y que arrojan un gasto promedio de 1.0 l/s, por lo que se podrá utilizar este último valor en algunos tramos iniciales de la red, siempre y cuando se asegure que en dichos tramos existen este tipo de aparatos.

6.5.3.9.-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):

$$M = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{\frac{P}{1000}}}$$

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

Lo anterior resulta de considerar al alcantarillado como un reflejo de la red de distribución de agua potable, ya que el coeficiente “M” se equipara con el coeficiente de variación del gasto máximo horario necesario en un sistema de agua potable, cuyo límite inferior es de $1.40 \times 1.55 = 2.17$.

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

$$Q_{Max\ inst} = Q_{MED} * M$$

Donde:

$Q_{Max\ inst}$ = Gasto máximo instantáneo, en l/s.

M = Coeficiente de Harmon o de variación máxima instantánea = 1.38

6.5.4.10.-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.

En los casos en que se diseñe un sistema nuevo apegado a un plan de desarrollo urbano que impida un crecimiento desordenado y se prevea que no existan aportaciones pluviales de los predios vecinos, ya que estas serán manejadas por un sistema de drenaje pluvial por separado, el coeficiente de seguridad será 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. La expresión para el cálculo del gasto máximo extraordinario resulta:

Donde:

$$Q_{Max\ inst} = CS * Q_{Max\ inst}$$

$Q_{Max\ ext}$ = Gasto máximo extraordinario, en l/s.

CS = Coeficiente de seguridad = 1

6.5.4.11.-GASTOS DE PROYECTO

En la tabla 6.18 se tabulan los gastos obtenidos con los valores de diseño del proyecto.

Tabla 6.18 Gastos de proyecto.

Servicio	Años				
	2015	2020	2025	2030	2035
Población	948	972	997	1,022	1,048
Coef. Harmon	3.81	3.81	3.80	3.79	3.79
Dotación (l/hab/d)	208	208	208	208	208
Aportacion (l/hab/d)	156	156	156	156	156
Gasto medio diario (l/s)	2.28	2.34	2.40	2.46	2.52
Gasto máximo diario (l/s) (CVd=1.4)	3.19	3.28	3.36	3.44	3.53
Gasto máximo horario (l/s) (CVh=1.55)	4.95	5.08	5.21	5.34	5.48
Gasto medio (l/s)	1.71	1.75	1.80	1.85	1.89
Gasto mínimo (l/s)	0.86	0.88	0.90	0.92	0.95
Gasto Máximo Instantáneo (l/s)	6.53	6.68	6.84	7.00	7.17
Gasto Máximo Extraordinario (l/s) (CS=1.5)	9.79	10.02	10.26	10.50	10.75

6.6.- DISEÑO DE LOS ELEMENTOS QUE CONFORMAN EL TREN DE TRATAMIENTO.

Cada sistema de tratamiento de aguas residuales debe adaptarse a las necesidades de la locación donde se propone, teniendo en cuenta las aportaciones, dotaciones, tipo de suelo, clima, relieve, condiciones económicas de las poblaciones cercanas, etc., obteniendo un traje a la medida de las necesidades.

De acuerdo a las necesidades de la población de Tinaja de pastores se propone el siguiente arreglo para el sistema de tratamiento (figura 6.12)

En este caso la elección del tren de tratamiento se dio de acuerdo a las necesidades de la población y al posterior aprovechamiento del humedal para su autosustentabilidad, en la tabla 6.19 se exponen las diferentes combinaciones de trenes de tratamiento, pudiendo observar que el elegido (Fosa séptica con Lecho de Hidrófitas o Humedal) tiene niveles de remoción muy altos, dando un agua tratada de buena calidad para los fines propuestos.

Tabla 6.19 Eficiencia de remoción de trenes de tratamiento.

Tren de tratamiento	Eficiencia de Remoción (%)			Reúso
	DBO	SS	CF	
TS-PA	30	60	-	
TS-LF	79.8727	-	99.2705	Descarga a cuerpos receptores
TS-LF-LM	92.1841	-	99.9900	Agricultura
TS-LF-FIA	99.8091	-	99.9862	Agricultura y acuacultura
TS-LH	95.5491	62.27	96.4000	Descarga a cuerpos receptores
LA-LF-LM	92.8409	-	99.9900	Agricultura y acuacultura
TS-FIA	99.1	90	99.1000	Agricultura o descarga
1.A-1.F	81.3606	-	99.2665	Agricultura

Fuente: MAPAS Libro 37, 2007

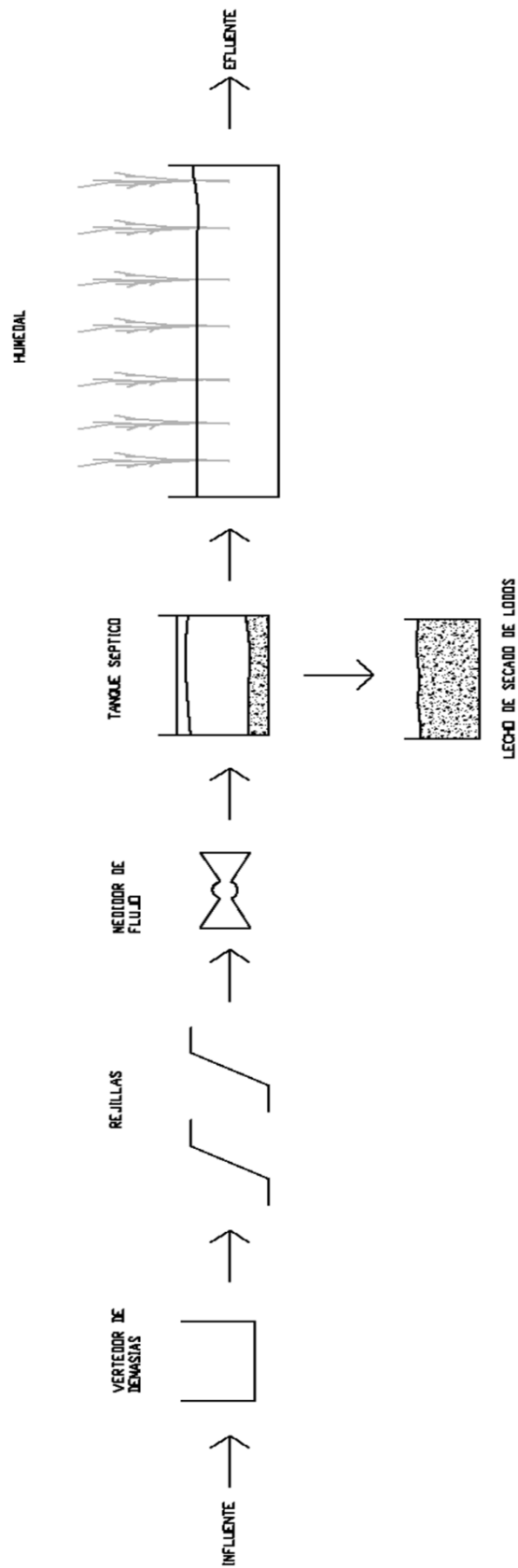


Figura 6.12. Arreglo de PTAR de la población Tinaja de Pastores

Para este arreglo se obtuvieron los siguientes resultados en el cálculo de sus dimensiones.

6.6.1.- PRETRATAMIENTO.

El pretratamiento consiste en procedimientos para la eliminación de elementos sólidos, arenas o grasas que de no ser eliminadas podrían dañar los elementos mecánicos así como tapar las tuberías de los siguientes elementos de tratamiento, su eliminación se hace por medios físicos.

Caja de desvío y vertedor de demasías.

Anterior al pretratamiento se dispone de un vertedor de demasías necesario para desviar el flujo de agua residual en los momentos que la planta se encuentre en mantenimiento o en el momento que se tenga un gasto máximo y evitar así los derrames.

Se diseñará con el gasto máximo extraordinario ($Q_{max\ ext}$) para tener en cuenta el máximo flujo que puede darse en un momento del día. Para este proyecto se puede verificar en la tabla 6.18 que este valor es de 10.75 l/s y se tendrá un tiempo de retención hidráulico (TRH) de 3 minutos, se utilizará la siguiente fórmula:

$$Vol = Q_{max\ ext} * TRH$$

Sustituyendo:

$$Vol = \frac{10.75\ l/s}{1000\ l} * 3(60)$$

Obteniéndose:

$$Vol = 1.935\ m^3$$

Se propone una profundidad de 1 metro para así obtener el área necesaria para el vertedor de demasías teniendo así:

$$A = \frac{1.935\ m^3}{1.00\ m}$$

$$A = 1.935\ m^2$$

Por último al sacar la raíz cuadrada del área obtenida se obtiene el valor por lado del vertedor de demasías, proponiéndose una sección cuadrada:

$$lc = \sqrt{1.935 \text{ m}^2}$$

$$lc = 1.39 \text{ m} \approx 1.40 \text{ m}$$

Redondeando el valor a **1.40 metros** por lado teniendo un área real de 1.96 m^2 , la disposición final del vertedor de demasías se muestra en la figura 6.13.

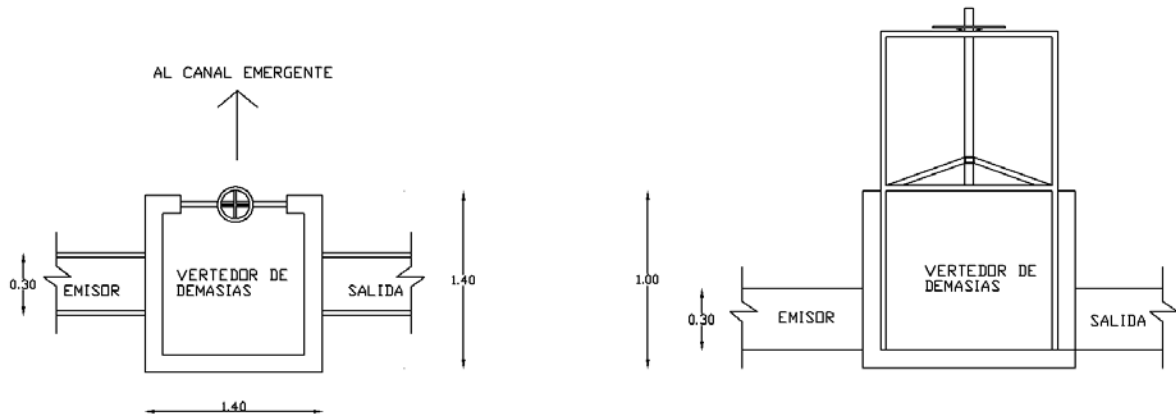


Figura 6.13. Vertedor de demasías.

Rejillas.

Para las rejillas se propuso un depósito con un ancho de 80 cm, medida que da mejor manejo de la tubería que lo alimentará del flujo del agua a tratar que contará con un diámetro de 30 cm, en cuanto al largo del depósito se obtiene sumando el ancho de las charolas que se proponen para disponer la basura cuando se hagan las limpiezas manuales de las rejillas, las cuales tendrán un ancho de 20 cm.

Se tendrá un medidor de flujo dentro del depósito para hacer aforos periódicos, el cual se propone con 50 cm por lado para dar espacio de movilidad al agua a tratar y evitar velocidades altas a la salida de la misma, por último se calcula el ancho de las rejillas el cual se muestra en el cálculo de sus dimensiones, el cual se muestra a continuación:

1) Rejillas medianas.

En este caso el grosor de las varillas se propone 0.8 cm con una separación entre varillas de 2.5 cm, cumpliendo las recomendaciones de la **tabla 6.2** de este capítulo, al ser de 80 cm el ancho del depósito, se obtienen los resultados siguientes utilizando la siguiente ecuación:

$$N = \frac{bca - e}{E - e}$$

Donde:

N= número de varillas

bca= ancho del depósito

e= grosor de varillas

E= separación entre varillas

Sustituyendo los valores se obtiene:

$$N = \frac{80 - 0.80}{2.5 - 0.80}$$

$$N = 24 \text{ varillas}$$

Una revisión necesaria para las rejillas, es la del área de paso del agua a tratar, ya que si se disminuye mucho puede causar problemas en las velocidades del flujo, la cual no debe ser menor al 70 % de la total, en este caso se cumple ya que el área total es de 0.64 m² y el área ocupada por las varillas es de 0.15 m², quedando libres para el paso del agua 0.49 m² que representa el 76 % cumpliendo este requisito.

2) Rejillas finas.

En este caso el grosor de las varillas se propone 0.8 cm con una separación entre varillas de 1.80 cm, cumpliendo las recomendaciones de la **tabla 6.2** de este mismo capítulo, al ser de 80 cm el ancho del depósito, se obtienen los resultados siguientes utilizando la siguiente ecuación:

$$N = \frac{bca - e}{E - e}$$

Donde:

N= número de varillas

bca= ancho del depósito

e= grosor de varillas

E= separación entre varillas

Sustituyendo los valores se obtiene:

$$N = \frac{80 - 0.80}{1.80 - 0.80}$$

$$N = 30.46 \text{ varillas} \approx 30 \text{ varillas}$$

De igual forma se hace la revisión del área de paso del agua a tratar, la cual no debe ser menor al 70 % de la total, en este caso se cumple ya que el área total es de 0.64 m² y el área ocupada por las varillas es de 0.192 m², quedando libres para el paso del agua 0.448 m² que representa el 70 % cumpliendo este requisito.

Por último para conocer la longitud ocupada por las rejillas en el depósito (l_R) se toma el valor ya conocido del ángulo de inclinación de éstas el cual es de 45°, entonces se tiene que:

$$\text{tg}45^\circ = \frac{0.80}{l_R}$$

$$\text{tg}45^\circ = 0.80 \text{ m}$$

Con esto el área real del depósito será de 2.40 m².

En la figura 6.14 se muestra el perfil de las rejillas indicando la dimensión l_R calculada.

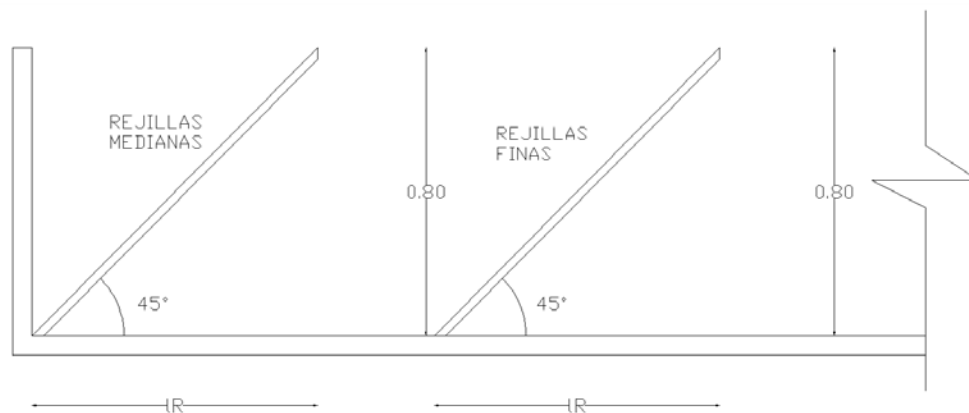


Figura 6.14 Perfil de rejillas

En la figura 6.15 a) se presenta en planta el depósito con las rejillas y el vertedor, y la figura 6.15 b) muestra el corte trasversal.

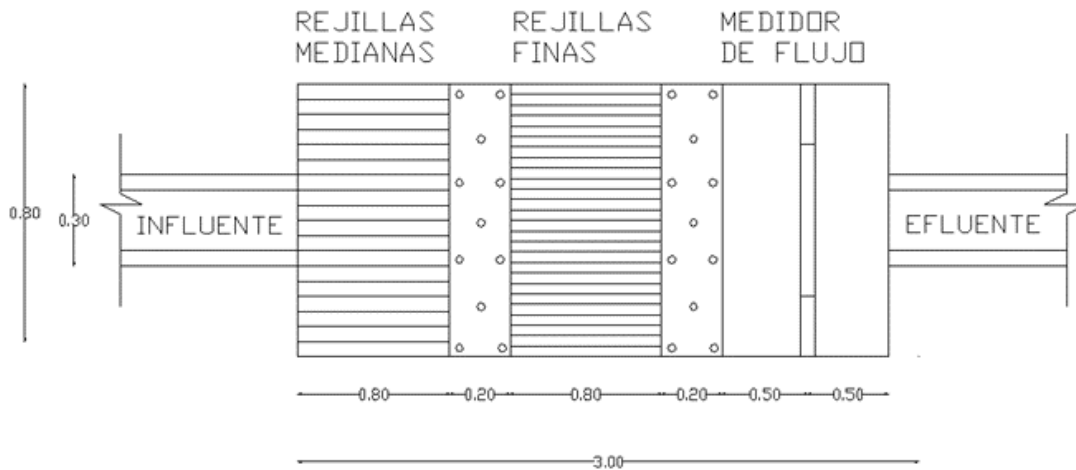


Figura 6.15 a) Vista en planta del depósito con rejillas.

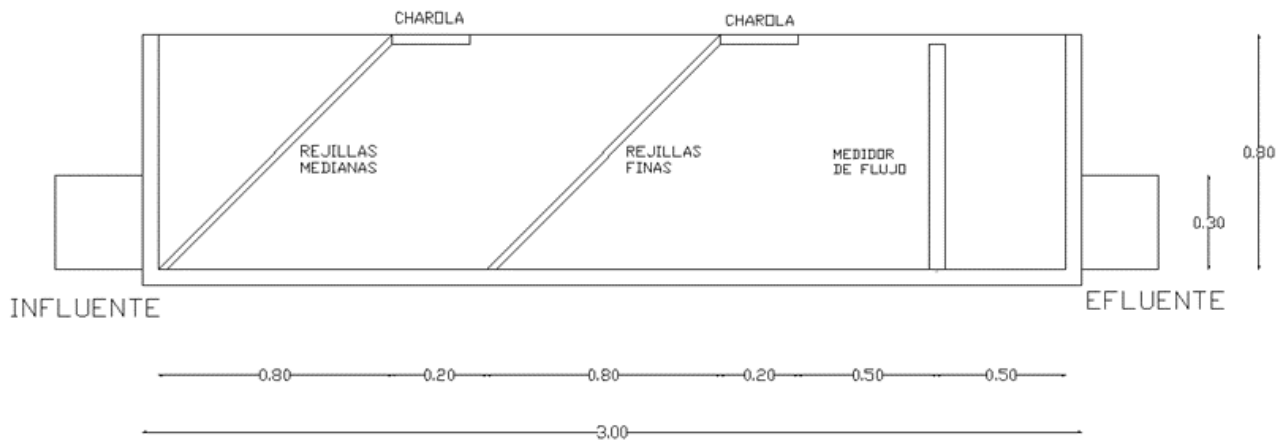


Figura 6.15 b) Corte transversal del depósito con rejillas.

Vertedor triangular.

En el diseño se optó por un vertedor triangular ya que este tipo de vertedores funciona muy bien para gastos pequeños dejando de lado el vertedor tipo sutro.

La fórmula a aplicar en estos vertedores, con ángulo θ de 90° que es este caso, es la siguiente:

$$Q = 1.34 H^{2.47}$$

De las variables conocemos el gasto, gasto máximo instantáneo para cálculo de vertedor, con valor de 7.17 l/s, por lo que se despeja la altura (H) para obtener el valor para la sección:

$$H = \frac{2.47 \sqrt{Q}}{\sqrt{1.34}}$$

$$H = 0.12 \text{ m}$$

Y se propone un bordo libre de 6 cm dando el valor de e igual a 18 cm, para calcular el ancho del vertedero se utiliza la siguiente fórmula:

$$x = y \tan(\theta/2)$$

$$x = 18 \tan(90/2)$$

$$x = 17.82 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm}$$

La altura de la pared del vertedor se propone en una relación de 3H por lo que su valor será de 36 cm, obteniendo una altura final de 54 cm, siendo una altura aceptable para los 80 cm del depósito donde será colocado. En la figura 6.16 se muestran las medidas en metros del vertedor.

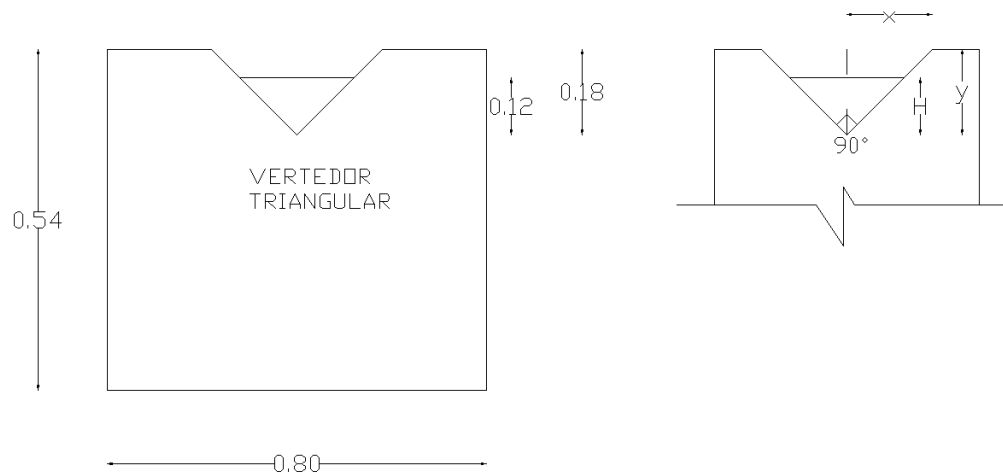


Figura 6.16 Vertedor triangular

6.6.2.- TRATAMIENTO PRIMARIO.

El tratamiento primario consiste en el retiro de sólidos suspendidos, grasas y aceites del agua residual por medios físico-químicos, en este caso se eligió la propuesta y diseño de un tanque séptico.

Fosa séptica.

El fosa séptica consta de 2 cámaras la primera más grande que la segunda, cumple la función de depósito para los lodos que quedan en el fondo por gravedad, produciéndose un proceso anaerobio en ellos hasta que las partículas se estabilizan para posteriormente purgarlos al lecho de secado para su uso posterior como fertilizante, en la parte superior del flujo se depositarán las grasas y aceites que serán retiradas de manera mecánica. La segunda cámara recibirá el agua residual más clarificada al tener una cantidad mucho menor de lodos y grasas, utilizándose tubos de entrada y salida en T para evitar la salida de las grasas y aceites, mejorando su eficiencia de tratamiento.

Los datos requeridos para el cálculo de la fosa séptica se presentan en la tabla 6.20.

Cabe aclarar que los valores del DBO_{inf}, DQO_{inf}, SST_{inf} y el SS son valores obtenidos de la tabla 5.7, el tiempo de retención hidráulico (TRH) se propone de 36 horas ya que es el caso más desfavorable para las fosas sépticas cubriéndose las posibilidades de THR, y con estos datos se supone una remoción de contaminantes del 60%.

Tabla 6.20 VALORES DE DISEÑO PARA FOSA SÉPTICA

VALORES DE DISEÑO		
Q_{med}	1.89 l/s	163.30 m³/día
DBO_{inf}	220 mg/l	35.93 kg/d
DQO_{inf}	330 mg/l	53.89 kg/d
SST_{inf}	220 mg/l	37.18 kg/d
TRH	36 hrs	
n	60 % remoción	
SS	10 mg/l	1632.96 kg/d
DBO_{ef}	88 mg/l	14.37 kg/d

Para iniciar el cálculo de la fosa se inicia con el volumen de sedimentos que se obtendrán en el tiempo de retención propuesto, en días, multiplicado por el gasto medio en m³/día:

$$V_{sed} = Q_{med} * TRH$$

$$V_{sed} = 163.30 * 1.5$$

$$V_{sed} = 244.94 \text{ m}^3$$

Posteriormente se calcula el volumen de lodos producidos, que se propone del 25 % de los sedimentos por lo que:

$$V_{lod} = V_{sed} * 0.25$$

$$V_{lod} = 244.94 * 0.25$$

$$V_{lod} = 61.24 \text{ m}^3$$

Ahora se proponen algunos valores que nos ayudan a definir la sección para la fosa, se busca una relación de 3:1 ya que se tiene un buen funcionamiento con esta relación de ancho-largo al darle una mejor distribución al agua residual y una buena disposición de los lodos, sin dar mucho movimiento a estos evitando que vuelvan a suspenderse.

El primer valor que se propone es el tirante y, al cual se le da un valor de 2.3 m para calcular un área superficial al dividirse el volumen de sedimentos entre el tirante, teniendo que:

$$A_{ts} = \frac{V_{sed}}{y}$$

$$A_{ts} = \frac{244.94}{2.3}$$

$$A_{ts} = 106.5 \text{ m}^2$$

Para obtener el largo y ancho del tanque se tiene que la relación será de 3:1, por lo tanto se sabe que:

$$A_{ts} = L * B$$

Y se tiene que por la relación de 3:1 que:

$$L = 3B$$

Al sustituir y despejar B nos da la siguiente fórmula:

$$B = \sqrt{\frac{A_{ts}}{3}}$$

$$B = \sqrt{\frac{106.5}{3}}$$

$$B = 5.96 \text{ m} \approx 6.00 \text{ m}$$

Y calculando el largo con las formulas ya expuestas:

$$Ats = L * B$$

$$L = \frac{Ats}{B}$$

$$L = \frac{106.5}{6.00}$$

$$L = 17.75 \text{ m} \approx 18.00 \text{ m}$$

Por último la profundidad de la fosa será el tirante más 30 cm de bordo libre quedando en 3.00 m de profundidad.

Con estos valores el área total real será de 108 m².

El siguiente paso para la fosa séptica será el del cálculo del tiempo para purga de lodos, la cual se hará por medio de una tubería en la parte baja de la fosa que contará con una válvula de compuerta para controlar la salida de estos. Estos valores serán necesarios para el cálculo del lecho de secado de lodos que se calculará más adelante.

Para el tiempo para purga de lodos se inicia calculando la altura de lodos, que se obtiene de la siguiente manera:

$$h = \frac{Vlod}{y}$$

$$h = \frac{61.24 \text{ m}^3}{2.30 \text{ m}}$$

$$h = 0.575 \text{ m} = 57.5 \text{ cm}$$

Para el cálculo del tiempo de purga de lodos se calcula la cantidad de lodo que se obtiene por día, este valor se obtiene en kg producidos por día, utilizando la siguiente formula:

$$Lodos = SS * Qmed$$

$$Lodos = 10 * 163.30$$

$$Lodos = 1632.96 \text{ kg/d}$$

Cabe hacer la aclaración que el gasto se utiliza en m³/día para este cálculo y los sólidos en suspensión se utiliza en kg/m³.

Ahora se obtiene el valor de producción de lodos por día, semana y mes, transformándolo a las unidades de m^3 por día, semana y mes respectivamente, ya que a nivel internacional se acepta que $1000 \text{ lt} = 1 \text{ tonelada} = 1 m^3$, y al manejarse material de base líquida, se hace esta conversión con fines volumétricos.

$$\text{Lodos dia} = 1.63 m^3/d$$

$$\text{Lodos sem} = 11.43 m^3/sem$$

$$\text{Lodos mes} = 45.72 m^3/sem$$

Por último para calcular el tiempo de purga, se busca el número de días, semanas o meses en el que el valor de lodos propuesto (25 % de los sedimentos producidos) llega al máximo, que son $61.24 m^3$, al culminar las iteraciones se obtiene que el tiempo para purgar los lodos es de 1.34 meses.

En la figura 6.17 a) se muestra en planta y en la figura 6.17 b) corte la fosa séptica.

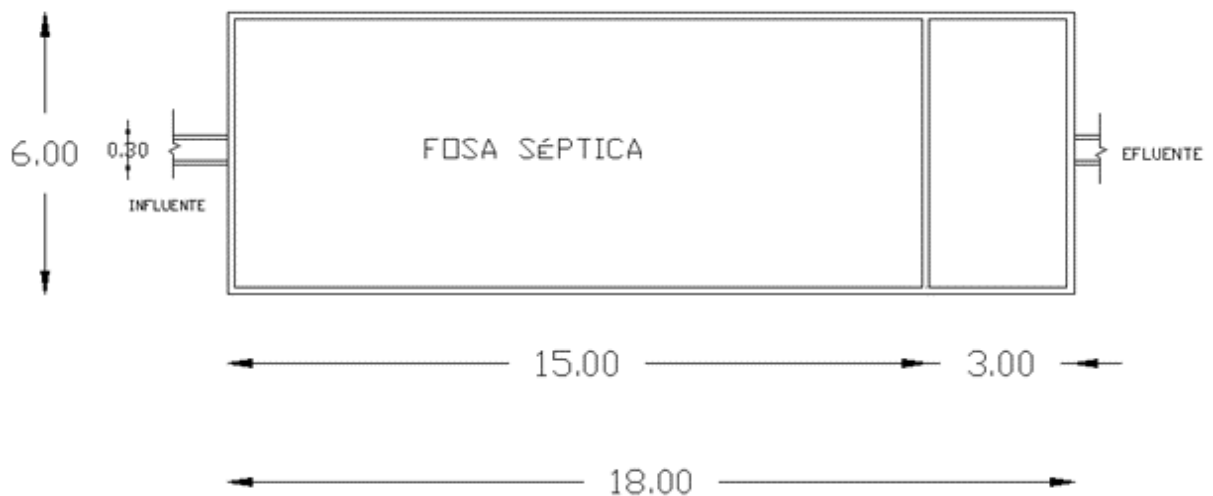


Figura 6.17 a). Vista en planta de la fosa séptica

“PROPUESTA PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUAES DE LA POBLACIÓN DE TINAJA DE PASTORES, MUNICIPIO DE YURIRIA, GUANAJUATO”

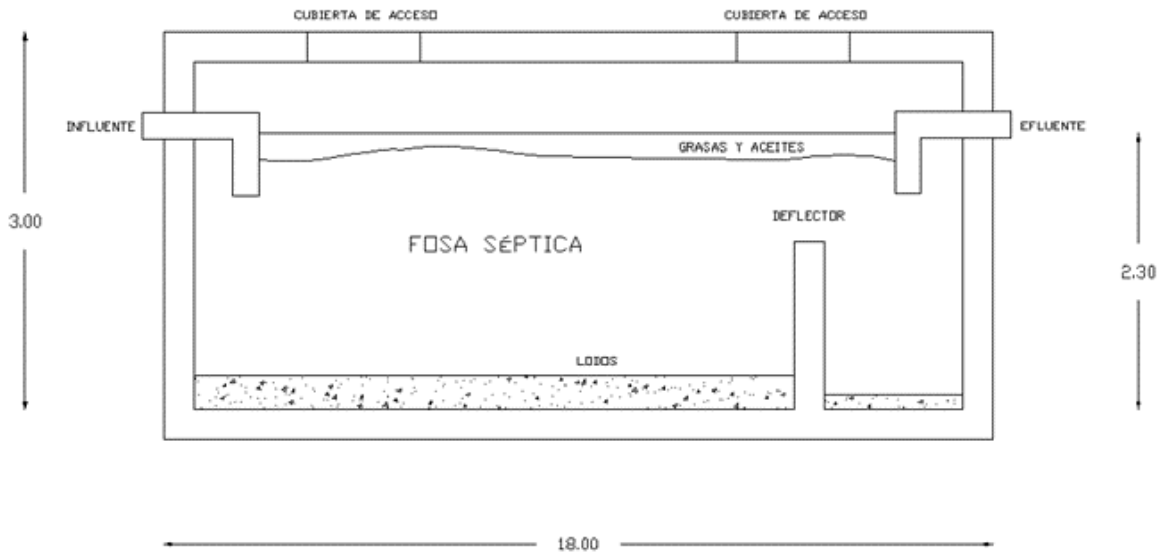


Figura 6.17 b). Vista en corte de la fosa séptica

6.6.3.- HUMEDAL.

En este proyecto se propone un humedal sub superficial para el tratamiento secundario, ya que este tipo de tratamiento es óptimo para poblaciones de hasta 2000 habitantes, siendo un método de tratamiento más económico que otros sistemas.

Es una buena opción debido a que no se necesita de mano de obra especializada para su operación, es adaptable al entorno, dando beneficios al medio ambiente de la zona.

El fin del humedal en este proyecto es que llegue a ser sustentable económica y técnicamente con la producción de la espadaña para ser utilizada en artesanías así como la utilización del agua tratada para agricultura que es la actividad principal del poblado.

Para su cálculo se necesitan los valores expuestos en la tabla 6.21.

Tabla 6.21 Valores de diseño para el humedal

Variables	Valor
DBO _{en}	220 mg/l
DBO _{sal}	22 mg/l
Q _{med}	163.30 m ³ /d
n	0.35
K _s	500 m ³ /m ² .d
K ₂₀	0.86
d	0.70 m
S	0.03
TRH	7 días

Los valores correspondientes al DBO_{en} se obtienen de la tabla 5.7 de este trabajo, el DBO_{sal} se obtiene al proponerse un 90% de remoción para el humedal, la n es la porosidad del material de soporte, en este caso se tiene 0.35 que corresponde a la grava, medio seleccionado para este caso, el valor de K_s y K₂₀ se obtienen de la tabla 6.22.

En cuanto a la profundidad del humedal, según el Libro 37 del MAPAS el valor recomendado va de 0.60 a 0.75 por lo que se propone uno de 0.70.

La pendiente se propone de 3%, para asegurar el flujo correcto del agua a lo largo del humedal, los valores recomendados van de 1% a 5% ya que más de 5% podría encarecer la construcción del humedal.

Tabla 6.22 Características del medio para el humedal sub-superficial.

Tipo de medio	Diámetro efectivo de tamaño de grano mm	Porosidad n	Conductividad hidráulica K _s m ³ /m ² -d	K 20 Día -1
Arena media	1	0.42	420	1.84
Arena de cuarzo	2	0.39	480	1.35
Grava	8	0.35	500	0.86

Fuente: MAPAS Libro 37, 2007.

Para iniciar el diseño del humedal se propone un tiempo de retención hidráulico (TRH) de 7 días, ya que el valor propuesto en el libro 37 del MAPAS varía de 6-16

días para profundidades de 30 a 76 cm, en este caso es de 70 cm con plantas emergentes.

La primer variable a calcular es ara iniciar el diseño del humedal se propone un tiempo de retención hidráulico (TRH) de 7 días, ya que el valor propuesto en el libro 37 del MAPAS varia de 6-16 días para profundidades de 30 a 76 cm, en este caso es de 70 cm con plantas emergentes.

El diseño comienza calculando la constante de decaimiento (Kt), necesaria para calcular el área necesaria para el humedal, su fórmula es la siguiente:

$$Kt = K_{20} * (1.1)^{(T-20)}$$

Donde K₂₀ es la constante a 20° C y su valor es determinado como ya se había mencionado, mediante el valor propuesto en la tabla 6.20, mientras que T es la temperatura mínima del agua en la zona, propuesto de 10°C:

$$Kt = 0.86 * (1.1)^{(10-20)}$$

$$Kt = 0.3316 d^{-1}$$

Conociendo ya ésta constante se puede proceder al cálculo del área para el humedal con la fórmula siguiente:

$$As = \frac{[Q(\ln Co - \ln Ce)]}{Ktdn}$$

Donde Co es el DBO de entrada y Ce es el DBO de salida, sustituyendo valores:

$$As = \frac{[163.30(\ln 220 - \ln 22)]}{0.3316 * 0.7 * 0.35}$$

$$As = 4628.64 m^2$$

Esta área es el área mínima con la cual fluye de manera óptima el agua residual.

Para el cálculo del ancho del humedal se procede a calcular el área trasversal con la siguiente formula:

$$Ac = \frac{Q}{Ks * S}$$

Sustituyendo:

$$Ac = \frac{163.30}{500 * 0.03}$$

$$Ac = 10.89 \text{ m}^2$$

Teniendo el valor del área transversal se calcula el ancho del humedal con la fórmula siguiente;

$$W = \frac{Ac}{d}$$

$$W = \frac{10.89}{0.70}$$

$$W = 15.55 \text{ m}$$

Conociendo el valor del ancho del humedal se procede a calcular el largo del mismo con la siguiente fórmula:

$$L = \frac{As}{W}$$

$$L = \frac{4628.64}{15.55}$$

$$L = 297.62 \text{ m}$$

Se puede observar que con estos valores el humedal queda desproporcionado al tener una relación de largo-ancho de 19:1, al buscar que la relación sea de 3:1 para un mejor funcionamiento técnico se dan los siguientes valores, siempre cuidando el cumplir con el área necesaria:

$$W = 40.00 \text{ m}$$

$$L = 120.00 \text{ m}$$

$$As = 4800.00 \text{ m}^2$$

Con estos valores se cumple la relación largo-ancho y el área es mayor a la mínima necesaria, por lo que se dejan como valores finales del diseño.

En la figura 6.18 a) se muestra en planta el humedal sub superficial y en la figura 6.18 b) se muestra en corte.

“PROPUESTA PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA POBLACIÓN DE TINAJA DE PASTORES, MUNICIPIO DE YURIRIA, GUANAJUATO”

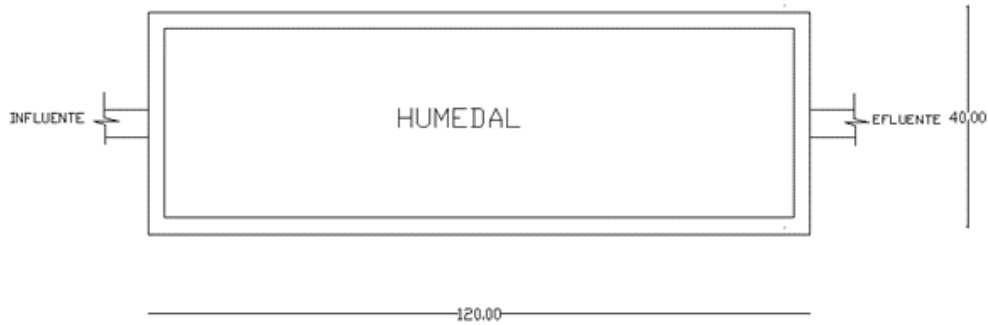


Figura 6.18 a) Vista en planta de humedal sub superficial

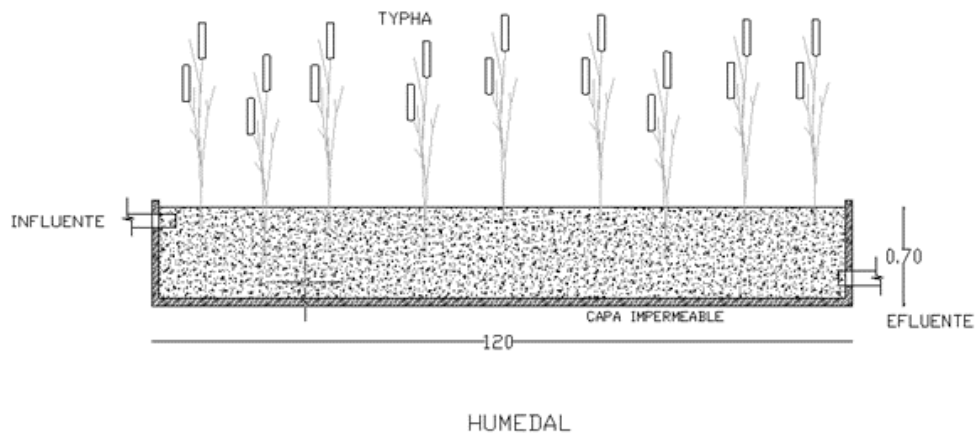


Figura 6.18 b) Vista en corte de humedal sub superficial

6.6.4.- TRATAMIENTO DE LODOS.

El diseño de los lechos de secado de lodo se hace con la cantidad de lodo producido en la fosa séptica, se obtienen en m³/día para posteriormente obtener los valores por mes y semana.

En este caso se hace el cálculo del lecho de secado por semana ya que se propone un tiempo de exposición de 10 días.

Los cálculos para el área de los lechos se hacen de la manera siguiente teniendo los valores de los lodos producidos (Tabla 6.23) y proponiendo una altura de lodos de 25 cm para los lechos:

Tabla 6.23 Lodos producidos por fosa séptica.

LODOS PRODUCIDOS
1.63 m ³ /d
11.43 m ³ /semana
45.72 m ³ /mes

Con esto se procede a calcular el área de los lechos con la siguiente fórmula:

$$All = \frac{Lp}{hl}$$

Donde Lp son los lodos producidos, hl la altura de lodos en metros y All área del lecho de secado de lodos.

Sustituyendo para el caso por día:

$$A_{ud} = \frac{1.63 \text{ m}^3/\text{día}}{0.25 \text{ m}}$$
$$A_{ud} = 6.53 \text{ m}^2$$

Sustituyendo para el caso por semana:

$$A_{us} = \frac{11.43 \text{ m}^3/\text{sem}}{0.25 \text{ m}}$$
$$A_{us} = 45.72 \text{ m}^2$$

Sustituyendo para el caso por mes:

$$A_{um} = \frac{45.72 \text{ m}^3/\text{mes}}{0.25 \text{ m}}$$
$$A_{us} = 182.89 \text{ m}^2$$

Se elige el lecho obtenido para los datos por semana ya que da un área superficial congruente y por el tiempo de exposición propuesto de 10 días es la mejor opción, optándose por la propuesta de 2 lechos de secado, para la facilidad de mantenimiento.

Las dimensiones de los lechos se propondrán cuadradas por lo que:

$$l_{us} = \sqrt{45.72 \text{ m}^2}$$
$$l_{us} = 6.76 \text{ m} \approx 7.00 \text{ m}$$

Dándonos un área de 49 m² por lecho, dándonos 98 m² en total al ser 2 lechos.

En la figura 6.19 a) se muestra en planta los lechos de secado de lodos y en la figura 6.19 b) la vista en corte de los lechos de secado de lodos.

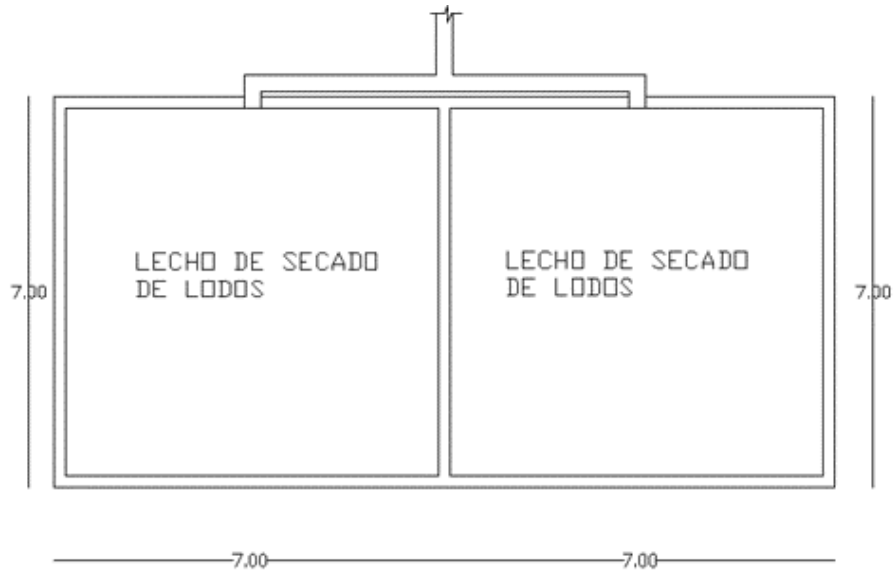


Figura 6.19 a) Vista en planta de lecho de secado de lodos

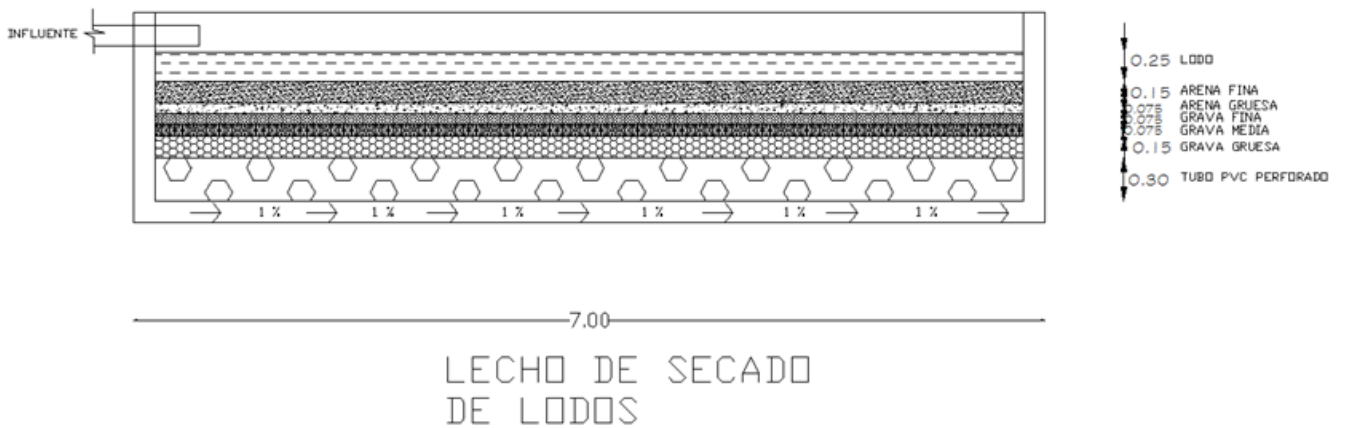


Figura 6.19 b) Vista en corte de lecho de secado de lodos



Capítulo 7.

REUTILIZACIÓN DEL AGUA TRATADA

7.- REUTILIZACIÓN DEL AGUA TRATADA

La reutilización del agua residual tratada es uno de los principales objetivos de este proyecto, ya que trae beneficio a la comunidad en lo económico y en lo ambiental.

Para poder reutilizar de manera segura el agua obtenida en el proceso de tratamiento se deben cumplir límites puestos en las normas de la semarnat, para evitar problemas de salud pública, en el caso de mi proyecto se puede observar una remoción alta de patógenos debido a que en las condiciones presentadas en el humedal no es posible que éstos sobrevivan.

En este caso se propone el reúso para la agricultura, la principal actividad económica de la población en cuestión, dándole así la posibilidad a la población de hacer un gasto menor de agua potable bajando los costos de suministro y los costos de elaboración de sus productos al aprovechar elementos presentes como el fósforo y el nitrógeno, permitiendo un menor uso de fertilizantes y obteniendo un mayor margen de beneficio monetario mejorando las condiciones de la comunidad.

En lo ecológico la reutilización de aguas residuales tratadas es un bálsamo para el ambiente al bajar la cantidad de aguas contaminadas vertidas en cuerpos de agua receptores, la laguna de Yuriria en nuestro caso, de igual forma la situación mencionada anteriormente en cuanto a los fertilizantes es otro beneficio ecológico al evitar contaminación del suelo e infiltración de químicos peligrosos al agua subterránea.

7.1. CALIDAD DEL AGUA A REUTILIZAR (NOM-003-SEMARNAT-1997)

La norma que regula los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios públicos es la **NOM-003-SEMARNAT-1997**, presentándolos en la siguiente tabla 7.1:

Tabla 7.1 Límites máximos permisibles de contaminantes

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
SEVICIOS AL PÚBLICO CON CONTACTO INDIRECTO U OCACIONAL	1000	≤ 5	15	20	30

Fuente: NOM-003-SEMARNAT-1997

En el punto 4.2 de la **NOM-003-SEMARNAT-1997** se señala que la materia flotante debe estar ausente en el agua residual tratada y en el punto 4.3 que el agua residual tratada reusada en servicios al público no deberá contener concentraciones de metales pesados y cianuros mayores a los límites máximos permisibles establecidos en la columna que corresponde a embalses naturales y artificiales con uso en riego agrícola de la Tabla 3 de la Norma Oficial Mexicana NOM-001-ECOL-1996 referida en esta norma.

7.2. TIPO DE VEGETACIÓN A UTILIZAR.

La vegetación desempeña un papel integral de tratamiento en los humedales artificiales, ya que transfiere oxígeno a la parte inferior de los depósitos de tratamiento a través de raíces y rizomas, y proporciona un medio situado por debajo de la superficie libre del agua para el soporte de los microorganismos responsables de gran parte del tratamiento biológico. En los sistemas de humedales artificiales se utilizan plantas emergentes, arraigadas en el suelo o en el medio granular de soporte, que emergen o penetran la superficie libre del agua. Las plantas de uso más común en sistemas de humedales artificiales son los juncos, las espadañas y las aneas. Todas estas plantas son ubicuas y tolerantes a las heladas. Las características de las plantas importantes en relación con el diseño la profundidad de agua óptima, en sistemas FWS, y la profundidad de penetración de raíces y rizomas en sistemas SFS. Cuando las profundidades de agua son superiores a 0.15 m predominan los juncos; las aneas crecen con profundidades entre 0.05 y 0,25 m, y las espadañas crecen a las orillas y a profundidades de agua de hasta 1.5 m pero a menores profundidades no resulta adecuadas, las aneas suelen crecer en las orillas y en aguas de menor profundidad que las espadañas. Las raíces y rizomas de los juncos penetran hasta una profundidad de aproximadamente 30 cm, mientras que las raíces de las aneas penetran hasta 60 cm y las de las espadañas lo hacen más de 75 cm. En sistemas SFS se suelen emplear espadañas, ya que la profundidad de penetración de los rizomas permite emplear depósitos de mayor profundidad. (Metcalf & Eddy, 1996)

Para el caso de este proyecto se propondrá la utilización de la espadaña, al ser una planta con presencia en la región y en la zona de la población y su buen funcionamiento en los sistemas de flujo sub superficial.

La espadaña (Typha) es ubicua en distribución, robusta, capaz de crecer bajo diversas condiciones medioambientales, y se propaga fácilmente, por lo que representa una especie de planta ideal para un humedal artificial. También es capaz de producir una biomasa anual grande y tiene un potencial pequeño de remoción de N y P por la vía de la poda y cosecha. Los rizomas de espadaña plantados a intervalos de aproximadamente 0.6 m pueden producir una cubierta densa en un año. (Lara, 1999)

En la figura 7.1 y 7.2 se muestran fotos de la planta typha que existe en el sitio de propuesto.



Figura 7.1 Typha en el sitio



Figura 7.2 Typha en el sitio



Capítulo 8.

APROVECHAMIENTO DEL FOLLAJE Y FLORICULTURA CON EL AGUA TRATADA

8. APROVECHAMIENTO DEL FOLLAJE Y FLORICULTURA CON EL AGUA TRATADA

Es una necesidad cada vez más urgente el reutilizar el agua obtenida de plantas de tratamiento para evitar el consumo y agotamiento de este recurso.

La segunda propuesta de este proyecto es la utilización del agua tratada obtenida para el cultivo de flores y plantas con valor comercial en invernaderos en las inmediaciones de la población del proyecto, y con ello fomentar la floricultura y la horticultura ornamental en la población para obtener un ingreso económico que permita una estabilidad y crecimiento en el pueblo y en sus habitantes, creando empleos y ayudando al ambiente y el entorno con éstas prácticas.

Todo esto con miras a que la planta de tratamiento incluso pueda ser autosustentable en un momento de su vida útil.

Por último otro beneficio más que se propone es la utilización de la vegetación propuesta en el humedal para el tratamiento del agua para la elaboración de artesanías y su posterior comercialización, trayendo consigo los ya mencionados beneficios económicos y sociales.

8.1 TÉCNICAS DE ORNATO Y CULTIVO DE FLORICULTURA.

Una amplia variedad de familias, géneros y especies originadas de la flora mexicana, han aportado valores estéticos al ser humano de todos los continentes: bromeliáceas, cactáceas, compuestas, crasuláceas, euphorbiáceas, orquídeas y del géneros *Ageratum*, *Bouvardia*, *Dahlia* (dalia), *Cosmos* (mirasol), *Euphorbia* (nochebuena), *Tagetes* (cempasúchitl). (Memorias simposio, 2004)

Actualmente hay géneros y familias de especies nativas que están conquistando los mercados mundiales de la horticultura ornamental (*chamaedoras*, *beaucarnea* *nochebuena*, *tagetes*). (Memorias simposio, 2004)

Producción de ornamentales.

En México actualmente existen 14,400 hectáreas cultivadas con flores (floricultura). La horticultura ornamental hace más énfasis a la actividad que produce flores, plantas y árboles en contenedor (maceta o bolsa) o en plantación al suelo, bajo alguna de las siguientes modalidades: invernadero, bajo malla sombra o a cielo abierto.

Horticultura ornamental: Rama de la horticultura general que tienen por objeto la explotación comercial de aquellas plantas que se utilizan para el adorno de los sitios donde transcurre la vida del ser humano, ya sea por su belleza de conjunto o por el uso de alguna de sus partes.

Ornamentales: se pueden considerar como ornamentales aquellas plantas o sus partes que en su estado natural o preservadas pueden cubrir la función de satisfacer visualmente el gusto del consumidor y en algunos casos presentar un atractivo (flores, frutos o de tipo aromático).

Se reporta que hay, a nivel nacional 6,500 ha dedicadas a la horticultura ornamental, Morelos es el primer productor nacional de plantas de ornato y de flor en maceta, ocupando 32%, o sea 2,100 has las cuales son ocupadas con 2,200 viveros distribuidos en toda la entidad donde producen más de 1,000 especies y generan 11,000 empleos, el 40% de los cuales lo ocupan mujeres. En estas 2,100 has, el 58% se cultivan a cielo abierto (1,218 ha), el 20% bajo invernadero (420 ha) y 22% a media sombra (462 ha). Algunas empresas que tienen arriba de 10 has de producción de plantas en maceta bajo invernadero, malla sombra ó a cielo abierto, sin embargo, la superficie promedio por productor es de 3,000 a 5,000 m², cultivan flor de corte: agapando, gladiola, liliun, nardo, ave del paraíso, rosa, girasol, lissianthus, alcatraz y estatice; en follajes: ficus, helechos, araucarias, teléfonos, hiedras, coleos, cedros, cissus y phylodendrum entre otros; plantas en maceta con flores: impatiens, petunias, kalanchoes, nochebuenas, anturios, crisantemos, zepasuchitl, pensamientos, begonias, vincas, alcatraz, spathiphyllum, liliun, bromelias, orquídeas, hortensias, gerberas, cyclamen, entre otras. (Memorias simposio, 2004). En las figuras 8.1 y 8.2 se muestra ejemplos de actividades florísticas.



Figura 8.1 Principales flores de ornato para cultivo por medio de floricultura.



Figura 8.2 Invernadero tipo para producción florística.

Producción de plantas en maceta bajo invernadero.

La producción de plantas ornamentales en maceta bajo invernadero, es una importante actividad que requiere de atención especial a todos y cada uno de los procesos técnicos involucrados en ella.

Sustratos.

En particular la producción de cultivos en contenedores o recipientes, ya sean macetas y bolsas para la producción de plantas ornamentales, requiere de un conocimiento y comprensión amplio del ambiente, para el desarrollo de las raíces, presente dentro del contenedor y de cómo éste es afectado por las propiedades físicas y químicas de los sustratos utilizados (Cabrera, 1999). Una planta que crece en contenedor enfrenta condiciones diferentes a las que enfrenta una que crece en el suelo.

Control de plagas y enfermedades

Las plagas y enfermedades en la producción de plantas de ornato constituyen un riesgo para la producción, dado que hay una gran diversidad de especies en producción, así también hay diversas plagas y patógenos; cada cultivo tiene sus propias plagas y enfermedades, por lo que será necesario estructurar un cuadro básico de posibles plagas y enfermedades según en cultivo en cuestión.

Riego y fertilización

El consumo de agua en invernadero se estima, aproximadamente, en 1 m³ /m² por año, esto también estará en función del tipo de sustrato, del tamaño de maceta a utilizar y de la eficiencia del sistema de riego utilizado. Esta cifra incluye el agua requerida por la planta para cubrir sus necesidades fisiológicas y un porcentaje

adicional de agua en exceso (20-30%) para el lavado de sales del suelo o sustrato, que puede ser recogida y reutilizada en riegos posteriores. El agua para cubrir este consumo proviene de diversas fuentes: pozos, ríos, lagos, embalses, lluvia o de la red pública de suministro de agua. De todas ellas, el agua de pozo suele ser la más habitual, en ocasiones la única disponible. (Memorias simposio, 2004).

Los parámetros fundamentales de calidad del agua de riego son: su acidez o alcalinidad (valorada por su pH), el contenido total de sales (medido por la conductividad eléctrica CE), el contenido en sodio y cloruros, la presencia de metales pesados y la concentración de microorganismos. Si el valor de CE es elevado, el agua puede salinizar el suelo o sustrato y perjudicar la producción, dependiendo de la tolerancia a la salinidad del cultivo regado. Un valor de CE superior a 2 mS/cm (1 mS/cm equivale a 700-800 mg/l de sales, dependiendo de las características de cada sal), indica que la calidad del agua no es aceptable, por lo que se deberá mejorar su calidad. (Memorias simposio, 2004)

La inyección de fertilizantes dependerá de los valores de pH y CE que, medidos con sensores adecuados, son programados en el sistema de control de riego. (Memorias simposio, 2004)

Es aquí donde se propone la utilización del agua proveniente de la planta de tratamiento calculada, ya que se esperan porcentajes de remoción de DBO y Coliformes de cerca del 100% y de sólidos suspendidos de cerca del 70% incluyendo también cantidades de nutrientes como fósforo y nitrógeno que serán aprovechados por las plantas para su crecimiento y desarrollo, obteniéndose un agua de excelente calidad y evitando así la sobreexplotación de pozos y permitir la recarga de los acuíferos subterráneos, así como bajar los gastos en agua entubada que pudiera llegar a utilizarse de la red de la población para este fin y en la compra de fertilizantes por los nutrientes obtenidos del agua tratada.

Control ambiental.

El control ambiental de un invernadero para la producción de plantas ornamentales en maceta, tiene que enfocarse a tratar de dar las condiciones ambientales (temperatura, humedad relativa, intensidad lumínica, fotoperíodo, entre otros) más apropiadas, según el cultivo de que se trate. Para ello será necesario especificar en el proyecto inicial las características deseables en el invernadero acordes con el cultivo a establecer, para que el constructor de invernaderos tome en cuenta estos aspectos. (Memorias simposio, 2004)

8.2 USO DE FOLLAJE.

El uso del follaje obtenido en el humedal de tratamiento de aguas residuales se propone para hacer artesanías manuales, como tazcales, tepetates, bolsos, figuras decorativas, muebles, tortilleros, manteles entre otros productos.

El fin de esta actividad es el obtener un beneficio económico a base de la espadaña plantada y utilizada para el tratamiento del agua residual, teniendo ingresos que pueden ser destinados a la operación y mantenimiento de la misma planta o para el aprovechamiento de estos recursos para mejora en el poblado.

El proceso de utilización parece sencillo, la cortan y la dejan secar, algunos dicen que por algunas horas y otros que hasta tres días, después de lo cual la humedecen para que se haga flexible y al hacer el trabajo de tejerla se facilite y no rompa. Por ser una fibra que resiste esfuerzos de tensión, para darle fuerza y solidez utilizan esqueletos de alambre fierro electro soldado, que forran con la espadaña y crean muebles de sala, sillas, mesas, biombos, cestos, baúles, lámparas, alcancías y mucho más; además se hacen muebles o cualquier otro elemento o figura complementaria y en las dimensiones que ocupes. El alambre de fierro combinado con alambre de latón y cobre para detallar y exaltar los objetos, con destreza e imaginación se crean artesanías de uso común y decorativo. (Casamejicu, 2014)

En las figuras 8.3, 8.4 y 8.5 se muestran imágenes de ejemplos de estas artesanías.



Figura 8.3 Artesanías hechas con espadaña



Figura 8.4 Artesanías hechas con espadaña



Figura 8.5 Manufactura de artesanías hechas con espadaña



Capítulo 9.
CONCLUSIONES Y
RECOMENDACIONES

9.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

9.1 CONCLUSIONES.

Con el diseño de la planta de tratamiento se logra cumplir el objetivo principal de la tesis, toda vez que el sistema propuesto resultante es en teoría el más adecuado técnica y económicamente hablando.

Con el tratamiento propuesto, se saneará la descarga de aguas residuales en la comunidad de Tinaja de Pastores, actualmente no se realiza ningún tratamiento a las aguas residuales de la población; y por consiguiente se compromete la calidad del agua de los acuíferos y sistemas de almacenamiento de agua natural.

Dadas las condiciones socioeconómicas, se buscó el sistema de tratamiento acorde a las posibilidades de la población; en este caso el sistema de humedales resultó ser el más adecuado; mismo que para su determinación, se comparó con otros sistemas posibles de implementar.

Un escenario posible y factible es la reutilización del agua tratada; en este caso se propone el uso primeramente para fines de producción florística y posteriormente para riego agrícola, cuidando lo referente a la normativa en la materia.

9.2 RECOMENDACIONES.

La implementación de un sistema de tratamiento por medio de humedales artificiales, resulta ser una tecnología sustentable, en la que la relación costo beneficio es muy alta y ofrece una calidad de agua tratada aceptable; eso no descarta la necesidad de buenas prácticas de mantenimiento y operación, fundamentales en todo sistema de tratamiento de aguas residuales.

Se deberá fomentar el desarrollo y la participación social para el uso y aprovechamiento del follaje como una fuente generadora de ingresos en la localidad. Aunado a lo anterior, la floricultura debe resultar en un atractivo económico que incluso promueva la creación de un Comité Social de seguimiento y uso eficiente del sistema de tratamiento.

En la ejecución de la obra, así como su puesta en marcha y su capacitación del personal que opere la planta de tratamiento, se realice con personal capacitado que conozca los principios elementales del tratamiento de las aguas residuales. De igual manera, se deberá supervisar los procedimientos constructivos más adecuados para garantizar la vida útil de la obra, así como su correcto funcionamiento.

El lodo producto del tratamiento de las aguas residuales deberá considerarse como un posible mejorador de suelos con alto contenido de materia orgánica, así como un producto con alto contenido de nutrientes que requieren las plantas, por lo tanto, es un subproducto susceptible de comercialización o de aprovechamiento por el comité social de seguimiento.



Capítulo 10. **BIBLIOGRAFÍA**

10.- BIBLIOGRAFÍA

10.1 Bibliografía

- CNA (2007), MAPAS Libro 37: Paquetes tecnológicos para el tratamiento de excretas y aguas residuales en comunidades rurales, México D.F.
- CNA (2007), MAPAS Libro 39: Sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos, México D.F.
- CNA (2007), MAPAS Libro 5: Datos básicos, México D.F.
- INEGI (2009), Prontuario de información geográfica municipal de los Estados Unidos Mexicanos, Yuriria, Guanajuato.
- INEGI (2010), Cobertura de servicios básicos en México.
- INEGI (2012), Simulador de flujos de agua de cuencas hidrográficas (SIATL)
- INEGI (2015), Regiones socioeconómicas de México.
- Instituto Mexicano de Tecnología del Agua IMTA (1988), Manual de diseño de estructuras de aforo, México D.F.
- Laboratorio de ingeniería sanitaria y ambiental UMSNH (2015), Manual de prácticas plantas de tratamiento de aguas.
- Lara Borredo Jaime Andrés (1999), Depuración de Aguas Residuales Municipales con Humedales Artificiales, Instituto Catalán de Tecnología, Universidad Politécnica de Cataluña.
- Metcalf & Eddy (1996), Ingeniería de aguas residuales: Tratamiento, vertido y reutilización, McGrawHill, Primera edición, México D.F.
- R.S. Ramalho, Tratamiento de aguas residuales, Editorial Reverté.
- Ruiz Chávez Ricardo (2015), Apuntes de la materia de plantas de tratamiento de aguas, Facultad de ingeniería Civil UMSNH.
- Sánchez R., F.J., A. Moreno R., J.L. Puente M. y J. Araiza Ch. (2004), Memorias del IV Simposio Nacional de Horticultura. Invernaderos: Diseño, Manejo y Producción Torreón, Coah, México, Octubre 13, 14 y 15 del 2004.
- SEMARNAT 1996, Norma Oficial Mexicana NOM-001-SEMARNAT-1996 Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales.
- SEMARNAT 1996, Norma Oficial Mexicana, NOM-004-SEMARNAT-2002 Protección ambiental.- Lodos y biosólidos.- Especificaciones y límites máximos permisibles para su aprovechamientos y disposición final.

- SEMARNAT 1997, Norma Oficial Mexicana, NOM-003-SEMARNAT-1997 Que establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reusen en servicios al público.
- SINED (2013), Aprendiendo de los pueblos mágicos.

10.2 Webgrafía

- Casamejicu, 2014, Artesanías de Tule o Chuspata, recuperado de: <https://casamejicu.wordpress.com/2014/03/11/artesantias-de-tule-o-chuspata/>, en Mayo del 2016.
- Bvsde (2015), HTD 27, recuperado de: www.bvsde.paho.org/eswww/proyecto/repidisc/publica/hdt/hdt27/hdt027.html, en Noviembre del 2015.
- INEGI 2010, Localidades Geoestadísticas-archivo histórico-consulta, recuperado de: <http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/geoestadistica/introduccion.aspx>, en Septiembre del 2015.
- Google Maps (2015)
- Slideshare (2015), Exposición de potabilización de aguas, recuperado de : <http://es.slideshare.net/antenorillaneshuaman/exposicion-de-potabilizacion-de-aguas>, en Octubre del 2015
- Tierra.rediris (2015), Capitulo 15, recuperado de: <http://tierra.rediris.es/hidrored/ebooks/ripda/contenido/capitulo15.html>, en Septiembre del 2015.
- UDLAP (2015), Capitulo 5, recuperado de: http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/hammeken_a_am/capitulo5.pdf , en Octubre del 2015.