



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL

PROPUESTA DE DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA POBLACIÓN DE BUENAVISTA TOMATLÁN, MICHOACÁN.

TESIS PROFESIONAL

PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTA:

CARLOS ALFREDO URBINA HEREDIA

ASESOR:

M.C. RICARDO RUÍZ CHÁVEZ

Morelia, Michoacán, enero de 2018.



Contenido	
RESUMEN	4
ABSTRACT	5
1.- INTRODUCCIÓN	6
2.- OBJETIVOS	7
3. ANTECEDENTES	8
3.1 MARCO FÍSICO	8
3.1.1 HISTORIA	8
3.1.2 LOCALIZACIÓN Y GEOGRAFÍA	9
3.1.3 TOPOGRAFÍA	12
3.1.4 HIDROGRAFÍA	13
3.1.5 GEOLOGÍA	14
3.1.6 EDAFOLOGÍA	15
3.1.7 CLIMA	16
3.2 MARCO SOCIAL	17
3.2.1 NIVEL SOCIOECONÓMICO	19
3.2.2 ACTIVIDADES ECONÓMICAS	20
3.2.3 ASPECTOS DEMOGRÁFICOS	22
3.2.3.1.-CARACTERÍSTICAS DE LA POBLACIÓN	23
3.2.3.2.- LOCALIDADES	24
3.2.3.3.-VIVIENDAS	24
4.1.- COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE	25
4.2.- COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE ALCANTARILLADO	27
4.3.- COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE SANEAMIENTO	29
4.3.1- INFRAESTRUCTURA DE PROYECTO	29
5.1.- UBICACIÓN DEL SITIO DE LA PLANTA	30
5.2.- CARACTERIZACIÓN DE LA DESCARGA DE AGUA RESIDUAL	31
5.2.1.- MÉTODOS DE MUESTREO	33
5.2.1.1.- PROCEDIMIENTO DE MUESTREO	34
5.2.2.- AFORO	35
5.2.3.- CÁLCULO DE GASTOS	37
5.3.- CUERPOS RECEPTORES	38

5.3.1.- DEFINICIONES	38
5.3.2. ESPECIFICACIONES.	41
5.4.- APROVECHAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL.	46
5.5.- ÁREA DE ESTUDIO	46
5.5.1.- RÉGIMEN DE TENENCIA DE LA TIERRA.	46
5.5.2.- TOPOGRAFÍA.	46
5.5.3.- ÁREA DISPONIBLE.	48
5.5.4.- TIPO DE SUELO	49
5.6.- DIAGNÓSTICO DE LAS CONDICIONES ACTUALES.	51
5.6.1.- NECESIDADES DE TRATAMIENTO.	51
5.6.2.- USOS DEL AGUA RESIDUAL.	52
5.6.3.1.- NOM-001-SEMARNAT-1996.	52
5.6.3.2.- NOM-004-SEMARNAT-2002.	53
5.6.4.- ANÁLISIS DE LA COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.	55
6. DISEÑO DE INGENIERÍA BÁSICA DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO.	58
6.1.- DATOS BÁSICOS DE PROYECTO.	58
6.1.1.- VIDA ÚTIL Y PERÍODO DE DISEÑO.	61
6.1.2.- POBLACIÓN PROYECTO.	64
6.1.3.- GASTOS DE DISEÑO.	65
6.1.3.1.- DOTACIÓN.	65
6.1.3.2.- APORTACIONES DE AGUAS RESIDUALES.	66
6.1.3.3.-COEFICIENTES DE VARIACIÓN.	66
6.1.3.4.-GASTO MEDIO DIARIO.	66
6.1.3.5.-GASTO MÁXIMO DIARIO.	67
6.1.3.6.-GASTO MÁXIMO HORARIO.	67
6.2.- SELECCIÓN DE OPERACIONES O PROCESOS MÁS ADECUADOS.	68
6.3.- ANÁLISIS DE PROPUESTAS DE TRATAMIENTO.	69
6.3.1.- PROPUESTAS DE TRATAMIENTO.	70
6.4.- TREN DE TRATAMIENTO PROPUESTO.	70
6.5.- PRETRATAMIENTO.	72
6.5.1.-CANAL DE DESVÍO.	72
6.5.2.-DESBASTE O TAMIZADO.	73

6.5.3.-MEDIDOR DE FLUJO TIPO SUTRO.	74
6.5.4.- DESARENADOR.	75
6.6.-TRATAMIENTO PRIMARIO, REACTOR ANAEROBIO DE LECHO DE LODOS Y FLUJO ASCENDENTE (RALLFA).	78
6.7.- TRATAMIENTO SECUNDARIO, HUMEDALES ARTIFICIALES.	81
6.8.- DESINFECCIÓN.	87
6.9.- DISEÑO DE LOS ELEMENTOS QUE CONFORMAN EL TREN DE TRATAMIENTO.	89
6.9.1.- PRETRATAMIENTO.	91
6.9.2.- TRATAMIENTO PRIMARIO (RALLFA)	103
6.9.3.- TRATAMIENTO SECUNDARIO (HUMEDAL ARTIFICIAL DE FLUJO SUBSUPERFICIAL).	117
6.9.4.- DESINFECCIÓN.	121
6.9.5.- TRATAMIENTO DE LODOS	123
7. CONCLUSIONES	126
RECOMENDACIONES	127
8. BIBLIOGRAFÍA	128
WEBGRAFÍA.	129

RESUMEN

En el presente trabajo se realizó una propuesta de un sistema de tratamiento de agua residual para la localidad de Buenavista Tomatlán, Michoacán; considerando las alternativas más apropiadas para obtener los mejores beneficios económicos y sanitarios para la población.

Este sistema de tratamiento deberá cumplir con las normas en materia de tratamiento de aguas residuales, así como también lo referente a los lodos producto del tratamiento.

En la localidad de Buenavista Tomatlán, la principal actividad económica es la agricultura, por lo que la propuesta de tratamiento está basada en un diseño sustentable para la región, con el objetivo de reutilizar el agua tratada para el riego agrícola y así conseguir más desarrollo económico en la región.

Con esta propuesta se pretende aportar a la población un sistema que cumpla con las necesidades de tratamiento y resuelva problemas de sanidad en la región, ya que la localidad no cuenta con ningún tipo de saneamiento en el agua residual. Este sistema se basará en los principios y necesidades elementales del tratamiento, utilizando el arreglo funcional óptimo para la localidad.

Palabras clave:

- Sistema
- Saneamiento
- Agua residual
- Planta de tratamiento
- Diseño

ABSTRACT

In the present work, a proposal was made for a wastewater treatment system for the town of Buenavista Tomatlán, Michoacán; considering the most appropriate alternatives to obtain the best economic and health benefits for the population.

This treatment system must comply with the regulations on wastewater treatment, as well as the sludge product of the treatment.

In the town of Buenavista Tomatlán, the main economic activity is agriculture, so the treatment proposal is based on a sustainable design for the region, with the objective of reusing the treated water for agricultural irrigation and thus achieve more economic development in the region.

This proposal aims to provide the population with a system that meets the needs of treatment and solve health problems in the region, since the town does not have any type of sanitation in the wastewater. This system will be based on the principles and elementary needs of the treatment, using the optimal functional arrangement for the locality.

1.- INTRODUCCIÓN

En este trabajo de tesis se realizará una propuesta técnica a manera de proyecto referente a la de planta de tratamiento de aguas residuales para la localidad de Buenavista Tomatlán (cabecera municipal), el cual consistirá en evitar verter las aguas residuales al medio natural, lo cual provoca daños irreparables. Por medio de este proyecto, se pretende, además, utilizar el agua tratada para el riego de áreas de cultivo, ya que la localidad una de sus actividades predominantes es la producción agrícola.

En la década de los años 60's el tratamiento de las aguas servidas municipales paso a ser un tema de suma importancia, dado que se estaba llevando a cabo un proceso de deterioro de los cuerpos receptores; en el caso de los arroyos, ríos, lagos, lagunas e incluso mares, el deterioro es notable, por lo que en la actualidad todas las instancias tanto federales, estatales y municipales han enfocado sus esfuerzos en revertir los deterioros causados al medio ambiente producto de las actividades humanas.

El agua dulce que existe en la tierra es menor al 1% y su distribución en todo el mundo es desigual. Los grandes depósitos naturales se encuentran en los glaciares de Groenlandia y la Antártica y en los lagos de América del Norte. Las zonas húmedas tropicales contienen porcentajes elevados del total de la reserva mundial.

El agua es esencial para la vida, no sólo por su ingesta si no por los múltiples usos que se le da en la vida cotidiana, algunas actividades fundamentales son: riego de cultivos, aseo personal y del área habitada, entre otras, por ello es que cuidarla es una parte esencial para la vida.

Por estas razones se debe aprovechar el agua que usamos y reutilizarla. El agua que se vierte al drenaje se debe tratar y es susceptible de reutilizar, para esto se necesita una buena cultura del agua, así como una infraestructura para su tratamiento adecuado; esta infraestructura demanda personal capacitado tanto para la elaboración de proyectos, construcción, operación y mantenimiento.

Es por tanto el presente trabajo un ejercicio de proyecto que redunde y de ser el caso sea tomado por la autoridad para su seguimiento y de ser posible su ejecución.

2.- OBJETIVOS

OBJETIVO GENERAL

Realizar una propuesta de proyecto, para la construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales en la población de Buenavista Tomatlán.

OBJETIVOS PARTICULARES

Realizar la ingeniería básica, consistente en las dimensiones necesarias para la planta de tratamiento que se propone.

Revisar el contexto socioeconómico de la población, con la finalidad de proyectar un sistema de tratamiento acorde a las necesidades y capacidades de operación y mantenimiento.

En la medida posible, fomentar la reutilización del agua tratada para el riego de cultivos como mango y cítricos, en los cuales se compruebe que no se afectará de ninguna manera al producto por la reutilización del agua tratada.

Con la implementación de la planta de tratamiento, se logrará evitar la descarga de aguas servidas sin ningún tipo de saneamiento al medio natural, evitando así la contaminación del medio ambiente de la región.

De ser posible, se propone utilizar los subproductos del tratamiento tanto lodos como biogás para su uso posterior.

3. ANTECEDENTES

3.1 MARCO FÍSICO

El municipio de Buenavista Tomatlán, se localiza al oeste del Estado, en las coordenadas 19°12' de latitud norte y 102°35' de longitud oeste, a una altura de 450 metros sobre el nivel del mar. Limita al norte con los municipios de Peribán y Tancítaro, al este con Apatzingán, al sur con Aguililla y al oeste con Tepalcatepec y el Estado de Jalisco. Su distancia a la capital del Estado es de 233 km.

Pertenece a la Provincia: Sierra Madre del Sur (63.36%) y Eje Neovolcánico (36.64%) y a la Subprovincia: Depresión del Tepalcatepec (Discontinuidad) (62.75%), Escarpa Limítrofe del Sur (36.64%) y Cordillera Costera del Sur (0.61%).

Su Sistema de toposformas es representado por la Meseta basáltica con sierras (36.64%), Llanura aluvial (33.79%), Llanura con cañadas de piso rocoso o cementado (18.66%), Sierra de laderas tendidas (10.30%), Lomerío típico (0.32%) y Sierra alta compleja (0.29%).

Su superficie es de 922.16 Km² y representa el 1.56 por ciento de la superficie del Estado.

Su relieve lo constituyen estribaciones de sistema volcánico transversal y la depresión del río Tepalcatepec. Predominan las planicies como las lomas de Zirapatiro, del Azúcar, Felipe Catlán, los Osotes y Polón.

En el municipio predominan los bosques: tropical decíduo con parota, tepeguaje, ceiba, mango y zapote. Tropical espinoso con amole, cardones, teteches, viejito, huisache, calabazo y cuéramo; mixto con pino y encino. Su fauna la conforman el cacomixtle, zorrillo, ardilla, coyote, zorro, gavilán, paloma, cerceta y chachalaca.

3.1.1 HISTORIA

Este lugar lo fundaron los mexicas durante la época prehispánica, siendo habitado por aztecas, pirindas y purépechas. La fundación del pueblo se hizo más al norte de donde actualmente se localiza Buenavista Tomatlán, lo que puede comprobarse por los vestigios apreciados en el rancho denominado Pueblo Viejo como se muestra en la figura 3.1.



Fuente informativa: inafed, 2006.

Figura 3.1.- Ruinas en el municipio de Buenavista.

Con el transcurso del tiempo, en el asentamiento actual del pueblo, se formó una hacienda y años más tarde, de acuerdo con la Ley Territorial del 10 de diciembre de 1831, este lugar aparece como tenencia del municipio de Apatzingán.

Finalmente, el 5 de diciembre de 1927, por decreto del Congreso del Estado, se estableció el municipio de Buenavista, con cabecera en Buenavista Tomatlán. Esta municipalidad conformó territorialmente con porciones segregadas a los municipios de Apatzingán y Tancítaro.

Cronología de hechos históricos

- 1831, 10 de diciembre, a Buenavista se le considera tenencia de Apatzingán.
- 1927, 5 de diciembre, se le otorga el título de Municipio, teniendo a Buenavista Tomatlán como su cabecera.

3.1.2 LOCALIZACIÓN Y GEOGRAFÍA

Se localiza al oeste del estado, en las coordenadas 19°12' de latitud norte y 102°35' de longitud oeste, a una altura de 450 metros sobre el nivel del mar. Su distancia a la capital del estado es de 233 Km.

Limita al norte con el municipio de Peribán y Tancítaro; al oriente con Apatzingán; al sur con Aguililla; al poniente con el municipio de Tepalcatepec y el estado de Jalisco como se muestra en la figura 3.2 la ubicación geográfica. Su extensión territorial abarca una superficie de 2460 kilómetros cuadrados. Comprende el municipio de Buenavista 120 ranchos, 42 rancherías, 23 ejidos y los pueblos de Buenavista Tomatlán, que es la cabecera y Santa Ana Amatlán.



Fuente informativa: munimex 2017

Figura 3.2.- Ubicación geográfica de estado de Michoacán y/o municipio de Buenavista Tomatlán.

En la figura 3.3 se muestra la localización del municipio de Buenavista dentro del Estado de Michoacán.

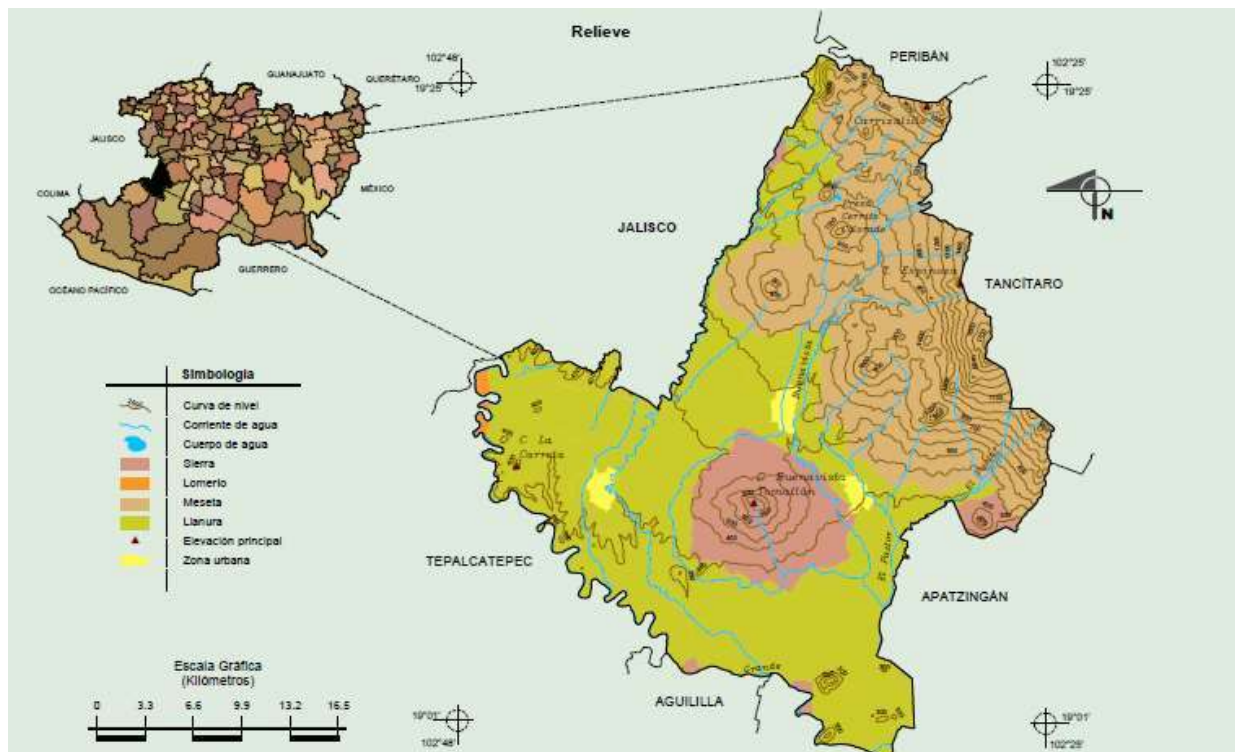


Fuente informativa: municipio de Buenavista Tomatlán (2017).

Figura 3.3. - Ubicación geográfica del municipio de Buenavista Tomatlán.

3.1.3 TOPOGRAFÍA

El municipio de Buenavista Tomatlán se encuentra topográficamente entre las curvas de nivel 520 y 420 (metros sobre el nivel medio del mar) topográficamente se considera una llanura, al norte colinda con el cerro colorado, al noroeste colinda con el cerro de Tancítaro, al oeste con el cerro el tambonero, y al sur con el cerro de Tomatlán. Como se muestra en la figura 3.4 topografía del municipio de Buenavista Tomatlán.

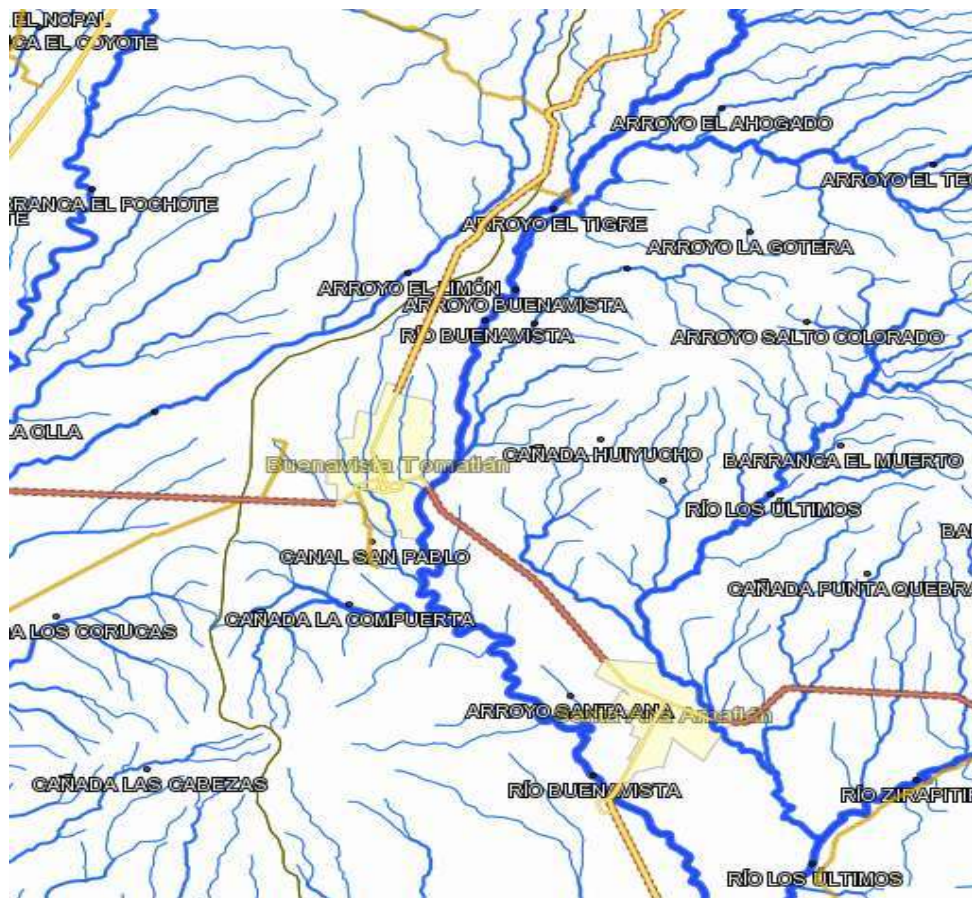


Fuente informativa: prontuario de información geográfica municipal (INEGI),2009

Figura 3.4.- Topografía del municipio de Buenavista Tomatlán.

3.1.4 HIDROGRAFÍA

La Región hidrológica es abastecida del Balsas (100%). La Cuenca del R. Tepalcatepec (100%), la Subcuenca R. Apatzingán (49.66%), R. Bajo Tepalcatepec (49.30%), R. Itzicuaró (1.03%) y A. Tepalcatepec (0.01%). Las Corrientes de agua que se encuentran en el territorio son, Perennes: El Carrizalillo, El Pastor, Grande y Buenavista Intermitentes: Zirapetiro, Buenavista y El Pastor. Los Cuerpos de agua: Perenne (0.02%): Presa Cerrito Colorado. Como se muestra en la figura anterior 3.4. - topografía del municipio de Buenavista Tomatlán, donde también pueden ser observados los cauces que cruzan cerca del municipio. A continuación, en la figura 3.5 se muestra la hidrografía del municipio de Buenavista Tomatlán.



Fuente informativa: SIATL (INEGI) 2017

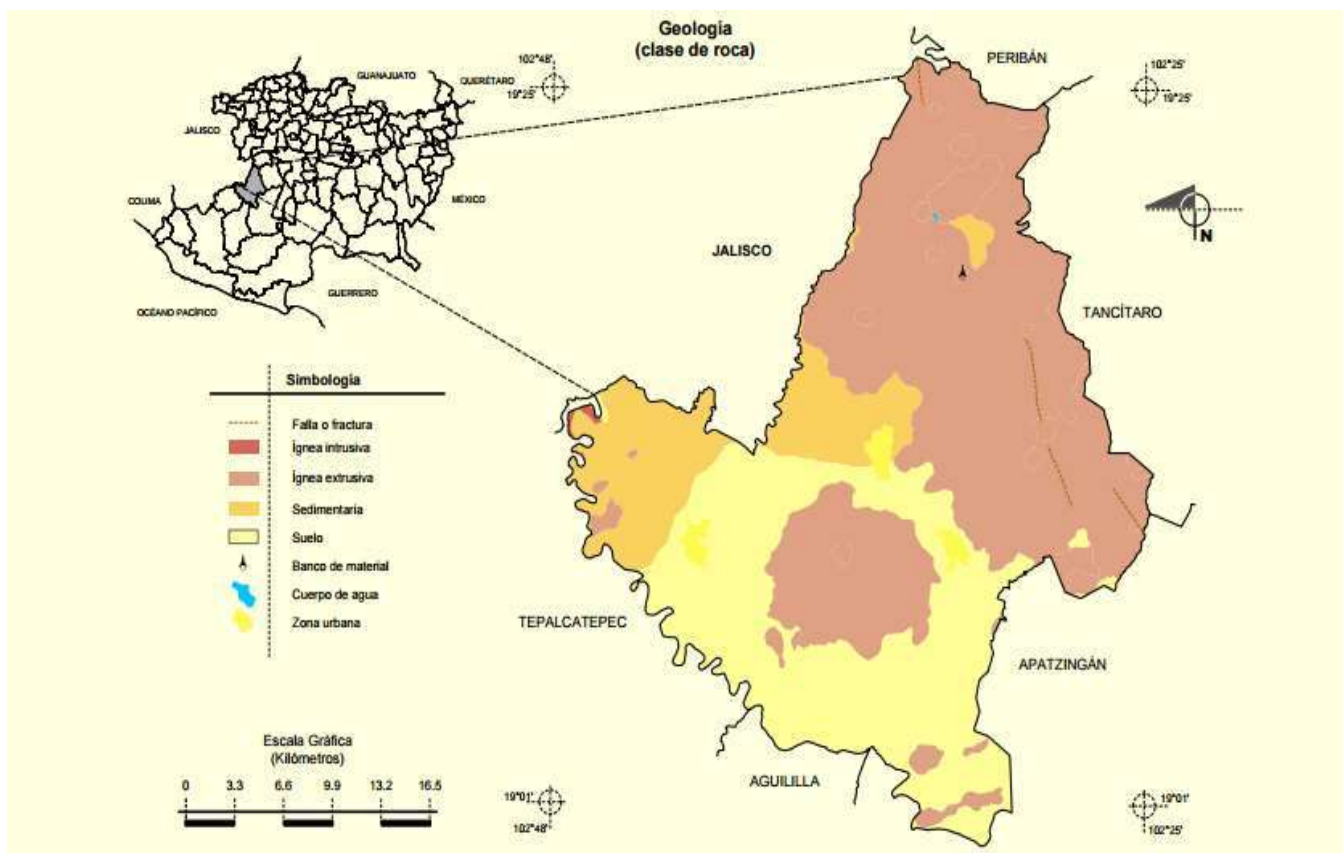
Figura 3.5.- Hidrografía del municipio de Buenavista Tomatlán.

3.1.5 GEOLOGÍA

Los suelos del municipio datan de los períodos cenozoico, cuaternario y plioceno, corresponden principalmente a los del tipo pradera, castaño y podzólico. Su uso es primordialmente forestal y en menor proporción ganadera y agrícola.

Los Periodos se distribuyeron en: Plioceno-Cuaternario (50.52%), Cuaternario (32.55%), Neógeno (15.50%) y Cretácico (0.13%).

Los tipos de roca dominantes que aquí se encuentran son, la Ígnea intrusiva: granodiorita-tonalita (0.13%) Ígnea extrusiva: basalto (48.63%), brecha volcánica intermedia (1.39%), brecha volcánica básica (1.14%), toba básica (1.11%), toba ácida-brecha volcánica ácida (1.02%), basalto-brecha volcánica básica (0.50%), riolita-toba ácida (0.42%), riodacita (0.27%) y andesita-brecha volcánica intermedia (0.02%) Sedimentaria: conglomerado (13.77%) y lutita-arenisca (0.01%) Suelo: aluvial (30.29%). En la figura 3.6 siguiente, se muestra la conformación geológica de la región.



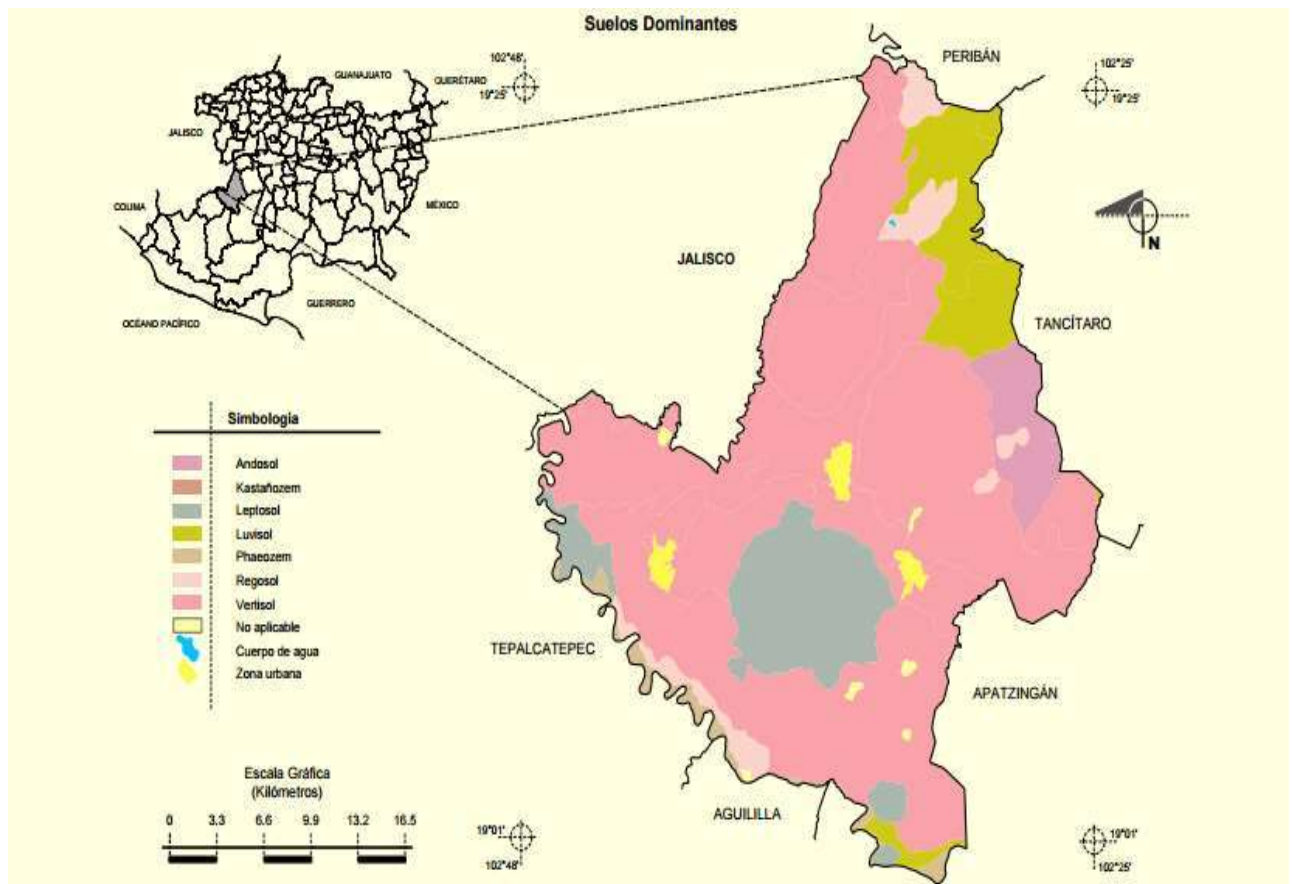
Fuente informativa: prontuario de información geográfica municipal (INEGI),2009

Figura 3.6. Geología del municipio de Buenavista Tomatlán.

3.1.6 EDAFOLOGÍA

El suelo del municipio está distribuido de la siguiente manera:

Suelo dominante: Vertisol (68.58%), Leptosol (11.78%), Luvisol (8.31%), Andosol (4.09%), Regosol (3.83%), Phaeozem (1.67%) y Kastañozem (0.02%). En la figura 3.7 siguiente, se muestra la conformación edafológica del municipio de Buenavista Tomatlán.



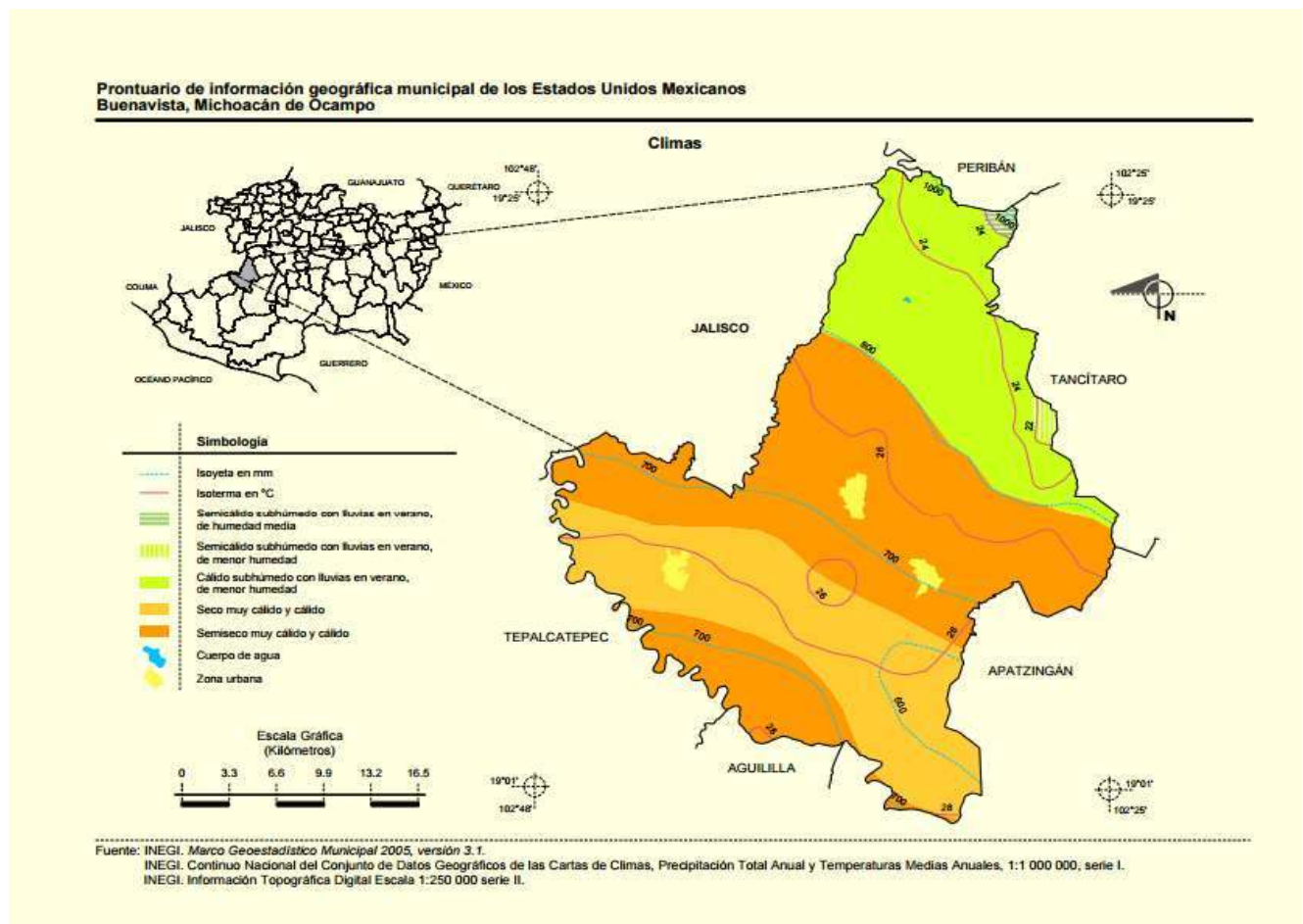
Fuente informativa: prontuario de información geográfica municipal(INEGI),2009

Figura 3.7.- Edafología del municipio de Buenavista Tomatlán.

3.1.7 CLIMA

Su clima es tropical y seco estepario con lluvias en verano, tiene una precipitación pluvial anual de 745.2 milímetros y temperaturas que oscilan de 18 a 36 grados centígrados.

- El rango de temperatura del municipio se encuentra entre los 20 – 35°C.
- Su rango de precipitación entre los 500 – 1 100 mm.
- Su clima se distribuye de la siguiente manera: Semiseco muy cálido y cálido (48.94%), seco muy cálido y cálido (26.07%), cálido subhúmedo con lluvias en verano, de menor humedad (24.08%), Semicálido subhúmedo con lluvias en verano, de menor humedad (0.48%) y Semicálido subhúmedo con lluvias en verano, de humedad media (0.43%). En la figura 3.8 se muestra el clima de la región.



Fuente informativa: prontuario de información geográfica municipal (INEGI),2009

Figura 3.8.- Clima del municipio de Buenavista Tomatlán.

3.2 MARCO SOCIAL

La población total del municipio en 2010 fue de 42,234 personas, lo cual representó el 1% de la población en el estado. Como se muestra en la siguiente tabla 3.1.

Tabla 3.1.- Indicadores sociodemográficos del municipio.

Indicadores sociodemográficos		
Indicador	Buenavista Tomatlán (municipio)	Michoacán de Ocampo (estado)
Población total, 2010	42,234	4,351,037
Total de hogares y viviendas particulares habitadas, 2010	10,526	1,066,630
Tamaño promedio de los hogares (personas), 2010	4	4
Hogares con jefatura femenina, 2010	2,028	257,061
Grado promedio de escolaridad de la población de 15 o más años, 2010	5.6	7.4
Total de escuelas en educación básica y media superior, 2010	114	12,025
Personal médico (personas)	30	6,742
Unidades médicas, 2010	10	1,194
Número promedio de carencias para la población en situación de pobreza, 2010	2.9	2.8
Número promedio de carencias para la población en situación de pobreza extrema, 2010	3.8	3.9

Fuente informativa: Michoacán 012 (2010)

- En el mismo año había en el municipio 10,526 hogares (1% del total de hogares en la entidad), de los cuales 2,028 estaban encabezados por jefas de familia (0.8% del total de la entidad).

- El tamaño promedio de los hogares en el municipio fue de 4 integrantes, mientras que en el estado el tamaño promedio fue de 4 integrantes.

- El grado promedio de escolaridad de la población de 15 años o más en el municipio era en 2010 de 5.6, frente al grado promedio de escolaridad de 7.4 en la entidad.

- En 2010, el municipio contaba con 42 escuelas preescolares (0.9% del total estatal), 54 primarias (1% del total) y 13 secundarias (0.8%). Además, el municipio contaba con cinco bachilleratos (1.3%). El municipio no contaba con ninguna primaria indígena.

- Las unidades médicas en el municipio eran diez (0.8% del total de unidades médicas del estado).

- El personal médico era de 30 personas (0.4% del total de médicos en la entidad) y la razón de médicos por unidad médica era de 3, frente a la razón de 5.6 en todo el estado.

- En 2010, 26,202 individuos (62.4% del total de la población) se encontraban en pobreza, de los cuales 19,877 (47.3%) presentaban pobreza moderada y 6,325 (15.1%) estaban en pobreza extrema.

- En 2010, la condición de rezago educativo afectó a 43.7% de la población, lo que significa que 18,361 individuos presentaron esta carencia social.

- En el mismo año, el porcentaje de personas sin acceso a servicios de salud fue de 50.6%, equivalente a 21,245 personas.

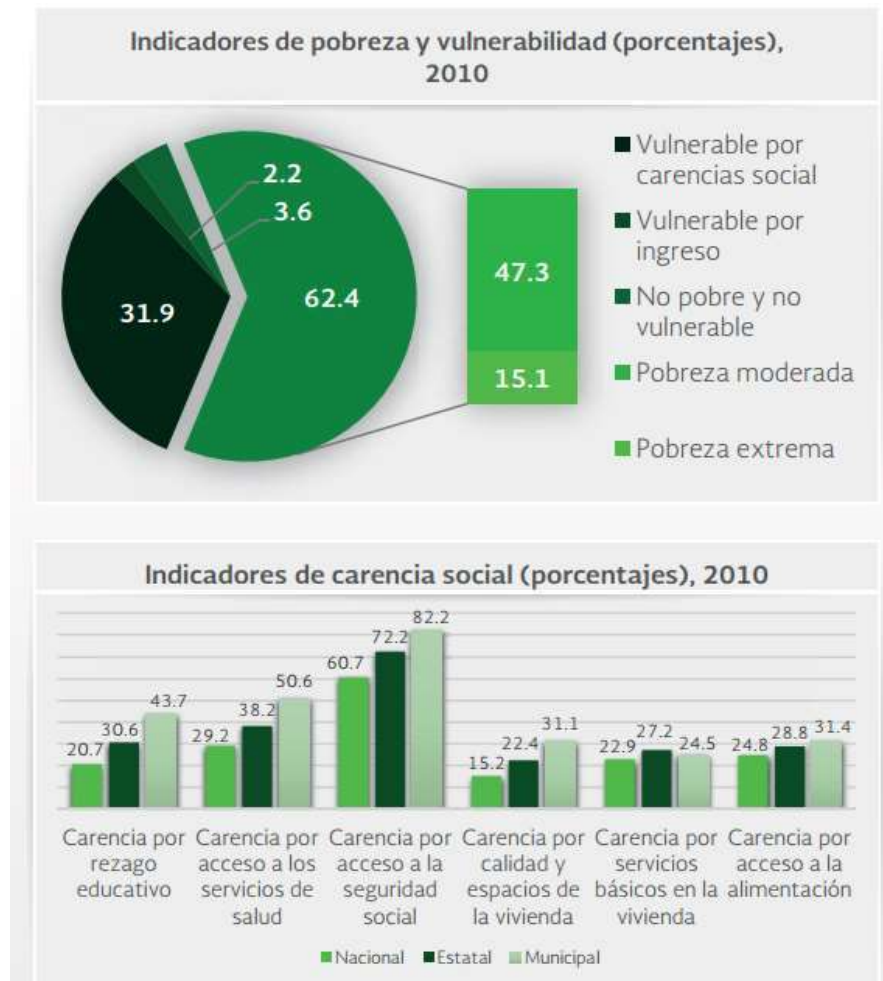
- La carencia por acceso a la seguridad social afectó a 82.2% de la población, es decir 34,538 personas se encontraban bajo esta condición.

- El porcentaje de individuos que reportó habitar en viviendas con mala calidad de materiales y espacio insuficiente fue de 31.1% (13,048 personas).

- El porcentaje de personas que reportó habitar en viviendas sin disponibilidad de servicios básicos fue de 24.5%, lo que significa que las condiciones de vivienda no son las adecuadas para 10,299 personas.

- La incidencia de la carencia por acceso a la alimentación fue de 31.4%, es decir una población de 13,206 personas.

En la figura 3.9 se muestran los indicadores de pobreza y vulnerabilidad así como también los indicadores de carencia social.



Fuente informativa: Michoacán 012, 2010

Figura 3.9.- Indicadores del municipio de Buenavista Tomatlán.

3.2.1 NIVEL SOCIOECONÓMICO

El nivel socioeconómico de Buenavista Tomatlán, según los datos del inventario nacional de viviendas 2016 la comunidad se divide solo en dos zonas; nivel bajo y nivel medio. Como se muestra en la figura 3.10.



Fuente informativa: INV (2016)

Figura 3.10.- Nivel socioeconómico de Buenavista Tomatlán.

3.2.2 ACTIVIDADES ECONÓMICAS

La actividad económica principal del municipio es la agricultura debido a que dicho lugar presenta un aspecto fértil y con abundancia de agua. Así el municipio cuenta con terrenos planos, tierras negras de gran calidad, regadas. Entre productos agrícolas podemos notar el cultivo de maíz, arroz, frijol, chile verde, chile seco, caña de azúcar y otros varios de menos consideración. Así como es fértil para la agricultura no lo es menos para la producción frutícola, en sus distintas variedades.

Podemos citar como exponentes el plátano, en sus diversas clases, como de agua, chico zapote, guayaba, limón, mango, papaya y tamarindo, entre los más importantes. Las extensas llanuras citadas anteriormente, sirven admirablemente para la cría de las distintas especies de ganado, debido a la abundancia de pasto que producen. Constituye Buenavista Tomatlán una de las regiones importantes de la Entidad michoacana, por su producción agrícola y su industria en un progreso constante.

En la siguiente tabla 3.2 encontrarán además de la actividad económica principal, las diferentes actividades realizadas en dicho lugar con el fin económico:

Tabla 3.2.-Distribución de la población según el sector actividad.

Distribución de la población ocupada según sector de actividad, 2010.		
Primario	11 Agricultura, ganadería, aprovechamiento forestal, pesca y caza.	10,211
Secundario	21 Minería	
	22 Electricidad, agua y suministro de gas por ductos al consumidor final.	20
	23 Construcción	785
	31 Industrias manufactureras	619
Terciario	43 Comercio al por mayor	404
	46 Comercio al por menor	1,840
	48 Transportes, correos, y almacenamientos	241
	51 Información en medios masivos	40
	52 Servicios financieros y de seguros	81
	53 Servicios inmobiliarios y de alquiler de muebles bienes e intangibles	20
	54 Servicios profesionales, científicos y técnicos	40
	55 Dirección de corporativos y empresas	90
	56 Servicios de apoyo a los negocios y manejo de desechos y servicios de remediación	440
	61 Servicios educativos	62
	62 Servicios de salud	80
	71 Servicios de esparcimiento culturales y deportivos, y otros servicios recreativos	794
	72 Servicios de alojamiento temporal y de preparación de alimentos y bebidas	896
	81 Otros servicios excepto actividades de gobierno	244
	93 Actividades de gobierno y de organismos internacionales y territoriales.	
No especificado	99 No especificado	181

Fuente informativa: microrregiones (2016)

En las siguientes tablas 3.3 y 3.4 se muestran los porcentajes de participación en las actividades económicas, así como también la tasa de participación económica.

Tabla 3.3. - Distribución de la población por condición de actividad económica según sexo, 2010

Indicadores de participación económica	Total	Hombres	Mujeres	% Hombres	% Mujeres
Población económicamente activa (PEA)	18,253	13,134	5,149	71.84	28.16
Ocupada	18,142	13,031	5,111	71.83	28.17
Desocupada	141	103	38	73.05	26.95
Población no económicamente activa	12,686	2,333	10,353	18.39	81.61

Fuente informativa: microrregiones (2016)

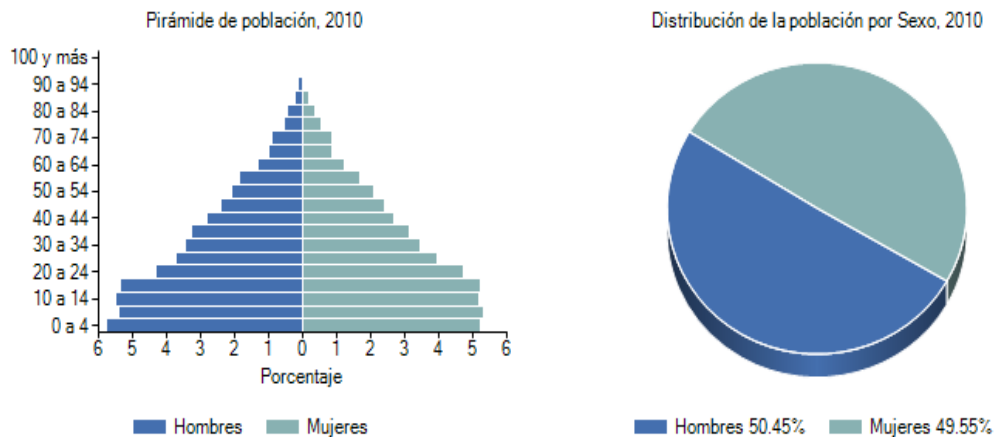
Tabla 3.4. - Tasa de participación económica, 2010.

Total	Hombres	Mujeres
58.54	83.96	33.03

Fuente informativa: INEGI

3.2.3 ASPECTOS DEMOGRÁFICOS

De acuerdo a los resultados del Censo de Población y Vivienda realizado en 2010 por el Instituto Nacional de Estadística y Geografía la población total del municipio de Buenavista es de 42 234 habitantes, de los cuales 21 308 son hombres y 20 926 son mujeres. Como se muestra en la figura 3.11.



Distribución de la población por grandes grupos de edad, 2010

	Nacional	Estatad	Municipal
Población total	112,336,538	4,351,037	42,234
Población de 0 a 14 años	32,515,796	1,304,279	13,714
Población de 15 a 64 años	71,484,423	2,681,245	25,878
Población de 65 años y más	6,938,913	316,176	2,617

Fuente informativa: INEGI (2010)

Figura 3.11.- Aspectos demográficos.

3.2.3.1.-CARACTERÍSTICAS DE LA POBLACIÓN.

Las características de la población del municipio de Buenavista Tomatlán se muestran en la siguiente figura 3.12.



Fuente informativa: INEGI (2010)

Figura 3.12.- Características de población.

3.2.3.2.- LOCALIDADES

El municipio de Buenavista se integra por 104 localidades, las principales y su población son las que se muestran a continuación en la tabla 3.5.

Tabla 3.5. - Población del municipio.

Localidad	Población
Total municipio	42,234
Buenavista Tomatlán	10,390
Felipe Carrillo Puerto (La Ruana)	10,217
Santa Ana Amatlán	4,189
Catalinas (Francisco Villa)	2,840
Pinzándaro	2,040
Dieciocho de Marzo	1,510
División del Norte (Crucero de Catalinas)	1,244

Fuente informativa: INEGI (2010)

3.2.3.3.-VIVIENDAS.

Las viviendas en el municipio de Buenavista Tomatlán se clasifican de acuerdo a la figura 3.13.



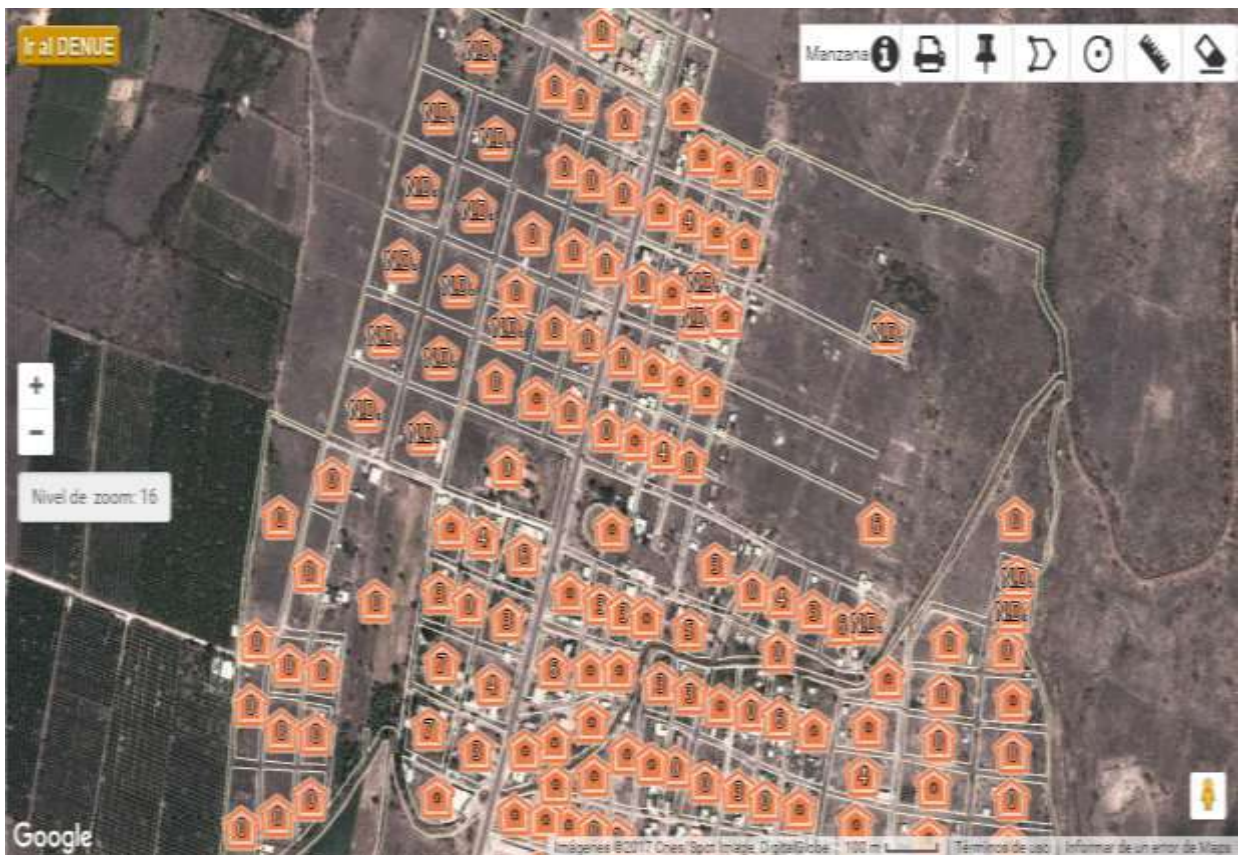
Fuente informativa: INEGI (2010)

Figura 3.13 .- Clasificación de viviendas.

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

4.1.- COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE.

El servicio de agua potable en la localidad de Buenavista Tomatlán, es de un 90% de cobertura de la red de agua potable, en las siguientes figuras 4.1, 4.2 y 4.3 se muestra la cobertura del servicio de agua potable, dividido por zonas (Norte, Centro y Sur) de la localidad.



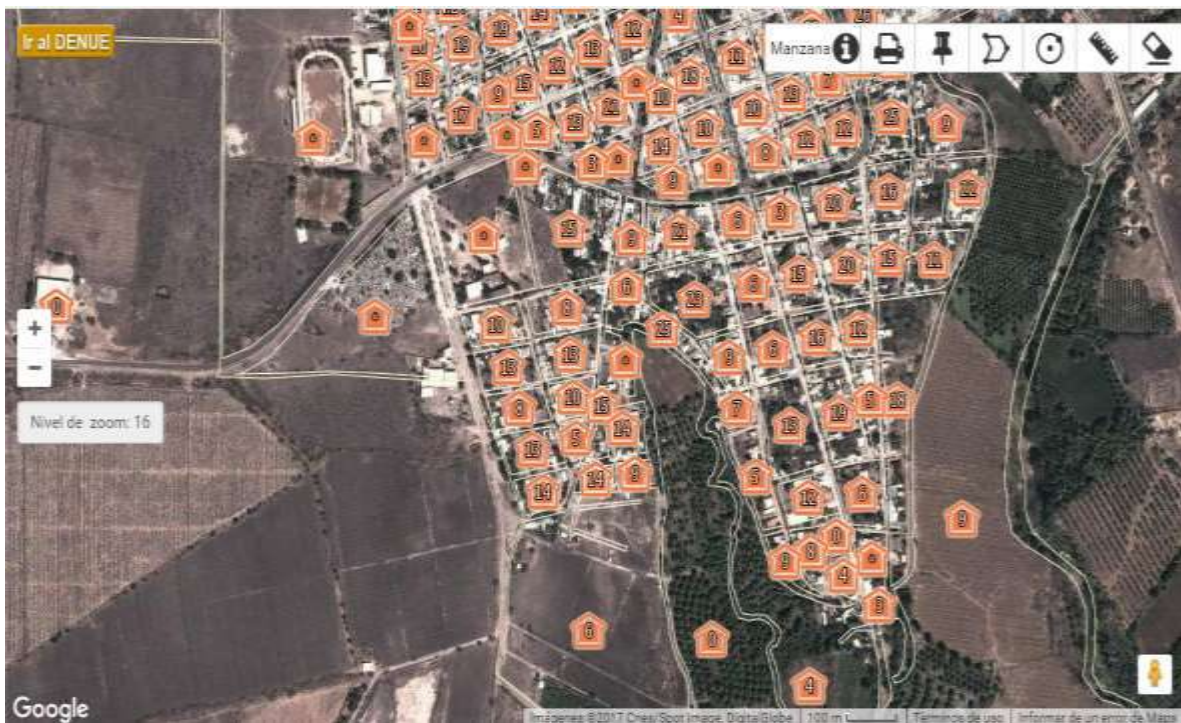
Fuente informativa: INV (INEGI) 2010

Figura 4.1.- Cobertura del servicio de agua potable en la zona Norte de Buenavista Tomatlán.



Fuente informativa: INV (INEGI) 2010

Figura 4.2.- Cobertura del servicio de agua potable en la zona centro de Buenavista Tomatlán.



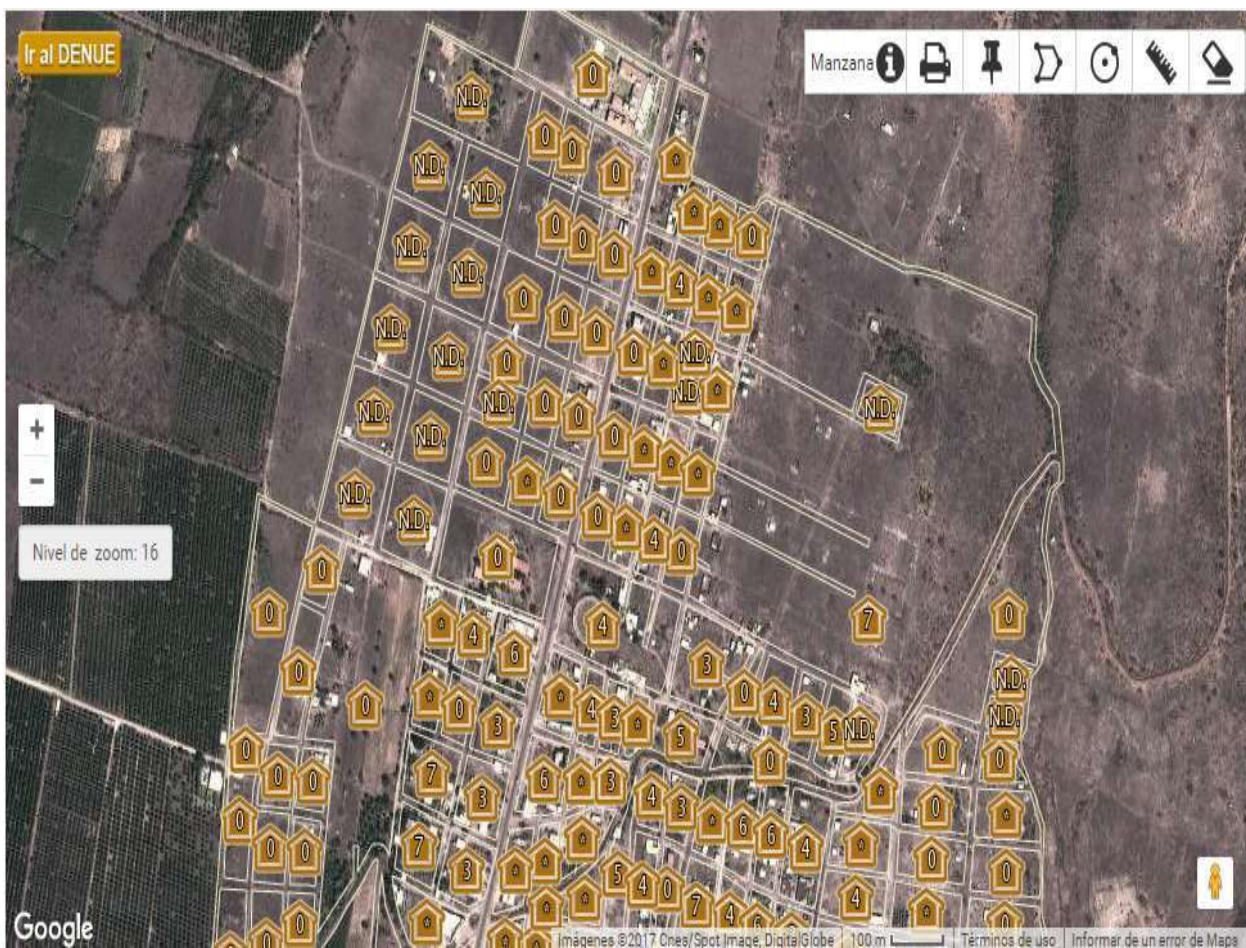
Fuente informativa: INV (INEGI) 2010

Figura 4.3.- Cobertura del servicio de agua potable de la zona Sur de Buenavista Tomatlán.

4.2.- COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE ALCANTARILLADO.

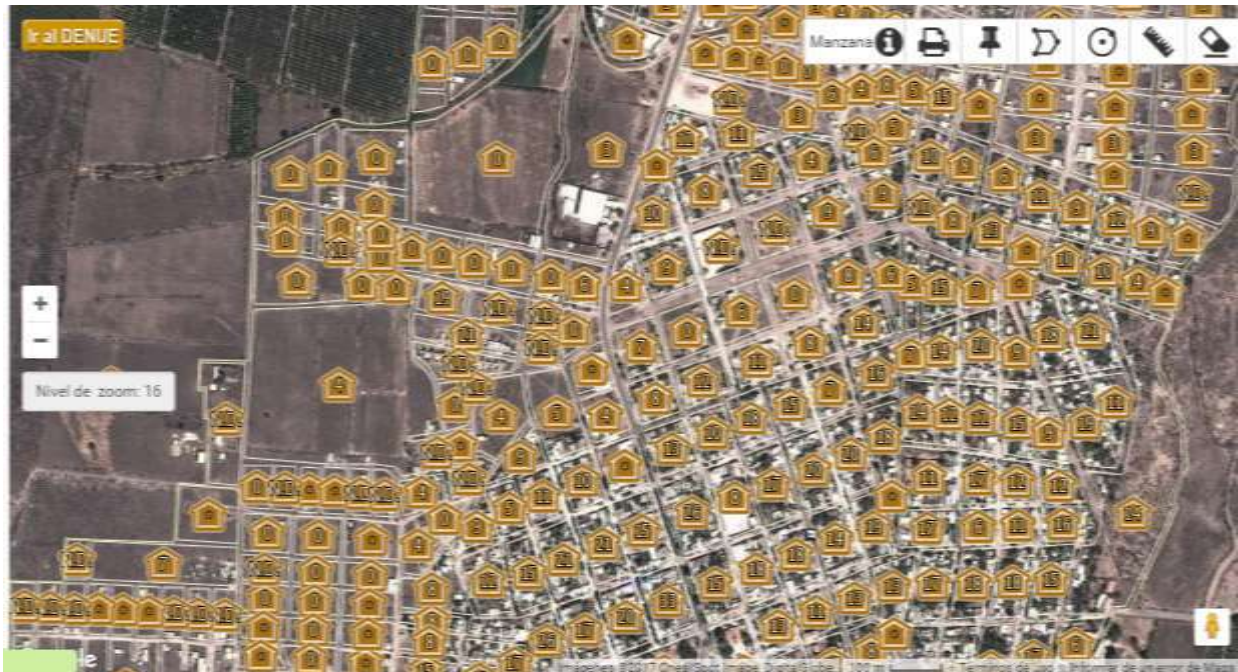
El servicio de alcantarillado en la localidad de Buenavista Tomatlán, está comprendida dentro de un 85% de cobertura de servicio de alcantarillado, como se muestra en las siguientes figuras 4.4., 4.5. y 4.6. la localidad en la zona Norte tiene menor cobertura ya que en la zona centro y Sur el servicio de alcantarillado está totalmente cubierto como se puede observar en las figuras siguientes.

Debido a que la localidad crece hacia la zona Norte, es por eso que la cobertura de servicio de alcantarillado es menor.



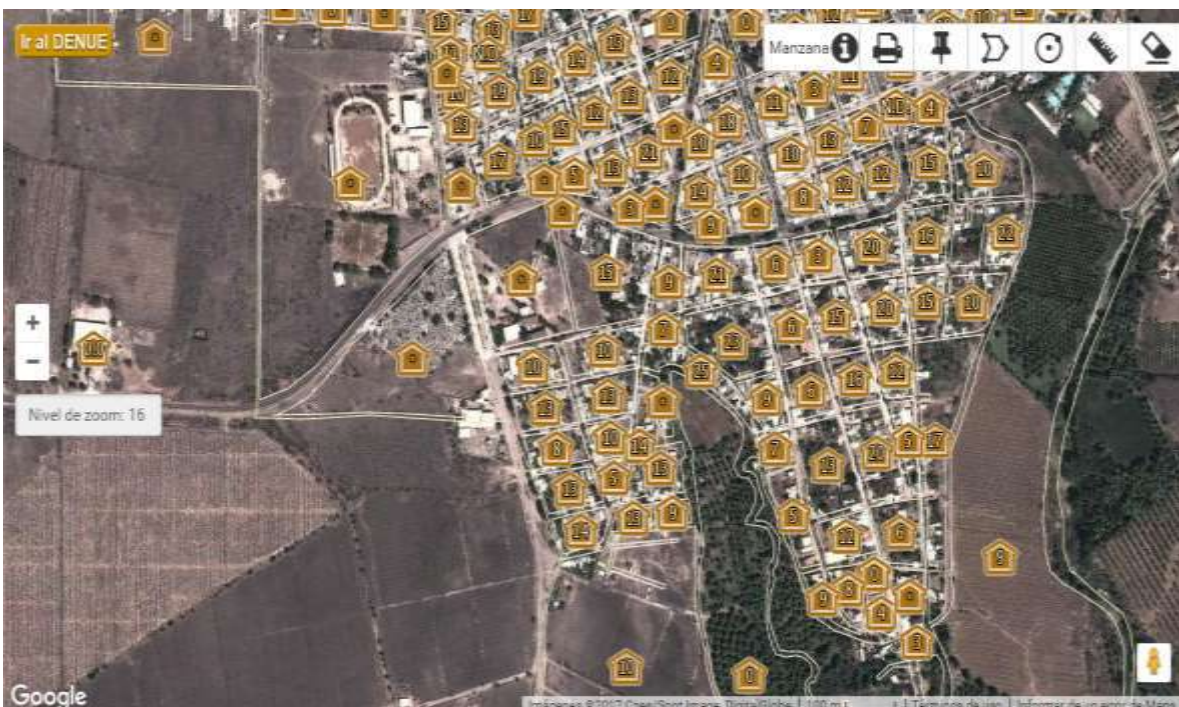
Fuente informativa: INV (INEGI) 2010

Figura 4.4.- Cobertura del servicio de alcantarillado en la zona Norte de Buenavista Tomatlán.



Fuente informativa: INV (INEGI) 2010

Figura 4.5.- Cobertura del servicio de alcantarillado en la zona centro de Buenavista Tomatlán.



Fuente informativa: INV (INEGI) 2010

Figura 4.6.- Cobertura del servicio de alcantarillado en la zona Sur de Buenavista Tomatlán.

En la figura 4.7 se muestra como está distribuida la localidad en las zonas Norte, centro y Sur.



Fuente informativa: INV (INEGI) 2010

Figura 4.7.- Croquis de localización de la zona **Norte**, **centro** y **Sur** de Buenavista Tomatlán.

4.3.- COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE SANEAMIENTO.

El servicio de saneamiento de la localidad de Buenavista Tomatlán está a un 0%, es decir, las aguas servidas son vertidas al medio natural sin ningún tratamiento previo, y sin cumplimiento con los límites máximos permisibles que establecen las normas en la materia.

4.3.1- INFRAESTRUCTURA DE PROYECTO.

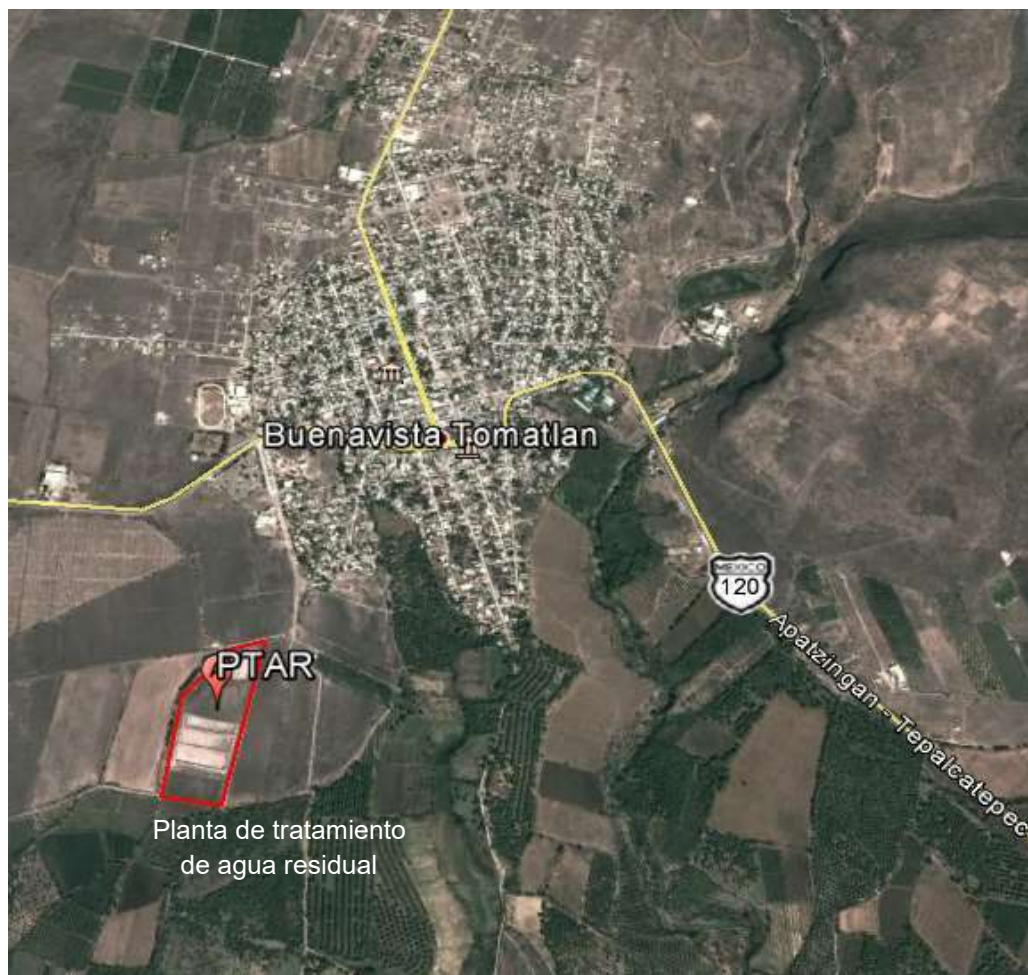
Actualmente, en la localidad de Buenavista Tomatlán se quedó inconclusa una planta de tratamiento, en la cual sólo se tiene el terreno, una caseta de operación y la creación de las ollas donde posteriormente se harían los humedales, este proyecto tiene inconcluso desde el año 2008 aproximadamente. Por lo que es lo único que se tiene como infraestructura de proyecto en existencia dentro de la localidad. Haciendo énfasis en que ya se tiene el sitio para la ubicación de la planta esto desde que se hizo la propuesta de la planta en el 2008, se adquirió el terreno para su ubicación.

5. ESTUDIOS PRELIMINARES.

5.1.- UBICACIÓN DEL SITIO DE LA PLANTA

El terreno donde se ubicará la planta de tratamiento de agua residual, se encuentra al Noroeste de la cabecera municipal de Buenavista Tomatlán Michoacán, con una altitud de 440 m.s.n.m. y con coordenadas (19°11'57.26"N, 102°35'36.53"O), el terreno disponible cuenta con: 1,437 metros de perímetro y con una superficie de 100,000 m² (10 hectáreas).

A continuación, en la figura 5.1 se muestra la ubicación geográfica del terreno donde se ubicará la planta de tratamiento de agua residual.



Fuente informativa: google earth. 2017

Figura 5.1.- Microlocalización de la planta de tratamiento de agua residual.

5.2.- CARACTERIZACIÓN DE LA DESCARGA DE AGUA RESIDUAL.

La composición de las aguas residuales, se refiere a las cantidades de constituyentes físicos, químicos y biológicos presentes en las aguas residuales, posteriormente, se presentan datos sobre los diferentes constituyentes de las aguas residuales, así como de los lodos provenientes de las fosas sépticas, también se incluirán comentarios, acerca de la necesidad de profundizar en la caracterización de las aguas residuales, y sobre la incorporación de minerales que se producen durante los diversos usos del agua.

Constituyentes del agua residual y del líquido séptico.

La tabla 5.1 presenta datos típicos de los constituyentes encontrados en el agua residual doméstica. En función de las concentraciones de estos constituyentes, podemos clasificar el agua residual como concentrada, media o débil. Tanto los constituyentes como sus concentraciones presentan variaciones en función de la hora del día, el día de la semana, el mes del año y otras condiciones locales. Por ello en la tabla 1.5 pretenden solamente servir de guía, y no como base de proyecto el líquido séptico es el fango producido en los sistemas de evacuación de aguas residuales individuales, principalmente fosas sépticas y pozos negros. Las cantidades y constituyentes del fango séptico varían ampliamente. Las mayores variaciones se presentan en las comunidades en las que no existe un control adecuado sobre la recogida y evacuación de los residuos.

Necesidad de análisis especializados

En general los constituyentes citados en la tabla 5.1 son aquellos cuyo análisis se suele hacer de forma más o menos rutinaria. En el pasado, se creía que estos constituyentes eran suficientes para caracterizar el agua residual con visitas a su tratamiento biológico, pero a medida que fueron avanzando los conocimientos de Química y de la Microbiología del tratamiento de las aguas residuales, se ha puesto de manifiesto la importancia de analizar la presencia de constituyentes adicionales.

Estos constituyentes adicionales, que ahora se analizan, incluyen muchos de los metales necesarios para el crecimiento de microorganismos, como pueden ser el calcio, cobalto, cobre, hierro, magnesio, manganeso, y zinc.

En la tabla 5.1 se muestran la composición típica del agua residual por descarga doméstica, en la cual se citan los valores de la concentración de los contaminantes que contiene el agua.

Tabla 5.1.- Composición típica del agua residual doméstica bruta.

Concentración				
Contaminantes	unidades	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	mg/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 Química de oxígeno (DQO)	mg/l	250	500	1000
Nitrógeno (total en la 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
Fósforo (total en la forma P)	mg/l	4	8	15
Orgánico	mg/l	1	3	5
Inorgánico	mg/l	3	5	10
Cloruros ^a	mg/l	30	50	100
Sulfato ^a	mg/l	20	30	50
Alcalinidad (como CaCO ₃)	mg/l	50	100	200
Grasa	mg/l	50	100	150
Coliformes totales ^b	mg/l	10 ⁶ -10 ⁷	10 ⁷ -10 ⁸	10 ⁷ -10 ⁹
Compuestos orgánicos volátiles(COVs)	mg/l	<100	100-400	>400

Fuente informativa: Metcalf & Eddy, 1996.

(a) los valores se deben aumentar en la cantidad en que estos compuestos se encuentren presentes en las aguas de suministro.

5.2.1.- MÉTODOS DE MUESTREO.

Según las normas oficiales mexicanas (NOM-001-SEMARNAT-1996, NOM-002-SEMARNAT-1996, NOM-003-SEMARNAT-1997) los métodos de muestreo son:

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 descargado en el sitio y en el momento del muestreo. El volumen de cada muestra simple necesario para formar la muestra compuesta se determina mediante la siguiente ecuación:

$$VMSi = VMC \times (Qi/Qt)$$

Donde:

VMSi = volumen de cada una de las muestras simples "i", litros.

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

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

Qt = $\sum Qi$ hasta Qn, litros por segundo.

Muestra compuesta

La que resulta de mezclar el número de muestras simples, según lo indicado en la Tabla 5.2 (Tabla 1 NOM-001-SEMARNAT-1996) 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.

Tabla 5.2.- (tabla 1 NOM-001-SEMARNAT-1996) Frecuencia de muestreo

FRECUENCIA DE MUESTREO			
HORAS POR DÍA QUE OPERA EL PROCESO GENERADOR DE LA DESCARGA.	NUMERO DE MUESTRAS SIMPLES	INTERVALO ENTRE TOMA DE MUESTRAS SIMPLES (HORAS)	
		MÍNIMO	MÁXIMO
MENOR QUE 4	MÍNIMO 2	N.E.	N.E.
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
MAYOR QUE 18 Y HASTA 24	6	3	4

N.E. no especificado

Fuente informativa: NOM-001-SEMARNAT-1996

5.2.1.1.- PROCEDIMIENTO DE MUESTREO.

Uno de los requerimientos básicos en el programa de muestreo es una manipulación ausente de procesos de deterioro o de contaminación antes de iniciar los análisis en el laboratorio; en el muestreo de aguas, antes de colectar la muestra es necesario enjuagar con la misma agua a muestrear dos o tres veces el recipiente, en caso de que se lleve un recipiente con agentes preservativos, deberá estar previamente limpio. Dependiendo del tipo de determinación, el recipiente se llenará completamente (esto para la mayoría de las determinaciones de compuestos orgánicos), o se deja un espacio para aireación o mezcla (por ejemplo, en análisis microbiológico); si el recipiente contiene preservativos no puede ser llenado hasta su derrame, lo cual ocasionará una pérdida por dilución. Excepto cuando el muestreo tiene como objetivo el análisis de compuestos orgánicos, se debe dejar un espacio de aire equivalente aproximadamente 1% del volumen del recipiente, para permitir la expansión térmica durante su transporte.

Cuando las muestras colectadas contienen compuestos orgánicos o metales traza (en cantidades muy pequeñas), se requieren precauciones muy especiales, debido a que muchos constituyentes están presentes en concentraciones de unos pocos microgramos por litro y se puede correr el riesgo de una pérdida total o parcial, si el muestreo no se ejecuta con los procedimientos precisos para la adecuada preservación.

Las muestras preservativas se pueden obtener sólo colectando muestras compuestas en lapsos determinados o en diferentes puntos de muestreo; las condiciones de recolección varían con las localidades y no existen recomendaciones específicas que puedan ser aplicables en forma general. Algunas

veces es más informativo analizar varias muestras en forma separada en lugar de obtener una muestra compuesta, ya que es posible aparentar su variabilidad, los máximos y los mínimos.

En términos generales, la muestra colectada debe asegurar que en los resultados analíticos obtenidos representan la composición actual de la misma. En algunas determinaciones como los análisis para plomo, estos pueden ser invalidados por la contaminación que se puede presentar en tales procesos. Cada muestra debe ser tratada de forma individual, teniendo en cuenta las sustancias que se van a determinar, la cantidad y naturaleza de la turbidez presente, y cualquier otra condición que pueda influenciar los resultados.

Los responsables del tratamiento y reúso de las aguas residuales tratadas, tienen la obligación de realizar los muestreos como se establece en la Norma Mexicana **NMX-AA-003**, referida en el punto 2 de esta Norma Oficial Mexicana. La periodicidad y número de muestras será:

- Para los coliformes fecales, materia flotante, demanda bioquímica de oxígeno 5, sólidos suspendidos totales y grasa y aceites, al menos 4 (cuatro) muestras simples tomadas en días representativos mensualmente.
- Para los huevos de helminto, al menos 2 (dos) muestras compuestas tomadas en días representativos mensualmente.
- Para los metales pesados y cianuros, al menos 2 (dos) muestras simples tomadas en días representativos anualmente.

5.2.2.- AFORO.

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

$$Q = A \cdot V$$

Métodos de aforo más comunes:

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

$$Q = V/t$$

Sección pendiente: (Manning)

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

Donde:

$$Rh = \frac{A}{P} \quad s = \frac{\text{dist. vertical}}{\text{dist. horizontal}}$$

n, es el coeficiente de rugosidad de Manning.

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

Fórmula semi empírica para descarga libre en tuberías

$$V = \sqrt{\frac{4.9 e^2}{h}}$$

$$Q = 1.74 e \frac{V^2}{\sqrt{h}}$$

En la figura siguiente 5.2 se muestra la descarga libre en tuberías así como también a lo que corresponden las variables.

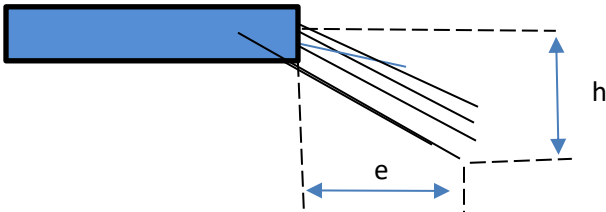


Figura 5.2.- Descarga libre en tuberías.

Mediante dispositivos de medición, en secciones de control.

En tuberías:

Medidor de Venturi, placas de orificio, diafragmas, toberas, rotámetros, válvulas, medidos electrónico, medidor electromagnético, etc.

En cauces y canales:

Vertedores, compuertas, válvulas, molinetes, tubos de Prandtl, tubo pitot, medidor parshall, medidores electrónicos, etc.

Vertedores comunes:

- A) Vertedores rectangulares.
 Sin contracción $Q= 1.84 Lh^{(3/2)}$
 Con contracción $Q= 1.84 (L-2h)h^{(3/2)}$
 Donde **L** es el ancho del vertedor, **n** es el número de contracciones y **h** la carga hidráulica sobre el vertedor.
- B) Vertedor triangular
 Si el vertedor tiene un Angulo de 90° la fórmula a aplicar es $Q= 1.4 h^{2.5}$
 Si el ángulo del vertedor es de 60°, la fórmula es: $Q= 0.81 h^{2.5}$
 Donde **h** es la carga hidráulica sobre el vertedor
- C) Vertedor trapecial o cipolletti $Q= 1.858 L h^{(3/2)}$
- D) Vertedor tipo sutro
- E) Vertedor parshall

5.2.3.- CÁLCULO DE GASTOS.

A continuación, se muestran los gastos calculados que se utilizarán en el diseño de la planta de tratamiento tabla 5.3, estos gastos fueron obtenidos en base a dotación y aportación de la localidad de Buenavista de acuerdo a la población proyecto.

Tabla 5.3.- Gastos de diseño.

Población Proyecto (2037)(Hab)	15,848
APORTACIÓN	218.8
DOTACIÓN	291.7
COEFICIENTE DE HARMÓN	M
P<1000	3.8
p>63454	2.17
INTERMEDIO $U = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{\frac{P(SERVIDA)}{1000}}}$	
COEFICIENTE DE SEGURIDAD(CS)	1.5

POBLACIÓN SERVIDA (Hab)	GASTOS(I/S)			
	MEDIO	MÍNIMO	MÁXIMO INSTANTÁNEO	MÁXIMO EXTRAORDINARIO
15,848	40.1	20.1	55.3	82.9

Por lo calculado anteriormente, se obtienen los gastos de diseño con los cuales será diseñada la planta de tratamiento de aguas residuales para la localidad en estudio.

5.3.- CUERPOS RECEPTORES

Para este apartado se tomará lo establecido en la 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.

El cuerpo receptor al que se pretende descargar, es utilizado en el **riego para uso agrícola**, ya que en la zona donde se encontrara la planta, aguas abajo existen muchas hectáreas de riego agrícola, en las cuales se pretende aprovechar el agua tratada. A continuación, se presenta las definiciones que conforme a la norma se hace referencia.

5.3.1.- DEFINICIONES

Aguas costeras

Son las aguas de los mares territoriales en la extensión y términos que fija el derecho internacional; así como las aguas marinas interiores, las lagunas y esteros que se comuniquen permanente o intermitentemente con el mar.

Aguas nacionales

Las aguas propiedad de la Nación, en los términos del párrafo quinto del artículo 27 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos.

Aguas residuales

Las aguas de composición variada provenientes de las descargas de usos municipales, industriales, comerciales, de servicios, agrícolas, pecuarios, domésticos, incluyendo fraccionamientos y en general de cualquier otro uso, así como la mezcla de ellas.

Aguas pluviales

Aquellas que provienen de lluvias, se incluyen las que provienen de nieve y granizo.

Bienes nacionales

Son los bienes cuya administración está a cargo de la Comisión Nacional del Agua en términos del artículo 113 de la Ley de Aguas Nacionales.

Carga contaminante

Cantidad de un contaminante expresado en unidades de masa por unidad de tiempo, aportada en una descarga de aguas residuales.

Condiciones particulares de descarga

El conjunto de parámetros físicos, químicos y biológicos y de sus niveles máximos permitidos en las descargas de agua residual, determinados por la Comisión Nacional del Agua para el responsable o grupo de responsables de la descarga o para un cuerpo receptor específico, con el fin de preservar y controlar la calidad de las aguas conforme a la Ley de Aguas Nacionales y su Reglamento.

Contaminantes básicos

Son aquellos compuestos y parámetros que se presentan en las descargas de aguas residuales y que pueden ser removidos o estabilizados mediante tratamientos convencionales. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los siguientes: grasas y aceites, materia flotante, sólidos sedimentables, sólidos suspendidos totales, demanda bioquímica de oxígeno 5, nitrógeno total (suma de las concentraciones de nitrógeno Kjeldahl de nitritos y de nitratos, expresadas como mg/litro de nitrógeno), fósforo total, temperatura y pH.

Contaminantes patógenos y parasitarios

Son aquellos microorganismos, quistes y huevos de parásitos que pueden estar presentes en las aguas residuales y que representan un riesgo a la salud humana, flora o fauna. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los coliformes fecales y los huevos de helminto.

Cuerpo receptor

Son las corrientes, depósitos naturales de agua, presas, cauces, zonas marinas o bienes nacionales donde se descargan aguas residuales, así como los terrenos en donde se infiltran o inyectan dichas aguas cuando puedan contaminar el suelo o los acuíferos.

Descarga

Acción de verter, infiltrar, depositar o inyectar aguas residuales a un cuerpo receptor en forma continua, intermitente o fortuita, cuando éste es un bien del dominio público de la Nación.

Embalse artificial

Vaso de formación artificial que se origina por la construcción de un bordo o cortina y que es alimentado por uno o varios ríos o agua subterránea o pluvial.

Embalse natural

Vaso de formación natural que es alimentado por uno o varios ríos o agua subterránea o pluvial.

Estuario

Es el tramo del curso de agua bajo la influencia de las mareas que se extiende desde la línea de costa hasta el punto donde la concentración de cloruros en el agua es de 250 mg/l.

Humedales naturales

Las zonas de transición entre los sistemas acuáticos y terrestres que constituyen áreas de inundación temporal o permanente, sujetas o no a la influencia de mareas, como pantanos, ciénegas y marismas, cuyos límites los constituyen el tipo de vegetación hidrófila de presencia permanente o estacional; las áreas donde el suelo es predominantemente hídrico; y las áreas lacustres o de suelos permanentemente húmedos, originadas por la descarga natural de acuíferos.

Límite máximo permisible

Valor o rango asignado a un parámetro, el cual no debe ser excedido en la descarga de aguas residuales.

Metales pesados y cianuros

Son aquellos que, en concentraciones por encima de determinados límites, pueden producir efectos negativos en la salud humana, flora o fauna. En lo que corresponde a esta Norma Oficial Mexicana sólo se consideran los siguientes: arsénico, cadmio, cobre, cromo, mercurio, níquel, plomo, zinc y cianuros.

Parámetro

Variable que se utiliza como referencia para determinar la calidad física, química y biológica del agua.

Promedio diario (P.D.)

Es el valor que resulta del análisis de una muestra compuesta. En el caso del parámetro grasas y aceites, es el promedio ponderado en función del caudal, y la media geométrica para los coliformes fecales, de los valores que resulten del análisis de cada una de las muestras simples tomadas para formar la muestra compuesta. Las unidades de pH no deberán estar fuera del rango permisible, en ninguna de las muestras simples.

Promedio mensual (P.M.)

Es el valor que resulte de calcular el promedio ponderado en función del caudal, de los valores que resulten del análisis de al menos dos muestras compuestas (Promedio diario).

Riego no restringido

La utilización del agua residual destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas en forma ilimitada como forrajes, granos, frutas, legumbres y verduras.

Riego restringido

La utilización del agua residual destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas, excepto legumbres y verduras que se consumen crudas.

Río

Corriente de agua natural, perenne o intermitente, que desemboca a otras corrientes, o a un embalse natural o artificial, o al mar.

Suelo

Cuerpo receptor de descargas de aguas residuales que se utiliza para actividades agrícolas.

Tratamiento convencional

Son los procesos de tratamiento mediante los cuales se remueven o estabilizan los contaminantes básicos presentes en las aguas residuales.

Uso en riego agrícola

La utilización del agua destinada a la actividad de siembra, cultivo y cosecha de productos agrícolas y su preparación para la primera enajenación, siempre que los productos no hayan sido objeto de transformación industrial.

Uso público urbano

La utilización de agua nacional para centros de población o asentamientos humanos, destinada para el uso y consumo humano, previa potabilización.

5.3.2. ESPECIFICACIONES.

La concentración de contaminantes básicos, metales pesados y cianuros para las descargas de aguas residuales a aguas y bienes nacionales, no debe exceder el valor indicado como límite máximo permisible en las tablas 5.5 y 5.6. (Tablas 2 y 3 de esta Norma Oficial Mexicana) El rango permisible del potencial hidrógeno (pH) es de 5 a 10 unidades.

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

Para determinar la contaminación por parásitos se tomará como indicador los huevos de helminto. El límite máximo permisible para las descargas vertidas a suelo

(uso en riego agrícola), es de un huevo de helminto por litro para riego restringido, y de cinco huevos por litro para riego no restringido, lo cual se llevará a cabo de acuerdo a la técnica establecida en el anexo 1 de esta norma.

A continuación, se muestran las tablas 5.3 y 5.4 donde se indican los límites máximos permisibles que establece la norma para que las aguas puedan ser vertidas al medio natural, así como también haciendo énfasis en que el agua de uso doméstico de la población de Buenavista no presenta metales pesados y cianuros.

La tabla de límites máximos permisibles para metales pesados y cianuros es una tabla que se coloca para tener la información completa de la norma, ya que la descarga en análisis no presenta este tipo de componentes.

Tabla 5.3.- (Tabla 2 NOM-001-SEMARNAT-1996) límites máximos permisibles para contaminantes básicos.

TABLA 2

PARÁMETROS	LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA CONTAMINANTES BÁSICOS																				
	RÍOS						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)		
	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.	
(miligramos por litro, excepto cuando se especifique)																					
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	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	25
Materia Flotante (3)	ausente	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	2
Sólidos Suspendidos Totales	150	200	75	125	40	60	75	125	40	60	75	125	40	60	75	125	75	125	N.A.	N.A.	125
Demanda Bioquímica de Oxígeno ₅	150	200	75	150	30	60	75	150	30	60	75	150	30	60	75	150	75	150	N.A.	N.A.	150
Nitrogeno Total	40	60	40	60	15	25	40	60	15	25	40	60	15	25	40	60	15	25	N.A.	N.A.	N.A.
Fósforo Total	20	30	20	30	5	10	20	30	5	10	20	30	5	10	20	30	5	10	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. Derechos.
 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

Fuente informativa: NOM-001-SEMARNAT-1996

Tabla 5.4.- (Tabla 3 NOM-001-SEMARNAT-1996) límites máximos permisibles para metales pesados y cianuros.

TABLA 3

PARÁMETROS (*)	LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA METALES PESADOS Y CIANUROS																			
	RÍOS				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)	
	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.	P.M.	P.D.
Arsénico	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2
Cadmio	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.1	0.2	0.2	0.4	0.1	0.2	0.05	0.1	0.1	0.2
Cianuro	1.0	3.0	1.0	2.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	1.0	1.0	1.0	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	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	1	1.5	0.5	1.0	0.5	1.0	1	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 informativa: NOM-001-SEMARNAT-1996

Al responsable de la descarga de aguas residuales que antes de la entrada en vigor de esta Norma Oficial Mexicana se le hayan fijado condiciones particulares de descarga, podrá optar por cumplir los límites máximos permisibles establecidos en esta norma, previo aviso a la Comisión Nacional del Agua.

Los responsables de las descargas de aguas residuales vertidas a aguas y bienes nacionales deben cumplir con la presente Norma Oficial Mexicana de acuerdo con lo siguiente:

a) Las descargas municipales tendrán como plazo límite las fechas de cumplimiento establecidas en la tabla 5.5 (tabla 4 NOM-001-ECOL-1996). El cumplimiento es gradual y progresivo, conforme a los rangos de población. El número de habitantes corresponde al determinado en el XI Censo Nacional de Población y Vivienda, correspondiente a 1990, publicado por el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática.

b) Las descargas no municipales tendrán como plazo límite hasta las fechas de cumplimiento establecidas en la tabla 5.6 (Tabla 5 NOM-ECOL-1996). El cumplimiento es gradual y progresivo, dependiendo de la mayor carga contaminante, expresada como demanda bioquímica de oxígeno 5 (DBO5) o sólidos suspendidos totales (SST), según las cargas del agua residual, manifestadas en la solicitud de permiso de descarga, presentada a la Comisión Nacional del Agua.

Tabla 5.5.- (Tabla 4 NOM-001-ECOL-1996)- Descargas municipales.

DESCARGAS MUNICIPALES	
FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE :	RANGO DE POBLACIÓN :
1 de enero de 2000	Mayor de 50,000 habitantes
1 de enero de 2005	De 20,001 a 50,000 habitantes
1 de enero de 2010	De 2,501 a 20,000 habitantes

Fuente informativa: NOM-001-ECOL-1996

Tabla 5.6.- (Tabla 5 NOM-ECOL-1996)- Descargas no municipales.

DESCARGAS NO MUNICIPALES		
FECHA DE CUMPLIMIENTO A PARTIR DE :	CARGA CONTAMINANTE	
	DEMANDA BIOQUÍMICA DE OXÍGENO t/d (toneladas/día)	SÓLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES t/d (toneladas/día)
1 de enero 2000	Mayor de 3.0	Mayor de 3.0
1 de enero 2005	De 1.2 a 3.0	De 1.2 a 3.0
1 de enero 2010	Menor de 1.2	Menor de 1.2

Fuente informativa: NOM-001-ECOL-1996

5.4.- APROVECHAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL.

En el presente análisis se pueden considerar los siguientes escenarios para el reúso y/o aprovechamiento de las aguas residuales municipales de la localidad de Buenavista Tomatlán, estos escenarios fueron definidos en función del tamaño de la comunidad generadora de aguas residuales de tipo doméstica, el tipo de aprovechamiento y la disponibilidad de superficie. En todos los casos, la calidad del efluente debe de cumplir con los límites permisibles establecidos en las NOM, los escenarios son los siguientes:

- 1- Aguas residuales de la localidad de Buenavista Tomatlán con tratamiento biológico natural para riego agrícola y/o riego de áreas verdes, solares, etc. (principalmente los terrenos del ejido Emiliano Zapata que están aguas abajo de la planta de tratamiento).
- 2- Aguas residuales de la localidad de Buenavista Tomatlán con tratamiento biológico natural para descarga en río (cuerpo receptor).

5.5.- ÁREA DE ESTUDIO

5.5.1.- RÉGIMEN DE TENENCIA DE LA TIERRA

El régimen de tenencia de la tierra donde su ubicar la planta de tratamiento de aguas residuales corresponde a un terreno ejidal que anteriormente existieron dueños los cuales vendieron el terreno al H. ayuntamiento municipal para posteriormente proyectar una planta de tratamiento de agua residual la cual nunca se construyó por lo que el terreno sigue a disposición del H. ayuntamiento del municipio de Buenavista.

5.5.2.- TOPOGRAFÍA.

El municipio de Buenavista Tomatlán se encuentra topográficamente entre las curvas de nivel 520 y 420 (metros sobre el nivel medio del mar), topográficamente se considera una llanura, al Norte colinda con el Cerro Colorado, al Noroeste colinda con el Cerro de Tancitaro, al Oeste con el Cerro el Tambonero, y al Sur con el Cerro de Tomatlán. Como se muestra en las figuras 5.4 Y 5.5, topografía del municipio de Buenavista Tomatlán.

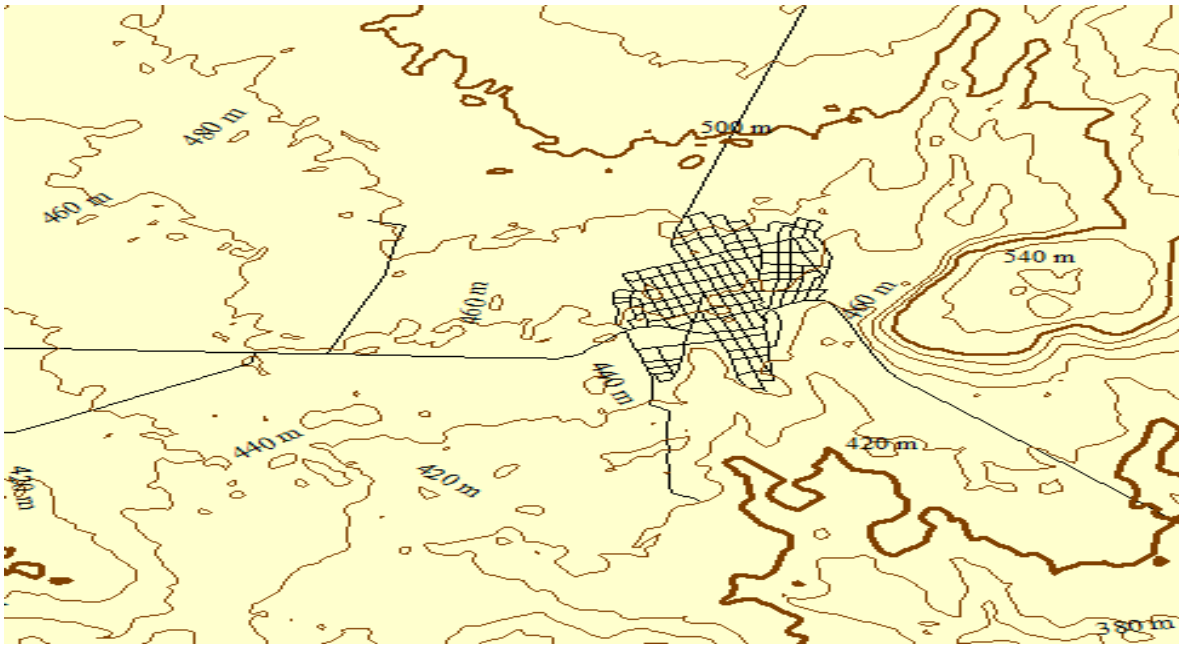


Figura 5.4.- Topografía (Buenavista Tomatlán)

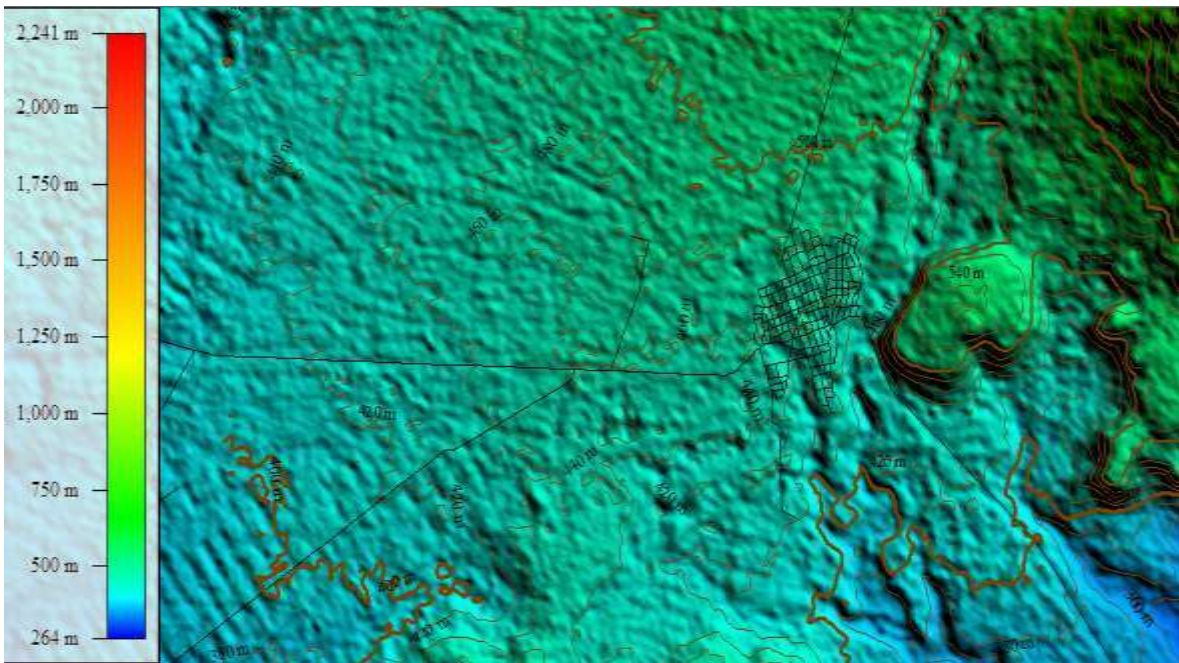


Figura 5.5.- Topografía (Buenavista Tomatlán), modelo digital de elevaciones.

5.5.3.- ÁREA DISPONIBLE.

El terreno donde se ubicará la planta de tratamiento de agua residual se encuentra al Noroeste de la cabecera municipal de Buenavista Tomatlán Michoacán, con una altitud de 440 msnm y con coordenadas (19°11'57.26"N ,102°35'36.53"O), el terreno disponible cuenta con: 1,437 metros de perímetro y con una superficie disponible de 100,000 m² (10 hectáreas), como se muestra en las siguientes figuras 5.6 y 5.7.



Figura 5.6.- Área disponible.

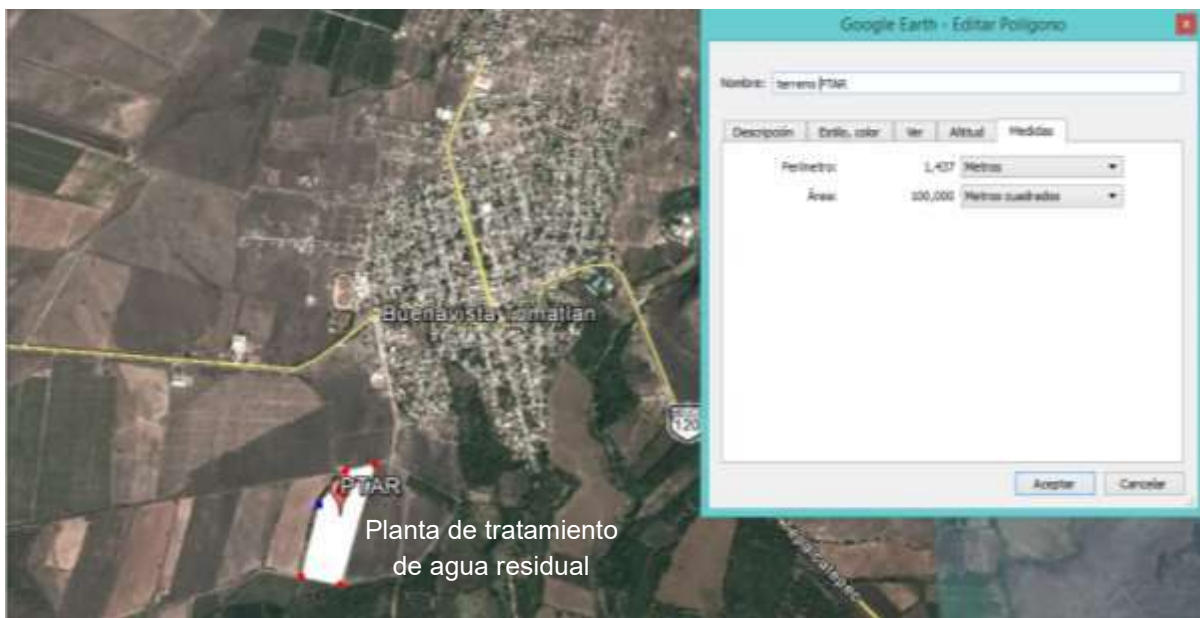


Figura 5.7- Área disponible (medidas).

5.5.4.- TIPO DE SUELO

El suelo del municipio está distribuido de la siguiente manera:

Suelo dominante: Vertisol (68.58%), Leptosol (11.78%), Luvisol (8.31%), Andosol (4.09%), Regosol (3.83%), Phaeozem (1.67%) y Kastañozem (0.02%). En la figura 5.8 siguiente, se muestra la conformación edafológica del municipio de Buenavista Tomatlán.

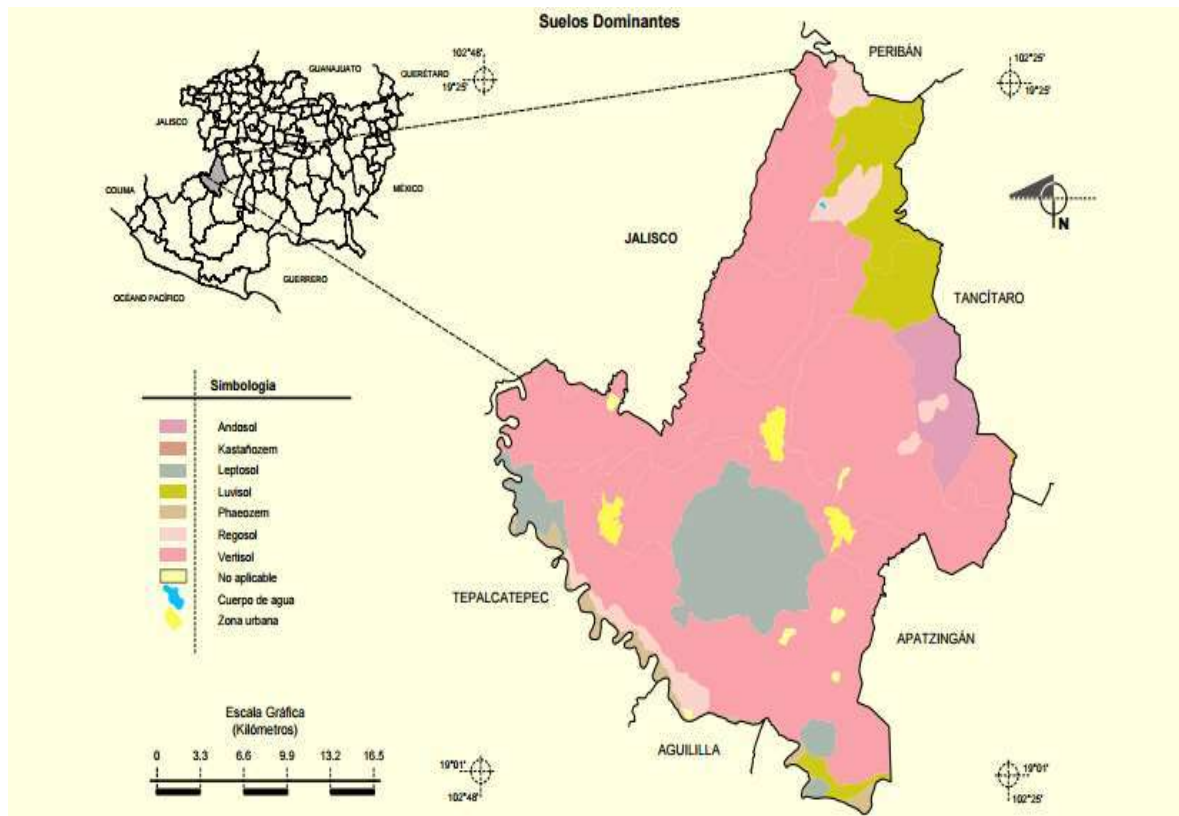
Por lo anteriormente mencionado el suelo que existe en la zona donde se ubicará la planta de tratamiento es Vertisol, siendo el suelo Vertisol:

En las clasificaciones de suelos de FAO y del Soil Taxonomy, un **Vertisol** es aquel suelo, generalmente negro, en donde hay un alto contenido de arcilla expansiva conocida como montmorillonita que forma profundas grietas en las estaciones secas, o en años. Las expansiones y contracciones alternativas causan auto-mulching, donde el material del suelo se mezcla consistentemente entre sí, causando vertisoles con un horizonte A extremadamente profundo y sin horizonte B. (Un suelo sin horizonte B se denomina suelo A/C soil). Esto también produce en ascenso de material interno a la superficie creando microrelieves conocidos como gilgai.

Los Vertisoles se forman típicamente de rocas altamente básicas tales como basalto en climas estacionalmente húmidos o sujetos a sequías erráticas y a inundación. Dependiendo del material parental y del clima, pueden oscilar del gris o rojizo al más familiar negro.

La contracción y expansión de las arcillas del Vertisol dañan construcciones y carreteras, obligando a costosas realizaciones y mantenimientos. Las tierras con Vertisoles se usan generalmente para pastoreo de ganado. No hay problemas con heridas producidas por caer en las grietas durante periodos de seca. Esa actividad intensa de la arcilla forma rápidas compactaciones.

Cuando se hace riego, los cultivos como algodón, trigo, sorgo, arroz crecen bien. Los Vertisoles son especialmente buenos para el cultivo del arroz debido a su impermeabilidad cuando se saturan. La agricultura de secano es muy difícil debido a que sólo pueden trabajarse en un rango de humedad muy estrecho: son extremadamente duros en seco, y demasiado plásticos en húmedo. En Australia, los vertisoles son altamente apreciados, porque son los únicos suelos sin deficiencias de fósforo disponible. Algunos los llaman vertisoles costosos, por una capa "fragipan" dura y fina en seco, que puede persistir por 2 a 3 años antes de aflojarse lo suficiente como para permitir la siembra.



Fuente informativa: prontuario de información geográfica municipal(INEGI),2009

Figura 5.8.- Edafología del municipio de Buenavista Tomatlán.

En la siguiente tabla 5.7 se muestra la composición porcentual de suelos que existen en la región, esta información fue tomada de un corte litológico que se hizo en la región.

Tabla 5.7.- Composición de los suelos.

Tipo de suelo	Composición porcentual (%)
Arcilla	62
Arena	26
Limo	12

5.6.- DIAGNÓSTICO DE LAS CONDICIONES ACTUALES.

5.6.1.- NECESIDADES DE TRATAMIENTO.

Toda comunidad genera residuos tanto sólidos como líquidos, la parte líquida de los mismos, a la que llamamos aguas residuales, es esencialmente el agua que se desprende de la comunidad una vez que ha sido contaminada durante los diferentes usos para los cuales ha sido empleada.

El grado de tratamiento necesario se puede determinar comparando las características del agua residual cruda con la exigencia del efluente correspondiente. Existen operaciones físicas, procesos químicos, y procesos biológicos para el tratamiento del agua residual. Dando lugar a tratamientos primarios, secundarios y terciarios o avanzados si así es necesario.

La localidad de Buenavista Tomatlán cuenta con una población de 11592 habitantes en el año 2017 aproximadamente, según cálculos de proyección de población de censos del INEGI, las necesidades de que el agua residual doméstica sea tratada es un tema fundamental dentro del desarrollo de la localidad y del municipio de Buenavista ya que tratar el agua residual evitaría la contaminación ambiental que se genera por las descargas del agua al medio ambiente sin ningún tipo de tratamiento previo, así como el darle saneamiento al agua generaría agua para riego de cultivos, jardines, solares, etc. Lo cual ayudará a reducir la explotación de los mantos acuíferos de la zona. Aproximadamente se calculó un gasto medio de agua residual de 40.12 l/s lo cual implicaría una buena cantidad de agua que una vez que haya sido tratada podrá reutilizarse para las actividades que se requieran en la zona como fueron mencionadas anteriormente y/o poder ser descargadas a los cuerpos receptores cercanos (río).

El proceso propuesto para el tratamiento del agua residual en la localidad de Buenavista Tomatlán es un proceso biológico natural (humedales artificiales), por lo cual el proceso consiste en que la eliminación de los contaminantes se lleva a cabo gracias a la actividad biológica que se conoce como proceso biológico natural o unitario, la principal aplicación de los procesos biológicos es la eliminación de las sustancias orgánicas biodegradables presentes en el agua residual en forma, tanto coloidal, como en disolución. Básicamente estas sustancias se convierten en gases, que se liberan a la atmósfera, y en tejido celular biológico, eliminable por sedimentación. Los tratamientos biológicos también se emplean para eliminar el nitrógeno contenido en el agua residual.

5.6.2.- USOS DEL AGUA RESIDUAL.

La escasez cada vez mayor de las aguas dulces debido al crecimiento demográfico, a la urbanización y, probablemente, a los cambios climáticos, ha dado lugar al uso creciente de aguas residuales para la agricultura, la acuicultura, la recarga de aguas subterráneas y otras áreas. En algunos casos, las aguas residuales son el único recurso hídrico de las comunidades pobres que subsisten por medio de la agricultura. Si bien el uso de aguas residuales en la agricultura puede aportar beneficios (incluidos los beneficios de salud como una mejor nutrición y provisión de alimentos para muchas viviendas), su uso no controlado generalmente está relacionado con impactos significativos sobre la salud humana. Estos impactos en la salud se pueden minimizar cuando se implementan buenas prácticas de manejo.

Las guías para el uso seguro de aguas residuales en la agricultura deben encontrar el balance justo entre la maximización de los beneficios de salud pública y las ventajas de usar recursos escasos. Es necesario que las Guías sean lo suficientemente flexibles para poder adaptarlas a las condiciones locales, sociales, económicas y ambientales. Además, se deben implementar paralelamente con otras intervenciones de salud como la promoción de la higiene, los servicios de agua potable y saneamiento adecuados y otras medidas de atención primaria de la salud.

En 1989, la OMS publicó las Guías sobre el Uso Seguro de Aguas Residuales en la Agricultura y Acuicultura. Estas guías han repercutido significativamente en el reúso racional de aguas residuales y excretas en todos los países. Para este caso la mayor parte del agua residual tiene como fin aprovecharla para la agricultura, ya que la planta se encuentra en un ejido en el cual existen huertas de limón, mango, lima, toronja, etc. Se busca usar el agua residual tratada para el cultivo de estos huertos anteriormente mencionados y así aprovechar el saneamiento del agua y controlar la explotación de los recursos hídricos de otras fuentes.

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

5.6.3.1.- NOM-001-SEMARNAT-1996.

Esta Norma Oficial Mexicana establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales, con el objeto de proteger su calidad y posibilitar sus usos, y es de observancia obligatoria para los responsables de dichas descargas. Esta Norma Oficial

Mexicana no se aplica a las descargas de aguas provenientes de drenajes separados de aguas pluviales.

En las siguientes tablas se muestran los componentes máximos permisibles que establece la norma, haciendo interés sólo en la tabla 5.3 (Tabla 2 NOM-001-SEMARNAT-1996) de esta norma ya que sólo se consideraran contaminantes básicos para el diseño de la planta, considerando que el agua de las descargas residuales no contiene metales pesados y cianuros, por lo que la tabla 5.4 (tabla 3 NOM-001-SEMARNAT-1996) es sólo informativa para este proyecto.

5.6.3.2.- NOM-004-SEMARNAT-2002.

NORMA Oficial Mexicana NOM-004-SEMARNAT-2002, Protección ambiental. - Lodos y biosólidos. -Especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes para su aprovechamiento y disposición final. Como se muestra en las siguientes tablas 5.8 y 5.9.

Tabla 5.8. -(Tabla 1 NOM-004-SEMARNAT-2002) límites máximos permisibles para metales pesados en biosólidos.

CONTAMINANTE (determinados 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 informativa: NOM-004-SEMARNAT-2002

Tabla 5.9. -(Tabla 2 NOM-004-SEMARNAT-2002) límites máximos permisibles para patógenos y parásitos en lodos y biosólidos.

Clase	Indicador bacteriológico de contaminación	Patógenos	Parásitos
	Coliformes fecales NMP/g en base seca	Salmonella spp. NMP/g en base seca	Huevos de helmintos/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 2000000	Menor de 300	Menor de 35

Fuente informativa: NOM-004-SEMARNAT-2002

(a) Huevos de helmintos variables.

NMP número más probable.

El aprovechamiento de los biosólidos, se establece en función y tipo y clase como se especifica en la siguiente tabla y su contenido de humedad hasta el 85%. Como se muestra en las siguientes tablas 5.10 y 5.11.

Tabla 5.10. (Tabla 3 NOM-004-SEMARNAT-2002) Aprovechamiento de biosólidos.

Tipo	Clase	Aprovechamiento
Excelente	A	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Usos urbanos con contacto público directo durante la aplicación. ➤ Los establecidos para la clase B Y C.
Excelente o bueno	B	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Usos urbanos sin contacto público directo durante su aplicación. ➤ Los establecidos para el clase C.
Excelente o bueno	C	<ul style="list-style-type: none"> ➤ Usos forestales. ➤ Mejoramiento de suelos. ➤ Usos agrícolas.

Fuente informativa: NOM-004-SEMARNAT-2002

Tabla 5.11. (Tabla 4 NOM-004-SEMARNAT-2002) Frecuencia de muestreo y análisis para lodos y biosólidos.

Volumen generado por año (ton/año) en base seca.	Frecuencia de análisis y muestreo.	Parámetros a determinar.
Hasta 1500	Una vez al año	Metales pesados, indicador bacteriológico de contaminación, patógeno y parásito.
Mayor de 1500 hasta 15000	Una vez por semestre	Metales pesados, indicador bacteriológico de contaminación, patógeno y parásito.
Mayor de 15000	Una vez por trimestre	Metales pesados, indicador bacteriológico de contaminación, patógeno y parásito.

Fuente informativa: NOM-004-SEMARNAT-2002

5.6.4.- ANÁLISIS DE LA COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES.

Analizando el tipo de descarga (descarga doméstica) a la que se le dará saneamiento y tomando en cuenta los datos de bibliografías donde se consideran las características que tienen las descargas de agua residual tipo doméstica la composición será la que se muestra a continuación en la tabla 5.12

Tabla 5.12.- Composición típica del agua residual doméstica 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	mg/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 química de oxígeno (DQO)	mg/l	250	500	1000
Nitrógeno (total en la 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
Fósforo (total en la forma P)	mg/l	4	8	15
Orgánico	mg/l	1	3	5
Inorgánico	mg/l	3	5	10
Cloruros ^a	mg/l	30	50	100
Sulfato ^a	mg/l	20	30	50
Alcalinidad (como CaCO ₃)	mg/l	50	100	200
Grasa	mg/l	50	100	150
Coliformes totales ^b	mg/l	10 ⁶ -10 ⁷	10 ⁷ -10 ⁸	10 ⁷ -10 ⁹
Compuestos orgánicos volátiles(COVs)	mg/l	<100	100-400	>400

Fuente informativa: Metcalf & Eddy, 1996.

(a) los valores se deben aumentar en la cantidad en que estos compuestos se encuentren presentes en las aguas de suministro.

De acuerdo con los valores de la composición del agua residual doméstica bruta de la tabla 5.12, las características que se utilizarán para el diseño de la planta serán los marcados en rojo en la tabla anterior.

Resaltando que no se hicieron pruebas de laboratorio por falta de recurso económico, por lo que se tomarán datos bibliográficos de cómo están compuestas las descargas de agua residual tipo doméstica.

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

6.1.- DATOS BÁSICOS DE PROYECTO.

Para realizar un buen proyecto se deben tomar en cuenta datos básicos que ayudarán al desarrollo del mismo, por lo que continuación se mostrarán los datos a utilizar para fines de este proyecto.

En la siguiente tabla 6.1 se muestra la población histórica que tiene la localidad de Buenavista Tomatlán, esta información se utilizará con fines de calcular una tasa de crecimiento y así posteriormente la vida útil del proyecto.

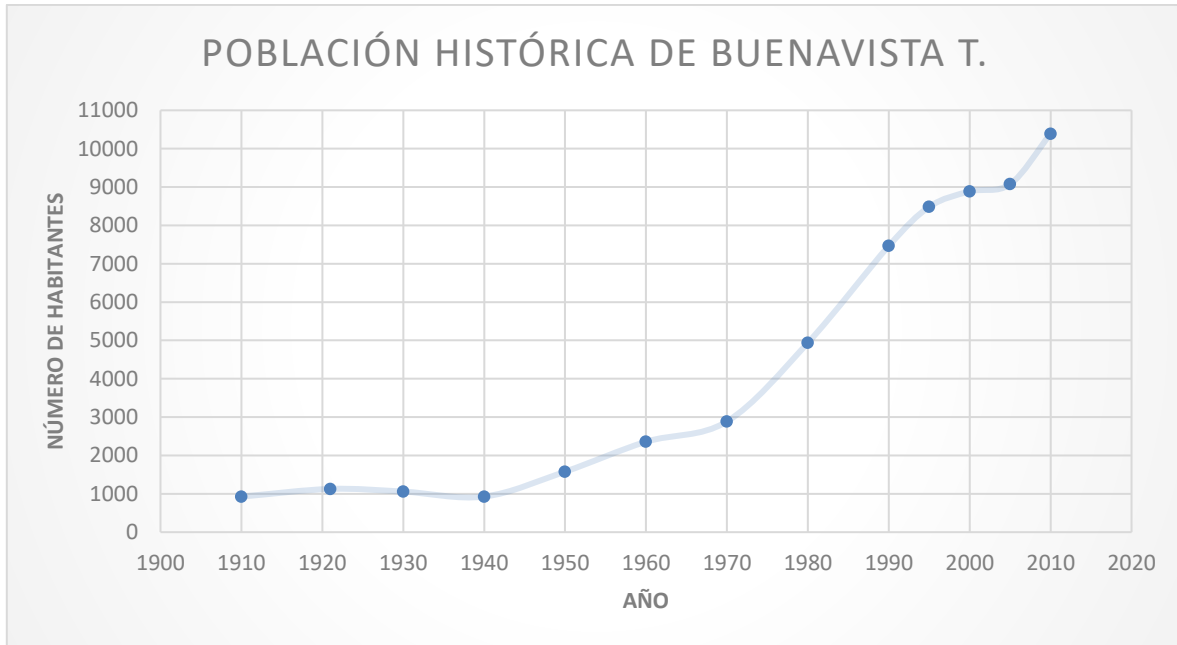
Tabla 6.1.- Población histórica de la localidad de Buenavista Tomatlán.

Año	Número De Habitantes
1910	927
1921	1127
1930	1058
1940	927
1950	1578
1960	2358
1970	2886
1980	4937
1990	7464
1995	8484
2000	8886
2005	9075
2010	10390

Fuente informativa: información geoestadística (Inegi 2017)

En la siguiente grafica 6.1 se muestran el comportamiento de los datos geoestadísticos de la tabla anterior.

Gráfica 6.1.- población histórica de Buenavista Tomatlán.



De acuerdo a los datos del inventario nacional de viviendas del INEGI, en la siguiente tabla 6.2 se muestra la clasificación porcentual de la clase socioeconómica de la localidad de Buenavista Tomatlán.

Tabla 6.2.- porcentaje de clase socioeconómica de la localidad.

PORCENTAJE DE CLASE SOCIOECONOMICA	
POPULAR (%)	20
MEDIA (%)	50
RESIDENCIAL (%)	30

Fuente informativa: INV (INEGI)2017

A continuación en la tabla 6.3, se muestran los consumos domésticos per cápita de acuerdo al clima de la región en estudio, señalando la fila de color gris a la cual corresponde la localidad de Buenavista Tomatlán.

Tabla 6.3.- Consumos domésticos per cápita.

CLIMA	CONSUMO POR CLASE SOCIOECONÓMICA L/HAB/DÍA		
	RESIDENCIAL	MEDIA	POPULAR
Cálido	400	230	185
Semicálido	300	205	130
templado, semifrío y frío	250	195	100

Fuente informativa: Ruiz,2017

En las siguientes tablas 6.4 y 6.5 se muestran los consumos públicos existentes en la localidad de Buenavista los cuales se consideraron el proyecto, así como también consideraciones de cada tipo de instalación.

Tabla 6.4.- Consumos públicos.

TIPO DE INSTALACION	CONSUMO	
Hospital	36 camas	800 l/cama/día
Clínica	4 camas	800 l/cama/día
Kínder	70 alumnos	20 l/alumno/día
Primaria	320 alumnos	20 l/alumno/día
Secundaria	460 alumnos	20 l/alumno/día
Preparatoria	500 alumnos	20 l/alumno/día
Espacios abierto jardines y parques.	4230 m ²	5 l/m ² /día

Fuente informativa: Ruiz,2017

Tabla 6.5.- Consideraciones de los diferentes tipos de instalación.

CONSIDERACIONES		COMSUMOS	TOTAL (M ³ /DIA)
HOSPITAL	20 M ² RIEGO	5 L/M ² /DIA	0.1
	250 EMPLEADOS	100 L/EMPLEADO/DIA	25
CLINICA	18 M ² DE RIEGO	5 L/M ² /DIA	0.09
	33 EMPLEADOS	100 L/EMPLEADO/DIA	3.3
KINDER	33 EMPLEADOS	100 L/EMPLEADO/DIA	3.3
	60 M ² DE RIEGO	5 L/M ² /DIA	0.3
PRIMARIA	70 EMPLEADOS	100 L/EMPLEADO/DIA	7
	160 M ² DE RIEGO	5 L/M ² /DIA	0.8
SECUNDARIA	500 M ² DE RIEGO	5 L/M ² /DIA	2.5
	37 EMPLEADOS	100 L/EMPLEADO/DIA	3.7
PREPARATORIA	80 M ² DE RIEGO	5 L/M ² /DIA	40
	50 EMPLEADOS	100 L/EMPLEADO/DIA	3.7

Fuente informativa: Ruiz, 2017

A continuación, se muestra los consumos comerciales en la tabla 6.6, así como también el número de locales considerados para realizar este proyecto.

Tabla 6.6.- Consumos comerciales.

CONSUMO COMERCIAL		CONSUMO	TOTAL M ³ /DÍA	
Locales Comerciales (Grandes)	342	Locales De 5m ²	6l/M ² /Día	10.26
Locales Comerciales (Medianos)	22	Locales De Mas De 20m ²	6l/M ² /Día	2.64
Baños Públicos	20	Personas/Día	300l/Bañista/Día	6

Fuente informativa: Ruiz, 2017

6.1.1.- VIDA ÚTIL Y PERÍODO DE DISEÑO.

Vida útil.

Es el tiempo que se espera que la obra sirva para los propósitos de diseño, sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados, que hagan antieconómico su uso o que requiera ser eliminada por insuficiente o ineficiente. Este período está determinado por la duración misma de los materiales de los que estén hechos los componentes, por lo que es de esperar que este lapso sea mayor que el período de diseño. Otros factores que determinan la vida útil de las obras de agua potable y alcantarillado son la calidad del agua a manejar y la operación y mantenimiento del sistema.

Se deben tomar en cuenta todos los factores, características y posibles riesgos de cada proyecto en particular, para establecer adecuadamente el período de vida útil de cada una de las partes del sistema de agua potable, alcantarillado y saneamiento.

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
- Condiciones ambientales

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 regularmente subterráneas.

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. En la Tabla 6.7 se indica la vida útil de algunos elementos de un sistema de agua potable y alcantarillado, considerando una buena operación y mantenimiento, y suelos no agresivos.

Tabla 6.7.- Vida útil.

Elemento	Vida útil (años)
Pozo:	
Obra civil	De 10 a 30
Equipo electro mecánico	De 8 a 20
Línea de conducción	De 30 a 40
Planta potabilizadora:	
Obra civil	40
Equipo electromecánico	De 15 a 20
Estación de bombeo:	
Obra civil	40
Equipo electromecánico	De 8 a 20
Tanque:	
Elevado	20
Superficial	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:	
Obra civil	40
Equipo electromecánico	De 20 a 40

Fuente informativa: MAPAS, datos básicos.

Considerando lo anteriormente mencionado el MAPAS recomienda la vida útil de los elementos antes mencionados, considerando para este proyecto una vida útil de 40 años para la obra civil de la planta potabilizadora y 20 años del equipo electromagnético si así fuera necesario incluir este último.

Período de diseño.

Es el intervalo de tiempo en que la obra proyectada brindará el servicio para el cual fue diseñada, es decir que operará con los parámetros utilizados para su dimensionamiento (población de proyecto, gasto de diseño, niveles de operación, etcétera).

Los períodos de diseño están vinculados con los aspectos económicos y la vida útil de la infraestructura, siendo necesario considerar los flujos de efectivo del organismo operador que habrá de pagar por las obras y su operación, se debe tomar en cuenta que períodos de diseño muy grandes pueden implicar sobredimensionamiento y por ende sobre costos de inversión y de operación que pueden afectar el balance financiero. Considerando lo anterior, se recomienda que las obras de captación y conducciones, como presas y acueductos, tengan un período de diseño de entre 20 y 30 años de operación, mientras que en infraestructura como redes de agua potable y alcantarillado sean de entre 10 y 20 años.

En el caso de infraestructura que se pueda modular como plantas potabilizadoras y de tratamiento, el periodo de diseño también puede considerarse de 20 años, pero considerando, de ser el caso, el crecimiento modular de sus componentes. 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.

Para definir el período de diseño de una obra o proyecto se recomienda el siguiente procedimiento:

1. Hacer un listado de todas las estructuras, equipos y accesorios más relevantes dentro del funcionamiento y operación del proyecto.
2. Con base en la lista anterior, determinar la vida útil de cada elemento del proyecto, según la Tabla 6.7.
3. Definir el período de diseño de acuerdo a las recomendaciones de la Tabla 6.8 y a la consulta del estudio de factibilidad, que se haya elaborado en la localidad.
4. Especificar si en alguno de sus componentes será necesario hacer reinversiones para homologar el período de diseño del proyecto.

Tabla 6.8.- Periodo de Diseño.

Elemento	Periodo de diseño (años)
Fuente	10 hasta 50
Pozo	De 10 a 20 años
Embalse(presa)	Hasta 50 años
Línea de conducción	De 20 a 30
Planta potabilizadora	De 10 a 20 (mas crecimiento modular)
Estación de bombeo	De 10 a 20 (mas crecimiento modular)
Tanque	De 10 a 20
Distribución primaria	De 10 a 20
Distribución secundaria	Estará en función de la saturación
Red de atarjeas	Estará en función de la saturación
Colector y emisor	De 10 a 20
Planta de tratamiento	De 10 a 20 (mas crecimiento modular)

Fuente informativa: MAPAS, datos básicos.

El MAPAS sugiere utilizar un periodo de diseño de 10 a 20 años, considerando que 10 años es un periodo corto y para garantizar un periodo más prolongado se utilizara un periodo de diseño de 20 años, considerando que el periodo de diseño se refleja en el dimensionamiento de la planta de tratamiento.

6.1.2.- POBLACIÓN PROYECTO.

De acuerdo con los datos básicos mencionados en el capítulo 6.1, partiendo de la población histórica se procedió a calcular una tasa de crecimiento para posteriormente calcular la población proyecto, siguiendo la NT-011-CNA-2001 se calcula la tasa de crecimiento con la siguiente ecuación:

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

En la tabla 6.9 se muestra la tasa de crecimiento calculada a partir de la población histórica y con la ecuación anterior.

Tabla 6.9.- tasa de crecimiento.

Tc%=	1.58
-------------	-------------

A continuación, se muestra en la siguiente tabla 6.10, la población proyecto para la cual estará diseñada la planta de tratamiento de agua residual.

Tabla 6.10.- Población proyecto.

AÑO	POBLACIÓN INICIAL	POBLACION PROYECTO
2010	10390	10390
2017		11592
2022		12534
2027		13554
2032		14656
2037		15848

6.1.3.- GASTOS DE DISEÑO.

Considerando un periodo de diseño de 20 años y una vez calculada la población proyecto fueron calculados los gastos como se muestran a continuación en la tabla 6.11.

Tabla 6.11.- Gastos de diseño.

POBLACIÓN SERVIDA	GASTOS(I/S)			
	MEDIO	MÍNIMO	MÁXIMO INSTANTANEO	MÁXIMO EXTRAORDINARIO
15848	40.12	20.06	55.25	82.88

6.1.3.1.- DOTACIÓN.

El consumo de agua potable es la base para el de la aportación de agua residual, por lo que considerando los datos del apartado 6.1 datos básicos de proyecto tenemos la dotación calculada en la siguiente tabla 6.12.

Tabla 6.12.- Dotación.

SERVICIO	AÑOS				
	2017	2022	2027	2032	2037
Población	11592	12534	13554	14656	15848
demanda doméstica m ³ /día	3154	3408	3684	3982	4306
demanda comercial m ³ /día	19	23	26	30	35
demanda s. publico m ³ /día	174	198	224	254	281
suma de las demandas m ³ /día	3347	3628	3934	4267	4622
dotación de agua l/hab/día	288.78	289.42	290.25	291.14	291.65

6.1.3.2.- APORTACIONES DE AGUAS RESIDUALES.

Por lo mencionado en el capítulo anterior la aportación de aguas residuales será el 75% de la dotación calculada, por lo que la aportación será la mostrada en la siguiente tabla 6.13.

Tabla 6.13.- aportación de agua residual.

DOTACIÓN (L/HAB/DIA)	291.65
APORTACIÓN (L/HAB/DIA)	218.73

6.1.3.3.-COEFICIENTES DE VARIACIÓN.

En la siguiente tabla 6.14 se muestran los coeficientes de variación utilizados para calcular dotaciones y gastos de agua potable anteriormente mencionados, así como también los coeficientes para el cálculo de gastos de agua residual.

Tabla 6.14.- Coeficientes De Variación.

CONCEPTO	VALOR
COEFICIENTE DE VARIACIÓN DIARIA(Cvd)	1.4
COEFICIENTE DE VARIACIÓN HORARIA(CVH)	1.55

6.1.3.4.-GASTO MEDIO DIARIO.

El gasto medio se refiere a la cantidad promedio de agua en (l/s) que pasa en el transcurso de día, por lo anterior el gasto medio es calculado con el producto de la población servida y la aportación y esto dividido en entre el número de segundos que tiene un día. El gasto medio calculado se muestra en la siguiente tabla 6.15.

Tabla 6.15.- Gastos medios diarios.

GASTOS EN L/S				
Q _{MED} (2017)	Q _{MED} (2022)	Q _{MED} (2027)	Q _{MED} (2032)	Q _{MED} (2037)
38.74	41.99	45.53	49.39	53.50

6.1.3.5.-GASTO MÁXIMO DIARIO.

El gasto máximo diario corresponde a la cantidad de agua que pasa en el transcurso del día afectándola con el coeficiente de variación diaria que corresponde a un valor de 1.4, por lo que el gasto máximo diario se obtiene del producto del gasto medio por el coeficiente de variación diaria. En la siguiente tabla 6.16 se muestran los gastos máximos diarios calculados.

Tabla 6.16.- Gastos máximos diarios.

GASTOS EN L/S				
Q _{max D} (2017)	Q _{max D} (2022)	Q _{max D} (2027)	Q _{max D} (2032)	Q _{max D} (2037)
54.24	58.78	63.75	69.14	74.89

6.1.3.6.-GASTO MÁXIMO HORARIO.

El gasto máximo diario corresponde a la cantidad de agua que pasa en el transcurso del día afectándola con el coeficiente de variación horaria que corresponde a un valor de 1.55, por lo que el gasto máximo horario se obtiene del producto del gasto medio por el coeficiente de variación horaria. En la siguiente tabla 6.17 se muestran los gastos máximos horarios calculados.

Tabla 6.17.- Gastos máximos horarios.

CALCULO DE GASTOS EN L/S				
Q _{max H} (2017)	Q _{max H} (2022)	Q _{max H} (2027)	Q _{max H} (2032)	Q _{max H} (2037)
60.05	65.08	70.57	76.55	82.92

6.2.- SELECCIÓN DE OPERACIONES O PROCESOS MÁS ADECUADOS.

Los procesos de tratamiento de aguas residuales persiguen varios objetivos, mencionando a continuación los más adecuados:

- La eliminación de los sólidos suspendidos, el tamaño apreciable, por medio de cribado o de sedimentación.
- La eliminación de las grasas, aceites y sólidos grasos por medio de flotación desnatado, auxiliado en algunos casos por tratamientos químicos.
- La eliminación de los sólidos coloidales a través de la floculación-coagulación, seguida de procesos de sedimentación y filtración.
- La neutralización de la acidez o la alcalinidad excesiva, por adición de productos químicos.
- La decoloración por tratamientos químicos, con sedimentación, filtración o adsorción. Y la disminución de la temperatura de los residuos excesivamente calientes por enfriamiento.

Los contaminantes presentes en el agua residual pueden eliminarse por medios físicos, químicos y biológicos. Por lo cual, los métodos de tratamiento se clasifican en operaciones físicas unitarias, procesos químicos unitarios y procesos biológicos unitarios.

a) Operaciones físicas unitarias.

Son los métodos de tratamiento en los cuales predomina la aplicación de fuerzas físicas dentro de los cuales se encuentran: el cribado y desmenuzado, desarenado, regulación de flujo, mezclado, sedimentación, flotación, filtración y enfriamiento.

b) Procesos químicos unitarios.

Son los métodos de tratamiento en los cuales la eliminación o conversión de los contaminantes es provocado por la adición de productos químicos o por otras reacciones químicas como: la precipitación, transferencia de gases, adsorción, neutralización, reacciones de óxido-reducción, intercambio iónico y la desinfección.

c) Procesos biológicos unitarios.

Son los métodos de tratamiento en los cuales se consigue la eliminación de contaminantes por medio de la actividad biológica. Este tipo de tratamiento es utilizado para eliminar las sustancias orgánicas biodegradables del agua residual. Los más comúnmente usados son: los filtros rociadores, lodos activados, lagunas de estabilización, lagunas aireadas, zanjas de oxidación.

6.3.- ANÁLISIS DE PROPUESTAS DE TRATAMIENTO.

La decisión más importante cuando se planifica un proyecto de saneamiento es obviamente la selección de la tecnología que se va a emplear. La adopción de un sistema inapropiado lleva a desperdicio de recursos, pero lo más grave es que la salud y la higiene de una comunidad pueden empeorar a causa del fracaso de un programa de saneamiento.

Los criterios básicos para la selección de las tecnologías de saneamiento son:

- Que sean de bajo costo de inversión, operación, mantenimiento y que requieran un mínimo de personal calificado para operarlos.
- Que sean accesibles al nivel sociocultural de la población y efectivo para mejorar las condiciones ambientales de la localidad.
- Aplicable a pequeños rangos de población.
- Flexibilidad para funcionar como sistemas de tratamiento en el sitio, o incluso para comunidades que cuenten o puedan costear una red de conexión comunitaria.
- Consumo mínimo de energía.

Con el fin de seleccionar la tecnología de saneamiento más adecuada para la disposición de excretas y de aguas residuales, se debe investigar y comprender las condiciones existentes en la comunidad antes de tomar la decisión definitiva. Un estudio completo deberá incluir, por lo menos, los siguientes aspectos de la zona:

Suelo: tipo de suelo y su permeabilidad en toda la zona del proyecto. Se debe hacer un mapa de las rocas o tipos de estratos que pudieran limitar la profundidad de las excavaciones.

Aguas subterráneas: se debe trazar un mapa de la profundidad del manto freático, anotando cualquier variación estacional.

Clima: registros disponibles de los datos de temperatura, precipitación y evaporación.

Densidad de población: se debe estimar la población de la zona del proyecto, a partir del censo o de algún estudio socioeconómico y realizar las proyecciones de población tomando en cuenta los planes del desarrollo municipal y estatal.

Familia: tamaño y composición de la familia

Ingresos: ingreso familiar y proyecciones sobre posibles cambios

Creencias y actitudes: hábitos, creencias y actitudes locales que afecten el saneamiento, así como las preferencias en cuanto al tipo de material que se usa

para la limpieza anal. Se deberá registrar la opinión de los pobladores sobre los problemas y como deberán de resolverse.

Salud: estudio de estado de salud de la población y el registro de los problemas relacionados con el abastecimiento de agua y saneamiento.

Vivienda: tipo de vivienda, el número de habitantes y el tipo de tenencia y la seguridad de la tenencia.

6.3.1.- PROPUESTAS DE TRATAMIENTO.

Las propuestas de tratamiento deberán consistir en sistemas que resuelvan la problemática de contaminación de aguas residuales, pero que además sean sistemas eficaces y acordes al nivel socioeconómico de la población, por lo que tomando en cuenta lo anterior se proponen los siguientes trenes de tratamiento:

Arreglo 1: Pretratamiento – tratamiento primario (sedimentador primario (circular o rectangular)) – tratamiento secundario (humedal) – desinfección.

Arreglo 2: Pretratamiento – tratamiento primario (reactor UASB o RALLFA) – tratamiento secundario (humedal) – desinfección.

Arreglo 3: Pretratamiento - tratamiento primario (lodos activados) - tratamiento secundario (sedimentador secundario) – desinfección.

6.4.- TREN DE TRATAMIENTO PROPUESTO.

Con base en los arreglos propuestos, y contratando con los requerimientos de espacio y las condiciones de infraestructura viables para la región se eligió el arreglo número 2 como sistema definitivo y viable técnica y económicamente hablando, consistente en:

Pretratamiento – tratamiento primario (reactor UASB o RALLFA) – tratamiento secundario (humedal) – desinfección.

A continuación, en la figura 6.1, se muestra un esquema del tren de tratamiento propuesto.

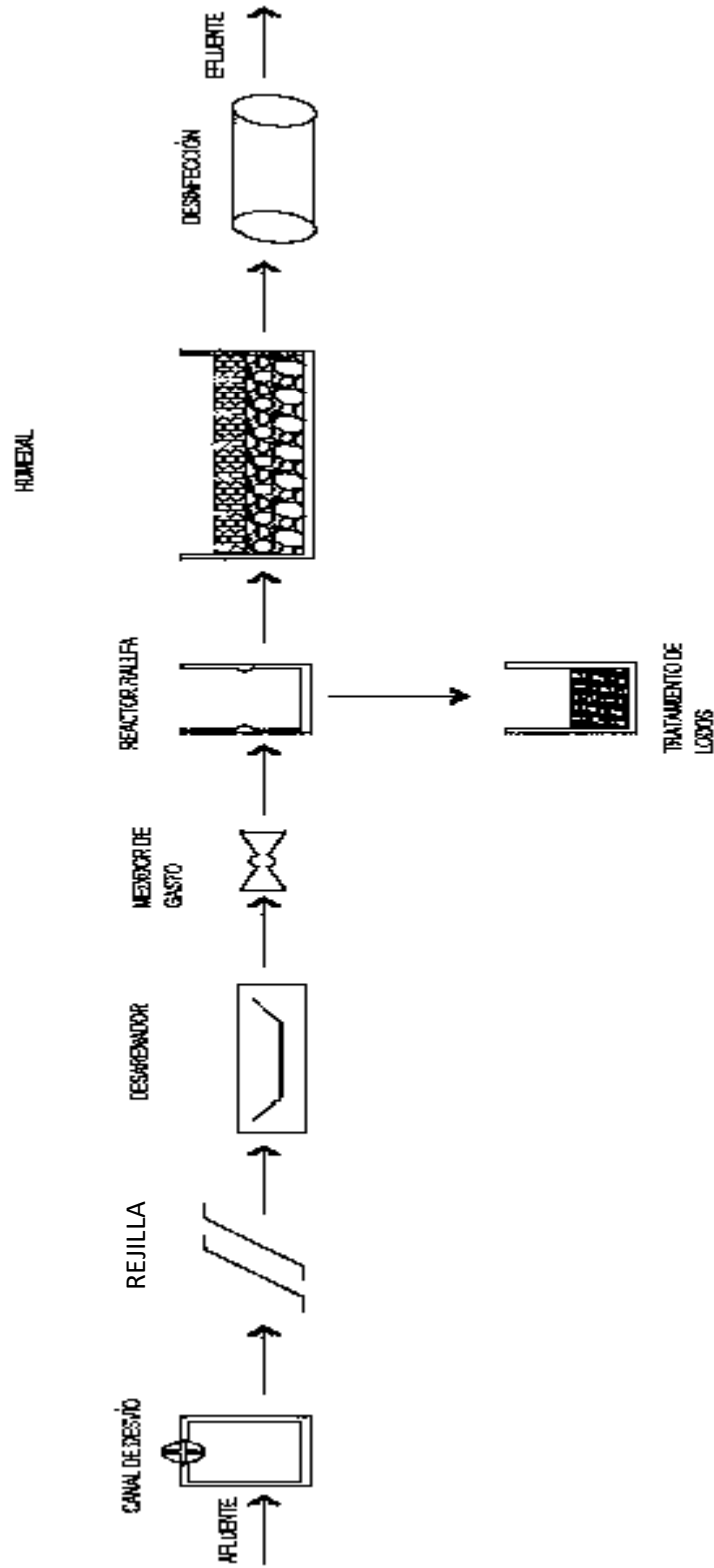


Figura 6.1.- Esquema propuesto de tratamiento de agua residual para la localidad de Buenavista Tomatlán.

6.5.- PRETRATAMIENTO.

El pretratamiento de las aguas residuales es el primer proceso realizado para el acondicionamiento de las aguas residuales, El pretratamiento busca acondicionar el agua residual para facilitar posteriormente los tratamientos propiamente dichos, y preservar así la instalación de erosiones y taponamientos.

El pretratamiento incluye equipos tales como; canal de desvío (para eliminar excedentes por aguas de lluvia), rejas y tamices (para la separación de partículas de gran tamaño, como botellas de plástico), desarenadores (para eliminar la arena presente en las aguas residuales) y trampas de grasa (para eliminar grasas y aceites).

Por lo comentado anteriormente el pretratamiento es indispensable en una planta de tratamiento de agua residual, ya que sin este proceso la planta de tratamiento no podría ser eficiente.

6.5.1.-CANAL DE DESVÍO.

Los canales de desvío (o evacuación) de aguas son estructuras destinadas a conducir el exceso de aguas de escurrimiento, para este caso la función de canal de desvío será evacuar el excedente de aguas por precipitación, esto ayudará a que no entre más gasto del deseado 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 siguiente tabla 6.18, se muestran las variables de diseño a considerar para dimensionar el canal de desvío.

Tabla 6.18.- variables de diseño para canal de desvío.

Cálculo de la caja de desvío y demasías:

Tiempo de Retención Hidráulico (TRH)

$$Q_{\max \text{ ext}} = V / \text{TRH}$$

Por lo que el volúmen resulta:

$$V = Q_{\max \text{ ext}} * \text{TRH} =$$

Tomando la profundidad máxima, resulta un área superficial de:

$$\text{Prof. max.} = 0.5 \text{ m}$$

$$\text{Área superficial} = V / \text{Prof. Max}$$

Considerando una superficie cuadrada:

$$L \text{ caja} = \text{As} * 1/2$$

Fuente informativa: Ruiz 2017

6.5.2.-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 6.19. (Ruiz, 2017)

Tabla 6.19 Abertura en rejas de barras.

TIPO DE REJAS	ABERTURA (CM)
REJAS GRUESAS	5-15
REJAS MEDIANAS	2-5
REJAS FINAS (REJILLAS)	1-2

Fuente informativa: Ruiz, 2017

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 6.20 se muestra información para rejas de barras de limpieza manual y mecánica.

Tabla 6.20.- Información para rejas de barras de limpieza manual y mecánica

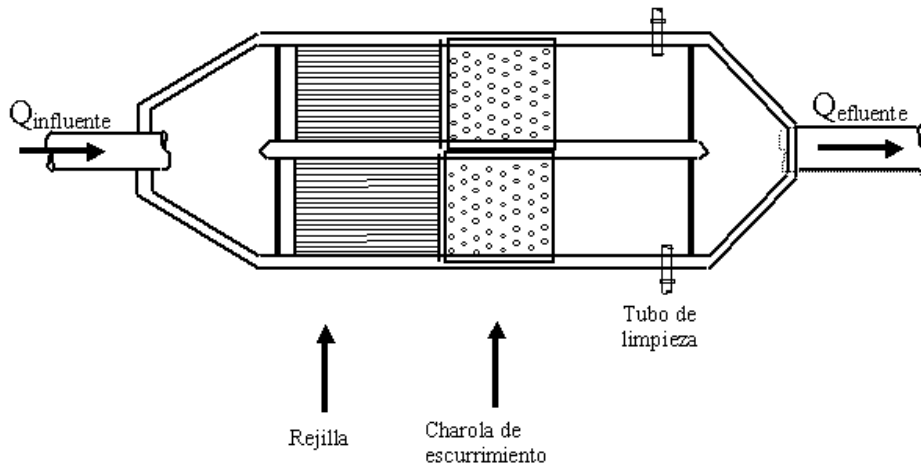
Característica	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Tamaño de la barra:		
Anchura (mm)	5-15	5-15
Profundidad (mm)	25-75	25-75
Separación entre las barras (mm)	25-50	15-75
Pendiente en relación a la vertical (grados)	30-45	0-30
Velocidad de aproximación (m/s)	0.3-0.6	0.6-1
Perdida de carga permisible (mm)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

Fuente informativa: Ruiz, 2017

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 informativa: Tierra.rediris, 2015

Figura 6.2.- Rejas de cribado.

6.5.3.-MEDIDOR DE FLUJO TIPO SUTRO.

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

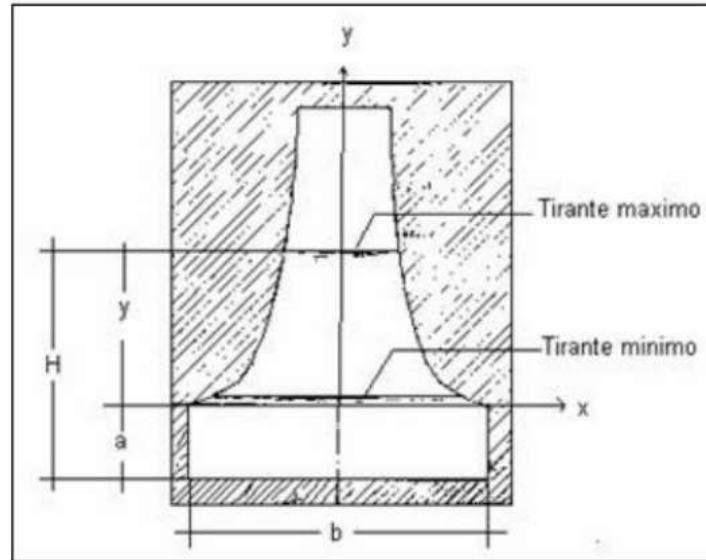
La ecuación que define el perfil o curva de corte del vertedor Sutro es:

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

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 informativa: slideshare 2017.

Figura 6.3.- Vertedor tipo Sutró.

6.5.4.- 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, 2017)

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 arenas, figura 6.4. (Ruiz, 2017)

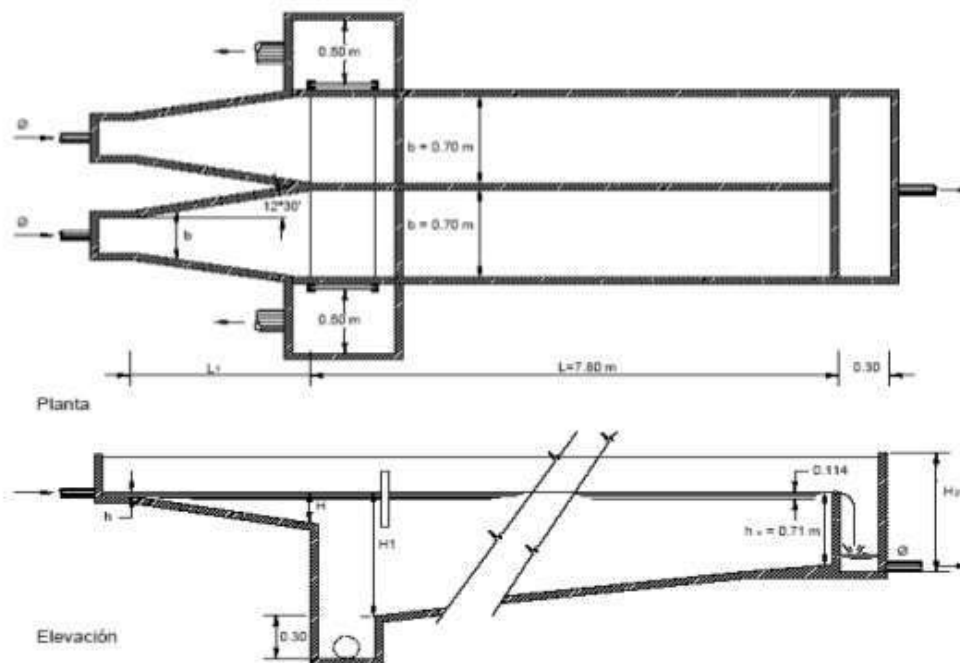
En la tabla 6.21 se muestra información para desarenadores de tipo horizontal.

Tabla 6.21.-Información para desarenadores de tipo horizontal

CARACTERÍSTICA	INTERVALO	TÍPICO
Tiempo de retención (s)	45-95	60
Velocidad horizontal (m/s)	0.25-0.4	
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
Perdida de carga en la selección de control como: Porcentaje de la profundidad del canal (%)	30-40	36
Incremento por turbulencia en la entrada y salida	2H-0.5L	

Fuente informativa: Ruiz, 2017

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



Fuente informativa: Slideshare, 2015

Figura 6.4.- Cámara simple de flujo horizontal.

Desarenador tipo tanque aireado:

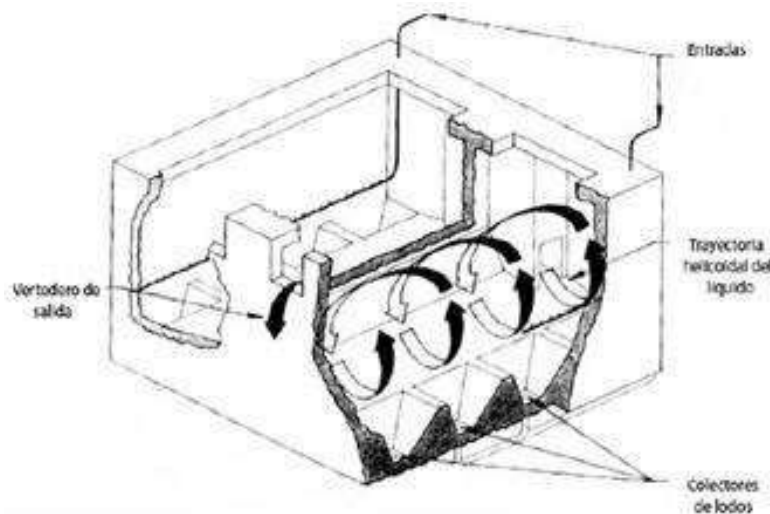
Estos desarenadores consisten de un tanque aireado con flujo en espiral, donde la velocidad en espiral es controlada por las dimensiones y la cantidad de aire suministrada a la unidad. Este tipo de Desarenador transforma las grasas y aceites en espumas flotantes lo que facilita su posterior remoción 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, 2017)

En la tabla 6.22 se muestra información para desarenadores aireados.

Tabla 6.22.-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 retención 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 / 10m ³)	0.004-0.002	0.015

Fuente informativa: Ruiz, 2017



Fuente informativa: UDLAP, 2017

Figura 6.5.- Desarenador tipo tanque aireado.

6.6.-TRATAMIENTO PRIMARIO, REACTOR ANAEROBIO DE LECHO DE LODOS Y FLUJO ASCENDENTE (RALLFA).

El proceso anaerobio es un proceso usado en el tratamiento biológico de aguas residuales, así como para el tratamiento de lodos y residuos agrícolas, los compuestos orgánicos presentes en la materia a tratar son convertidos a metano, bióxido de carbono y masa microbiana principalmente. El proceso involucra un complicado sistema de reacciones bioquímicas. Representa una solución viable para el tratamiento de aguas y lodos residuales debido a su bajo consumo de energía y su capacidad de tratar desechos con alta carga orgánica.

En este proceso se debe controlar la temperatura del agua o de los lodos en el interior del reactor, así como su volumen. Si algunos de los componentes del sistema varían de manera importante, se afecta el delicado equilibrio existente entre el consorcio bacteriano presente.

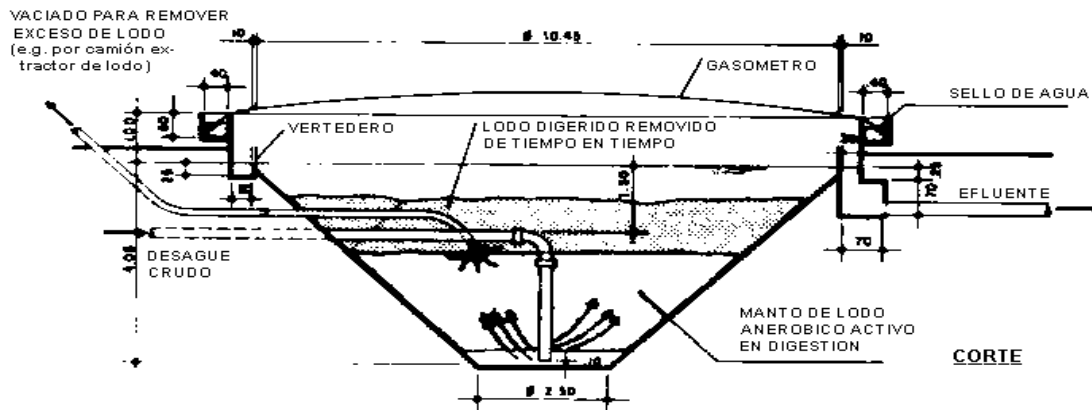
Los procesos anaerobios tienen bajos requerimientos energéticos y generan biogás. En el tratamiento de las aguas residuales se producen pocos lodos de purga y se estabiliza la materia orgánica manteniendo los nutrientes fertilizantes. Se han aplicado en el manejo de residuos residuales de plantas de tratamiento y en el tratamiento de aguas residuales, tanto industriales como domésticas. El tratamiento anaerobio de efluentes líquidos es una tecnología que se ha aplicado para descontaminar aguas residuales de una amplia variedad de industrias. La digestión anaerobia reduce el volumen de lodos y facilita el desaguado (Lawler, 1986).

La optimización de los procesos anaerobios y la del diseño de digestores anaerobios ha estado encaminada hacia el sentido de controlar la biomasa activa en el reactor y desacoplar el tiempo de retención celular (TRC), del tiempo de residencia hidráulica (TRH); ya que la capacidad de tratamiento de los reactores biológicos está dada por la cantidad de biomasa activa que puede tener el sistema y por el eficiente contacto que se establezca entre la biomasa y el agua residual.

En el reactor anaerobio de flujo ascendente, el agua residual a tratar es conducida desde la parte superior del reactor (tanque) hacia el fondo del mismo por medio de un sistema de tuberías. El afluente fluye en sentido ascendente a través de un manto de lodos (microorganismos anaerobios) llevándose a cabo de esta forma el tratamiento del agua residual. El biogás producido en condiciones anaerobias (principalmente metano y dióxido de carbono) genera una circulación interior (mezclado). El biogás, el lodo y el líquido tratado ascienden a la parte superior del reactor, en donde entran en contacto con deflectores que permiten la separación del biogás y la sedimentación del lodo. El biogás es capturado en la campana de recolección que se encuentran en la parte superior del reactor. El líquido tratado (efluente) sale por la parte superior.

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 CH_4 y CO_2 . Como se muestra en la figura 6.6. (Caicedo, 2006)

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.



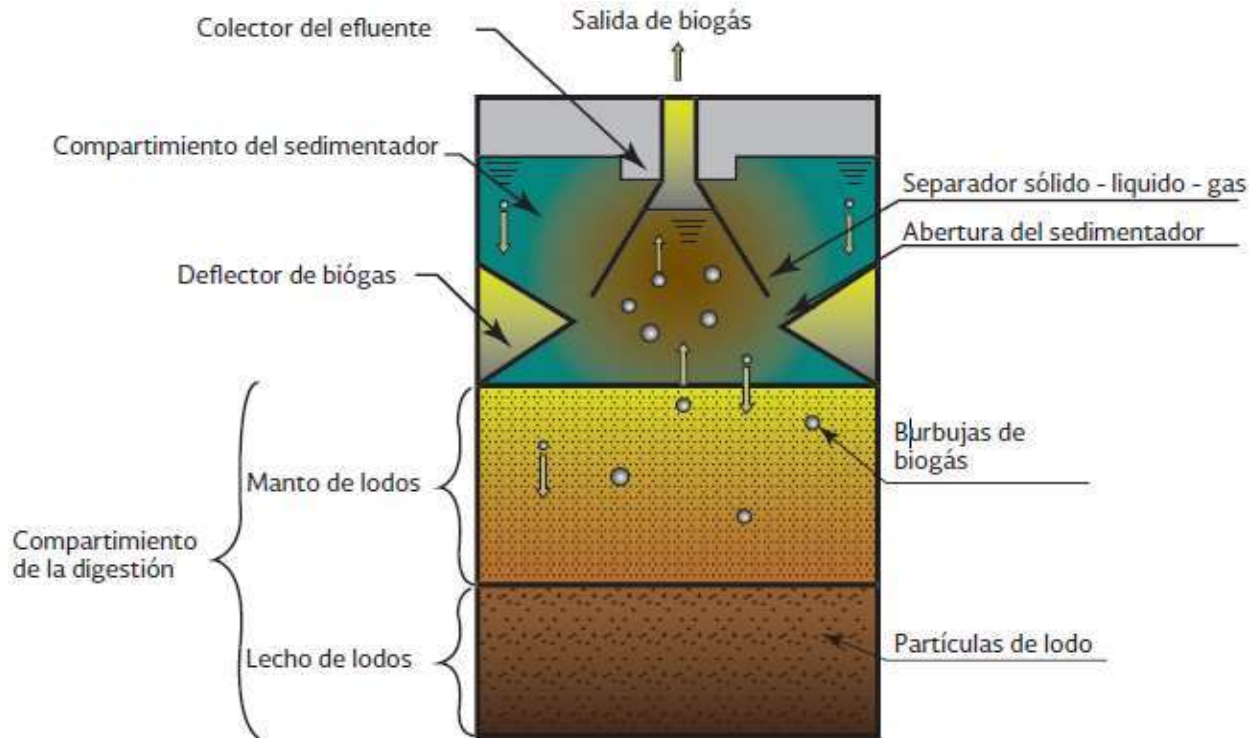
Fuente informativa: bvsde, 2017

Figura 6.6.- Reactor anaerobio de lecho de lodos y flujo ascendente.

La operación de los reactores UASB 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. En la figura 6.7 se muestra un esquema general de uno de estos reactores, donde se distinguen 4 zonas: La zona 1 se llama lecho del lodo. La zona 2 se llama la manta de lodo. La zona 3 es la zona de bajo nivel de turbulencia. La pieza 4 del diagrama sirve como sedimentador.

- La zona 1 se llama lecho del lodo.
- La zona 2 se llama la manta de lodo.
- La zona 3 es la zona de bajo nivel de turbulencia.
- La pieza 4 del diagrama sirve como sedimentador

En la siguiente figura 6.7 se muestra un esquema general de lo que sería el reactor anaerobio de lecho de lodos y flujo ascendente.



Fuente informativa: MAPAS, libro 28, 2017

Figura 6.7.- Esquema general de (RALLFA)

Debido a la formación de flóculos de lodos granulados, la concentración en la zona más difusa, en la parte superior del manto de lodos del RALLFA es de 5 a 40 g / L. En la parte inferior del reactor, la concentración de sólidos puede variar de 50 a 100 g / L.

La geometría de un RALLFA, corresponde a un tanque circular o rectangular que puede estar completamente tapado y por lo que en este caso sólo se podrán observar los tubos de recolección de biogás. En otros casos se podrá observar en la zona superior del reactor, el sedimentador, los vertedores y el sistema de recolección de gas. El recolector de biogás puede encontrarse, ya sea entre dos unidades de sedimentación o sobre el borde del sedimentador.

En cuanto al material de construcción, el reactor puede estar construido en concreto armado con el uso de un revestimiento anticorrosivo. La forma rectangular presenta facilidades para la distribución del afluente en el fondo del reactor y la modulación

del sistema. Pueden ser necesarias varias unidades de sedimentación, dependiendo del tamaño del reactor, debido a que su altura es limitada.

6.7.- TRATAMIENTO SECUNDARIO, HUMEDALES ARTIFICIALES.

Considerando que es una población rural para la cual se está haciendo la propuesta de tratamiento y teniendo anteriormente como tratamiento primario un (RALLFA), se consideró que el humedal artificial será una opción eficaz para el tratamiento del agua residual domestica de la localidad de Buenavista Tomatlán por lo siguiente:

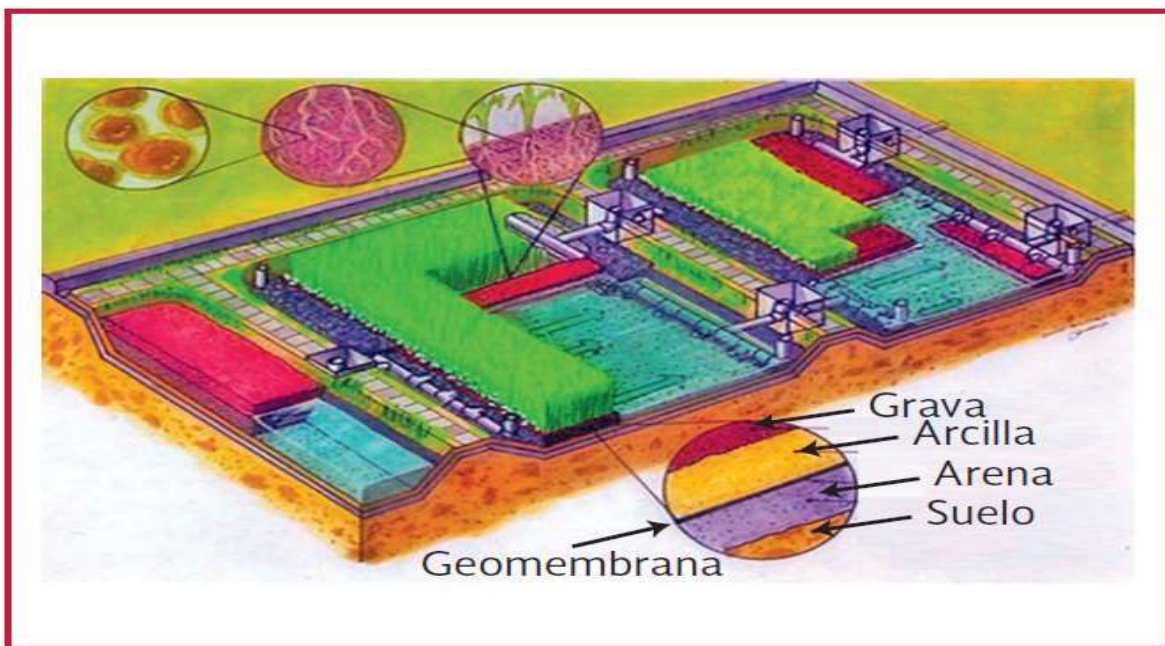
Los humedales naturales, aparte de ser un gran ecosistema y un importante hábitat para muchos seres vivos intensivos, actúan como filtradores naturales de agua, esto se debe a que las plantas macrofitas, que conforman al humedal, en sus tejidos almacenan y liberan agua, y de esta forma comienzan con el proceso de filtración. Antiguamente los humedales eran drenados por ser considerados una simple inundación de los terrenos, pero hoy en día se sabe que los humedales representan un gran ecosistema y se los valora más.

Los humedales artificiales son concebidos como sistemas de depuración de aguas residuales en los que se incorporan elementos de ingeniería, diseñados, construidos y operados con propósitos específicos para una calidad de agua esperada, en función de un requerimiento de reúso o normativo. Mediante la remoción de materia orgánica permite mejorar considerablemente la calidad del agua (Kadlec y Knight, 1996). Lo anterior se logra mediante el control hipotético de los mecanismos de purificación existentes en los sistemas naturales. Los humedales artificiales se clasifican en:

Humedales de flujo subsuperficial (HFSS) Los sistemas de flujo subsuperficial, se caracterizan por que la circulación del agua en los mismos se realiza a través de un medio granular, con una profundidad que depende de la profundidad que pueden alcanzar las raíces de las plantas. La vegetación se planta en este medio granular y el agua está en contacto con los rizomas y raíces de las plantas. En función de su configuración hidráulica, pueden ser de flujo horizontal o flujo vertical Los sistemas verticales con flujo subsuperficial son cargados intermitentemente. De esta forma, las condiciones de saturación con agua en la cama matriz son seguidas por períodos de insaturación, estimulando el suministro de oxígeno. Hay muchas posibilidades de variar la distribución de intervalos, la composición de la cama, matriz y los resultados que se han obtenido son prometedores. Las aguas infiltran verticalmente a través de un sustrato inerte (arenas, gravas) y se recogen en una red de drenaje situada en el fondo del humedal. La aplicación de agua se efectúa de forma intermitente, para preservar y estimular al máximo las condiciones aerobias. La vegetación emergente se planta también en este medio granular.

Adicionalmente, para favorecer las condiciones aerobias del medio poroso, se suele colocar un sistema de aeración con chimeneas, que son tuberías cribadas con salidas al exterior. A diferencia del humedal subsuperficial de flujo horizontal, el sustrato está constituido por varias capas, encontrándose las más finas en la parte superior, aumentando el diámetro de la grava hacia abajo.

Humedales de flujo superficial (HFS). Los sistemas de flujo superficial son aquellos donde el agua circula preferentemente a través de los tallos de las plantas y está expuesta directamente a la atmósfera. Este tipo de humedales es una modificación al sistema de lagunas convencionales. A diferencia de éstas, tienen menor profundidad (no más de 0.6 m) y tienen plantas. Estos sistemas requieren más área que los de tipo subsuperficial y son una alternativa para cuando se requiere la remoción de nutrientes, en específico del fósforo. Para el caso de los HFSS, Lara (1999) cita que debido al lecho filtrante existente se obtienen mayores tasas de reacción y por lo tanto se requerirá de una menor área superficial que los HFS; comenta además, que debido a que el agua fluye por debajo de la superficie del medio granular, se evitan posibles problemas de mosquitos, cosa que no sucede con los sistemas de flujo superficial, en donde estos insectos depositan sus huevecillos directamente sobre la superficie del agua. Igualmente se evitan problemas en climas fríos, ya que esta capa superficial no inundada constituye una mayor protección térmica. En la Ilustración 6.8 se observa un humedal de flujo subterráneo con sus principales componentes. (MAPAS) libro 30, 2017.



Fuente informativa: MAPAS, libro 30, 2017

Figura 6.8.- componentes principales de un humedal de flujo subsuperficial.

Elementos constitutivos

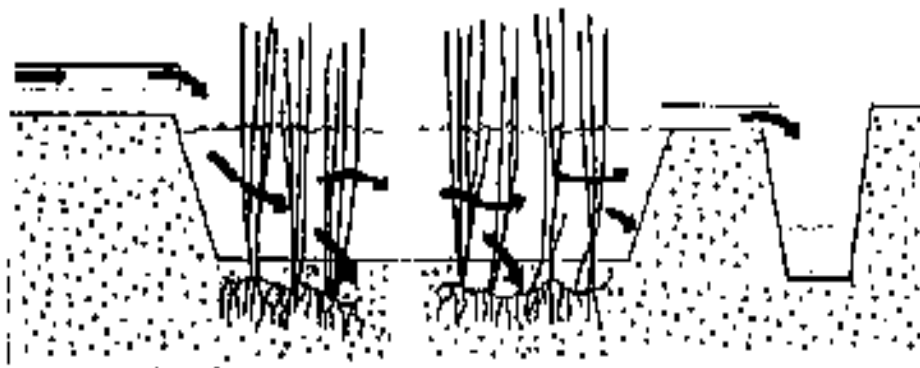
Los principales elementos que intervienen en el tratamiento mediante humedales artificiales de flujo subsuperficial son el sustrato y las plantas, por lo que se requiere tener cuidado en su selección al diseñar un sistema.

a) Substrato

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 6.9 se muestra el humedal artificial con flujo subterráneo.

b) Plantas

Las macrofitas 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 macrofitas 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 informativa: MAPAS Libro 37, 2007

Figura 6.9.- Humedal de artificial con flujo subterráneo

Mecanismos de reducción de contaminantes

De acuerdo con Arias y Brix (2003), los procesos que intervienen en la remoción de contaminantes mediante los humedales artificiales se clasifican en:

- Físicos (filtración, sedimentación y fisisorción)
- Químicos (precipitación, quimisorción, hidrólisis, oxidación y reducción)
- Biológicos (interacción de especies vegetales, microorganismos adheridos a las raíces de las plantas)

Las especies vegetales, los microorganismos y el medio filtrante, son aspectos que tienen una influencia directa sobre estos procesos fisicoquímicos y biológicos (Conagua, 2007).

Los productos metabólicos obtenidos por la degradación de la materia orgánica, compuestos nitrogenados, fósforo, potasio y otros minerales, son utilizados por las especies vegetales, las que su vez proporcionan a los microorganismos el oxígeno que se requiere como aceptor de electrones, conduciéndolo vascularmente, desde las hojas hasta las raíces (Fernández *et al.*, 2004). El medio filtrante provee el soporte y la superficie para el desarrollo de los microorganismos, los cuales reducen anaerobiamente (y/o anóxicamente, si el nitrato está presente) a los contaminantes orgánicos en dióxido de carbono (CO₂) y metano (CH₄); igualmente actúa como un simple filtro para la retención de sólidos suspendidos (Conagua, 2007a); el lecho también da soporte a las especies vegetales que sobre él se siembran e intervienen en el tratamiento del agua residual (Cooper *et al.*, 1996; Vymazal y Kröpfelová, 2008).

FUNCIONAMIENTO.

Los humedales tienen tres funciones básicas que les confieren atractivo potencial para el tratamiento de aguas residuales: fijan físicamente los contaminantes en la superficie del suelo y la materia orgánica, utilizan y transforman los elementos por medio de los microorganismos y logran niveles de tratamiento consistentes con un bajo consumo de energía y poco mantenimiento (Lara, 1999). Constituyen “fitosistemas”, porque emplean la energía solar a través de la fotosíntesis. Básicamente, se trata de captar la luz solar y transformarla en energía química, que es usada en su metabolismo para realizar funciones vitales y como consecuencia indirecta se remueven contaminantes de las aguas (Delgadillo *et al.*, 2010).

Adicionalmente las especies vegetales liberan metabolitos que los microorganismos aprovechan como alimento. Las superficies de raíces, tallos y hojas ofrecen protección y hospedaje a los microorganismos. El resultado es una gran velocidad de degradación y remoción de contaminantes (Fernández *et al.*, 2004).

PLANTAS

Las especies vegetales que crecen en los humedales naturales son usualmente denominadas macrófitas, la presencia o ausencia de las macrófitas en los humedales es uno de los aspectos importantes en la definición de los humedales, por lo que son un componente indispensable en estos ecosistemas. Las macrófitas, tal y como ocurre en otros organismos fotoautótrofos, usan la energía solar para similar el carbono inorgánico de la atmósfera para producir materia orgánica, lo cual subsecuentemente es la fuente de energía para los heterótrofos.

Los movimientos de las plantas como consecuencia del viento, mantiene abierta la superficie medio, además el crecimiento de las raíces dentro del medio ayuda a disminuir la colmatación del medio. Las plantas también permiten atenuar la luz solar, por lo tanto, se previene la formación de algas. (MAPAS, libro 30 2017).

A continuación, en la tabla 6.23 se muestran las especies vegetales utilizadas en humedales de flujo subsuperficial.

Tabla 6.23.- especies vegetales utilizadas en humedales de flujo subsuperficial.

Sistemas de flujo subsuperficial (especies emergentes)	
Nombre científico	Nombre común
<i>Typha angustifolia</i>	Tule
<i>Typha latifolia</i>	Tule, espadaña
<i>Scirpus sp</i>	Tule, Junco
<i>Carex sp</i>	Junco
<i>Eleocharis sp</i>	Junco
<i>Juncus sp.</i>	Junco
<i>Arundo donax</i>	Caña
<i>Pragmites communis</i>	Carrizo
<i>Phragmites australis</i>	
<i>Schoenoplectus californicus</i>	Junco
<i>Cyperus papyrus</i>	Papiro
<i>Zantedeschia aethiopica</i>	Alcatraz o cala

Fuente informativa: MAPAS Libro 30, 2017

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 6.24, así como la calidad del efluente esperada. (MAPAS Libro 37, 2007).

Tabla 6.24.-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 informativa: 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)

6.8.- 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, 2017)

Para la desinfección se utilizan métodos clasificados en:

- Agentes químicos
- Agentes físicos
- Medios mecánicos
- Radiación

En la tabla 6.25. Se muestra la clasificación de los métodos utilizados para la desinfección.

Tabla 6.25.- 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. colorantes		
	9. jabones y detergentes		
	10. compuesto amoniacal cuaternario		
	11.acidos y álcalis		
	12.agua oxigenada		

Fuente informativa: Ruiz, 2017.

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 el posible recontaminación del agua ante su uso.

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

Cada sistema de tratamiento de aguas residuales debe adaptarse a las necesidades de la localidad 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 que requiere la localidad.

De acuerdo a las necesidades de la población de Buenavista Tomatlán se propone el siguiente arreglo para el sistema de tratamiento figura 6.10.

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 auto sustentabilidad.

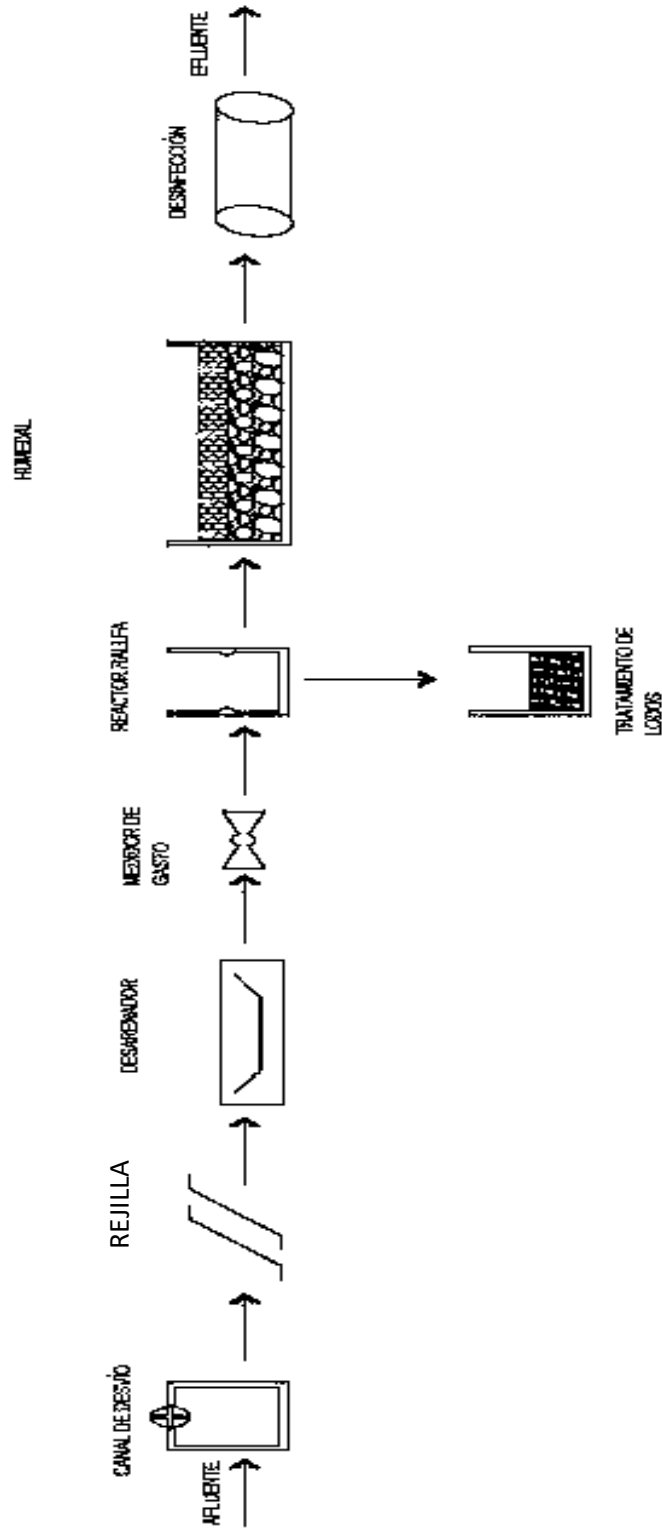


Figura 6.10.- Esquema propuesto de tratamiento de agua residual para la localidad de Buenavista Tomatlán.

6.9.1.- PRETRATAMIENTO.

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

CANAL DE DESVÍO.

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 ($Q_{\max \text{ ext.}}$) para tener en cuenta el máximo flujo que puede darse en un momento del día. Para este proyecto se puede verificar en la tabla 6.11 que este valor es de 82.88 l/s y se tendrá un tiempo de retención hidráulico (TRH) de 3 minutos, se utilizará la siguiente fórmula:

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

Sustituyendo:

$$Vol = \frac{82.88 \text{ l/s}}{1000 \text{ l}} * 3(60)$$

Obteniéndose:

$$Vol = 14.91 \text{ m}^3$$

Se propone una profundidad de 2 metros para así obtener el área necesaria para el vertedor de demasías teniendo así:

$$A = \frac{14.91 \text{ m}^3}{2.00 \text{ m}}$$

$$A = 7.46 \text{ m}^2$$

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

$$lc = \sqrt{7.46 \text{ m}^2}$$

$$l_c = 2.73 \text{ m} \approx 2.75 \text{ m}$$

Redondeando el valor a **2.75 metros** por lado teniendo un área real de 7.46 m², un diámetro del emisor de 0.508m (20 in), la disposición final del vertedor de demasías se muestra en la figura 6.11.

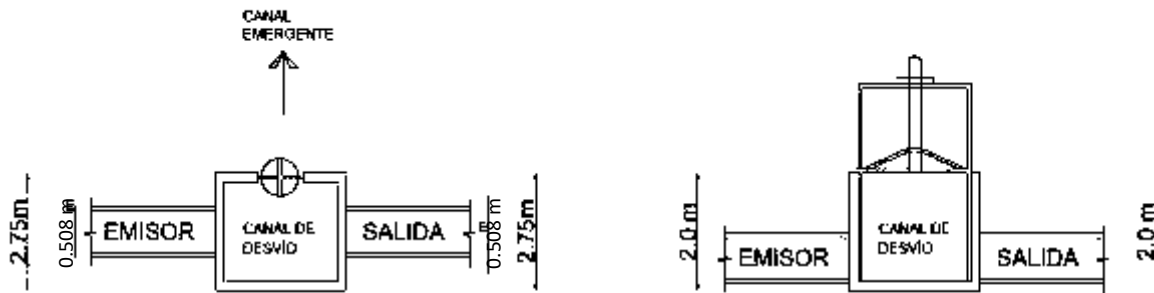


Figura 6.11.- Vertedor de demasías.

CÁLCULO DEL CANAL DE APROXIMACIÓN.

Se propone un canal rectangular. El ancho de canal será de 1.00m de modo que albergara perfectamente el tubo del emisor. Sus paredes y piso serán de concreto pulido.

Las condiciones que se utilizarán para el cálculo de canal serán las siguientes:
 $Q_{med} = 40.12 \text{ l/s}$ y una velocidad recomendada de $(V_{rec}) = 0.3 \text{ m/s}$.

$$A_{ca} = \frac{0.04012 \text{ m}^3}{0.30 \text{ m/s}} = 0.1337 \text{ m}^2$$

Como:

$$A_{ca} = (ca) * (Y_{min})$$

Entonces:

$$Y_{min} = \frac{A_{ca}}{B_{ca}} = \frac{0.1337}{1.00} = 0.1337 \text{ m}$$

en la figura 6.12 se muestra la disposición final de la sección transversal de lo que será el canal de aproximación.

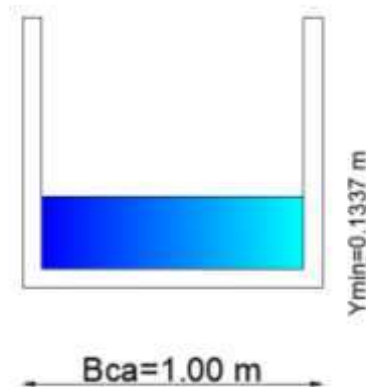


Figura 6.12.- Sección transversal del canal de aproximación.

Calculando el radio hidráulico:

$$RH = \frac{Aca}{Pca} = \left(\frac{Aca}{2Ymin + Bca} \right) = \left(\frac{0.1337}{2(0.1337) + 1} \right) = 0.105 \text{ m}$$

Donde:

Pca: perímetro mojado (m)

Así, la ecuación de Manning:

$$Smin = \left(\frac{Vrec * n}{RH^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = \left(\frac{(0.3)(0.013)}{0.105^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = 3.070 * 10^{-4} = 0.3070 \text{ milésimas}$$

Donde:

n=0.013= coeficiente de fricción del concreto.

Ahora bien, para el gasto máximo instantáneo ($Q_{max\ inst}$), el valor de (Y_{max}), con la S_{min} será:

$$Q_{max\ inst} = (Aac)(Vrec) = [(Bc)(Ymax) \left[\frac{1}{n} Smin^{\left(\frac{1}{2}\right)} \left(\frac{Bca * Ymax}{2Ymax + 1.00} \right) \right]]$$

$$Q_{\max \text{ inst}} = [(1.00)(Y_{\max}) \left[\frac{1}{0.013} 0.0003070 \left(\frac{1}{2} \right) \left(\frac{1.00 \cdot Y_{\max}}{2Y_{\max} + 1.00} \right) \right]] = 0.05525$$

$$(1.3486) * Y_{\max} \left(\frac{Y_{\max}}{2Y_{\max}} \right)^{\left(\frac{2}{3} \right)} = 0.05525$$

Simplificando:

$$Y_{\max} \left(\frac{Y_{\max}}{2Y_{\max}} \right)^{\left(\frac{2}{3} \right)} = \left(\frac{0.05525}{1.3486} \right) = 0.04096$$

Resolviendo por tanteos se obtiene:

$$Y_{\max} = 0.164 \text{ m}$$

Con esto, la altura total, suponiendo un bordo libre de 0.30 m, es de

$$0.164 \text{ m} + 0.30 = 0.464 \text{ m} \approx 0.5 \text{ m}$$

CANALES DESARENADORES Y REJILLAS.

Se diseñarán los canales desarenadores idénticos, mientras uno de ellos está en operación, el otro quedara fuera de servicio para maniobras de operación y mantenimiento, dentro de estos se instalarán las rejillas para tener la posibilidad de mantenimiento también. La sección de los canales será rectangular, diseñándose para un gasto de circulación igual al gasto máximo instantáneo ($Q_{\max \text{ inst}}$ 55.25 l/s).

La transición del canal de aproximación a los canales desarenadores tendrá un Angulo de apertura de 30° , por lo que su longitud de transición es:

$$\tan 30^\circ = \left(\frac{0.5}{lt} \right) = 0.9 \text{ m}$$

asi el ancho de los canales desarenadores (B_{cd}), considerando una velocidad de flujo de 0.30 m/s (que garantiza el asiento de las partículas sedimentables), es de:

$$B_{cd} = \left(\frac{Q_{\max \text{ inst}}}{0.30 \cdot Y_{\max}} \right) = \left(\frac{0.05525}{(0.3)(0.5)} \right) = 0.3683 \text{ m} \approx 0.50 \text{ m}$$

Considerando que existe un canal de aproximación de 1 m de B_{ca} , se utilizara este mismo ancho para cada uno de los canales desarenadores, por lo que $B_{cd} = 1 \text{ m}$

REJILLAS.

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, considerando que serán dos canales desarenadores, por lo tanto, será una rejilla para cada canal, por último, se calcula el ancho de las rejillas el cual se muestra en el cálculo de sus dimensiones,

1.- REJILLAS MEDIANAS.

En este caso el diámetro de las varillas se propone de 3/8 in (0.95 cm) con una separación entre varillas de 2.5 cm, cumpliendo las recomendaciones de la tabla 6.19 de este capítulo, al ser de 100 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:

$$N = \frac{100 - 0.95}{2.5 + 0.95}$$

$$N = 28 \text{ varillas}$$

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 1 m² y el área ocupada por las varillas es de 0.1988 m², quedando libres para el paso del agua 0.8012 m² que representa el 80.12% cumpliendo este requisito.

2) REJILLAS FINAS.

En este caso el grosor de las varillas se propone 5/16" (0.79 cm) con una separación entre varillas de 1.80 cm, cumpliendo las recomendaciones de la tabla 6.19 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:

$$N = \frac{100 - 0.79}{1.80 - 0.79}$$

$$N = 38 \text{ varillas}$$

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 1 m² y el área ocupada por las varillas es de 0.1862 m², quedando libres para el paso del agua 0.8138 m² que representa el 81.38 % cumpliendo este requisito.

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

$$\text{tg}45^\circ = \frac{1.00}{LR}$$

$$LR = 1.00 \text{ m}$$

En la figura 6.13 se muestra la disposición final de lo que será el canal de aproximación y donde irán colocadas las rejillas.

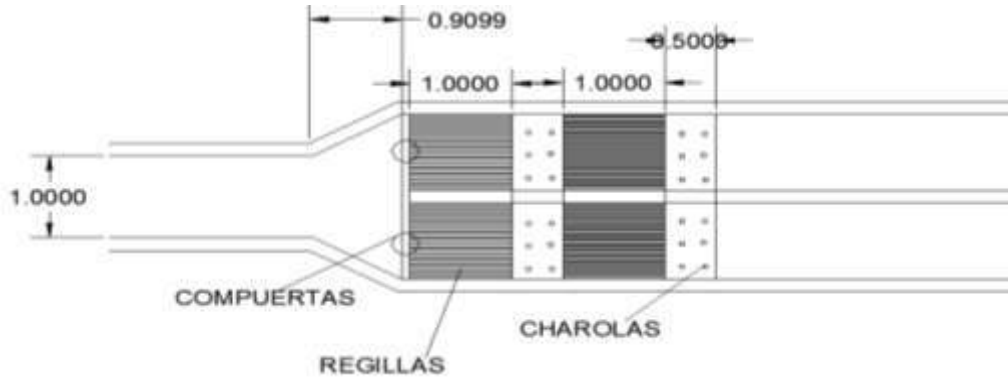


Figura 6.13.- vista en planta de la transición entre canal de aproximación y rejillas.

CANAL DESARENADOR.

La longitud de cada canal desarenador se determinará para el tirante máximo (Ymax) considerando que las arenas transportadas por el flujo tienen un tamaño medio de 0.20mm (como general corresponde a las existentes en las aguas residuales domesticas). Con esto la velocidad de sedimentación de las partículas de arena (Vp) correspondiente es de 0.0188 (según Metcalf & Eddy).

Por lo tanto, la longitud de ambos canales es de:

$$Lcd \frac{Vrec * Ymax}{Vp} = \left(\frac{0.30 * 0.164}{0.0188} \right) = 2.62m$$

Por seguridad se le agregara un 25% al valor obtenido de Lcd, por lo que:

$$Lcd = 2.62 + 0.655 = 3.30 \text{ m}$$

Lo que da una superficie para ambos canales de:

$$Sup \text{ cd} = (3.30 * 2)(1) = 6.60 \text{ m}^2$$

Calculo de cámara colectora de arenas

Para el cálculo de la cámara colectora de arenas, se considera que el volumen de arena generado es de 0.00004 m³ por cada metro cubico de agua residual (según Metcalf & Eddy), por lo que en 7 días se tendría un volumen de arena de:

$$Varena = (0.00004)(0.05525)(60)(60)(24)(7) = 1.34 \text{ m}^3 / sem$$

Por lo que la altura del nivel de arena acumulada sería de:

$$h_a = \left(\frac{1.34}{(3.30)(1.00)} \right) = 0.41 \frac{m}{sem} = 41 \frac{cm}{sem}$$

En las siguientes figuras 6.14 y 6.15 , se muestran las vistas de el canal desarenador y de la cámara de arenas.

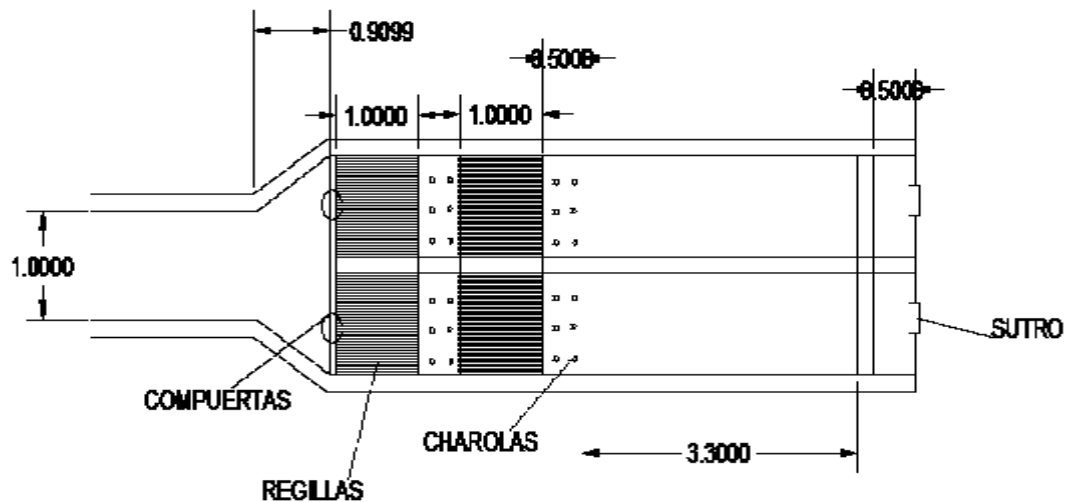


Figura 6.14.- vista en planta del desarenador.

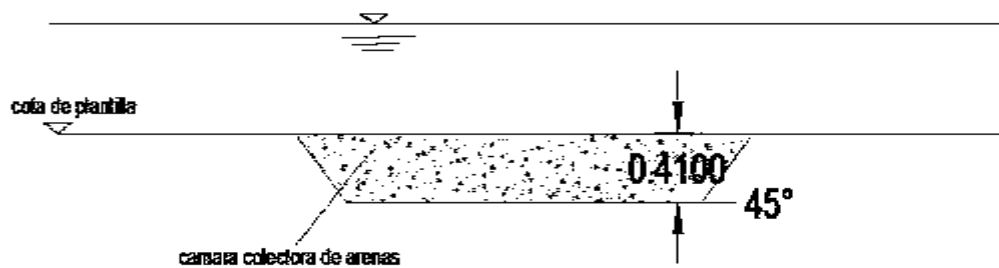


Figura 6.15.- vista en elevación de la cámara colectora de arenas.

CÁLCULO DEL VERTEDEDOR PROPORCIONAL “TIPO SUTRO”.

El vertedor tipo sutro será el dispositivo regulador y medidor de influente, se calculará de acuerdo a las bases de la comisión nacional del agua para su diseño, tomando como caudal de proyecto el gasto máximo instantáneo ($Q_{max\ inst} = 55.25$ lps).

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

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

Con:

$$a = 0.03 \text{ m}$$

$$b = 0.25 \text{ m}$$

Para:

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

Donde, para nuestro caso:

$$Q = Q_{max\ inst} = 55.25 \text{ lps}$$

En la figura 6.16 se muestra el vertedor tipo sutro así como también los componentes y medidas que lo conforman.

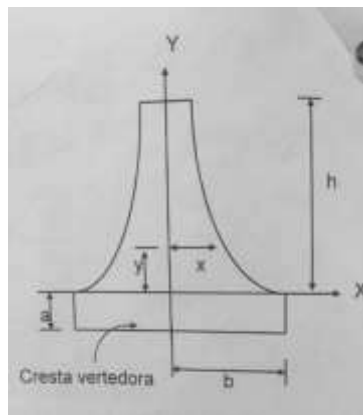


Figura 6.16.- vista en elevación del vertedor tipo sutro.

Haciendo los cálculos correspondientes se obtuvieron los siguientes valores que se muestran a continuación en las siguientes tablas 6.26 y 6.27.

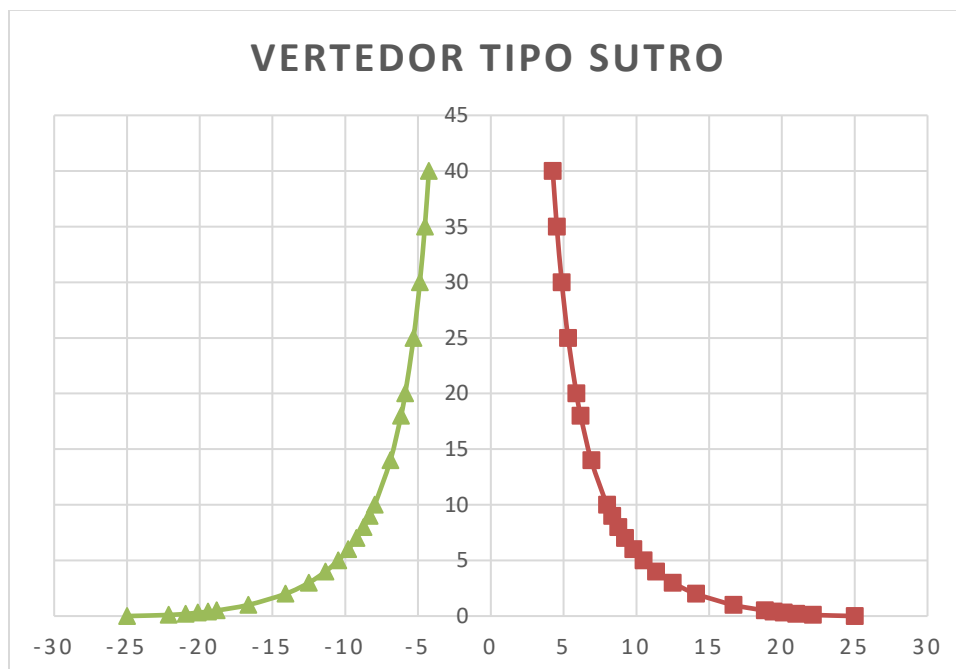
Tabla 6.26.- coordenadas de la silueta del vertedor.

Y(cm)	X(cm)		Y(cm)	X(cm)
0	25.000		0	-25.000
0.1	22.126		0.1	-22.126
0.2	20.978		0.2	-20.978
0.3	20.125		0.3	-20.125
0.4	19.428		0.4	-19.428
0.5	18.831		0.5	-18.831
1	16.667		1	-16.667
2	14.102		2	-14.102
3	12.500		3	-12.500
4	11.359		4	-11.359
5	10.489		5	-10.489
6	9.796		6	-9.796
7	9.225		7	-9.225
8	8.745		8	-8.745
9	8.333		9	-8.333
10	7.975		10	-7.975
14	6.900		14	-6.900
18	6.169		18	-6.169
20	5.881		20	-5.881
25	5.307		25	-5.307
30	4.875		30	-4.875
35	4.533		35	-4.533
40	4.254		40	-4.254

Tabla 6.27.- valores del gasto para diferentes alturas.

h(cm)	Q(lps)
0	3.83601356
0.5	4.79501694
1	5.75402033
2	7.67202711
3	9.59003389
4	11.5080407
5	13.4260474
6	15.3440542
7	17.262061
8	19.1800678
9	21.0980746
10	23.0160813
14	30.6881084
18	38.3601356
20	42.1961491
25	51.786183
26	53.7041898
27	55.6221966
30	61.3762169
35	70.9662508
40	80.5562847

Grafica 6.2.- vertedor tipo sutro calculado.



CÁLCULO DEL CÁRCAMO DE BOMBEO.

Considerando un tiempo de retención hidráulico (TRH) de 20 minutos a caudal medio ($Q_{med} = 40.12$ lps), para evitar condiciones de septicidad, las dimensiones del cárcamo de bombeo son:

$$Q_{med} = \frac{vol}{TRH} = 40.12 \text{ lps}$$

Despejando el volumen obtenemos:

$$vol = (Q_{med})(TRH) = (0.04012)(20)(60) = 48.15 \text{ m}^3$$

Con una profundidad máxima de 2 m, el área superficial del cárcamo (A_{sup}) será de:

$$A_{sup} - c = \frac{48.15}{2} = 24.06 \text{ m}^2$$

Considerando una superficie cuadrada, la longitud de cada lado del cárcamo (lc) será:

$$lc^2 = A_{sup} - c = 24.06 \text{ m}^2$$

Por lo tanto:

$$lc = \sqrt{24.06} = 4.90 \text{ m}$$

Para la longitud de desarrollo del escalón (ld):

$$\tan 45^\circ = \frac{0.5}{ld}$$

De donde:

$$ld = \frac{0.5}{\tan 45^\circ} = 0.5$$

A continuación, en la figura 6.17 se muestra la configuración del cárcamo de bombeo.

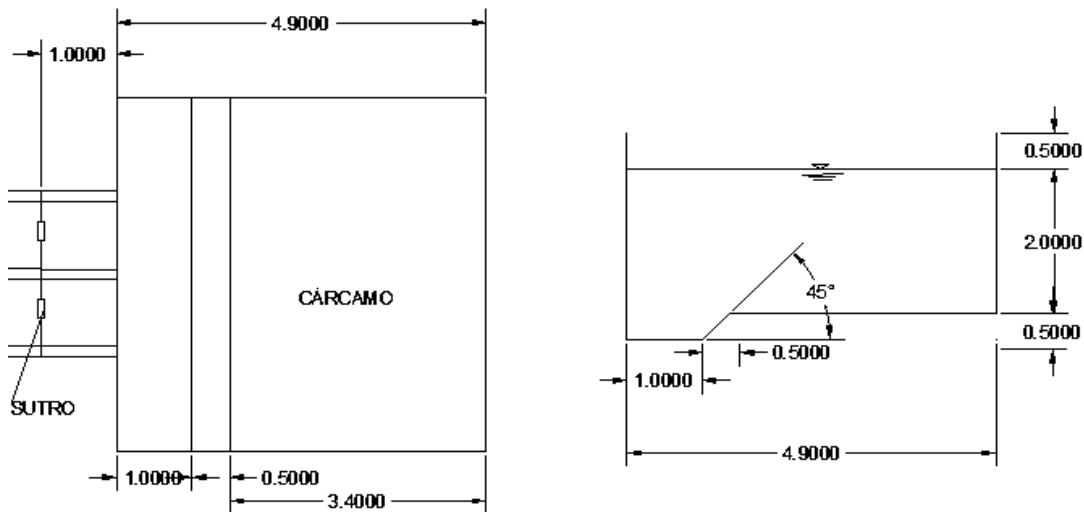


Figura 6.17.- vista en planta y corte longitudinal del cárcamo de bombeo.

6.9.2.- TRATAMIENTO PRIMARIO (RALLFA)

En el tratamiento primario se pretende eliminar todos aquellos sólidos en suspensión presentes en el agua residual, por lo que se procederá a hacer el dimensionamiento de un reactor anaerobio lecho de lodos de flujo ascendente, para el cual se tendrán los siguientes criterios de diseño mostrados en las tablas siguientes.

Tabla 6.28.- Resumen de los principales criterios hidráulicos para el diseño de reactores RALLFA que tratan agua residual Doméstica.

Criterio/Parámetro	Intervalo de valores, como una función del flujo		
	Q_{prom}	Q_{max}	$Q_{pico}^{(*)}$
Carga volumétrica hidráulica	<4	<6	<7
Tiempo de retención hidráulica**	6-9	4-6	>3.5-4
Velocidad de flujo ascendente	0.5-0.7	<0.9-1.1	<1.5
Velocidad en la abertura para sedimentación	<2-2.3	<4-4.2	<5.5-6
Tasa de carga de superficie en el sedimentador	0.6-0.8	<1.2	<1.6
Tiempo de retención hidráulico en el sedimentador	1.5-2	>1	>0.6

(*) Flujo pico con duración de 2 a 4 horas

(**) Temperatura del agua residual entre 20 y 26 °C

Fuente informativa: (Chernicharo de Lemos, 2007)

Tabla 6.29.-Criterios de diseño para (RALLFA) que tratan agua residual doméstica

Criterio	Parámetros	Intervalos de valores
Altura	Reactor	3 - 6 m
	Compartimento del sedimentador	1.5 - 2m
	Compartimento del digestor	2.5 - 3.5 m
Remoción de DQO esperada	Remoción esperada para agua residual diluida	60 - 70%
	Remoción esperada para agua residual concentrada	80 - 90%
Distribución del afluente	Diámetro del tubo de distribución del afluente (mm)	75-100
	Diámetro de la desembocadura del tubo de distribución (mm)	40-50
	Distancia entre la parte superior del tubo de distribución y el nivel del agua en el sedimentador (m)	0.2-0.3
	Distancia entre la desembocadura y la parte inferior del reactor (m)	0.1-0.15
	Área de influencia de cada tubo de distribución (m ²)	2-3
	Tasa de liberación mínima de biogás (m ³ /m ² *h)	1
Colector de biogás	Tasa de liberación máxima de biogás (m ³ /m ² *h)	3-5
	Concentración de metano en el biogás (%)	70-80
	La superposición de los deflectores de gas en relación con la abertura para el compartimento de la sedimentación (m)	0.1-0.15
Compartimento de sedimentación	Pendiente mínima de las paredes del sedimentador (°)	45
	Pendiente óptima de las paredes del sedimentador (°)	50-60
	Profundidad del compartimento del sedimentador (m)	1.5-2
Colector del efluente	Inmersión del deflector de nata en el perforado de tubos de recolección (m)	0.2-0.3
	Número de vertedores triangulares (unidades/m ² del reactor)	1-2
Producción y muestreo del lodo	Rendimiento de la producción de sólidos (kgSST/kgDQOaplicada)	0.1-0.2
	Rendimiento de la producción de sólidos, en términos de DQO (kgDQOlodo/kgDQOaplicada)	0.11-0.23
	Concentración de sólidos esperado en el exceso de lodo (%)	2-5
	Densidad del lodo (kg/m ³)	1020-1040
	Diámetro de las tuberías de descarga del lodo (mm)	100-150
	Diámetro de las tuberías de muestreo del lodo (mm)	25-50

Fuente informativa:(adaptado de Chernicharo de Lemos, 2007; Van Lier, 2010 y Metcalf & Eddy, 2003)

Tabla 6.30.- otros criterios para el diseño del RALLFA.

Temperatura del agua residual (°C)	Tiempo de residencia hidráulica	
	Promedio diario	Mínimo (durante 4-6 h)
16-19	10-14	7-9
22-26	7-9	5-7
> 26	6-8	4-5
Gasto del afluente		Velocidad de flujo ascendente (m/h)
Flujo promedio		0.5-0.7
Flujo máximo		<0.9-1.1
Flujos picos temporales (*)		< 1.5
Recubrimiento	Ventajas	Desventajas
Caucho clorado	Costo bajo	Resistencia baja a los ácidos grasos volátiles
Epoxi bituminoso	Buena resistencia a los ácidos grasos volátiles. Puede ser aplicado con un espesor mayor y un bajo número de capas Presenta baja permeabilidad	Costo mucho más elevado

Fuente informativa: (Metcalf & Eddy, 2003)

Tabla 6.31.- Directrices para determinar el área de influencia de los distribuidores de flujo en un RALLFA.

Tipo de lodo	Carga orgánica aplicada (kg de DQO/m³ d)	Área de influencia de cada distribuidor (m²)
Lodo denso y floculento (concentración > 40 kg SST/m³)	<1.0	0.5-1
	1-2	1-2
	>2	2-3
Lodo medio floculento (concentración 20 a 40 kg SST/m³)	<1-2	1-2
	>3	2-5
Lodo granular	1-2	0.5-1
	2-4	0.5-2
	>4	>2

Fuente informativa: (Metcalf & Eddy, 2003)

DIMENSIONAMIENTO DEL REACTOR.

Para el dimensionamiento del RALLFA, se necesitan los parámetros que se muestran en tabla 6.32.

Tabla 6.32.- parámetros para el diseño del RALLFA.

Parámetro	Valor	Unidad	Valor	Unidad
Gasto afluente medio: Q_{ip}	3466.55	m ³ /d	144.44	m ³ /h
Gasto afluente máximo horario: $Q_{max ins}$	4773.75	m ³ /d	198.91	m ³ /h
DQO afluente promedio (S_o):	1000	g/m ³	1	kg/m ³
DBO afluente promedio (S_o):	400	g/m ³	0.4	kg/m ³
Temperatura del agua residual	22	°C	Valores obtenidos de tablas anteriores.	
Coeficiente del rendimiento de sólidos: Y	0.18	kgSST/kgDQO _{app}		
Coeficiente del rendimiento de sólidos, en términos de DQO: Y_{obs}	0.17	kgDQO _{lodo} /kgDQO _{app}		
Concentración esperada de la descarga del lodo: C	3	%		
Densidad del lodo: γ	1030	kg/m ³		

a) Cálculo de la carga de DQO afluente promedio (L_o):

$$L_o = S_o * Q_{ip}$$

Donde:

$$S_o = 1 \text{ kg/m}^3$$

$$Q_{ip} = 3466.55 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$L_o = 1 \text{ kg/m}^3 * 3466.55 \text{ m}^3/\text{d} = 3466.55 \text{ Kg DQO/d}$$

b) Adoptar un valor del tiempo de residencia hidráulica (t):

De acuerdo con la Tabla 6.28, se adopta un TRH de 8 horas = 0.333 días

c) Determinar el volumen total del reactor (V):

$$V = Q_{ip} * t$$

$$V = 3466.55m^3/d * 0.333d = 1154.36 m^3$$

d) Establecer el número de módulos del reactor (N):

En esta propuesta de diseño se establece que el número de módulos del reactor son dos, por lo que en este caso $N=2$. Chernicharo de Lemos (2007) menciona que, aunque no hay limitaciones en el volumen del reactor, se recomienda que dicho volumen no exceda 1 500 m³, debido a las limitaciones de operación y construcción; para el caso de sistemas pequeños para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ha sido habitual el uso de módulos con capacidades de 400 - 500 metros cúbicos.

Considerando lo anteriormente mencionado, el valor del volumen queda dentro de lo que considera Chernicharo de Lemos (2007), por lo que el reactor RALLFA es considerado como una buena propuesta de tratamiento primario.

e) Volumen de cada módulo (Vu):

$$Vu = \frac{V}{N}$$

$$Vu = \frac{1154.36}{2} = 577.18 m^3$$

e) Establecer un valor para la altura del reactor (H):

De acuerdo a la tabla 6.29, se considera un valor de 5m para la altura del reactor, por lo tanto:

$$H=5m$$

f) Determinar el área de cada módulo (A):

$$A = \frac{Vu}{H}$$

$$A = \frac{577.18m^3}{5m} = 115.44m^2$$

Para una configuración de reactores rectangulares y estableciendo el ancho (a) del reactor en 5 m

Donde:

$$A = l * a$$

$$l = A/a$$

$$l = \frac{115.44m^2}{5m} = 23.09 m$$

Por lo que el largo (l) es: 23.09 m

Área total correcta:

$$At = N * A$$

$$At = (2) * (115.44m^2) = 230.88m^2$$

Volumen total correcto:

$$Vt = At * h$$

$$Vt = 230.88m^2 * 5m = 1154.4m^3$$

Tiempo de residencia hidráulica corregido:

$$t = \frac{Vt}{Qip}$$

$$t = \frac{1154.4m^3}{3466.55m^3/d} = 0.333 d$$

i) Verificación de las cargas aplicadas:

Carga hidráulica volumétrica (CHV):

$$CHV = \frac{Qip}{V}$$

$$CHV = \frac{\left(3466.55 \frac{m^3}{d}\right)}{1154.36m^3} = 3 m^3/m^3d$$

Carga orgánica volumétrica (COV):

$$COV = \frac{Qip * So}{V}$$

$$COV = \frac{3466.55 \text{ m}^3/\text{d} * 1 \text{ Kg} \frac{\text{DQO}}{\text{d}}}{1154.36 \text{ m}^3} = 3 \text{ kg} \frac{\text{DQO}}{\text{m}^3 \text{ d}}$$

j) Verificación de las velocidades del flujo ascendente:

Para Qip:

$$v = \frac{Qip}{At}$$

$$v = \frac{3466.55 \text{ m}^3/\text{d}}{230.88 \text{ m}^2} = 15.01 \text{ m/d} = 0.63 \text{ m/h}$$

Para Q máx inst:

$$v = \frac{Q \text{ max inst}}{At}$$

$$v = \frac{4773.75 \text{ m}^3/\text{d}}{230.88 \text{ m}^2} = 20.68 \text{ m/d} = 0.84 \text{ m/h}$$

Se puede observar que las velocidades de flujo ascendente encontradas están dentro de los intervalos de valores mostrados en la Tabla 6.30.

k) Sistemas de distribución del agua residual (afluente):

Cálculo del número de tubos de distribución del afluente. Estableciendo un área de influencia de $Ad = 2 \text{ m}^2$ por tubo de distribución, y considerando un lodo medio floculento y una COV menor a 1 - 2 kg de DQO m^3/d , de acuerdo con la Tabla 6.31, es posible calcular el número de tubos usando la ecuación siguiente:

$$ND = \frac{At}{Ad}$$

$$ND = \frac{230.88 \text{ m}^2}{2 \text{ m}^2} = 115.44 = 116 \text{ tubos de distribución}$$

Dado que se ha considerado dos módulos, cada reactor tendrá 58 tubos de distribución, estimándose ubicar de la siguiente forma:

A lo largo de la longitud de cada módulo (23.09 m): 24 tubos

A lo largo del ancho de cada módulo (5 m): 5 tubos

Siendo un total de 58 tubos de distribución por módulo.

l) Estimación de las eficiencias de remoción de la DQO del sistema.
(Chernicharo de Lemos, 2007):

$$EDQO = 100 * (1 - 0.68 * t^{-0.35})$$

$$EDQO = 100 * (1 - 0.68 * 8^{-0.35}) = 67\%$$

m) Estimación de las eficiencias de remoción de la DBO del sistema.
(Chernicharo de Lemos, 2007):

$$EDQO = 100 * (1 - 0.07 * t^{-0.50})$$

$$EDQO = 100 * (1 - 0.7 * 8^{-0.50}) = 75\%$$

n) Estimación de las concentraciones de DQO y DBO en el efluente final:

$$C_{efl} = S_o - \left(\frac{E * S_o}{100} \right)$$

$$C_{efl} = 1KgDQO/m^3 - \left(\frac{67 * 1 KgDQO/m^3}{100} \right) = 0.33KgDQO/m^3 \text{ o } 330 mgDQO/l$$

$$C_{efl} = 0.4 KgDQO/m^3 - \left(\frac{75 * 0.4KgDQO/m^3}{100} \right) = 0.10KgDBO/m^3 \text{ o } 100 mgDBO/l$$

o) Producción teórica del metano:

$$DQO_{CH4} = Q_{ip} * [(S_o - C_{efl}) - Y_{obs} * S_o]$$

$$DQO_{CH4} = 3466.55 m^3/d * [(1 KgDQO/m^3 - 0.33KgDQO/m^3) - 0.17 kgDQO_{lodo}/kgDQO_{app} * 1 KgDQO/m^3]$$

$$DQO_{CH4} = 1733 KgDQO/d$$

$$K(t) = \frac{P * KDQO}{R * (273 + T)}$$

$$P = 1 \text{ atm}$$

$$KDQO = 64 \text{ gDQO/mol}$$

$$R = 0.08206 \text{ atm L/mol K}$$

T = Temperatura

$$K(t) = \frac{1 \text{ atm} * 64 \text{ gDQO}}{\frac{0.08206 \text{ atmL}}{\text{molK}} * (273 + 22)} = 2.7 \text{ KgDQO/m}^3$$

$$Q_{CH4} = \frac{(DQO_{CH4})}{K(t)}$$

$$Q_{CH4} = \frac{1733 \text{ KgDQO/d}}{2.7 \text{ KgDQO/m}^3} = 655.5 \text{ m}^3/\text{d}$$

El gasto de metano en el biogás producido es:

$$Q_g = \frac{655.5 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}}{0.70}$$

$$Q_g = 936.4 \frac{\text{m}^3}{\text{d}} \text{ o } 39 \text{ m}^3/\text{h}$$

q) Dimensionamiento del colector del gas:

Número de colectores de gas: 2 (1 en cada módulo)

Longitud de cada colector: $L_g = 23.09 \text{ m}$

Longitud total del colector de gas (considerando los dos módulos):

$$L_t = 23.09 (2) = 46.18 \text{ m}$$

Ancho de la parte superior del colector del gas (A_g):

$$A_g = 0.5 \text{ m}$$

Área total del colector del gas (A_{tg}) en la parte superior:

$$A_{tg} = L_t * A_g$$

$$A_{tg} = 46.18 \text{ m} * 0.5 \text{ m} = 23.09 \text{ m}^2$$

Cálculo de la tasa de liberación de biogás en el colector de gas (**Kg**):

$$K_g = \frac{Q_g}{A_{tg}}$$

$$Kg = \frac{39m^3/h}{23.09 m^2} = 1.68 m/h$$

Por lo tanto, cada colector de biogás se hace con las siguientes dimensiones:

Longitud: 23.09 m

Ancho: 0.5 m

r) Dimensionamiento de las aberturas del compartimento del sedimentador.

Si se adopta un separador de tres fases en cada módulo, entonces:

El número de aberturas simples: 4 (2 en cada módulo), junto a las paredes Longitud de cada abertura (La):

La = 23.09 m a lo largo del reactor

Longitud equivalente de operaciones simples (Lt):

$$Lt = 23.09 (4) = 92.36 m$$

Ancho de cada abertura (Aa):

Aa = 0.7 m (adoptado)

Área total de las aberturas (Ata):

$$Ata = Lt * Aa$$

$$Ata = 92.36m * 0.7m = 64.65 m^2$$

Verificación de las velocidades a través de las aberturas (vab):

Para Qip:

$$Vab = \frac{Qip}{Ata}$$

$$Vab = \frac{3466.55m^3/d}{64.65 m^2} = 53.62 m/d \text{ o } 2.2m/h$$

Para Qmax inst:

$$Vab = \frac{Qmax \text{ inst}}{Ata}$$

$$Vab = \frac{4773.75m^3/d}{64.65 m^2} = 73.83 m/d \text{ o } 3.07m/h$$

Las velocidades encontradas se encuentran dentro de las recomendaciones de diseño que se muestran en la Tabla 6.28.

Por lo tanto, cada abertura del compartimento del sedimentador tendrá las siguientes dimensiones:

Abertura simple:

Longitud: 23.09 m

Ancho: 0.70 m

s) Dimensionamiento del compartimento del sedimentador.

Número de compartimentos del sedimentador: 2 (1 en cada reactor)

Longitud de cada sedimentador (Ls): $L_s = 23.09$ m (a lo largo del reactor)

Longitud total del sedimentador (Lts): $L_{ts} = L_s N$

$L_{ts} = (23.09 \text{ m}) (2)$

$L_{ts} = 46.18$ m

Ancho de cada colector de gas (A_g):

$A_g = 0.55$ m (0.5 + 0.05 espesor de la pared)

Ancho de cada compartimento del sedimentador (A_s):

$A_s = 5$ m

Ancho efectivo de cada sedimentador A_{es} :

$$A_{es} = 5 \text{ m} - 0.55 \text{ m} = 4.45 \text{ m}$$

Área total del sedimentador (A_{ts}):

$$A_{ts} = L_{ts} * A_{es}$$

$$A_{ts} = 46.18 * 4.45 = 205.50 \text{ m}^2$$

Verificación de las tasas de carga de superficie del sedimentador (v_s):

Para Q_{ip} :

$$V_s = \frac{Q_{ip}}{A_{st}}$$

$$V_s = \frac{3466.55 \text{ m}^3/\text{d}}{205.50 \text{ m}^2} = 16.87 \text{ m}/\text{d} \text{ o } 0.7 \text{ m}/\text{h}$$

Para Q_{max} inst:

$$V_{ab} = \frac{4773.75 \text{ m}^3/\text{d}}{205.50 \text{ m}^2} = 23.23 \text{ m}/\text{d} \text{ o } 0.97 \text{ m}/\text{h}$$

Se puede observar que las tasas de carga superficial en el sedimentador se encuentran dentro de los intervalos de valores mostrados en la Tabla 6.28.

Por lo tanto, cada compartimento del sedimentador tendrá las siguientes dimensiones:

Longitud: 23.09 m

Ancho: 4.45 m

Para determinar el volumen del compartimiento del sedimentador es necesario tomar en consideración los siguientes aspectos:

- Altura de la parte superior del compartimiento del sedimentador (paredes verticales)
- Altura de la parte del fondo del compartimiento del sedimentador (paredes inclinadas)
- Tiempo de residencia en el compartimiento del sedimentador, según la Tabla 6.28.

t) Producción de lodo

La producción de lodo (*Pl*) esperado en el sistema de tratamiento puede ser calculado mediante las siguientes ecuaciones:

$$Pl = Y * DQO_{app}$$

$$Pl = 0.18 \text{ kgSST/kgDQO}_{app} * 425 \text{ KgDQO/d} = 76.5 \text{ kg SST/d}$$

$$Vs = \frac{Pl}{Y * c}$$

$$Vs = \frac{76.5 \text{ kg SST/d}}{1030 * (\frac{3}{100})} = 2.48 \text{ m}^3/\text{d}$$

A continuación, se muestra en la tabla 6.33 un resumen de los resultados obtenidos en el proceso de dimensionamiento del reactor anaerobio lecho de lodos de flujo ascendente (RALLFA), el cual se utilizara como tratamiento primario.

Tabla 6.33.- Resumen de resultados del diseño del RALLFA.

Datos de entrada:	
Gasto afluente promedio: <i>Qip</i>	3466.55 m ³ /d
Gasto afluente máximo instantáneo: <i>Qmax inst.</i>	4773.75 m ³ /d
DQO afluente promedio (<i>So</i>):	1000 g/m ³
DBO afluente promedio (<i>So</i>):	400 g/m ³
Temperatura del agua residual:	22°C
Coefficiente del rendimiento de sólidos: <i>Y</i>	0.18kgSST/kgDQO _{app}
Coefficiente del rendimiento de sólidos, en términos de DQO: <i>Yobs</i>	0.17kgDQO _{lodo} /kgDQO _{app}
Concentración esperada de la descarga del lodo: <i>C</i>	3%
Densidad del lodo: <i>Y</i>	1030 Kg/m ³

Carga de DQO aplicada (Lo)	3466.55 Kg DQO/d
Tiempo de retención hidráulica (t)	8 horas = 0.333 días
Volumen total del reactor (V)	1154.36 m ³
Número de módulos del reactor (N)	2
Volumen de cada módulo (Vu)	577.18 m ³
Altura del reactor (H)	5m
Área de cada módulo (A)	115.44m ²
Dimensiones del área del reactor	Ancho:5m, largo:23.09m
Carga hidráulica volumétrica (CHV)	3 m ³ /m ³ d
Carga orgánica volumétrica (COV)	3 kgDQO/m ³ d
Velocidad de flujo ascendente para Qip	15.01m/d = 0.63m/h
Velocidad de flujo ascendente para Qmax-inst	20.68m/d = 0.84m/h
Área de influencia de distribución del agua residual (afluente)	2m ²
Número de tubos de distribución del agua residual	116 (58 en cada módulo)
Eficiencia de remoción de la DQO, estimada	67%
Eficiencia de remoción de la DBO, estimada	75%
Concentraciones (estimadas) de DQO y DBO en el efluente final	330 mgDQO/l 100 mgDBO/l
Producción estimada de metano	655.5 m ³ /d
Producción estimada de biogás (considerando un contenido de metano de 70% en el biogás)	936.4m ³ /d
Número de colectores de gas	2, cada uno de 23.09m de Longitud y 0.5m de ancho.
Aberturas del sedimentador	4 aberturas simples, cada una con 23.09m de Longitud y 0.7m de ancho.
Compartimentos del sedimentador	2, cada uno con: 23.09m de longitud y 5m de ancho.
Producción del lodo (Ps)	76.5kg SST/d
Volumen de lodo (Vs)	2.48 m ³ /d

A continuación, en las figuras siguientes 6.18 y 6.19 se muestran las vistas en planta y alzado del reactor anaerobio lecho de lodos de flujo ascendente (RALLFA).

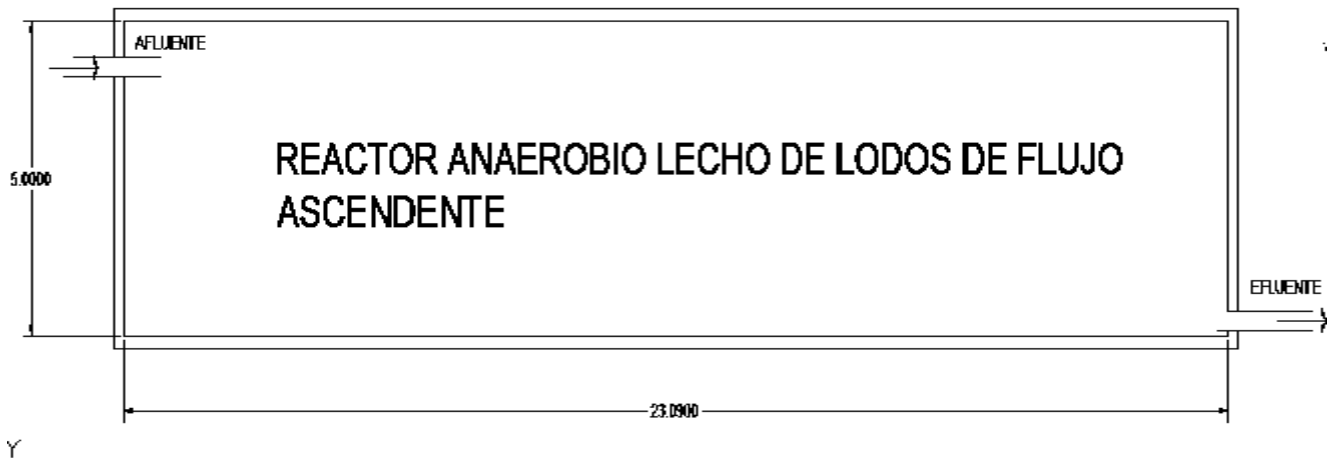


Figura 6.18.- Vista en planta de RALLFA.

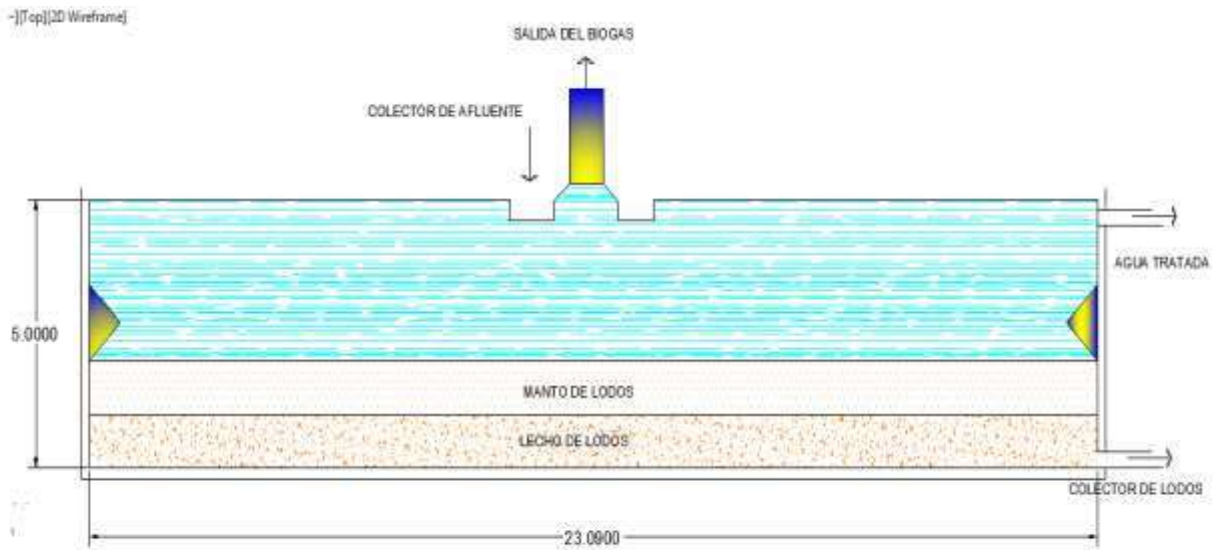


Figura 6.19.- Vista en corte del RALLFA.

6.9.3.- TRATAMIENTO SECUNDARIO (HUMEDAL ARTIFICIAL DE FLUJO SUBSUPERFICIAL).

En el tratamiento secundario se propone utilizar un humedal artificial de flujo sub superficial, considerando que anteriormente en el tratamiento primario se colocó un RALLFA, el cual ayudo a remover contaminantes que contiene el agua residual de tipo doméstico, ahora posteriormente en el tratamiento secundario se propone el humedal haciendo mención de que este tipo de tratamientos biológico naturales son muy eficientes en comunidades rurales.

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.

Para el cálculo del humedal se requieren las siguientes variables de diseño, que se muestran en la tabla 6.34.

Tabla 6.34.- Variables de diseño.

Variables	Valor
DBO de entrada	330 mg/l
DBO de salida	33 mg/l
Q med	3466.55 m ³ /d
N	0.35
Ks	500 m ³ /m ² -d
K₂₀	0.86
D	0.75
S	0.03
TRH	8 días

Los valores correspondientes al DBO de entrada se obtienen de la tabla 6.33 de este trabajo, el DBO de salida 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 Ks y K₂₀ se obtienen de la tabla 6.35.

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 0.75 (d).

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 6.35.-Características del medio para el humedal de flujo subsuperficial.

Tipo de medio	Diámetro efectivo de tamaño de grano mm	Porosidad n	Conductividad hidráulica Ks m3/m2-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 informativa: MAPAS Libro 37, 2007

DISEÑO DEL HUMEDAL.

Para iniciar el diseño del humedal se propone un tiempo de retención hidráulico (TRH) de 8 días, ya que el valor propuesto en el libro 37 del MAPAS 2007, varía de 6-16 días para profundidades de 30 a 76 cm, en este caso es de 75 cm con plantas emergentes.

El diseño comienza calculando la constante de decaimiento (Kt), necesaria para calcular el área necesaria para el humedal.

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

Mientras que T es la temperatura mínima del agua en la zona, propuesto de 16°C:

$$Kt = 0.86 * (1.1)^{(16-20)}$$

$$Kt = 0.5874 d^{-1}$$

Cálculo del área del humedal:

$$As = \frac{[Q(\ln Co - \ln Ce)]}{Kt * d * n}$$

Donde Co es el DBO de entrada y Ce es el DBO de salida.

$$As = \frac{[3466.55m^3/d(\ln 330mg/l - \ln 33mg/l)]}{0.5874 * 0.75 * 0.35}$$

$$As = 51766.50 m^2$$

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

Cálculo del ancho del humedal.

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

$$Ac = \frac{3466.55m^3/d}{500 m^3/m^2d * 0.03} = 231.10m^2$$

Ancho:

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

$$W = \frac{231.10}{0.75} = 308.14m$$

Largo:

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

$$L = \frac{51766.50 m^2}{308.14m} = 168m$$

Considerando el terreno disponible, el humedal tendrá que adaptarse a la geometría del terreno por lo que se cambiarán los valores anteriormente obtenidos es decir: $W=168m$ y $L=308.14m$, esto lleva a una relación largo-ancho de 1.82:1, la cual se considera buena para su funcionamiento.

A continuación, se hará mención del tipo de plantas a considerar para el humedal, así como también la distancia entre plantas.

Tipo de planta: arundo donax (caña) tabla 6.23.

Profundidad de la raíz: 0.75m

Separación entre plantas $d_{m-m} = 1 m$

Número de macrófitas requeridas para la instalación (Nv)

$$Nv = \left(\frac{L}{dm - m} - 1 \right) * \left(\frac{W}{dm - m} - 1 \right)$$

$$Nv = \left(\frac{308.14m}{1m} - 1 \right) * \left(\frac{168m}{1m} - 1 \right) = 51292 \text{ macrofitas (caña)}$$

En la siguiente tabla 6.36 se muestran los resultados obtenidos en el diseño del humedal.

Tabla 6.36.-Resultados del humedal.

Área total	51,744 m²
Largo(L)	308 m
Ancho (W)	168 m
Profundidad (d)	0.75 m
Tipo de planta	Arundo donax (caña)
No. De plantas	51,292 plantas

A continuación, en las siguientes figuras 6.20 y 6.21, se muestran las vistas del humedal artificial de flujo sub-superficial, así como las medidas que dio el diseño anterior.

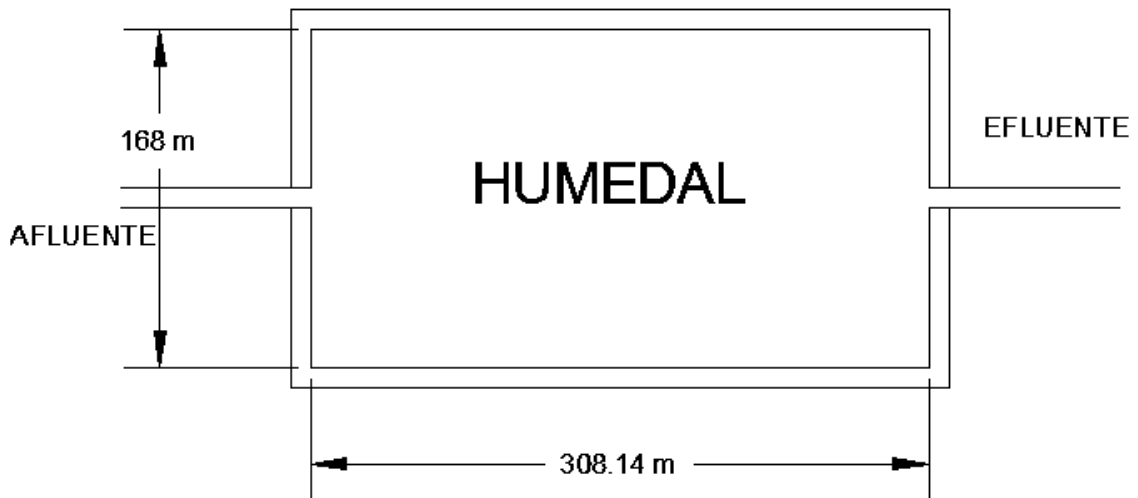


Figura 6.20. - vista en planta de humedal artificial de flujo sub-superficial

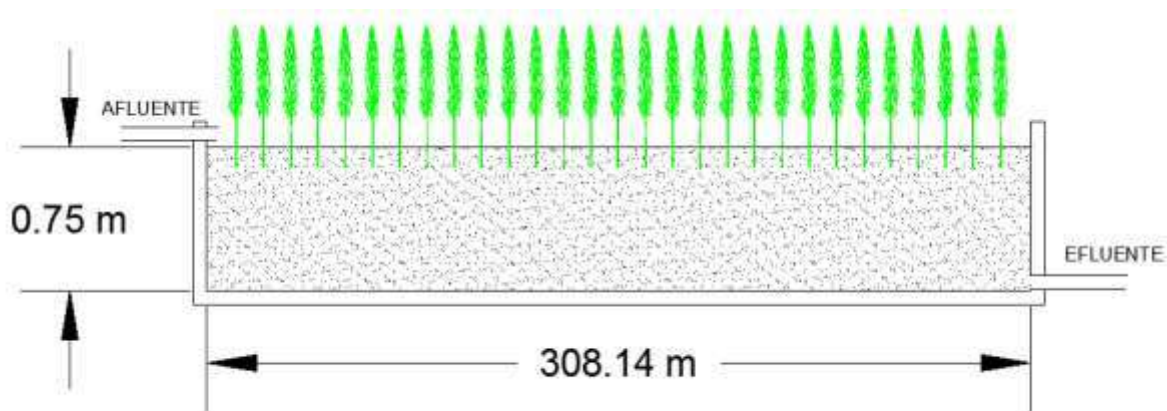


Figura 6.21. - Vista en alzado de humedal artificial de flujo sub-superficial.

6.9.4.- DESINFECCIÓN.

Como se mencionó anteriormente en el capítulo 6.8 en el cual se describieron los diferentes tipos de desinfección que existen para el agua residual, la propuesta de desinfección será un **tanque de contacto de cloro**, esto corresponde a procesos de desinfección químicos los cuales son muy eficientes para la desinfección de las aguas residuales tratadas, lo cual lleva a una limpieza más efectiva del agua.

Cálculo del tanque de contacto de cloro.

El tanque no será modulado, es decir se tendrá un solo tanque para todo el periodo de diseño.

El tanque será rectangular, con un bordo libre de 0.50m y una profundidad (Ptc) de 1.5m.

Según la literatura, para un tiempo de retención hidráulica (THR) de 20 min, se utiliza el Qmed (SAHOP, 1977), por lo que las variables de diseño para el tanque de contacto de cloro son las mostradas en la tabla 6.37.

Tabla 6.37.- Variables de diseño para tanque de desinfección.

Variable	Valor
Q med.	42.12 l/s = 0.04212 m ³ /s
Q max inst.	55.25 l/s = 0.05525 m ³ /s
TRH	20 min

El volumen del tanque (Vtc) será:

$$V_{tc} = (Q_{med}) * (TRH)$$

$$V_{tc} = 0.04212 \text{ l/s} * (20) * (60) = 50.54 \text{ m}^3$$

Su área superficial será:

$$A_{sup - c} = \frac{V_{tc}}{P_{tc}}$$

$$A_{sup - tc} = \frac{50.54 \text{ m}^3}{1.50 \text{ m}} = 33.69 \text{ m}^2 \approx 34 \text{ m}^2$$

Por lo tanto, las dimensiones del tanque serán:

Largo: 10m

Ancho: 3.4m .

Diseño de las mamparas del tanque de cloración.

Las mamparas se colocan paralelas al lado corto (Lc) del tanque de cloración (Lc=3.4m). la primera (siguiendo el sentido del flujo dentro del tanque) estará separada un metro del muro paralelo a ella. A partir de ahí, las mamparas irán igualmente espaciadas entre sí, con separación de 1m. la última mampara (siguiendo el sentido el flujo del tanque) estará separada 1.50m del muro paralelo a ella. Este cambio en la separación con respecto al muro obedece a razones de ajuste en los espacios interiores ocupados por las mamparas.

Número de mamparas que tendrá el tanque:

$$Nm = \frac{Ll - Em}{sM}$$

Donde:

Ll=longitud del lado largo del tanque de cloración=10m

Em=espesor de las mamparas=0.20m

sM=separación entre mamparas de eje a eje de las mismas=1.20m

$$Nm = \frac{10m - 0.2m}{1.20m} = 8 \text{ mamparas}$$

En la siguiente tabla 6.38 se muestra los resultados obtenidos en el diseño del tanque de cloración.

Tabla 6.38.- Resultados del diseño del tanque de cloración.

Volumen del tanque	50.54 m³
Área superficial del tanque	34 m²
Largo	10 m
Ancho	3.4 m
Número de mamparas (1.20 m dist)	8 mamparas
No. De cilindros por semana	2.77 cilindros de 70 kg

La figura 6.22 muestra la disposición final del tanque de cloración, así como también la configuración de las mamparas.

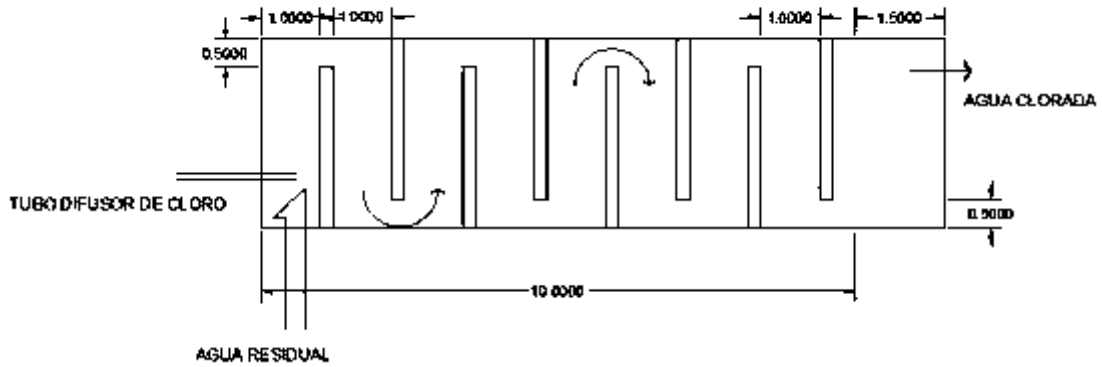


Figura 6.22.- Vista en planta del tanque de cloro.

En cuanto a los requerimientos del cloro, se estiman en 8mg/l de cloro para el agua residual (de conformidad a lo especificado por CONAGUA).

$$\text{Cantidad de cloro requerida} = (8\text{mg/l}) \cdot (3466.55\text{m}^3/\text{d}) / 1000 = 27.73 \text{ Kg Cl}_2/\text{d}$$

Si se utilizaran cilindros de 70 Kg se requerirán 2.77 cilindros por semana.

6.9.5.- TRATAMIENTO DE LODOS

El diseño de los lechos de secado de lodo se hace con la cantidad de lodo producido en el RALLFA, 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 por el RALLFA en Tabla 6.33 y proponiendo una altura de lodos de 25 cm para los lechos. La tabla 6.39 muestra un resumen de los lodos producidos.

Tabla 6.39.- Lodos producidos por el RALLFA.

LODOS PRODUCIDOS.
2.48 m³/d
17.36 m³/semana
74.4 m³/mes

Cálculo del área lecho de lodos.

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

Donde:

Lp: son los lodos producidos,

hl: la altura de lodos en metros

Alld: área del lecho de secado de lodos.

Sustituyendo para el caso por día:

$$A_{ud} = \frac{2.48 \text{ m}^3/\text{día}}{0.25 \text{ m}} 9.92\text{m}^2$$

Sustituyendo para el caso por semana:

$$A_{us} = \frac{17.36 \text{ m}^3/\text{sem}}{0.25 \text{ m}} = 69.44\text{m}^2$$

Sustituyendo para el caso por mes:

$$A_{um} = \frac{74.40 \text{ m}^3/\text{mes}}{0.25 \text{ m}} = 297.60\text{m}^2$$

Se propone 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:

$$l_{us} = \sqrt{Alls}$$

$$l_{us} = \sqrt{69.44\text{m}^2} = 8.33\text{m} \approx 8.5\text{m}$$

Dándonos un área de 72.25 m² por lecho, dándonos 144.5 m² en total al ser 2 lechos.

La siguiente tabla 6.40 muestra los resultados obtenidos del diseño del lecho de lodos.

Tabla 6.40.- Resultados obtenidos del diseño del lecho de lodos.

Área de lecho de lodos diaria	9.92 m ²
Área de lecho de lodos semanal	69.44 m ²
Área del lecho de lodos mensual	297.60 m ²
Propuesta (2 lechos de lodos)	Largo= 8.5 x ancho=8.5

Las imágenes 6.23 y 6.24 muestran la disposición final del lecho de secado de lodos.

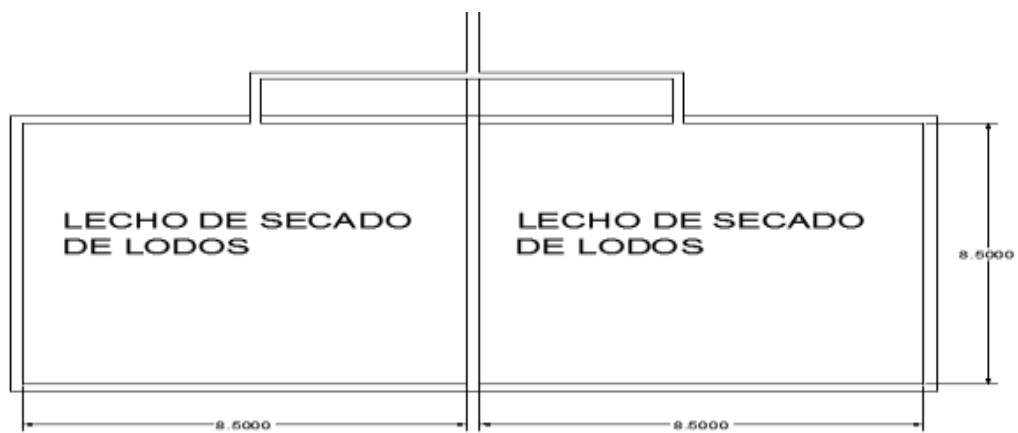


Figura 5.5.- Vista en planta de lecho de secado de lodos.

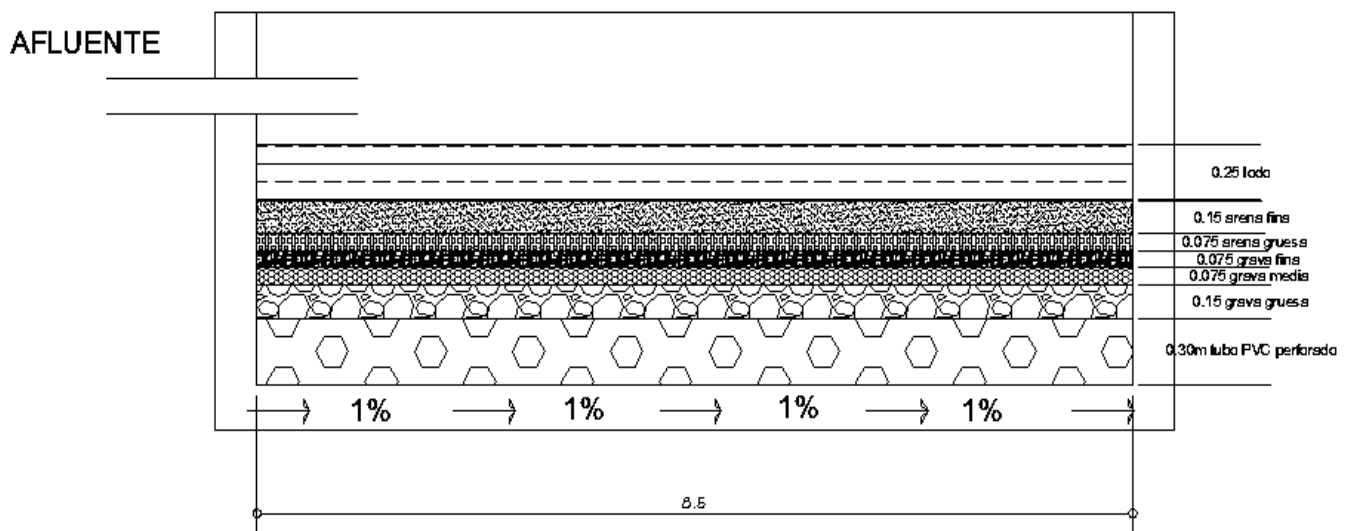


Figura 5.6.- Vista en alzado de lecho de lodos.

7. CONCLUSIONES

Con la propuesta de tratamiento aquí presentada, se logrará cumplir con el objetivo central de esta tesis, ya que la propuesta de tratamiento resultante, es, en teoría, la más adecuada, tomando en cuenta los aspectos técnicos y económicos más factibles para la población.

Actualmente no se realiza ningún tipo de saneamiento en la localidad de Buenavista Tomatlán, con esta propuesta se podrá sanear el agua residual del tipo doméstica, y por consiguiente, podrá ser susceptible a una reutilización; así como también contribuirá al saneamiento y la buena calidad del agua de los acuíferos y escurrimientos naturales.

Acorde a las condiciones socioeconómicas de la localidad, se buscó un tratamiento que cumpliera con las necesidades de la población. Para este caso, el sistema propuesto resultó ser el más óptimo, comparados con otros trenes de tratamiento y redundante en un sistema de fácil operación y bajos costos de mantenimiento, que es el principal problema de sostenimiento de una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales.

Es de suma importancia, en el diseño de un sistema de tratamiento, aplicar la premisa de que “si el usuario paga con dificultad el agua potable, con mayor dificultad pagará el tratamiento del agua residual”; no perdiendo de vista que el agua fue tomada del entorno natural para satisfacer las necesidades domésticas, pero que al ser devuelta a través del sistema de alcantarillado se deberá reincorporar al medio ambiente en las condiciones en las que se tomó.

RECOMENDACIONES

La implementación de un sistema de tratamiento primario, por medio de reactor anaerobio lecho de lodos de flujo ascendente (RALLFA), implica la generación de gases, como el biogás que se compone de metano, anhídrido carbónico, hidrogeno, etc., es recomendable digerirlos anaeróbicamente o en su caso utilizar el biogás en aparatos diseñados para gas natural.

Así como también se recomienda reutilizar el lodo producido por el RALLFA como abonos orgánicos para la agricultura, verificando el cumplimiento de la normativa en la materia.

La implementación de un sistema de tratamiento secundario 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.

Para la ejecución de la obra, así como también para su operación y mantenimiento, se deberá utilizar personal y equipo capacitado, que conozca de principios fundamentales en el tratamiento del agua residual, esto ayudará a tener como resultado la buena construcción y funcionamiento de la planta, la cual llevará a una alta eficiencia y el cumplimiento del periodo de diseño requerido.

8. BIBLIOGRAFÍA

- INEGI (2012), Simulador de flujos de agua de cuencas hidrográficas (SIATL)
- INEGI (2010), Cobertura de servicios básicos en México.
- Laboratorio de ingeniería sanitaria y ambiental UMSNH (2017), Manual de prácticas plantas de tratamiento de aguas.
- Metcalf & Eddy (1996), Ingeniería de aguas residuales: Tratamiento, vertido y reutilización, McGrawHill, Primera edición, México D.F.
- INEGI (2015), Regiones socioeconómicas de México.
- 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 aprovechamiento 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 reúsen en servicios al público.
- Ruiz Chávez Ricardo (2017), Apuntes de la materia de plantas de tratamiento de aguas, Facultad de ingeniería Civil UMSNH.
- CNA (2007), MAPAS Libro 37: Paquetes tecnológicos para el tratamiento de excretas y aguas residuales en comunidades rurales, México D.F.
- CNA (2016), MAPAS LIBRO 4: Datos básicos para proyectos de agua potable y saneamiento, Coyoacán México, DF.
- CNA (2016), MAPAS LIBRO 28, diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: reactores anaerobios de flujo ascendente, Coyoacán México, DF.
- CNA, (2016), MAPAS LIBRO 30, diseño de plantas de tratamiento de aguas residuales municipales: humedales artificiales, Coyoacán México, DF.

WEBGRAFÍA.

- INEGI 2010, Localidades Geoestadísticas-archivo histórico-consulta, recuperado de:
<http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/geoestadistica/introduccion.aspx>, en Septiembre del 2015.
- Inafed 2017, enciclopedia de los municipios y delegaciones de México
<http://www.inafed.gob.mx/work/enciclopedia/EMM16michoacan/municipios/16012a.html>
- Munimex, municipios de mexico, recuperado de:
<http://www.munimex.com/buenavista/ubicacion.html>
- INEGI (2010) datos topográficos
<http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/datosrelieve/default.aspx>
- GOOGLE MAPS (2017)
- GOOGLE EARTH (2017)
- INEGI (2010), INVENTARIO NACIONAL DE VIVIENDAS (INV), recuperado de: <http://www.beta.inegi.org.mx/app/mapa/inv/default.aspx>
- INEGI (2010), Directorio estadístico nacional de unidades económicas (DENUE), recuperado de:
<http://www.beta.inegi.org.mx/app/mapa/Denue/Default.aspx?ll=13.276707082746782,-102.55353515625&z=5>
- unidad de microrregiones cédulas de información municipal (SCIM), recuperado de:
<http://www.microrregiones.gob.mx/zap/Economia.aspx?entra=pdzp&ent=16&mun=012>
- prontuario de información geográfica municipal de los estados unidos mexicanos, recuperado de:
http://www3.inegi.org.mx/contenidos/app/mexicocifras/datos_geograficos/16/16053.pdf
- <http://www.municipiodebuenavistatomatlan.com.mx>
- <http://www.slideshare.com.mx>
- UNDLAP, PDF

AGRADECIMIENTOS

Porque sus palabras me ayudaron en momentos difíciles, porque mis pensamientos y decisiones vienen de sus buenas raíces, porque ustedes son lo más grande de mi vida, por ustedes.

A mis padres...

Agradecer primeramente a dios y a mis papas Alfredo Urbina Anaya y Carmen Heredia pulido que hicieron que todo esto fuera posible, gracias a su apoyo tanto emocional, económico y psicológico, gracias...

Agradecer a mis 4 hermanos: Luis Gerardo Urbina Heredia, Cynthia Nayeli Urbina Heredia, Cecilia Yanet Urbina Heredia y Karen Alondra Urbina Heredia, por el apoyo incondicional que me brindaron desde sacarme una sonrisa hasta ayudarme en momentos de estrés y angustia.

A mis tías: Ana Celia Heredia pulido por su ayuda profesional y Yolanda Patricia Heredia Pulido que es como una hermana para mí y estuvo ahí cuando lo necesite.

Agradezco a mi asesor de tesis el M.C. Ricardo Ruiz Chávez por su apoyo incondicional y paciencia que me tuvo para que este trabajo de tesis fuera posible.

Agradecer infinitamente a mis compañeros de clase por soportar mi carácter, pero sobre todo por brindarme el apoyo de compañerismo y amistad a lo largo de la carrera, a esos compañeros que se convirtieron no solo en amigos, sino que también en mi familia: José Alfredo Vargas Vázquez, Luis Fernando Acevedo paz, kristian Hernández Sánchez, Zaid Gonzales Mendoza, Juan Eligio Alcaraz Ornelas, Mayra Álvarez herrera, alondra Martínez Rojas.

¡A TODOS USTEDES GRACIAS!