



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLAS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

**“PROPUESTA PARA EL TRATAMIENTO DE LAS
AGUAS RESIDUALES DE LA POBLACIÓN DE
CUANAJO, MUNICIPIO DE PÁTZCUARO,
MICHOACÁN”**

TESIS PROFESIONAL

PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADA POR:

RODRIGO EMMANUEL GARCÍA MOLINA

ASESOR: MAESTRO EN CIENCIAS EN INGENIERÍA AMBIENTAL

RICARDO RUIZ CHÁVEZ

MORELIA, MICHOACÁN

SEPTIEMBRE 2013



AGRADECIMIENTOS

- Primeramente a dios por permitirme la vida, para estar entre ustedes y poder realizar este objetivo en mi vida.
- A ti mama que hasta hoy en día sigues siendo un ejemplo para mí y los que conformamos nuestra familia, de superación has sabido ser padre y madre, estando siempre hay en los momentos más difíciles para mí, dándome un confianza y apoyo incondicional, gracias mama, para la Sra. Mercedes Molina Hernández.
- A mis hermanos: Jalil Gamaliel y Tania Elizabeth por su apoyo moral en todo momento.
- A mis tíos y tías molina, por su apoyo durante la carrera.
- A mi novia, por su apoyo y comprensión, día a día me has mostrado sigue así y no cambies, le agradezco a dios en haberte conocido.
- A mis profesores por compartir su sabiduría que se han formado durante su caminar por la mejor escuela que es la vida gracias.
- A mis compañeros de clase que aun convivo y amigos de la vida.

ÍNDICE

CONTENIDO	PÁG.
1. INTRODUCCIÓN	1
2. OBJETIVOS	4
2.1.- OBJETIVOS GENERALES	5
2.2.- OBJETIVOS PARTICULARES	5
3. ANTECEDENTES	6
3.1.- MARCO FÍSICO	7
3.1.1.- HISTORIA	7
3.1.2.- LOCALIZACIÓN Y GEOGRAFÍA	9
3.1.3.- TOPOGRAFÍA	10
3.1.4.- HIDROGRAFÍA	12
3.1.5.- GEOLOGÍA	14
3.1.6.- EDAFOLOGÍA	16
3.1.7.- CLIMA	18
3.2.- MARCO SOCIAL	19
3.2.1.- NIVEL SOCIOECONÓMICO	19
3.2.2.- ACTIVIDADES ECONÓMICAS	20
3.2.3.- ASPECTOS DEMOGRÁFICOS	21
4. ESTADO ACTUAL DEL SISTEMA DE AGUA POTABLE, ALCANTARILLADO Y SANITARIO.	24
4.1.- COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE.	25
4.2.- COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE ALCANTARILLADO.	30
4.3.- COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE SANEAMIENTO.	33
4.3.1.- INFRAESTRUCTURA DE PROYECTO.	34

5. ESTUDIOS PRELIMINARES	35
5.1.- UBICACIÓN DEL SITIO DE LA PLANTA.	36
5.2.- CARACTERIZACIÓN DE LA DESCARGA DE AGUA RESIDUAL.	37
5.2.1.- MÉTODOS DE MUESTREO	38
5.2.2.- AFORO.	39
5.3.- CUERPOS RECEPTORES	42
5.4.- APROVECHAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL.	42
5.5.- ÁREA DE ESTUDIO	43
5.5.1.- RÉGIMEN DE TENENCIA DE LA TIERRA	43
5.5.2.- TOPOGRAFÍA	44
5.5.3.- ÁREA DISPONIBLE	45
5.5.4.- TIPO DE SUELO	45
5.6.- DIAGNÓSTICO DE LAS CONDICIONES ACTUALES	45
5.6.1.- NECESIDADES DE TRATAMIENTO.	46
5.6.2.- USOS DEL AGUA RESIDUAL.	46
5.6.3.- LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES CONFORME A LA NORMATIVIDAD VIGENTE	46
5.6.3.1.- NOM-001-SEMARNAT-1996.	47
5.6.3.2.- NOM-004-SEMARNAT-2002.	50
5.6.4.- ANALISIS DE LA COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES	54
6. DISEÑO DE INGENIERÍA BÁSICA DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO.	58
6.1.- EVALUACIÓN DEL TREN DE TRATAMIENTO	59
6.2.- PRETRATAMIENTO	61
6.2.1.-CANAL DE DESVÍO	61
6.2.2.-DESBASTE O TAMIZADO	61
6.2.3.-MEDIDOR DE FLUJO TIPO SUTRO	64
6.2.4.- DESARENADOR	65

6.3.- ANÁLISIS DE PROPUESTAS PARA EL TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL EN FASE PRIMARIA.	67
6.3.1.- LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	67
6.3.2.- HUMEDALES ARTIFICIALES	70
6.3.3.- REACTOR ANAEROBIO DE LECHO DE LODOS Y FLUJO ASCENDENTE (RALLFA).	74
6.3.4.- SELECCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO	81
6.4.- DESINFECCION.	83
6.5.- CALCULO DE POBLACIÓN PROYECTO.	87
6.5.1.- VIDA ÚTIL Y PERIODO DE DISEÑO.	87
6.5.2.- POBLACIÓN PROYECTO.	87
6.5.3.- GASTOS DE DISEÑO.	94
6.5.3.1.- DOTACIÓN.	94
6.5.3.2.- APORTACIONES DE AGUAS RESIDUALES.	95
6.5.3.3.- COEFICIENTES DE VARIACIÓN.	95
6.5.3.4.- GASTO MEDIO DIARIO.	96
6.5.3.5.- GASTO MÁXIMO DIARIO.	96
6.5.3.6.- GASTO MÁXIMO HORARIO.	96
6.5.3.7.-GASTO MEDIO.	97
6.5.3.8.-GASTO MÍNIMO.	98
6.5.3.9.-GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO.	98
6.5.4.0.-GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO	99
6.6.- DISEÑO DE LOS ELEMENTOS QUE CONFORMAN EL TREN DE TRATAMIENTO.	101
6.6.1.- PRETRATAMIENTO.	101
6.6.2.- TRATAMIENTO PRIMARIO.	109
6.6.3.- HUMEDAL DE PULIMIENTO.	117
6.6.4.- CLORACIÓN.	122
6.6.5.- TRATAMIENTO DE LODOS.	124
7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.	128
8. BIBLIOGRAFÍA.	131

INTRODUCCIÓN

1. - INTRODUCCIÓN

Uno de los grandes problemas que se tiene hoy en día, es el que está relacionado con el agua, desde el punto de vista de abastecimiento del agua y desalojo de las aguas residuales, donde en la mayoría de los lugares no se les da un tratamiento antes de ser desalojadas, por consecuencia propia se obtiene la contaminación de nuestros mantos freáticos, lagos o ríos, etc. quedando estos sin aprovechamiento alguno en beneficio a la población.

En este proyecto se pretende abordar el tema sobre el tratamiento de las aguas residuales correspondientes a la población de “Cuanajo” municipio de Pátzcuaro, Michoacán, ya que actualmente la población no cuenta con un sistema de tratamiento. Aunado a lo anterior, él lugar recibe a cientos de visitantes aumentando la demanda de agua potable para servirse y al desalojarla, esta agua residual, se descarga directamente y sin tratamiento hacia el barranco existente más cercano del lugar.

El compromiso que se tiene como ingeniero civil, es el brindar a la sociedad una serie de alternativas y soluciones para resolver dentro de su ámbito, las problemáticas de infraestructura que redunden en soluciones óptimas y viables técnica y económicamente.

En el lugar donde se realiza actualmente la descarga del agua residual, tenemos la existencia de un yacimiento de agua, existiendo una combinación de ambas aguas, lo que al transitar de ambas y mezclarse, hace que esta sea inaprovechable en ninguna actividad.

Haciendo la observación con base en la norma oficial mexicana NOM-001-SEMARNAT-1996, la cual se publicó en el diario oficial de la federación el 6 de enero de 1997. En esta norma se encuentran los tiempos referidos a la presentación de un programa de acción y que a su vez plasma un tiempo de cumplimiento, o sea, que la infraestructura ya se encuentre en operación, estos se encuentran determinados por un rango de población. La población con la que se va a trabajar se encuentra con un rango inferior a los 20,000 habitantes.

Con la planta de tratamiento de aguas residuales, se pueden tener grandes beneficios, uno de ellos es resolver la problemática ambiental de la zona, otro puede ser la utilización del agua tratada para

riego agrícola. Como en la zona donde se piensa alojar la planta de tratamiento, a los alrededores de ella se encuentran ciertos cultivos de maíz principalmente, se tiene contemplado el reusó del agua en estas áreas de cultivo, por lo que se beneficiará a estas parcelas con al agua que se desaloje de la planta y/o con los residuos de lodos generados, con ello conseguir una mejor producción del mismo.

Con este trabajo se pretende proponer una alternativa de solución viable técnica y económicamente, por lo que se pretende proponer un sistema acorde a las necesidades actuales y futuras de la población.

OBJETIVOS

2. - OBJETIVOS

2.1. OBJETIVOS GENERALES:

- Realizar la propuesta conceptual para el saneamiento de las descargas de aguas residuales de la población de Cuanajo, Municipio de Pátzcuaro Michoacán.

2.2. OBJETIVOS PARTICULARES:

- Proponer un sistema de tratamiento acorde a las necesidades de la población, con base en un análisis técnico y profesional, que redunde en un sistema eficiente y óptimo para el tratamiento de las descargas de aguas residuales.
- Determinar la mejor zona posible, donde se pueda alojar la infraestructura necesaria para la planta de tratamiento, con la finalidad de lograr un funcionamiento adecuado y obtener los mejores resultados, tanto de tratamiento como de aprovechamiento del agua residual tratada y los lodos generados.
- Mitigar el impacto ambiental que producen las descargas de agua residual doméstica sin tratar en la región.

ANTECEDENTES

3.-ANTECEDENTES.

3.1.- MARCO FÍSICO.

Para lograr un pleno entendimiento de la problemática a abordar, es necesario conocer el contexto físico de la región, en el que se pueda entender las características físicas, demográficas y socioeconómicas de la región, permitiendo así desarrollar un proyecto acorde a las necesidades actuales y futuras de la región.

3.1.1.- HISTORIA.

Los antecedentes históricos de esta comunidad denominada “Cuanajo”, hasta hoy en día son un poco escasos, para realizar la formulación de una historia verídica del lugar.

En 1521 llegó Hernán Cortés y exterminó Tenochtitlan. Cuitláhuac fue Tlatoani al morir Moctezuma y pidió ayuda a Michoacán para exterminar a los españoles, ya que los Michoacanos eran excelentes guerreros. Pero Zuangua, padre de Tangaxoán II, se negó a la ayuda, diciendo “Defiéndete tú” –dijo- “ya me defenderé yo cuando vengan aquí”. (El triunfo de los españoles se debió a la división entre culturas prehispánicas y a supersticiones). Al llegar los españoles a Michoacán, Tangaxoán era rey –Zuangua había muerto de viruela- y quizá por inexperiencia o intrigas de la corte, se sometió a los españoles. Hernán Cortés respetó esta rendición y envió monjes a estas tierras a petición de Tangaxoán. Convirtieron y bautizaron a todos los indios. Este templo tiene el arco franciscano y los símbolos del bautismo (conchas). Es probable que aquí esté el origen primigenio del pueblo.

Llegó a México Nuño de Guzmán con la primera audiencia, para hacer un juicio de residencia a Hernán Cortés, por mala administración y lo enviaron a España. Nuño de Guzmán y la audiencia debían administrar esta tierra, pero comenzaron a abusar de su poder: vinieron a Michoacán y atraparon indios para enviarlos como esclavos a Cuba.

Los indígenas huyeron a los cerros para protegerse de Nuño de Guzmán, se dio la gran dispersión. En México Fray Juan de Zumárraga envió una notificación a España, acusando a Nuño de Guzmán por crueldad y avaricia. Llegó la 2ª. Audiencia para detener y apresar a Nuño de Guzmán.

Entre ellos estaba el licenciado Vasco de Quiroga, quien fundó hospitales pueblo y recorrió Michoacán llamando a los indios a refugiarse en ellos. Cuanajo fue uno de estos hospitales pueblo. Al llegar Vasco de Quiroga, tal vez ya estaba fundada (no construida) la ermita de Cuanajo y tal vez los franciscanos quedaron de encargados. (Vasco de Quiroga no era sacerdote, mucho menos obispo, aún).

Es en este tiempo que Vasco de Quiroga asigna un oficio diferente a cada pueblo y Cuanajo comenzó a producir muebles de madera. Este oficio fue enseñado muy probablemente en el hospital pueblo. El origen del nombre de esta localidad podría referirse a las ranas, dado que, si existía la laguna de Tupataro y el área que conocemos como “pantano” estaba llena de agua, cosa comprobable geográficamente, seguramente abundaban las ranas y otras especies acuáticas.

La tradición oral sugiere que Vasco de Quiroga asignó el nombre al encontrar a un indio que llevaba piñas de pino y al preguntarle cómo llamaba en su lengua lo que llevaba, dijo llevar Kuanax. De ahí la relación a las piñas de pino, además de que los documentos afirman que había abundancia en montes de pinos. En los documentos civiles antiguos encontramos la palabra Guanajo (con jota), y en los eclesiásticos Guanaxo (con x). ¿Cuál es más confiable? Dado que los frailes se involucraron con los indígenas, aprendieron su idioma, los protegieron y escribieron tratados antropológicos, es más confiable el término Guanaxo. Sin embargo la G al inicio del nombre permanece en ambas. Por disposición del Rey de España debía haber portales en el primer cuadro de las poblaciones, para protegerse del sol y la lluvia y posibilitar el intercambio comercial.

Los españoles debían vivir en el primer cuadro de la población. Para 1600 Cuanajo pertenecía a la República de Indios de Pátzcuaro, donde había un gobierno indígena con los herederos de tangaxoán, quienes tenían leyes antiguas.

Guanaxo era el barrio más importante perteneciente a Pátzcuaro, el pueblo había heredado las amplísimas tierras del gran Señorío de Curíngaro.

1601- Cuanajo era un barrio de Pátzcuaro e iba a ser absorbido, pero en vista de que tenían una ocupación estable y productiva: la carpintería, además de que poseían tierras y las hacían producir,

fueron dejados en este sitio. Los muebles hechos eran comercializados en mercados tan alejados como Guanajuato.

A inicios del siglo XVII se tenía ya la ermita rústica bien adornada y se consideraba un pueblo próspero. No era templo, porque era sólo un barrio que dependía de Pátzcuaro. Había un hospital bien provisto con sembradíos y ovejas, traídas por Vasco de Quiroga. El hospital se beneficiaba de las siembras y venta del maíz.

En el año 1714, la población de Cuanajo poseía donaciones de grandes señores tarascos, descendientes de Tangaxoán y sus hermanos. Poseía tierras montuosas y ásperas, pero abundantes en bosques de pinos.

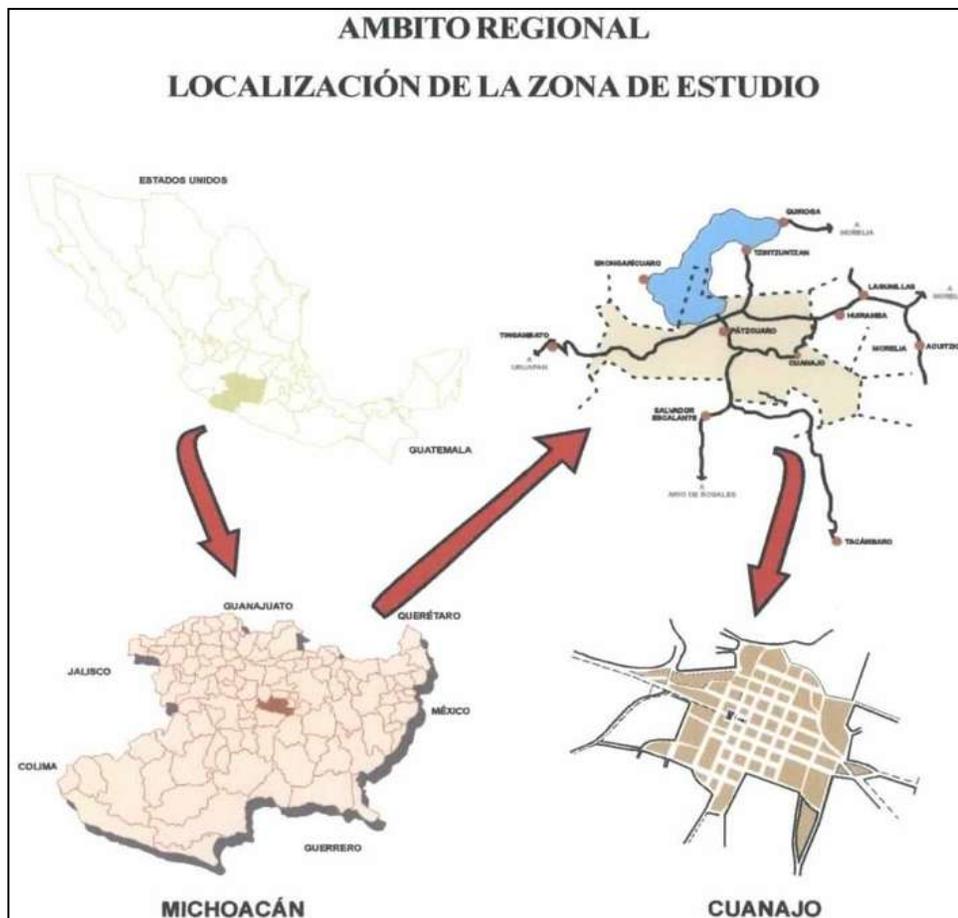
El tiempo se prolonga, la historia no termina, pero sí el alcance de los cronistas. Esta es la información filtrada de fuentes que exigen mayor revisión, comentario, interpretación y difusión. Esto ha sido Cuanajo durante dos siglos y medio. (*Tzintzun, 2012*).

3.1.2.- LOCALIZACIÓN Y GEOGRAFÍA.

La población de Cuanajo se localiza en el centro del Estado de Michoacán de Ocampo, perteneciente al municipio de Pátzcuaro, está dentro de la jerarquía de tenencia y está asentado al oriente de la ciudad de Pátzcuaro, situado a 19°29.1' de latitud norte y 101°30.4 de longitud oeste del meridiano de Greenwich, y tiene una altura media respecto al nivel del mar de 2324 metros.

El municipio de Pátzcuaro, que es al que pertenece la población de Cuanajo, tiene por colindancias al Norte con los municipios de Erongarícuaro, Tzintzuntzan y Huiramba; al Este con los municipios de Huiramba, Morelia, Acuitzio y Tacámbaro; al Sur con los municipios de Tacámbaro y Salvador Escalante; al Oeste con los municipios de Salvador Escalante, Tingambato y Erongarícuaro.

En la figura 3.1, se muestra la ubicación geográfica dentro del contexto nacional, estatal, municipal y local.



Fuente: Plan de desarrollo urbano de la población, 2000

Figura 3.1.- Localización Geográfica de la población de Cuanajo, Michoacán.

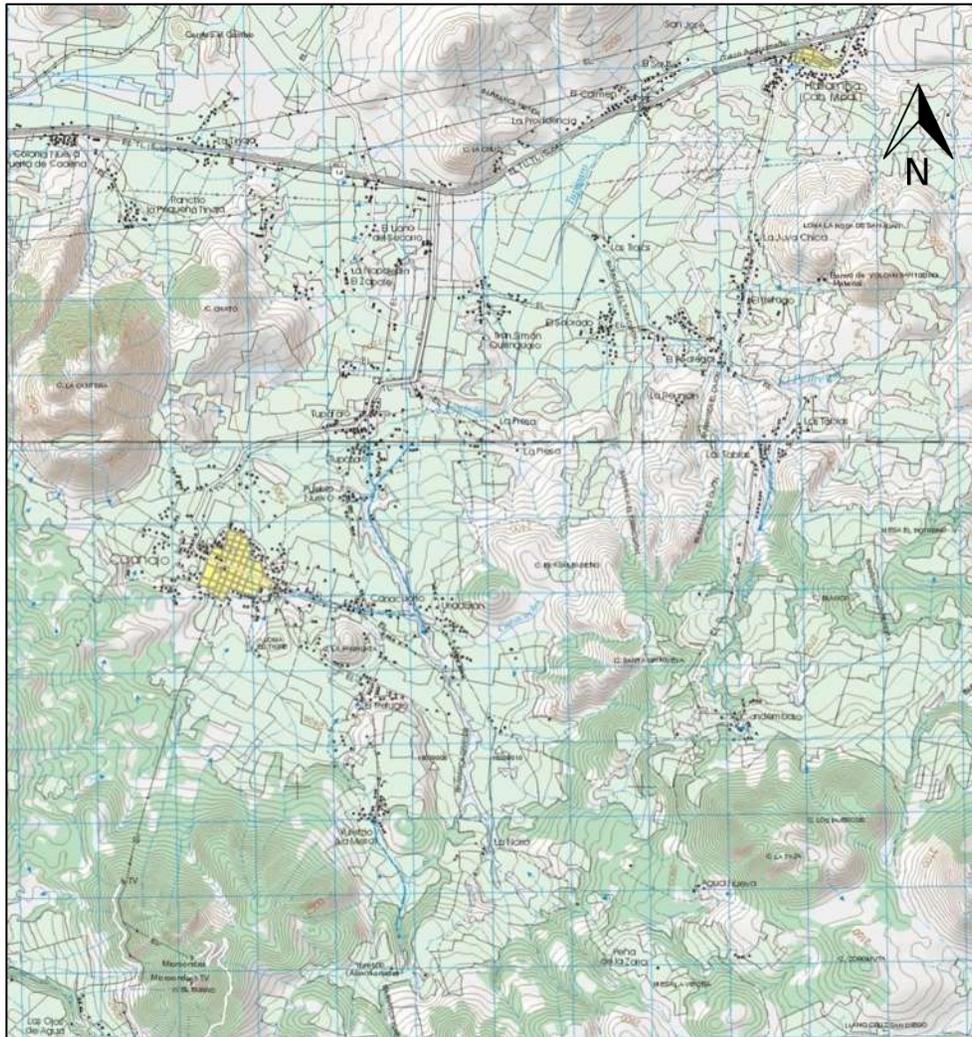
Las vías de comunicación existentes en el lugar, principalmente son dos : la 1^{ra} es tomando la autopista que va de Morelia – Pátzcuaro, a la altura del kilómetro 39 existe la desviación hacia Tupátaro y Cuanajo, siendo una distancia de 7 kilómetros hacia adentro desviándose de la autopista para llegar a Cuanajo. La 2^{da} ruta es tomar la carretera que va de Pátzcuaro – Salvador Escalante, a la altura del kilómetro 4.5 existe la desviación hacia Cuanajo, siendo una distancia de 7.5 kilómetros que hay por desviarse para llegar a Cuanajo.

3.1.3.- TOPOGRAFÍA.

En la población de Cuanajo se encuentra asentada en una ligera planicie en medio de algunos cerros que lo llegan a cubrir casi en su totalidad, dejando un solo franco despejado hacia al paisaje de la naturaleza. En la dirección sur, nos encontramos con el cerro burro, hacia el este nos encontramos en

primer plano con el cerro de los puercos, y en segundo plano encontramos al de la nieve, siguiendo hacia el oeste nos encontramos con el cerro de la cantera, en el primer plano y el de los lobos en el segundo plano.

La población se encuentra asentada en un valle, en el cual este cuenta con una ligera pendiente no mayor al 5% en forma descendente, y en la dirección sur – norte, que viene disminuyendo con forme va decreciendo la configuración del terreno natural, ver figura 3.2.



Fuente: INEGI,2001.

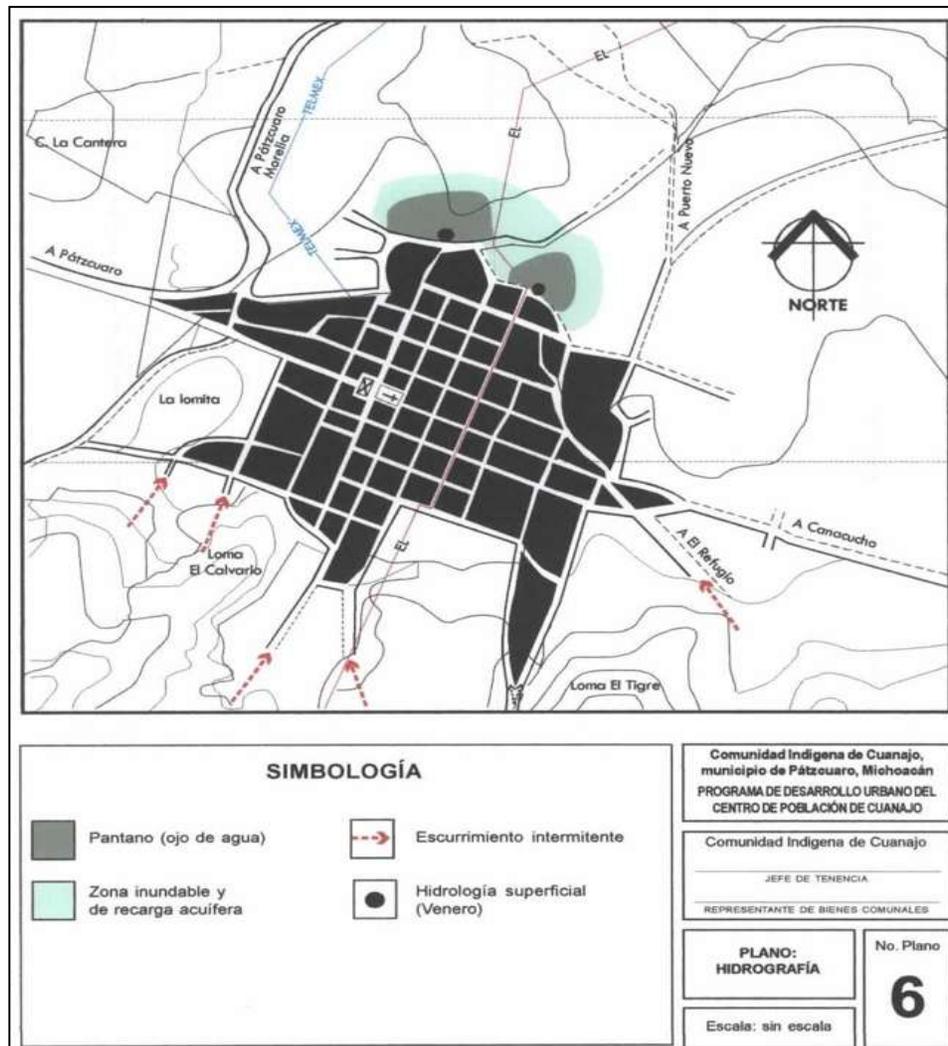
Figura 3.2.- Carta topografica de la población de Cuanajo, Michoacán.

La zona urbana se encuentra situada en una región de basta vegetación, motivada por la climatología del lugar. En la región no existen depresiones grandes, solo algunas pequeñas que se han considerado normales, cercanas a los 4 m de desnivel, por lo que no se tiene riesgos de estabilidad del terreno.

3.1.4.- HIDROGRAFÍA.

El municipio de Pátzcuaro se encuentra localizado en varias regiones hidrológicas las cuales corresponden a: Lerma-Santiago con un 83.04% y el Balsas con un 16.96%, de ahí que Pátzcuaro pertenece a la subregión o cuenca: lago de Pátzcuaro-Cuitzeo y laguna de Yuriria con un 83.04%, al río Tepalcatepec-Infiernillo con 15.51% y al río Tacámbaro con 1.45%, también el mismo municipio se encuentra ubicado en la subcuenca: del lago de Cuitzeo con 64.52%, lago de Pátzcuaro con 18.52%, lago de Zirahuén con 15.42%, río Tacámbaro 1.45% y río la Parota 0.09%. (*Hidrografía de Michoacán, 2010*). Como se aprecia la mayor parte del territorio pertenece a la cuenca lago de Pátzcuaro-Cuitzeo y lago de Yuriria, con la excepción de todo su extremo sur, el extremo sureste del municipio pertenece a la cuenca del río Tacámbaro y el resto del sur de la cuenca del río Tepalcatepec-Infiernillo ambas pertenecientes a la región Balsas.

En el poblado de Cuanajo se cuenta con la existencia de varios afloramientos de agua para su abastecimiento, el primero y a su vez resulta ser el principal manantial donde se encuentra localizado hacia el este, a una distancia de 2.85 km de la mancha urbana, en las colindancias de la localidad de Canacucho con Cuanajo, como se puede apreciar en la figura 3.3 anexa.



Fuente: Plan de desarrollo urbano de la población, 2000
Figura 3.3.- Plano hidrografía de Cuanajo, Michoacán.

El manantial es aprovechado para el abastecimiento de la población de Cuanajo y Canacucho, la conducción se realiza por medio de una tubería de acero inoxidable de 12” (30.48 cm) de diámetro, su sistema opera por medio de gravedad hacia el tanque de regularización.

Hacia la parte norte del poblado, se tiene la existencia de dos manantiales de agua, debido al escurrimiento subterráneo existente en la zona, solo un manantial es aprovechado por la población para servirse de agua para su consumo.

El segundo yacimiento no es aprovechado como tal, a este nada más se le han hecho una serie de adaptaciones como un depósito provisional de almacenamiento, para abrevadero de ganado, como se

puede observar en la figura 3.4, y el excedente llegando hasta el barranco cercano. Al llegar a este punto de la barranca, el agua se mezcla con el agua residual proveniente de la población, tomando un curso hacia aguas abajo pasando por otro poblado, sin recibir esta ningún tratamiento antes de salir de los límites del municipio.



Figura 3.4.- Manantial de agua en Cuanajo, Michoacán.

3.1.5.- GEOLOGIA

La población se encuentra asentada en la provincia fisiológica de eje neovolcánico, en la subprovincia neovolcanica tarasca, observándose en esta, sistemas de sierras. Los factores que han dado origen a este paisaje, han sido el vulcanismo y sus fenómenos asociados. Esta provincia está formada por rocas volcánicas, la actividad magmática dio origen a las estructuras jóvenes que caracterizan al paisaje y relieve de esta provincia. (INEGI, 1996).

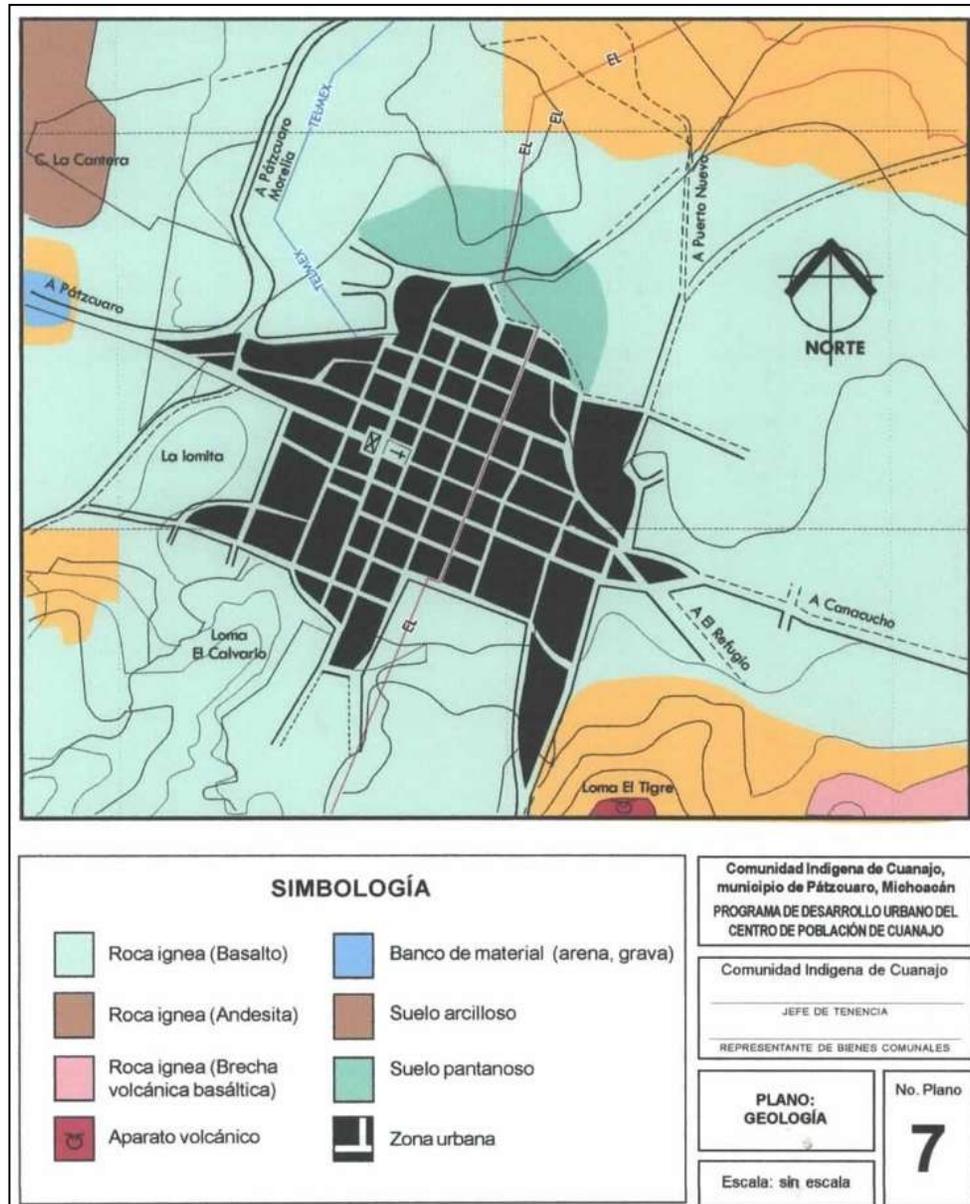
Las rocas y sedimentos que afloran en la zona de estudio abarcan una edad del terciario superior al cuaternario; cronológicamente la mayor parte de la zona pertenece a la era cenozoica del período cuaternario, encontrándose diferentes geológicas. Toda la zona está constituida por rocas ígneas extrusivas como el basalto (INEGI, 1996), cuya característica primordial es su alta dureza, su estructura es masiva y lajosa, con una permeabilidad alta y con una estabilidad alta. Se localizan también rocas ígneas del tipo andesita en el cerro de la cantera, rocas ígneas del tipo brecha

volcánica basáltica en el cerro de la pánhuata y pequeños bancos de material como arena, grava y arcilla al poniente de la población en los límites del área urbana actual, así como una pequeña porción de suelo pantanoso al norte del área urbana, en la tabla 3.1 se muestra mayor detalle de la descripción geológica. En la figura 3.4 se muestra el plano geológico de la región.

Tabla 3.1.- Descripción geológica del área de estudio

Período	Plioceno - Cuaternario (75.21%), Cuaternario (11.04%), Neógeno (6.73%), Cuerpo de agua (5.07%) y No aplicable (1.95%)
Roca	Ígnea extrusiva: basalto (75.49%), andesita, (4.07%), dacita (1.70%), brecha Volcánica básica (1.64%), andesita-brecha volcánica intermedia (0.96%) y basalto brecha volcánica básica (0.70%) Suelo: aluvial (8.03%) y residual (0.39%) Cuerpo de agua (5.07%) No aplicable (1.95%)

Fuente: Prontuario de información geográfica municipal de los estados unidos mexicanos, Pátzcuaro, Michoacán de Ocampo, Morelia, Michoacán. 2008.



Fuente: Plan de desarrollo urbano de la población, 2000

Figura 3.4.- Plano hidrografía de Cuanajo, Michoacán.

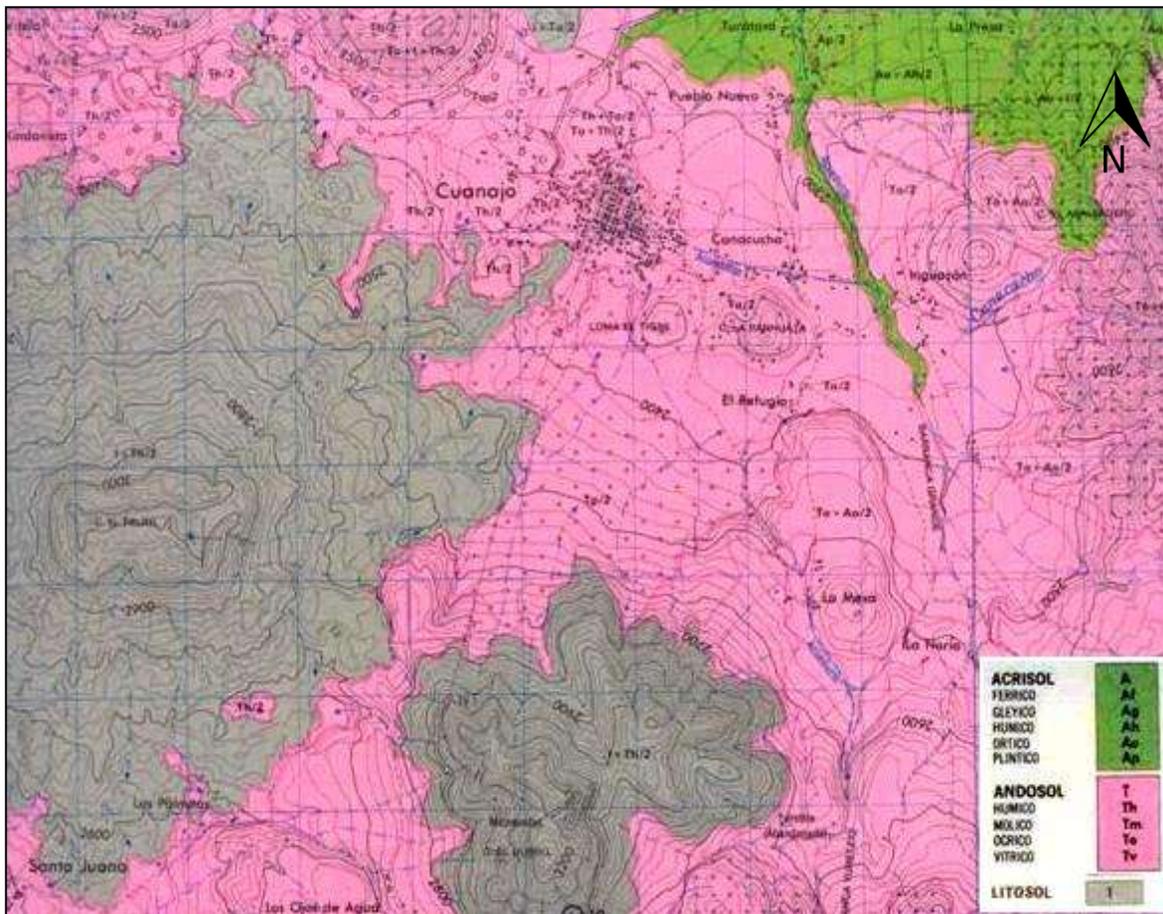
3.1.6.- EDAFOLOGÍA

Básicamente la edafología del municipio de Pátzcuaro se encuentra clasificada en 3 partes, con mayor extensión predomina el Andosol abarcando con un 62.46% del total, seguido de Feozem con 32.48% y otros elementos que sumados entre ellos llegan a representar un 5.06%.

En la localidad de Cuanajo la mayor parte está cubierta por Andosol que significa tierra negra, son características en aquellas áreas donde ha habido actividad volcánica reciente, puesto que son

originadas de cenizas volcánicas. Se caracterizan por tener una capa superficial de color negro o/u oscuro y por ser de textura esponjosa o muy suelta, además siendo muy susceptibles a la erosión.

La mayor parte de suelo está clasificado con una textura media en los 30 cm superficiales del suelo, teniendo fase física considerada como mixta, por ser superficial en unas partes y/o profundas en otras, las profundas son las que se encuentran entre 50 cm y 1m de profundidad, nos podemos encontrar con lítica, lítica profunda, gravosa y concrecionaría. En la cual la unión de todas ellas se generaliza un suelo con una capa de roca dura, en algunas partes continua o un conjunto de rocas abundantes que impiden la penetración de raíces, por consecuencia no es muy apta para la agricultura.

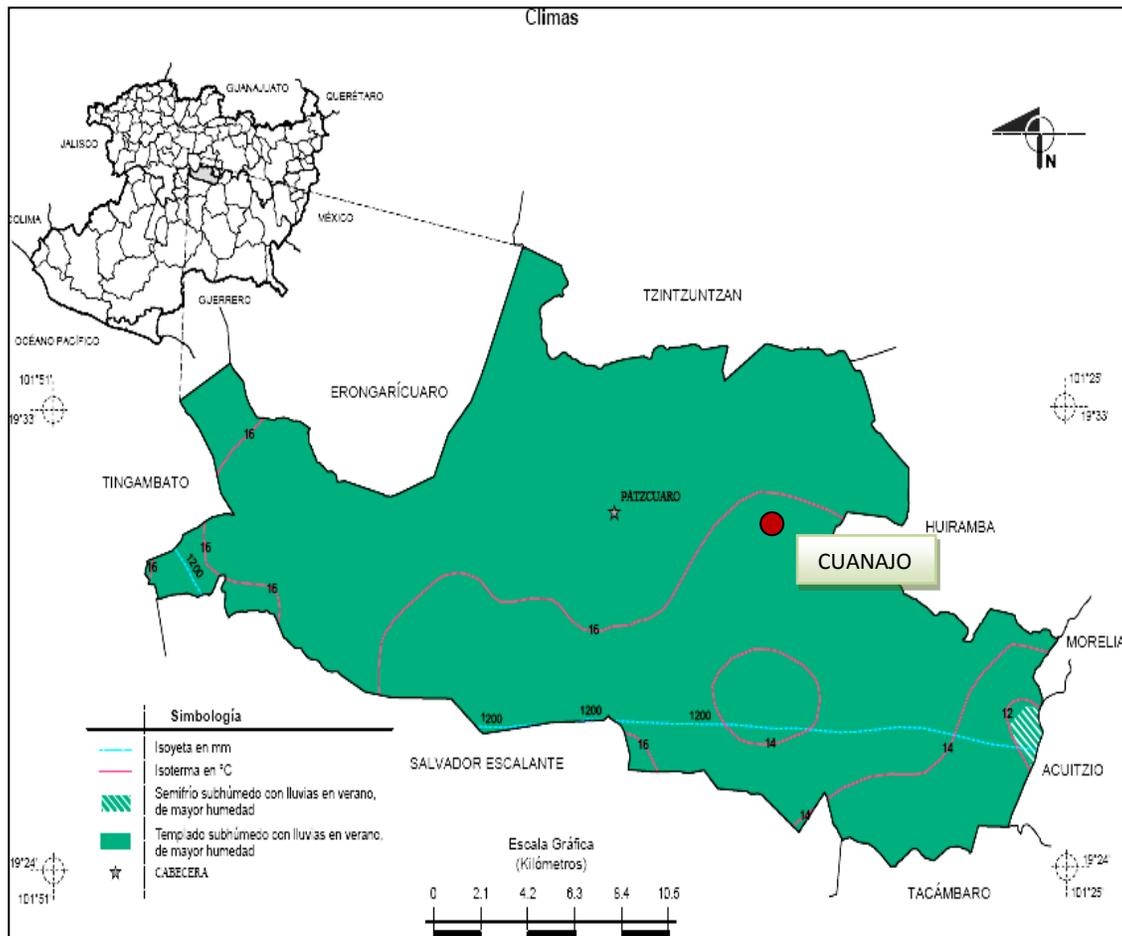


Fuente: INEGI, 1979.

Figura 3.5.- Plano edafología de Cuanajo, Michoacán.

3.1.7.- CLIMA

El clima que es predominante en la localidad de Cuanajo es el templado subhúmedo con lluvias en verano, con un pequeño sector en el extremo sureste en que el clima es clasificado como semifrío - subhúmedo, con lluvias en verano. Obteniendo registros de temperatura de 12 – 18 °C. La precipitación promedio anual se encuentra en el rango de 1100 – 1300 mm.



Fuente: prontuario de información geográfica municipal de los estados unidos mexicanos, Pátzcuaro, Michoacán, 2008.
Figura 3.6.- Plano de referencia al clima de Pátzcuaro, Michoacán.

3.2.- MARCO SOCIAL.

Es importante revisar el marco social, para tener un panorama claro de la actividad social, económica y cultural de la región. El éxito o fracaso de todo proyecto, depende en gran medida de las costumbres y hábitos de la población, por lo que no se debe dejar de lado la caracterización de la sociedad como parte del desarrollo de todo proyecto cuyo beneficio será la sociedad misma.

3.2.1.- NIVEL SOCIOECONOMICO.

El nivel socioeconómico que se tiene en Cuanajo es el correspondiente al medio – bajo, en este nivel se considera que es ligeramente por debajo del nivel medio.

Los hogares de la localidad son en su gran mayoría de 3 o más habitaciones con 1 baño completo, y de interés social.

En este lugar 1 de cada 15 ciudadanos posee un vehículo para su transporte ya sea de personal o de mercancía, de modelos recientes o atrasados. La mayoría sigue utilizando el transporte público para desplazarse de un destino a otro.

La comunicación es algo importante e indispensable para el comercio existente en la localidad que es el mueble artesanal como principal actividad, por consiguiente 1 de cada 8 hogares cuenta ya sea con teléfono fijo o un teléfono celular. Artículos que poseen son en promedio, 6 de cada 10 cuentan con un televisor, con radio son 8 de cada 10 hogares, los que llegan a contar cuando menos con un refrigerador son en promedio de 5 de cada 14 hogares y hay 1 computadora por cada 80 personas.

Los servicios bancarios, son un poco escasos, el servicio como tal no existe, pero las tarjetas que circulan en su mayoría son nacionales, a menudo son de ahorro o débito para recibir los pagos electrónicos de mercancía de algunos clientes.

En el ámbito de la diversión generalmente asisten a los espectáculos organizados por el Gobierno del Estado o la Tenencia Municipal local, también asisten a los eventos deportivos en la unidad deportiva, la televisión en este lugar es uno de los principales pasatiempos familiares, tienden mucho a ver telenovelas, deportes y películas, ven la televisión por tiempos un poco prolongados que van de las 2 a más de 5 horas diarias.

Cuanajo es una región parcialmente indígena donde todavía cuenta con la existencia del dialecto, para comunicarse entre ellos, en este caso el dialecto es el purépecha, este lo usan todavía hoy en día como segunda forma de comunicación en la región o lengua nativa, en existencia encontramos a 3839 personas forman hogares donde el jefe del hogar o su cónyuge hablan alguna lengua indígena, los porcentajes de habitantes que hablan el dialecto purépecha se muestran en la gráfica 3.1.



Fuente: censo de población y vivienda, 2010.

Gráfica 3.1.- Predominancia del dialecto en Cuanajo, Michoacán.

3.2.2.- ACTIVIDADES ECONÓMICAS.

Las principales actividades que se tienen en la localidad son las referidas a la agricultura, ganadería e industria.

En la agricultura podemos encontrar los principales cultivos como lo es el maíz, el trigo y la avena. También obteniendo algunos frutos de manera particular para autoconsumo, como lo es el durazno, pera, manzana, tejocote y aguacate. Por mencionar los que son más comerciales.

En lo que se refiere a la ganadería hay un muy poco comercio, el poco que se llegue a realizar es básicamente para el autoconsumo en las pequeñas granjas familiares que se tienen, criando ganado bovino, porcino, ovino y caprino.

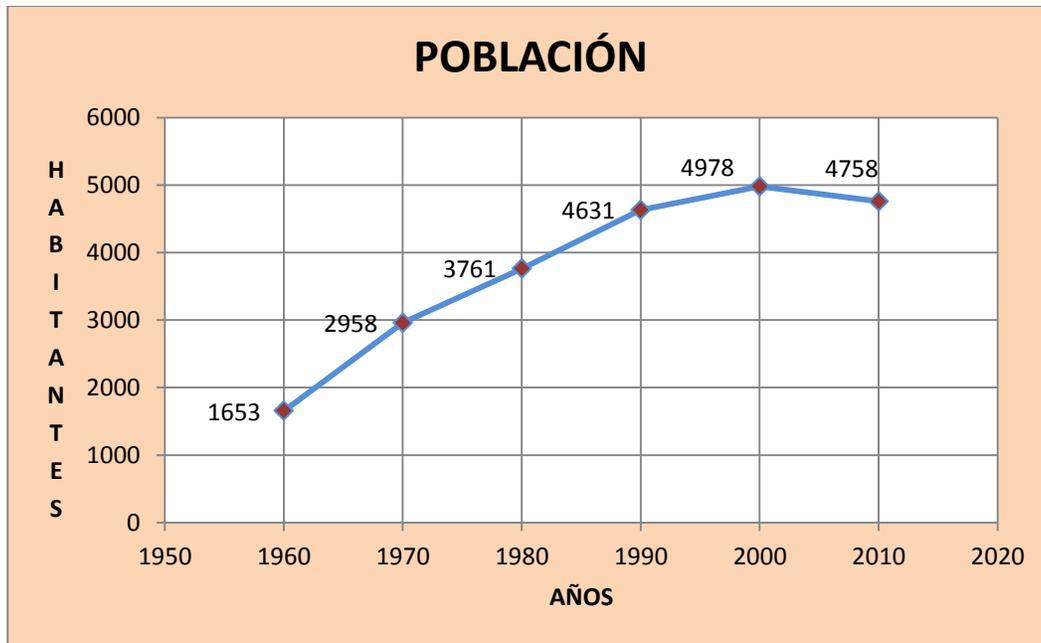
Las principales actividades desarrolladas en la rama de la industria, la principal es la fabricación de muebles coloniales y artesanales de madera, también se realizan máscaras, bateas y juguetes. Las artesanías textiles son realizadas solo dentro del núcleo familiar, realizándose productos como rebozos, fajas, delantales y vestidos.

El turismo no es muy socorrido en esta localidad por ser pequeña, cuenta con diversos atractivos naturales y arquitectura colonial como lo es la plaza principal.

En el comercio que se tiene es básicamente pequeño en los cuales se encuentran artículos de primera y de segunda necesidad.

3.2.3.- ASPECTOS DEMOGRÁFICOS.

El crecimiento demográfico en la comunidad de Cuanajo en sus últimos años ha sido un poco considerable. Con base en los censos de población y vivienda, realizados por el instituto nacional de estadística y geografía, se tienen registrados desde el año de 1960 se tenía una población de 1,653 habitantes en ese entonces, en la siguiente década para el año de 1970 se tenía una población de 2,958 habitantes, para el año de 1980 se tenía una población de 3,761 habitantes, para 1990 se contaba con una población existente de 4,631 habitantes, para el año 2000 se contaba con una población de 4,978 habitantes, y para el año 2010 se cuenta con 4,758 esto es en base al registro nacional de población y vivienda, de cada década. En la Gráfica 3.2 se muestra el registro histórico del crecimiento poblacional.

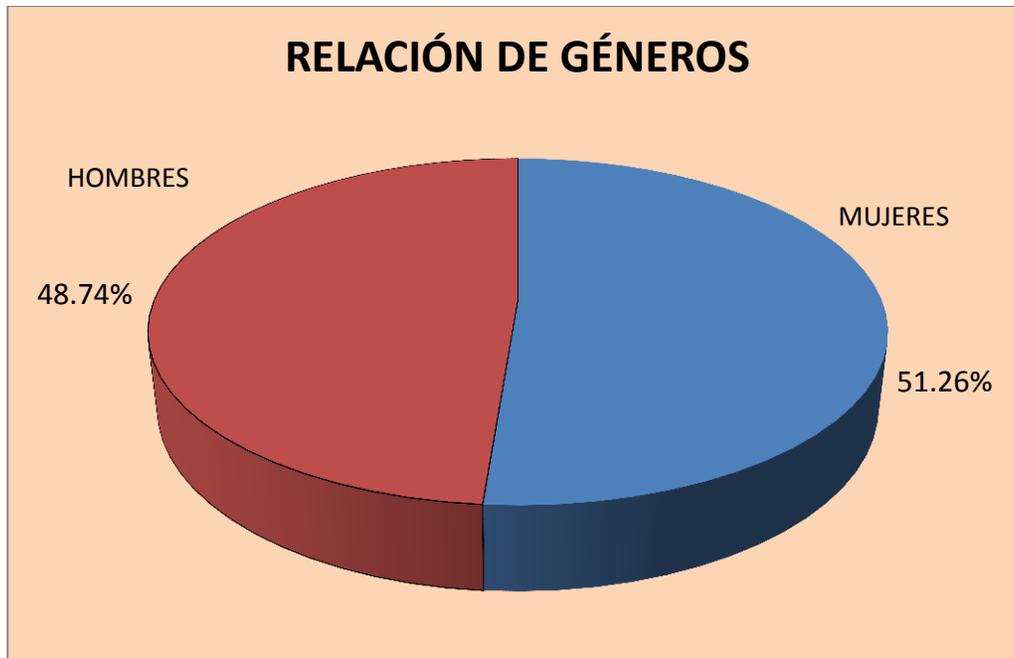


Fuente: Censo de población y vivienda. INEGI, 2010

Gráfica 3.2.- Densidad de población de Cuanajo, Michoacán.

Se ha observado el crecimiento de la población considerablemente desde a mediados del siglo pasado, hasta hoy en día, en la última década se ha tenido un pequeño decremento de población debido a la migración que sea tenido en los últimos años, hacia otros lugares con mejor estabilidad economía como lo son los Estados Unidos de América principalmente o Morelia.

La relación de hombres-mujeres está situada en 95.08 hombres por cada 100 mujeres existentes. Por otro lado, la distribución de la población está un poco inclinada hacia la población femenina con un 51.26 % del total, siendo estas 2,439 personas contra un 48.74% siendo para las personas masculinas, resultando ser estas 2,319 personas, como se aprecia en la gráfica 3.3.



Fuente: Censo de población y vivienda. INEGI, 2010

Gráfica 3.3.- Relación de géneros de Cuanajo, Michoacán.

ESTADO ACTUAL
DEL SISTEMA DE
AGUA POTABLE,
ALCANTARILLADO Y
SANITARIO

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

Para saber cómo se encuentra la población en lo referente a los servicios de primera necesidad, revisaremos su estado actual de cada uno de ellos como lo es el sistema de agua potable, alcantarillado y saneamiento, con ello sabremos qué tan desarrollados están los sistemas o en su caso hacer las recomendaciones pertinentes para encausar las hacia la mejora del mismo.

4.1.- COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE AGUA POTABLE.

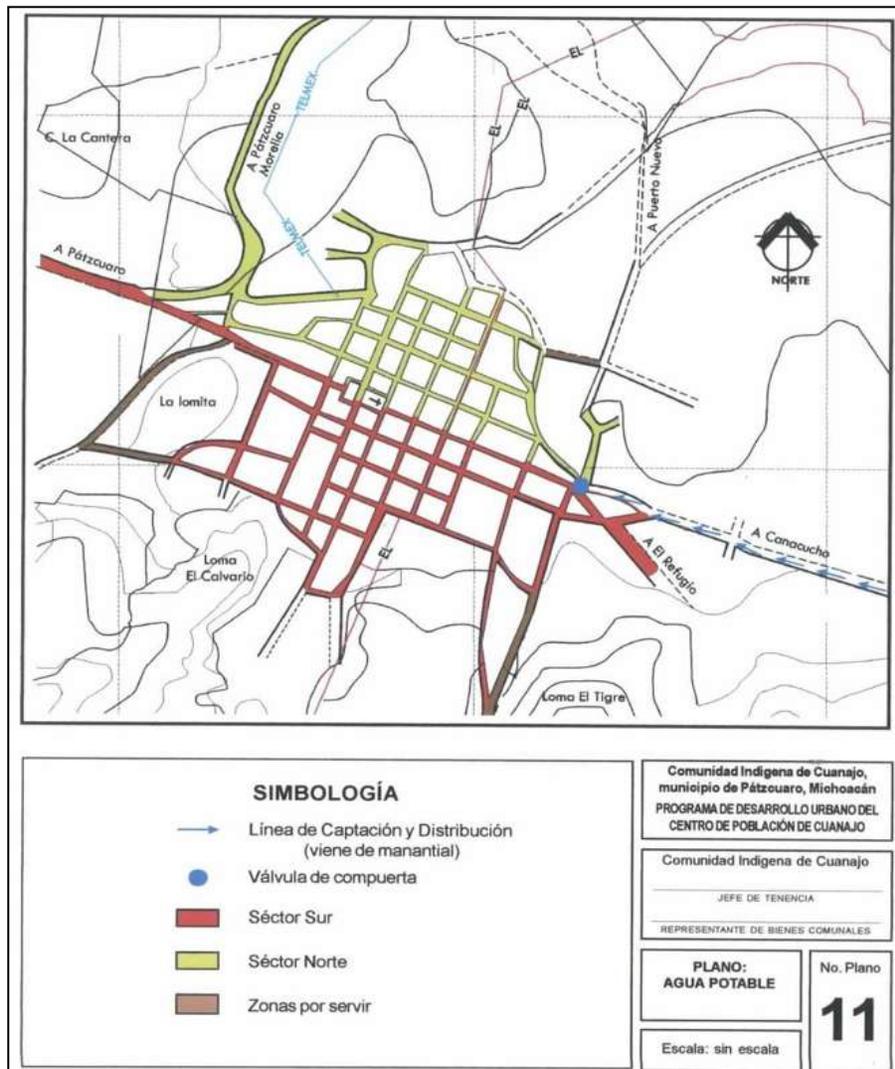
El abastecimiento del agua potable actualmente se abastece de un manantial que se encuentra a las afueras de la zona urbana denominado como “Canacucho” ver figura 4.1, localizado hacia el oriente, aproximadamente a unos 2.85 km de la mancha urbana.

Desde este punto, la conducción se hace por medio de gravedad a través de una tubería de acero inoxidable, con diámetro de 12” (30.48 cm) hasta la entrada a la zona urbana y depositada en un tanque de regularización.



Figura 4.1.- Manantial de Cuanajo, Michoacán.

Después del tanque de regularización es nos encontramos con una válvula de distribución, hacia la red de distribución del poblado, la cual se encuentra dividida en dos sectores, san José (sur) y San Miguel (norte), la válvula da el paso hacia uno u otro sector (sur o norte) como se aprecia en la figura 4.2.

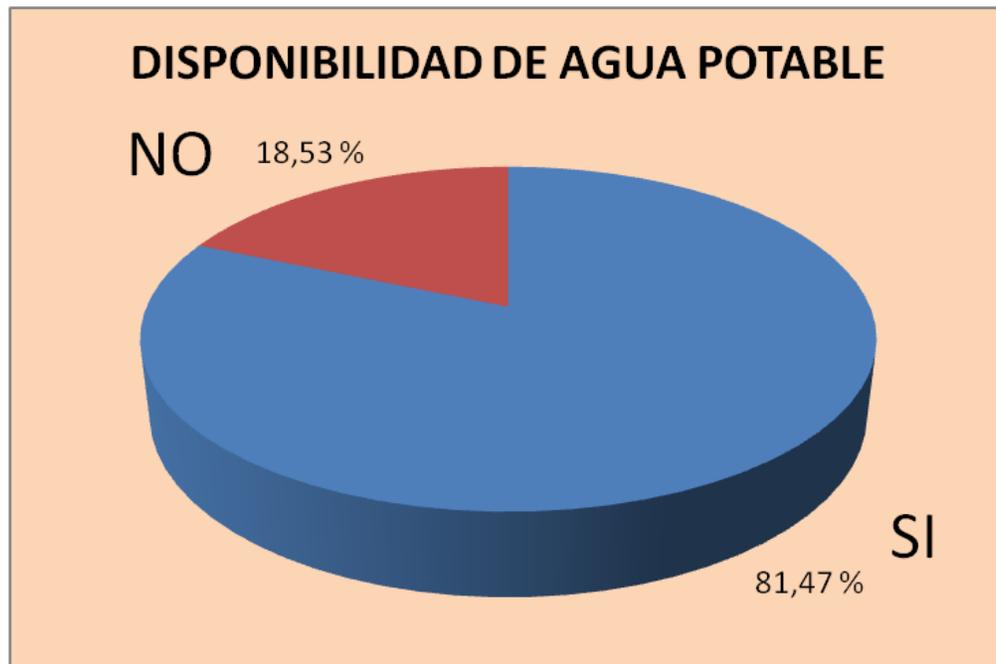


Fuente: Plan de desarrollo urbano de la población, 2000
Figura 4.2.- Distribución de agua potable de Cuanajo, Michoacán.

En la actualidad la cobertura de la red de distribución del agua es del 80%, año con año se ha estado trabajando con la población para incrementar la red y a subes los beneficiarios del servicio.

Con respecto a la calidad del agua que se está usando para satisfacer a la población es hasta el momento desconocida, porque esta no recibe un tratamiento previo, esta agua así como sale del manantial es suministrada a la tubería de conducción.

En Cuanajo existen un total de 1128 viviendas habitadas, de las cuales 919 cuentan con el servicio de agua potable entubada hasta la entrada de su predio, esto representa el 81.47 % del total de viviendas y 209 viviendas no cuentan con el servicio de agua potable entubada hasta su predio, este viene representando el 18.53 %, como se aprecia en la gráfica 4.1, estas últimas llegan a ser abastecidas por otros medios como lo es el de un pozo propio, una llave pública, de otra vivienda, por medio de pipa o directamente de otro manantial.



Fuente: censo de población y vivienda INEGI, 2010.

Gráfica 4.1.- Disponibilidad de agua potable de Cuanajo, Michoacán.

Para el abastecimiento de las viviendas que no llegan a contar con el servicio de agua potable se les ha permitido abastecerse por medio de llaves públicas que se encuentran alojadas en esquinas concurridas figura 4.3, para su libre acceso.



Figura 4.3.- Tomas públicas de agua.

De este tipo de alimentación cuentan con 2 llaves públicas distribuidas por la localidad precisamente cumpliendo esa función de dotar de agua a las familias que no han podido realizar su contrato de agua potable ante la tenencia municipal. Pues las cuotas de recuperación que se realizan son fijas para todo un año de consumo.

Actualmente la localidad no cuenta con dispositivos de medición en servicio del consumo de agua, la recomendación que se les propone es adquirir medidores de flujo, con la finalidad de saber su consumo real de agua por cada vivienda y así proseguir al pago individual del consumidor para recaudar fondos y estos a su vez se usan para mejorar o reparar el sistema de agua potable.

Uno de los problemas que se observa en esta localidad es, un servicio deficiente por parte de la misma población administradora, en este caso la tenencia municipal, por la escases de recursos que llegan a ella, no se alcanzan a cubrir las necesidades del sistema de abastecimiento y conducción. En la actualidad las mejoras que se le llegan hacer son a cargo de la misma población mediante el sistema de faenas comunitarias.

Dentro del territorio de esta localidad podemos encontrar la existencia de otro manantial de agua figura 4.4, mucho más cercano a la población, del cual no se es explotado con un buen beneficio

hacia ella por no tener un caudal considerable como el otro manantial y además queda en contra pendiente hacia el poblado, a este le adaptaron algunos objetos para su propio beneficio, cómo darles agua a su ganado.

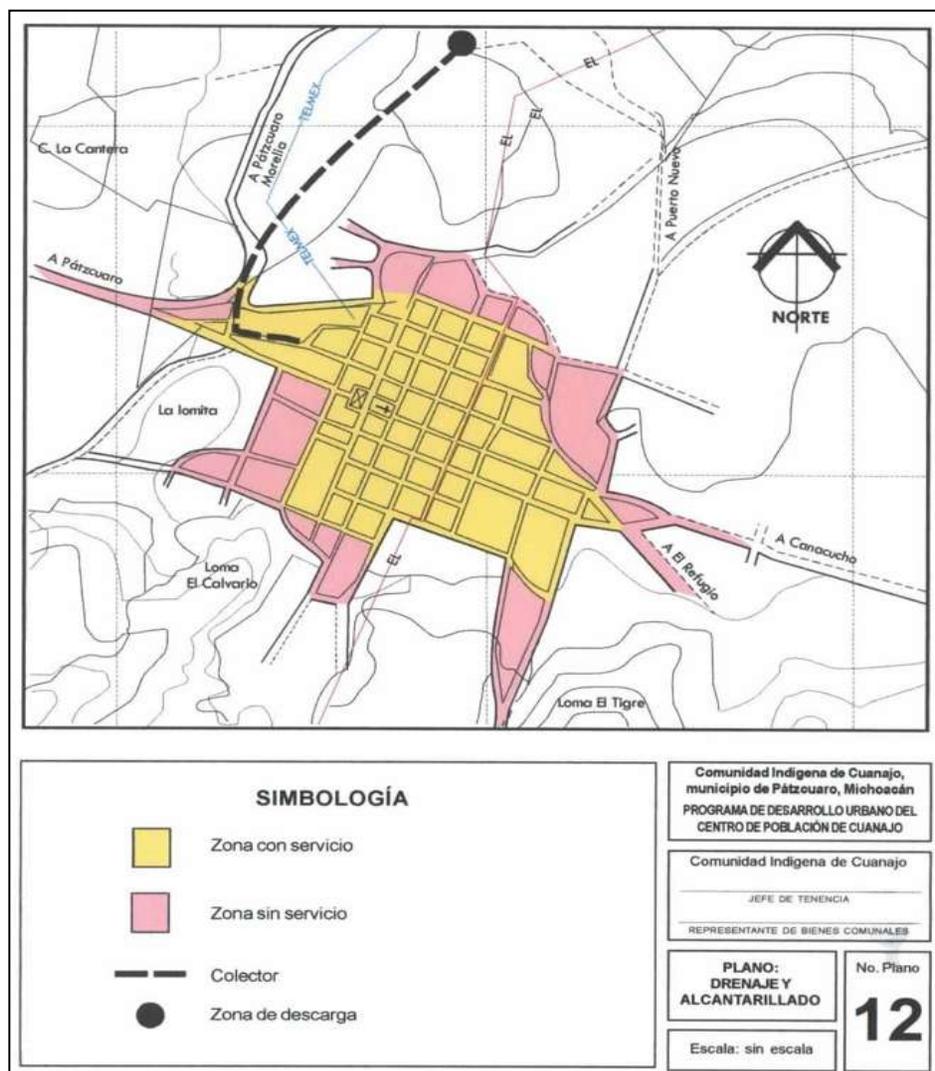


Figura 4.4.- Manantial de agua.

El resto del agua que emerge no se es aprovechada en alguna otra actividad como el riego de cultivos, en años anteriores este manantial era aprovechado para el riego de cultivos de maíz, aproximadamente 5 años que no se ha utilizado por los habitantes de su alrededor, por el mantenimiento que necesita, siendo poca gente la que participe en su arreglo, esta agua hoy en día termina por llegar a un barranco donde se encuentra con el agua residual proveniente de la población, tomando corriente hacia aguas abajo del poblado y mezclándose con las mismas, esto no debería de suceder el agua debería de ser canalizada nuevamente algún uso a favor hacia la población de sus alrededores como lo es el riego de cultivos.

4.2.- COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE ALCANTARILLADO.

La introducción de este importante servicio, se comenzó a realizar desde hace 23 años, por los mismos habitantes de esta población, mediante el sistema de faenas comunitarias, que siguen vigentes hasta hoy en día, se ha tomado como una forma de sacar las actividades importantes dentro de la localidad. Por desgracia este servicio no tiene mucha expansión dentro del poblado, menos de la mitad son los que se encuentran conectados a la red de drenaje existente. Como se aprecia en la figura 4.5 no es tan grande la red.



Fuente: Plan de desarrollo urbano de la población, 2000

Figura 4.5.- Red de distribución de drenaje y alcantarillado de Cuanajo, Michoacán.

Los registros existentes con base al censo de población y vivienda del año 2010, arrojan los siguientes datos para esta localidad, teniendo 457 viviendas que cuentan con su conexión a la red pública de alcantarillado, esto viene representando un 40.51 % del total de las viviendas y 671 viviendas que no cuentan con su conexión a la red pública, estas representan el 59.49 %, como se observa en la gráfica 4.2, la mayor parte de la gente desafortunadamente no cuenta con el servicio como tal en algunas viviendas tienen sus fosas sépticas, año con año se ha estado trabajando con estas gentes que no han tenido el servicio para que se reduzca el número de viviendas sin alcantarillado y sea factible la propuesta de una planta de tratamiento, para extender la red de alcantarillado en conjunto con la de agua potable, las causas principales por las que no tienen el servicio son: que no hay red cercana a su domicilio ó no se adapta a la ubicación de su sanitario por los desniveles existentes en la zona.



Fuente: Censo de población y vivienda. INEGI, 2010

Gráfica 4.2.- Disponibilidad de agua potable en Cuanajo, Michoacán.

La topografía en la mayor parte del territorio favorece el desalojo del agua residual hacia la parte más baja de la comunidad siendo esta la zona norte, teniendo en la actualidad solo un colector que

recoge las aguas residuales de una parte de la población, principalmente de la zona centro que es la que tiene mayor cobertura del servicio.

La descarga se realiza a 1.5 km de distancia de la zona urbana hasta un barranco, donde esta sigue su curso hacia aguas abajo de la descarga, por lo tanto la descarga es catalogada como clandestina por no tener ningún tratamiento, ni control antes de su descarga al cuerpo receptor, como se observa en la figura 4.6, esta acción va en contra de las normas oficiales mexicanas en materia de descarga de aguas residuales, dado que estas son las que regulan en México las descargas de agua residual.



Figura 4.6.- Descarga de agua residual en Cuanajo.

Del colector existente se va a realizar la propuesta de construir un nuevo colector para reubicarlo y llevarlo a nuestra PTAR que se propone, en conjunto de un emisor que capte el resto del agua residual que no capte este colector existente.

La descarga residual es producto de la actividad doméstica de la población y algunos negocios que tiran sus solventes al alcantarillado, el diámetro de la tubería del colector de salida es de 8” (20.32 cm) de diámetro.

4.3.- COBERTURA DE LOS SERVICIOS DE SANEAMIENTO.

En lo referente al saneamiento de las aguas residuales de la localidad no se ha tenido ninguna iniciativa de los integrantes del poblado que lo conforman, en la actualidad aún no se cuenta con ningún tipo de tratamiento de aguas residuales o saneamiento previas a la descarga hacia las escorrentías naturales, la descarga se está realizando sin ninguna medida de seguridad y control hacia el medio ambiente, teniendo ya varios años con este desagüe como se aprecia en la figuras 4.7 y 4.8.



Figura 4.7.- Descarga de agua residual en Cuanajo, Michoacán.

El cauce donde las aguas residuales caen sigue aguas abajo como se aprecia en la figura 4.8 sin que estas aguas sean aprovechadas en alguna actividad como pudiera ser el riego de cultivos principalmente (de tallo largo de preferencia como lo es el maíz, sorgo, etc.). Porque a esta agua no se le puede dar otro uso en beneficio a la comunidad con base en las actividades que se pueden llegar a realizar en el lugar o hacer.



Figura 4.8.- Cuerpo receptor del agua residual proveniente de Cuanajo, Michoacán.

4.3.1.- INFRAESTRUCTURA DE PROYECTO

La población de Cuanajo, aún no tiene una infraestructura de saneamiento en proyecto, la cabecera municipal (Pátzcuaro), ha enfocado la mayoría de sus esfuerzos de saneamiento en la propia ciudad, dejando por un lado al del resto de las localidades, por lo que es indispensable llevar a cabo acciones que mejoren la calidad de vida y salud de la población de Cuanajo, además de Tupataro que es una población vecina situada aguas abajo, misma que es afectada por las descargas de agua provenientes de Cuanajo.

El propósito inminente de este trabajo es de efectuar un proyecto de saneamiento de las aguas residuales, el cual no interfiera en las actividades del lugar, sino por el contrario que más bien se vea favorecida por medio del aprovechamiento de las aguas residuales tratadas.

Con la infraestructura de ingeniería que se pretende diseñar, y aterrizar en la parte norte de la localidad, es para darle a su vez un impulso a la agricultura y ganadería del lugar, convirtiendo estos predios en terrenos de cultivo de riego.

ESTUDIOS PRELIMINARES

5.- ESTUDIOS PRELIMINARES.

En este apartado se plantea la parte medular de esta tesis, que consta en hacer un estudio preliminar de la propuesta para el tratamiento de aguas, iniciando desde la ubicación de un terreno, analizar diferentes trenes de tratamiento hasta el diseño de ingeniería de la misma planta de tratamiento.

5.1.- UBICACIÓN DEL SITIO DE LA PLANTA.

El mejor lugar que se propone para realizar la ubicación de una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR), sería en este caso hacia la zona norte del poblado como se aprecia en la figura 5.1, por las siguientes razones:

- La descarga de aguas residual que se tiene actualmente esta descargando hacia esa dirección sería un poco más difícil cambiar la dirección del colector existente y sería más favorable aprovechar la infraestructura existente.
- La pendiente del terreno hacia esta zona es más favorecida, porque va disminuyendo gradualmente hasta los linderos de la localidad vecina.
- Hacia esta zona no se tiene mucho crecimiento habitacional, la mayor parte de ello son terrenos de cultivo de temporal principalmente.
- La descarga del agua residual que llegase a salir de la PTAR, puede ser reutilizada para el riego de cultivos de sus alrededores, también hacia aguas abajo y además dejar un gasto ecológico por si se llegara a utilizar la totalidad del agua residual saliente de la PTAR para la conservación de la vegetación aguas abajo.
- El área de los alrededores que sea favorecida con la producción de los lodos por la misma, como fertilizante natural.



Fuente: Google M.A.P.A.S, 2011

Figura 5.1.- vista aérea de Cuanajo, Michoacán.

5.2.- CARACTERIZACION 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.

5.2.1.- MÉTODOS DE MUESTREO.

Para realizar un muestreo de las aguas residuales contamos con dos métodos el simple y/o compuesto.

- **Muestra simple:** la que se toma 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.
- **Muestra compuesta:** la que resulta de mezclar el número de muestras simples, como se aprecia en la tabla 5.1. Para llegar a formar nuestra 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 5.1.- Frecuencia de muestreo.

FRECUENCIA DE MUESTREO			
HORAS POR DIA QUE OPERA EL PROCESO GENERADOR DE LA DESCARGA	NUMERO DE MUESTRAS SIMPLES	INTERVALO ENTRE TOMA DE MUESTRAS SIMPLES (HORAS)	
		MINIMO	MAXIMO
MENOR QUE 4	MINIMO 2	N.E.	N.E.
DE 4 A 8	4	1	2
MAYOY QUE 8 Y HASTA 12	4	2	3
MAYOY QUE 12 Y HASTA 18	6	2	3
MAYOY QUE 18 Y HASTA 24	6	3	4

N.E. NO ESPESIFICADO

Fuente: NOM-001-SEMARNAT-1996.

El volumen de cada muestra simple necesario para formar la muestra compuesta se determina mediante la siguiente ecuación:

$$VMSi = VMCX \left(\frac{Qi}{Qt} \right)$$

Dónde:

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.

5.2.2.- AFORO

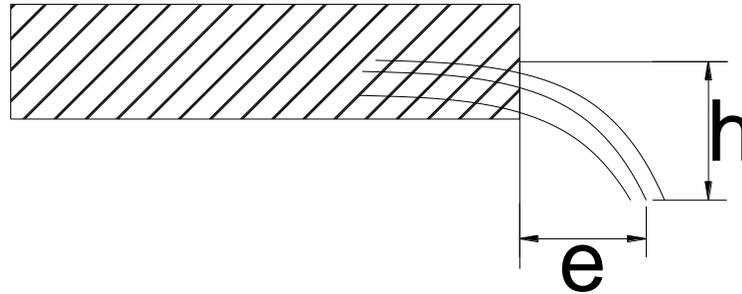
Este se refiere a la medición de la cantidad de líquido, expresado en volumen, que este llega a pasar por una determinada sección de referencia en una unidad de tiempo.

$$Q = A * V$$

Algunos métodos de aforo más comunes son los siguientes citados a continuación:

- 1) Medición volumétrica: esta se mide directamente en la descarga el volumen para un determinado tiempo. $Q = V/t$.
- 2) Sección pendiente: $V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$ (Manning) donde:
 - a) $R = \frac{A}{P}$, $S = \frac{dist. vertical}{dist. horizontal}$, n coeficiente de rugosidad de Manning.
- 3) Sección velocidad = velocidad puntual en dovelas por medio de molinetes, medidores eléctricos, electromagnéticos, etc.
- 4) Formulas semiempírica para descarga libre en tuberías.

$$V = \sqrt{\frac{4.9e^2}{h}} \qquad Q = 1.74e \frac{V^2}{\sqrt{h}}$$



5) Mediante dispositivos de medición, en secciones de control

- a) EN TUBERIAS: medidor Venturi, placas de orificio, diafragmas, toberas, rotámetros, válvulas, medidor electrónico, medidor electromagnético, etc.
- b) EN CAUSES Y CANALES: vertedores, compuertas, válvulas, molinetes, tubos de Prandtl, tubo Pitot, medidor Parshall, medidores electrónicos, etc.

I. En vertedores rectangulares:

Con contracción $Q = 1.84Lh^{2/3}$

Sin contracción $Q = 1.84(L - 0.2h)h^{2/3}$

Donde L es el ancho del vertedor y n es el número de contracciones y h la carga hidráulica sobre el vertedor.

II. Vertedor triangular:

Si el vertedor tiene ángulo de 90° la fórmula a aplicar es $Q = 1.4h^{2.5}$

Si el ángulo del vertedor es de 60° la fórmula es $Q = 0.81h^{2.5}$

Donde h es la carga hidráulica sobre el vertedor.

III. Vertedor trapecial o Cipolletti $Q = 1.858 Lh^{3/2}$

IV. Vertedor tipo Sutro $Q = \pi\sqrt{2g\mu\alpha^{1/2}}hd$ donde L y h en m y Q en m³/s.

V. Canal Parshall

Para el inicio de este tema a desarrollar sobre una PTAR sin tener algún estudio de calidad del agua tomaremos las notas de algunos libros de consulta como lo vienen siendo el libro de (METCALF & EDDY, 1996) por mencionar algunos, principal mente de este se hace la recolección de un estudio realizado a un cierto número de entidades para llegar a tener una composición y de ello formular una composición típica del agua residual domestica bruta, para ello se obtiene la siguiente tabla 5.1 con unas características típicas.

Los constituyentes como sus concentraciones pueden presentar variaciones en función de la hora del día, el día de la semana e incluso el mes del año, estos datos plasmados en la tabla 5.2 nos sirven única y solamente de guía para un diseño tentativo o preliminar, de estos valores no se deberían tomar como definitivos para ello se deberá contar con un estudio de calidad del agua más amplio y completo, además que este estudio se realice en un laboratorio de ensayos acreditado (EMA, 2011), para este proyecto de tesis tomaremos los valores de la composición fuerte, por la razón de que en la entidad se tiene animales de granja, se trabaja con solventes, por mencionar algunos de los principales componentes que pudiera contener nuestra agua residual.

Tabla 5.2.- Composición típica del agua residual doméstica bruta.

CONTAMINANTES	UNIDADES	CONCENTRACIÓN		
		DEBIL	MEDIA	FUERTE
Sólidos totales (ST)	mg/l	350	720	1200
Sólidos disueltos totales (SDT)	mg/l	250	500	850
Sólidos disueltos fijos	mg/l	145	300	525
Sólidos disueltos volátiles	mg/l	105	200	325
Sólidos en suspensión (SS)	mg/l	100	220	350
Sólidos en suspensión fijos	mg/l	20	55	75
Sólidos en suspensión volátiles	mg/l	80	165	275
Sólidos sedimentables	ml/l	5	10	20
Demanda bioquímica de oxígeno, 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 forma N)	mg/l	20	40	85
Orgánico	mg/l	8	15	35
Amoníaco libre	mg/l	12	25	50
Nitritos	mg/l	0	0	0
Nitratos	mg/l	0	0	0
Fosforo (total en la forma P)	mg/l	4	8	15
Orgánico	mg/l	1	2	5
Inorgánico	mg/l	3	5	10
Cloruros	mg/l	30	50	100
Sulfato	mg/l	20	30	50
Alcalinidad (como CaCO ₃)	mg/l	50	100	200
Grasa	mg/l	50	100	150
Coliformes totales	n.º/100 ml	10 ⁶ -10 ⁷	10 ⁷ -10 ⁸	10 ⁷ -10 ⁹
Compuestos orgánicos volátiles (COVs)	µg/l	< 100	100 – 400	< 400

Fuente: METCALF & EDDY, 1996.

5.3.- CUERPOS RECEPTORES.

Como cuerpo receptor se consideran las corrientes, depósitos naturales de agua, presas cauces, zonas marinas o bienes nacionales donde se descargan aguas residuales, así como en los terrenos donde se infiltran o inyectan dichas aguas cuando puedan contaminar el suelo o los acuíferos (*NOM-001-SEMARNAT-1996*).

Podremos tener como cuerpo receptor el suelo y a su vez el río para riego agrícola, por las pocas características que debe de cumplir el agua residual, pero por otra parte también consideremos la descarga excedente que tengamos hacia donde la desalojamos, a un río o cause, esto ocasiona un cambio en los parámetros de las descargas de aguas residuales.

Para ello sin duda lo que tomaremos como cuerpo receptor para nuestro proyecto de tesis es un río o cause con uso en riego agrícola.

5.4.- APROVECHAMIENTO DEL AGUA RESIDUAL.

La intención de una PTAR no nada más es someter a un tratamiento químico y biológico al agua residual, sino que además se tenga un beneficio de ella, en este caso es la misma agua residual ya tratada y los lodos que normalmente contienen muchos nutrientes para el desarrollo de algunos forrajes o plantas.

Se propone que el agua residual saliente de la PTAR se aproveche en el territorio de la misma localidad, convirtiendo a estos terrenos cercanos a ella en cultivos de riego y no de temporal como son actualmente, los cultivos que se pudieran sembrar y regar con esta agua saliente de la PTAR deberán cumplir con algunos requerimientos como: el ser de tallo largo, como son el maíz, sorgo, etc. Teniendo de ellos un impulso para el forraje del ganado e incrementaría la actividad de ganadería con ello mismo.

Los lodos que se obtienen de la misma, también pueden ser aprovechados en la zona como abono natural por tener muchos nutrientes como los, el fósforo y nitrógeno son elementos que ayudan al crecimiento de las plantas por mencionar algunos.

5.5.- ÁREA DE ESTUDIO.

En este apartado complementaremos el apartado anterior, nos encargaremos de las características físicas que tiene nuestra área de estudio (el terreno donde se pretende asentar el proyecto).

5.5.1.- RÉGIMEN DE TENENCIA DE LA TIERRA

En un principio la gran mayoría del territorio que tiene Cuanajo era ejido, hoy en día poco a poco se ha estado convirtiendo en pequeña propiedad, en la zona de estudio donde estamos proponiendo establecer una PTAR, ya es pequeña propiedad. Estos terrenos pertenecientes a los señores Ezequiel Rojas Acosta y Rubén Hernández Campos propietarios respectivamente.

En la actualidad la tierra de esta propiedad no es explotada para cultivos de ningún tipo, solamente para forrajes de algunos animales como lo son ganado vacuno en particular, como se aprecia en la figura 5.2.

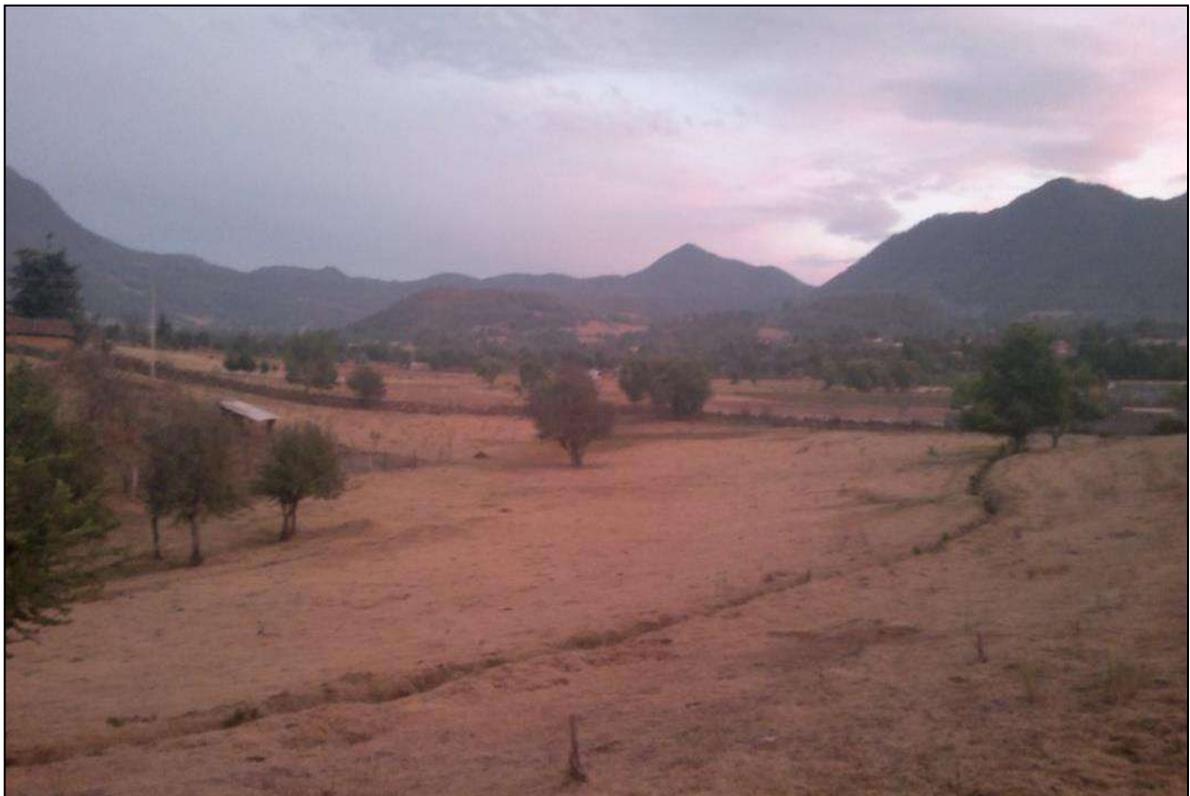


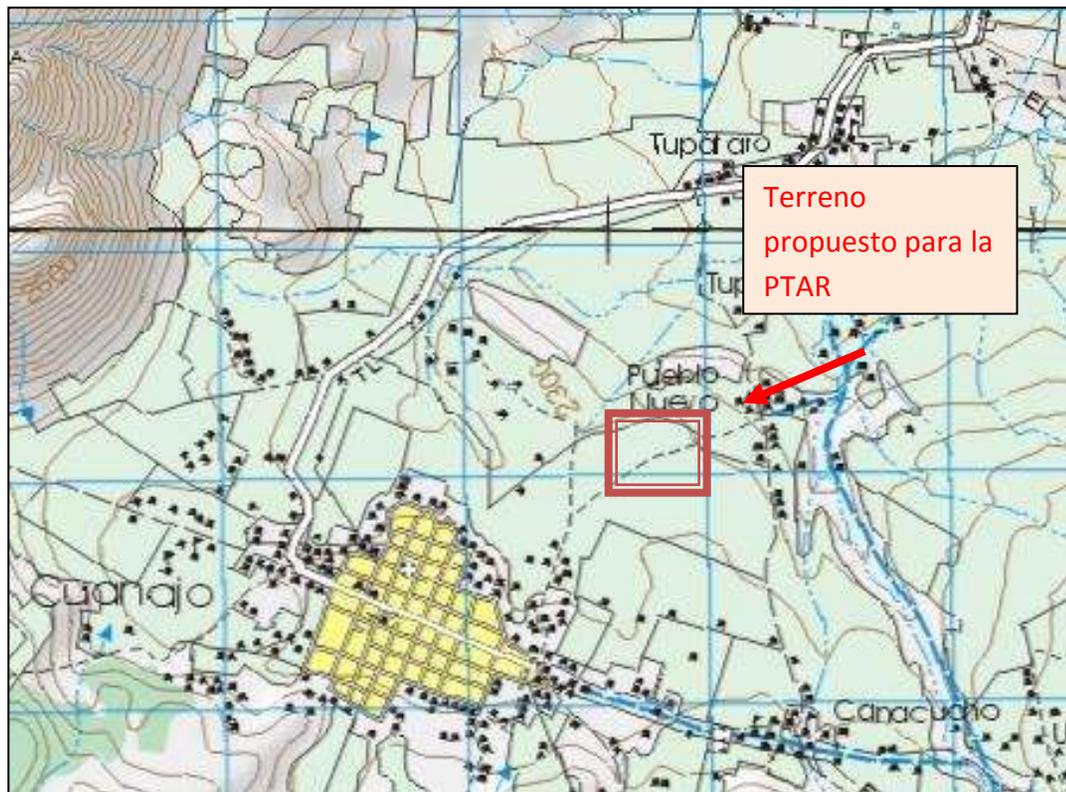
Figura 5.2.- vista del terreno para la PTAR.

Se les está hablando sobre la importancia del proyecto para que los terrenos sean donados y se lleva a cabo la construcción de la misma, claro con sus terrenos que tienen cercanos a los mismo se verán ampliamente beneficiados por los recursos que pueden salir de una planta de tratamiento.

5.5.2.- TOPOGRAFÍA

La topografía del área propuesta para su alojamiento de nuestra planta de tratamiento, es parte de una planicie donde la pendiente se incrementa ligeramente no mayor al 5%, en forma ascendente. Con una escorrentía intermitente que atraviesa esta misma por un costado, llegando hacia la barranca donde se mezclan las aguas residuales de la localidad con el yacimiento del agua, como se aprecia en la fig. 5.2 y 5.3.

En la dirección sur nos encontramos con esta planicie rodeada de vegetación natural, con algunas pequeñas depresiones que oscilan entre los 0.50 – 1.2 m. las existentes conforme cruzan la corriente intermitente por todo el predio.



Fuente: INEGI, 2001.

Figura 5.3.- vista aérea de Cuanajo, Michoacán.

5.5.3.- ÁREA DISPONIBLE.

El área de estas propiedades unidas es de 2650 m² las cuales el 70% de la propiedad pertenece al Sr. Juan Alberto Rosas con 1855 m² y el 30% restante e de la Sra. María del Carmen Solano con 795 m². Ambos nativos de la localidad.

5.5.4.- TIPO DE SUELO.

- La hidrografía del área contamos con una escorrentía intermitente, que pasa por las orillas del predio.
- La geología de la zona sur donde encontramos el área destinada para nuestra PTAR es parte de la rocas ígneas, extrusivas – básicas, común mente conocido también como basalto.
- Para la edafología de la zona, el principal elemento que encontramos es el Andosol, del cual destacan el Húmico y Vítrico ambos con una abundancia dentro y fuera de la zona de estudio.
- La mecánica de suelos, para poder desplantar la PTAR, lo primero que deberemos realizar es un estudio de permeabilidad, el cual puede realizarse de dos maneras, una con una prueba de consolidación y la otra con trabajos de campo, conjuntamente se tendrán que realizar los estudios de calidad del suelo.

5.6.- DIAGNÓSTICO DE LAS CONDICIONES ACTUALES

Desde hace tiempo que nuestro organismo regulador del agua (CONAGUA) ha establecido un tiempo determinado, para el saneamiento de sus propias aguas residuales, los cuales esos periodos ya se encuentran vencidos. Con esta tesis daremos un impulso hacia el propio tratamiento de las aguas residuales y además de ello poder reutilizar el agua en beneficio del ser humano.

5.6.1.- NECESIDADES DE TRATAMIENTO.

Desde que se establecieron las leyes y reglamentos, que regulan el uso y protegen de los recursos hidráulicos en nuestro país, establecen fechas de cumplimientos para el tratamiento de aguas residuales, las cuales ya se cumplieron, después de ellas los municipios que aún no cuenten con su sistema de tratamiento recibirán una sanción económica por no acatarse a dichos lineamientos.

Prevenir que la materia fecal siga al aire libre, provocando enfermedades gastrointestinales entre la población misma y la vecina.

5.6.2.- USOS DEL AGUA RESIDUAL.

Los usos que se le pueden dar al agua residual tratada en esta zona el más favorable es el riego de cultivos de tallo largo como lo es el maíz, sorgo, aguacate, etc. Porque en la zona solo se cultivan productos de temporada y a su vez que servirán para la recarga de mantos acuíferos subterráneos por medio de la filtración existente en su recorrido por los canales realizados para llevar el agua hacia las parcelas.

Además del agua residual tenemos la reutilización de los residuos sólidos (lodos) como uso de abono y además por las propiedades que lleva consigo es recomendable también como fertilizante natural, para el ataque de algunas plagas.

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

Las aguas residuales se someten a diferentes tratamientos dependiendo de sus contaminantes y la calidad que se quiera alcanza, para que esta ya sea dispuesta en los cuerpos receptores, se use como agua de riego o en actividades industriales que no se requieran líquidos semejantes al potable (*M.A.P.A.S, 2007*).

En México tenemos una serie de normas que rigen los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales hacia bienes nacionales, los sistemas de alcantarillado urbano y rehusó en servicios al público las cuales son:

5.6.3.1.- NOM-001-SEMARNAT-1996.

Establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales. Fue publicada en el Diario Oficial de la Federación el día 6 de enero de 1997.

Especificaciones:

1. 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 5.3 y 5.4 de esta Norma Oficial Mexicana. El rango permisible del potencial hidrogeno (pH) es de 5 a 10 unidades.
2. Para determinar la contaminación por patógenos se tomara 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 suelos (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.
3. Para determinar la contaminación por parásitos se tomara como indicador los huevos de helminto. El límite máximo permisible para las descargas vertidas a suelos (uso en riego agrícola), es de un huevo de helminto por litro para riego no restringido, y de cinco huevos por litro para riego restringido, lo cual se llevara a cabo de acuerdo a la técnica establecida en el anexo 1 de esta norma.

LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES PARA CONTAMINANTES BASICOS

PARAMETROS	RIOS				EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES						AGUAS COSTERAS				SUELOS					
	USO EN RIEGO AGRICOLA (A)		USO PÚBLICO URBANO (B)		PROTECCIO N DE VIDA ACUATICA (C)		USO EN RIEGO AGRICOLA (A)		USO PÚBLICO URBANO (B)		EXPLORACIO N PESQUERA, NAVEGACIO N Y OTROS USOS (A)		RECREACIÓN (B)		ESTUARIOS (B)		USO EN RIEGO AGRICOLA (A)		HUMEDALE S NATURALE S (B)	
MG/L ESEPTO CUANDO SE ESPECIFIQUE	P.M	P.D.	P.M	P.D.	P.M	P.D.	P.M	P.D.	P.M	P.D.	P.M	P.D.	P.M	P.D.	P.M	P.D.	P.M	P.D.	P.M	P.D.
TEMPERATURA °C (1)	N.A	N.A.	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	N.A.	N.A.	40	40
GRASAS Y ACEITES (2)	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25	15	25
MATERIA FLOTANTE (3)	AUS ENT E	AUS ENT E	AUS ENT E	AUS ENT E	AUS ENT E	AUS ENT E	AUS ENT E	AUS ENT E	AUS ENT E	AUS ENT E	AUS ENT E	AUSE NTE E	AUS ENT E	AUSE NTE E	AUS ENT E	AUS ENT E	AUS ENT E	AUS ENT E	AUS ENT E	AUS ENT E
SOLIDOS SEDIMENTABLES (ML/L)	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2	N.A.	N.A.	1	2
SÓLIDOS SUSPENDIDOS TOTALES	150	200	75	125	40	60	75	125	40	60	150	200	75	125	75	125	N.A.	N.A.	75	125
DEMANDA BIOQUIMICA DE OXÍGENO 5	150	200	75	150	30	60	75	150	30	60	150	200	75	150	75	150	N.A.	N.A.	75	150
NITRÓGENO TOTAL	40	60	40	60	15	25	40	60	15	25	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	15	25	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
FOSFORO TOTAL	20	30	20	30	5	10	20	30	5	10	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.	5	10	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.

Fuente: NOM-001-SEMARNAT-1996.

Tabla 5.3.-Tabla de límites máximos permisibles.

(1) Instantáneo

(2) Muestra simple Promedio Ponderado

(3) Ausente según el método de prueba definido en la NMX-AA-066

P.D.= Promedio diario, P.M.= Promedio mensual, N.A.= No aplica

(A), (B) y (C): Tipo de cuerpo receptor según la ley federal de derechos.

LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA METALES PESADOS Y CIANUROS																				
PARAMETROS (MILOGRAMOS / LITRO)	RIOS						EMBALSES NATURALES Y ARTIFICIALES				AGUAS COSTERAS						SUELOS			
	USO EN RIEGO AGRICOLA (A)		USO PÚBLICO URBANO (B)		PROTECCIÓN DE VIDA ACUÁTICA (C)		USO EN RIEGO AGRICOLA (A)		USO PÚBLICO URBANO (B)		EXPLOTACIÓN PESQUERA, NAVEGACIÓN Y OTROS USOS (A)		RECREACIÓN (B)		ESTUARIOS (B)		USO EN RIEGO AGRICOLA (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	0.20
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	2.0	3.0	1.0	2.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0	2.0	3.0	1.0	2.0
COBRE	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4.0	6.0	4	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
NIQUEL	2	4	2	4.0	2	4	2	4	2	4.0	2.0	4	2	4	2.0	4.0	2.0	4.0	2.0	4.0
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	5.0	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

Fuente: NOM-001-SEMARNAR-1996

Tabla 5.4.- Límites máximos permisibles para metales pesados y cianuros.

(*Medidos de manera total

P.D.= Promedio diario, P.M:= Promedio mensual, N.A.= No aplica

(A), (B) y (C): Tipo de cuerpo receptor según la ley federal de derechos

5.6.3.4.- NOM-004-SEMARNAT-2002.

Lodos y biosólidos.-Especificaciones y límites máximos permisibles de contaminantes para su aprovechamiento y disposición final. Se publicó en el Diario Oficial de la Federación el 18 de febrero de 2002.

ESPECIFICACIONES:

1. Las personas físicas o morales interesadas en llevar a cabo el aprovechamiento o disposición final de los lodos y biosólidos a que se refiere esta Norma Oficial Mexicana, deberá de recabar la constancia de no peligrosidad de los mismos en términos del trámite SEMARNAT-07-007.
2. Los lodos y biosólidos que cumplan con lo establecido en la especificación 4.1, pueden ser manejados como residuos no peligrosos para su aprovechamiento o disposición final como se establece en la presente Norma Oficial Mexicana.
3. Para que los biosólidos puedan ser aprovechados, deben cumplir con la especificación 4, 5, 6, 7 y 8; y lo establecido en las tablas 1, 2 y 3 de la presente Norma Oficial Mexicana.
4. Los generadores de biosólidos deben controlar la atracción de vectores, demostrando su efectividad. Para lo cual se pueden aplicar cualquiera de las opciones descritas, de manera enunciativa pero no limitativa, en el Anexo 1 u otras que el responsable demuestre que son útiles para ello. Se deben conservar los registros del control por lo menos durante los siguientes 5 (cinco) años posteriores a su generación.
5. Para efectos de esta Norma Oficial Mexicana los biosólidos se clasifican en tipo: excelente y bueno en función de su contenido de metales pesados; y en clase: A, B y C en función de su contenido de patógenos y parásitos.
6. Los límites máximos permisibles de metales pesados se establecen en la tabla 5.7.

Tabla 5.7.- LIMITES MAXIMOS PERMISIBLES PARA METALES PESADOS EN BIOSOLIDOS

CONTAMINANTES (determinados en forma total)	EXELENTE mg/kg en base seca	BUEOS mg/kg en base seca.
Arsénico	41	75
Cadmio	39	85
Cromo	1200	3000
Cobre	1500	4300
Plomo	300	840
Mercurio	17	57
Níquel	420	420
Zinc	2800	7500

Fuente: NOM-004-SEMARNAT-2002

1. Los límites máximos permisibles de patógenos y parásitos en los lodos y biosólidos se establecen en la tabla 5.8.

Tabla 5.8.- Los límites máximos permisibles de patógenos y parásitos en los lodos y biosólidos

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

(a) Huevos de helmintos viables

Fuente: NOM-004-SEMARNAT-2002

2. El aprovechamiento de los biosólidos, se establece en función del tipo y clase, como se especifica en la tabla 5.9 y su contenido de humedad hasta el 85%.

Tabla 5.9.- Aprovechamiento de biosólidos

TIPO	CLASE	APROVECHAMIENTO
EXELENTE	A	Usos urbanos con contacto publico directo durante su aplicación. Los establecidos para clase B y C.
EXELENTE O BUENO	B	Usos urbanos con contacto publico directo durante su aplicación Los establecidos para clase B y C.
EXELENTE O BUENO	C	Usos forestales Mejoramiento de suelos Usos agrícolas

Fuente: NOM-004-SEMARNAT-2002

3. Los lodos y biosólidos que cumplan con lo establecido en la presente Norma Oficial Mexicana, pueden ser almacenados hasta por un periodo de dos años. El predio en el que se almacenen debe ser habilitado para que no existan infiltraciones al subsuelo y contar con un sistema de recolección de lixiviados.
4. La frecuencia de muestreo y análisis para los lodos y biosólidos se realizará en función del volumen de lodos generados como se establece en la tabla 5.10.

Tabla 5.10.- FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANALISIS PARA LODOS Y BIOSOLIDOS

VOLUMEN GENERADO POR AÑO (TON/AÑO) EN BASE SECA	FRECUENCIA DE MUESTREO Y ANALISIS	PARAMETROS A DETERMINAR
HASTA 1,500	Una vez al año	Metales pesados, indicador bacteriológico de contaminación, patógeno y parásitos.
Mayor de 1,500 HASTA 15,000	Una vez por semestre	Metales pesados, indicador bacteriológico de contaminación, patógeno y parásitos.
Mayor de 15,000	Una vez por trimestre.	Metales pesados, indicador bacteriológico de contaminación, patógeno y parásitos.

Fuente: NOM-004-SEMARNAT-2002

Con base en nuestra bibliografía de consulta (*Metcalf & Eddy*) haremos una comparativa de nuestros valores recomendados, los presentes valores serán tomados de la tabla 5.2 de este capítulo, que a su

vez forman parte de una concentración típica bruta, contra los vigentes de nuestra norma oficial NOM-001-SEMARNAT-1996, para uso en riego agrícola conducida por ríos, ver tabla 5.11.

Tabla 5.11.- Composición típica del agua residual doméstica bruta.

CONTAMINANTES	UNIDADES	CONCENTRACION	NOM- 001 - SEMARNAT-1996	
		FUERTE	P.M	P.D.
Sólidos totales (ST)	mg/l	1200		
Sólidos disueltos totales (SDT)	mg/l	850		
Sólidos disueltos fijos	mg/l	525		
Sólidos disueltos volátiles	mg/l	325		
Sólidos en suspensión (SS)	mg/l	350	150	200
Sólidos en suspensión fijos	mg/l	75		
Sólidos en suspensión volátiles	mg/l	275		
Sólidos sedimentables	ml/l	20	1	2
Demanda bioquímica de oxígeno, 5 días, 20°C (DBO ₅ , 20°C)	mg/l	400	150	200
Carbono orgánico total (COT)	mg/l	290		
Demanda química de oxígeno (DQO)	mg/l	1000		
Nitrógeno (total en forma N)	mg/l	85	40	60
Orgánico	mg/l	35		
Amoniacal libre	mg/l	50		
Nitritos	mg/l	0		
Nitratos	mg/l	0		
Fosforo (total en la forma P)	mg/l	15	20	30
Orgánico	mg/l	5		
Inorgánico	mg/l	10		
Cloruros	mg/l	100		
Sulfato	mg/l	50		
Alcalinidad (como CaCO ₃)	mg/l	200		
Grasa	mg/l	150	15	25
Coliformes totales	n.º/100 ml	10 ⁷ -10 ⁹		
Compuestos orgánicos volátiles (COVs)	µg/l	< 400		
Arsénico	µg/l		0.2	0.4
Cadmio	µg/l		0.2	0.4
Cianuro	µg/l		2.0	3.0
Cobre	µg/l		4	6.0
Cromo	µg/l		1.0	1.5
Mercurio	µg/l		0.01	0.02
Níquel	µg/l		2.0	4.0
Plomo	µg/l		0.5	1.0
Zinc	µg/l		10	20

Fuente: Metcal & Eddy y NOM-001-SEMARNAT-1996

Con la tabla anterior nos daremos una idea de los procedimientos a utilizar para lograr un óptimo tratamiento de agua residual, con estos valores de nuestra muestra típica de agua residual ya podemos iniciar nuestro diseño de una PTR.

5.6.4.- ANALISIS DE LA COMPOSICIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

Las aguas residuales que se generan de uso doméstico e industrial están formadas por distintos componentes, los se denominan como contaminantes físicos, contaminantes químico y contaminantes biológico, que a su vez se pueden presentar de distinta forma como: sólidos sedimentables, sólidos en suspensión, sólidos disueltos, disoluciones coloidales, gases.

Es por esto por lo que para una correcta evaluación y estudio del sistema a utilizar es necesario conocer el valor de ciertos componentes que a continuación se enumeran, siendo necesaria en muchos de ellos su determinación en un laboratorio especializado en este tipo de análisis.

- **OLOR**

Debido a los procesos de degradación de la materia orgánica presente en las aguas residuales que generan olores característicos como el sulfuro de hidrogeno. El mayor o el menor olor no puede estar indicando la concentración de materia orgánica presente en el vertido.

- **COLOR**

Este parámetro determina la coloración que toma el agua debido a la presencia de material colorido coloidal y en suspensión. Un agua residual resiente suele ser de color gris, sin embargo cuando la materia orgánica es degradada por los microorganismos, el agua adquiere un color negro o agua residual séptica que pueden dificultar los procesos de fotosíntesis

- **TEMPERATURA**

A parte de ser un parámetro básico por su efecto en la vida acuática, en las reacciones químicas, en la aplicabilidad del agua, en otros indicadores como el pH, la conductividad eléctrica, la disociación de las sales disueltas.

- **PH**

El pH es una medida de acidez o alcalinidad de una disolución. El pH indica la concentración de iones hidronio $[H_3O^+]$ presentes en determinadas sustancias. Este factor es muy importante sobre la biocenosis que existe en el agua

- **NITRITOS**

El nitrito se forma en la etapa intermedia del ciclo de nitrógeno y por ello se puede encontrar en el agua como resultado de la descomposición biológica de materiales proteicos.

También se puede obtener nitritos como resultado de la acción bacteriana sobre el nitrógeno amoniacal.

Es un buen factor de indicación de la contaminación de las aguas.

- **DBO**

La demanda bioquímica de oxígeno (DBO) es una estimación de la cantidad de oxígeno que requiere una población microbiana heterogénea para oxidar la materia orgánica de una muestra de agua en un periodo de cinco días a 20 °C. La oxidación se efectúa por los propios microorganismos presentes en el agua.

Tiene mucha importancia su análisis porque indica la cantidad de materia orgánica presente en el agua residual.

- **DQO**

La demanda química de oxígeno (DQO) es la cantidad de materia orgánica e inorgánica que hay en el agua y es susceptible de ser oxidada por un oxidante fuerte. En realidad no es más que las necesidades de oxígeno al margen de todo proceso biológico.

La medida de la DQO nos indica la cantidad de materias oxidables presentes en el agua residual, de origen orgánico y mineral.

- **GRASAS Y ACEITES**

Al tratarse de aguas residuales de tipo urbano es muy normal encontrar en ellas concentraciones de grasas y aceites debido a las actividades domésticas, comerciales e industriales.

Para su determinación se mide una serie de sustancias con unas mismas características fisicoquímicas, por ello, se incluye ácidos grasos, jabones, grasas, ceras, hidrocarburos, aceites y cualquier otra sustancia susceptible de ser extraída con hexano. A diferencia de los jabones que son susceptibles de biodegradación.

- **SÓLIDOS SUSPENDIDOS Y DISUELTOS**

Los sólidos en suspensión pueden provenir de partirlas orgánicas como inorgánicas, generalmente son el resultado de la acción de solvente del agua sobre los sólidos, líquidos y gases.

Es lo que indica el grado de turbidez de agua. Estos sólidos se presentan así debido a su densidad y características con el medio receptor.

- **NUTRIENTES**

Los elementos nitrógeno y fosforo, son elementos esenciales para el crecimiento de las plantas, conocidos como nutrientes o bioestimulantes.

Fósforo total: El fósforo se encuentra en las aguas naturales y residuales casi exclusivamente en forma de fosfatos, fosfatos condensados o polifosfatos y fósforo orgánico. Aparecen disueltos, en partículas o detritus y en los cuerpos de los organismos acuáticos. Las principales fuentes del fosforo en las aguas residuales domesticas son los detergentes y los residuos alimenticios.

Nitrógeno total: Los compuestos nitrogenados se encuentran ampliamente distribuidos en la naturaleza. Las fuentes de nitrógeno incluyen la degradación natural de materia orgánica, fertilizantes, productos de limpieza y descarga de aguas residuales.

Es muy importante tener un control de su concentración ya que resulta un nutriente esencial para los organismos fotosintéticos.

- **MATERIA FLOTANTE**

La cantidad de materia contaminante flotante es también un indicador de la contaminación de las aguas. Se puede determinar a simple vista.

- **OXÍGENO DISUELTO**

Los niveles de oxígeno disuelto dependen de las actividades químicas, físicas y bioquímicas que se producen en estas aguas.

- **COLIFORMES**

La contaminación fecal es un factor importante en la determinación de la calidad de las aguas. Las heces contienen una variedad de microorganismos y formas de resistencia de los mismos, involucrando organismos patógenos, los cuales son un riesgo para la salud pública al estar en contacto con el ser humano.

Se realiza el examen de muestras de agua para determinar la presencia de microorganismos del grupo coliformes que habitan normalmente en el intestino humano y de otros animales de sangre caliente. Así, este número puede servir para estimar también el grado de contaminación fecal.

- **METALES PESADOS**

La presencia de algunos metales como el níquel, manganeso, plomo, cromo, cadmio, zinc, cobre, hierro y mercurio son constituyentes importantes de las aguas, siendo necesarios para la vida biológica. Sin embargo la presencia de cualquiera de estos metales en cantidades excesivas interfiere con muchos usos del agua dada su toxicidad.

- **GASES**

Los gases más frecuentes en un agua residual sin tratar son: el nitrógeno, el oxígeno, anhídrido carbónico, sulfuro de hidrogeno, amoníaco y el metano.

DISEÑO DE INGENIERÍA BÁSICA DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO.

6.1.- EVALUACION DEL TREN DE TRATAMIENTO.

Para el tratamiento de aguas residuales de una población tenemos en existencia una gran variedad de procesos que garantizan la depuración de la misma, a diferente escala, que va desde uno simple como puede ser un tanque séptico hasta un proceso más complejo el cual cuente con un tratamiento primario, secundario y terciario. Este va de acuerdo a las necesidades de la población, el recurso para solventar el gasto de inversión, el mantenimiento, etc. Del cual realizaremos una selección adecuada (el más económico posible) y suficiente para nuestro tratamiento de agua residual de la población en cuestión.

Las comunidades rurales se enfrentan a una variedad de problemas que hacen que la construcción y operación de instalaciones de tratamiento de agua residual sean difíciles de llevar a cabo. Estos problemas se relacionan con las restricciones de descarga, altos costos por capital, financiamientos limitados, así como presupuestos de operación y mantenimiento también limitados (*Metcalf and Eddy, 1997*).

Algunos criterios para hacer una adecuada selección de la tecnología de saneamiento, son los siguientes enlistados:

- Que sea accesible al nivel sociocultural de la población además sea efectiva en resolver el problema sanitario.
- Que sea de bajo costo para la población.
- Que el consumo de agua de las opciones de saneamiento sea el mínimo necesario.
- Que el espacio para su instalación sea mínimo.
- Que mejore las condiciones ambientales de la localidad.

Los procesos de tratamiento de las aguas residuales persiguen varios objetivos por mencionar algunos de ellos:

- Eliminación de los sólidos suspendidos, de tamaño apreciable, por medio de cribado o de sedimentación.(Tamices o tanques sedimentadores)
- La eliminación de grasas, aceites y sólidos grasos por medio de flotación y desnatado, auxiliado en algunos casos por tratamientos químicos (tanque separador de grasas).

- La eliminación de los sólidos coloidales a través de la floculación – coagulación, seguida de procesos de sedimentación y filtración.
- La neutralización de la acides o alcalinidad excesiva, por adición de productos químicos.
- La eliminación o estabilización de los sólidos disueltos mediante precipitación química, intercambio iónico, procesos biológicos o sus combinaciones.
- La decoloración por tratamiento químico, con sedimentación o filtración, o adsorción.
- Y la disminución de la temperatura de los residuos excesivamente calientes, por enfriamiento. (cuales).

Los contaminantes presentes en el agua residual pueden eliminarse por medios físicos, químicos y biológicos. Los métodos de tratamiento se encuentran clasificados como: operaciones físicas unitarias, procesos químicos unitarios y procesos biológicos unitarios, que se describen a continuación.

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, floculación, filtración y enfriamiento.

b) PROCESOS QUÍMICOS UNITARIOS:

Son los métodos 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 usado para eliminar las sustancias orgánicas biodegradables del agua residual. Los más común mente usados son: los filtros rociadores, lodos activados, lagunas de estabilización, lagunas aireadas, zanjas de oxidación.

La parte medular del tratamiento de aguas es el proceso biológico el cual será analizado con algunas propuestas de tratamiento más adelante.

6.2.- PRETRATAMIENTO

De las cuales tomaremos algunos componentes físicos y químicos para ir conformando nuestro sistema de tratamiento, dejando por un lado los procesos biológicos que serán analizados más adelante para completar el tren de tratamiento, independiente mente del sistema biológico que se escoja entre los analizados, estas actividades que se describen a continuación serán parte del tren de tratamiento.

Las cuales se escogieron de las operaciones físicas y químicas, el canal de alivio, desbaste o tamizado, regulador de flujo, desarenador y la desinfección.

6.2.1. CANAL DE DESVÍO:

Este se usa principalmente para hacer el desvío del exceso de agua residual que llegue a sobrepasar la capacidad de la misma, o en algún caso desfavorable que planta de tratamiento deje de operar, se interrumpe el paso del agua por medio de una compuerta y se desaloja precisamente por el canal de desvío.

6.2.2. DESBASTE O TAMIZADO:

Es el primer paso en el tratamiento del agua residual el cual consiste en la separación de los sólidos gruesos. El procedimiento más empleado es el hacer pasar el agua residual bruta a través de unas rejillas de barras de metal.

Las rejillas de barras suelen tener diferente abertura libre que van desde 1 a 15 cm de abertura, su clasificación se presenta en la tabla 6.1. Cuanto menos sea la abertura libre del tamiz, mayor será la cantidad de residuos sólidos eliminados.

Tabla 6.1. Clasificación de las rejjas.

Tipos de rejjas	Abertura (cm)
Rejas gruesas	5 – 15
Rejas medianas	2 – 5
Rejas finas	1 - 2

Fuente: Apuntes de la materia de plantas de tratamiento de aguas, 2010.

Estos son eliminados o separados con la finalidad de prevenir el dañar u obstruir las tuberías y bombas del sistema. Los residuos de tamaño grande que son retenidos por las rejjas consisten en desechos tales como piedras, ramas, trozos de chatarra, papel, raíces de árboles, plásticos, plumas de animales y trapos.

El ángulo de inclinación de la rejilla, está en función de la técnica de limpieza prevista, que puede ser manual o mecánica, para la limpieza manual se colocan ángulos hasta de 60° con respecto a la horizontal y para la limpieza mecánica se instalan en ángulos mayores, e inclusive hasta en posiciones verticales.

Los principales parámetros que se necesitan para su diseño de las rejjas son los siguientes:

- Velocidad de agua en el canal y a través de las rejjas.
- Gasto
- Área efectiva de las rejjas
- Perdida de carga.

Como se aprecia en la tabla 6.2. Se dan algunos parámetros de dimensionamiento.

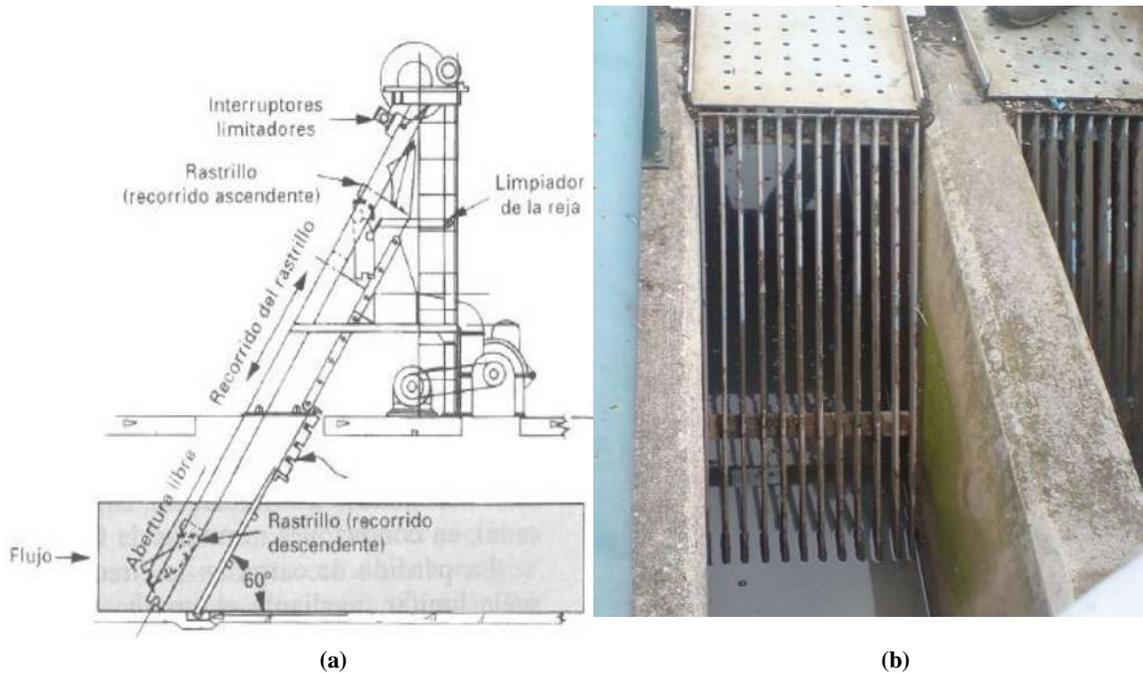
Tabla 6.2. – información para rejas de barras de limpieza manual y mecánica.

Características	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Tamaño de la barra:		
Anchura (mm)	5 – 15	5 – 15
Profundidad (mm)	25 – 75	25 – 75
Separación entre barras (mm)	25 – 50	15 – 75
Pendiente en relación a la vertical (grados)	30 – 45	0 – 30
Velocidad de aproximación (m/s)	0.3 – 0.6	0.6 – 1.0
Perdida de carga permisible (mm)	150	150

Fuente: Apuntes de la materia de plantas de tratamiento de aguas, 2010

La cantidad de desperdicios sólidos retenidos por las cribas varía según la naturaleza de las aguas residuales y el tamaño de la abertura de la criba. Los desperdicios llegados a retenerse contienen de 75 a 90% de humedad y están formados por desperdicios fecales, trapos, papel, trozos de caucho, residuos de alimentos, y otros productos expuestos a la putrefacción. Por lo que se requiere su rápida eliminación, a través de procesos como enterramiento, incineración o digestión.

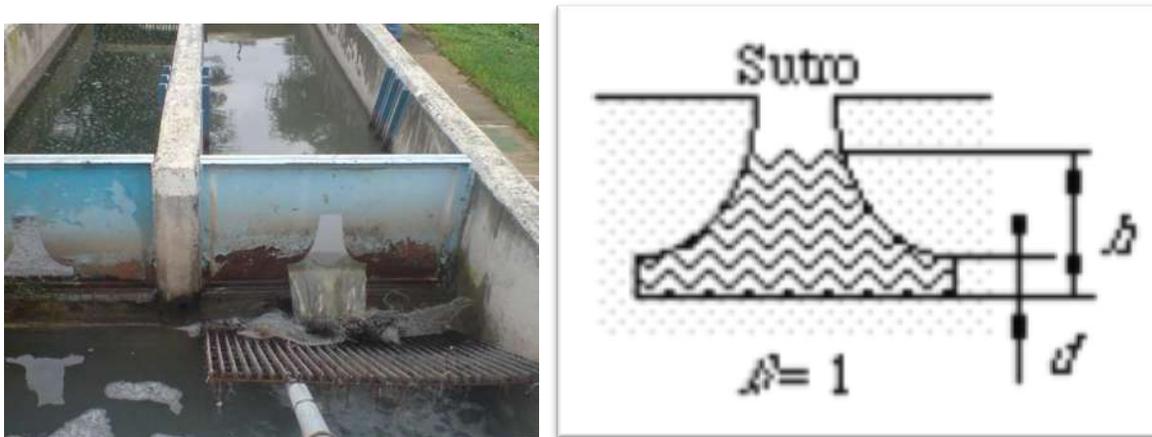
Algunos tipos de rejas, se muestran en la figura 6.1.



Fuente: Metcalf & Eddy, 1994.
Figuras 6.1. – rejas de limpieza mecánica mediante cables (der.) y Rejas de limpieza manual (izq.).

6.2.3. MEDIDOR DE FLUJO TIPO SUTRO:

Empleado como dispositivo regulador del tirante a la entrada del desarenador, estos tendrían una sección transversal rectangular proporcionando una velocidad constante. Las principales ventajas que tiene este vertedor son, no acumulan sólidos sedimentables, además tienen menores pérdidas de carga que los vertedores planos para el mismo caudal, su forma se aprecia en la figura 6.2.



Fuente: PTAR Pátzcuaro, Michoacán y Metcalf & Eddy, 1994.
Figura 6.2. – vertedor tipo Sutró.

6.2.4. DESARENADOR:

La arena consisten en arena, grava, cenizas y otros materiales pesados con pesos específicos y o velocidades de sedimentación considerablemente superiores a la de los sólidos orgánicos putrescibles.

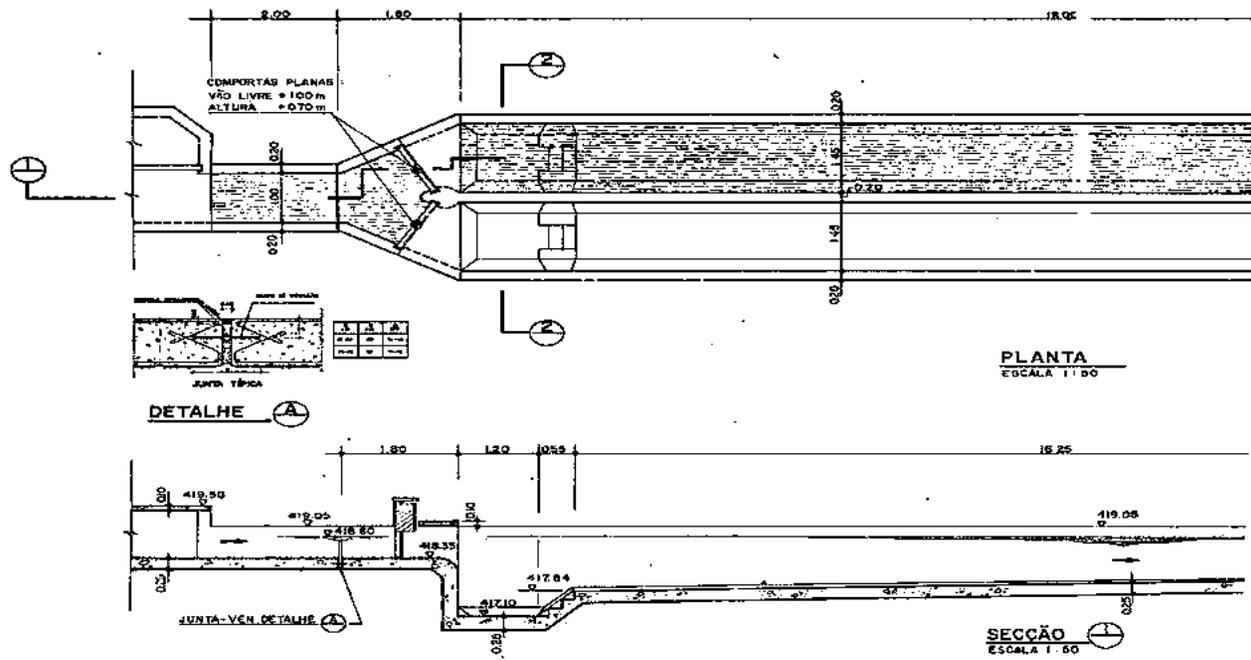
Los desarenadores se proyectan para separar arenas, término que engloba a las mismas arenas, a la grava, cenizas y cualquier otro material pesado cuya velocidad de sedimentación o peso específico sea considerablemente superior al de los sólidos putrescibles presentes en el agua residual además que perjudican el tratamiento posterior, las arenas son removidas de las aguas residuales para:

- Proteger los equipos mecánicos de la abrasión y del excesivo desgaste.
- Reducir la formación de depósitos de sólidos pesados en unidades y conductos de aguas abajo.
- Reducir la frecuencia de limpieza de los digestores por causa de acumulación excesiva de arenas.

Normalmente los desarenadores se ubican después de las unidades que remueven sólidos gruesos (tamizado) y antes de tanques de sedimentación primaria, la instalación de unidades de tamizado fino antes del desarenador facilita la operación y mantenimiento de las instalaciones destinadas a la remoción de arenas. Existen tres tipos de desarenadores:

- de flujo horizontal
 - cuadrados o rectangulares
 - aireados y de vórtice.
-
- **DESARENADORES RECTANGULARES DE FLUJO HORIZONTAL**

Estos son canales rectangulares donde se mantienen una velocidad controlada del agua residual, de forma que las arenas sedimentan y los sólidos orgánicos pasan a las siguientes unidades de tratamiento. En la figura 6.3 encontramos un desarenador de flujo horizontal.



Fuente: <http://es.wikipedia.org/wiki/Desarenador>.

Figura 6.3. – desarenador de flujo horizontal.

El parámetro principal es la velocidad horizontal del flujo a través de la unidad, generalmente una velocidad de 0.3 m/s permite la sedimentación de partículas de 0.2 mm y mayores. El tiempo de retención varía de 20 segundos a 1 minuto. El ancho mínimo recomendable es de 0.6 m. además se deberá de proveer un espacio dentro de la cámara para la acumulación y almacenamiento de las arenas, se proporciona una información típica para el proyecto de desarenadores de flujo horizontal en la tabla 6.3.

Tabla 6.3.- datos típicos de desarenadores de flujo horizontal.

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

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

Fuente: apuntes de la materia de plantas de tratamiento de aguas, 2010

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

Revisaremos tres propuestas para el tratamiento de las aguas residuales en Cuanajo, para seleccionar la mejor opción de ellas o en combinación, como resulte más apropiado el tratamiento del agua.

6.3.1.- LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN.

Las lagunas de estabilización como tecnología de tratamiento de aguas residuales de bajo costo han probado su factibilidad de utilización, sobre todo en lugares con climas cálidos o semi-cálidos y donde no existen recursos económicos suficientes para instalar sistemas de tratamiento más costosos.

Las lagunas de estabilización son sistemas de tratamiento de desechos que consisten en estanques abiertos (construidos en tierra), usualmente de 1.0 a 5.0 m de profundidad y reciben aguas residuales crudas o tratadas parcialmente. El grado de tratamiento recibido está en función del número de lagunas en serie y del tiempo de retención del agua residual en cada sistema

Su función es que tenga carencia de nutrientes, la luz solar y la presencia de depredadores hacen que el número de patógenos disminuya rápidamente. Lo principal es la eliminación de microorganismos

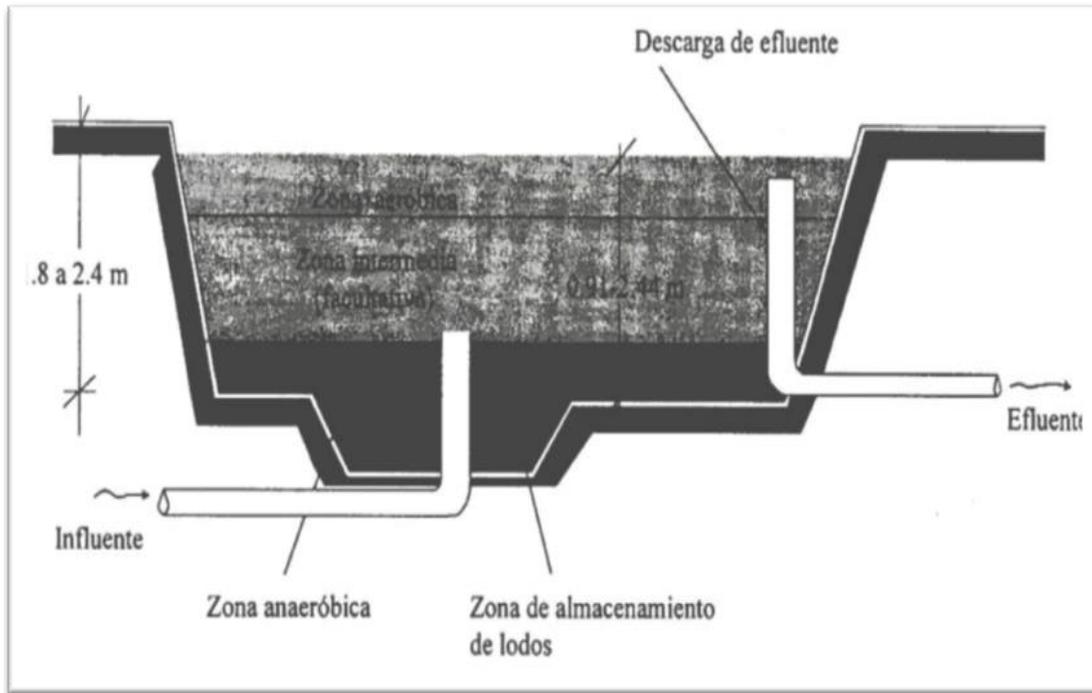
patógenos y proveer un efluente de alta calidad. Los tipos de lagunas que tenemos son: lagunas facultativas, lagunas anaerobias y lagunas de maduración, figuras 6.4 y 6.5.

VENTAJAS DEL SISTEMA:

- Son un proceso sencillo que no requiere de personal altamente capacitado para su operación y mantenimiento.
- Es probablemente el proceso de tratamiento que presenta menos problemas, siempre y cuando se asegure un mínimo de atención a su operación y mantenimiento.
- Tienen los menores costos de capital, construcción, operación y mantenimiento que cualquier otro proceso de tratamiento a nivel secundario.
- No requieren de equipo de alto costo.
- Requieren de poca energía eléctrica (bombeo del agua residual).
- Entregan efluentes de calidad igual o superior a algunos procesos convencionales de tratamiento.
- Tienen capacidad amortiguadora para las variaciones en las cargas hidráulicas y orgánicas.
- Son duraderas y fáciles de operar.
- Ofrecen altas eficiencias en la remoción de microorganismos patógenos.
- Presentan pocos problemas en el manejo y disposición de Iodos.
- Aplicación del agua tratada para rehusó en agricultura y acuicultura.
- En climas cálidos tienden a ser más eficientes.

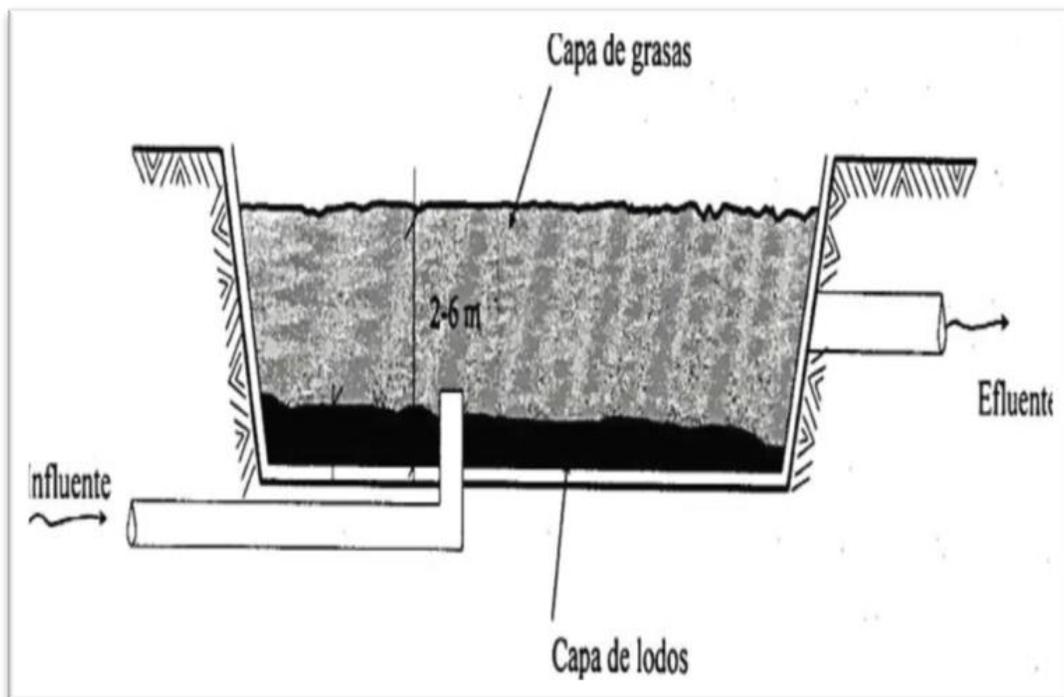
DESVENTAJAS DEL SISTEMA:

- Requieren de extensas áreas de terreno para su ubicación.
- En lagunas anaerobias existe la potencialidad de proliferación de olores desagradables en caso de existir alta carga orgánica mayor que la carga de diseño y sulfatos mayores a 500 mg/l.
- Pueden contaminar el manto freático.
- Pueden entregar un efluente con gran cantidad de sólidos suspendidos.
- Requieren de una ubicación lejana a la población.
- En climas fríos tienden a ser menos eficientes.



Fuente: M.A.P.A.S., 2007.

Figura 6.4.- Laguna facultativa



Fuente: M.A.P.A.S., 2007.

Figura 6.5.- Laguna anaerobia.

El diagnóstico para este sistema de tratamiento es: a pesar de que es uno de los más económicos, para el tratamiento de aguas residuales y con la ventaja para soportar la variación de contaminantes,

su operación es mínima, poco personal capacitado, este suena muy atractivo, pero la mayor desventaja que nos afecta para poder utilizar este sistema de tratamiento es el área requerida para operar en este lugar, no se cuenta con una área suficiente y además estaría relativamente cerca de la población, los olores serían desagradables, por estas razones no se propondrá este método para el tratamiento de aguas residuales.

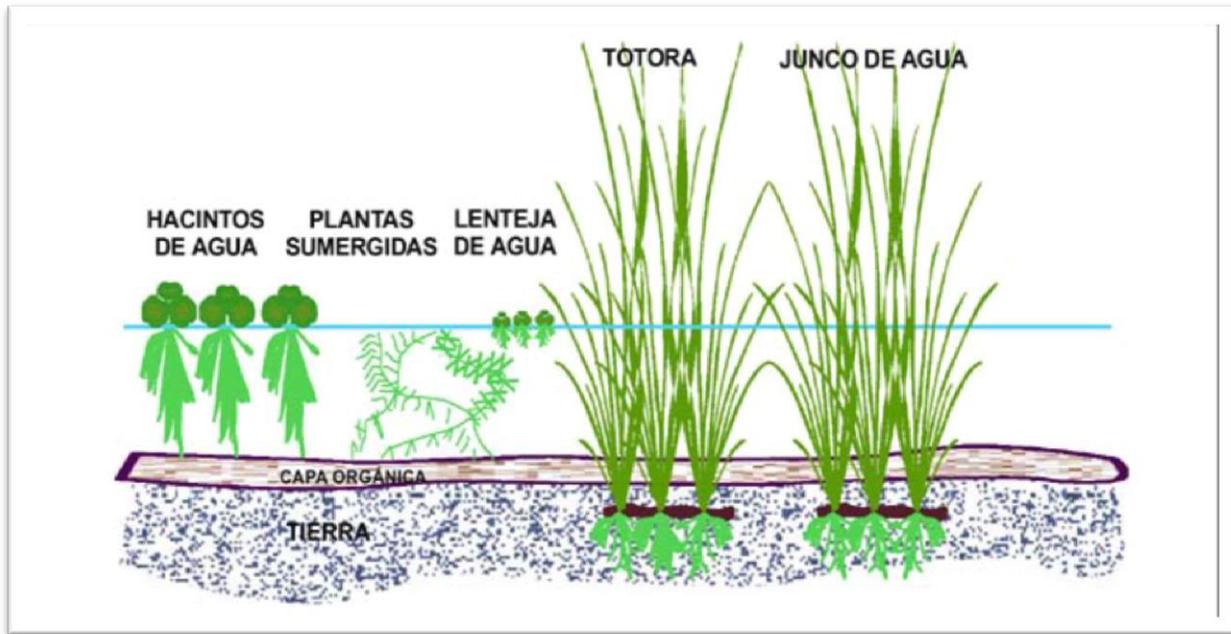
6.3.2.- HUMEDALES ARTIFICIALES.

Los humedales son áreas que se encuentran saturadas por aguas superficiales o subterráneas con una frecuencia y duración tales, que sean suficientes para mantener condiciones saturadas.

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

Así también, dada la variedad de plantas acuáticas útiles para la remoción de nutrientes, éstas se clasifican de acuerdo a su forma de vida en los humedales en: (1) flotantes, (2) emergentes y (3) sumergidas.

Suelen tener aguas con profundidades inferiores a 60 cm con algunos tipos de plantas ya mencionadas, por ejemplo las emergentes las más populares son las espadañas, carrizos y juncos, y como plantas flotantes encontramos Jacinto de agua y lentejas de agua, figura 6.6.



Fuente: Metcalf & Eddy, 1991.

Figura 6.6. - Plantas acuáticas comunes.

La vegetación proporciona superficies para la formación de películas bacterianas, facilita la filtración y la adsorción de los constituyentes del agua residual, también permite la transferencia de oxígeno a las partes inferiores de las raíces de la planta y controla el crecimiento de algas al limitar la penetración de luz solar.

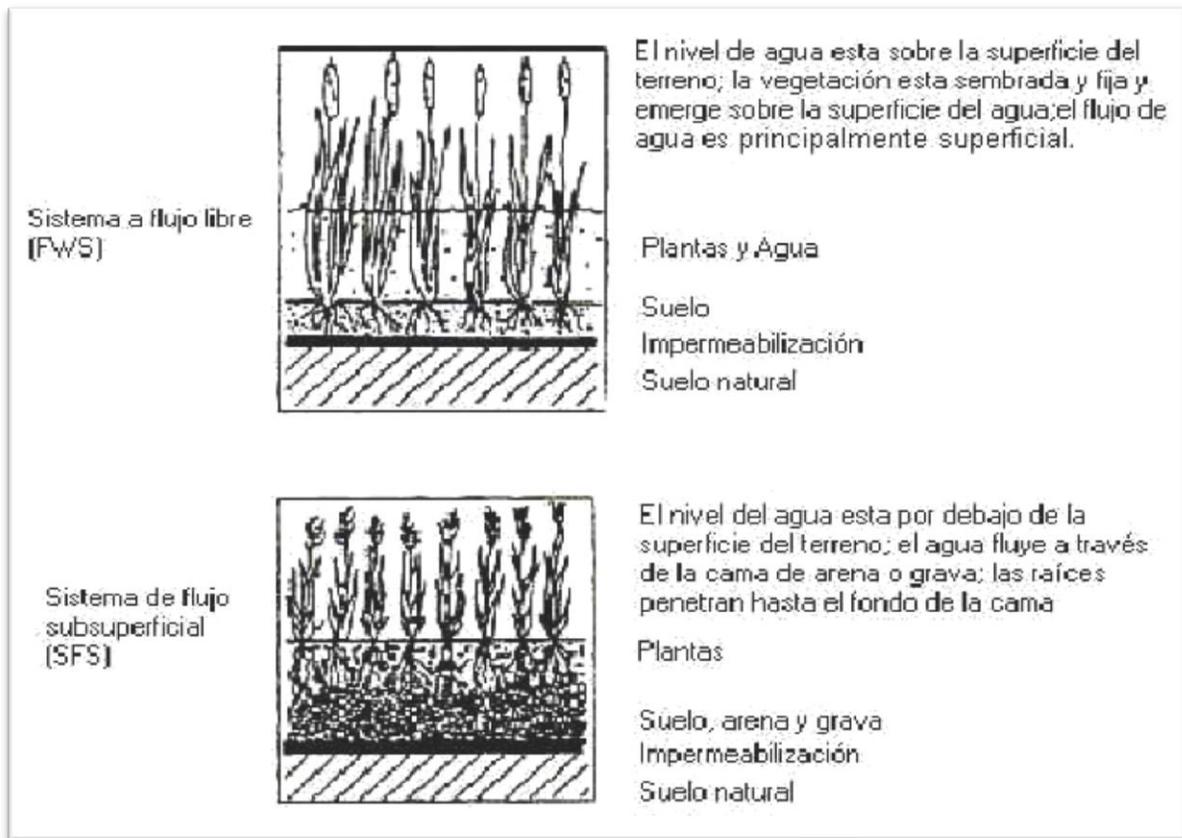
Los humedales tienen tres funciones básicas que los hacen tener un atractivo potencial para el tratamiento de aguas residuales, las cuales son:

- Fijar físicamente los contaminantes en la superficie del suelo y la materia orgánica.
- Utilizar y transformar los elementos por intermedio de los microorganismos.
- Lograr niveles de tratamiento consistentes con un bajo consumo de energía y bajo mantenimiento.

Existen dos tipos de sistemas de humedales artificiales desarrollados para el tratamiento de agua residual: Sistemas a Flujo Libre (FWS) y Sistemas de Flujo Subsuperficial (SFS), como se aprecia en la figura 6.7.

Se emplean para proporcionar tratamiento secundario o avanzado a las aguas residuales, en el cual el nivel del agua está sobre la superficie del medio de soporte, el flujo de agua pasa a través de la grava

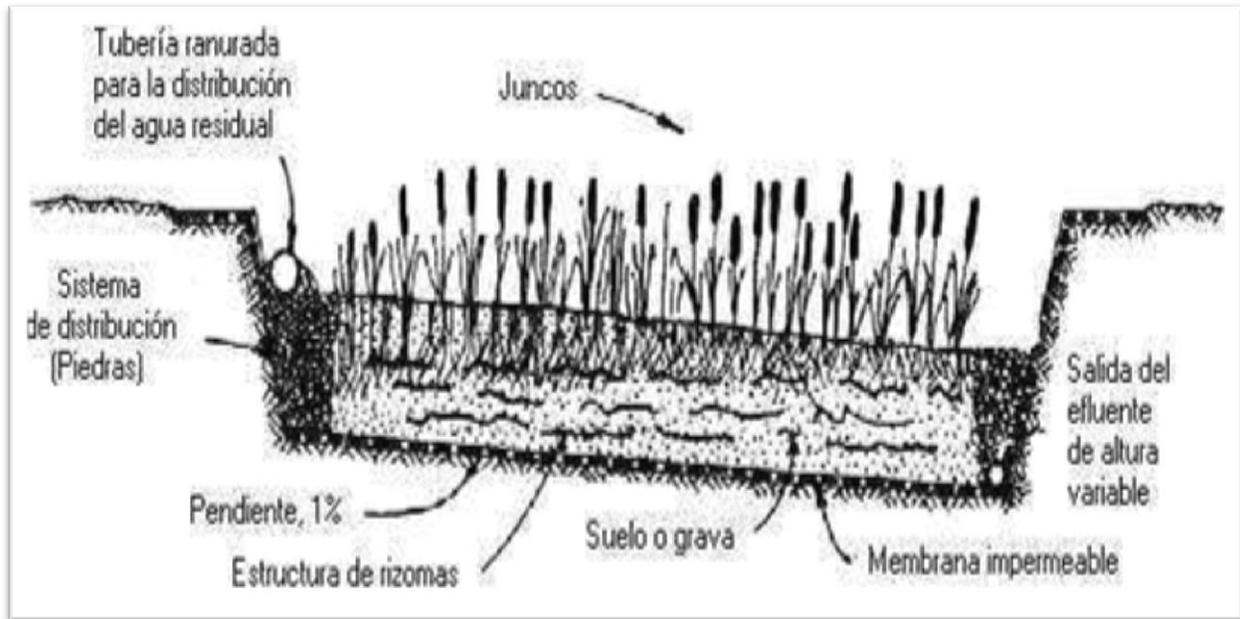
y de la vegetación que incluye juncos, cañas, espadañas y eneas, que están sembradas y fijas. Los tallos, hojas y raíces proporcionan el oxígeno al humedal, figura 6.7.



Fuente: Metcalf & Eddy, 1991.

Figura 6.7. - Tipos de humedales artificiales.

A los sistemas de flujo Subsuperficial (SFS), está construido típicamente en forma de un lecho o canal que contiene un medio apropiado; la vegetación emergente es la misma del FWS. El nivel del agua está por debajo de la superficie del soporte, el agua fluye únicamente a través del lecho de grava que sirve para el crecimiento de la película microbiana, que es la responsable en gran parte del tratamiento que ocurre, las raíces penetran hasta el fondo del lecho, figura 6.8.



Fuente: Metcalf & Eddy, 1991.

Figura 6.8. - Sección transversal de un sistema de flujo Subs superficial.

VENTAJAS DEL SISTEMA:

- Idóneo para pequeñas poblaciones, hasta 5 000 habitantes.
- Compensa la ocupación de superficie con el ahorro en mano de obra, equipos y mantenimiento.
- Reduce en gran medida el consumo energético, con altos rendimientos en la eliminación de materia orgánica y sólidos.
- No requieren de personal altamente calificado para su operación.
- Proporcionan un tratamiento efectivo y confiable.
- Ambientalmente son aceptables con potencial para la conservación de la vida silvestre.

DESVENTAJAS DEL SISTEMA:

- Condiciones anaerobias = a tiempos de residencia elevados.
- No son eficaces en la remoción de nutrientes. Para lograr eliminar fosforo (P) y nitrógeno (N), necesitan aireación electromecánica.
- Utiliza una mediana extensión de terreno para su construcción (sin embargo, se ha estimado que el área que se necesita para el tratamiento de las aguas residuales domésticas es

aproximadamente de 4 a 5 m²/hab. para lograr un efluente con una DBO menor de 20 mg/l en un 95%).

- Baja eficiencia en su funcionamiento durante invierno en ciertas regiones por la muerte de las plantas.
- La operación puede requerir dos a tres periodos de crecimiento antes de que se logren las eficiencias óptimas.
- Si no se operan correctamente, existe el riesgo de acumulación de sólidos en la entrada.

DIAGNÓSTICO DEL SISTEMA:

Como vemos anterior mente las ventajas y desventajas de este sistema alternativo de tratamiento, el diagnóstico para los humedales artificiales, no es apropiado para el tratamiento de aguas residuales de esta población, por la limitante que tenemos del terreno, en época de invierno la temperatura desciende bastante alrededor de 0°C, con ello un problema, parcialmente difícil de superar es en la temporada de invierno con la posibilidad de muerte de algunas plantas del humedal por las bajas temperaturas que llegan a ver, esta puede llegar a congelar toda o la mayoría del agua contenida en el humedal, además a la población existente en Cuanajo reportada por el último censo de población y vivienda es de 4758 habitantes, la capacidad de los humedales recomendada es para abastecer a 5,000 habitantes como máximo (*M.A.P.A.S., 2007*), de la población total existente todavía debemos considerar el crecimiento poblacional que esta sufrirá y la visita de turistas hacia el lugar por el negocio predominante de la población que es el mueble artesanal.

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

Un proceso de digestión anaerobia es una combinación de procedimientos técnicos diferentes, los cuales transforman paso a paso la materia orgánica en dos componentes finales: un gas rico en metano y un residuo líquido con cierta cantidad de sólidos. . Esta unidad permitirá remociones de cargas orgánicas y remoción de sólidos suspendidos totales.

Presenta características de bajos costos de inversión, operación, mantenimiento, y posibilidad de modulación. Se ha comprobado una mayor estabilidad en su operación, un cierto grado de resistencia a sustancias tóxicas, a variaciones en la alimentación (carga orgánica), inclusive a tiempos relativamente grandes sin alimentación aproximadamente unos 15 días como máximo

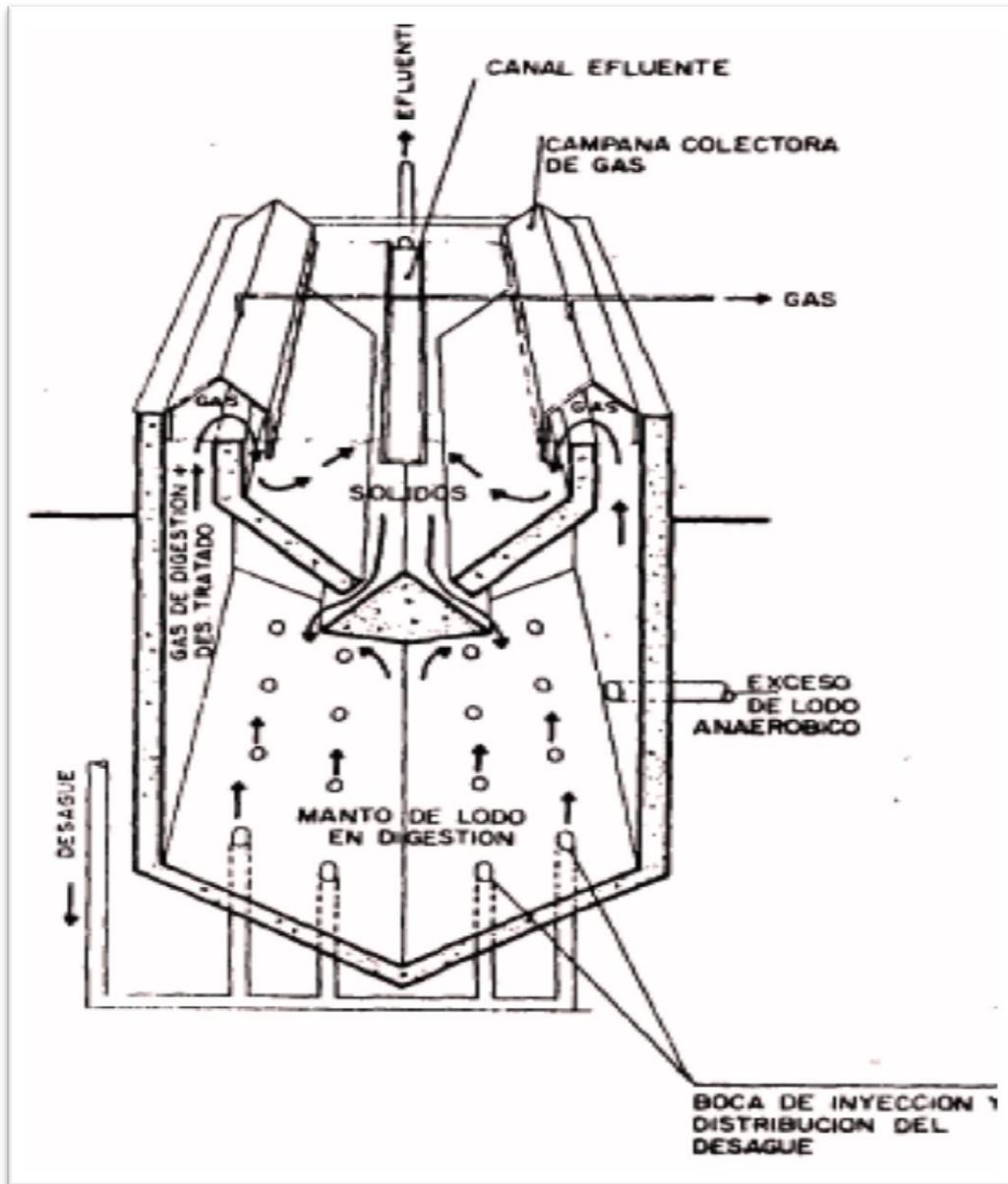
Los reactores RALLFA a diferentes condiciones de operación y diseño, han sido utilizados para tratar aguas residuales municipales, industriales (industria de alimentos, plantas azucareras, destilerías, cervecerías e industrias de celulosa y papel), lodos residuales e incluso lixiviados, obteniendo excelentes resultados (*Evaluación de la capacidad de remoción de materia orgánica de las aguas residuales de los rastros en un reactor UASB*, 2012).

El funcionamiento de los reactores RALLFA, consiste en introducir por el fondo del reactor el líquido que va hacer tratado por medio de tuberías, del fondo fluye hacia arriba a través del manto de lodos compuesto de partículas o gránulos biológicos densamente formados. Los gránulos de lodo varían de tamaño, desde 1 a 3 mm (*Metcalf & Eddy, 2003*). Los gases metano y gas carbónico principalmente, que se producen bajo condiciones anaerobias sirven para mezclar los contenidos del reactor a medida que hacen hacia la superficie. El gas que hacen ayuda a formar y mantener los gránulos, mientras que el material, que se mantiene a flote gracias a los gases, se estrella contra los separadores de gases y se deposita de nuevo sobre la zona en reposo de sedimentación arriba del manto de lodos. Como se aprecia en las figuras 6.9 y 6.10.

El gas es atrapado en un domo colector de gases localizado en la parte superior del reactor. Para mantener el manto de lodos en suspensión, es necesario que la velocidad de flujo ascendente tenga un valor entre 0.4 y 1.0 m/h (*Metcalf & Eddy, 2007; Morillo y col., 2005*).

En forma simplificada el proceso de digestión anaerobia ocurre en dos etapas: en la primera, la materia orgánica compleja es transformada en compuestos simples como ácidos orgánicos volátiles, dióxido de carbono (CO₂), etc., por la acción de enzimas extracelulares de bacterias acetogénicas (que transforman los demás ácidos volátiles en ácido acético, hidrogeno (H₂) y dióxido de carbono (CO₂). En la segunda etapa, estos productos son transformados principalmente en metano (CH₄) y dióxido de carbono (CO₂) por la acción de las bacterias metanogénicas. Las bacterias metanogénicas en comparación con las bacterias acidogénicas, se reproducen más lentamente y son más sensibles a

condiciones adversas como a alteraciones de las condiciones del ambiente. Por lo tanto, al paso limitante del proceso es la generación de metano.



Fuente: Instituto Nacional de Ecología, 2005.

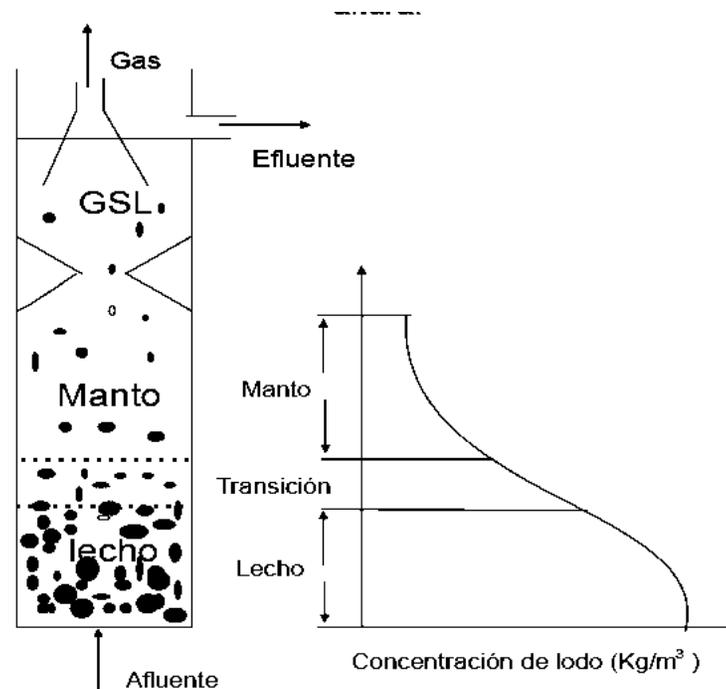
Figura 6.9. – reactor anaerobio de lecho de lodos y flujo ascendente.



Fuente: planta de tratamiento de aguas residuales de Quiroga, Michoacán, 2013
Figura 6.10. – reactor anaerobio de lecho de lodos y flujo ascendente.

La característica clave de un RALLFA es que permite el uso de altas cargas volumétricas de DQO, comparado con otros procesos anaerobios, es el desarrollo del lodo denso graduado; debido a esta formación la concentración de sólidos varía de 50 a 100 g/l en el fondo o base del reactor y de 5 a 40 g/l en una zona más difusa en la cima del manto de lodos del RALLFA (*Evaluación de la capacidad de remoción de materia orgánica de las aguas residuales de los rastros en un reactor UASB*, 2012).

El lodo formado en el reactor puede considerarse dividido en dos zonas: la zona denominada “lecho o cama de lodos”, ubicada en el fondo del reactor; y la zona denominada “manto de lodos”, que se encuentra sobre la primera. La diferencia de estas dos zonas es la compactación del lodo, esto porque en la “cama de lodos” el lodo es mucho más compacto que en el “manto de lodos” figura 6.11.



Fuente: Evaluación de la capacidad de remoción de materia orgánica de las aguas residuales De los rastros en un reactor UASB, Morelia, Michoacán, 2012.

Figura 6.11.- Representación esquemática de un reactor UASB y la variación de la concentración de lodo con la altura.

Los separadores sólido-líquido ubicados en la parte superior del reactor sirven para sedimentar los sólidos y colectar el gas. Esta separación crea una zona de bajo nivel de turbulencia en donde un 99% del lodo en suspensión se sedimenta y es retornado al reactor (*Evaluación de la capacidad de remoción de materia orgánica de las aguas residuales de los rastros en un reactor UASB*, 2012).

PARÁMETROS QUE AFECTAN AL PROCESO ANAERÓBICO.

- EDAD DEL LODO

Los lodos en este caso corresponden a los sólidos en suspensión. Cuando el lodo es mínimo en un digestor convencional, ocurre la máxima velocidad del proceso. El lodo mínimo, en este caso está limitado a que las bacterias no sean barridas en el efluente.

- NIVEL DE MEZCLADO O CONTACTO.

En digestores convencionales se debe prever un sistema de agitación o en caso contrario la velocidad del proceso será bastante reducida debido a que no ocurrirá suficiente tiempo de contacto entre las

bacterias y la materia orgánica provocando algunas zonas muertas, ocasionando que se pierda parte de la capacidad del reactor.

- TEMPERATURA.

Las bacterias metanogénicas (son las encargadas de generar el metano dentro del digestor), estas son bastante sensibles a variaciones de temperatura, por lo que deberá evitar esta situación, esto se logra instalando un controlador de temperatura, para mantenerlo en óptimas condiciones y siga con la generación de biogás.

La digestión anaerobia ocurre entre los rangos mesofílicos (15 a 45°C) o termofílicos (50 a 65°C) de temperatura. En el rango mesofílico la digestión anaerobia se desarrolla mejor en temperaturas de los 30 hasta 40°C (la temperatura óptima va desde los 35 a 37 °C) se recomienda operarlo con temperaturas de pocas variaciones.

- TÓXICOS.

La primera consecuencia más notable de las descargas de choque de los compuestos tóxicos es una baja en la producción de gases: la segunda es la elevada concentración de ácidos volátiles en los lodos en digestión.

Algunas sustancias identificadas como tóxicas para la digestión anaerobia, en función de su concentración en que se encuentren son:

- Ácidos volátiles.
- Cianuros (CN). (cosméticos, tintes, pinturas, sal de mesa)
- Fenoles. (detergentes, pinturas, fertilizantes)
- Metales alcalinos y alcalinotérreos (berilio, magnesio, calcio, estroncio, bario y radio.
- Metales pesados.
- Nitratos (sales de ácido nítrico).
- Nitrógeno amoniacal.
- Oxígeno.
- Sulfatos (sales de ácido sulfúrico)
- Surfactantes.(Sustancia que reduce la tensión superficial de un líquido, y que sirve como agente humectante o detergente)

Para aguas residuales que contienen compuestos tóxicos que afectan potencialmente el desarrollo microbiano, se pueden tratar con digestión anaerobia usando: disolución del agua residual, recirculación de la digestión, mezcla con otra agua residual, pre- acidificación, etc.

En cuanto a los sulfatos, las bacterias, las bacterias reductoras compiten con las metanogenicas por el hidrogeno, en presencia de sulfatos. El ácido sulfhídrico producido por la reducción de sulfatos es altamente toxica para las bacterias, llegando a disminuir la población y a su vez la producción de gas metano.

VENTAJAS:

- Necesidad de espacio relativamente pequeño para las instalaciones debido a la aplicación de altas velocidades de carga orgánica.
- Cierta grado de resistencia a sustancias toxicas.
- Soporta las Variaciones de carga orgánica.
- Soportan tiempos grandes sin alimentación (varios meses sin ser deteriorado).
- No necesita equipo electromecánico.
- Potencialidad de aplicarse en comunidades de cualquier tamaño.
- Bajos costos de inversión y operación
- Alta eficiencia de tratamiento
- Producción de una fuente de energía (gas metano) que puede servir para calentar el agua residual hasta la temperatura de operación.
- Baja producción de lodo en exceso.

DESVENTAJAS:

- la remoción de materia orgánica es inferior en un 10% contra los procesos aerobios, cuando son bien operados.
- Requieren de un tiempo mayor para su completa estabilización, debido a la baja tasa de reproducción de las bacterias anaerobias. El tiempo estimado es de 3 a 6 meses a menos que se haga inoculación o siembra de bacterias independiente mente el tamaño de la población.
- Insuficiente generación de alcalinidad y metano cuando se depuran aguas residuales muy diluidas.
- El proceso es lento a bajas temperaturas.

- Ciertos compuestos como NH_4^+ (amonio), PO_4 (fosfato) y S_2^- quedan en disolución. Por este motivo, si es necesario, se tiene que usar un tratamiento posterior, como zanjas de oxidación, humedales artificiales.

EL DIAGNÓSTICO

El reactor anaerobio de lecho de lodos y flujo ascendente (RALLFA), es un sistema atractivo para el tratamiento de las aguas residuales domésticas, gracias a su bajo costo de inversión inicial, el mantenimiento es mínimo, tiene eficiencia aceptable en el tratamiento de aguas residuales domésticas, poco espacio requerido, poco personal capacitado, además de que genera pocos lodos y tiene generación de gas metano, entre otras más. Con todas estas ventajas se optara por proponer este sistema como tratamiento de agua residual. Para la disminución de las desventajas que este sistema tiene, como las mencionadas anteriormente se proponen algunas adaptaciones para disminuirlas.

Lo desfavorable de este sistema es que no remueve la materia orgánica completamente, esto se pudiera resolver con la incorporación de un sistema adicional como lo es un humedal artificial, para la remoción de la carga orgánica, como de fosforo, nitrógeno, DBO y DQO, además para mantener la temperatura del reactor adecuada, se le pudiera instalar un sistema de control de temperatura para que no varié demasiado la temperatura y pueda producirse adecuadamente la degradación de la materia orgánica y obtener de ello gas metano.

6.3.4.- SELECCIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO

De los sistemas mencionados anteriormente se ha seleccionado un sistema en particular, siendo este el sistema del reactor anaerobio de lecho de lodos y flujo ascendente (RALLFA). Por ser económico en varios aspectos como espacio, bajos costos de inversión y operación, mantenimiento mínimo y no necesita equipo electromecánico para que funcione, solo se le han propuesto algunas modificaciones para optimizar su rendimiento en el proceso de depuración de las aguas,) como es el controlador de temperatura, esta alternativa es seleccionada para Cuanajo una localidad de temperatura promedio relativamente media $T = 16^\circ\text{C}$. Así que su diagrama flujo del agua residual propuesto para el saneamiento de Cuanajo será el siguiente que se encuentra representado en la figura 6.12.

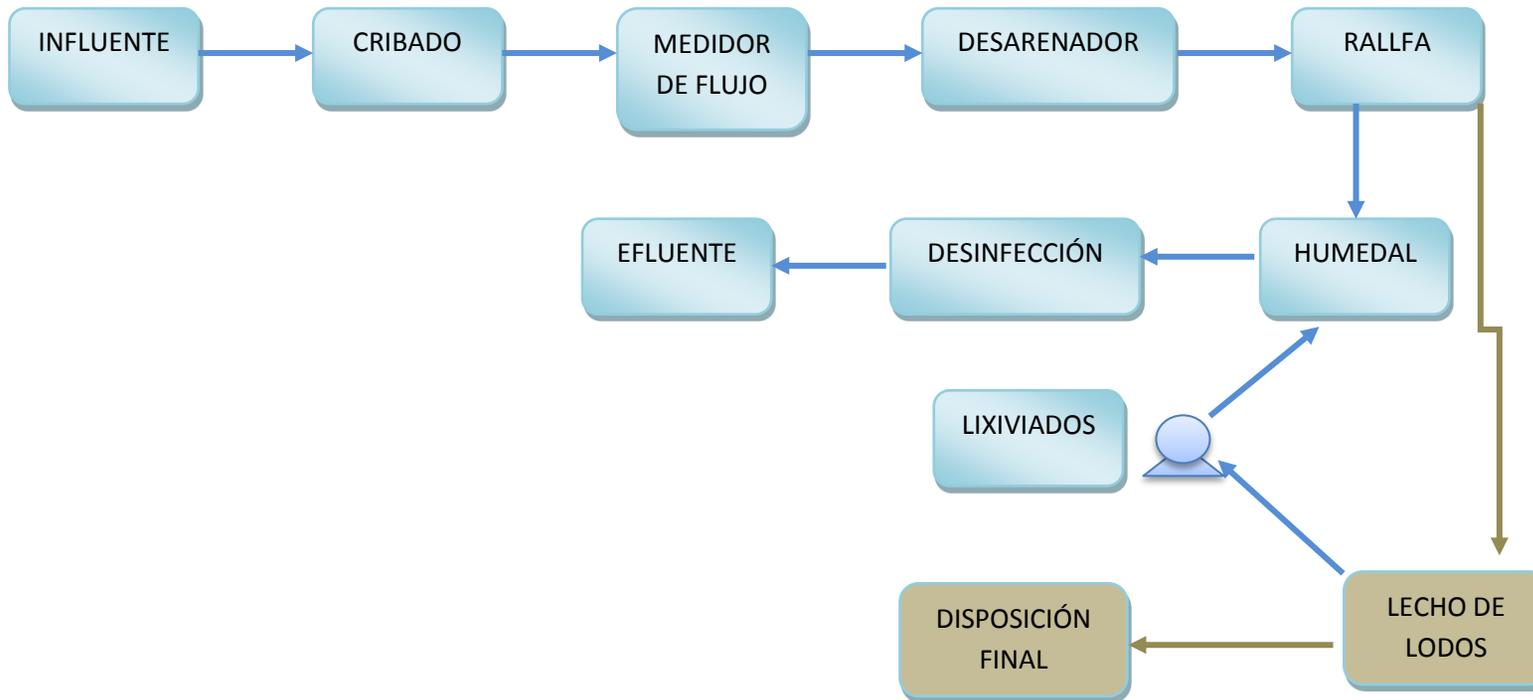


Figura 6.12.- Diagrama de flujo del tratamiento de aguas residuales para Cuanajo.

6.4.- DESINFECCIÓN

La desinfección consiste en la destrucción selectiva de los organismos que causan enfermedades. No todos los organismos se destruyen durante el proceso de tratamiento de aguas residuales. En el campo de las aguas residuales, encontramos tres categorías de organismos pertenecientes a los intestinos de origen humano de mayores consecuencias en la producción de enfermedades son las bacterias, los virus y los quistes amebianos.

Las enfermedades bacterianas más comunes transmitidas por el agua son: la tifoidea, el cólera, la paratifoidea y disentería bacilar.

Las enfermedades causadas por el virus y transmitidas por el agua son la poliomielitis y la hepatitis infecciosa.

Los métodos más empleados en la desinfección son los mencionados a continuación y resumidos en la tabla 6.4.

- Agentes químicos
- Agentes físicos
- Medios mecánicos
- Radiación

Tabla 6.4.- 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.-Electromagnetica
2.-Calor	2.-Bromo	2.-Desarenadores	2.-Acustica
3.-Filtración	3.-Yodo	3.- Sedimentación	3.-Particulas
	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.- ácidos y álcalis		
	12.- Agua oxigenada		

Fuente: apuntes de la materia de plantas de tratamiento de aguas, 2010.

Para que un desinfectante cumpla con sus objetivos deberá 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 toxico al hombre ni a los animales.
- Costo razonable, seguridad y facilidad en su manejo, transporte, almacenamiento y aplicación.
- Proporcionar una protección residual contra la posible re contaminación del agua antes de su uso.

La cloración es el método más empleado para realizarla desinfección del agua, el cloro es utilizado como gas cloro y como sus componentes compuestos: hipoclorito de sodio y calcio, el dióxido de cloro y la cal clorada. El amplio uso del cloro se debe a su disponibilidad como gas, líquido y polvos, además a su economía y a su fácil aplicación, debido a sus relativas solubilidades.

Las principales reacciones del cloro conforme se va adicionando al agua son:

- Reacción con los compuestos reductores, es cuando el cloro empieza a reaccionar.
- Reducción con los compuestos orgánicos, como los que contienen azúcar, carbón.
- Reacción con el amoniaco para producir cloraminas, son por la orina que lleva el agua residual.
- Formación del cloro libre residual.

El cloro utilizado en las primeras reacciones (1 y 2) se conoce como demanda de cloro, el cloro formado para las cloraminas es el cloro residual combinado; el cloro necesario para la destrucción de las cloraminas, se denomina cloración al punto de ruptura o quiebre y el cloro que forma el ácido hipocloroso y el ion hipoclorito (compuestos responsables del poder de desinfectante del cloro) se conoce como cloro libre residual disponible.

- DOSIFICACION DEL CLORO

Existen dos tipos de dosificadores: son aquellos que dosifican directamente el gas y los que lo dosifican mediante una solución concentrada de cloro en agua.

Los dosificadores de gas (figura 6.13 y 6.14) se emplean como equipo de emergencia y en plantas pequeñas. La capacidad de dosificación máxima es de 34 kg/día al aplicar el cloro en tuberías, y de 136 kg/día cuando la dosificación es directa en el canal o tanques abiertos. La distancia mínima del equipo al punto de aplicación debe de ser 8 m para evitar problemas de corrosión en válvula y equipo.



Fuente: planta de tratamiento en Quiroga, Michoacán.2013.

Figura 6.13 y 6.14. –Dosificadores de cloro gas y cilindros de cloro gas.

Los dosificadores de solución se localizan cercanos al punto de aplicación para evitar la pérdida de carga en la conducción. La capacidad de los dosificadores varía de 45 g/día a 3,600 kg/día.

- PRECAUSIONES PARA EL MANEJO CORRECTO DEL CLORO

Debido a la gran toxicidad del gas cloro, se deben de tomar las siguientes precauciones en el lugar de almacenamiento del mismo:

- la temperatura del almacén no debe descender de 10°C ni superar los 25°C.

- contar con un sistema de ventilación, por ser un gas más denso que el aire, las ventilas deben de localizarse a nivel de piso.
- Los tanques de cloro en servicio deben de instalarse sobre básculas para verificación de su contenido.
- Contar con equipo e instalaciones de emergencia así como de un detector de cloro conectado a una alarma.
- Las instalaciones de manejo de cloro deben estar alejadas de oficinas, laboratorios y centros de control.

Los estanques típicos que se utilizan para hacer la cloración del agua son como el que se muestra en la figura 6.15.



Fuente: planta de tratamiento de aguas residuales en Quiroga, Michoacán, 2013.

Figura 6.15.- Tanque de contacto de cloro.

6.5.- CALCULO DE POBLACIÓN PROYECTO.

En esta parte se realizara el cálculo de la población proyecto, para después con ello obtener los gastos de diseño para hacer la propuesta del saneamiento de la población de Cuanajo.

6.5.1.- VIDA ÚTIL Y PERIODO DE DISEÑO.

La vida útil es el tiempo que se espera que la obra sirva a los propósitos de diseño, sin tener gastos de operación y mantenimiento elevados que hagan antieconómico su uso, o lo más desfavorable que la obra requiera ser eliminada por insuficiente.

Se considera que el periodo de diseño será el intervalo de tiempo durante la obra llegara a su tiempo de saturación, este periodo debe de ser igual o menor a la vida útil.

Los periodos de diseño están vinculados con los aspectos económicos, los cuales están en función del costo monetario, lo cual seria, a mayor tasa de interés menor periodo de diseño; sin embargo no se pueden desatender los aspectos financieros, por lo que en la selección del periodo de diseño se deben de considerar ambos aspectos. En la tabla 6.5 se muestran varios periodos de diseño en función de la población.

Tabla 6.5.- Periodos de diseño mínimo para diferentes rangos de habitantes.

Para localidades de 400 habitantes	5 años
Localidades de 400 hasta 1500 habitantes	10 años
Localidades de 1500 hasta 7000 habitantes	15 años
Localidades mayores a 7000 habitantes	20 años

Fuente: M.A.P.A.S, 2007.

Para el caso de la localidad de Cuanajo, le corresponderá el periodo de diseño de 15 años, según la tabla anterior como mínimo, se tomara como periodo de diseño los 20 años, para garantizar un mejor servicio a futuro cubriendo algunas fallas que los métodos estadísticos no pudieran considerar en su cálculo, como pudiera ser el arraigo de turistas de cada fin de semana que llegan a acudir al lugar por las artesanías que se exponen a diario.

6.5.2.- POBLACIÓN PROYECTO.

El primer punto importante a establecer es la elaboración de un proyecto para abastecimiento de agua potable, alcantarillado o saneamiento es el número de habitantes por servir y evidentemente la población actual.

Para esto se es necesario conocer el número de habitantes que haya tenido la población en estudio en años anteriores, los que tenga actualmente y los que vaya a tener al final del periodo que se tenga contemplado para la elaboración del proyecto.

Este estudio se apoya en datos estadísticos recabados generalmente cada 10 años por medio de los censos oficiales de población y vivienda.

Está bien sabido que las poblaciones crecen por nacimientos, inmigración y anexión principalmente, decrecen principalmente por muertes y emigración. Cada uno de estos elementos tiene gran influencia por los factores sociales, económicos y del medio ambiente que tienen que ver con la localidad.

Para realizar el cálculo de población proyecto de la población de Cuanajo utilizaremos los métodos conocidos como, el método aritmético, método geométrico y método de mínimos cuadrados.

6.5.2.1.- MÉTODO ARITMETICO

En este método se considera que el incremento de población es constante y consiste en obtener el promedio anual de años anteriores y aplicarlos al futuro en base a las formulas siguientes:

$$P_f = P_a + IN$$

De donde tenemos que:

P_f = Población futura

P_a =Población actual (la del último censo)

I = Incremento promedio = $\sum \frac{ID}{N_D}$

ID = Incremento decenal = $\frac{P_D - P_{D-1}}{n}$

P_D = Población de cada decena

P_{D-1} = Población de la decena anterior.

N = Años transcurridos desde P_D y P_{D-1} .

N_D = Numero de decenas.

El registro de población se presenta en la tabla 6.6, para todos los temas desarrollados en esta sección del cálculo de población proyecto.

Tabla 6.6.-Registro de los últimos censos poblacionales de la localidad.

No	AÑO	POBLACION	INCREMENTO
	1960	1653	0
1	1970	2958	130.50
2	1980	3761	80.30
3	1990	4631	87.00
4	2000	4978	34.70
5	2010	4758	-22.00

El incremento promedio es $I = 62.10$

Aplicando la formula $P_f = P_a + IN$ obtenemos los siguientes valores expresados en la tabla 6.7.

Tabla 6.7.- datos obtenidos para la proyección de población futura.

AÑO	POBLACION
2014	5006
2015	5006
2020	5379
2025	5690
2030	6000
2034	6248

6.5.2.2.- MÉTODO GEOMÉTRICO

El principio que se basa este método es en el de suponer que la población tendrá un incremento análogo al que sigue capital aumentando en sus intereses, esto es siguiendo la fórmula del interés compuesto en donde el rédito es el factor de crecimiento.

Formula del interés compuesto es:

$$P_f = P_a(1 + r)^n$$

De donde tenemos que:

P_f = Población futura

P_a = Población actual

r = tasa de crecimiento

n = años transcurridos

$$(1 + r) = \left(\frac{P_D}{P_{(D-1)}} \right)^{\left(\frac{1}{n}\right)}$$

De donde tenemos:

P_D = población de cada decena

$P_{(D-1)}$ = Población de cada decena anterior.

n = Años transcurridos desde P_D y $P_{(D-1)}$

Lo datos necesarios se plasman en la tabla 6.8, para aplicar el método.

Tabla 6.8.- registró de los censos de población y vivienda de la localidad.

NO	AÑO	POBLACION	(1 + r)
	1960	1653	
1	1970	2958	1.059918644
2	1980	3761	1.024307886
3	1990	4631	1.021026807
4	2000	4978	1.007251705
5	2010	4758	0.995490121
			5.107995164
	(1+r) promedio =		1.021599033

Tenemos el valor de (1+r) promedio = 1.0215

Aplicando la formula $P_f = P_a(1 + r)^n$, obtenemos los valores de la tabla 6.9.

Tabla 6.9.- proyección de población futura.

AÑO	POBLACION
2014	5183
2015	5295
2020	5892
2025	6556
2030	7295
2034	7946

6.5.2.3.- METODO DE MINIMOS CUADRADOS

Donde al derivarse con respecto a cada uno de los coeficientes se obtienen ecuaciones normales y se resuelven en forma simultánea, los datos y resultados se expresan en tabla 6.70:

$$A_1 = \frac{n \sum X_i Y_i - \sum X_i Y_i}{n \sum X_i^2 - (\sum X_i)^2} \quad Y \quad B_1 = \bar{y} - (A_1 * \bar{x})$$

Tabla 6.70.- Datos de inicio del método.

NO	AÑO	POBLACION			
	1960	Yi	xi	xi^2	xiyi
1	1970	2958	10	100	29580
2	1980	3761	20	400	75220
3	1990	4631	30	900	138930
4	2000	4978	40	1600	199120
5	2010	4758	50	2500	237900
	SUMA	21086	150	5500	680750

Sustituyendo en las ecuaciones de “a” y “b” tenemos:

$$\begin{array}{lclclcl}
 n = & 5 & \sum x_i y_i = & 680750 & \sum x_i^2 = & 5500 \\
 \sum x_i = & 150 & \bar{x} = & 30 & & \\
 \sum y_i = & 21086 & \bar{y} = & 4217.2 & &
 \end{array}$$

Obteniendo los valores de para “a” y “b” son:

$$A_1 = 48.17$$

$$B_1 = 2772.1$$

Ahora aplicando la ecuación $Y_c = b + ax$, con los valores obtenidos y calcular la población futura, obteniendo la tabla 6.71.

Tabla 6.71.- proyección de población futura.

AÑO	POBLACION
2014	5373
2015	5421
2020	5662
2025	5903
2030	6144
2034	6337

Con base en los cálculos realizados anterior mente los tres métodos descritos y resumidos en la siguiente tabla 6.72., se tomara el promedio para determinar la población proyecto expresados en la tabla 6.73.

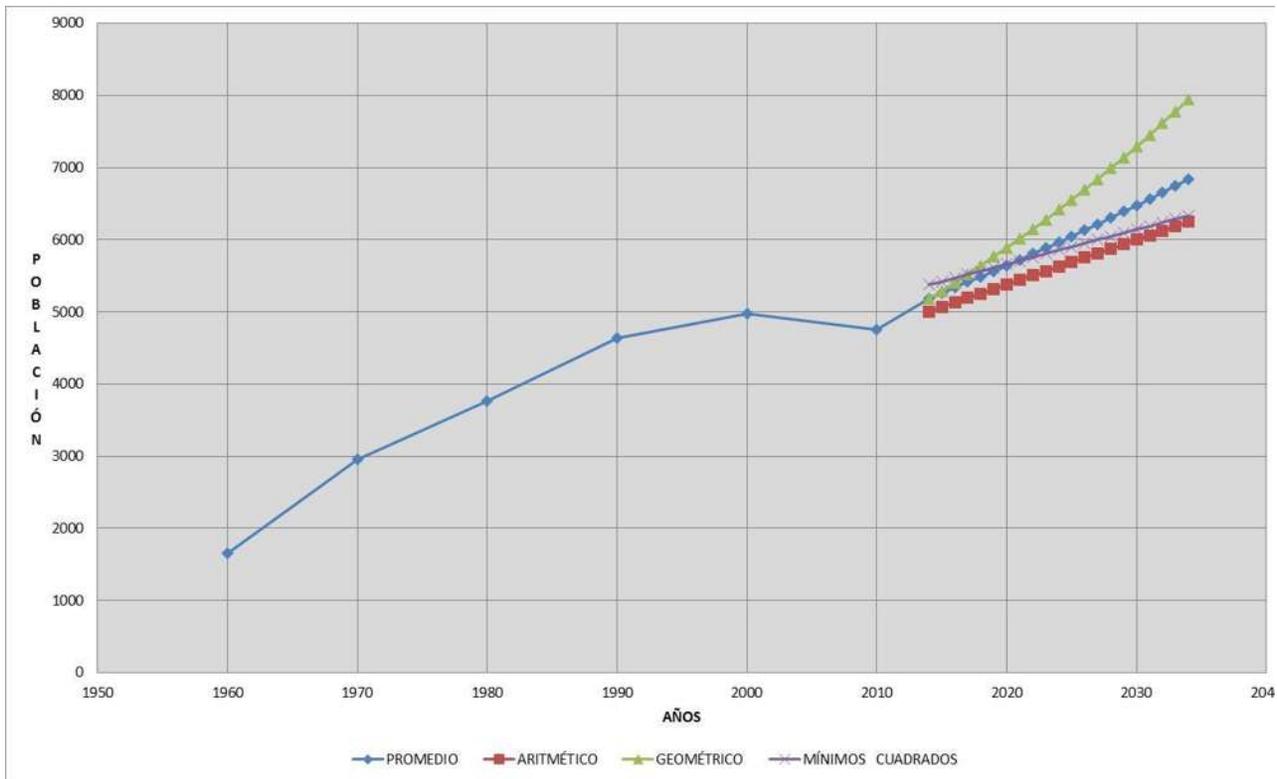
Tabla 6.72.- Resumen de los métodos utilizados.

POBLACIÓN PROYECTO	AÑOS					
	2013	2015	2020	2025	2030	2031
MÉTODO						
ARITMÉTICO	4944	5069	5379	5690	6000	6062
GEOMÉTRICO	5073	5295	5892	6556	7295	7453
MÍNIMOS CUADRADOS	5325	5421	5662	5903	6144	6192
SUMA	15342	15784	16933	18149	19439	19707
PROMEDIO	5114	5261	5644	6050	6480	6569
POBLACION PROYECTO						6569

Tabla 6.73.- Datos que se utilizaron para la proyección de la población.

NO.	AÑO	MÉTODO			
		ARITMÉTICO	GEOMÉTRICO	MÍNIMOS CUADRADOS	PROMEDIO
1	1960				1653
2	1970				2958
3	1980				3761
4	1990				4631
5	2000				4978
6	2010				4758
7	2014	5006	5183	5373	5187
8	2015	5069	5295	5421	5261
9	2016	5131	5409	5470	5336
10	2017	5193	5526	5518	5412
11	2018	5255	5645	5566	5489
12	2019	5317	5767	5614	5566
13	2020	5379	5892	5662	5644
14	2021	5441	6019	5710	5723
15	2022	5503	6149	5759	5804
16	2023	5565	6282	5807	5885
17	2024	5627	6417	5855	5967
18	2025	5690	6556	5903	6050
19	2026	5752	6697	5951	6133
20	2027	5814	6842	5999	6218
21	2028	5876	6990	6048	6304
22	2029	5938	7141	6096	6392
23	2030	6000	7295	6144	6480
24	2031	6062	7453	6192	6569
25	2032	6124	7614	6240	6659
26	2033	6186	7778	6289	6751
27	2034	6248	7946	6337	6844

De los cuales del año 1960 al 2010 fueron recabados de los censos de población y vivienda 2010, la población proyectada será de 6844 habitantes para el año 2034, la tendencia de los datos se encuentra plasmada en la gráfica 6.1.



Gráfica 6.1.- Representación gráfica del comportamiento de la proyección de población para la comunidad de Cuanajo, municipio de Pátzcuaro, Michoacán.

6.5.3.- GASTOS DE DISEÑO.

Los gastos de diseño se calculan a partir de que tenemos la población estimada de proyecto, para después calcular los gastos de diseño los cuales nos servirá para el diseño de redes de abastecimiento o redes de alcantarillado sanitario, etc. Para nuestro caso se utilizaran para el diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales.

6.5.3.1.- DOTACIÓN.

Es el volumen de agua que se considera el consumo de todos los servicios que se hacen por habitante por día, incluyendo pérdidas físicas. La dotación se obtiene a partir de las demandas, se determina para cada año dentro del periodo de diseño, dividiéndose la demanda total entre número total de habitantes en la zona de estudio en el año considerado, en unidades de lt/hab/día.

La dotación es el resultado de la división de la suma de las demandas requeridas por la localidad para nuestro caso se propondrá una dotación de 100 lt/hab/día. Es la que se recomienda para sistemas rurales de alcantarillado.

6.5.3.2.- APORTACIONES DE AGUAS RESIDUALES.

La aportación de aguas residuales es el volumen diario de las aguas residuales que se pretende entregar a la red de alcantarillado. La aportación se es representada por un porcentaje del valor de la dotación, ya que existe un volumen de líquido que no entrega a la red de alcantarillado, como el consumo humano, riego de jardines o cultivos, lavado de autos, etc.

Considerando lo anterior, se adopta como aportación de aguas negras del 80% de la dotación de agua potable, considerando que el resto se consume antes de llegar a la redes de atarjeas, El cálculo de las aportaciones se realiza para las condiciones actuales y futuras de la localidad.

6.5.3.3.- COEFICIENTES DE VARIACIÓN.

Los coeficientes de variación se derivan de la fluctuación de la demanda debido a los días laborables y otras actividades.

Los requerimientos de agua para un sistema de distribución no son constantes durante el año, ni el día, sino que la demanda varía en forma diaria y horaria. Debido a la importancia de estas fluctuaciones para el abastecimiento de agua potable, es necesario obtener los gastos máximo diario y gasto máximo horario, los cuales se determinan multiplicando el coeficiente de variación diaria por el gasto medio diario y el coeficiente de variación horaria por el gasto máximo diario respectivamente.

Cuando se trata de comunidades rurales la comisión nacional del agua (C.N.A.) recomienda los siguientes valores para poblaciones chicas:

CONCEPTO	VALORES
Coeficiente de variación diaria (CVD)	1.20
Coeficiente de variación horaria (CVH)	1.55

6.5.3.4.- GASTO MEDIO DIARIO.

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

El gasto medio diario se calcula con la siguiente expresión:

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

De donde tenemos:

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

D = Dotación, en L/hab/día.

86,400 = segundos de un día.

6.5.3.5.- GASTO MÁXIMO DIARIO.

Es el caudal que debe de proporcionar la fuente de abastecimiento, y se utiliza para diseñar la obra de captación, equipos de bombeo, línea de conducción antes del tanque de regulación y el tanque de regularización. Y es obtenido a partir del gasto medio, con la siguiente expresión:

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

De donde tenemos que:

Q_{Md} = Gasto máximo diario, en l/s.

CV_d = Coeficiente de variación diaria.

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

6.5.3.6.- GASTO MÁXIMO HORARIO.

Para satisfacer las necesidades de la población en un día de máximo consumo, y a la hora de máximo consumo en un año tipo, respectivamente.

Este gasto se utiliza principalmente para el diseño de líneas de alimentación a la red y red de distribución, de la expresión:

$$Q_{mh} = CV_h(Q_{med})$$

De donde:

Q_{mh} = Gasto máximo horario, en l/s

CV_h = Coeficiente de variación horaria

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

PARA LAS AGUAS RESIDUALES SE UTILIZAN LOS SIGUIENTES GASTOS DE DISEÑO:

6.5.3.7.- GASTO MEDIO.

Es el valor del caudal de aguas residuales en un día de aportación promedio al año. La CNA considera que el alcantarillado debe construirse herméticamente, por lo que no se adicionará al caudal de aguas negras el volumen por infiltraciones.

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

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

De donde tenemos:

Q_{med} : Gasto medio de las aguas negras, en l/s.

A_p = Aportación de las aguas negras en l/hab/día.

P = Población en número de habitantes.

86,400 = Segundos de un día.

Para localidades con zonas industriales, que aportan al sistema de alcantarillado volúmenes considerables, se debe adicionar al gasto medio, el gasto de aportación obtenido.

6.5.3.8.- GASTO MÍNIMO.

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

$$Q_{min} = 0.5 * Q_{med}$$

El límite inferior que se permite para el Q_{min} es de 10.5 l/s, lo que significa que en los tramos iniciales de la red de alcantarillado, cuando resulten valores de gastos mínimos menores 1.5 l/s, en automático se deberán de utilizar estos valores en el diseño, se ha observado que 1.5 l/s es el gasto que genera la descarga de un excusado con tanque de 16 litros (excusado tradicional). Sin embargo, actualmente existe una tendencia a la implantación de muebles de bajo consumo.

6.5.3.9.- GASTO MÁXIMO INSTANTÁNEO.

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

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

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

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

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

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

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

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

$$Q_{MAX\ INST} = M(Q_{MED})$$

$Q_{MAX\ INST}$ = Gasto máximo instantáneo, en l/s.

M = Coeficiente de Harmon o de variación máxima instantánea.

6.5.3.10.- GASTO MÁXIMO EXTRAORDINARIO.

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

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

En los casos en que se diseñe un sistema nuevo apegado a un plan de desarrollo urbano que impida un crecimiento desordenado y se prevea que no existan aportaciones pluviales de los predios vecinos, ya que estas serán manejadas por un sistema de drenaje pluvial por separado, el coeficiente de seguridad será 1.0.

En los casos en que se diseñe la ampliación de un sistema existente de tipo combinado, previendo las aportaciones extraordinarias de origen pluvial, se podrá usar un coeficiente de seguridad 1.55.

Para el cálculo del gasto máximo extraordinario resulta:

$$Q_{MAX\ EXT} = CS(Q_{MAX\ INST})$$

De donde:

$Q_{MAX\ EXT}$ = Gasto máximo extraordinario, en l/s.

CS = Coeficiente de seguridad.

$Q_{MAX\ INST}$ = Gasto máximo instantáneo, l/s.

Ya contando con los datos necesarios para realizar el cálculo de gastos de diseño, se resume en la siguiente tabla 6.74 y 6.75.

Tabla 6.74.- Gastos de agua potable

Años	2014	2015	2020	2025	2030	2031
Población	5187	5261	5644	6050	6480	6844
Gasto medio diario (l/s)	6.00	6.09	6.53	7.00	7.50	7.92
Gasto máximo diario (l/s) CVD =1.2	7.20	7.31	7.84	8.40	9.00	9.51
Gasto máximo horario (l/s) CVH =1.55	11.17	11.33	12.15	13.02	13.95	14.73

Tabla 6.75.- Gastos para diseño de alcantarillado sanitario, con los que se diseñara la PTAR.

Años	2014	2015	2020	2025	2030	2034
Población	5187	5261	5644	6050	6480	6844
Aportación de aguas residuales 80%	80	80	80	80	80	80
Gasto medio (l/s)	4.80	4.87	5.23	5.60	6.0	6.34
Gasto mínimo (l/s)	2.40	2.44	2.61	2.80	3.00	3.17
Coeficiente de Harmon	3.23	3.22	3.20	3.17	3.14	3.12
Gasto máximo instantáneo (l/s)	15.51	15.71	16.70	17.74	18.83	19.75
Gasto máximo extraordinario (l/s)	23.27	23.56	25.05	26.61	28.25	29.62

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

6.6.1.- PRETRATAMIENTO.

Teniendo los datos de proyecto anteriores calculados los que se muestran en la siguiente tabla 6.76 iniciaremos el diseño de la planta de tratamiento.

Tabla 6.76.- Gastos obtenidos del análisis para el proyecto de diseño de PTAR.

Población	6844	Habitantes
Gasto medio	6.34	L/s
Gasto mínimo	3.17	L/s
Gasto máximo instantáneo	19.75	L/s
Gasto máximo extraordinario	29.62	L/s

- CANAL DE APROXIMACION A LAS REJILLA

Se propondrá un canal rectangular, el ancho del canal será de $b = 0.30$ m, de modo que albergara perfectamente al tubo emisor. Sus paredes y piso serán de concreto pulido.

Se calcularán las características del canal para su condición limite mínima, es decir, para el gasto mínimo que conducirá ($Q_{min} = 3.17$ l/s). por tanto la sección transversal al flujo del canal (A) considerando una velocidad recomendada de ($V = 0.3$ m/s).

$$A = \frac{Q_{min}}{V} = \frac{0.00317}{0.3} = 0.0106 \text{ m}^2$$

Como $A = b * Y_{min}$ despejaremos a Y_{min}

$$\text{Resultando } Y_{min} = \frac{A}{b} = \frac{0.0106}{0.30} = 0.035 \text{ m.}$$

La sección transversal se aprecia en la figura 6.16. Del canal de aproximación.

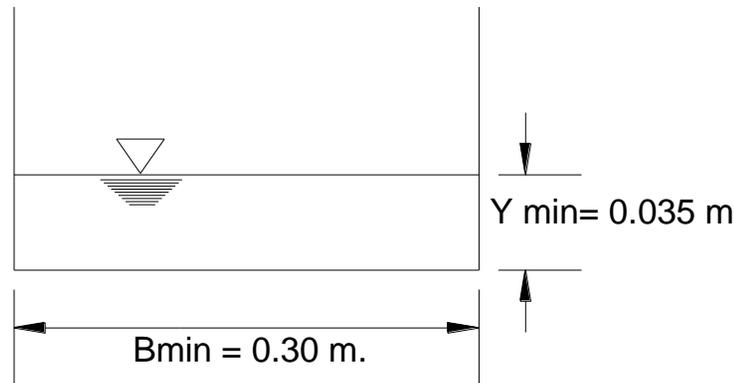


Figura 6.16.- sección transversal del canal de aproximación.

La pendiente mínima (S_{min}), correspondiente al gasto mínimo (Q_{min}) depende del radio hidráulico (R_h) el cual está definido por:

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{A}{2Y_{min} + b} = \frac{0.0106}{2(0.035) + 0.30} = 0.029 \text{ m.}$$

De donde P = Perímetro mojado (en m).

Con la ecuación de Manning se calculara la pendiente mínima, la cual resulta:

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

Despejando la pendiente:

$$S_{min} = \left(\frac{V \cdot n}{R h^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0.3 \cdot 0.013}{0.029^{2/3}} \right)^2 = 0.0017 \approx 0.002$$

De donde n = 0.013 = Coeficiente de rugosidad del concreto y es adimensional.

Ahora para el gasto máximo instantáneo ($Q_{maxinst.}$), el valor del (Y_{max}) con la (S_{min}) será de:

$$Q_{maxinst} = (A)(V) = [(b)(Y_{max})] \left[\frac{1}{n} S_{min}^{1/2} \left(\frac{(b)(Y_{max})}{2Y_{max} + b} \right)^{2/3} \right]$$

Agrupando los términos tenemos:

$$\left[\left(\frac{Q * n}{b * S_{min}^{\frac{1}{2}}} \right) \right] = \left[\left(\frac{b * Y_{max}}{2Y_{max} + b} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$$

Ahora sustituyendo términos:

$$\left[\left(\frac{0.01975 * 0.013}{0.30 * 0.002^{\frac{1}{2}}} \right) \right] = \left[\left(\frac{b * Y_{max}}{2Y_{max} + b} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$$

Simplificando:

$$0.0205 = \left[\left(\frac{b * Y_{max}}{2Y_{max} + b} \right)^{\frac{2}{3}} \right]$$

Resolviendo la expresión anterior tenemos que $Y_{max} = 0.124$ m.

La altura total que tendrá si proponemos un bordo libre de 0.3 m es de:

$$0.124 + 0.3 = \mathbf{0.425 \approx 0.50 \text{ m.}}$$

- CALCULO DE REJILLAS Y NUMERO DE BARRAS

Para el cálculo del número de barras y el espacio entre ellas, se considera un espesor de barra (e) de 0.8 cm con separación entre los elementos (E) de 2.5 cm, tal como se aprecia en la siguiente figura 6.17 y como se especifica en el manual para la selección de sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos” editado por la C.N.A. (Volumen V, Capitulo III, pag.b1-2)

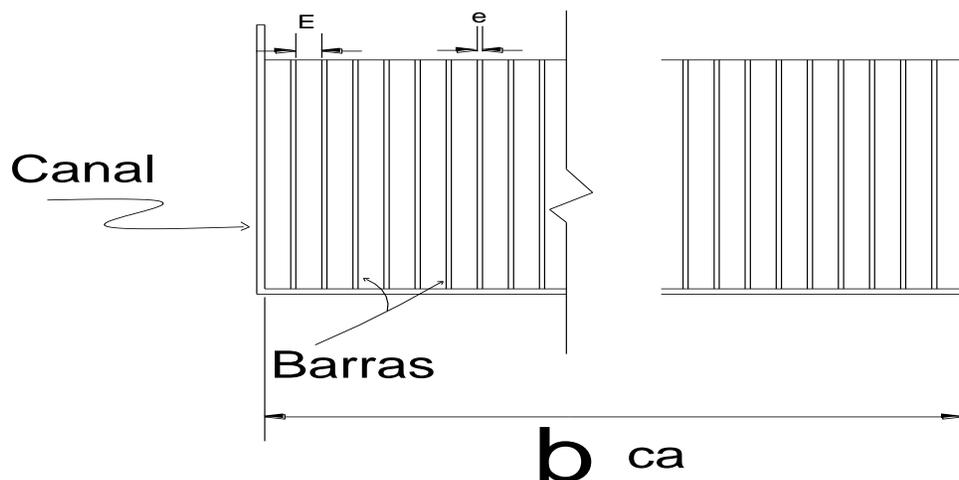


Figura 6.17.- vista en elevación de las rejillas tipo.

- BARRAS FINAS

$$N = \frac{b - e}{E + e} = \frac{30 - 0.8}{1.5 + 0.8} = 12.70 = \mathbf{13 \text{ barras}}$$

De donde tenemos que:

N = Numero de barras

b = Ancho del canal de aproximación (cm)

e = espesor de la barra (cm)

E = Separación entre ellas (cm)

Entonces el número de espacios entre las rejillas es de

Espacios = N+1 = 13+1 = **14 espacios.**

- BARRAS MEDIAS

$$N = \frac{b - e}{E + e} = \frac{25 - 0.8}{2.5 + 0.8} = \mathbf{8.85 = 9 \text{ barras}}$$

Entonces el número de espacios entre las rejillas es de

Espacios = N+1 = 9+1 = 10 espacios.

La longitud ocupada por la rejilla en el canal desarenador (I_R), se considera que estará inclinada a 45° con respecto al piso del mismo. Así, del corte transversal de la figura tenemos que:

$$\mathbf{Tg45^\circ = \frac{0.30}{I_R}} \quad \text{Despejando tenemos que: } I_R = 0.30 \text{ m.}$$

- DESARENADORES

Se diseñaran dos canales desarenadores idénticos, mientras uno esté en operación el otro podrá estar en mantenimiento, la sección del canal será rectangular, el cual se esperara un gasto máximo instantáneo de ($Q_{\text{max inst}} = 19.75 \text{ l/s}$).

Para calcular el ancho de los canales desarenadores (b), se considerara una velocidad del flujo de 0.3 m/s, (la cual nos garantizaría el asentamiento de las partículas sedimentables).

$$\mathbf{b = \frac{Q_{\text{MAX INST}}}{V * Y_{\text{MAX}}} = \frac{0.01975}{0.30 * 0.124} = 0.53 \text{ m}}$$

La transición del canal de aproximación a los canales desarenadores se propone que tenga un ángulo de apertura de 30°, la longitud (Lt1) será:

$$\text{tg}30^\circ = \frac{0.53}{I_{t1}} \quad \text{Despejando tenemos que: } I_{t1} = 0.917 \approx 0.92 \text{ m.}$$

La longitud de cada canal desarenador se determinara para el tirante máximo (Y_{max}), considerando que las arenas transportadas por el flujo tienen un tamaño promedio de 0.20 mm (como en general corresponde a las aguas residuales domesticas). Con esto, la velocidad de sedimentación de las partículas de arena (V_p) correspondiente es de 0.0188 (según Metcalf & Eddy). Para el caso de poblaciones con incidencia de sólidos provenientes de calles carentes de pavimento se recomienda tomar como tamaño de partículas 0.105 mm de diámetro como tamaño característico, por ser este el más desfavorable, por lo que la velocidad de sedimentación será de 0.92 cm/s como se muestra en la tabla 6.77.

Tabla 6.77.- Tamaño de partículas con velocidades de sedimentación.

Tamaño de partículas	Velocidad de sedimentación (cm/s)
0.833	7.47
0.595	5.34
0.417	3.76
0.295	2.64
0.208	1.88
0.147	1.32
0.105	0.92

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

$$L_{cd} = \frac{V * Y_{max}}{V_p} = \frac{0.3 * 0.0124}{0.0092} = 4.04 \text{ m}$$

Por seguridad, se le puede agregar de un 25% a un 50% al valor obtenido de (L_{cd}) según la bibliografía de consulta (Metcalf & Eddi, 1997), por lo que será para nuestro caso un 50% adicional se considera conveniente:

$$L_{cd} = 4.04 * 1.50 = 6.06 \approx 6.10 \text{ m}$$

Lo que da una superficie para ambos canales (Sup_{cd}) de:

$$Sup = 6.10 * 2 * 0.53 = 6.46 \text{ m}^2.$$

El tren de tratamiento preliminar queda dimensionado de la siguiente forma como se muestra en la figura 6.18 para nuestra propuesta de tratamiento.

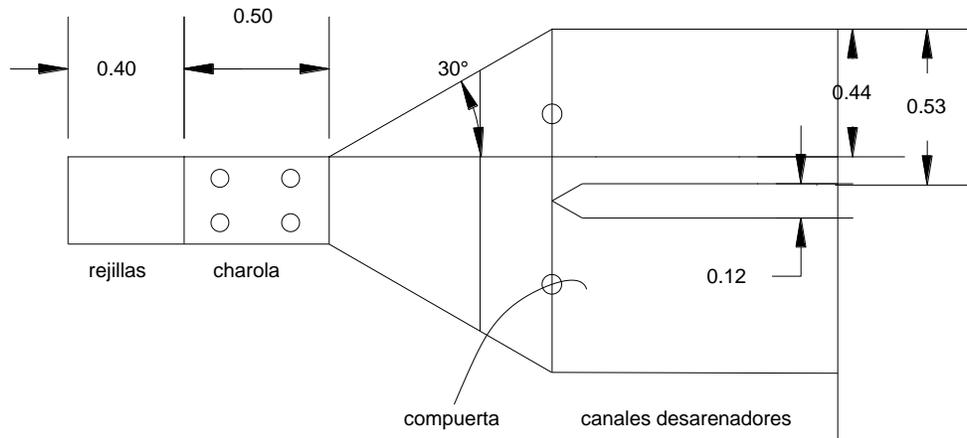


Figura. 6.18.- canal desarenador

Para el cálculo de la cámara colectora de arenas, se considera que el volumen de arena generado es de 0.00004m^3 por cada metro cubico de agua residual (según Metcalf & Eddy), por lo que en 7 días se tendrá un volumen de arena de:

$$V_{\text{arena}} = (0.00004) (0.01975) (7) = \mathbf{0.0000553 = 0.553 \text{ m}^3/\text{semana.}}$$

Con lo que la altura del nivel de arena acumulada será de:

$$H_a = \left(\frac{V}{L_{cd} * b} \right) = \left(\frac{0.553}{6.1 * 0.53} \right) = \mathbf{0.17 \frac{m}{semana} = 17 \text{ cm/semana}}$$

Por lo tanto la cámara colectora de arenas tendrá una profundidad de 0.20 m, con escalón de bajada inclinado a 45° .

Todos estos cálculos son para condiciones normales, ya para la temporada de lluvias se tendrá que hacer el desvío parcial del agua por medio de un canal de desvío, para que el gasto proyectado para el funcionamiento de la misma no sea rebasado y no pueda cumplir adecuadamente en tratado del agua residual.

- CALCULO DEL VERTEDOR PROPORCIONAL (LLAMADO SUTRO)

El vertedor tipo Sutro será el dispositivo regulador y medidor del influente. Se calculara de acuerdo a las bases de la comisión nacional del agua para su diseño, tomando como caudal de proyecto el gasto máximo instantáneo ($Q_{\text{maxinst}} = 19.75 \text{ l/s}$).

La fórmula para el diseño de los vertedores proporcionales es:

$$X = b \left(1 - \frac{2}{\pi} t g^{-1} \sqrt{\frac{Y}{a}} \right)$$

De donde:

a = 3.0 cm = Altura de la base recta del vertedor

b = 8.0 cm = Semiancho de la base del vertedor.

También se utiliza la siguiente ecuación donde se tendrá que igualar el gasto.

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

El cual será para nuestro caso el ($Q_{\text{maxinst}} = 19.75 \text{ l/s}$) el que haremos pasar por la sección, resolviendo las ecuaciones anteriores tenemos la tabla 6.78:

Tabla 6.78.- resumen de iteraciones del vertedor proporcional.

Y (cm)	X (cm)	h (cm)	Q (l/s)
0	8.0	0	1.2
0.1	7.1	0.5	1.5
0.2	6.7	1	1.8
0.3	6.4	2	2.5
0.4	6.2	3	3.1
0.5	6.0	4	3.7
1	5.3	5	4.3
2	4.5	6	4.9
3	4.0	8	6.1
4	3.6	10	7.4
6	3.1	14	9.8
8	2.8	18	12.3
10	2.6	20	13.5
14	2.2	25	16.6
18	2.0	30	19.6
20	1.9	35	22.7
25	1.7		
30	1.6		
35	1.5		

Como se observa en la tabla anterior el gasto esperado se 19.75 l/s se logra en una altura de $h = 35$ cm. O en la altura de h del vertedor tipo sutro. Por la sección se ara pasar un gasto máximo instantáneo de 19.75 l/s, el cual nuestra sección del canal es de un tirante máximo de 20 cm, con un bordo libre que se propone de 30 cm el cual termina siendo de 50 cm por un ancho de 44 cm, el cual quedara como se muestra en a figura 6.19.

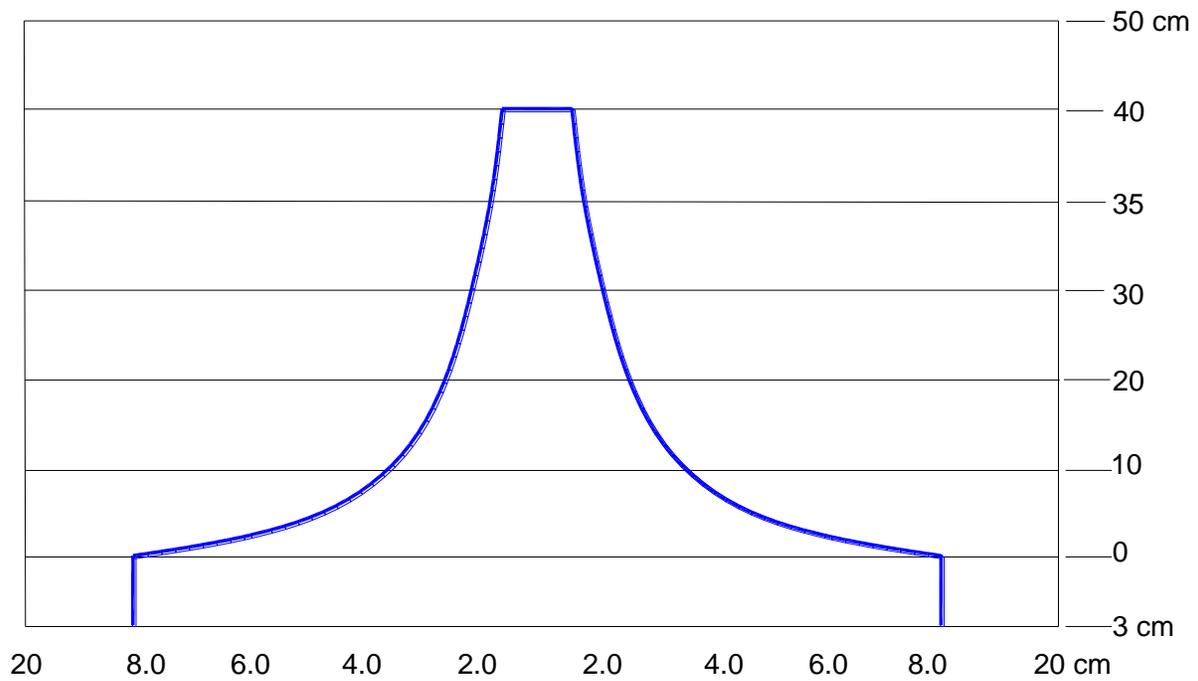


Fig. 6.19.- vertedor proporcional

6.6.2.- TRATAMIENTO PRIMARIO.

La modulación del RALLFA se llevara a cabo considerando 2 cámaras independientes con el objeto de tener mayor control en la operación del reactor, ya que en un momento dado, solo se puede operar una cámara, para poder realizar las actividades como la purga del mismo o el mantenimiento.

Para iniciar la operara de la planta, solo se creara un reactor de inicio y a futuro como las necesidades se vayas presentando se construirá el segundo reactor, la cual estará conformada por dos reactores que trabajaran a la par en un futuro dado.

Para iniciar la modulación del reactor anaerobio de lecho de lodos y flujo ascendente (RALLFA), se necesitan los siguientes datos iniciales presentados en la siguiente tabla 6.79:

Tabla 6.79.- Datos de proyecto para un RALLFA.

DATOS DE DISEÑO		
Numero de módulos	2	módulos
Q medio =	6.34	l/s
Q medio/módulo=	3.17	l/s
Temperatura del agua =	20	° C
Tiempo de retención (en la zona anaerobia) =	8	hrs.
Demanda química de oxigeno =	650	mg/l
Velocidad ascensional de líquido =	0.40	m/hr
Carga orgánica máxima aplicada =	2.0	kg DQO/m ³ - día
Carga hidráulica ≤	4	m ³ /m ³ - día
Carga superficial para sedimentación =	16	m ³ /m ² - día
Tiempo de retención en la zona de sedimentación =	1.2	hrs.
Área de influencia por orificio de alimentación =	2	m ²
Carga máxima permisible (CMP) =	no mayor a 2 kg/m ³ día	

- El Q_{medio} es el valor obtenido del análisis de gastos de diseño anteriormente realizados y con el que se diseña el tren de tratamiento primario y secundario, para condiciones normales que deberá tener el sistema en todo momento.
- La experiencia que se ha tenido con estos digestores demuestra que a temperaturas de 20°C y de 13 - 17 °C, resultaron eficiencias del orden de 65 – 85% y 55 - 70% en reducción de DQO, con tiempos de retención alrededor de 14 - 17 h. y carga hidráulica de 2 m³/m³ - día. Es obvio que existe una tendencia de aumento de eficiencia con el incremento de la temperatura, para el diseño de nuestro reactor se tomara de 20°C, es la temperatura regular que se llega a tener en las descargas de aguas residuales.
- El tiempo de retención hidráulica, es el parámetro que normalmente se utiliza para expresar la velocidad del proceso, la cual se presentara una guía de diseño en base a las aguas residuales tratadas en la tabla 6.80.

Tabla 6.80.- Guía para el diseño de un RALLFA.

Tipo de agua	Carga orgánica (kg DQO/m ³ -día)	Eficiencia DQO (%)	TRH (h)	T agua °C
Doméstica	0.14 – 0.23	38 – 70	5.5 – 9.5	17.2 – 21.7
	0.5 – 1.5	65 – 80	5 – 8	24
	1	55 - 85	14 - 17	13.0– 20.0

Fuente: instituto nacional de ecología, 2005.

Se propone una carga orgánica de 0.65 kg DQO, la cual estamos cayendo en el rango del segundo renglón de la tabla 6.80, asumiendo una eficiencia desfavorable del 65%, se propone que el tiempo de retención sea el mayor posible de 8 horas para que haya tiempo suficiente de contacto entre las bacterias, aunque la temperatura del agua es más elevada que la propuesta no afecta en mucho al diseño propuesto.

- La demanda química de oxígeno (DQO) es la cantidad de materia orgánica e inorgánica que hay en el agua y es susceptible de ser oxidada por un oxidante fuerte. En realidad no es más que las necesidades de oxígeno al margen de todo proceso biológico. La medida de la DQO nos indica la cantidad de materias oxidables presentes en el agua residual, de origen orgánico y mineral.
- La velocidad ascensional: se recomienda que sean del orden de 0.16 – 1 m/h, para aguas residuales domésticas, lo recomendable 0.50 m/h.
- Carga orgánica: este parámetro nos sirve para medir la velocidad con que ocurre la digestión anaerobia, la cual es medida con la concentración de materia orgánica / tiempo. En la tabla 6.81. Se presentan algunos parámetros de diseño. Para nuestro diseño teniendo una temperatura de 20°C se deberá de tomar 5 kg DQO/m³- día como mínimo, para nuestro caso lo limitaremos a una carga de 2.0 kg DQO/m³- día. Por seguridad.

Tabla 6.81.- Carga orgánica para el diseño.

T °C	Carga de diseño (kg DQO/m ³ – día)
40	15 - 25
30	10 – 15
20	5 – 10
15	2 – 5
10	1 - 3

Fuente: instituto nacional de ecología, 2005.

- Carga hidráulica: de un reactor es el volumen de influente añadido por unidad del volumen del reactor por día. de acuerdo con la literatura se presentan valores de carga hidráulica de 0.6 – 4 m³/m³ – día. La cual tomaremos como la máxima recomendada de 4 m³/m³-día.
- Carga superficial: para sedimentación para este tipo de reactores generalmente son “menores” de 20 – 30 m³/m² – día (0.8 – 1.2 m/h) pero pueden permitirse valores tan altos como de 2 m/h. el cual serian 50 m³/m² – día. La carga que se propondrá será de 16 m³/m² – día, el cual representaría una de 0.64 m/h.
- Área de influencia por orificio: para prevenir que no habrá zonas muertas se propone que sean de 2 m²/orificio lo normal son de 5-10 m²/orificio. La velocidad de descenso del flujo en la tubería se recomienda sea menor a 0.3 m/s, como en el punto de entrada el reactor se necesitara remover los lodos depositados en la zona sedimentada para ello se recomienda una velocidad de entrada en el reactor de 0.6 m/s, se lograra con un estrechamiento de las tuberías.
- Carga máxima aplicable: de acuerdo con la literatura recomienda que el valor máximo para estos digestores sea de 2 kg/m³ –día.
- Generación de biogás: se consideran valores promedio de la producción de biogás de aguas residuales domesticas es de 0.19 m³ biogás/m³ de reactor – día o de 200 l de biogás /kg DQO aplicada, considerando una DQO removida del 70%.
- Producción de lodos: en un RALLFA está en el rango de 0.0037 kg lodo / kg DQO (*DR Apolinar, departamento de ingeniería ambiental*)

En primera instancia convertiremos el gasto en m³/h y m³/día es como lo vamos a requerir en los análisis siguientes.

$$3.17 \frac{l}{s} = \left(\frac{3600 s}{1 hr} \right) \left(\frac{m^3}{1000 l} \right) = 11.41 m^3/hr$$

$$3.17 \frac{l}{s} = \left(\frac{86400 s}{1 dia} \right) \left(\frac{m^3}{1000 l} \right) = 273.88 m^3/dia$$

- En seguida se determinara el volumen necesario para la cámara de digestión anaeróbica el cual se expresa con la siguiente formula:

$$V = T_r * Q$$

De donde tenemos que:

V = Volumen de la cámara de digestión (m³)

Tr = Tiempo de retención (hr)

Q = Caudal de aguas residuales (m³/h)

$$V = 11.41 * 8 = \mathbf{91.30 \text{ m}^3}$$

- Determinación del área requerida para la cámara de digestión anaeróbica.

$$A = \frac{Q}{V_{asc}} = \frac{11.41}{0.35} = \mathbf{32.61 \text{ m}^2}$$

De donde:

A = área de la cámara de digestión (m²)

Q = Caudal de aguas residuales (m³/h)

Vasc = Velocidad ascensional (m/hr)

- El dimensionamiento de la altura de lodos será:

$$H = \frac{V}{A} = \frac{91.30}{32.61} = \mathbf{2.80 \text{ m}}$$

H = Altura de lodos (m) como altura mínima.

V = Volumen de la cámara de digestión (m³)

A = Área de la cámara de digestión (m²)

- Determinación del área superficial requerida para la cámara de sedimentación:

$$A_{sup} = \frac{Q}{C.S.} = \frac{273.89}{16} = \mathbf{17.12 \text{ m}^2}$$

A_{sup} = área de la cámara de sedimentación (m²)

Q = Caudal de aguas residuales (m³/día)

C.S. = Carga superficial (m³/m² día)

- Determinación del volumen de la cámara de sedimentación:

$$V = Q * T_r = 11.41 * 1.2 = \mathbf{13.69 \text{ m}^3}$$

V = volumen de la cámara de sedimentación (m³)

Q = Caudal de aguas residuales (m³/hr)

Tr = Tiempo de retención (hr)

- Determinación de la altura de la cámara de sedimentación:

$$H = \frac{V}{A_{sup}} = \frac{13.69}{17.12} = 0.80 \text{ m}$$

H = Altura de lodos (m)

V = Volumen de la cámara de digestión (m³)

A = Área de la cámara de digestión (m²)

Para cumplir con el área requerida de sedimentación A = 32.61 m², se propone un dimensionamiento de ancho = 4.1 m y largo = 8.2 m, para tener una área efectiva de 33.62 m², superior a la requerida.

- La altura total del reactor quedara de la siguiente manera:

Altura de lodos	2.80	m
Altura del sedimentador	0.80	m
Altura total del liquido	3.60	m
Altura de la cámara de gases	0.5	m
Altura efectiva del reactor	4.10	m

- Para hacer la revisión del diseño será de la siguiente manera: se iniciara con la carga orgánica máxima permisible la cual no debe de exceder de 2 kg/m³ – día, de acuerdo a la literatura de consulta.

$$CMA = \frac{C_{DQO}}{Tr} = \frac{0.65}{\left(\frac{8}{24}\right)} = 1.95 \frac{kg}{m^3} - día < 2.0 \frac{kg}{m^3} - día \quad \therefore O.K.$$

De donde:

CMA = Carga máxima aplicada

C_{DQO} = Carga de aplicación o demanda química de oxígeno en (kg/m³).

Tr = Tiempo de retención en la cámara de digestión (días).

- Revisando ahora la carga hidráulica del digestor, la cual se recomienda que CHP (carga hidráulica permisible) no dé va de exceder de los 4 m³/m³ – día:

$$CH = \frac{Q}{V} = \frac{273.89}{91.30} = 3.0 \frac{m^3}{m^3} < 4 \frac{m^3}{m^3} \quad \therefore O.K.$$

CH = Carga hidráulica aplicada

Q = Caudal de aguas residuales (m³/día)

V = Volumen de la cámara de digestión anaerobia (m³)

- Número de orificios de alimentación de las aguas residuales hacia la cámara de digestión anaerobia:

$$\text{No. Orificios} = \frac{A}{a} = \frac{32.61}{2} = 16.30 \approx 16 \text{ orificios.}$$

A = Área superficial del reactor (m²)

a = Área de influencia por cada orificio (m²)

Se propone que sean 16 difusores, distribuidos para la alimentación de cada cámara.

- La carga total que tendrá el digester para después calcular la generación del biogás:

$$\text{Carga total} = 6.34 \frac{l}{s} \left[\left(650 \frac{mg}{l} \right) \left(10^{-6} \frac{kg}{mg} \right) \left(86400 \frac{seg.}{día} \right) \right] = 356.05 \text{ kg} \frac{DQO}{día}$$

- Generación de biogás:

Para la generación del biogás que saldrá del reactor se tomara la relación de 200 L de gas/kg de DQO aplicada.

$$\text{Generación de gas} = 356.05 \text{ kg} \frac{DQO}{día} \left(200 \text{ L} \frac{\text{gas}}{\text{kg DQO}} \right) = 71210.88 \text{ L/día}$$

Del cual seria 71210.88/1000 = **71.21 m³/día.**

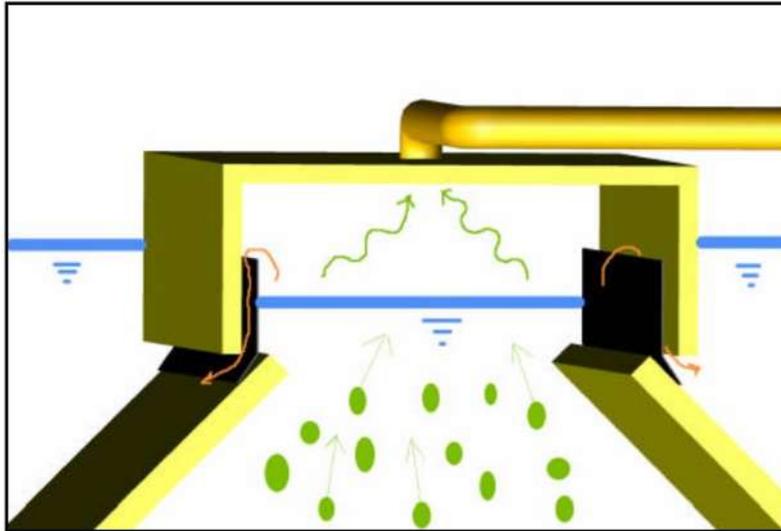
- Separador gas-líquido-sólido:

Este es un elemento característico de los reactores RALLFA. Su objetivo es posibilitar la sedimentación de los sólidos en suspensión y la separación del biogás. Las condicionantes de su diseño son:

- V ascensión máxima ≈ 1m/h.
- Ángulo de inclinación de los elementos separadores: ≥ a 45°
- Recolección del biogás sea segura

El sistema de recolección de biogás se ha proyectado de forma que cuando se produzca una obstrucción en las tuberías, se produzca un escape controlado sin que haya peligro de que explote ningún elemento.

Esto se ha conseguido mediante la siguiente disposición de los elementos:



Fuente: <http://www.gits.ws/08cyd/pdfs/Anej6-hidraulica>
 Figura 6.20.- Esquema del sistema GSL.

Cuando se obstruye el sistema de recolección de biogás aumenta la presión en el cajón de recogida. El aumento de presión hace bajar el nivel del agua y permite que el gas se escape sin producir daños en la estructura (flechas amarillas).

- Canales de distribución:

La distribución del canal procedente del desarenador será de la siguiente manera como se observa en la figura 6.21, con la finalidad de distribuir el agua hacia los reactores, teniendo un Y_{Max} de 12 cm, por seguridad se propondrá un B.L. = 0.3 m y un ancho del canal procedente del desarenador de 0.53 m.

$Q_{medio} =$	3.17	l/s
Ancho =	0.53	m
$Y_{max} =$	0.45	m

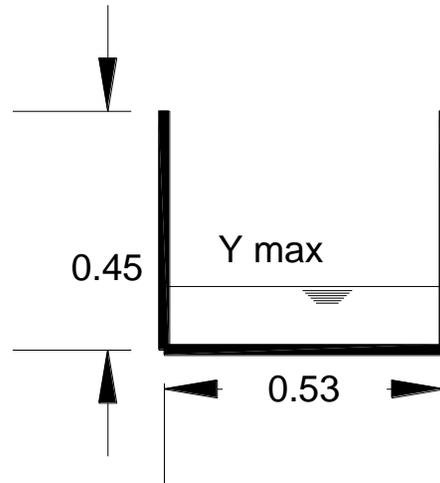


Fig. 6.21.- Vista del canal de distribución hacia los reactores

- Salida en el efluente

Se propuso una eficiencia del reactor del 65%, con la cantidad de materia que será vertida hacia el humedal: si tenemos DQO = 650 mg/l, DBO5 = 400 mg/l.

DQO	65 %	procesa	DBO ₅	50 %	procesa
Procesa	422.5	mg/l	Procesa	260	mg/l
Efluente	227.5	mg/l	Efluente	140	mg/l
representa	35 %		representa	35 %	

- Sistema recolector del efluente

Para la recolección del efluente del reactor RALLFA se ha proyectado un canal de 8.50 metros de longitud con una forma rectangular como se aprecia en la figura 6.22, el cual además deberá tener una ligera pendiente del 5% como mínimo para el desalojo del agua residual:

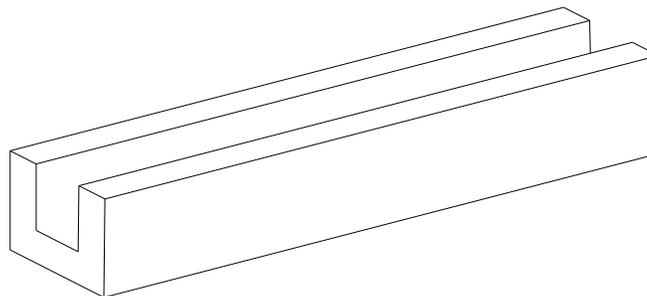


Fig. 6.22.- Vista del canal de recolección del efluente del reactor.

- Producción de lodos:

Las investigaciones recientes realizadas por el Dr. José Apolinar Cortes sobre los RALLFA para el tratamiento de aguas residuales procedentes de un rastro municipal en la ciudad de Morelia, Michoacán han arrojado una baja producción de lodos del orden de 0.0037 kg lodo / kg DQO. La producción de lodo en nuestro reactor tomando la relación anterior será de:

$$0.0037 \frac{\text{Kg lodo}}{\text{Kg DQO}} * \left(0.65 \text{ kg} \frac{\text{DQO}}{\text{m}^3} \right) = 0.0024 \text{ kg lodo/m}^3$$

Como se observa la generación de lodo dentro del reactor es muy poca a comparación de otros sistemas.

- Purga de lodos del RALLFA:

Esta se recomienda realizarla por lo regular cada 3 o 6 meses dependiendo de la calidad de lodo que este salga al abrir la llave de paso para desalojar el lodo ya cuando se aprecie un poco obscuro es hora de pasar a realizar la purga del mismo, la cual consiste en vaciar el reactor por el ducto inferior, sin vaciarlo por completo, se deberá de dejar un volumen en el reactor por lo regular un 20 o 30 % del total, porque si se llega a vaciar se tendrá que realizar una siembra de lodos procedentes de otro reactor que se encuentre operando para que la calidad del lodo sea el adecuado y pueda seguir operando sin esperar mucho tiempo a que se estabilice o se pudiera crear in situ (sitio) la preparación del mismo lodo para que opere el reactor con excremento de cerdo es el recomendado, al mezclarlos con agua e incorporárselos al reactor, la desventaja que puede llegar a tardar más tiempo en estabilizarse y poder obtener las remociones esperadas de reactor.

6.6.3.- HUMEDAL DE PULIMIENTO.

Como hicimos la suposición de que el RALLFA tendría una eficiencia del 65 % para completar el resto de eficiencia y poder alcanzar los límites máximos permisibles establecidos en la norma NOM-001-SEMARNAT-1996.

Se le propone añadir un humedal artificial al tratamiento de aguas, estos se emplean para proporcionar tratamiento secundario o avanzado, normalmente se le aplica agua residual pretratada de forma continua, y el tratamiento se produce durante la circulación del agua a través de los tallos y raíces de la vegetación emergente (Metcalf & Eddy, 1997), con la finalidad de que este sirva para el pulimiento del efluente procedente del RALLFA y asegurarnos con el cumplimiento de los límites máximos permitidos por la norma NOM-001-SEMARNAT-1996, antes de que sea desalojada de la propia planta de tratamiento y descargada al cuerpo receptor.

El humedal nos brinda una buena eficiencia en la remoción de demanda bioquímica de oxígeno (DBO), sólidos suspendidos (SS), nitrógeno, fosforo y remoción de Coliformes. Esto se logra haciendo la selección de plantas y la determinación de los parámetros de diseño adecuados.

Se les propondrá el tipo de vegetación de tule el cual es uno de los más populares en este tipo de humedales y va con las condiciones ambientales del lugar, algunas otras se presentan en la tabla 6.82, además gracias a la penetración de los rizomas permite emplear depósitos de mayor profundidad, las cuales algunas veces llegan a penetrar en el lecho unos 75 cm.

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

El suelo en los humedales de flujo subterráneo provee una superficie estable para la reproducción de bacterias, un sustrato sólido para el crecimiento de plantas y funciones directas en la purificación de agua residual. Al penetrar las raíces en el sustrato, lo suavizan incrementando su porosidad y cuando mueren permanecen canales interconectados horizontalmente, los cuales se llenan con el material orgánico producido.

Tabla 6.82.- se presentan algunos tipos de plantas que se adaptan en humedales de tipo de flujo subterráneo.

Nombre común	Nombre latino	Nombre común	Nombre latino
Narciso	<i>Narcissus spp.</i>	Bandera amarilla	<i>Iris pseudacorus</i>
Tule	<i>Typha latifolia</i>	Dedalera	<i>Digitalis purpurea</i>
Junco	<i>Scirpus validus</i>	Oreja de elefante	<i>Colocasia esculenta</i> var. <i>Antoquorum</i>
Bejuco	<i>Arundo donar</i>	Cardo ruso	<i>Salsola kali</i>
Salicaria púrpura	<i>Lythurn salicaria</i>	Hiniesta	<i>Bromus spp.</i>
Junquillo canario	<i>Phalaris arundinacea</i>	Timothy	<i>Phleum pratenses</i>
Carrizo	<i>Phagrmites comunis</i>	Cola de mapache	<i>Ceratophyllum demersum</i>
Papiro	<i>Cyperus alternifolius</i>	Olmo siberiano	<i>Ulmus purnifa</i>
Enea	<i>Cyperus odoratus</i>	Zuzón	<i>Senecio douglasii</i>
Bandera azul	<i>Iris versicolor</i>	Ambrosía	<i>Ambrosia -psilostachya</i>

Fuente: M.A.P.A.S., 2007

- Tiempo de retención

El tiempo de retención es una de las variables más importantes en los humedales, mientras más grande sea éste, más tiempo el agua estará en contacto con los sedimentos biológicamente activos y mayores serán los procesos físicos como sedimentación. Aunque en algunos casos resultarían extensiones muy grandes de terreno.

Los datos necesarios para el diseño del humedal son presentados en la siguiente tabla:

Población	6844	Habitantes
Q medio	547.78	m ³ /d
DBO ₅ del influente	200	mg/l
DBO ₅ del efluente	20	mg/l
Profundidad del lecho	0.70	m
Medio de soporte	Grava media de 32 mm	
n (porosidad)	0.38	
Ks (conductividad hidráulica)	25000	m ³ /m ² /d
T del agua	20	°C
Vegetación	Tule	
Pendiente (S)	3	%
	0.003	

El tipo de medio de soporte de algunos valores típicos son los siguientes presentados en la tabla 6.83.

Tabla 6.83.- Características típicas de los medios para humedales de SFS.

Tipo de material	Tamaño efectivo D ₁₀ (mm)	Porosidad, n (%)	Conductividad hidráulica, k _s (m ³ /m ² /d)
Arena gruesa	2	28-32	100-1.000
Arena gravosa	8	30-35	500-5.000
Grava fina	16	35-38	1.000-10.000
Grava media	32	36-40	10.000-50.000
Roca gruesa	128	38-45	50.000-250.000

Fuente: depuración de aguas residuales municipales con humedales artificiales, 1999.

DISEÑO DEL HUMEDAL:

- Constan de decaimiento a los 20°C del agua, la cual es dependiente de la temperatura del agua

$$K_t = K_{20}(1.1)^{(T-20)} = 1.104(1.06)^{(20 - 20)} = 1.10 d^{-1}.$$

K_t = constante de decaimiento de primer orden, d⁻¹

K_{20} = es la constante a 20° C (1.104, *Jaime Andrés Lara*).

T = temperatura del agua.

- Tiempo de retención hidráulico.

$$TRH = \frac{-\ln\left(\frac{C_e}{C_o}\right)}{Kt} = \frac{-\ln\left(\frac{20}{200}\right)}{1.10} = 2.09 \text{ días}$$

TRH = tiempo de retención hidráulico, días.

C_e = DBO₅ en el efluente, mg/l

C_o = DBO₅ en el influente, mg/l

Kt = constante de decaimiento de primer orden, d⁻¹

- Remoción de DBO₅.

La remoción de DBO₅ en los humedales se puede calcular con la siguiente expresión:

$$[C_e/C_o] = \exp((-Kt)(TRH))$$

C_e = DBO₅ en el efluente, mg/l.

C_o = DBO₅ en el influente, mg/l

Kt = Constante de decaimiento, día⁻¹

TRH = Tiempo de retención hidráulico, días.

$$C_e = C_o \exp(-KT * TRH) = (200 * e^{(-1.10 * 2.09)}) = 20.0 \text{ mg/L}$$

- Masa de DBO / área / día:

$$Lorg = \frac{C_o * d * n}{TRH} = \frac{20 * 0.70 * 0.38}{2.09} = 2.55 \text{ g} \frac{\text{DBO}}{\text{m}^2} * \text{día}$$

Lorg = indicará la masa de DBO / área / día que el sistema recibirá

C_o = DBO₅ en el efluente, mg/l

d = Profundidad del sustrato (m)

n = Porosidad efectiva del sustrato

TRH = Tiempo de retención hidráulico, días.

- Área del sistema:

$$A_s = \frac{Q(\ln C_o - \ln C_e)}{Kt * d * n} = \frac{Q * TRH}{n * d} = \frac{547.78 * 2.09}{0.38 * 0.7} = 4295.05 \text{ m}^2 = 0.4295 \text{ ha}$$

A_s = Área superficial del sistema, m²

Q = Caudal m³/d

TRH = tiempo de retención hidráulico, días.

n = Porosidad efectiva del sustrato

d = Profundidad del sustrato (m)

- Ancho:

$$W = \left(\frac{A_s}{R_a} \right)^{1/2} = \left(\frac{4295.05}{0.5} \right)^{1/2} = 92.68 \text{ m} \approx 93 \text{ m}$$

W = ancho, m

A_s = Área superficial del sistema, m²

R_a = Es la proporción de largo: ancho, 1:0.5

- Largo:

$$L = \frac{A_s}{W} = \frac{4295.05}{92.68} = 46.34 \text{ m} \approx 46 \text{ m}$$

L = Largo, m.

W = ancho, m

A_s = Área superficial del sistema, m²

El humedal quedara de 93 X 46 m, el cual abastecerá a ambos reactores, se considera que se construya en una sola pieza por procedimiento constructivo es más práctico, que hacer una división en la parte central del humedal.

6.6.4.- CLORACIÓN.

El tanque no se modulara, es decir que solo se tendrá un solo tanque de contacto de cloro para las aguas residuales, solo se separara la dosificación de cloro de acuerdo a las demandas requeridas.

Se propone que el tanque sea rectangular, con un bordo libre de 0.5 m y profundidad (P) de 1.50 m.

De acuerdo con la literatura de consulta, para un tiempo de retención hidráulica (TRH) de 20 minutos, se utilizara el Q medio (SAHOP, 1977), por lo que los datos para el diseño del tanque de contacto de cloro son:

$$Q_{\text{medio}} = 6.08 \text{ l/s} = \mathbf{0.00608 \text{ m}^3/\text{s}}.$$

$$Q_{\text{Max}} = 19.06 \text{ l/s} = \mathbf{0.01906 \text{ m}^3/\text{s}}.$$

Tiempo de retención hidráulica (TRH) = 20 minutos.

Recordando que 1 min = 60 seg.

- El volumen del tanque (v) será de:

$$V = Q_{\text{med}} * TRH = 0.00608 * 20 * 60 = \mathbf{7.30 \text{ m}^3}$$

- Su área superficial es de:

$$A = \frac{V}{P} = \frac{7.30}{1.5} = \mathbf{4.86 \approx 5 \text{ m}^2}$$

- Dimensionando el área seria de:

B =	1.5	m
L =	3.5	m

Dando una área de $5.3 \text{ m}^2 >$ a la necesaria de 5 m^2 .

Ahora se diseñaran las mamparas de cloración, las cuales se colocaran paralelas al lado largo del tanque de cloración (Ll = 3.5 m). La primera (siguiendo el sentido del flujo dentro del tanque) estará separada 0.61 m del muro paralelo a ella. A partir de ahí las mamparas irán igualmente espaciadas entre sí, con separación de 0.61 m. El número de mamparas que tendrá el tanque (Nm) se calcula como:

$$N_m = \frac{L_I - E_M}{S_M} = \frac{1.5 - 0.15}{0.61} = 2.21 \approx 2 \text{ mamparas}$$

De donde se tiene que:

L_I = longitud del lado corto del tanque de cloración = 1.5 m

E_M = Espesor de las mamparas = 0.15 m

S_M = Separación entre mamparas de eje a eje de las mismas = 0.61m

La configuración del tanque sería la siguiente, para tener en cuenta la repartición de las mamparas, el área mínima requerida es de 5 m², con el reparto de las mamparas ahora tenemos una área de 5.85 m², la cual será suficiente para el proceso de adición de cloro, la cual se observa en la figura 6.21.

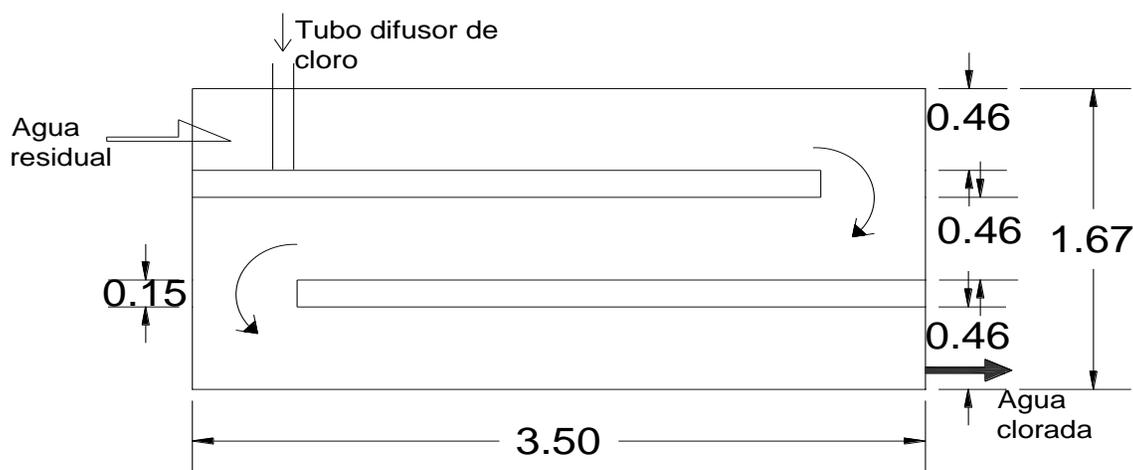


Figura 6.21.- contacto de cloro

En cuanto a los requerimientos del cloro, se necesitan 8 mg/l de agua residual (de conformidad con lo especificado por la C.N.A.).

La cantidad de cloro requerida = (8 mg/l) (525.312 m³/día)/1000 = 4.20 kg Cl₂/día.

Si se utilizan cilindros de 70 kg se requerirán 0.42 % del tanque por semana, un tanque duraría para 2.5 semanas.

Calculo del número de organismos coliformes destruidos dentro del tanque.

El número de organismos coliformes destruidos dentro del tanque sigue la ecuación de decaimiento:

$$\frac{N_t}{N_0} = e^{-kt}$$

De donde:

N_t = Cantidad de organismos sobrevivientes después de un tiempo (t)

N_0 = Cantidad de organismos que entran al tanque, después de haberse eliminado el 10 % en las etapas previas del proceso.

t = Tiempo de contacto con el agua residual (TRH = 20 min.)

K = Constante de mortandad de los organismos = 0.5

De acuerdo con la concentración influente, se tiene 1.28×10^7 NMP/100 ml de organismos coliformes, por lo que la cantidad de organismos que entran al tanque después de haberse eliminado el 10 % en las etapas previas de proceso es de:

$$N_0 = 1.28 \times 10^7 - (1.28 \times 10^7) (0.10) = \mathbf{1.152 \times 10^7 \text{ NMP/100 ml}}$$

Por lo tanto, despejando (N_t) y sustituyendo valores, tenemos que:

$$N_t = (N_0) (e^{-Kt}) = (1.152 \times 10^7) (e^{-(0.5)(20)}) = \mathbf{523 \text{ NMP/100 ml.}}$$

6.6.5.- TRATAMIENTO DE LODOS.

El lodo sobre los lechos de arena pierde el agua por medio de drenado y evaporación. Primero, el agua se drena a través del lodo hacia la arena y se remueve por los bajo drenes, normalmente dura unos cuantos días, y continúa hasta que la arena se tapona o hasta que toda el agua libre se ha drenado. Una vez que se ha formado una capa de lodo sobrenadante, la decantación remueve el agua superficial, especialmente agua pluvial. La decantación también puede ser necesaria para la remoción de agua liberada mediante el tratamiento químico de los lechos de secado. El agua que permanece después del drenado inicial y decantación es removida por evaporación.

La PTAR contará con sistema de secado de lodos conformado por lechos de arena, teniendo como base de su diseño una producción promedio de lodos de 1 L/m³ de agua tratada, por tanto para el final del periodo de diseño, la producción semestral de lodos es:

$$\begin{aligned} \mathbf{Lodo} &= \mathbf{273.88 \text{ m}^3/\text{dia} * (1 \text{ Litro}/\text{m}^3) = \mathbf{273.88 \text{ Litro}/\text{dia}(180 \text{ dias})} \\ &= \mathbf{49.30 \text{ m}^3/\text{semestre}} \end{aligned}$$

Se estima que se tendrá 49.30 m³ la producción de lodo húmedo/semestral para cada reactor, proponiendo una altura en el lecho de 0.20 m y 10 días de exposición, se tiene lo siguiente:

$$\mathbf{A} = 49.30 \text{ m}^3 / 0.20 \text{ m} = \mathbf{246.49 \text{ m}^2}$$

Que equivale a 2 lechos de 8 X 16 m cada uno, para tener una superficie de 256.00 m², para cada reactor.

Los volúmenes de agua lixiviada y de torta seca se calculan considerando que los lodos llegaran con un 95% de humedad al lecho y que al cabo de 10 días de secado se tendrá un humedal de 60%; para tal caso se utiliza la relación volúmenes – porcentajes de *Metcalf y Eddy* (1997).

V_f = Volumen final del lodo

V_i = Volumen inicial del lodo = 49.30 m³

P_f = % final de materia solida = 4.0

P_i = % inicial de materia solida = 1.0

De donde tenemos que:

$$\frac{V_i}{V_f} = \frac{P_f}{P_i}$$

Despejando tenemos que:

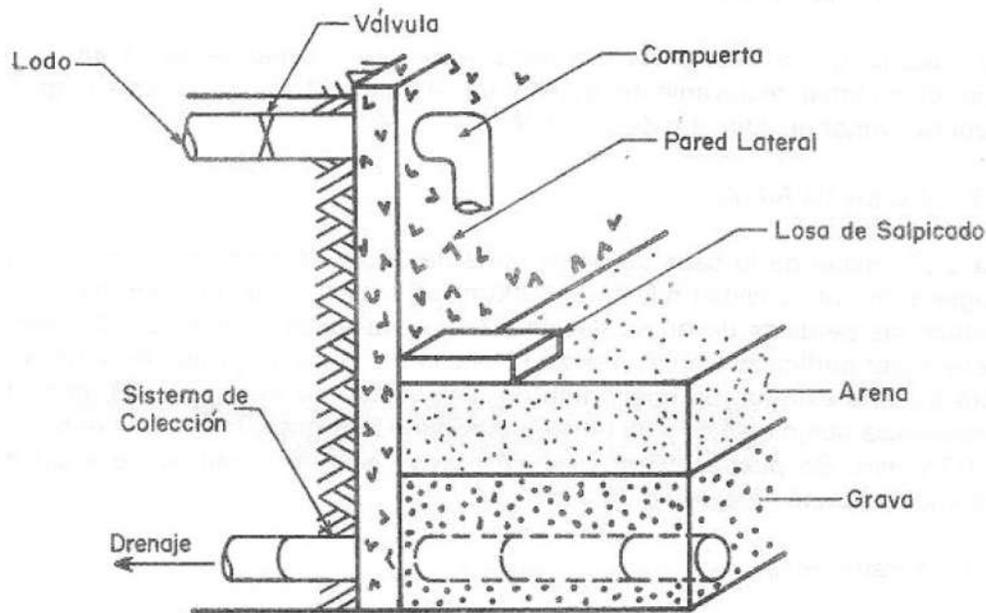
$$V_f = \frac{P_i}{P_f} V_i = \frac{1 * 49.30}{4} = 12.32 \frac{m^3}{semestre} \text{ de lodo seco al 60\%}$$

El volumen de lixiviados es:

$$\text{Vol. Lixiviado} = V_i - V_f = 49.30 - 12.32 = 36.97 \text{ m}^3 \text{ de agua / semestre.}$$

Cada lecho está diseñado para contener, en una o más secciones, el volumen completo de lodo a ser removido del RALLFA en una sola purga. Los elementos estructurales del lecho incluyen las paredes laterales, bajo drenes, capa de arena y grava, particiones, decantadores, canal de distribución de lodo, rampas y pasillos, y posiblemente cubiertas de lechos.

En la figura 6.23 se presenta esquemáticamente un locho de secado de arena típico.



Fuente: M.A.P.A.S., 2007.

Figura 6.23.- lecho de secado de arena.

Los espesores recomendados de construcción del lecho de secado de lodos se presentan en la siguiente tabla 6.84:

Tabla 6.84.- espesores típicos de lecho de lodos.

Espesores (cm)	Material
15	Grava gruesa de 2.5 cm.
7.5	Grava mediana de 1.5 cm.
7.5	Grava fina de 1.0 cm.
7.5	Arena gruesa de 0.5 cm
15	Arena fina de 0.02 cm
20	lodo

Fuente: M.A.P.A.S., 2007.

El arreglo del tren de tratamiento de aguas residuales de la población de Cuanajo, se presenta en la figura 6.24.

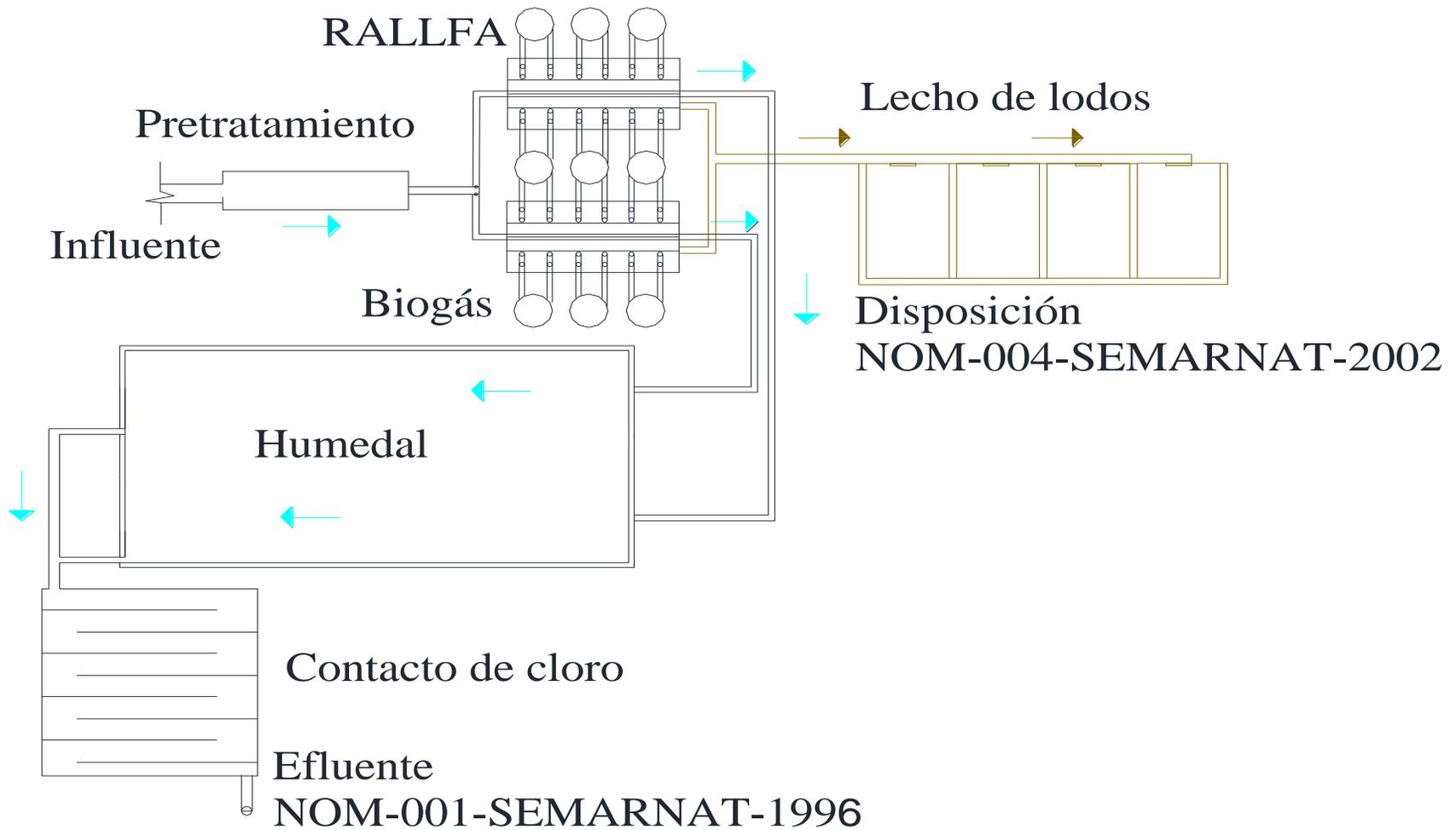


Figura: 6.24.- Arreglo del tren de tratamiento propuesto.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES:

Del trabajo realizado, se concluye en primera instancia que se ha podido cumplir con el objetivo general propuesto al inicio del presente trabajo, el cual fue proponer un tipo de saneamiento de las aguas residuales de la población, el cual vaya acorde a las necesidades de la misma. Para el presente caso de estudio, la propuesta es un reactor anaerobio de lecho de lodos y flujo ascendente.

Si bien es cierto la eficiencia de remoción de contaminantes del sistema propuesto no es del todo aceptable, sin embargo, y con el afán de dar cumplimiento a la norma oficial en materia de descargas de agua residual a bienes propiedad de la nación, se ha propuesto un tren de tratamiento con el cual se logre la mayor eficiencia, cuidando el aspecto de relación costo-beneficio, así como la relación, operación y mantenimiento.

Para poder llevar a cabo este proyecto al nivel ejecutivo, es necesario realizar una serie de trabajos complementarios que formulen las necesidades técnicas y económicas para su implementación, esto implica reuniones de trabajos de varios especialistas en la materia (hidráulicos, ambientalistas, topográficos, electromecánicos, arquitectónicos, etc.) para así poder definir el proyecto más a detalle y a sus obras complementarias que esta pueda llegar a requerir.

Al pensar en tratar las aguas residuales domésticas mediante un reactor del tipo (RALLFA), este puede resultar ser económico, y además de tener ciertas ventajas para las poblaciones que lo operen, como puede ser su bajo costo de inversión y mantenimiento, espacio compacto, operación del mismo y la principal de ella que no consume energía eléctrica, sino por el contrario, generará gas natural de tipo biológico (conocido como biogás o metano); además de generar lodo, que puede ser visto como abono con altos nutrientes. Todo lo anterior puede tener un valor comercial, que pueden ser utilizados esos recursos para los trabajos de mantenimiento de la propia planta.

El complementar el tratamiento del reactor anaerobio con un sistema de pulimento a base de un sistema de humedal artificial, involucra un entorno favorable que es la vegetación, y tiene efectos benéficos tanto en la remoción de nutrientes como en el mejoramiento de la eficiencia, además del aspecto de paisaje con el entorno. Esta acción es de suma importancia, ya que evita proponer sistemas más complejos los cuales resulten complicados de operar además de incosteables por la propia población.

RECOMENDACIONES:

Es recomendable que para la ejecución de un trabajo de ingeniería sanitaria y/o ambiental se realice una serie de trabajos de campo que permitan validar los datos de diseño de todos los elementos que la conformarán, dado que por las posibilidades económicas, para el presente trabajo, todos los datos fueron tomados de bibliografía, se recomienda en primer lugar hacer un estudio de calidad del agua completo incluyendo el de algunos metales pesados como cadmio, cobre, cromo, mercurio, níquel, plomo y zinc; establecer una campaña de aforos para determinar el gasto de diseño más apegado a la realidad, y en general todos aquellos que se requieran para la propuesta formal de un proyecto ejecutivo.

Es de suma importancia realizar en conjunto con los especialistas y proyectistas de la obra, los que tendrán la responsabilidad en sus manos de desarrollarla, un manual práctico y detallado de la operación y mantenimiento en conjunto de la planta de tratamiento, acompañada de algunos ejemplos prácticos que se llegaran a presentar durante la operación y el mantenimiento de la misma.

De igual manera es necesaria la capacitación del personal responsable de la operación, de las etapas del propio sistema de tratamiento, con la finalidad de minimizar los problemas que se pudieran generar en el propio funcionamiento de la planta.

En un trabajo de proyecto de una planta de tratamiento debe involucrarse el personal técnico especializado, con la finalidad de lograr un proyecto óptimo que cubra todas las necesidades del sistema, que garantice plenamente su periodo de diseño, y lo más importante, que esta se mantenga operando mínimo durante su periodo de diseño, si este se logra prolongar es sinónimo de éxito y persistencia de las autoridades y público en general que se preocupa por revertir los impactos que genera la población al medio ambiente, garantizando así un entorno favorable para generaciones futuras.

BIBLIOGRAFÍA

BIBLIOGRAFÍA

- Entrevista realizada al Lic. Fernando Tzintzun, 2012. e-mail: tzintzunyo@hotmail.com
- Entrevistarealizada al Dr. Jose Apolinar Cortes, del departamento de ingeniería ambiental, 2013, e-mail: apodito@gmail.com.mx
- <http://es.wikipedia.org/wiki/Desarenador>; fecha de consulta marzo del 2013.
- <http://mapserver.inegi.gob.mx/mgn2k> ; fecha de consulta marzo del 2013.
- Hidrografía de Michoacán, secretaria de planeación y desarrollo estatal 2002-2008.
- I.B.Q. Carmen Cecilia García Castillo. “*Evaluación de la capacidad de remoción de materia orgánica de las aguas residuales de los rastros en un reactor UASB*”, Morelia, Michoacán 2012.
- Instituto nacional de estadística geografía e informática (INEGI), 2001.
- instituto nacional de ecología, asesoría técnica en el diseño, elaboración e integración del proyecto mediante el proceso de digestores anaerobios de flujo ascendente para diferentes capacidades, 2005.
- Lara Barrero, Jaime Andrés. “Depuración de aguas residuales municipales con humedales artificiales”. Barcelona, España. 1999.
- Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, paquetes tecnológicas para el tratamiento de excretas y aguas residuales en comunidades rurales, diciembre del 2007.
- Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos, diciembre del 2007.
- Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, saneamiento rural, diciembre del 2007.
- Manual de prácticas de tratamiento de aguas, facultad de ingeniería civil.
- Metcalf & Eddy, Tratamiento de aguas y aguas residuales, tomo 1 y 2, 2007 y 2003.
- Norma oficial mexicana NOM-001-SEMARNAT-1996.
- Norma oficial mexicana NOM-004-SEMARNAT-1997.
- Plan de desarrollo urbano de la población, 2000.
- Prontuario de información geográfica municipal de los estados unidos mexicanos, Pátzcuaro, Michoacán de Ocampo, Morelia, Michoacán. 2008.
- Ruiz Chávez, Ricardo. “*Apuntes de la materia: plantas de tratamiento de aguas*”. Facultad de Ingeniería Civil, Morelia, Michoacán. 2010.