



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL TOPOGRÁFICA Y
GEODÉSICA

PROPUESTA DE UN SISTEMA DE LAGUNAS DE
ESTABILIZACIÓN, PARA EL TRATAMIENTO DE LAS
AGUAS RESIDUALES DE LA ZONA PONIENTE DE LA
CIUDAD DE TAPACHULA, CHIAPAS

TESIS

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A :

ROBLEDO DÍAZ DAVID NAPOLEÓN



DIRECTOR DE TESIS: M.C. CONSTANTINO GUTIÉRREZ PALACIOS

MÉXICO, D.F.

AGOSTO, 2012



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/007/12

Señor
DAVID NAPOLEÓN ROBLEDO DÍAZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.C. CONSTANTINO GUTIÉRREZ PALACIOS, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"PROPUESTA DE UN SISTEMA DE LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN, PARA EL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA ZONA PONIENTE DE LA CIUDAD DE TAPACHULA, CHIAPAS"

- I. INTRODUCCIÓN
- II. ASPECTOS GENERALES
- III. NECESIDAD DEL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES
- IV. TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES
- V. ASPECTOS GENERALES DE LA ZONA EN ESTUDIO
- VI. PROPOSICIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS RESIDUALES DE LA ZONA PONIENTE DE LA CIUDAD DE TAPACHULA
- CONCLUSIONES
- ANEXO
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 30 de julio del 2012.
EL PRESIDENTE


M.I. JOSÉ LUIS TRIGOS SUÁREZ

JLTS/MTH*gar.

Agradecimientos:

A Dios: por la bendición en mi camino y por los logros que ahora se están realizando.

A Faustino Robledo, porque gracias a su apoyo y consejos, he llegado a realizar una de mis grandes metas lo cual constituye la herencia más valiosa que pudiera recibir.

A mi madre Lidia Díaz Robledo, a quien jamás encontraré la forma de agradecer su apoyo, comprensión y confianza esperando que comprendas que mis logros son también tuyos e inspirados en tí, hago de este un triunfo y quiero compartirlo por siempre contigo.

*En memoria a Eleazar Robledo de León, porque desde pequeño ha sido para mí un gran hombre al que siempre he admirado.
Donde quiera que estés, gracias por guiar mi vida, esto ha hecho que sea lo que soy.*

A mis tíos Ramón y Claudia, a quienes jamás encontraré la forma de agradecer el cariño, comprensión y apoyo brindado en los momentos buenos y malos de mi vida, hago este triunfo compartido, sólo esperando que comprendan que mis ideales y esfuerzos son inspirados en cada uno de ustedes.

Lizbeth, gracias por el cariño y apoyo moral que siempre he recibido de ti, con el cual he logrado culminar mi esfuerzo, terminando así mi carrera profesional, que es para mí, el mejor regalo de mi vida.

Muchas gracias amor.

A mis primos y hermanos, quienes la ilusión de su vida ha sido verme convertido en un hombre de provecho.

Al ing. Heras Herrera Henríquez, a quien jamás encontraré la forma de agradecer el que me haya brindado su apoyo en la formación de mi vida profesional, haciendo de este triunfo suyo por la forma en la que guió este trabajo y el compromiso que en él brindó.

A mis amigos Isai, José Luis, Toño, Abel y Carlitos, les agradezco la gran amistad que emana entre nosotros y por los grades recuerdos que nos dio la universidad. Gracias a todos ustedes.

A la UNAM, por ser mi segunda casa, en la cual sus aulas fueron testigos de esfuerzo y dedicación de los profesores para forjarme a ser una mejor persona "por mi raza hablara el espíritu".

Y a todas aquellas personas que comparten conmigo este triunfo.

Gracias.



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN.....	1
CAPÍTULO 1. ASPECTOS GENERALES	2
1.1. ANTECEDENTES HISTÓRICOS.....	2
1.2. PROBLEMÁTICA DEL AGUA	4
1.2.1. PROPAGACIÓN DE ENFERMEDADES	5
1.3. EL AGUA RESIDUAL	7
1.3.1. CARACTERÍSTICAS DEL AGUA RESIDUAL	7
1.3.1.1. CARACTERÍSTICAS FÍSICAS	8
1.3.1.2. CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS	10
1.3.1.3. CARACTERÍSTICAS BIOLÓGICAS	12
1.4. LEGISLACIÓN EN MÉXICO SOBRE MATERIA DEL AGUA.....	15
1.4.1. CONSTITUCIÓN POLÍTICA DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS	16
1.4.2. LEY GENERAL DEL EQUILIBRIO ECOLÓGICO Y LA PROTECCIÓN AL AMBIENTE (LGEEPA)	16
1.4.3. LEY DE AGUAS NACIONALES (LAN)	18
1.4.4. LEY FEDERAL DE DERECHOS	19
1.4.5. NORMAS OFICIALES MEXICANAS	19
CAPÍTULO 2. NECESIDAD DEL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES	21
2.1. EL AGUA EN MÉXICO	22
2.2. USOS DEL AGUA.....	22
2.3. PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EN MÉXICO	25
2.3.1. INVENTARIO DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO MUNICIPAL EN MÉXICO	25
2.3.2. INVENTARIO DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES INDUSTRIALES EN MÉXICO	29
2.4. EL REÚSO DEL AGUA RESIDUAL TRATADA EN MÉXICO	32
CAPÍTULO 3. TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES	33
3.1. EL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	33
3.2. DIAGRAMAS DE FLUJO.....	35
3.3. TRATAMIENTO PRELIMINAR	36
3.3.1. CRIBADO	36





3.3.2. DESARENADOR	36
3.4. TRATAMIENTO PRIMARIO	37
3.4.1. SEDIMENTACIÓN	38
3.4.2. FLOTACIÓN	38
3.4.3. FLOCULACIÓN	39
3.5. TRATAMIENTO SECUNDARIO	39
3.5.1. LODOS ACTIVADOS	40
3.5.2. SISTEMAS DE AERACIÓN	42
3.5.3. LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	43
3.5.3.1. LAGUNAS ANAEROBIAS	44
3.5.3.2. LAGUNAS FACULTATIVAS	45
3.5.3.3. LAGUNAS AEROBIAS	46
3.5.3.4. LAGUNAS EN SERIE O PARALELO	48
3.6. TRATAMIENTO TERCIARIO O AVANZADO	49
3.7. TRATAMIENTO DE LODOS	51
<u>CAPÍTULO 4. ASPECTOS GENERALES DE LA ZONA EN ESTUDIO</u>	<u>55</u>
4.1. MARCO FÍSICO	56
4.2. CLIMAS DE TAPACHULA	59
4.3. ASPECTOS ECONÓMICOS.....	61
4.5. CRECIMIENTO URBANO.....	68
4.6. ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE	69
4.7. ALCANTARILLADO	69
<u>CAPÍTULO 5. PROPOSICIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS RESIDUALES DE LA ZONA PONIENTE DE LA CIUDAD DE TAPACHULA</u>	<u>71</u>
5.1. JUSTIFICACIÓN	71
5.2. ARREGLO GENERAL DEL SISTEMA DE LAGUNAS.....	72
5.3. DATOS DE DISEÑO	73
5.3.1. PROYECCIÓN DE LA POBLACIÓN	73
5.3.2. CARACTERÍSTICAS DE LAS AGUAS RESIDUALES DE LA CIUDAD DE TAPACHULA	76
5.4. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO	78
5.4.1. PRETRATAMIENTO	79
5.4.1.1. DESARENADO	79
5.4.1.2. VERTEDOR PROPORCIONAL	80
5.4.1.3. REJILLAS	86
5.4.2. CÁRCAMO DE BOMBEO	87
5.4.3. DISEÑO DEL SISTEMA DE LAGUNAS	94





5.4.3.1. DISEÑO DE LAGUNAS ANAEROBIAS	94
5.4.3.2. DISEÑO DE LAGUNAS FACULTATIVAS	99
5.4.3.3. DISEÑO DE LAGUNAS DE MADURACIÓN	103
5.5. PROYECTO HIDRÁULICO DE LAS LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN	107
5.5.1. CAJA REPARTIDORA	107
5.5.2. CAJA DE ENTRADA A CADA ALAGUNA ANAEROBIA	114
5.5.3. CAJAS DE SALIDA DE LAS LAGUNAS ANAEROBIAS	117
5.5.4. CAJA DE ENTRADA A LAGUNA FACULTATIVA	120
5.5.5. CAJAS DE SALIDA DE LAS LAGUNAS FACULTATIVAS.	123
5.5.6. CAJA DE ENTRADA A LAGUNA DE MADURACIÓN.	124
5.5.7. CAJAS DE SALIDA DE LAS LAGUNAS DE MADURACIÓN	125
<u>CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES</u>	127
<u>ANEXO</u>	129
<u>BIBLIOGRAFÍA</u>	1490





ÍNDICE DE TABLAS.

<i>Tabla 1.1. Principales enfermedades relacionadas con el agua.....</i>	<i>6</i>
<i>Tabla 1.2. Principales características físicas del agua residual.....</i>	<i>8</i>
<i>Tabla 1.3. Grupos de microorganismos presentes en el agua residual.....</i>	<i>13</i>
<i>Tabla 2.1. Usos consuntivos, según origen del tipo de fuente de extracción, 2008 (miles de millones de metros cúbicos, km3).....</i>	<i>23</i>
<i>Tabla 2.2. Descargas de aguas residuales municipales y no municipales al año 2009.....</i>	<i>25</i>
<i>Tabla 2.3. Evolución de las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales al 2009.....</i>	<i>26</i>
<i>Tabla 2.4. Plantas de tratamiento de aguas residuales municipales en operación, por entidad federativa, 2009.....</i>	<i>27</i>
<i>Tabla 2.5. Tipos de tratamiento de aguas residuales industriales hasta el año 2009.....</i>	<i>31</i>
<i>Tabla 3.1. Principales contaminantes y procesos más comunes para su remoción.....</i>	<i>33</i>
<i>Tabla 3.2. Descripción de las principales modificaciones del proceso de lodos activados.....</i>	<i>41</i>
<i>Tabla 3.3. Características de los lodos producidos evacuados en diferentes procesos unitarios de tratamiento de aguas residuales.....</i>	<i>52</i>
<i>Tabla 3.4. Descripción de algunos procesos para el tratamiento de lodos.....</i>	<i>53</i>
<i>Tabla 4.1. Parámetros climáticos de Tapachula.....</i>	<i>60</i>
<i>Tabla 4.2. Precipitación pluvial de Tapachula, 1971-2000.....</i>	<i>61</i>
<i>Tabla 4.3. PEA ocupada por sector de la economía.....</i>	<i>62</i>
<i>Tabla 4.4. Cuadro. PEA ocupada según ocupación principal.....</i>	<i>63</i>
<i>Tabla 4.5. Cuadro. Población Económicamente Activa en el municipio.....</i>	<i>64</i>
<i>Tabla 4.6. PEA ocupada, por ingresos.....</i>	<i>64</i>
<i>Tabla 5.1. Proyecciones de la población futura.....</i>	<i>75</i>
<i>Tabla 5.2. Características del agua residual.....</i>	<i>76</i>
<i>Tabla 5.3. Comparación de calidad de las aguas residuales en estudio con respecto a las de calidad de la Norma NOM-001-SEMARNAT-1996.....</i>	<i>77</i>
<i>Tabla 5.4. Datos de proyecto.....</i>	<i>78</i>
<i>Tabla 5.5. Cargas en el vertedor proporcional con respecto a los diferentes gastos de diseño.....</i>	<i>82</i>
<i>Tabla 5.6. Tirantes del canal en las condiciones mínimas de velocidad.....</i>	<i>82</i>
<i>Tabla 5.7. Coordenadas de las curvas del vertedor proporcional.....</i>	<i>83</i>
<i>Tabla 5.8. Alturas para arenas con los diferentes gastos en condiciones de proyecto.....</i>	<i>84</i>
<i>Tabla 5.9. Valores de diseño para cargas volumétricas permisibles en función de la temperatura.....</i>	<i>95</i>
<i>Tabla 5.10. Pérdidas por fricción y locales en tuberías que alimentan a las cajas de entrada de las lagunas anaerobias para gasto máximo.....</i>	<i>112</i>
<i>Tabla 5.11. Pérdidas por fricción y locales en tuberías que alimentan a las cajas de entrada de las lagunas anaerobias para condiciones de dos lagunas en operación.....</i>	<i>114</i>
<i>Tabla 5.12. Pérdidas por fricción y locales en las tuberías de alimentación a las lagunas anaerobias.....</i>	<i>116</i>





Tabla 5.13. Pérdidas por fricción y locales en las tuberías de alimentación a las lagunas anaerobias para la condición de dos lagunas en operación.....	117
Tabla 5.14. Pérdidas en tubería de salida de laguna anaerobia LA 1.....	120
Tabla 5.15. Pérdidas en tubería de salida de laguna anaerobia LA 2.....	120
Tabla 5.16. Pérdidas en tubería de salida de laguna anaerobia LA 3.....	120
Tabla 5.17. Pérdidas en tubería de entrada a la laguna facultativa LF 1.	123
Tabla 5.18. Diámetros, velocidades y pérdidas totales en tubería de salida de la laguna facultativa LF 1.....	124
Tabla 5.19. Pérdidas en tubería de entrada a la laguna de maduración LM 1.	124
Tabla 5.20. Tabla. Diámetros, velocidades y pérdidas totales en tubería de salida de la laguna de maduración LM 2.....	126
Tabla A.1 Relaciones hidráulicas para conductos circulares (n_0/n variable).....	129





ÍNDICE DE FIGURAS.

<i>Figura 1.1. Clasificación y tamaño de partículas encontradas en el agua.....</i>	<i>9</i>
<i>Figura 1.2. Condiciones físicas y composición de los sólidos contenidos en agua residual doméstica.</i>	<i>10</i>
<i>Figura 2.1. Plantas de tratamiento de aguas residuales municipales a diciembre de 2009.</i>	<i>28</i>
<i>Figura 3.1. Diagrama de flujo de una planta de tratamiento de aguas residuales municipales a base de lodos activados como tratamiento biológico.....</i>	<i>35</i>
<i>Figura 3.2. Diagrama de flujo de una planta de tratamiento de aguas residuales industriales.</i>	<i>35</i>
<i>Figura 3.3. Vertedores para canales de flujo horizontal; (a) vertedor sutro, (b) proporcional y (c) canal de sección trapecial con escotadura vertical de control.</i>	<i>37</i>
<i>Figura 3.4. Clasificación de los procesos biológicos para el tratamiento de aguas residuales.</i>	<i>40</i>
<i>Figura 3.5. Diagrama de bloques típico para el proceso de lodos activados.....</i>	<i>41</i>
<i>Figura 3.6. Clasificación de las lagunas de de estabilización de acuerdo a su contenido de oxígeno. .</i>	<i>43</i>
<i>Figura 3.7. Esquema de una laguna anaerobia.....</i>	<i>44</i>
<i>Figura 3.8 Representación esquemática de las lagunas facultativas.....</i>	<i>45</i>
<i>Figura 3.9. Esquema de una laguna facultativa.....</i>	<i>46</i>
<i>Figura 3.10. Esquema de una laguna aerada.....</i>	<i>47</i>
<i>Figura 4.1. Localización de la Ptar sur-oriente existente y la propuesta de la ubicación de la Ptar sur-poniente.</i>	<i>56</i>
<i>Figura 4.2. Localización de la ciudad de Tapachula.</i>	<i>57</i>
<i>Figura 4.3. Principales ríos que atraviesan la ciudad de Tapachula.</i>	<i>58</i>
<i>Figura 4.4. Tipos de rocas presentes en el municipio.</i>	<i>59</i>
<i>Figura 4.5. Climas presentes en el municipio.</i>	<i>60</i>
<i>Figura 4.6. Posible crecimiento urbano de la ciudad de Tapachula, Chiapas.</i>	<i>68</i>
<i>Figura 4.7. Distribución de las zonas de la ciudad de Tapachula y propuestas de los colectores.</i>	<i>70</i>
<i>Figura 5.1. Diagrama de flujo del sistema de tratamiento de aguas residuales propuesto.</i>	<i>72</i>
<i>Figura 5.2. Propuesta de vertedor proporcional.</i>	<i>81</i>
<i>Figura 5.3. Detalle del vertedor proporcional.</i>	<i>85</i>
<i>Figura 5.4. Detalles de las rejillas.</i>	<i>87</i>
<i>Figura 5.5. Esquema del cárcamo de bombeo para la carga de bombeo.....</i>	<i>88</i>
<i>Figura 5.6. Curvas características de bombas sumergibles proporcionadas por la empresa IMPEL S.A. de C.V.....</i>	<i>90</i>
<i>Figura 5.7. Dimensiones de la bomba IMPEL LD-300-1006-430-D.</i>	<i>91</i>
<i>Figura 5.8. Esquema del cárcamo de bombeo.....</i>	<i>92</i>
<i>Figura 5.9. Dimensiones de una laguna anaerobia a) ancho, b) largo.</i>	<i>96</i>
<i>Figura 5.10. Dimensiones de las lagunas anaerobias.</i>	<i>101</i>
<i>Figura 5.11. Dimensiones de las lagunas anaerobias.....</i>	<i>104</i>





ÍNDICE DE GRÁFICAS.

<i>Gráfica 1.1. Cobertura de agua potable y alcantarillado y tasa de mortalidad de enfermedades diarreicas en menores de 5 años, 1990-2009.....</i>	<i>7</i>
<i>Gráfica 2.1. Evolución del volumen concesionado para uso consuntivo por tipo de fuente del año 2001 al 2009.....</i>	<i>23</i>
<i>Gráfica 2.2. Evolución de los caudales tratados en los últimos años.....</i>	<i>26</i>
<i>Gráfica 2.3. Principales procesos de tratamiento de aguas residuales municipales, por caudal tratado, 2008.....</i>	<i>29</i>
<i>Gráfica 2.4. Cantidad de aguas residuales industriales tratadas en los últimos años.....</i>	<i>30</i>
<i>Gráfica 2.5. Tipo de tratamientos de aguas residuales industriales al año 2009.</i>	<i>31</i>
<i>Gráfica 4.1. Evolución de la población al año 2010 de la Ciudad de Tapachula.....</i>	<i>66</i>
<i>Gráfica 4.2. Tasa de crecimiento media anual al año 2005.....</i>	<i>66</i>
<i>Gráfica 4.3 Crecimiento de los inmigrantes en el municipio.</i>	<i>67</i>
<i>Gráfica 5.1. Evolución de la población de la zona poniente con respecto al crecimiento de la ciudad.</i>	<i>73</i>
<i>Gráfica 5.2. Proyección de población de los diferentes métodos aplicados.</i>	<i>75</i>





INTRODUCCIÓN

La contaminación ambiental ha existido a lo largo de la historia de la humanidad, en donde en un principio la propia naturaleza se encargaba de depurar los residuos de las actividades de las sociedades humanas. A medida que el hombre empezó a formar comunidades y fundar ciudades, surgieron necesidades como el consumo de agua, de alimentos, de servicios, de energía y de manufactura de productos textiles que con el tiempo fueron originando corrientes de aguas residuales o de desechos, cuya cantidad y calidad, la naturaleza ya no fue capaz de asimilar, debido a la rapidez con que la humanidad generaba los contaminantes.

El tratamiento de las aguas residuales se empieza a desarrollar a finales del siglo XIX a causa de la aparición de enfermedades, lo que llevó a buscar soluciones y métodos que pudieran dar un tratamiento a las aguas residuales antes de su descarga a un cuerpo receptor, y con ello, surgieron los métodos físicos, químicos y biológicos.

El tratamiento de las aguas residuales ha venido en crecimiento a causa de las altas cargas de contaminantes que son vertidos a cuerpos receptores y que han ocasionado daños a los ecosistemas. Podemos decir que en México no hay algún río que no esté contaminado o que no presente algún contaminante como grasas, detergentes, pesticidas o desechos que puedan dañar la calidad del agua, si bien es cierto, la mayoría de estos ríos son utilizados para el abastecimiento, el riego agrícola o para la producción de energía eléctrica, es por ello, que se requiere de plantas de tratamiento de aguas residuales que controlen la contaminación de los acuíferos.

El presente trabajo se enfoca al tratamiento de las aguas residuales que genera el poniente de la ciudad de Tapachula, Chiapas. Ciudad fronteriza que está en crecimiento urbano y que no dispone de un sistema de tratamiento que controle las descargas de aguas residuales crudas al río Coatán, río que atraviesa la ciudad y que es utilizado para riego agrícola. Por tal motivo este trabajo propone un tratamiento a base del método de lagunas de estabilización, considerando que el sistema de lagunas de estabilización es una solución viable en México, ya que representa un bajo costo en su construcción, operación y mantenimiento.

La utilización de las lagunas de estabilización en algunas ciudades en México, es atractiva en términos económicos, aun que cabe mencionar que existe una variedad de sistemas de tratamiento y que pueden tener una serie de combinaciones, lo cual aumenta o disminuye su costo dependiendo de las características de la zona de estudio.

Para la realización de este trabajo se pidió información a los organismos operadores correspondientes de la ciudad, y con ello se desarrolló la propuesta, esperando que sirva como apoyo para todos aquellos interesados en el tema de tratamiento de las aguas residuales, para la conservación y reutilización del agua en México.



CAPÍTULO 1. ASPECTOS GENERALES

En este capítulo se presenta una breve reseña sobre la evolución en el tratamiento de las aguas residuales que ha realizado la humanidad y los aspectos relevantes sobre la problemática del agua, su calidad o grado de contaminación. Así como la necesidad de diseñar y construir sistemas de tratamiento de aguas residuales eficientes.

1.1. Antecedentes históricos

El manejo inadecuado de las aguas residuales tiene consecuencias graves para la salud pública y los ecosistemas, la colección y el tratamiento de las aguas residuales antes de su descarga en un cuerpo receptor es relativamente reciente. Se han encontrado restos de sistemas de alcantarillado de la época prehistórica en Creta y en las antiguas ciudades Sirias. Aun en nuestros días se pueden encontrar las canalizaciones de desagüe construidas por los romanos, su principal función era el drenaje, los romanos tenían la costumbre de verter sus residuos a las calles lo que significaba que junto con los escurrimientos fluían grandes cantidades de materia orgánica. En Europa a finales de la edad media, se empezaron a usar excavaciones subterráneas privadas y más tarde letrinas, pero cuando se llenaban eran vaciados y utilizados como fertilizantes o se descargaban en terrenos naturales o cursos de agua natural (Ref. 1).

A mediados del siglo XIX en Europa, principalmente en Londres Inglaterra y después en París se presentaron epidemias de cólera, lo cual obligó al diseño y construcción de un sistema adecuado de alcantarillado.

La construcción de alcantarillados combinados fue común en las grandes ciudades durante la segunda mitad del siglo XIX, y dado que los sistemas pluviales terminaban naturalmente en los cursos de agua, los desechos humanos eran descargados directamente en corrientes, lagos y estuarios sin tratamiento, ocasionando contaminación severa y problemas de salud pública que se transferían, de la comunidad servida con alcantarillado, a los usuarios del agua localizados corriente abajo.

A inicios del siglo XX, algunas ciudades e industrias empezaron a reconocer que el vertido directo de desechos en ríos, lagos y estuarios, provocaba problemas sanitarios severos a la salud, lo cual llevó a la construcción de instalaciones de depuración de los desechos. Aproximadamente en aquellos mismos años se implementaba el tanque séptico como método de tratamiento de aguas residuales domesticas y durante la segunda década del siglo en la Gran Bretaña se desarrolló el proceso de lodos activados el cual mejoró significativamente el tratamiento de aguas residuales y se construyó primero en sus ciudades y posteriormente en el mundo (Ref. 1).



En México, los mexicas construyeron calzadas y diques para moderar el flujo de las aguas de lagos y ríos, con el fin de prevenir inundaciones y evitar que los lagos de Chalco y Xochimilco se mezclaran con las aguas saladas del lago de Texcoco. Las obras hidráulicas realizadas por los mexicas mantuvieron a México-Tenochtitlán casi sin inundaciones, situación que cambió con la llegada de los españoles, quienes destruyeron algunos diques y calzadas privando a la ciudad de agua potable, cegando los canales que la cruzaban y desaguaban en el lago de Texcoco.

Durante la época colonial se estableció la construcción de letrinas en sitios de comercio público, donde inclusive ya con un contexto sanitario, se dispuso que estuvieran con separación de uso para hombres y mujeres, para lo cual se destinarían los corrales adjuntos o a espaldas de dichos establecimientos. Se debían limpiar todos los días y arrojar las excretas en los tiraderos públicos, bajo un patrón de penas por inobservancia a las ordenanzas relativas al buen orden y conservación de 1756 (Ref. 2).

Dado que en muchos lugares se requerían letrinas, un abundante número de ellas se estableció en las orillas de las acequias; éstas, además de dar una mala impresión, producían un olor insoportable. Por otra parte, al rebasar su cupo derramaban el contenido, afectando al ambiente y las aguas que corrían por las acequias adjuntas.

Lo anterior trajo como consecuencia que se exigiera una mejor calidad del ambiente obligando la limpieza y reparación de las letrinas, tanto públicas como particulares. Ante la ausencia de letrinas muchos pobladores recurrieron a usar directamente las acequias para evacuaciones y vaciaban sus excretas en las acequias. Para evitarlo, el Ayuntamiento pensó en diseñar letrinas con caja y pozo profundo que estuvieran conectadas a una red subterránea (Ref. 2).

Hacia 1788, El virrey Manuel Antonio Flores obligó a los propietarios de las casas a instalar en cada una de ellas letrinas conectadas a la red de albañales y que los maestros de primeras letras hicieran en sus escuelas "cajas comunes" a fin de que los alumnos no salieran; inclusive, debido a la población y los volúmenes que manejarían, el Ayuntamiento les enseñaría la forma de construirlas y su ubicación. Años después, a fin de llevar a cabo esa obligatoriedad, el 31 de agosto de 1792 se publicó un bando en el que se pedía a los maestros mayores que, al construir casas en calles donde hubiera atarjeas subterráneas, los inmuebles contaran con letrinas de ceja y pozos profundos. La inquietud del Ayuntamiento por la sanidad urbana iba en aumento; a una disposición seguía otra, por lo que en el caso de los desechos líquidos y excretas, ordenó que en 400 pulquerías se instalaran "comunes" con separación para hombres y mujeres, y que no dejaran en la calle los cueros de pulque, la disposición se emitió en 1794 (Ref. 2).

Al llegar la época de la Independencia la ciudad de México aún no contaba con obras adecuadas que pudieran alejar las aguas pluviales y de desecho de las zonas urbanas. Hasta entonces, el desagüe de la ciudad se efectuaba a través de imperfectas atarjeas y conductos desaguadores que componían el sistema de caños de cajas con pendientes mal calculadas, con capacidad insuficiente y que eran muy difíciles y costosas de mantener sin





azolvarse. Este sistema conducía las aguas por el canal de la Merced hacia el lago de Texcoco, donde no tenían otra salida sino la evaporación natural. Se empezaron a desarrollar obras para evitar las inundaciones de la ciudad, pero es hasta la presidencia de Porfirio Díaz cuando se empezaron a realizar obras importantes de desvío de aguas pluviales y de desechos. Iniciando en México la conducción de las aguas de desechos al lago de Texcoco (Ref. 2).

A partir de la necesidad de controlar los efectos que acompañan los diversos tipos de descargas del agua residual en corrientes tanto superficiales como subterráneas se ha puesto de manifiesto, desde ya hace algunas décadas, la obligación de controlar la contaminación indiscriminada producida por las actividades domésticas e industriales que realizamos los seres humanos. En este sentido, el desarrollo industrial junto con el crecimiento demográfico se cuenta como dos de los factores principales que inciden en la necesidad de manejar de manera adecuada los recursos hídricos en sus diversos usos y reúsos.

Es por ello, que el tema de la contaminación del agua sea prioridad para buscar un equilibrio, donde el impacto causado por el hombre se ajuste a los lineamientos de una legislación adecuada y emergente en el tema de la protección al ambiente, de la salud y de los recursos naturales.

1.2. Problemática del agua

La contaminación del agua, considerada como uno de los procesos de deterioro ambiental más importantes, ha generado incrementos en el riesgo a la salud y disminución de la calidad de vida y disponibilidad del recurso. Se han realizado esfuerzos para el control de la contaminación del agua, uno de ellos es la construcción y operación de sistemas de tratamiento de aguas residuales; no obstante, en los cuerpos de agua del país, se sigue recibiendo un gran número de descargas de aguas residuales sin tratar.

El agua como se sabe es esencial para los seres vivos, siendo probablemente el recurso natural más importante. Se obtiene en fuentes tales como ríos, arroyos y acuíferos del subsuelo, pero con el crecimiento demográfico, las inundaciones y las sequías, han producido un aumento a la extracción y distribución del agua, aunado a esto, el país enfrenta una gran disminución acelerada de disponibilidad de agua en las zonas más pobladas y una creciente contaminación de los recursos hídricos.

Con el crecimiento, la centralización de la población y los complejos industriales se ha incrementado la cantidad de desechos en las aguas residuales municipales, los cuales tienen un alto potencial contaminante, que al ser descargadas sin tratamiento alguno en los cuerpos receptores, perjudican y dañan al ambiente disminuyendo su potencial aprovechamiento.



1.2.1. Propagación de enfermedades

El agua juega un gran papel en el desarrollo de la vida pero cuando está contaminada se convierte en un medio de transporte para los microorganismos que pueden provocar muchas enfermedades infecciosas.

Las aguas residuales albergan microorganismos que causan enfermedades incluyendo virus, protozoos y bacterias. Los organismos patógenos se encuentran en las excretas de los seres humanos y de los animales de sangre caliente (mascotas, ganado y animales silvestres). Pueden transmitirse a través del agua, de los alimentos, de persona a persona y de animales a seres humanos.

Las bacterias que más afectan la salud pública son: *Vibrio cholerae*, causante del cólera; *Escherichia coli*, *Campylobacter jejuni* y *Yersinia enterocolitica*, causantes de gastroenteritis agudas y diarreicas; *Salmonella typhi*, que produce fiebres tifoideas y paratifoideas; y *Shigella*, causante de disentería.

Estas bacterias llegan a los cursos de agua a través de las descargas de aguas residuales sin tratar o con tratamiento deficiente, del drenaje de lluvias, de las descargas provenientes de plantas de procesamiento de carne de ganado y aves, y de escorrentías que pasan por los corrales de ganado. En las zonas rurales, la práctica de la defecación a campo abierto también constituye una fuente de contaminación de las aguas superficiales.

Las bacterias patógenas representan un serio riesgo para la salud pública debido a que su ingestión podría ocasionar una epidemia con graves consecuencias para la salud de la población.

Las enfermedades gastrointestinales se encuentran entre las tres principales causas de muerte en el mundo y en la región latinoamericana. El agua no segura para beber y la contaminación a través del desecho inadecuado de aguas residuales son responsables por la gran mayoría de estas muertes. Es un problema que está directamente relacionado con la presencia de enfermedades infecciosas tales como el cólera, hepatitis, disentería, gastroenteritis y muchas otras. En la siguiente tabla 1.1 se muestra algunas enfermedades infecciosas, en cuya incidencia influye el agua.

Tabla 1.1. Principales enfermedades relacionadas con el agua.

Enfermedad	Tipo de relación con el agua.
Cólera Hepatitis infecciosa Leptospirosis Paratifoidea Tularemia Tifoidea	Transmitidas a través del agua.
Disentería amibiana Disentería bacilar Gastroenteritis	A través del agua o por el agua para aseo personal.
Acariasis Conjuntivitis Enfermedades diarreicas Lepra Sarna Sepsis y úlcera de la piel Tiña Tracoma	En el agua para aseo.
Gusano de Guinea Esquistosomiasis	Desarrollados en el agua.
Paludismo Oncocercosis Enfermedad de Sueño Fiebre amarilla.	Insectos vectores relacionados.

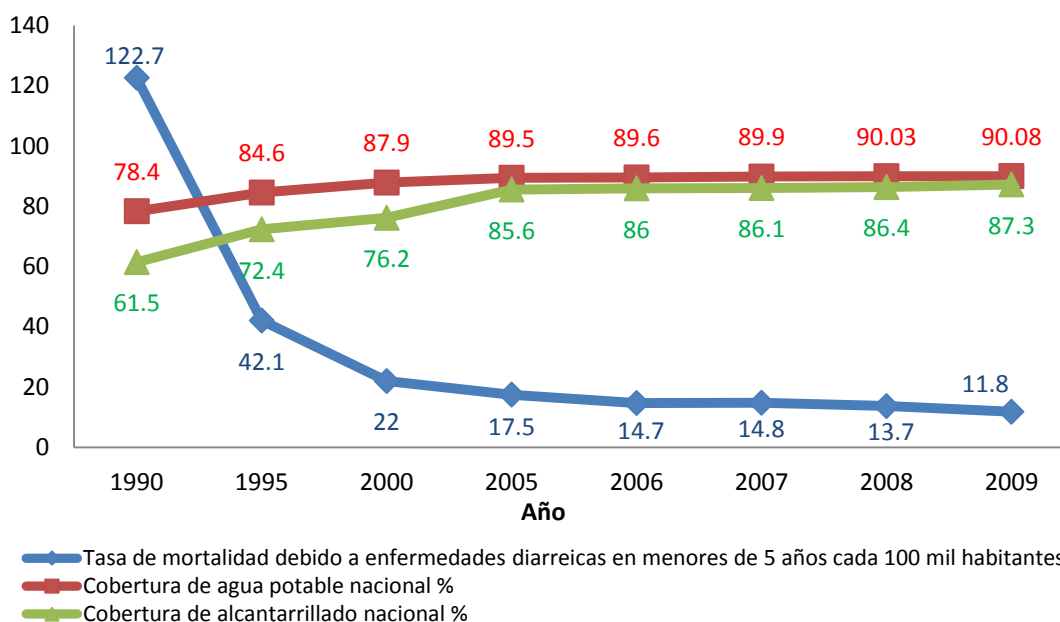
Fuente: Organización Mundial de la Salud 2011.

El acceso al agua potable y al saneamiento adecuado son elementos cruciales para la reducción de la mortalidad y morbilidad entre la población menor de cinco años, en la disminución tanto de la incidencia de enfermedades de transmisión hídrica como la hepatitis viral, fiebre tifoidea, cólera, disentería y otras causantes de diarrea, así como posibles afecciones resultantes del consumo de agua con componentes químicos tóxicos, tales como arsénico, nitratos o flúor.

En México, en el caso de las enfermedades diarreicas, la mortalidad infantil se ha reducido como resultado de diversas acciones e intervenciones en salud pública, entre las que se encuentran la distribución de suero oral, las campañas de vacunación, el Programa Agua Limpia, y el incremento de las coberturas de agua potable, alcantarillado y saneamiento, que reducen la exposición a los agentes patógenos.

En la gráfica 1.1 se ilustra la tasa de mortalidad a causa de las enfermedades diarreicas en menores de cinco años por cada 100 mil habitantes y como se ha ido reduciendo con forme ha avanzando la cobertura del agua potable y del alcantarillado en México desde 1990 hasta el año 2009.

Gráfica 1.1. Cobertura de agua potable y alcantarillado y tasa de mortalidad de enfermedades diarreicas en menores de 5 años, 1990-2009.



Fuente: Secretaría de Salud. Dirección General de Evaluación del Desempeño. 2010.

1.3. El agua residual

Las aguas residuales se pueden definir como una combinación de líquidos o aguas portadoras de residuos procedentes de residencias, instituciones públicas, así como de centros comerciales e industrias, a las que, eventualmente, pueden agregarse aguas subterráneas, superficiales y pluviales.

1.3.1. Características del agua residual

Debido a la gran diversidad de elementos y compuestos que pueden estar presentes en las aguas residuales, no es factible dar detalles de los componentes presentes en una muestra para especificar su condición, sin embargo, se puede considerar que existe un conjunto de ellos que tienen importancia por la influencia que ejercen sobre la elección de una tecnología de tratamiento del agua; así como el diseño y operación de la planta de tratamiento, los cuales se dividen en características: físicas, químicas y biológicas.

1.3.1.1. Características físicas

Las características físicas están representadas por el material flotante y materia en suspensión, en dispersión coloidal y en disolución, color y temperatura. Las propiedades físicas más comúnmente empleadas para determinar las impurezas en el agua y en el agua residual se muestran en la tabla 1.2.

Tabla 1.2. Principales características físicas del agua residual.

Características	Descripción
Sólidos Totales (ST) (mg/l)	Contenido de sólidos totales que queda como residuo en la evaporación del agua entre 103 y 105 ° C.
Sólidos Disueltos (SDT) (mg/l)	Es el residuo que queda después de filtrar el agua residual en membranas de 1.2 µm de poro y evaporada a 103°C.
Sólidos Suspendidos Totales (SST) (mg/l)	Son componentes de los sólidos totales. Son partículas mayores de 1 micra e incluye a los sólidos sedimentables.
Sólidos Sedimentables Totales (ml/l)	Son sólidos en suspensión que pueden llegar a sedimentarse en condiciones de reposo debido a la influencia de la gravedad. Son removidos por sedimentación en un cono Imhoff en 60 minutos a temperatura ambiente.
Los SDT y SST se pueden subdividir en:	
Volátiles (SSV y SDV)(mg/l)	Sólidos orgánicos que se oxidan y se volatizan a 550 ± 50°C.
Fijos (SSF y SDF)(mg/l)	Sólidos inorgánicos que quedan como cenizas al calentarlos a 550 ± 50°C.
Olor	Es causado por los gases desprendidos de la descomposición de la materia orgánica y/o sustancias adicionales al agua residual.
Temperatura (°C)	En general, la temperatura del agua residual es mayor que la fuente y mayor a la temperatura del medio ambiente esto debido a la adición de calor que ejercen los usos domésticos e industriales (excepción de climas muy cálidos).
Color	El agua residual doméstica presenta un color gris a café claro cuando se acaba de generar, posteriormente el agua residual séptica: presenta un color de gris a gris oscuro/negro. Las aguas residuales industriales pueden tener un color en algunos casos, tales como la industria textil, papel, petrolera y petroquímica.



<p>Turbiedad (UTN)</p>	<p>La turbiedad incrementa el color aparente del agua residual y se debe a la presencia de materia suspendida orgánica e inorgánica.</p> <p>Lo que se mide como turbiedad es la pérdida de la luz transmitida a través de la muestra por difracción de los rayos al chocar con las partículas, y por ello depende no sólo de su concentración sino también de su tamaño y forma.</p>
------------------------	--

Fuente: adaptado de Metcalf & Eddy vol. 1, 1996

Los sólidos pueden clasificarse según su tamaño y estado, en sedimentables, suspendidos, coloidales o disueltos (figura 1.1). A su vez se clasifican como volátiles y no volátiles. Los primeros se subliman a temperaturas de 550°C. En la mayoría de los casos los sólidos volátiles son considerados orgánicos y los no volátiles inorgánicos (figura 1.2).

Figura 1.1. Clasificación y tamaño de partículas encontradas en el agua.

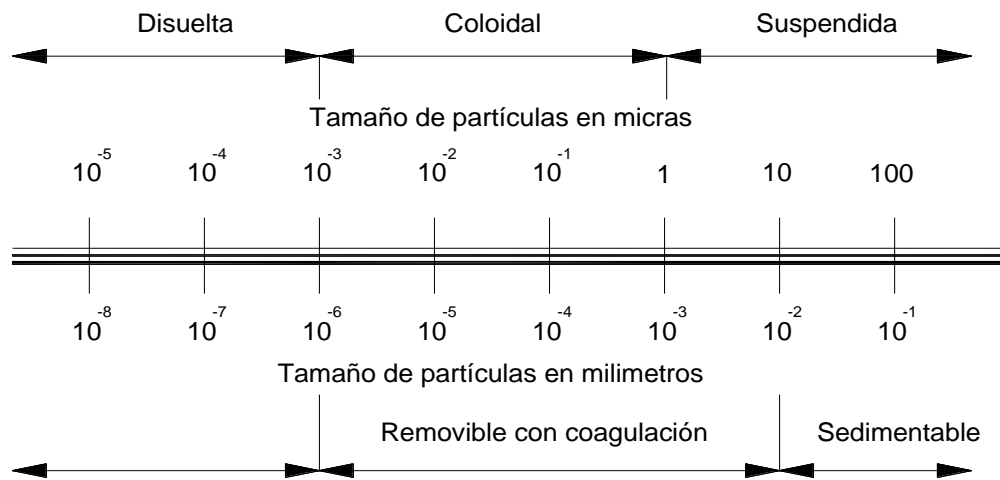
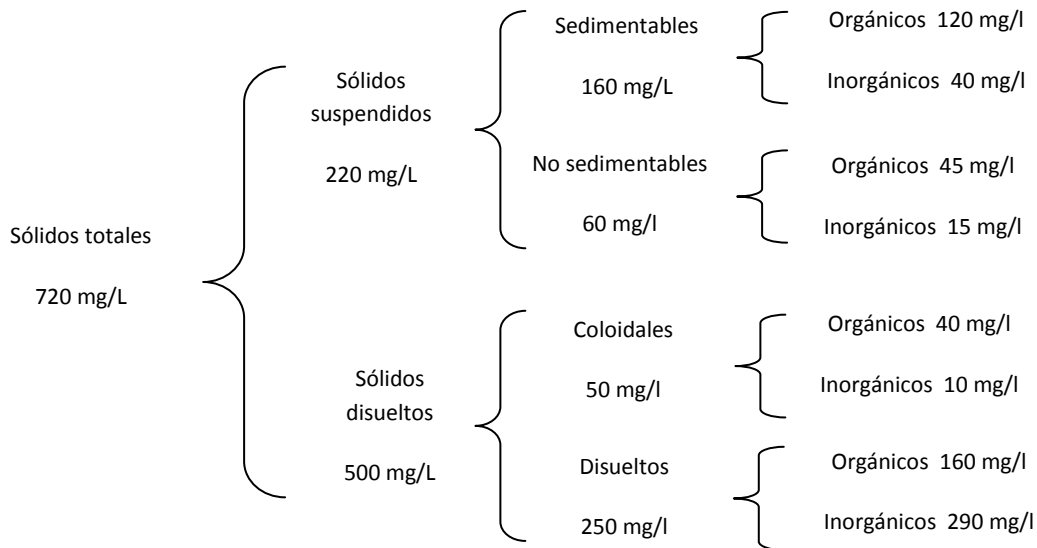


Figura 1.2. Condiciones físicas y composición de los sólidos contenidos en agua residual doméstica.



Fuente Metcalf & Eddy vol. 1, 1996.

1.3.1.2. Características químicas

Las características químicas son más específicas en su naturaleza que algunos parámetros físicos y por eso son más útiles para evaluar de inmediato, las propiedades de una muestra de agua residual se dividen en orgánicas, inorgánicas y gases. En seguida se describen algunas características químicas:

El pH. El potencial de hidrogeno es el logaritmo negativo de base 10 de la concentración de ión H^+ , Mide el grado de acidez o de alcalinidad del agua. Es muy importante en los tratamientos biológicos, ya que los microorganismos se desarrollan en un intervalo de pH entre 6.0 y 8.0.

Alcalinidad. Es la capacidad del agua para poder neutralizar ácidos. Se debe a la presencia principalmente de bicarbonato $[HCO_3^-]$, carbonato $[CO_3^{2-}]$ e hidróxido $[OH^-]$. Se expresa en términos de $CaCO_3$

Acidez. Es la capacidad del agua para neutralizar compuestos básicos. La mayoría de las aguas naturales y residuales domesticas son amortiguadas por un sistema $CO_2-HCO_3^-$. La acidez se expresa en términos de $CaCO_3$.



Oxígeno disuelto (OD). El oxígeno es un elemento muy importante en la calidad del agua, su presencia es esencial para mantener la vida biológica. La solubilidad del oxígeno depende de la temperatura, la presión atmosférica y el contenido de sólidos disueltos en el agua.

Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO). Mide la cantidad de oxígeno disuelto que requieren los microorganismos para oxidar bioquímicamente la materia orgánica disuelta.

La DBO es un parámetro útil para determinar la cantidad de oxígeno requerido para estabilizar la materia orgánica del agua residual, seleccionar el método de tratamiento, dimensionar las instalaciones de tratamiento y evaluar la eficiencia de los procesos de tratamiento.

Las muestras se incuban por cinco días a temperatura de 20°C para determinar el O₂ consumido durante este periodo por los microorganismos inoculados.

Demanda Química de Oxígeno (DQO). Se entiende por demanda química de oxígeno (DQO), la cantidad de materia orgánica e inorgánica en un cuerpo de agua susceptible de ser oxidada por un oxidante fuerte.

La DQO Es el parámetro que permite medir indirectamente el contenido de materia orgánica del agua residual que contengan compuestos tóxicos para la vida biológica. Casi todas las sustancias orgánicas se oxidan en su totalidad con excepción de compuestos como la piridina, el benceno, o el tolueno. La magnitud de los resultados obtenidos normalmente es mayor que la DBO.

Nitrógeno. Es un elemento importante ya que las reacciones biológicas solo pueden efectuarse en presencia de suficiente nitrógeno. El nitrógeno puede presentarse en cuatro formas principales:

Nitrógeno inorgánico. En la forma de proteínas, aminoácidos y urea.

Nitrógeno amoniacal. Como sales de amoníaco o como amoníaco libre.

Nitrógeno de nitritos. Una etapa intermedia de oxidación que normalmente no se presenta en grandes cantidades.

Nitrógeno de nitratos. Producto final de la oxidación del nitrógeno.

Fósforo. Se requiere para la reproducción y síntesis de nuevos tejidos celulares y su presencia es necesaria para el tratamiento biológico. El agua residual domestica es relativamente rica en fósforo (como fosfatos), debido a su alto contenido de desechos humanos y detergentes sintéticos (estos pueden ser medidos como sustancias activas al azul de metileno).

Cloruros. Son responsables del sabor salobre del agua y es un indicador de posible contaminación del agua residual.





Grasas y aceites. Estas sustancias representan un problema en el tratamiento del agua residual, ya que tienden a flotar y a formar una capa en la superficie del agua, la cual impide la transferencia de los gases entre el aire y el agua.

Metales pesados y cianuros. Son aquellos que, en concentraciones por arriba de determinados límites, pueden producir efectos negativos en la salud humana, flora o fauna.

1.3.1.3. Características biológicas

Las aguas naturales contienen una amplia variedad de microorganismos los cuales forman un sistema ecológico balanceado. Las características biológicas se relacionan principalmente con la población residente de microorganismos presentes en el agua.

Su impacto en el agua es la transmisión de enfermedades por organismos patógenos, además del desarrollo del sabor y olor de las aguas superficiales y subterráneas.

Todos los microorganismos requieren para su crecimiento un ambiente húmedo para garantizar su crecimiento, así como una fuente de carbono y de energía (nutrientes). De esta forma, elementos como el nitrógeno, fósforo y elementos traza como sulfuros, potasio, calcio, y magnesio, deben de estar disponibles en el agua. Las dos fuentes de carbono para la síntesis de tejido celular son el dióxido de carbono y el carbono presente en la materia orgánica.

Fotosíntesis. Las plantas utilizan el carbono inorgánico y la radiación ultravioleta para producir materia orgánica y oxígeno.

Quimiosíntesis. La quimiosíntesis es un tipo de nutrición autótrofa. Consiste en la producción de materia orgánica a partir de inorgánica, utilizando como fuente de energía la liberada en reacciones químicas redox exógenas o exotérmicas.

En la siguiente tabla 1.3 se mencionan algunos organismos que utilizan a la fotosíntesis y quimiosíntesis para generar energía.





Tabla 1.3. Grupos de microorganismos presentes en el agua residual.

Clasificación	Fuente de energía	Fuente de carbono	Organismos representativos
Fotoautótrofos	Luz	CO ₂	Algas, bacterias fotosintéticas,
Fotoheterótrofos	Luz	Materia orgánica	Bacterias fotosintéticas.
Quimioautótrofos	Materia orgánica	CO ₂	Bacterias.
Quimioheterótrofos	Materia orgánica	Materia orgánica	Bacterias, hongos, protozoarios, animales.

Fuente: Tchobanoglous y Schroeder.

Los principales grupos de microorganismos presentes en el agua se clasifican como protistas, plantas y animales.

Procariotes. Son estructuras celulares simples y pequeñas ($\varnothing < 5\mu\text{m}$) con núcleo primitivo de un solo cromosoma circular, sin membrana nuclear. Su reproducción normalmente es por fisión binaria. Se incluyen en este grupo de bacterias, los actinomicetos y algas verde-azules.

Virus. Son parásitos obligados ya que no tienen la habilidad de sintetizar nuevos compuestos, son partículas submicroscópicas que varían de tamaño de $0.02\mu\text{m}$ a $0.3\mu\text{m}$, compuestas de ácido nucleico y una cubierta de proteína, y que contiene todo el material hereditario necesario para la reproducción; dependen de un huésped para obtener la proteína y la energía necesaria para producirse.

Por su incapacidad para crecer fuera de un huésped adecuado, los virus se encuentran en la frontera entre la materia viviente y las sustancias inanimadas. Para identificación y enumeración de los virus se requieren aparatos y técnicas especiales. Las aguas residuales contienen grandes cantidades de virus, que también están presentes en el agua superficial contaminada.

Bacterias. Son organismos protistas unicelulares; de 0.1 a $10\mu\text{m}$ de tamaño, pueden vivir como autótrofos o como heterótrofos y aprovechar el alimento soluble. Su reproducción es por fisión binaria y el tiempo de generación en algunas especies puede tomar sólo 20 min en condiciones favorables.

Algunas bacterias forman esporas resistentes que pueden permanecer latentes por periodos prolongados en condiciones ambientales adversas, pero que pueden reactivarse al retornar las condiciones favorables. La mayoría de las bacterias se desarrollan en condiciones de pH neutro, aunque algunas especies pueden existir en un ambiente altamente ácido. Las bacterias desempeñan una función vital en los procesos naturales de estabilización y se utilizan ampliamente en el tratamiento de aguas residuales. Se clasifican en relación con criterios tales como: tamaño, forma y agrupamiento de células; características de la colonia; reacción a la tinción; requerimientos de crecimiento; movilidad y reacciones químicas específicas. Las bacterias pueden ser aerobias, anaerobias y facultativas.





Hongos. Son protistas eucariotas aerobios, multicelulares, no fotosintéticos y heterótrofos. Algunos son saprofitos, obtienen su alimento de la materia orgánica muerta. Junto con las bacterias, los hongos son los principales responsables de la descomposición de los compuestos carbonaceos en la biosfera. Son capaces de degradar compuestos orgánicos altamente complejos. Crecen en áreas reducidas y a bajos valores de pH. Aprovechan casi las mismas fuentes de alimento que las bacterias en las reacciones quimiosintéticas pero, como su contenido de proteína es inferior, sus requerimientos de nitrógeno son menores formando menos materia celular.

Existen más de 100,000 especies de hongos y su estructura es una compleja masa ramificada de hifas que parecen hilos. Tienen cuatro o cinco fases de vida distintas con reproducción por esporas asexuales o semillas. Los hongos existen en las aguas contaminadas y en las plantas de tratamiento biológico, especialmente cuando hay altas relaciones de C:N, pueden ser responsables de ciertos sabores y olores en los abastecimientos de agua.

Algas. Son microorganismos eucariotas, autótrofos, fotosintéticos, contienen clorofila y actúan como principales productoras de materia orgánica en un ambiente acuático.

Los compuestos inorgánicos tales como el bióxido de carbono, el amoniaco, el nitrato y el fosfato proporcionan la fuente de alimento para sintetizar nuevas células de algas y para producir oxígeno. En ausencia de la luz solar, las algas viven en forma quimiosintética y consumen oxígeno de modo que, en el agua que tiene algas, hay una variación diurna de los niveles de OD, teniendo lugar una sobresaturación de oxígeno durante el día y una reducción en la noche.

Protozoarios. Son microorganismos eucariotas unicelulares de 10 a 100 μm de longitud, que se reproducen por fisión binaria. Algunos se encuentran libres en la naturaleza, mientras que otros son parásitos, viviendo dentro o fuera de un organismo. Los huéspedes varían de organismos primitivos como algas a organismos complejos, incluyendo al ser humano. La mayoría son heterótrofos aerobios o facultativos. Su fuente principal de alimento son las bacterias que además de alimento les suministran otros factores necesarios para su crecimiento que ellos mismos no pueden sintetizar.

Estos organismos son importantes en los procesos de descomposición del tratamiento de aguas residuales y en los lagos, ya que solubilizan la materia orgánica particulada para crear los sustratos disueltos que requieren las bacterias y los hongos.

Rotíferos. Animales microscópicos de 100 a 1000 μm de tamaño, su alimentación es similar a la de los protozoarios, y consiste en ingerir partículas vivas y muertas, y excrementar materia orgánica soluble útil para bacterias y hongos. Son importantes para reciclar energía y material en las plantas de tratamiento de las aguas residuales y en los sistemas naturales.





Microcrustáceos. Son animales microscópicos de 1 a 10 mm. Se alimentan de bacterias algas y otras partículas en los lagos. Los microcrustáceos son importantes en la transferencia de energía y materiales en los sistemas acuáticos.

Macroinvertebrados. Animales superiores sin espina dorsal o columna vertebral, por lo común habitan en el lodo del fondo de lagos y ríos. Los macroinvertebrados incluyen gusanos, almejas, caracoles y la primera etapa de insectos. Son importantes en el tratamiento de materia orgánica muerta en los ecosistemas acuáticos y son una fuente importante de alimento para los peces. A causa de su falta relativa de movilidad, los macroinvertebrados acumulan compuestos tóxicos, y de este modo funcionan como indicadores de la salud del ecosistema.

Organismos patógenos. Se conoce como organismos patógenos, a los organismos que al ingresar al cuerpo humano pueden causar enfermedades o daños a la biología de un huésped. Se identifican a través de indicadores, en este caso, se le llama así a los organismos que con su presencia indican que ha ocurrido contaminación con excreta humana, los indicadores más utilizados son dos grupos de bacterias que siempre se encuentran el intestino de los seres humanos: el grupo de coliformes fecales y el grupo de estreptococos fecales.

Los coliformes incluyen a todas las bacterias aerobias, anaerobias y facultativas, no esporuladas, en forma de bacilo corto, que fermentan las lactosas con producción de gas en 24 horas a 35 °C. Este grupo heterogéneo no sólo está presente en las heces humanas, sino que se encuentra en otros ambientes como son: aguas residuales, aguas dulces superficiales, suelo y vegetación. Los estreptococos fecales su presencia indica una contaminación peligrosa y demuestran que ha ocurrido recientemente, ya que en aguas no contaminadas nunca se encuentran. Son característicos de la contaminación fecal y están presentes en las heces humanas y en las de animales de sangre caliente.

Helmintos. Los helmintos o gusanos, son animales invertebrados de tamaño variable que van de milímetros a metros. Se reproducen sexualmente formando huevos fértiles que dan lugar a larvas de diversa morfología.

Los huevos y larvas de los parásitos intestinales pueden llegar a los cursos de agua transportados por humanos y animales, ya sea directamente o en el lavado del suelo. Los huevos o larvas son relativamente pequeños en número. Las infecciones parasitarias son esporádicas y sólo se producen bajo condiciones insalubres a través de la mala administración del sistema de alcantarillado.

1.4. Legislación en México sobre materia del agua

Se ha mencionado sobre la utilización del agua en México, pero el hacer uso de este vital líquido crea derechos y obligaciones que todo ciudadano, empresa u organización debe





cumplir, tal como lo establece la constitución política de los Estados Unidos Mexicanos en sus leyes, reglamentos y normas que regulan el uso racional del agua con el fin de evitar conflictos en lo posible, considerando que el agua es un recurso natural de usos múltiples.

1.4.1. Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos

Fue promulgada en el año de 1917 y sigue vigente a la fecha con sus respectivas modificaciones, en sus artículos 4, 27, 73 y 115, menciona los derechos y obligaciones en materia de agua en México, las cuales se mencionan a continuación.

Artículo 4. Señala que toda persona tiene derecho a la protección de la salud y a un medio ambiente adecuado para su desarrollo y bienestar.

Artículo 27. Establece que la propiedad de las tierras y aguas comprendidas dentro de los límites del territorio nacional, corresponde a la nación, la cual tiene el derecho de transmitir el dominio de ellas a los particulares, constituyendo la propiedad privada.

En su párrafo tercero menciona que la nación tendrá en todo tiempo el derecho de imponer a la propiedad privada las modalidades que dicte el interés público, así como el de regular, en beneficio social, el aprovechamiento de los elementos naturales susceptibles de apropiación, con objeto de hacer una distribución equitativa de la riqueza pública, cuidar de su conservación, lograr el desarrollo equilibrado del país y el mejoramiento de las condiciones de vida de la población rural y urbana.

En su párrafo sexto especifica que el dominio de la nación es inalienable e imprescriptible y la explotación, el uso o el aprovechamiento de los recursos de que se trata, por particulares o sociedades constituidas legalmente, sólo podrá realizarse mediante concesiones otorgadas por el Ejecutivo Federal.

Artículo 73 y 115. Contienen la mayor cantidad de facultades legislativas otorgadas al Congreso General de los Estados Unidos Mexicanos en materia del agua y las facultades de los municipios respectivamente.

1.4.2. Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente (LGEEPA)

Durante la época colonial se había tomado en cuenta de una manera no tan directa la protección de los recursos naturales. Sin embargo, es en el año de 1971 en donde se dio inicio a una estructuración del marco legal en materia de la protección del medio ambiente al promulgarse la Ley Federal para Prevenir y Controlar la Contaminación Ambiental (LFPCCA) y la normatividad de las aguas residuales en el Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación del Agua (RPCCA) de 1973. Este ordenamiento fue derogado en febrero





de 1982 cuando entro en vigor la Ley Federal de Protección al Ambiente (LFPA), la cual establecía medidas para la protección del medio ambiente, regulaba los ámbitos en la contaminación, así como los efectos que se podrían desplegar, y evaluaba el impacto ambiental de las obras públicas y privadas con la finalidad de construir un instrumento de planeación de proyectos.

En el año de 1987, se reformaron los artículos 27 y 73 de la constitución política, dando prioridad a la preservación y restauración del equilibrio ecológico al descentralizar las atribuciones de la Ley en las instancias del gobierno Federal, Estatal y Municipal para la protección de los recursos naturales.

La Ley Federal de Protección al Ambiente fue derogada en el año de 1988 cuando entro en vigor la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente (LGEEPA) y en la actualidad ha sido reformada y publicada en el Diario Oficial de la Federación en mayo de 2008.

Esta ley es reglamentaria de las disposiciones de la constitución política de los Estados Unidos Mexicanos. Se enfoca principalmente en ordenar la prevención y control de la contaminación del agua y de los ecosistemas acuáticos, señala que la prevención y control de la contaminación del agua, es fundamental para evitar que se reduzca su disponibilidad y proteger los ecosistemas del país.

Enfatiza que la utilización de las aguas en las diferentes actividades productivas es susceptible de producir su contaminación y conlleva la responsabilidad de tratar las descargas que se generen de tal forma que puedan ser utilizadas en otras actividades y se mantenga el equilibrio de los ecosistemas.

El ejecutivo federal formula y condiciona la política ambiental y expide las normas mexicanas para la conservación y restauración del equilibrio ecológico y la protección al ambiente, sin perder los principios básicos en donde los ecosistemas son propiedad común de la sociedad y de su equilibrio depende la vida y las posibilidades productivas del país, y deben de ser aprovechados de una manera que se asegure la productividad optima y sostenida, es por ello que tanto las autoridades y los particulares deben de asumir su responsabilidad en la protección del equilibrio ecológico al realizar obras o actividades que afecten el ambiente y es obligación de ambos el prevenir, minimizar los daños que se causen así como asumir el costo de dicha afectación.

La Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente prohíbe la descarga o infiltración en cualquier cuerpo o corriente de agua, en el suelo o subsuelo, de aguas residuales que contengan contaminantes sin previo tratamiento y la autorización de la autoridad federal o local en los casos de descargas en aguas de jurisdicción local o sistemas de drenaje y alcantarillado de los centros de población.





1.4.3. Ley de Aguas Nacionales (LAN)

La Ley de Aguas Nacionales fue creada en 1992, reformada y publicada en el Diario Oficial de Nación el 18 de abril de 2008. Es una ley reglamentaria del artículo 27 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos en materia de aguas nacionales. Tiene como finalidad regular el uso, aprovechamiento o explotación de dichas aguas así como su distribución, uso y la preservación de su cantidad y calidad para lograr su desarrollo integral sustentable.

Establece que la Comisión Nacional del Agua (CONAGUA) es la autoridad administrativa en materia de aguas nacionales. Entre sus principales atribuciones está la formulación de la política hídrica nacional y su seguimiento. También está encargada de vigilar el cumplimiento y aplicación de la Ley en la materia, de expedir títulos de concesión, asignación o permiso de descarga y llevar el Registro Público de Derechos de Agua. Así como el programar, estudiar, construir, operar, conservar y mantener las obras hidráulicas federales directamente o a través de contratos o concesiones con terceros, y realizar acciones que correspondan al ámbito federal para el aprovechamiento integral del agua, su regulación y control y la preservación de su cantidad y calidad.

En el ámbito de las cuencas y Regiones Hidrológico e Hidrológico-Administrativas, la Ley de Aguas Nacionales establece la creación de los Organismos de Cuenca y los Consejos de Cuenca. Los primeros son organismos de índole gubernamental descritos como unidades técnicas, administrativas y jurídicas especializadas, con carácter autónomo, adscritos a la CONAGUA, a través de los cuales se lleva a cabo la gestión integrada de los recursos hídricos. Los Organismos de Cuenca deben apoyarse en los Consejos de Cuenca. Éstos últimos son: "órganos colegiados de integración mixta, que serán instancia de coordinación y concertación, apoyo, consulta y asesoría, entre la Comisión Nacional del Agua, incluyendo el Organismo de Cuenca que corresponda, y las dependencias y entidades de las instancias federal, estatal o municipal, y los representantes de los usuarios de agua y de las organizaciones de la sociedad, de la respectiva cuenca Hidrológica o Región Hidrológica" (Art. 3, fracción XV).

Asimismo "La Autoridad del Agua" sancionará conforme a lo previsto por esta Ley, las siguientes faltas:

Descargar en forma permanente, intermitente o fortuita aguas residuales en contravención a lo dispuesto en la presente Ley en cuerpos receptores que sean bienes nacionales, incluyendo aguas marinas, así como cuando se infiltren en terrenos que sean bienes nacionales o en otros terrenos cuando puedan contaminar el subsuelo o el acuífero.

Explotar, usar o aprovechar aguas nacionales residuales sin cumplir con las Normas Oficiales Mexicanas en la materia y en las condiciones particulares establecidas para tal efecto.



1.4.4. Ley Federal de Derechos

La Ley Federal de Derechos se publicó en el mes de julio de 1991, para entrar en vigor en octubre del mismo año, reformada y publicada en el Diario Oficial de la Federación el 27 de diciembre de 2006. Esta ley, establece las disposiciones generales para el pago de derechos por el uso o aprovechamiento de los bienes del dominio público de la nación, así por recibir servicios que presta el Estado en sus funciones de derecho público, excepto cuando se presten por organismos descentralizados. También son derechos las contribuciones a cargo de los organismos públicos descentralizados por prestar servicios exclusivos del Estado.

Establece las cuotas por los servicios de trámite y expedición de las asignaciones, concesiones, autorizaciones o permisos para usar o aprovechar aguas nacionales, o para descarga de aguas nacionales.

Impone las cuotas por el uso y aprovechamiento de aguas nacionales (agua de abastecimiento), de conformidad con la división territorial que para el caso se determina en el artículo 231 de dicha ley. La división territorial determina cuatro zonas de disponibilidad. Las cuotas se establecen tomando en cuenta el uso a que se destina el recurso.

Asimismo establece cuotas por el uso de o goce de inmuebles como son: la zona federal marítimo-terrestre, los diques, cauces, vasos, zonas de corriente, depósitos de propiedad nacional y otros inmuebles del dominio público.

1.4.5. Normas Oficiales Mexicanas

Las normas Mexicanas Oficiales son un conjunto de reglas científicas o tecnológicas emitidas por la Secretaría del Medio Ambiente y Recursos Naturales, donde se establecen los requisitos, especificaciones, condiciones, procedimientos, parámetros y límites permisibles que se deben observar en el desarrollo de actividades o uso y destino de bienes nacionales que causen o puedan causar desequilibrio ecológico o daños al medio ambiente.

El objetivo de las normas es establecer los principios y criterios de las políticas y estrategias en materia ambiental.

NOM-001-SEMARNAT-1996. Establece los límites máximos permisibles de contaminantes en las descargas de aguas residuales en aguas y bienes nacionales. El objeto es el proteger la calidad y posibilitar su uso benéfico, esta norma fue publicada el 6 de enero de 1997.

Específica las concentraciones de contaminantes básicos, metales pesados y cianuros para las descargas de aguas residuales a aguas y bienes nacionales el cual no debe de exceder el valor establecido como límite máximo indicado.



NOM-002-SEMARNAT-1996. Establece los límites máximos permisibles de los contaminantes en las descargas de aguas residuales a los sistemas de alcantarillado urbano o municipal. Con el fin de prevenir y mitigar la contaminación en las aguas o bienes nacionales así como la de proteger la infraestructura de dichas estructuras, esta norma no es aplicable a aquellas descargas domésticas, pluviales y de la industria que sean distintas a las aguas residuales de proceso y sean conducidas por drenajes separados. Esta Norma fue Publicada en el Diario Oficial de la Federación el 3 de junio de 1998.

NOM-003-SEMARNAT-1997. Establece los límites máximos permisibles de contaminantes para las aguas residuales tratadas que se reúsen en servicios al público. Publicada en el Diario Oficial de la Federación el 21 de septiembre de 1998. Con el objeto de proteger el medio ambiente y la salud de la población, y es de observancia obligatoria para las entidades públicas responsables de su tratamiento y reúso.

NOM-004-SEMARNAT-2002. Esta norma oficial mexicana establece las especificaciones y los límites máximos permisibles de contaminantes en los lodos y biosólidos provenientes del desazolve de los sistemas de alcantarillado urbano o municipal, de las plantas potabilizadoras y de las plantas de tratamiento de aguas residuales, con el fin de posibilitar su aprovechamiento o disposición final y proteger al medio ambiente y la salud humana. Para el manejo de los biosólidos se observarán los principios de esta norma. Esta norma fue publicada en el Diario Oficial de la Federación el 15 de agosto del año 2003.





CAPÍTULO 2. NECESIDAD DEL TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

En las últimas décadas, la población en México ha experimentado un crecimiento considerable de habitantes, incrementándose de manera importante el consumo de agua y, consecuentemente, la generación de una mayor cantidad de aguas residuales.

En México, un volumen considerable de aguas residuales es vertido sin previo tratamiento contaminando el suelo y las aguas superficiales, tanto en zonas urbanas como rurales, creando un riesgo obvio para la salud humana y el medio ambiente.

La preocupación por las descargas de las aguas residuales y sus efectos al medio ambiente ha dado lugar a la promulgación de leyes como la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente; uno de los objetivos de esta ley es prevenir y controlar la contaminación del agua y proteger los recursos hídricos.

Por ello, es preciso recurrir a un tratamiento de las aguas residuales antes de descargar las aguas crudas a un cuerpo receptor y poder controlar las descargas directas de los sistemas de alcantarillado, tal como lo establece el conjunto de Normas Oficiales Mexicanas aplicables (NOM-001-SEMARNAT-1996, NOM-002-SEMARNAT-1996, NOM-003-SEMARNAT-1997 y NOM-004-SEMARNAT-2002).

El objetivo del tratamiento de aguas residuales nunca ha sido producir un producto estéril, sin especies microbianas, sino reducir el nivel de microorganismos dañinos a niveles más seguros de exposición como lo establece la norma mexicana NOM.-001-SEMARNAT-1996.

El manejo efectivo de las aguas residuales debe dar como resultado un efluente reusable, o uno que pueda ser descargado de manera segura en el medio ambiente como lo indica la legislación mexicana en materia de aguas residuales.

Con la construcción y operación de un mayor número de plantas de tratamiento se generará un mayor volumen de agua tratada que se podrá destinar a sectores como el agrícola e industrial, liberándose importantes volúmenes de agua de primer uso en beneficio de los habitantes del país.

Por medio del tratamiento de las aguas residuales también se persigue reducir la incidencia de enfermedades de origen hídrico al contribuir a crear y fortalecer un medio armónico de convivencia entre la población y la naturaleza





2.1. El agua en México

México cuenta en forma global con suficientes recursos hídricos, obtiene al agua que consume la población de fuentes superficiales y subterráneas que se recargan naturalmente en temporada de lluvias.

Al año 2009 el país recibía del orden de 1,489 miles de millones de metros cúbicos de agua en forma de precipitación pluvial. De esta agua, el 73.1% se evapotranspira y regresa a la atmósfera, el 22.1 % escurre superficialmente y el 4.8% resultante se infiltra al subsuelo y recarga los acuíferos, de tal forma que anualmente se cuenta con 460 mil millones de metros cúbicos de agua dulce renovable (datos estadísticos de la Comisión Nacional del Agua-CONAGUA-2011).

En cuanto a los ríos y arroyos, estos constituyen una red hidrográfica de 633 mil kilómetros, en la que destacan 50 ríos principales por los que fluye el 87% del escurrimiento superficial, de este dos terceras partes le pertenecen a siete ríos: Grijalva-Usumacinta, Papaloapan, Coatzacoalcos, Balsas, Pánuco, Santiago y Tonalá.

México comparte ocho cuencas en total con los países vecinos: tres con los Estados Unidos de América (Bravo, Colorado y Tijuana), cuatro con Guatemala (Grijalva-Usumacinta, Suchiate, Coatán y Candelaria) y uno con Belice y Guatemala (río Hondo).

2.2. Usos del agua

Podemos definir el concepto de uso, como la aplicación del agua a una actividad. Cuando existe consumo, entendido como la diferencia entre el volumen suministrado y el volumen descargado, se trata de un consumo consuntivo, existen otros usos del agua en donde no se consume agua, como la generación de energía eléctrica, que utiliza el agua almacenada en presas, a estos se le conoce como consumo no consuntivo.

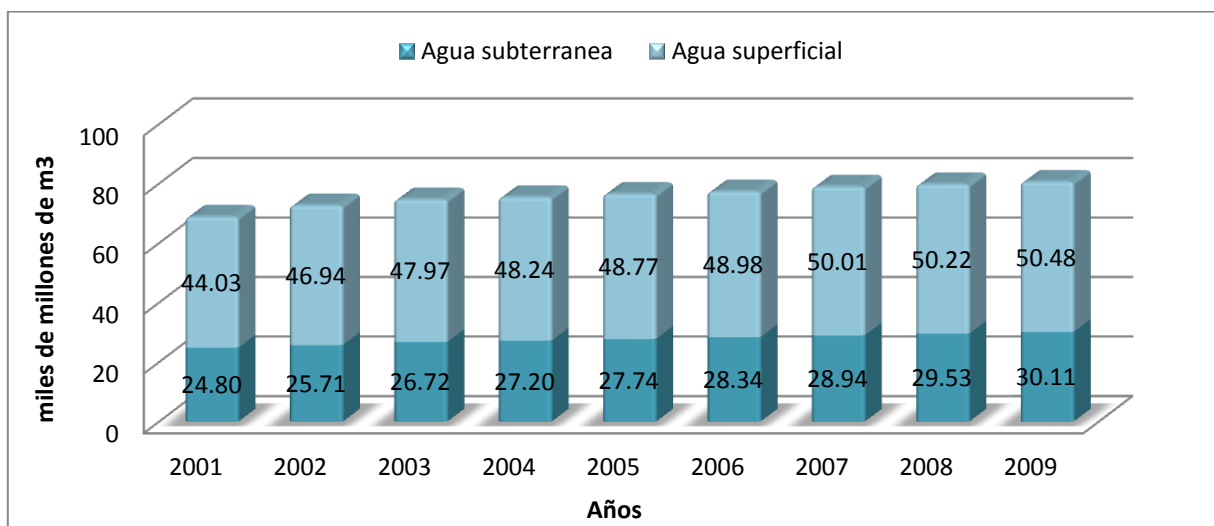
El Registro Público de Derechos de Agua (REPDE) En donde se inscriben todos los títulos de concesión o asignación de aguas nacionales que otorga la CONAGUA, en la cual clasifica los usos del agua en doce que son: el uso agrícola, agroindustrial, domestico, acuacultura, servicios, industrial, pecuario, público urbano, múltiples, generación de energía eléctrica, comercio y otros usos. Agrupándose para fines prácticos en usos consuntivos (agrícola, abastecimiento público, industria autoabastecida y termo eléctricas) y no consuntivos (hidroeléctricas).

Como se mencionó anteriormente, el país obtiene agua para uso consuntivo de aguas superficiales y del subsuelo de donde se ha incrementado en los últimos años. El 63 % del agua para este uso, proviene de aguas superficiales, mientras que el 37% restante proviene



de fuentes subterráneas. En la gráfica 2.1 muestra la evolución del volumen en los últimos años concesionado para uso consuntivo.

Gráfica 2.1. Evolución del volumen concesionado para uso consuntivo por tipo de fuente del año 2001 al 2009.



Fuente: CONAGUA. Subdirección General de Programación. Estadísticas 2011.

Tabla 2.1. Usos consuntivos, según origen del tipo de fuente de extracción, 2008 (miles de millones de metros cúbicos, km3).

Usos	Origen		Volumen total	Porcentaje de extracción
	Superficial	Subterránea		
Agrícola	40.9	20.9	61.8	76.7
Abastecimiento Público	4.3	7.1	11.4	14.1
Industria Autoabastecida	1.6	1.7	3.3	4.1
Termoeléctrica	3.6	0.4	4.1	5.1
Total	50.5	30.1	80.6	100.00

Fuente: CONAGUA. Subdirección General de Administración del Agua, 2008.

Como puede observarse en la tabla 2.1, la actividad que mayor volumen de agua utiliza es la agrícola, esto debido a los sistemas de riego. México es uno de los países con mayor infraestructura de riego en el mundo.



Uso Agrícola. El principal uso del agua en México es el agrícola, el cual en términos de uso de aguas nacionales se refiere principalmente al agua utilizada para riego de cultivos. Cuenta con una infraestructura de 6.4 millones de hectáreas, de las cuales el 54% corresponde a 85 distritos de riego, y el restante a más de 39 mil unidades de riego.

La población ocupada en este subsector al cuarto trimestre del año 2008 fue de 5.9 millones de personas, lo que representa el 13% de la población económicamente activa. Por lo que se estima que dependen directamente de la actividad 30 millones de mexicanos, en su mayoría población rural.

Uso para abastecimiento público. El uso para el abastecimiento público incluye la totalidad del agua entregada a través de las redes de agua potable, las cuales abastecen a los usuarios domésticos, así como a las diversas industrias y servicios conectados con dichas redes.

En México, el servicio de agua potable, alcantarillado, tratamiento y disposición de aguas residuales se encuentra a cargo de los municipios.

Uso en industria autoabastecida. Está representado por la industria que se abastece directamente de los ríos, arroyos, lagos o acuíferos de la nación. Las industrias están conformadas por sectores como la minera, eléctrica, agua, la construcción e industrias manufactureras.

Los principales subsectores que integran a la industria, sin considerar los orientados a la generación de electricidad son: extracción de petróleo y de gas, fabricación de equipo de transporte, industria química, e industria alimentaria.

Uso en termoeléctricas. El agua incluida en este rubro se refiere a la utilizada en centrales de vapor duales, carboeléctricas, de ciclo combinado, de turbo gas y de combustión interna.

El agua concesionada a las termoeléctricas es muy importante ya que generó en el año 2009 un total de 207 TWh, lo que representa un 88.7 % del total de energía eléctrica producida en el país.

Uso en hidroeléctricas. En esta actividad el uso de agua es no consuntivo ya que no consume el agua empleada en su proceso, a nivel nacional, las Regiones Hidrológico-Administrativas XI Frontera Sur y IV Balsas, son las que tienen la concesión del agua más importante, ya que se encuentran los ríos más caudalosos y las centrales hidroeléctricas más grandes del país.

En el año 2008 se ocupó un volumen de 150.7 miles de millones de agua, lo que permitió generar 37.84 TWh de energía eléctrica, el equivalente al 16.4% de la generación total del país.



2.3. Plantas de tratamiento de aguas residuales en México

Con el propósito de conocer el número de plantas de tratamiento de aguas residuales que existen en el país, desde hace varios años la CONAGUA se ha dado a la tarea de mantener actualizado un inventario de esta infraestructura y la situación física en la que se encuentran a fin de planear, programar, proyectar y construir o rehabilitar dicha infraestructura de saneamiento, necesaria para sanear un mayor volumen de agua. En la siguiente tabla 2.2 se muestra la generación, recolección y tratamiento de las descargas municipales y no municipales hasta el año 2009.

Tabla 2.2. Descargas de aguas residuales municipales y no municipales al año 2009.

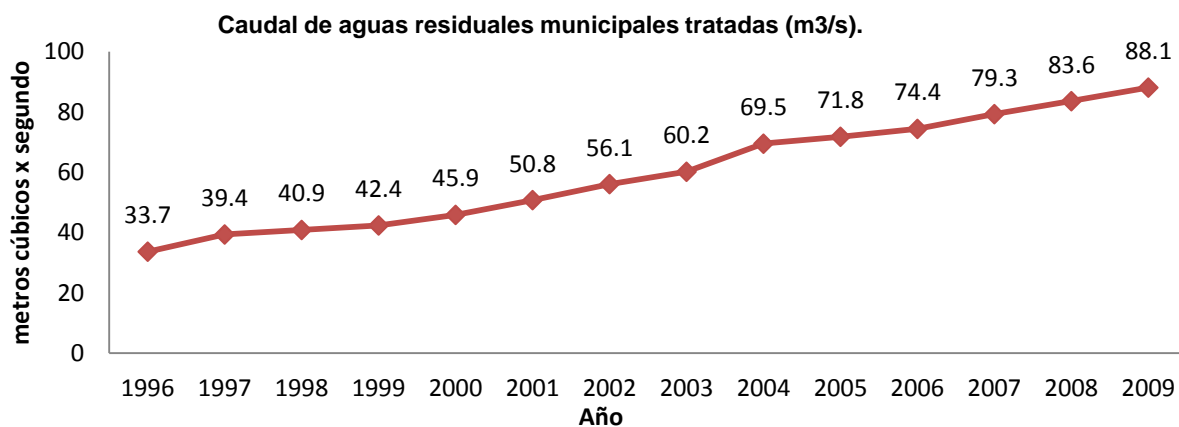
Centros urbanos (descargas municipales):		
Aguas residuales	7.49	Km ³ /año (237.5 m ³ /s).
Se recolectan en alcantarillado	6.59	Km ³ /año (209.1 m ³ /s).
Se tratan	2.78	Km ³ /año (88.1 m ³ /s).
Se generan	2.02	Millones de toneladas de DBO5 al año.
Se recolectan en alcantarillado	1.78	Millones de toneladas de DBO5 al año.
Se remueven en los sistemas de tratamiento	0.61	Millones de toneladas de DBO5 al año.
Usos no municipales, incluyendo a la industria:		
Aguas residuales	6.01	Km ³ /año (190.4 m ³ /s).
Se tratan	1.16	Km ³ /año (36.7 m ³ /s).
Se generan	6.95	Millones de toneladas de DBO5 al año.
Se remueven en los sistemas de tratamiento	1.33	Millones de toneladas de DBO5 al año.

FUENTE: CONAGUA. Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento, "Estadísticas del agua en México, edición 2011".

2.3.1. Inventario de las plantas de tratamiento municipal en México

De acuerdo con la información recabada por la CONAGUA a través de sus organismos de cuenca y direcciones locales, a diciembre de 2009 existían en el país 2,029 plantas en operación formal, con una capacidad total instalada de 121 m³/s.

Las 2,029 plantas en operación procesan un caudal de 88.1 m³/s, equivalente al 42% del total de las aguas residuales generadas y colectadas en los sistemas formales de alcantarillado municipales. En la gráfica 2.2 se muestra la evolución de las plantas de tratamiento hasta el año 2009 con su caudal procesado.

Gráfica 2.2. Evolución de los caudales tratados en los últimos años.

Fuente: Estadísticas de agua en México, CONAGUA, ed. 2011.

Es importante resaltar el hecho de que las cifras expresadas incluyen las descargas de las industrias que están instaladas en zonas urbanas, y que no se pueden desagregar de las descargas domésticas.

El inventario de las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales comprende el conjunto de plantas de tratamiento registrado en CONAGUA, sin considerar quién las haya construido o las opere y no se incluyen las plantas de tratamiento de las descargas provenientes de industrias, centros comerciales y hospitales, entre otras. En la tabla 2.3 se presenta la evolución de las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales con su capacidad instalada y su caudal tratado.

Tabla 2.3. Evolución de las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales al 2009.

Año	Plantas en operación		
	No. De plantas	Capacidad instalada (l/s)	Caudal tratado (l/s)
1992	394	ND	30 554.0
1993	454	ND	30 726.0
1994	461	ND	32 065.0
1995	469	48 172.0	32 905.2
1996	595	52 696.0	33 745.4
1997	639	57 401.7	39 388.8
1998	727	58 560.2	40 854.7
1999	777	61 559.0	42 396.8
2000	793	68 970.0	45 927.3



2001	938	73 852.6	50 810.0
2002	1077	79 735.0	56 148.5
2003	1182	84 331.5	60 242.6
2004	1300	88 718.3	64 541.9
2005	1433	95 774.3	71 784.8
2006	1593	99 764.2	74 388.3
2007	1710	106 266.7	79 388.3
2008	1833	113 024.0	83 639.6
2009	2029	120 860.9	88 127.08

ND: No disponible. FUENTE: CONAGUA. Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento.

En la tabla 2.4 se muestran las plantas de tratamiento que están en operación por entidad federativa.

Tabla 2.4. Plantas de tratamiento de aguas residuales municipales en operación, por entidad federativa, 2009.

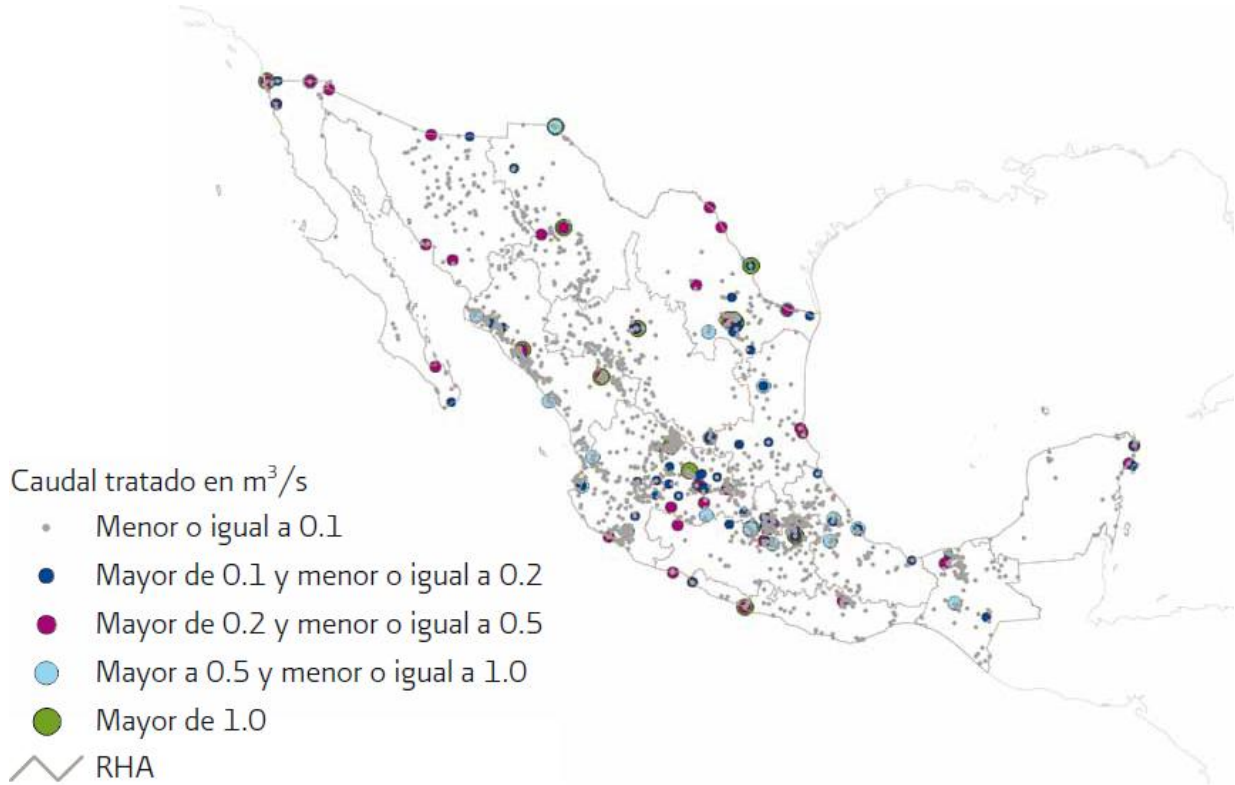
Entidad federativa		Número de plantas en operación	Capacidad instalada (m ³ /s)	Caudal tratado (m ³ /s)	Entidad federativa		Número de plantas en operación	Capacidad instalada (m ³ /s)	Caudal tratado (m ³ /s)
1	Aguascalientes	117	4.10	3.35	17	Morelos	38	1.90	1.37
2	Baja California	31	7.23	5.62	18	Nayarit	63	2.29	1.42
3	Baja California Sur	23	1.45	1.06	19	Nuevo León	61	13.25	10.88
4	Campeche	21	0.14	0.09	20	Oaxaca	66	1.51	0.99
5	Coahuila de Zaragoza	23	5.21	4.03	21	Puebla	72	3.15	2.55
6	Colima	69	1.59	1.15	22	Querétaro	75	1.20	0.80
7	Chiapas	28	1.42	0.96	23	Quintana Roo	31	2.21	1.73
8	Chihuahua	140	9.00	5.94	24	San Luis Potosí	30	2.33	1.91
9	Distrito Federal	28	6.77	3.33	25	Sinaloa	162	5.50	4.57
10	Durango	174	4.16	3.21	26	Sonora	83	4.67	2.83
11	Guanajuato	60	5.86	4.42	27	Tabasco	73	1.93	1.40
12	Guerrero	47	3.50	2.69	28	Tamaulipas	42	6.11	4.32
13	Hidalgo	12	0.33	0.28	29	Tlaxcala	55	1.30	0.89
14	Jalisco	122	4.20	3.53	30	Veracruz de Ignacio de la Llave	105	6.80	4.09
15	México	78	7.09	5.19	31	Yucatán	20	0.30	0.08
16	Michoacán de Ocampo	25	3.58	2.79	32	Zacatecas	55	0.75	0.64
Total de plantas de tratamiento							2029	120.86	88.127

FUENTE: CONAGUA. Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento.



En la figura 2.1 se ilustra las plantas de tratamiento de aguas residuales municipales instaladas en los estados por su capacidad instalada hasta el año 2009.

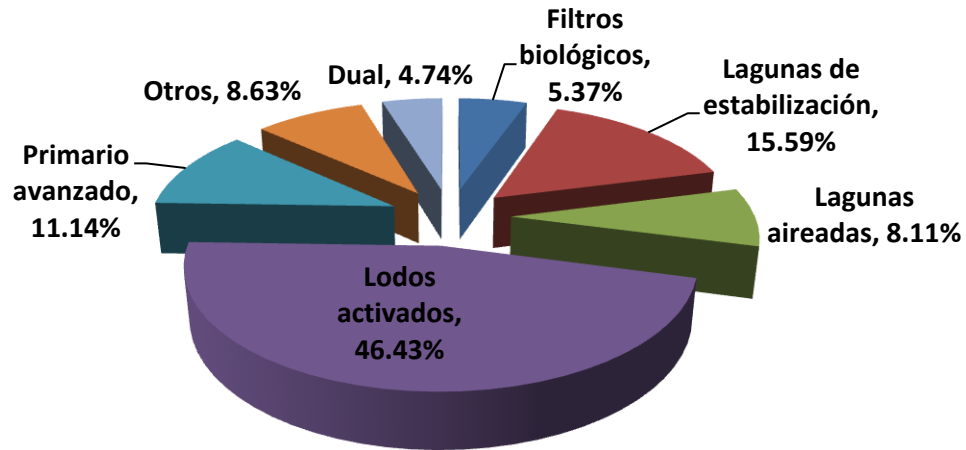
Figura 2.1. Plantas de tratamiento de aguas residuales municipales a diciembre de 2009.



FUENTE: CONAGUA. Subdirección General de Agua Potable, Drenaje y Saneamiento.

Los procesos de tratamiento de aguas residuales municipales son diversos, pero en el país predomina el método de lodos activados con el 46.43%, seguido de las lagunas de estabilización con el 15.59%. En la gráfica 2.3 se ilustra los principales métodos de tratamiento utilizados en México.

Gráfica 2.3. Principales procesos de tratamiento de aguas residuales municipales, por caudal tratado, 2008.

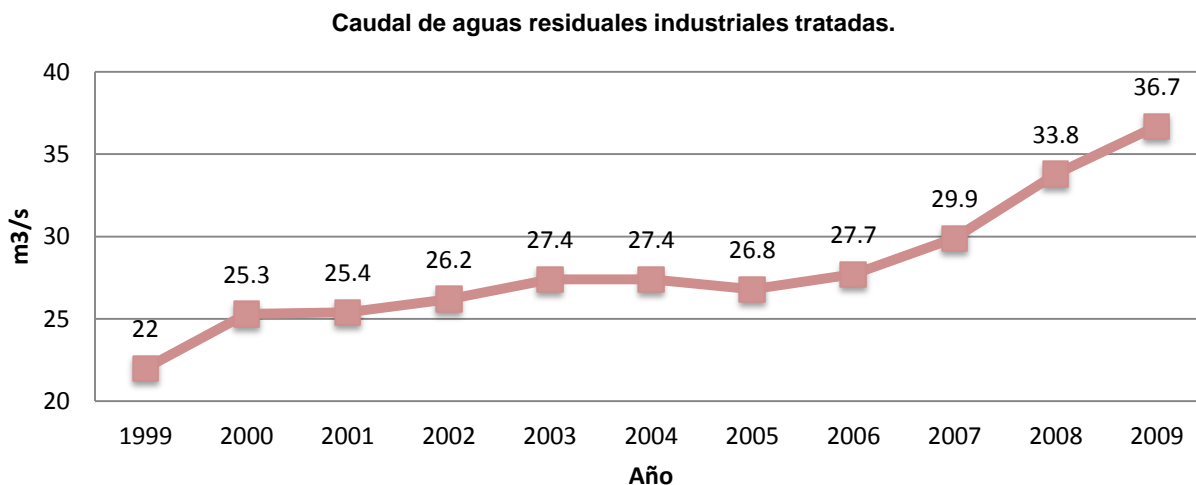


Fuente: Estadísticas de agua en México, CONAGUA, ed. 2011.

2.3.2. Inventario de las plantas de tratamiento de aguas residuales industriales en México

Con el propósito de conocer el nivel y la capacidad de tratamiento de las aguas residuales de origen industrial, durante el año 2009 se actualizó el inventario nacional de plantas de tratamiento de aguas residuales industriales, en donde se registran todos los sistemas que tratan aguas residuales de la industria nacional. Es necesario mencionar que en el inventario no se registran las plantas de tratamiento de hoteles, centros comerciales, hospitales, unidades habitacionales y escuelas.

En dicho inventario se registran 2 186 plantas de tratamiento, de estas 2 082 están en operación con un gasto de tratamiento de 36.7 m³/s, que equivale al 59.5% de su capacidad instalada. Logrando una cobertura de tratamiento de 17.9% respecto al agua residual generada. En general es un porcentaje muy bajo ya que más del 80% de agua residual generada en este sector no tiene tratamiento alguno. En la gráfica 2.4 se muestra la evolución de la cantidad de aguas residuales industriales tratadas hasta el año 2009.

Gráfica 2.4. Cantidad de aguas residuales industriales tratadas en los últimos años.

Fuente: Estadísticas de agua en México ed. 2011.

La CONAGUA toma como base los parámetros y límites máximos permisibles contenidos en la norma oficial mexicana NOM-002-SEMARNAT-1996.

También se consideran los parámetros y límites máximos permisibles que derivan de las declaratorias de clasificación de los cuerpos de aguas nacionales que se publican en los términos del artículo 87 de la Ley de Aguas Nacionales. Asimismo, se toma en cuenta los derechos de terceros y las restricciones que imponga la programación hídrica.

Existen tres tipos de tratamiento para las aguas residuales industriales: tratamiento primario, secundario y terciario. En la tabla 2.5 muestra los tipos de tratamiento y las cantidades de plantas instaladas hasta el año 2009.

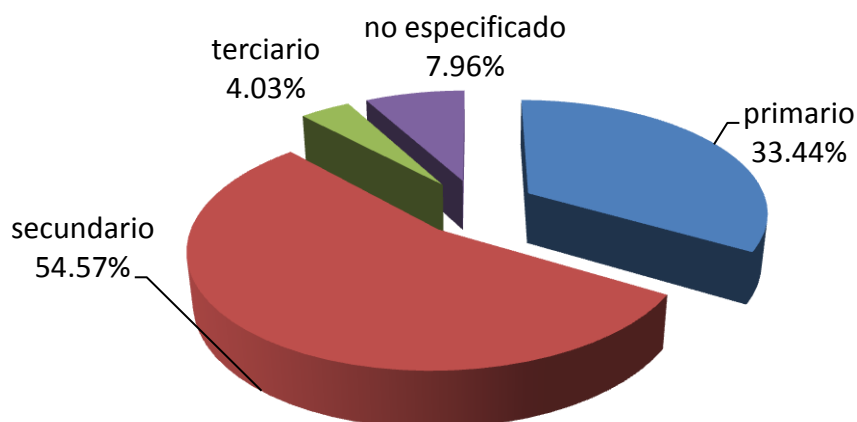
El tratamiento más utilizado es el secundario y se aplica en 1,193 plantas que tratan un caudal de 18.39 m³/s. Le sigue el tratamiento primario, aplicado en 731 plantas con un gasto de operación de 14.64 m³/s. El tratamiento terciario se aplica en 88 plantas con un gasto de 1.26 m³/s.

Tabla 2.5. Tipos de tratamiento de aguas residuales industriales hasta el año 2009.

Tipo de tratamiento	Propósito	Número de plantas	Gasto de operación (m ³ /s)
Primario	Ajustar el pH y remover materiales orgánicos y/o inorgánicos en suspensión de tamaño igual o mayor a 0.1 mm.	731	14.64
Secundario	Remover materiales orgánicos coloidales y disueltos.	1193	18.39
Terciario	Remover materiales disueltos que incluyen gases, sustancias orgánicas naturales y sintéticas, iones, bacterias y virus.	88	1.26
No especificado		174	2.41
Total		2186	36.70

Fuente: Estadísticas de agua en México ed. 2011.

En la gráfica 2.5 se muestran los porcentajes de cada uno de los procesos empleados en las plantas de tratamiento de las aguas residuales industriales hasta el año 2009.

Gráfica 2.5. Tipo de tratamientos de aguas residuales industriales al año 2009.

Fuente: Estadísticas de agua en México, CONAGUA, ed. 2011.



2.4. El reúso del agua residual tratada en México

México tiene la necesidad de una infraestructura hídrica que sustente y garantice el suministro de agua y el tratamiento del agua residual. Para tener un eficiente tratamiento del agua residual no sólo basta con la concientización de la población si no que también se necesita de los suficientes recursos financieros para su construcción, operación y mantenimiento permanente.

El reúso de agua residual tratada es un recurso que actualmente está tomando mayor relevancia en comparación con décadas anteriores, su demanda ha ido en incremento a medida que la disponibilidad de agua potable va en disminución.

El agua residual tratada para su reúso debe de reunir ciertas características de calidad como lo establecen las normas mexicanas en materia del agua, la cual está definida según la actividad para la cual se va a reutilizar, y en la cual también está encargada de regular su aprovechamiento y manejo..

De acuerdo con datos de la CONAGUA, en el año 2008 México reutilizó 5,051 millones de metros cúbicos de agua, lo equivalente a unos 160 m³/s, la cual el riego agrícola utilizó el 33% de las aguas residuales municipales tratadas en donde también están incluidas las descargas a los drenes agrícolas, acequias de riego y el riego de forrajes

En el reúso de agua de origen municipal destaca la transferencia de aguas residuales colectadas en las redes de alcantarillado hacia cultivos agrícolas y una menor proporción se reutiliza dichas aguas en las industrias, así como en las termoeléctricas



CAPÍTULO 3. TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

3.1. El tratamiento de aguas residuales

El objetivo de la planta de tratamiento es el de remover las sustancias contaminantes de las aguas residuales a fin de evitar efectos negativos en la calidad de los cuerpos receptores y poder lograr un control de los contaminantes del agua residual antes de la descarga como lo establece la norma mexicana NOM-001-SEMARNAT-1996.

A lo largo de los años se han desarrollado una gran variedad de métodos para el tratamiento del agua residual y en muchos casos se han logrado combinar varios procesos unitarios. Los procesos de tratamiento del agua residual pueden clasificarse de acuerdo a las características inherentes del tratamiento, es decir, si el proceso de tratamiento se realiza bajo las condiciones físicas o por condiciones químicas o biológicas. Los principales contaminantes presentes en un agua residual de origen municipal y los procesos más comúnmente empleados para su remoción se resumen en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Principales contaminantes y procesos más comunes para su remoción.

Contaminantes	Operación, proceso, unidad o sistema de tratamiento	Clasificación
Sólidos suspendidos	Cribado y desmenuzado	F
	Sedimentación	F
	Flotación	F
	Filtración	F
	Coagulación/sedimentación	Q/F
Orgánicos biodegradables	Lodos activados	B
	Filtro percolador	B
	Discos biológicos rotatorios	B
	Lagunas aeradas	B
	Laguna de oxidación	F/B
	Filtración en arena	B/Q/F
	Físico/químico	F/Q
Patógenos	Cloración	Q
	Ozonación	Q
Nutrientes:	Nitrificación y desnitrificación con biomasa suspendida	B
Nitrógeno	Nitrificación y desnitrificación con biomasa fija	B



	Arrastre con amoníaco	Q/F
	Intercambio iónico	Q
	Cloración en el punto de quiebre	Q
Fósforo	Coagulación/sedimentación con sales metálicas	Q/F
	Coagulación/sedimentación con cal	Q/F
	Remoción bioquímica	B/Q
Orgánicos refractarios	Adsorción con carbón activado	F
	Ozonación	Q
Metales pesados	Precipitación química	Q
	Intercambio iónico	Q
Sólidos inorgánicos disueltos	Intercambio iónico	Q
	Ósmosis inversa	F
	Electrodialisis	Q

Q=Químicos, F=Físicos y B=biológicos.

Fuente: "Alternativas de tratamiento de aguas residuales", IMTA, ed. 2002.

El tratamiento de las aguas residuales se puede clasificar como tratamiento primario, secundario y terciario (avanzado). Existe un tratamiento previo que se le conoce como pretratamiento y tiene la finalidad de mejorar la calidad física del influente mediante la remoción de materia flotante como basura, madera y sólidos que puedan sedimentarse.

Tratamiento primario. Se refiere a la remoción de la mayor parte de los sólidos en suspensión contenidos en las aguas residuales, generalmente a través de la sedimentación simple. Este tipo de operación puede o no, según el caso, estar acompañada del tratamiento de los lodos resultante de la sedimentación.

Tratamiento secundario. Consiste en la separación a un alto grado de los sólidos orgánicos disueltos contenidos en las aguas residuales. Este proceso casi siempre está complementado por el tratamiento de lodos resultantes de dicha separación.

Tratamiento terciario o avanzado. Se refiere a la remoción, mediante procesos fisicoquímicos, la mayoría de las veces de los materiales en suspensión muy finos en solución. Este proceso puede consistir en una serie más o menos compleja de procesos de acuerdo con la calidad del agua residual por tratar y la calidad requerida en el agua tratada.



3.2. Diagramas de flujo

En las plantas de tratamiento, las operaciones o procesos unitarios se agrupan para construir un sistema de tratamiento con el que se logra mejorar la calidad del agua residual. A estas representaciones gráficas de los sistemas de tratamiento se les denomina diagrama de flujo y/o diagrama de bloques de procesos. Con la gran gama de métodos existentes se puede hacer variedad de diagramas sin perder el objetivo principal del tratamiento, que es la obtención de un efluente que cumpla con los requerimientos de calidad que establecen las normas mexicanas y que, por lo tanto, disminuya los impactos ambientales posibles o posibilite su uso, y todo esto con el menor costo posible (construcción, operación y mantenimiento). En la figura 3.1 y figura 3.2 se muestran ejemplos de un diagrama para un sistema de tratamiento de aguas residuales.

Figura 3.1. Diagrama de flujo de una planta de tratamiento de aguas residuales municipales a base de lodos activados como tratamiento biológico.

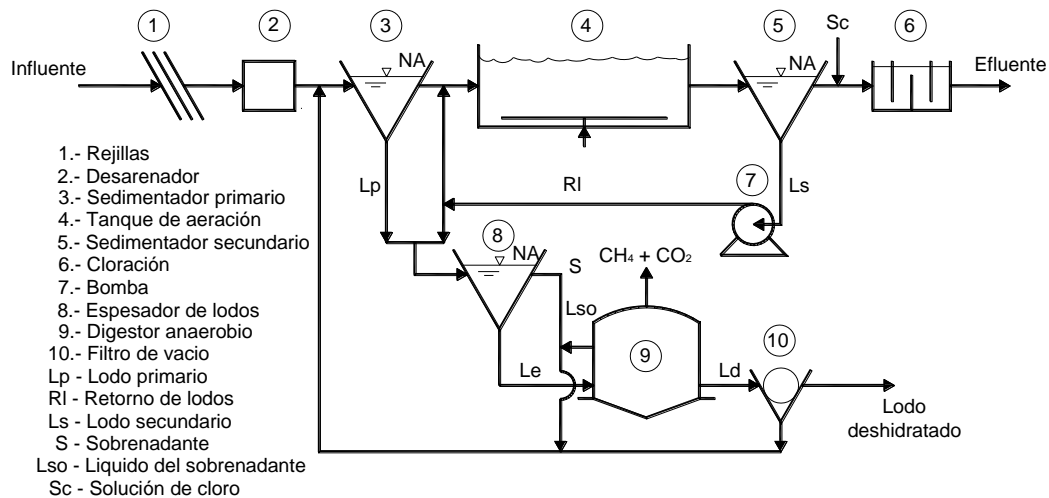
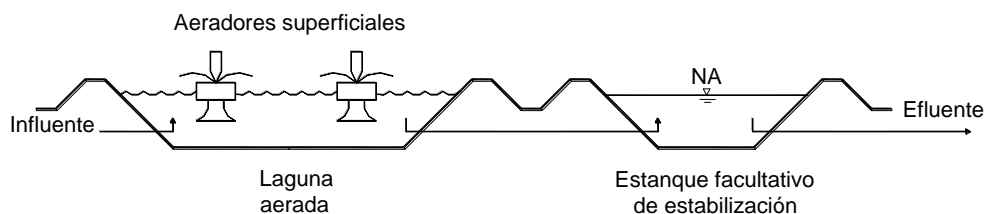


Figura 3.2. Diagrama de flujo de una planta de tratamiento de aguas residuales industriales.





3.3. Tratamiento preliminar

El objetivo del pretratamiento o tratamiento preliminar es el separar del agua residual aquellos constituyentes que pudieran de alguna forma dañar a los equipos mecánicos o que puedan ocasionar problemas en el funcionamiento y mantenimiento en los procesos, operaciones y sistemas complementarios posteriores. Los dispositivos del tratamiento preliminar se diseñan para separar cantidades excesivas de grasa y aceites, y de sólidos inorgánicos pesados (arenas, gravas), así como el de separar o disminuir el tamaño de los sólidos orgánicos flotantes o suspendidos.

Las operaciones unitarias comunes en el pretratamiento son: el cribado, desarenado y flotación. Los dos primeros tienen aplicación común en el tratamiento de aguas residuales domésticas, la flotación se utiliza en procesos unitarios para remover grasas y aceites en las aguas residuales.

3.3.1. Cribado

El cribado es un proceso unitario que elimina los contaminantes más voluminosos, ya sean flotantes o suspendidos del agua residual. Las cribas se clasifican en función del tamaño de la partícula removida, como finas o gruesas.

Rejillas. Es una unidad que consiste de barras, varillas o alambres de acero verticales o inclinados a intervalos iguales situados en forma perpendicular al canal a través del cual fluye el agua residual, las rejillas son usadas antes de las bombas, medidores, desarenadores y sedimentadores primarios y en obras de desvío. Su principal función, junto con un sistema de colección, es prevenir que troncos, madera, tocones, botellas de plástico y otros objetos voluminosos entren a la planta de tratamiento. Las rejillas pueden ser limpiadas manual o mecánicamente.

3.3.2. Desarenador

Las arenas se caracterizan por ser no putrescible y tener una velocidad de sedimentación mayor que la materia orgánica biodegradable. El eliminar la arena del agua residual protege a los equipos mecánicos de la abrasión y el desgaste; reduce la obstrucción de los conductos por la acumulación de partículas de arena en las tuberías o canales.

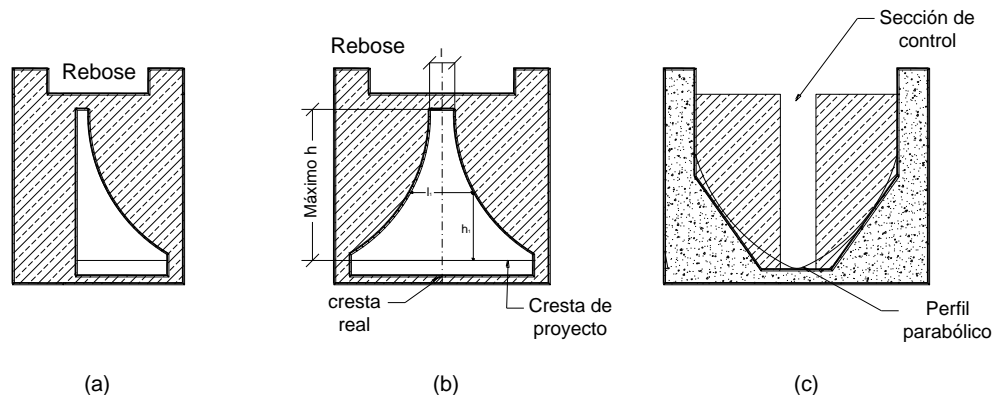
El desarenador es una unidad cuya función es remover arena, grava, trazas de minerales, y sólidos orgánicos no putrescibles como granos de café y semillas que son transportadas en



el agua residual, se ubican generalmente después de las rejillas y por lo general existen dos tipos de desarenadores, los de flujo horizontal y los aerados.

Desarenadores de flujo horizontal. Los desarenadores de flujo horizontal son canales de sedimentación largos y estrechos, generalmente se cuenta con un mínimo de dos canales para fines de limpieza. En este tipo de canales, el flujo atraviesa el desarenador en dirección horizontal, controlando la velocidad rectilínea del flujo mediante las dimensiones del canal o el uso de secciones de control provistas de vertedores especiales situados en el extremo de aguas abajo del canal. Los vertedores mantienen una velocidad constante en un canal rectangular cuando varía la profundidad. En la figura 3.3 se ilustran tres tipos de vertedores utilizados en los canales desarenadores en las plantas de tratamiento de aguas residuales.

Figura 3.3. Vertedores para canales de flujo horizontal; (a) vertedor sutro, (b) proporcional y (c) canal de sección trapecial con escotadura vertical de control.



Desarenadores aerados. El desarenador aerado cuenta con dispositivos de aeración para provocar mediante el control de la cantidad de aire inducido, que se mantenga en suspensión la materia orgánica y se sedimenten las arenas. Estas unidades requieren de compresores de aire y equipos asociados, cuyas características y especificaciones son proporcionadas por los proveedores.

3.4. Tratamiento primario

El tratamiento primario tiene la finalidad de remover de las aguas residuales los sólidos orgánicos e inorgánicos suspendidos, comúnmente mediante la sedimentación.



3.4.1. Sedimentación

La sedimentación es la separación de las partículas suspendidas con mayor densidad que el agua, se lleva a cabo mediante la fuerza de gravedad. Es el proceso unitario más utilizado en el tratamiento de aguas residuales y su propósito fundamental es el obtener un efluente clarificado pero también el que produzca una concentración de sólidos que pueda ser manejado y tratado con facilidad.

La sedimentación puede efectuarse mediante cuatro mecanismos principales, de acuerdo a la concentración de sólidos y su tendencia de interactuar entre sí.

Sedimentación discreta. Tal y como ocurre en un tanque desarenador. Las partículas se sedimentan independientes unas de otras, conservando su identidad durante el proceso de sedimentación.

Sedimentación floculenta. Ocurre en los tanques de sedimentación primaria y se caracteriza por que durante su descenso las partículas se adhieren entre sí, modificando su tamaño, forma y densidad depositándose más rápidamente.

Sedimentación por zonas. Ocurre en la sedimentación de lodos biológicos, se caracteriza por que los sólidos se adhieren entre sí en los estratos superficiales del volumen del tanque y descienden en forma de manto, formando una clara interface agua-lodos.

Sedimentación por compresión. En este caso la carga de sólidos es tan grande que las partículas descansan unas encima de las otras y la sedimentación depende de la compresión de las capas inferiores. Este proceso tiene lugar en los tanques de espesamiento de lodos.

3.4.2. Flotación

La flotación es una operación unitaria que puede utilizarse en lugar de la sedimentación primaria para la separación de cierto tipo de sólidos suspendidos y flotantes (de menor densidad que el agua) presentes en las aguas residuales.

En algunos caso la separación se consigue introduciendo burbujas finas de gas (generalmente aire) en la fase líquida. Las burbujas se adhieren a las partículas y la fuerza ascendente del conjunto de partícula y burbujas de gas es tal, que hace que la partícula ascienda a la superficie. De esta forma se puede hacer ascender partículas de densidad mayor que el líquido. Una de las ventajas de usar la flotación es que las partículas muy pequeñas o ligeras que se depositan muy lentamente en la sedimentación, pueden ser eliminados en un menor tiempo, y una vez que las partículas estén flotando se pueden remover con un rastras superficiales.





3.4.3. Floculación

El proceso de floculación consiste en la aglomeración de partículas coloidales suspendidas, por medio de un mezclado físico o con ayuda de un coagulante químico, para formar flóculos de mayor tamaño capaces de ser separados por procesos subsecuentes como sedimentación o filtración.

La rapidez y el grado de agregación de las partículas dependen principalmente del número y tamaño de estas, de la rapidez de choque, de la capacidad de la partícula para adherirse a otra, y del tiempo y grado de mezclado. La agitación en los floculadores se puede lograr por medios hidráulicos o mecánicos.

3.5. Tratamiento secundario

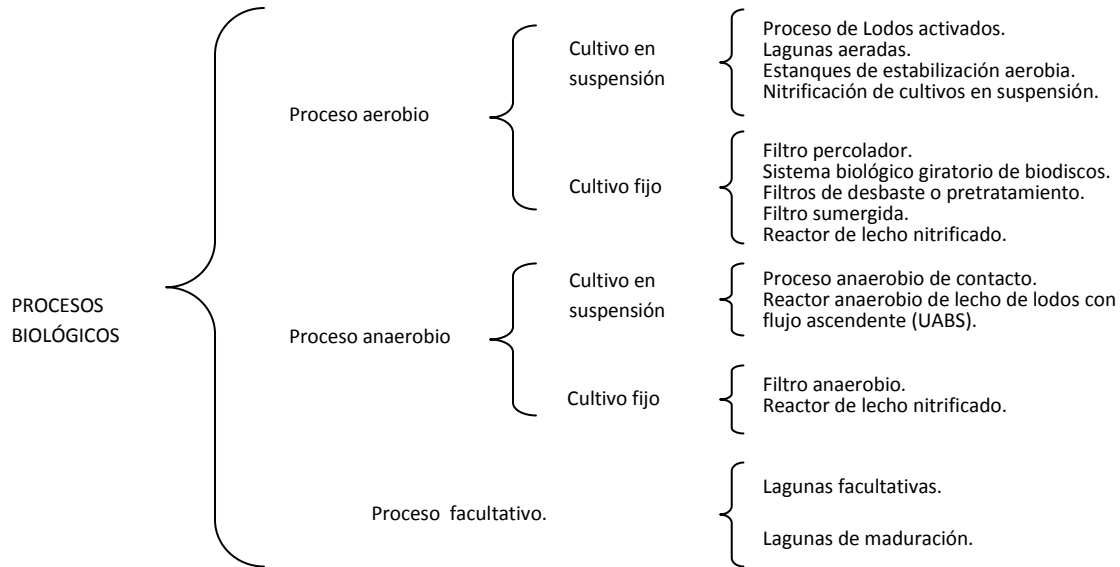
Durante el pretratamiento y el tratamiento primario de las aguas residuales, se separa principalmente de 50% a un 60 % de los sólidos suspendidos y sedimentables, en el siguiente proceso el agua residual llega a tener un efluente con sólidos suspendidos finos, sedimentables (principalmente coloides) y solubles, los cuales deben de ser separados para cumplir con las características que establecen las normas mexicanas.

El tratamiento secundario o biológico de las aguas residuales tiene la finalidad de remover la materia orgánica en estado coloidal y disuelto. Este tratamiento depende principalmente de cierto tipo de microorganismos para la descomposición de los sólidos orgánicos disueltos.

Existen tres formas de tratamiento biológico: los procesos aerobios, que se realizan en presencia y con consumo de oxígeno; los procesos anaerobios, que suceden en ausencia de oxígeno; y los procesos facultativos, en los que los organismos pueden vivir en presencia o en ausencia esporádica de oxígeno. En la figura 3.4 se enlista la clasificación de los procesos biológicos.



Figura 3.4. Clasificación de los procesos biológicos para el tratamiento de aguas residuales.



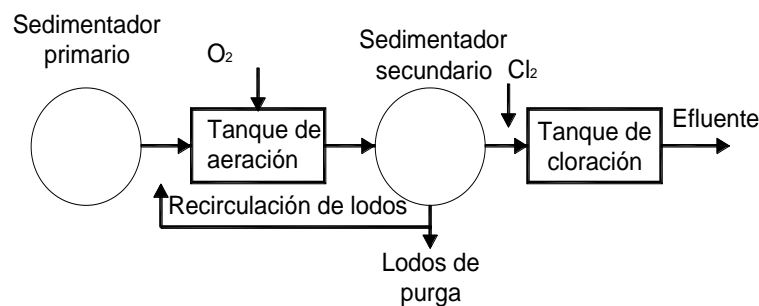
3.5.1. Lodos activados

Es uno de los procesos unitarios más aplicados en México para el tratamiento de las aguas residuales municipales. El principio básico del proceso consiste en que las aguas residuales se pongan en contacto con una población microbiana en forma de suspensión floculenta en un sistema aerado y agitado formando un floculo de lodo en el cual se desarrollan muchas bacterias y otros microorganismos vivos, con lo que el floculo se vuelve activo oxidando y adsorbiendo materia orgánica.

En el tanque de aeración se suministra aire con difusores o aeradores mecánicos para llevar a cabo la degradación de la materia orgánica disuelta en condiciones aerobias, el tanque debe proporcionar una velocidad de flujo suficiente que mantenga a los sólidos en suspensión. Los microorganismos obtienen los nutrientes necesarios para su desarrollo de los sólidos disueltos del agua residual y de una recirculación de lodos provenientes del sedimentador secundario formando el lodo activado; a la mezcla del lodo proveniente del sedimentador secundario con el influente se le llama licor mezclado. El licor mezclado fluye del tanque de aeración al sedimentador secundario en donde el lodo se sedimenta para producir un efluente con bajo contenido de DBO y sólidos suspendidos.

Una porción del lodo sedimentado es retornado al tanque para mantener una relación alimento-microorganismo apropiada y permitir así una adecuada degradación de la materia orgánica. El resto del lodo es purgado del sistema para conservar cierta concentración constante en el tanque y este lodo de purga es enviado a su vez a un proceso de tratamiento para poder cumplir con la calidad indicada por la legislación aplicable en materia de lodos provenientes de las plantas de tratamiento (NOM-004-SEMARNAT-2002). De esta manera, el proceso de lodos activados es un proceso de cultivo suspendido con recirculación de lodos. En la figura 3.5 se muestra un diagrama de lodos activados.

Figura 3.5. Diagrama de bloques típico para el proceso de lodos activados.



Se han desarrollado un gran número de variantes del proceso de lodos activados con la finalidad de mejorar la calidad del tratamiento de las aguas residuales, disminuir los costos de operación y tener un control más estable de los lodos. En la siguiente tabla se describen algunas de las modificaciones de los lodos activados.

Tabla 3.2. Descripción de las principales modificaciones del proceso de lodos activados.

Modificación	Descripción.
Método convencional	El agua procedente de la sedimentación primaria y el lodo de recirculación entran al tanque aerado en un extremo y son areados con difusores o aeradores mecánicos. En la aeración se realiza la adsorción, floculación y oxidación de la materia orgánica.
Completamente mezclado.	La mezcla del influente con el lodo se introduce en diversos puntos del tanque de aeración a lo largo de un canal central. La mezcla es areada conforme fluye por el canal a los canales de salida situados en ambos extremos del tanque de aeración y posteriormente es sedimentado en un tanque sedimentador.
Estabilización-contacto	La eliminación de la DBO tiene lugar en dos etapas, en la primera es la fase de adsorción en donde se adsorbe en el lodo la mayor parte de las materias orgánicas coloidales, disueltas y finamente suspendidas. En la segunda fase se tiene la oxidación, y las materias orgánicas adsorbidas son metabólicamente asimiladas.



Aeración extendida.	Funciona en la fase de respiración endógena de la curva de crecimiento, necesita una carga orgánica relativamente baja y un largo periodo de aeración, suele utilizarse en pequeñas plantas de tratamiento.
Zanjas de oxidación.	Las zanjas de oxidación son una aplicación de la aeración extendida, tiene un régimen de flujo pistón y el tanque de aeración es circular o elipsoidal. En estos sistemas en común utilizar cepillos rotatorios para transferir el oxígeno requerido al reactor, colocados a lo ancho del mismo aunque en los últimos diseños se han colocado aeradores superficiales o de tipo jet.
Alimentación escalonada (a pasos).	En este proceso se introduce el agua residual en distintos puntos del tanque de aeración para igualar la relación en todo el sistema, disminuyendo con ello la demanda punta de oxígeno. Esto hace que el oxígeno sea más uniforme en todo el tanque de aeración, dando como resultado una mejor utilización del oxígeno suministrado.
Aeración descendente	Su objetivo es armonizar la cantidad de aire suministrado con la demanda de oxígeno a lo largo del tanque de aeración. Ya que en la entrada la demanda de oxígeno es más alta los aeradores se sitúan más próximos para proporcionar una velocidad más alta de oxigenación.

Fuente: tratamiento y depuración de las aguas residuales, metcalf & Eddy, segunda ed.1981.

3.5.2. Sistemas de aeración

Los métodos disponibles para la aeración en los procesos de los lodos activados se pueden clasificar, en términos generales, como sistemas de aeración por burbujas o de difusores, sistemas de aeración mecánica y sistemas combinados. El requisito principal que debe de cumplir un sistema de aeración es que debe de ser capaz de transferir oxígeno al licor mezclado a una tasa equivalente al requerimiento de oxígeno de la biomasa contenida en el tanque de aeración.

Sistema de aeración por burbujas o de difusores. En los sistemas de aeración por burbujas, la transferencia de oxígeno se efectúa en tres maneras por la acción de burbujas que se forman dentro de la mezcla del licor, aire comprimido inyectado a través de toberas o perforaciones llamadas aspersores o a través de medios porosos llamados difusores o por disolución de aire a presión en una parte del líquido, el que luego se libera dentro del cuerpo principal del licor mezclado para que haga efervescencia.

Sistemas de aeración mecánica. Hay cuatro sistemas principales de aeración mecánica, los aeradores superficiales, aerador "jet", sistemas de agitación y aspersión, o sistema "combinado". Los aeradores superficiales, son los sistemas de aeración mecánica de uso más corriente en México y en otros países para el tratamiento de aguas residuales. El sistema "combinado" se encuentra en unidades compactas para el tratamiento de desechos industriales.



3.5.3. Lagunas de estabilización

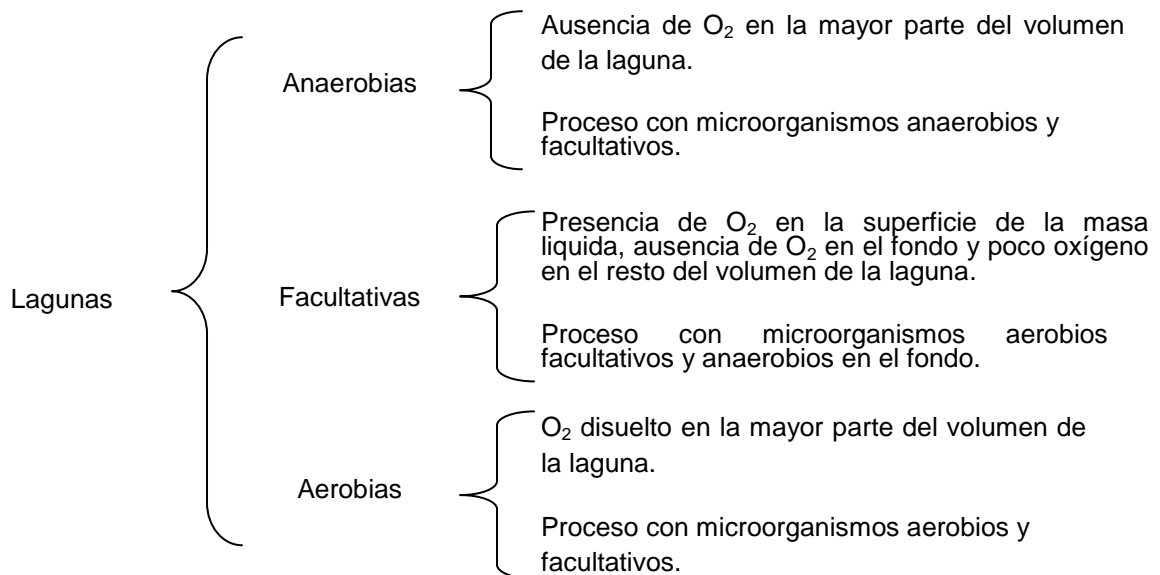
Una laguna de estabilización es un proceso unitario que se realiza en una excavación en el suelo donde el agua residual es almacenada para su tratamiento por medio de actividad bacteriana con acciones simbióticas de algas y otros organismos.

Cuando el agua residual es descargada en una laguna de estabilización se realiza en forma espontánea un proceso de autodepuración o estabilización natural, en el que tienen lugar fenómenos de tipo físico, químico y biológico.

Dependiendo, de las condiciones del problema por resolver las lagunas de estabilización pueden utilizarse solas, combinadas con otros procesos de tratamiento biológico, o bien, entre ellas mismas.

De acuerdo a su contenido de oxígeno, las lagunas de estabilización se pueden clasificar como aerobias, anaerobias y facultativas. En la figura 3.6 se muestra la clasificación de las lagunas.

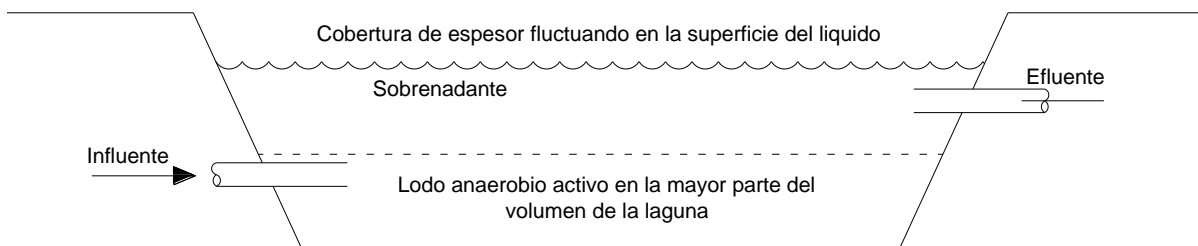
Figura 3.6. Clasificación de las lagunas de de estabilización de acuerdo a su contenido de oxígeno.



3.5.3.1. Lagunas anaerobias

Las lagunas anaerobias se caracterizan por su alta carga orgánica, son profundas y mantienen condiciones anaerobias en la mayor parte del volumen de la laguna. En la parte superior de la laguna existe una capa extremadamente delgada que mantiene contacto con el oxígeno, donde se tiene una influencia insignificante en la dinámica microbiana del medio acuático. Con el tiempo se forman natas por arriba del agua residual lo cual evita la presencia de las algas debido a la ausencia de luz solar e impide la difusión de oxígeno del aire.

Figura 3.7. Esquema de una laguna anaerobia.



Los sólidos suspendidos de mayor densidad que el agua, se depositan por sedimentación en el fondo de la laguna acumulándose por largos periodos. Las altas concentraciones de materia orgánica y la carencia de fuentes externas de oxígeno, hacen que los microorganismos (bacterias anaerobias y facultativas) procesen la materia orgánica bajo condiciones anaerobias, tanto en el lodo depositado en el fondo, como aquella que se encuentra en suspensión coloidal y disuelta en la masa del líquido.

La digestión anaerobia degrada biológicamente las sustancias orgánicas complejas en ausencia de oxígeno disuelto; este proceso se realiza en dos fases: la fase acidófila y la fase metanógena, en donde la primera genera ácidos orgánicos volátiles, bióxido de carbono (CO_2) y agua para estabilizar la materia orgánica.

En cuanto a la segunda fase, convierte los ácidos orgánicos volátiles a metano (CH_4) y bióxido de carbono (CO_2), ácido sulfhídrico (H_2S) y otros gases.

En una laguna anaerobia trabajando correctamente, las dos fases de digestión ocurren en equilibrio dinámico, es decir, los ácidos orgánicos formados a partir de la materia orgánica son convertidos en metano a medida que se generan, por lo que su concentración es baja y el pH se mantiene cercano a la neutralidad. Sin embargo, las bacterias metanógenas son más lentas en su crecimiento y multiplicación y pueden ser afectadas adversamente por pequeñas variaciones de pH, temperatura y carga orgánica. Cuando esto sucede los ácidos

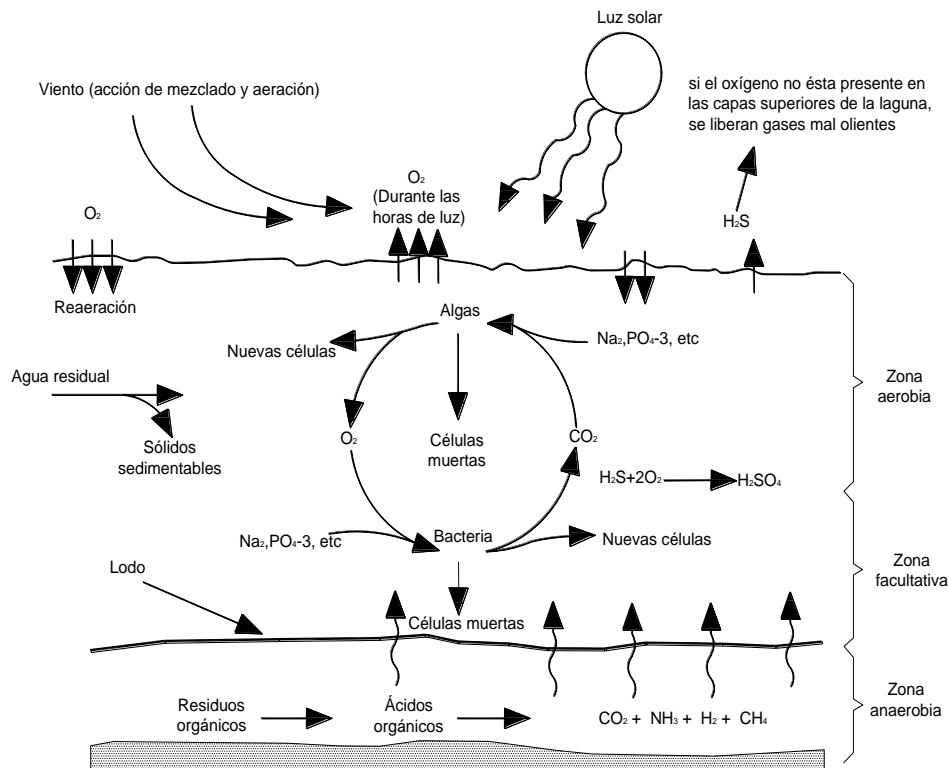
orgánicos volátiles se acumulan y el pH baja, esto trae como consecuencia que se produzca una inhibición de las bacterias metanógenas y el proceso puede hacerse lento a menos que se tomen las medidas correctivas como elevar artificialmente el pH, o reducir la carga orgánica en el influente.

Las lagunas anaerobias producen efluentes con alto contenido de nitrógeno amoniacal y sólidos suspendidos por lo que necesariamente tienen que estar asociadas con una laguna facultativa o aerobia para “pulir” el efluente.

3.5.3.2. Lagunas facultativas

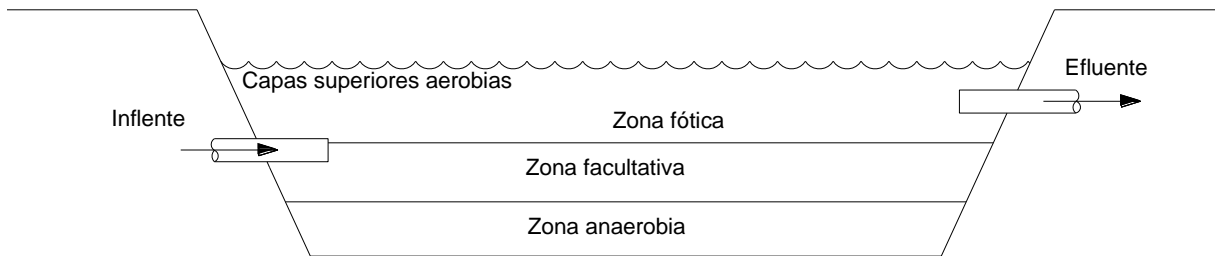
Una laguna facultativa se caracteriza por presentar tres zonas: 1) La zona superficial, donde las bacterias aerobias y algas coexisten simbióticamente como en las lagunas aerobias; 2) La zona del fondo, de carácter anaerobio, donde los sólidos se acumulan y son descompuestos, fermentativamente, y 3) una zona intermedia, parcialmente aerobia y parcialmente anaerobia, donde la descomposición de la materia orgánica se realiza mediante bacterias aerobias, anaerobias y facultativas (figura 3.8).

Figura 3.8 Representación esquemática de las lagunas facultativas.



En las lagunas facultativas se deja que los sólidos en suspensión en el agua residual se depositen en el fondo. Como resultado de ello no se precisa la presencia de algas. El producto de la descomposición en la zona anaerobia hace que se liberen sólidos coloidales y sustancia disueltas que sirven de alimento a los microorganismos facultativos y aerobios que se encuentran en la capa superior de la laguna.

Figura 3.9. Esquema de una laguna facultativa.



Las lagunas facultativas se dividen a su vez en lagunas cerradas y en lagunas de descarga controlada. Las primeras se aplican en climas en los cuales las pérdidas por evaporación son mayores que el gasto del influente que la precipitación pluvial. Mientras que las de descarga controlada tienen largos tiempos de retención y el efluente se descarga una o dos veces al año cuando la calidad es satisfactoria.

La ventaja de utilizar aeradores superficiales en las lagunas facultativas es que pueden aplicarse mayores cargas orgánicas. Sin embargo, estas cargas no deben de exceder de la cantidad de oxígeno que pueda ser suministrada por los aeradores sin que se produzca mezcla completa del contenido de la laguna, ya que en caso contrario se pierde los beneficios de la descomposición anaerobia en la capa de lodos del fondo.

3.5.3.3. Lagunas aerobias

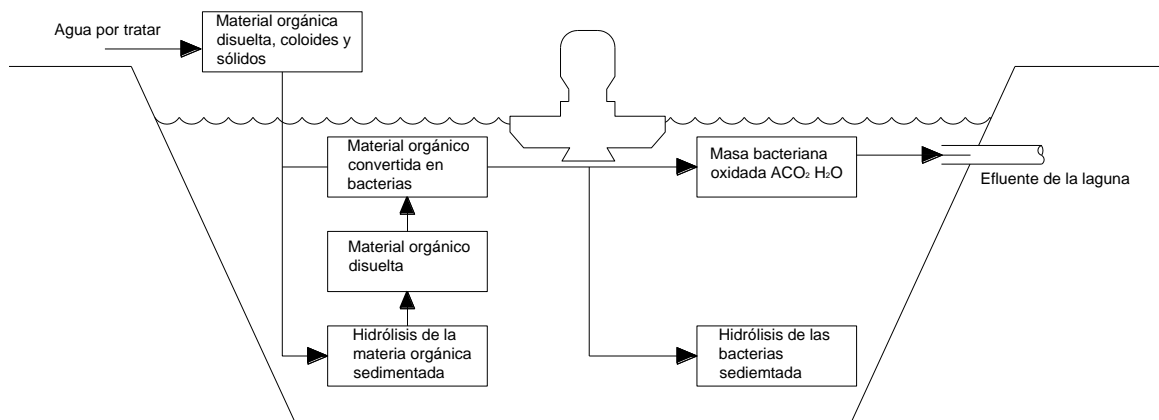
Son grandes depósitos de poca profundidad donde los microorganismos se encuentran en suspensión y prevalecen condiciones aerobias. El oxígeno es suministrado en forma natural por la aeración de la superficie artificial o por la fotosíntesis de las algas. La población biológica comprende bacterias y algas principalmente protozoarios y rotíferos en menor medida. Las algas constituyen la mejor fuente de oxígeno, para mantener las condiciones aerobias y los protozoarios y rotíferos ayudan a mejorar la calidad del efluente al alimentarse de las bacterias.

El oxígeno disuelto para el metabolismo bacteriológico aerobio es suministrado por la transferencia de oxígeno entre el aire y la superficie del agua, y por las algas fotosintéticas. El oxígeno abastecido por la reaeración natural superficial depende en gran medida de la turbulencia inducida por el viento y las algas de la luz sola y la temperatura.

De acuerdo con su uso se distinguen tres tipos de lagunas aerobias que son: de tasa baja, de tasa alta y de maduración. Las de baja tasa su función es el tratamiento de desechos orgánicos solubles o el tratamiento de efluentes secundarios, las de alta tasa se diseñan para optimizar la producción de algas y alcanzar altos niveles de proteína susceptibles de ser cosechada; como objetivo tienen la remoción de nutrientes y la remoción de desechos orgánicos solubles, y las de maduración se utilizan para pulir efluentes de tratamiento secundarios tales como filtros percoladores y para la remoción de microorganismos patógenos.

Lagunas aeradas. Las lagunas aeradas son una mejora del proceso de lagunas de estabilización que emplea aeradores para resolver los problemas de malos olores producidos por sobrecargas de materia orgánica y disminuir los requerimientos de área. Los sólidos, se mantiene en suspensión en todo el cuerpo de la laguna, siendo más parecido el proceso al sistema de lodos activados sin recirculación que a una laguna aerobia con suministro natural de oxígeno.

Figura 3.10. Esquema de una laguna aerada.



Las lagunas aeradas, no dependen de las algas y de la luz del sol para suministrar oxígeno disuelto (OD) si no que utilizan difusores u otro equipo de aeración mecánica para proporcionar la mayor transferencia de oxígeno y crear cierto grado de mezclado.



En forma adicional, para alcanzar el nivel de remoción de patógenos en el efluente de las lagunas aeradas es necesario desinfectar el agua, o bien, utilizar una laguna aerobia de maduración después de la laguna aerada para el control de patógenos.

Este tipo de lagunas se emplean en el tratamiento de residuos domésticos de pequeñas y medianas cantidades así como de efluentes Industriales (papelera, procesamiento de alimentos y petroquímica).

Lagunas de pulimento o de maduración. Estas lagunas se utilizan después de otros procesos con dos fines: mejorar la calidad del agua tratada, o bien, reducir la cantidad de microorganismos patógenos. En algunas ocasiones se emplean para nitrificar.

Los procesos biológicos que se realizan en las lagunas de maduración son similares a los de las lagunas aerobias, aunque la fuente de carbono proviene principalmente de las bacterias formadas en las etapas previas del tratamiento. El nitrógeno amoniacal es convertido a nitratos mediante el oxígeno presente en la laguna por fotosíntesis de las algas y por reaeración natural.

La muerte de las bacterias en las lagunas de pulimento depende de varios factores, ambientales y climatológicos. Los principales son: pH alto, producción por algas de compuestos tóxicos extracelulares, agotamiento de nutrientes y exposición al sol (en especial a la luz ultravioleta). En consecuencia, una mayor exposición a la luz solar y el incremento en la concentración de algas implica un aumento en la tasa de remoción de las bacterias fecales y de patógenos.

3.5.3.4. Lagunas en serie o paralelo

Se pueden establecer distintas combinaciones de los tipos de lagunas en función de las características del agua a tratar, de las exigencias del efluente y de la disponibilidad de terreno, básicamente.

El funcionamiento del sistema de lagunas en serie, resulta beneficioso en aquellos casos en que el alto nivel de DBO o eliminación de coliformes sea importante. El efluente de las lagunas facultativas en serie tienen una concentración de algas mucho menor que la obtenida en los sistemas en paralelo, con una disminución resultante del color y la turbidez. Este tipo de sistema se acepta cuando hay disponibilidad de terreno.

En los sistemas en paralelo no mejora la calidad del efluente, pero en cambio, ofrece ventajas desde el punto de vista constructivo y operativo. Un buen diseño debe de tener por lo menos de dos lagunas primarias en paralelo. Las lagunas primarias acumulan gran cantidad de lodos por lo que en ocasiones requieren de ser limpiadas periódicamente. Las lagunas anaerobias, en algunos casos deben de ser limpiadas de los lodos inorgánicos acumulados debido a su menor tiempo de retención.





3.6. Tratamiento terciario o avanzado

El tratamiento terciario, que es también conocido como tratamiento avanzado, es la serie de procesos destinados a conseguir una calidad del efluente superior a la del tratamiento secundario.

Los procesos de tratamiento secundario seguidos de la desinfección pueden remover al menos el 85% de la DBO y sólidos suspendidos, y casi todos los microorganismos patógenos, no obstante se logra escasa remoción del nitrógeno, fósforo, DQO soluble y metales pesados. En ciertas circunstancias, estos contaminantes pueden ser preocupantes y los procesos disponibles para su remoción corresponden al tratamiento terciario o avanzado. Los procesos más comunes de tratamiento son:

Ósmosis inversa. En este proceso se separa el agua de las sales disueltas que no son susceptibles de ser eliminadas con otras técnicas de desmineralización, por medio de la filtración a través de una membrana semipermeable a una presión superior a la presión osmótica provocada por las sales disueltas en el agua residual.

En la ósmosis el agua fluye a través de la membrana permeable, de la solución con menor concentración de sales hacia el lado que contiene el agua con mayor concentración, hasta que en ambos lados se obtenga una misma concentración de sales, llegándose a un equilibrio. Este proceso se puede invertir, al someter el líquido, con mayor concentración de sales, a una presión tal que se invierta el sentido del flujo en la membrana lo que constituye el proceso de la ósmosis inversa.

La osmosis inversa se ha empleado en diversas aplicaciones que van desde tratamiento de aguas para calderas de alta presión hasta la desalación de aguas salobres y agua del mar.

Ultrafiltración. Es un proceso semejante a la ósmosis inversa, ya que emplea membranas permeables para la eliminación de materia disuelta (proteínas, polímeros, almidones, enzimas), coloidal (arcilla, pigmentos, minerales, microorganismos) y emulsiones (grasa, detergente y aceite), pero lo realiza a presiones relativamente bajas.

Adsorción con carbón activado. Tiene la capacidad de remover sustancias orgánicas resistentes a la descomposición biológica. El agua residual fluye a través de una columna que contiene carbón activado para que las sustancias se adhieran a las superficies de las partículas de carbón. El sistema es lavado periódicamente a contracorriente para remover el material adsorbido, regenerando así el lecho de carbón activado.

Coagulación-sedimentación. Este tratamiento remueve los sólidos remanentes de los procesos biológicos; así como fósforo, metales pesados, bacterias y virus. Consiste en inyectar al agua residual coagulantes como cal, alumbre o cloruro férrico que acelera la sedimentación de los sólidos, ya que hacen que se aglutinen. La acción se mejora al agregar un polímero, como ayuda a la sedimentación, y por floculación o agitación lenta. Después el agua pasa a un sedimentador o clarificador donde se depositan los sólidos del fondo.





Electrodiálisis. En este proceso los componentes iónicos del agua residual se separan por el uso de membranas semipermeables selectivas de iones, al cual se le aplica un potencial eléctrico.

Microtamizado. Consiste en un tambor giratorio de baja velocidad, con perforaciones muy pequeñas en donde el agua entra por el extremo del mismo. Los sólidos separados se lavan a contracorriente mediante inyectores de agua a presión y se conducen a un recipiente situado dentro del tambor.

Cloración al punto de quiebre. Remueve nitrógeno al formar compuestos que se convierten en gas nitrógeno. Para lograr esta transformación deben agregarse 10 mg de cloro por cada mg de nitrógeno amoniacal. El resultado es que se necesiten 40 o 50 veces más cloro que el que se requiere para la desinfección.

Coagulación floculación. Aun cuando ambos procesos son esencialmente diferentes (en la coagulación se agregan sustancias químicas y la floculación ocurre por efectos puramente físicos), casi siempre se encuentran asociados; la coagulación-floculación remueve del 80 al 90% del total de la materia suspendida, del 40 al 70% de DBO₅, del 30 al 60% de bacterias, con respecto a la cantidad de sólidos coloidales presentes en el agua residual.

Coagulación. La coagulación consiste en añadir compuestos químicos al agua para reducir las fuerzas de tensión que apartan a los sólidos suspendidos entre sí. Es el tratamiento esencial para la eliminación de sólidos suspendidos (orgánicos, inorgánicos o biológicos), finamente divididos, los cuales, debido a su tamaño (10 µm), no sedimentan por acción de la gravedad, lo hacen en forma muy lenta, o no pueden ser retenidos por filtros de arena.

Precipitación química. La precipitación química es un proceso que consiste en la adición de reactivos con el propósito de que reaccionen con compuestos solubles específicos, en los residuos líquidos para formar compuestos en forma precipitable. Se aplica para remover:

Fosfato disuelto, el cual puede ser reducido hasta 1 mg/l con alumbre, sal de hierro y algunos polímeros; Parte de calcio, magnesio, sílice o fluoruro son eliminados con cal y algunos metales pesados.

Cloración. El cloro es el principal compuesto para la desinfección del agua. Se usa en forma gaseosa, solida o liquida y en forma pura o combinada. El cloro gaseoso es generalmente considerado como la forma más rentable para las plantas de tratamiento de gran tamaño.

En las aguas residuales reduce temporalmente el numero de bacterias así como la demanda de oxígeno en un 10 a un 40% y disminuye la producción de anhídrido carbónico, abatiendo la turbiedad y modificando el potencial de oxidación- reducción.

Existen dos formas de aplicación del cloro, como elemento gaseoso o como hipoclorito, el empleo del cloro gaseoso se restringe a instalaciones que cuenten con medidas de seguridad para el manejo del gas, ya que este se aplica a presión utilizando inyectores de





vacío. El hipoclorito se aplica mediante bombas dosificadoras, su empleo requiere de la existencia de cámaras de mezclado.

Ozonación. El ozono junto con el cloro son los dos estabilizadores más potentes y efectivos que se emplean en el tratamiento de agua. Entre sus ventajas se tiene la elevada eficiencia para eliminar virus y quistes, la capacidad para controlar problemas de olor, sabor y color y el hecho de que su producto de descomposición sea el oxígeno disuelto. Adicionalmente, su funcionamiento no se ve afectado por el pH ni por el contenido de amoníaco. Entre sus desventajas es que se debe producir eléctricamente a medida que es empleado, no puede ser almacenado y es difícil adaptarlo a las variaciones de carga y de la calidad del agua influente.

El ozono se emplea también para la oxidación de compuestos orgánicos complejos con el objeto de mejorar su adsorción y biodegradabilidad. Sin embargo, estos dos objetivos son incompatibles: la ozonación produce compuestos polares que se adsorben menos fácil pero que tienen un menor peso molecular que los hace más biodegradables.

Radiación ultravioleta. Es un haz electromagnético que tiene propiedades germicidas. El haz luminoso lisa las proteínas contenidas en los ácidos ribonucleicos (ARN) y desoxirribonucleico (ADN) de la célula, de esta forma evita que la información genética se replique y por ello los microorganismos no se pueden reproducir.

La desinfección del agua residual mediante la radiación ultravioleta es una técnica relativamente nueva que provee una buena eficiencia a un costo menor, ofrece un método de control para los microorganismos, no genera productos tóxicos e incluso puede ayudar a disminuir el contenido de materia orgánica y destruir las cloraminas.

3.7. Tratamiento de lodos

Los sólidos extraídos por los diversos métodos de tratamiento incluyen arenas, basuras, y lodos, constituyen el subproducto más importante de los procesos de tratamiento. El lodo es, sin duda, el de mayor volumen y su tratamiento y evacuación es, quizá, el problema más complejo dentro del campo del tratamiento de las aguas residuales.

Los lodos están constituidos por agua y sólidos responsables del carácter desagradable de las aguas residuales no tratadas, se compone de materia orgánica contenida en el agua residual sin tratar por lo que están sujetos a procesos de descomposición más intensos que los pueden hacer indeseables, lo que obliga a someterlos a un tratamiento que modifique sus características para que su disposición no ponga en peligro la salud o cause molestias tal como lo establece la norma NOM-004-SEMARNAT-2002, que establece los límites máximos permisibles para el manejo adecuado de los lodos.





El tratamiento de los lodos busca disminuir su volumen y degradar la materia orgánica putrescible a compuestos relativamente estables o inertes, para esto existen operaciones y procesos unitarios para reducir el contenido orgánico y de agua del lodo. Estos procesos incluyen concentración (espesamiento), digestión, acondicionamiento, deshidratación y secado, e incineración y oxidación por vía húmeda.

Para seleccionar el tipo de tratamiento se debe de conocer su cantidad y composición, las cuales varían según las características del agua residual de donde hayan sido retirados y, sobretodo del proceso de tratamiento que los generó. En la tabla 3.3 se enlistan algunas características de los lodos procedentes de procesos unitarios comunes.

Tabla 3.3. Características de los lodos producidos evacuados en diferentes procesos unitarios de tratamiento de aguas residuales.

Origen del lodo	Descripción
Residuos de rejas y cribas	Incluyen materiales orgánicos e inorgánicos de tamaño suficientemente grande para ser eliminado por rejas. Generalmente es putrescible. El contenido de materia orgánica varía en función de la naturaleza del sistema.
Arenas	Constituidas por sólidos inorgánicos pesados que sedimentan a velocidades relativamente grandes. Dependiendo del funcionamiento, la arena puede contener cantidades significativas de materia orgánica.
Espumas y grasas	Formado por materiales flotantes recogidos en la superficie de los tanques como: grasas, aceites, papel, algodón, materiales de plástico, etc.
Lodo primario	Derivado de los tanques de tratamiento primario, es de color gris, grasiento, putrescible y de olor fuerte.
Lodo activado	Apariencia flocúlenla, de color marrón, parcialmente descompuesto. Cuando está fresco tiene un olor a tierra. Tiende a convertirse en séptico rápidamente.
Lodo de precipitación química	Proviene de tanques de precipitación química. Es de color oscuro, olor molesto y consistencia gelatinosa.
Lodo de filtro percolador	El lodo es de color pardusco, flocúlento, relativamente inodoro y parcialmente descompuesto.
Lodo digerido	Es de color oscuro y tiene una textura homogénea. Cuando está húmedo, tiene olor a alquitrán.

Fuente: Adaptado de "Tratamiento y depuración de las aguas residuales", Metcalf & Eddy, 2a ed. 1981.

Los procesos de espesamiento, acondicionamiento, deshidratación, secado y reducción térmica tienen como finalidad eliminar la humedad del lodo; mientras que la estabilización y desinfección se utilizan para modificar sus propiedades y simplificar su disposición final. En la tabla 3.4 se enlistan los tipos de operaciones relacionadas con el tratamiento de los lodos.




Tabla 3.4. Descripción de algunos procesos para el tratamiento de lodos.

Método de tratamiento	Objetivo
Operaciones de pretratamiento:	Sirven para lograr que el flujo de lodo por tratar sea relativamente constante y homogéneo.
Trituración	Reducción de tamaño de los sólidos contenidos en el lodo.
Mezclado	Uniformizar las características de los lodos.
Almacenamiento	Absorber variaciones de gasto para lograr un caudal constante.
Desarenado	Remoción de arenas (desarenadores cíclicos).
Espesamiento:	Consiste en la remoción de agua con la finalidad de reducir el volumen de lodo a tratar.
Por gravedad	Reducción del volumen por sedimentación y compactación del lodo.
Flotación	Disminución del volumen por inyección de aire.
Centrifugación	Espesamiento de los lodos.
Con banda de gravedad	Reducción del volumen por escurrimiento del agua al pasar los lodos por una banda móvil.
Tambor giratorio	Separación de sólidos floculados con polímeros de agua.
Estabilización:	Consiste en reducir la putrefacción y presencia de los microorganismos patógenos en los lodos.
Adición de cal	Aumenta el pH que provoca la muerte de los microorganismos y evitar que el lodo se pudra.
Tratamiento térmico	Calentar los lodos para esterilización de los mismos.
Digestión anaerobia	Producir un lodo que no se pudra, con bajo contenido de patógenos y un volumen reducido.
Digestión aerobia	Degradación de la materia orgánica por proceso similar al de lodos activados.
Composteo	Destrucción de los organismos patógenos y recuperación del producto.
Acondicionamiento:	Consiste en tratar el lodo con sustancias químicas o calor para separar el agua.
Químico	Facilitar la deshidratación mediante la aplicación de coagulantes químicos.
Tratamiento térmico	Pretratamiento para digestión.
Elutriación	Reducir el requerimiento de los químicos al bajar la alcalinidad por el lavado de los lodos.
Desinfección:	Consiste en eliminar los organismos patógenos presentes en los lodos.
Pasteurización	Transmisión del calor a los lodos para matar los organismos patógenos.
Almacenamiento prolongado	Eliminación de patógenos.
Deshidratación:	Reducir el contenido de la humedad del lodo.
Filtro al vacío	Eliminación de agua con tambor giratorio parcialmente sumergido en el lodo.





Filtro prensa	Separación del agua en cámaras revestidas con fieltro y sujetas a presión que retiene los sólidos.
Filtro de banda horizontal	Espesamiento del lodo mediante drenaje por gravedad y compresión con rodillo.
Centrifugación	Reducción del volumen.
Lechos de secado	Eliminación del agua por drenaje y evaporación en lechos poco profundos con fondo permeable.
Lagunas	Reducción de humedad por evaporación al depositar el lodo en lagunas.
Secado térmico:	Reducción del contenido de agua por evaporación de estas al aire al aumentar la temperatura.
Evaporación efecto múltiple	Evaporación del agua y separación de sólidos y aceites.
Secado instantáneo	Disminución del agua por pulverización en presencia de gases calientes.
Secado por pulverización	Secado del lodo por centrifugación a alta velocidad y pulverización en presencia de calor.
Secado en horno giratorio	Eliminación del agua por poner a los lodos en contacto con gases calientes.
Secado de hogares múltiples.	Reducción del agua por contacto del lodo con gases calientes en varias etapas.
Reducción térmica:	Transformar los sólidos orgánicos a productos finales con poder calorífico.
Incineración hogares múltiples	Convierte el lodo en cenizas inertes con aplicación de calor, disminuyendo su volumen.
Incineración lecho fluidificado	Combustión del lodo con aire fluidificante.
Co-incineración con desecho	Incineración del lodo junto con residuos sólidos urbanos.
Reactor vertical con pozo	Estabilización y reducción de volumen con presión y temperatura en pozo profundo.
Oxidación con aire húmedo	Oxidación de la materia orgánica y reducción de volumen por aplicación de aire comprimido.
Evacuación final:	Destino final que se da a los lodos.
Aplicación al suelo	Disposición con aprovechamiento del lodo en terrenos agrícolas, forestales o marginales.
Fijación química	Aprovechamiento del residuo y disposición final.
Rellenos sanitarios	Disposición final.
Lagunas	Reducción de volumen y disposición final.

Fuente: adaptado del Metcalf & Eddy, tratamiento y depuración de las aguas residuales 1996.





CAPÍTULO 4. ASPECTOS GENERALES DE LA ZONA EN ESTUDIO

El objetivo de esta tesis es el de proponer una alternativa de tratamiento para las aguas residuales generadas por la zona poniente de la ciudad de Tapachula, que es cabecera municipal del municipio del mismo nombre, del estado de Chiapas.

La ciudad de Tapachula ha presentado un crecimiento importante de población en los últimos 10 años, ya que es la segunda ciudad más importante del estado de Chiapas y la primera en la región del Soconusco.

El crecimiento se debe a que el municipio está localizado en la frontera con Centroamérica, donde hay un gran flujo de migrantes, que tras su intento de cruzar a los Estados Unidos y fracasar en ello, se establecen en la ciudad asentándose en las márgenes de la zona urbana, otro factor es el la falta de oportunidades en las zonas rurales, lo que lleva a migrar a la ciudad.

Con el crecimiento de la población, se incrementó el consumo de agua y la generación de aguas residuales, las cuales se descargaban sin tratamiento en los ríos aledaños a la ciudad. En el año 2009 la Secretaria del Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT), publicó los problemas que presentan los principales acuíferos del municipio, estableciendo un programa ecológico en el cual se planteaba la construcción de plantas de tratamiento de aguas residuales para el municipio y poder controlar las descargas directas a los ríos evitando así contaminar el ambiente.

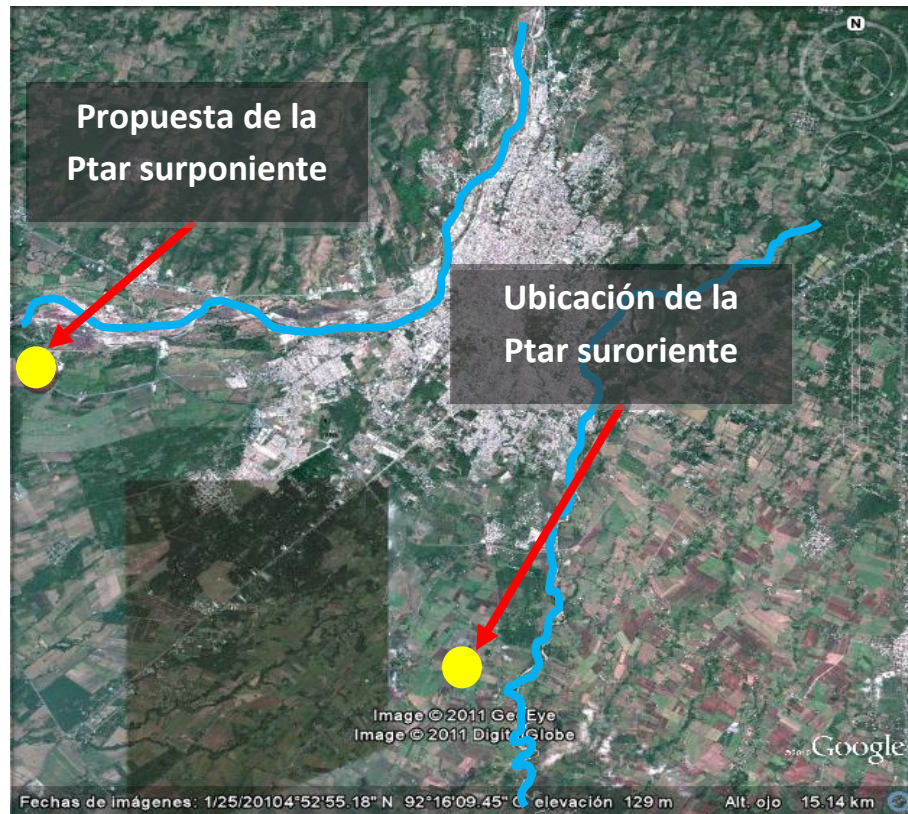
Para el año 2010 se construyó la primera planta de tratamiento de aguas residuales al sur oriente de la cabecera municipal, con una capacidad instalada de 250 l/s, beneficiando a un total de 140,500 habitantes. Al año 2011 la planta opera a un 25% de su capacidad, esto se debe a que la ciudad no cuenta con los colectores suficientes de aguas residuales que transporte el agua de la red de alcantarillado a la planta de tratamiento. El cuerpo receptor de la descarga de esta planta es el río Cahoacán que limita a Tapachula con el municipio de Tuxtla Chico, cabe mencionar que la corriente de este río es utilizada para la agricultura de la región.

En el plan de desarrollo urbano de Tapachula 2011-2012, considera la construcción de un colector de aguas residuales, el cual sólo incluye a la zona oriente de la ciudad. También comprende la construcción de una segunda planta de tratamiento que tratará el agua residual generada por la zona poniente, proponiendo como cuerpo receptor al río Coatán. (Ver figura 4.1).

Como se ha mencionado, el objetivo de este trabajo, es el de proponer un sistema de tratamiento de aguas residuales para reducir las descargas de aguas residuales crudas en los cuerpos receptores y controlar la contaminación, siempre y cuando se cumpla con la normatividad en materia del agua residual en México.



Figura 4.1. Localización de la Ptar sur-oriente existente y la propuesta de la ubicación de la Ptar sur-poniente.



Fuente: Coapatap, 2011.

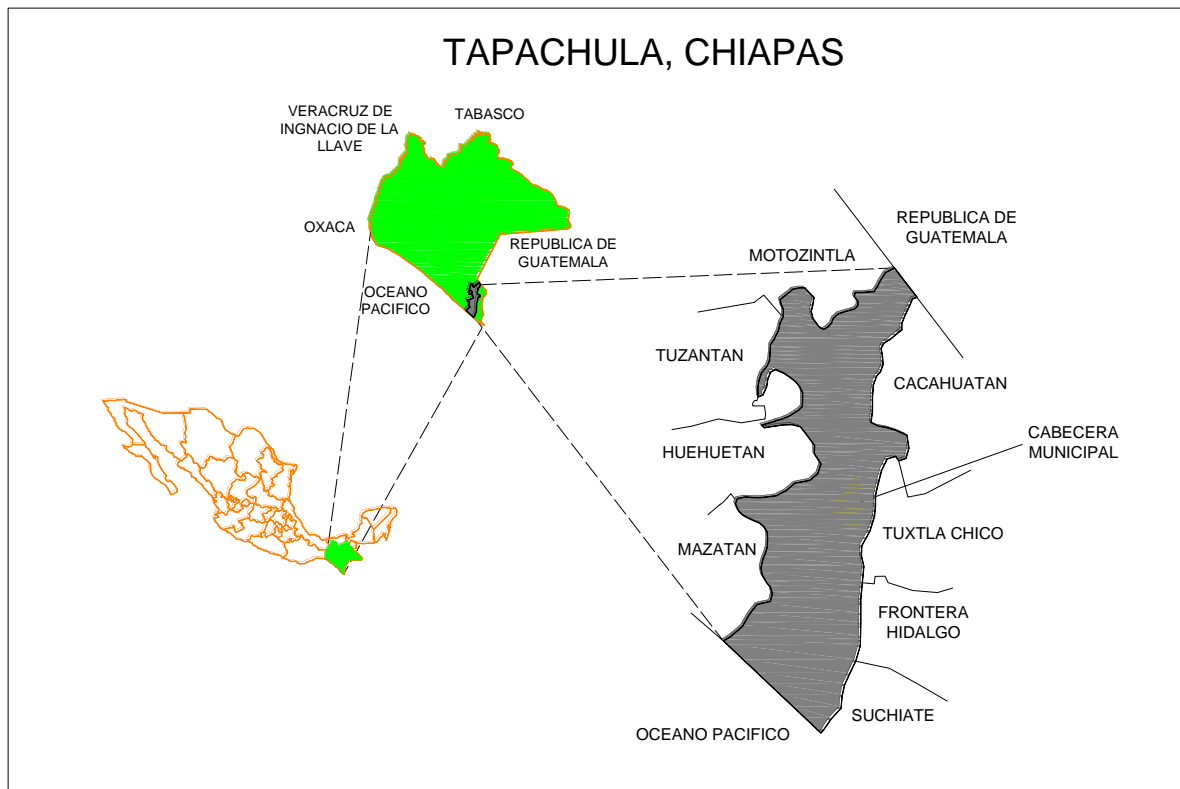
4.1. Marco físico

Localización

El municipio de Tapachula se ubica en el suroeste del estado de Chiapas, en la región socioeconómica del Soconusco. Colinda al norte con los municipios de Tuzantán, Motozintla y la República de Guatemala; al sur, con el océano Pacífico; al este, con los municipios de Cacahoatán, Tuxtla Chico, Frontera Hidalgo y Suchiate; por último, hacia el oeste, con los municipios de Tuzantán, Huehuetán y Mazatán (figura 4.2).

La ciudad de Tapachula es la cabecera municipal del municipio, se encuentra a 170 msnm, con coordenadas 14°54'29" de latitud norte y 92°15'38" de longitud oeste, se ubica en la parte central, al pie de la Sierra Madre, donde se inicia la llanura costera del Pacífico. Cuenta con una superficie urbana de 3,426 Ha. Su condición de frontera mexicana con Guatemala le otorga un papel destacado en la macrorregión conformada por los estados del sur-sureste de México y los países de Centroamérica (figura 4.2).

Figura 4.2. Localización de la ciudad de Tapachula.



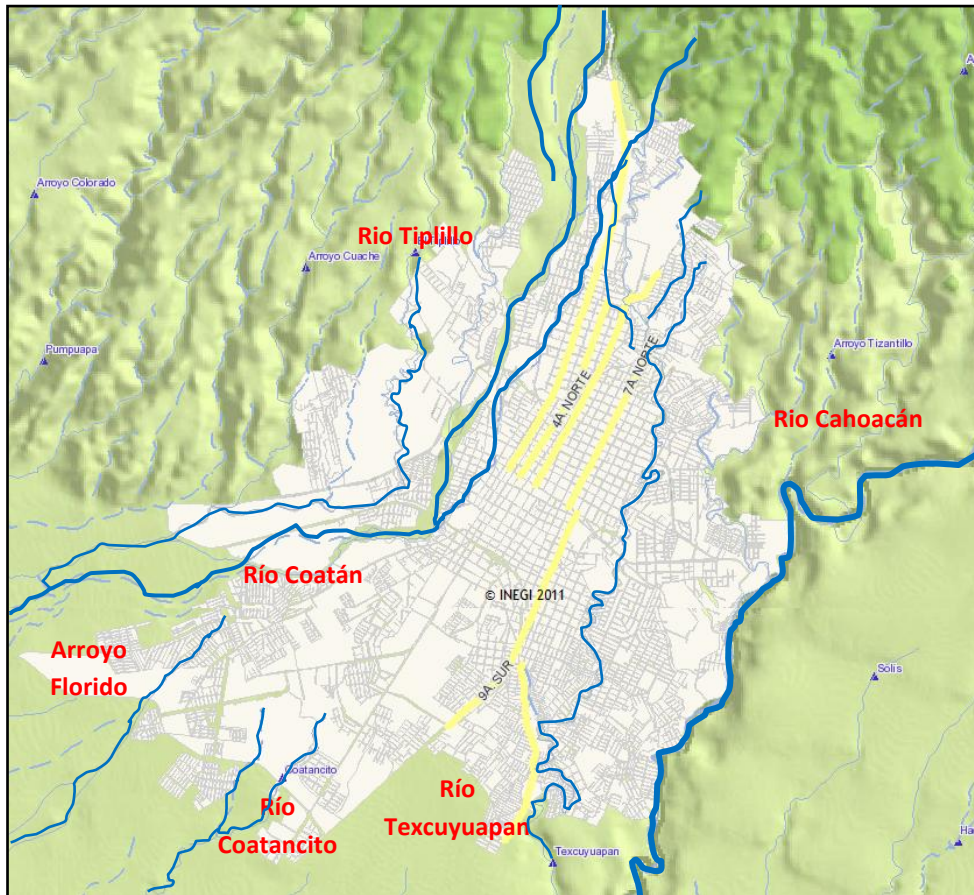
Orografía e hidrografía

Un estudio detallado de los aspectos geológicos de Tapachula (Mullerried, 1951), indica que el municipio se ubica dentro de dos subprovincias fisiográficas: Volcanes de Centroamérica y Llanura Costera de Chiapas, y Guatemala. La primera subprovincia abarca el norte y parte central del municipio; está integrada por un relieve de montañas y lomeríos de origen volcánico (INEGI, 1984), lo que representa 42% de la extensión del territorio. Además de este tipo de relieve, existen montañas y lomeríos de origen tectónico, formados por rocas graníticas de la era paleozoica (cuerpos intrusivos), y ocupan el 33% del territorio. Los relieves montañosos y de lomeríos de origen volcánico y tectónico, poseen un alto potencial erosivo.

Por su localización, la ciudad de Tapachula es atravesada por los torrentes originados en las cumbres de la Sierra Madre. Por el lado poniente, corre el Coatán (con 11.5 km), río caudaloso que nace en territorio guatemalteco y desemboca en la Barra de San Simón; el Coatancito río pequeño (de 7.6 km) que también nace en Guatemala y se une al Coatán, el cual se usaba para accionar la planta hidroeléctrica que surtía de energía a la localidad; el arroyo Florido, que nace en las partes bajas de la zona cafetalera y se une al Coatán en la orilla poniente de la ciudad; el arroyo Tlipillo, que también se une al Coatán. Por el lado

oriente escurre el Texcuyuapan (con 12.2 km), que nace en el municipio de Tapachula y que desde tiempos coloniales surtió de agua potable a Tapachula y el río Cahoacán sirve de límite entre los municipios de Tapachula y Tuxtla Chico. En la figura 4.3 se ilustran los principales ríos que atraviesan la ciudad de Tapachula.

Figura 4.3. Principales ríos que atraviesan la ciudad de Tapachula.

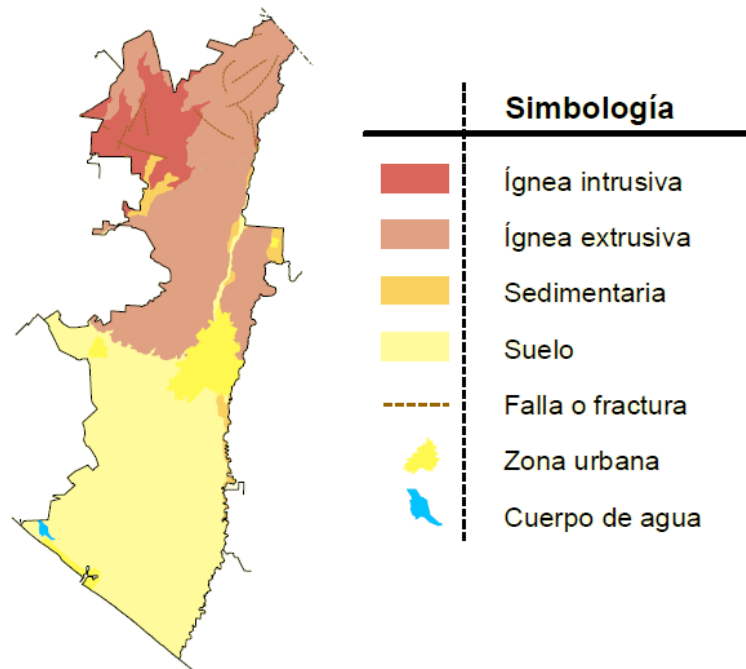


Fuente: INEGI, 2011.

Tipo de suelo

El municipio Tapachula está compuesto de suelo aluvial, lacustre y litoral de origen cuaternario; roca sedimentaria de conglomerado, toba intermedia y extrusiva de origen Terciario; y granito de origen Paleozoico. La composición más abundante es el suelo aluvial y el menos abundante es el suelo lacustre (figura 4.4).

Figura 4.4. Tipos de rocas presentes en el municipio.



Fuente: INEGI, prontuario geográfico de Tapachula, 2005.

4.2. Climas de Tapachula

Ubicado en la Zona Térmica Tropical del Hemisferio Norte, Tapachula presenta un clima de tipo cálido, con una temperatura media anual superior a los 27.4°C. Sin embargo, el factor relieve y la influencia del mar provocan una heterogeneidad climática. La Sierra Madre actúa como barrera topográfica de amplio gradiente altitudinal (0- 2,600 msnm) y captura la humedad proveniente del océano Pacífico; el vapor de agua, al entrar en contacto con las montañas, da origen a las lluvias, produciendo un alto porcentaje de humedad. La mayor parte del territorio municipal (89%) tiene un clima cálido húmedo.

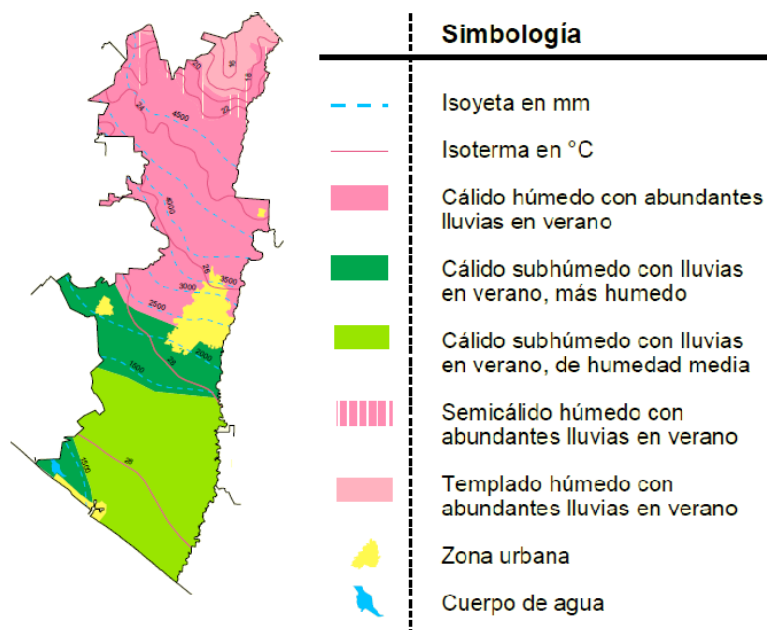
En los meses de mayo a octubre, la temperatura mínima promedio en el municipio va de los 15°C a los 22.5°C, mientras que la máxima promedio oscila entre 25°C y 31°C. En el periodo de noviembre - abril, la temperatura mínima promedio va de 9°C a 16°C, y la máxima promedio fluctúa entre 18°C y por arriba de los 33°C. En la tabla 5.1 se presentan los parámetros climáticos presentes en el municipio y en la figura 4.5 se ilustra los diferentes climas del municipio.

Tabla 4.1. Parámetros climáticos de Tapachula.

Parámetros climáticos promedio de Tapachula				
Mes	Temperatura máxima mensual °C	Temperatura diaria máxima °C	Temperatura mínima °C	Temperatura diaria mínima °C
Enero	29.5	31.5	16.2	13.5
Febrero	29.3	32.0	16.7	13.0
Marzo	30.0	32.5	17.8	14.0
Abril	30.1	32.5	18.8	15.0
Mayo	31.0	33.5	19.5	15.5
Junio	29.9	37.0	19.1	10.0
Julio	29.3	31.5	18.7	13.0
Agosto	29.7	32.0	18.6	10.0
Septiembre	27.5	35.0	18.8	16.0
Octubre	27.5	30.0	18.6	15.5
Noviembre	29.3	31.0	17.8	14.5
Diciembre	28.6	37.0	16.9	13.0
Anual	27.4		18.1	

Fuente: servicio meteorológico nacional, estación climatológica No. 7028, 1971-2000.

Figura 4.5. Climas presentes en el municipio.



Fuente INEGI, prontuario geográfico de Tapachula, 2005.



Como puede observarse en la figura 4.5, la ciudad de Tapachula presenta un clima cálido húmedo y un cálido subhúmedo con lluvias en verano.

Las precipitaciones pluviales oscilan según el área municipal desde más de 230 hasta más de 1000 mm anuales. Los meses más lluviosos son de junio a septiembre. Sin embargo, en septiembre y octubre hay lluvias copiosas y prolongadas debido a la temporada de huracanes, que provoca problemas de inundaciones en gran parte del municipio. En la tabla 4.2 se ilustran el promedio mensual de la precipitación pluvial de Tapachula desde el año de 1971 al 2000.

Tabla 4.2. Precipitación pluvial de Tapachula, 1971-2000.

Precipitación (mm)					
Mes	Precipitación máxima mensual	Precipitación máxima diaria	Mes	Precipitación máxima mensual	Precipitación máxima diaria
Enero	162.0	49.0	Julio	635.2	118.0
Febrero	264.7	72.0	Agosto	1,326.0	146.0
Marzo	233.6	88.2	Septiembre	1,003.0	204.0
Abril	411.0	95.0	Octubre	886.0	133.0
Mayo	690.5	125.0	Noviembre	399.0	85.0
Junio	900.8	145.8	Diciembre	122.1	54.5

Fuente: servicio meteorológico nacional, estación climatológica No. 7028, 19771-2000.

4.3. Aspectos económicos

Tapachula es el centro comercial y político de la región del Soconusco, integrada por 16 municipios asentados en el altiplano y las faldas de la Sierra Madre y la Planicie Costera de Chiapas, la cual cuenta con una importante red de establecimientos financieros, comerciales, de comunicación, transporte, hospedaje y alimentación, que dan soporte a la actividad agropecuaria municipal y regional y a la economía de la migración.

El municipio de Tapachula es el principal exportador de mango, plátano, café, cacao, palma africana, entre otros; de toda la zona del Soconusco. Durante muchos años se consideró a Tapachula como la capital económica de la región, teniendo al café, algodón, soya y plátano como los productos por excelencia.

Las grandes extensiones de cultivo como las plantaciones de plátano, papaya, mango, sorgo, maíz y soya, entre otros cultivos, se ubican en la ribera de los ríos Coatán (Barra San Simón), Cahocán (La Cigüeña-Sajío), Cosalapa y Barra del Suchiate; y en la cual utilizan grandes cantidades de agua para su riego.





La producción ganadera es otro ejemplo de la actividad económica en el municipio ya que ha permanecido sin cambios drásticos, aunque hubo una baja productiva aproximada de medio millar entre 2004 y 2005. Su principal producción ganadera son ovino, porcino y el bobino.

La característica dominante del sector secundario es la de pequeños y micro establecimientos, es decir, talleres especializados que operan en pequeña escala atendidos por muy pocos trabajadores. Con el proceso de urbanización el sector terciario ha ido colocándose entre los de mayor importancia, en muy poco tiempo, de los pequeños comercios se pasó a los grandes centros comerciales donde se vienen a abastecer los fines de semana grandes contingentes de guatemaltecos, no sólo por el tipo y la calidad de los productos mexicanos, sino por su capacidad de compra al tener una moneda apreciada lo que les otorga mayor poder de compra. No obstante, al lado del comercio formal ha ido surgiendo un sector informal que se ha establecido en el centro de la ciudad, como en casi todos los centros urbanos en México, además, la firma de tratados comerciales entre México y los países centroamericanos ha favorecido la inversión extranjera.

Población Económicamente Activa (PEA) y niveles de ingreso.

En el año 2000, la Población Económicamente Activa (PEA) en la ciudad de Tapachula, Chiapas, fue de 92,211 habitantes, distribuyéndose por sector, de la siguiente manera (tabla 4.3).

Sector Primario. El 18.03% realiza actividades agropecuarias. El porcentaje de este sector en los ámbitos regional y estatal fue de 35.54 y 47.25%, respectivamente.

Sector Secundario. El 16.48% de la PEA ocupada laboraba en la industria de la transformación, mientras que en los niveles regional y estatal los porcentajes fueron de 14.03 y 13.24%, respectivamente.

Sector Terciario. El 62.67% de la PEA ocupada se emplea en actividades relacionadas con el comercio o la oferta de servicios a la comunidad, mientras que en los niveles regional y estatal el comportamiento fue de 48.10 y 37.31%, respectivamente.

Tabla 4.3. PEA ocupada por sector de la economía.

Concepto	Total	%	Hombres	%	Mujeres	%
Primario	16,625	18.03	15,822	95.17	803	4.83
Secundario	15,199	16.48	13,187	86.76	2,012	13.24
Terciario	57,793	62.67	33,116	57.30	24,677	42.70
No Especificado	2,594	2.81	1,420	54.74	1,174	45.26

Fuente: Perfiles Municipales 2006. Secretaría de Planeación y Desarrollo Sustentable.





En la siguiente tabla se enlista las ocupaciones que predominaban en Tapachula al año 2005.

Tabla 4.4. Cuadro. PEA ocupada según ocupación principal.

Concepto	Total	%	hombres	%	mujeres	%
Profesionistas	3,564	3.87	2,399	67.31	1,165	32.69
Técnicos	3,395	3.68	2,111	62.18	1,284	37.82
Trabajadores de la educación	4,191	4.55	1,949	46.50	2,242	53.50
Trabajadores del arte	494	0.54	426	86.23	68	13.77
Funcionarios y directivos	1,794	1.95	1,340	74.69	454	25.31
Trabajadores agropecuarios	15,738	17.07	15,063	95.71	675	4.29
Inspectores y supervisores en la industria	623	0.68	564	90.53	59	9.47
Artesanos y obreros	12,445	13.50	10,420	83.73	2,025	16.27
Operadores de maquinaria fija	590	0.64	488	82.71	102	17.29
Ayudantes, peones y similares	4,020	4.36	3,644	90.65	376	9.35
Operadores de transporte	5,554	6.02	5,522	99.42	32	0.58
Jefes y supervisores administrativos	2,183	2.37	1,558	71.37	625	28.63
Oficinistas	6,306	6.84	2,660	42.18	3,646	57.82
Comerciantes y dependientes	12,925	14.02	6,342	49.07	6,583	50.93
Trabajadores ambulantes	3,345	3.63	1,788	53.45	1,557	46.55
Trabajadores en servicios personales	5,591	6.06	3,200	57.23	2,391	42.77
Trabajadores domésticos	5,113	5.54	446	8.72	4,667	91.28
Trabajadores en protección y vigilancia	3,050	3.31	2,818	92.39	232	7.61
No especificado	1,290	1.40	807	62.56	483	37.44

Fuente: Perfiles Municipales 2006. Secretaría de Planeación y Desarrollo Sustentable.

La distribución del ingreso es un elemento primordial en el bienestar de la población; constituye un indicador fundamental de las dimensiones y potencialidades de la fuerza laboral, no solamente en su función productora sino también consumidora y generadora, mediante su capacidad de ahorro e inversión y del dinamismo económico de un territorio. Este indicador puede significar mejores niveles de calidad de vida de la población ocupada y de su familia. El INEGI (2005) destaca que en el municipio de Tapachula el 43.1% de la población ocupada recibe más de dos salarios mínimos, teniendo ese indicador, para el estado el valor de 28.7% y para el país de 43.6% de la población ocupada. Estas magnitudes reflejan, por una parte, la crítica situación que afronta una parte muy significativa de la población ocupada en Chiapas y, por otra, la similitud que presenta el municipio de Tapachula con la media para el país, aunque es mayoritaria la población masculina en la





estructura de la PEA para todos los grupos de edades (INEGI, 2000), la tendencia a una mayor incorporación de la mujer puede ser considerada indicativa de los primeros momentos de la transición demográfica en marcha en el estado y, en particular, en el municipio. En la tabla 4.5 se muestran los indicadores de la PEA al año 2005 de Tapachula, y en la tabla 4.6 se enlista la PEA según su ingreso mensual.

Tabla 4.5. Cuadro. Población Económicamente Activa en el municipio.

Concepto	Total	%	Hombres	%	Mujeres	%
Población Económicamente Activa (PEA)	93,366	7.66	64,454	69.03	28,912	30.97
PEA ocupada	92,211	98.76	63,545	68.91	28,666	31.09
PEA desocupada	1,155	1.24	909	78.70	246	21.30
Población Económicamente Inactiva (PEI)	99,769	7.43	26,966	27.03	72,803	72.97

Fuente: Perfiles Municipales 2006. Secretaría de Planeación y Desarrollo Sustentable.

Tabla 4.6. PEA ocupada, por ingresos.

PEA ocupada según ingresos mensuales. Concepto	Total	%	Hombres	%	Mujeres	%
No recibe ingresos	5,957	6.46	4,729	79.39	1,228	20.61
Hasta 1 salario mínimo	21,507	23.32	13,125	61.03	8,382	38.97
Más de 1 hasta 2 salarios mínimos	28,650	31.07	20,814	72.65	7,836	27.35
Más de 2 hasta 3 salarios mínimos	10,563	11.46	7,705	72.94	2,858	27.06
Más de 3 hasta 5 salarios mínimos	11,352	12.31	7,866	69.29	3,486	30.71
Más de 5 hasta 10 salarios mínimos	6,519	7.07	4,235	64.96	2,284	35.04
Más de 10 salarios mínimos	2,320	2.52	1,825	78.66	495	21.34
No especificado	5,343	5.79	3,246	60.75	2,097	39.25

Fuente: Perfiles Municipales 2006. Secretaría de Planeación y Desarrollo Sustentable.

4.4. Tapachula evolución demográfica

Tapachula, es la ciudad que junto con las localidades de Puerto Madero, Raymundo Enríquez, Viva México, 20 de Noviembre y Llano La Lima, son los principales asentamientos





del municipio que, según el Censo de Población y Vivienda 2010, la población total de la ciudad es de 202,672 habitantes lo que equivale al 63.25 % de la población total del municipio.

Durante más de un siglo, Tapachula ha vivido los efectos de diversos procesos migratorios que dieron por resultado una importante diversidad étnica y cultural. Anclado en la historia local y con la facilidad que representa la vecindad geográfica y cultural, se estableció un patrón de intercambio poblacional entre Guatemala y México, que explica el origen guatemalteco de muchas familias de las clases medias y altas de la ciudad. Posteriormente, el municipio fue receptor de flujos migratorios provenientes de China y Japón que, asentados en el municipio, establecieron vínculos que hoy se reflejan en la diversidad étnica. Otra corriente migratoria, aunque de menor cuantía, fue la alemana; que llegó interesada en la producción de café, el principal cultivo regional por muchas décadas, y finalmente, la tradicional migración circular de mujeres y familias indígenas guatemaltecas que por motivos laborales y la reciente oleada del interior de Centroamérica, en su mayoría de tránsito, influyen en la actual configuración demográfica y social de la ciudad y del municipio.

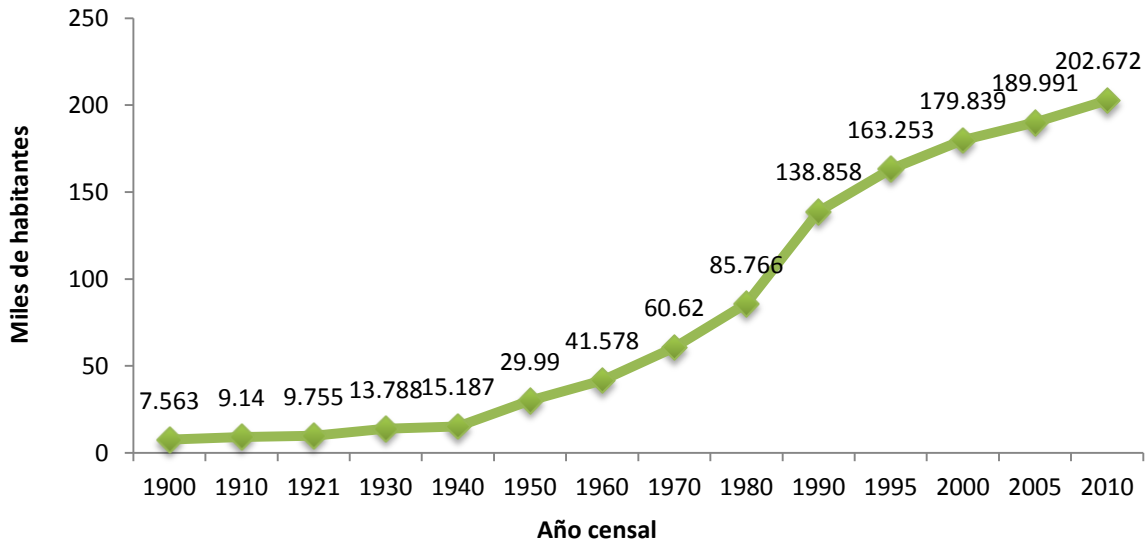
La ciudad de Tapachula ha jugado un papel gravitacional en términos sociales, económicos y demográficos. Estos factores, más su condición fronteriza, le otorgaron un lugar central que ha traspasado la frontera nacional en su calidad de proveedora de bienes y servicios, atrayendo flujos migratorios nacionales y provenientes de Guatemala, además de los centroamericanos que arriban a la ciudad para proseguir su camino hacia la frontera norte de México. A la postre, los factores señalados han hecho de Tapachula un asentamiento demográfico diverso, cuyo perfil y estructura en gran medida han dependido de los acontecimientos económicos regionales, de las políticas demográficas nacionales, más los que resultan de su posición fronteriza.

La evolución del tamaño de su población se aprecia en las gráficas 4.1 y 4.2, donde podemos observar tres grandes periodos demográficos: el primero consiste en un crecimiento sostenido de 1950 a 1970, cuyo incremento porcentual fue de 80.8% con una tasa de crecimiento media anual de 3.3 % entre 1950 y 1960, y de 3.8 % entre 1960 y 1970. La segunda fase muestra un crecimiento exponencial o de explosión demográfica, que va de 1970 a 1990, cuyo incremento fue de 105.8 %, con una tasa de crecimiento media anual de 4.9 entre 1970 y 1980, y de 3.4 entre 1980 y 1990. La exhibición de tales tasas durante este segundo periodo representó un avance cuantitativo, más allá de lo que significa una duplicación del tamaño de su población. Un tercer periodo se puede apreciar entre 1990 y 2005, y puede caracterizarse como de desaceleración demográfica, en tanto que en 15 años su incremento porcentual se redujo a 26.9 %, con una tasa de crecimiento media anual de 3.2 % entre 1990 y 1995, para bajar a 1.9 entre 1995 y 2000, y mantenerse a la baja entre 2000 y 2005, con un valor de 1.1%.



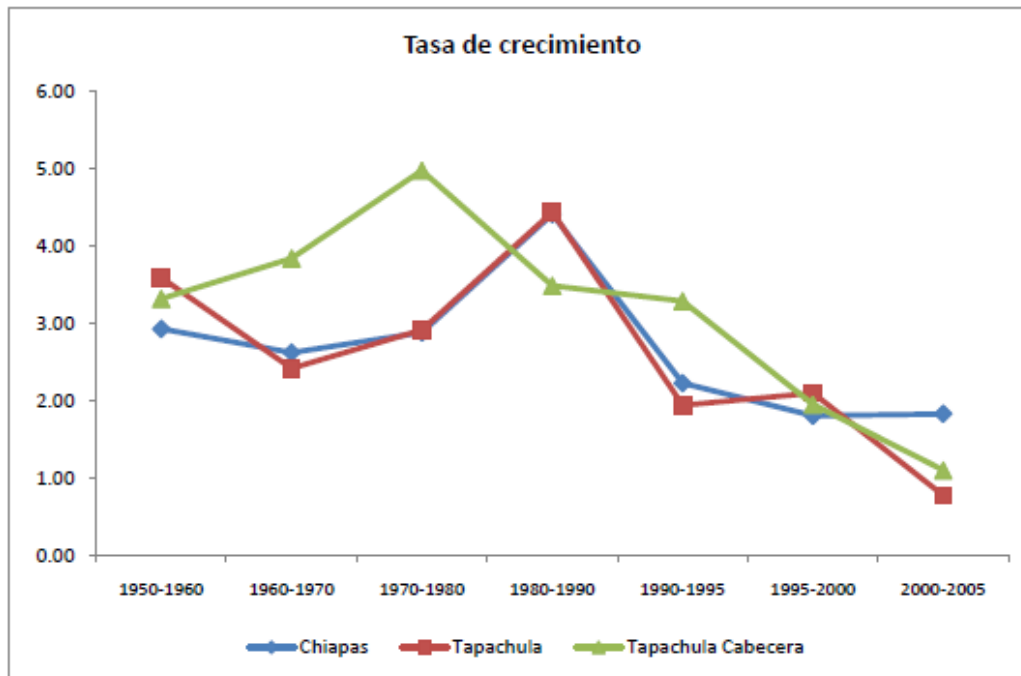


Gráfica 4.1. Evolución de la población al año 2010 de la Ciudad de Tapachula.



Fuente: INEGI, archivos históricos de localidades, consulta 2011.

Gráfica 4.2. Tasa de crecimiento media anual al año 2005.



Fuente: INEGI.

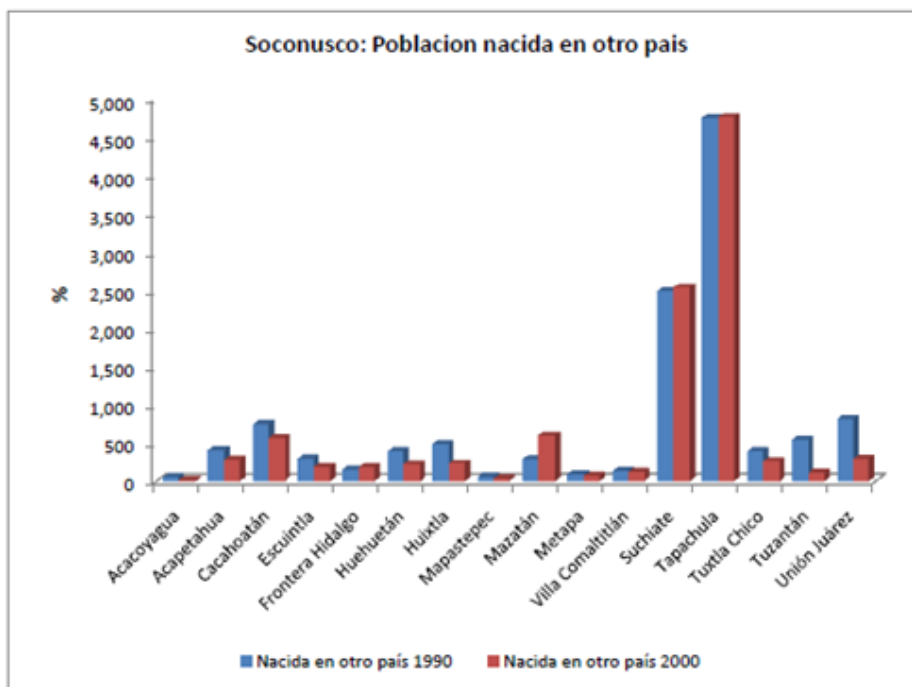


Al apreciar el comportamiento de la ciudad con el municipio y la entidad, se observa que Tapachula ha tenido una trayectoria un tanto distinta. Sus tasas de crecimiento fueron muy superiores entre 1950 y 1970, cayendo de manera brusca entre 1980 y 1990; donde mantuvo esa caída hasta el año 2005, un comportamiento que fue distinto frente al caso municipal y estatal hasta 2000, pues de ahí en adelante los tres espacios en referencia han venido también con una tendencia a la baja. Sin duda, este comportamiento de la ciudad está estrechamente relacionado con factores de tipo económico y social a nivel regional.

La inmigración.

Tapachula tiene una fuerte presencia de inmigrantes, principalmente centroamericanos; el grupo guatemalteco es el más importante, seguido del salvadoreño y hondureño. La relevancia de Tapachula se aprecia en la siguiente gráfica 5.3 donde sobresale a nivel regional, ocupando el primer lugar en 1990 y 2000, seguida de un municipio aún más fronterizo: Suchiate. Ambos comprenden entre 60 y 70 % de la población inmigrante residente. También, se puede apreciar que las tendencias para ambos municipios son similares entre el censo de 1990 y el de 2000, a diferencia de lo que sucede con el resto de municipios que comprende la región.

Gráfica 4.3 Crecimiento de los inmigrantes en el municipio.



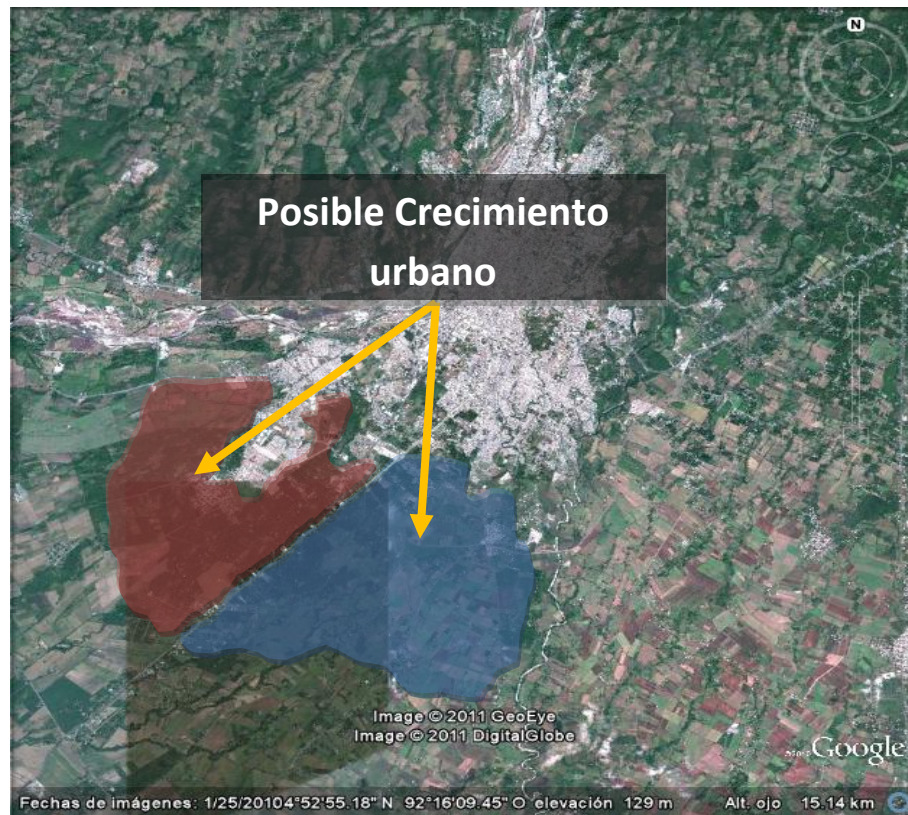
Fuente: XI, XII Censo General de Población y Vivienda, 1990-2000, INEGI.

Como resultado de estos procesos, entre 1980 y 2005 la población del municipio se duplicó, pasando de 144 mil habitantes a 282 mil, lo que representa un crecimiento promedio anual del 2.62%, ligeramente inferior al crecimiento poblacional anual del estado (2.8%) pero superior al nacional (1.6%).

4.5. Crecimiento urbano

En el plan de desarrollo de Tapachula, considera que el crecimiento urbano se está desplazando en la zona sur de la ciudad, debido a que se ha incrementado la inversión económica en esta zona. Otro factor que contribuye al crecimiento es el turismo ya que desde hace cinco años el ayuntamiento promueve a Puerto Chiapas (anteriormente Puerto Madero) como zona de cruceros y en los últimos años se ha presentado un incremento de turistas tanto nacionales como extranjeros. En la figura 4.6 se ilustra el posible crecimiento de la ciudad a futuro.

Figura 4.6. Posible crecimiento urbano de la ciudad de Tapachula, Chiapas.



Fuente: plan de desarrollo del municipio de Tapachula, Chiapas, 2011-2012.



4.6. Abastecimiento de agua potable

Los sistemas de agua potable y de alcantarillado son administrados por el Comité de Agua Potable y Alcantarillado de Tapachula (COAPATAP), órgano desconcentrado que gestiona el sistema de agua en todo el municipio.

La ciudad presenta un incremento considerable del consumo de agua potable derivado por el crecimiento demográfico de la localidad, de acuerdo con los resultados del Censo de Población y Vivienda, en el año 2000 la ciudad de Tapachula concentraba un total de 43,604 viviendas, donde el 28.13% no contaba con el servicio de agua potable. Para el año 2005, el número de viviendas que contaba con agua entubada se incrementó hasta llegar a un 81.5% de cobertura. Y para el año 2010 se contaba con un total de 66,434 viviendas, con una cobertura del 92% del vital líquido. Considerando las tendencias del crecimiento demográfico de la ciudad, se tendrá que diseñar un plan estratégico para atender la demanda del consumo en la localidad.

Actualmente se cuenta con una planta potabilizadora con una capacidad instalada de 1000 l/s que hasta el año 2010 generaba 600 litros de agua por segundo. Esta planta se ubica en la zona norte de la ciudad, se abastece del río Coatán, su flujo es por gravedad y abastece las zonas: oriente, poniente, centro y sur de la ciudad. Además de esto se cuenta con 13 pozos profundos para suministrar el servicio en caso de contingencia, teniendo en total hasta el año 2010 un caudal de 1100 l/s, con una dotación media de 250 l/hab/día.

4.7. Alcantarillado

El sistema de alcantarillado que predomina en la ciudad de Tapachula, Chiapas es de tipo separado, puesto que sólo cuenta con un sistema de recolección para las aguas residuales. El agua pluvial escurre en forma superficial hacia los ríos que atraviesan la ciudad, en la parte del oriente el agua pluvial escurre hacia el río Cahoacán mientras que por el lado poniente, escurre hacia el río Coatán, y en la parte sur de la ciudad, escurre hacia el Coatancito.

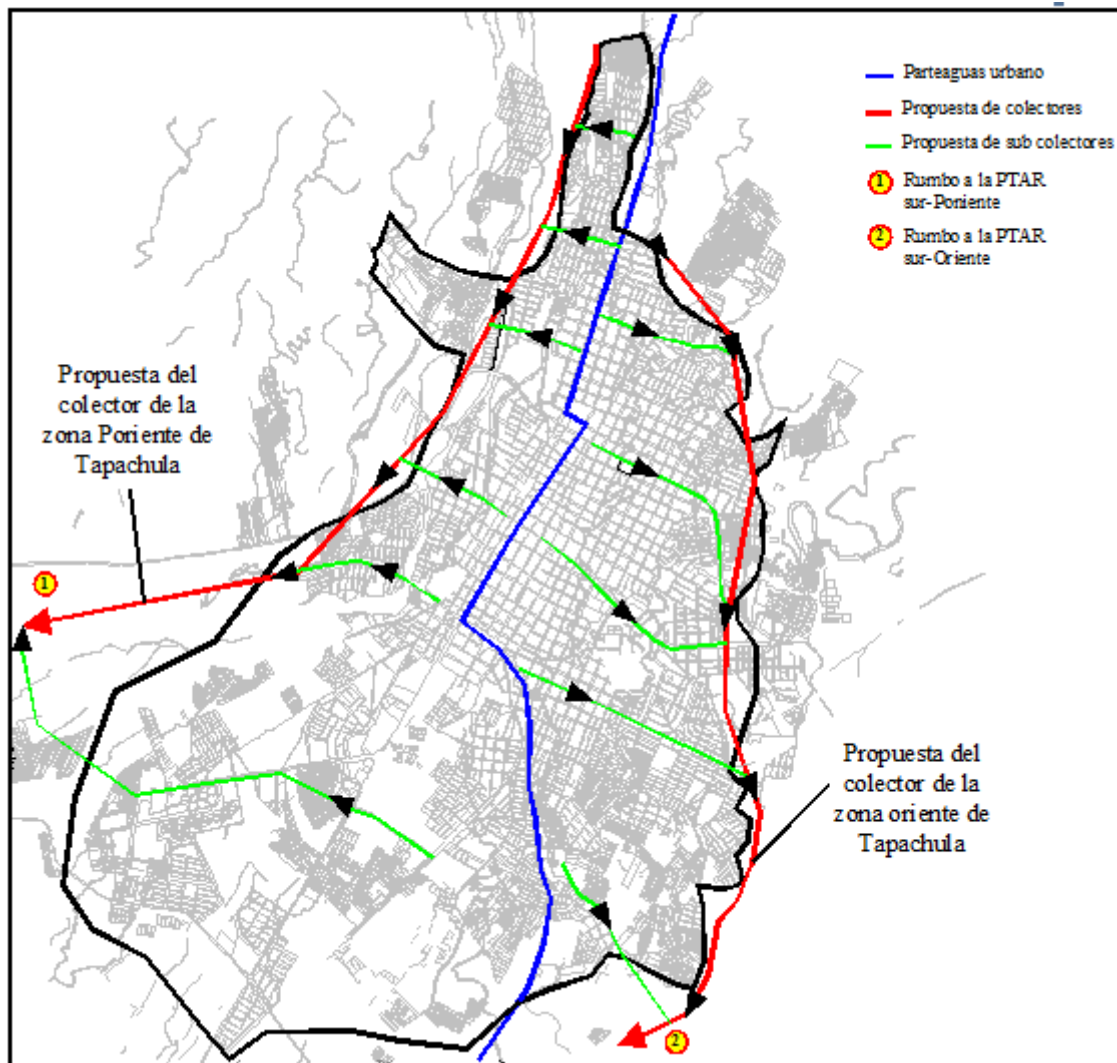
La ciudad ha presentado un incremento en la generación de aguas residuales, derivado del crecimiento y de la demanda de agua potable, para el año 2000 la ciudad contaba con el 90% del total de viviendas con el sistema de alcantarillado, para el año 2005 se incrementó el número de viviendas con el servicio llegando a un 92% de cobertura, y para el año 2010 la ciudad de Tapachula contaba con 66,434 viviendas, abarcando un total de 95% del servicio de alcantarillado, atendiendo a un total de 61,119 viviendas.

El sistema de alcantarillado de la ciudad tiene sus descargas en los cauces de los ríos Coatán, Texcuyupan, Cahoacan y Coatancito. El plan de desarrollo del gobierno municipal



de Tapachula incluye la construcción de un colector que recolectará el agua residual generada por la población para ser tratada en la planta suroriente. En la figura 4.7 se ilustra las propuestas de los colectores oriente y poniente.

Figura 4.7. Distribución de las zonas de la ciudad de Tapachula y propuestas de los colectores.



La planta existente de tratamiento de aguas residuales se basa en un sistema de Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (UASB), la cual está diseñada para tratar un gasto de 250 l/s. Esta planta al año 2011 opera a un 25% de su capacidad, con la construcción del colector de aguas residuales se estima que la planta operará a un 70% de su capacidad de diseño.



CAPÍTULO 5. PROPOSICIÓN DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO PARA LAS AGUAS RESIDUALES DE LA ZONA PONIENTE DE LA CIUDAD DE TAPACHULA

Como se ha venido mencionando, la ciudad de Tapachula presenta un crecimiento alto en los últimos años, aunado a esto, la ciudad presenta una falta de planeación en materia de saneamiento. Uno de los problemas que presenta la ciudad es que no cuenta con una infraestructura suficiente de recolección de aguas residuales que traslade el agua hacia la planta de tratamiento existente, planta que por otro lado tampoco tiene la capacidad para tratar todo el agua residual que se genera actualmente en la ciudad de Tapachula, provocando que se sigan descargando las aguas residuales crudas a los cuerpos receptores que aguas abajo es utilizada en gran cantidad para el uso agrícola.

Otro problema está en la zona poniente donde se estima que habita el 40% de la población total de la ciudad y en la cual el crecimiento urbano va en aumento, en esta zona mencionada no se cuenta con un sistema de tratamiento para las aguas residuales por lo que se sigue descargando grandes cantidades de aguas residuales al río Coatán, que también es utilizado para el uso agrícola. Es por ello que se propondrá un sistema de tratamiento de aguas residuales para controlar la contaminación cumpliendo con la norma NOM-001-SEMARNAT-1996 para cuerpos receptores de uso agrícola.

5.1. Justificación

Como se vio en el capítulo 4, existe una gran variedad de sistemas de tratamiento que pueden ser utilizados para tratar las aguas residuales, pero uno de los factores indispensables para tener un adecuado diseño es el de contar con los recursos económicos y sociales necesarios, en México, esto se traduce en implantar sistemas económicos y poco mecanizados que puedan realizar el tratamiento adecuado. En este contexto, las lagunas de estabilización, por su bajo costo y escasa necesidad de mantenimiento, son una opción muy viable de tratamiento.

Las lagunas de estabilización constituyen uno de los procesos de tratamiento de aguas residuales más económicos ya que las inversiones de equipamiento y operación son muy bajas con respecto a los otros sistemas de tratamiento. El proceso de depuración de la materia orgánica se presenta en forma natural.

Si bien el equipamiento y costo de la energía son muy bajos o prácticamente nulos, este tipo de proceso requiere de extensiones considerables de terreno, lo que en algunas localidades se vuelven inadecuadas. Para el caso de la ciudad de Tapachula no es una limitante ya que en la zona surponiente de la ciudad se presentan grandes extensiones de terreno que son



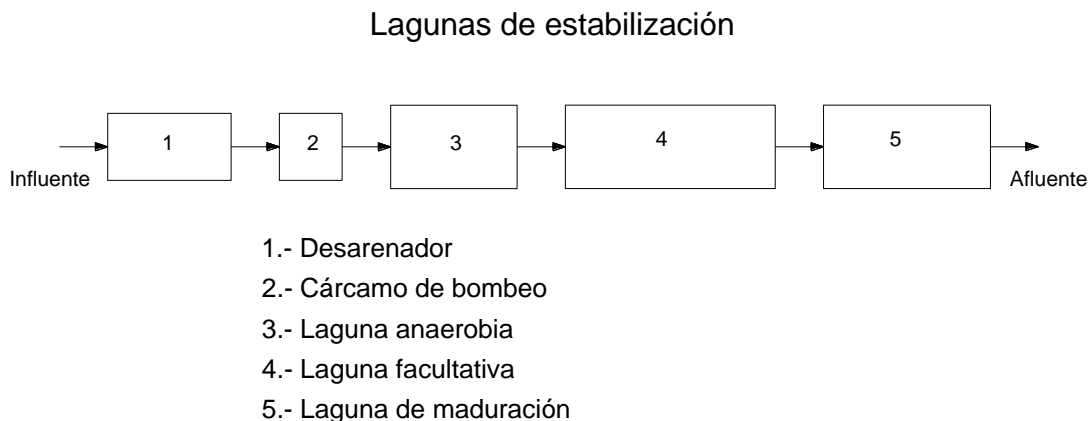
utilizadas como unidades de riego, y una ventaja es que el Ayuntamiento Municipal cuenta con una extensión de terreno ubicada en el ejido Hidalgo al surponiente de la ciudad y dada las características del suelo, la construcción de las lagunas es una gran opción.

En general, en esta zona el terreno es de muy baja pendiente de tal forma que topográficamente no se tiene obstáculos para que las lagunas tengan la geometría más conveniente para su funcionamiento. De igual forma, en la región se presenta un clima cálido que ayuda a un mejor funcionamiento de la laguna.

5.2. Arreglo general del sistema de lagunas

El arreglo del sistema de tratamiento por el método de lagunas de estabilización se presenta de la siguiente manera (ver figura 5.1).

Figura 5.1. Diagrama de flujo del sistema de tratamiento de aguas residuales propuesto.



El arreglo consistirá en una primera etapa de pretratamiento, donde se removerán arenas y materia flotante que se presentan en las aguas residuales, ésta etapa comprenderá cuatro canales desarenadores horizontales de los cuales tres estarán en operación y el cuarto en limpieza manual y en mantenimiento. Estas unidades estarán provistas de compuertas y vertedores proporcionales para el control de la velocidad del flujo, también están incluidas las rejillas de limpieza manual que retendrán basuras o materia que puedan dañar a los equipos mecánicos que en este caso serían las bombas.



Después de pasar por el pretratamiento, las aguas residuales crudas necesitarán ser trasladadas a la siguiente etapa de tratamiento, para realizar ésta operación se necesitará de un cárcamo de bombeo que estará en función de los gastos de diseño.

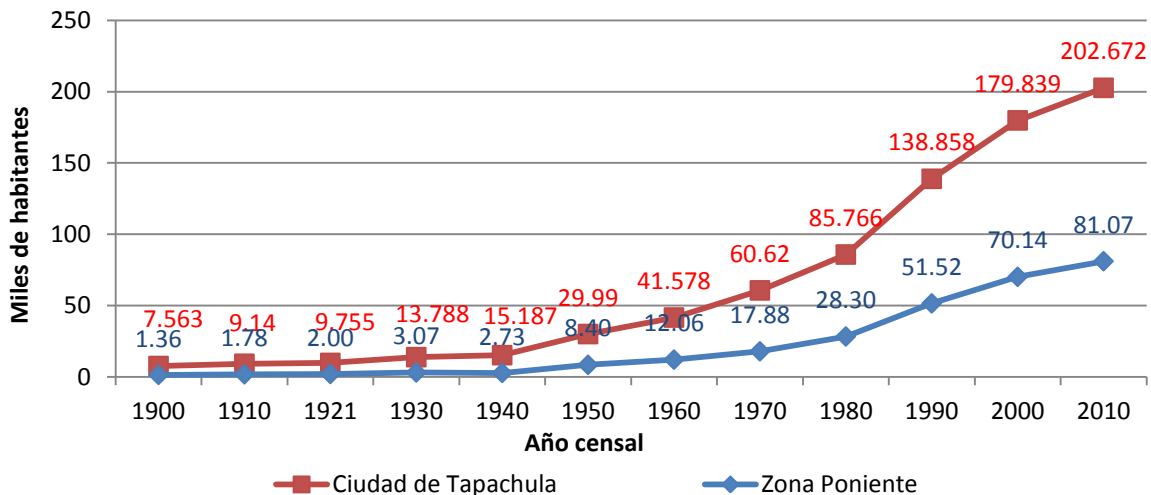
La siguiente etapa consistirá de lagunas anaerobias en donde se hará la remoción del mayor parte de la DBO, siendo esta su principal función, seguidas de lagunas facultativas en las cuales continuará la remoción de DBO, de SST, de huevos de helmintos y de coliformes fecales, finalmente se tendrán lagunas de maduración para cumplir con la calidad requerida por la norma aplicable con relación al contenido final de coliformes fecales.

5.3. Datos de diseño

5.3.1. Proyección de la población

La propuesta de tratamiento de las aguas residuales está enfocada a la zona poniente de la ciudad de Tapachula, la cual comprende 120 colonias y su crecimiento va en aumento. Con base en los datos estadísticos del INEGI se desarrollaron los cálculos que permiten representar el crecimiento de esta zona de la ciudad. En la gráfica 5.1 se ilustra la evolución que ha tenido el poniente de la ciudad de Tapachula hasta el año 2010.

Gráfica 5.1. Evolución de la población de la zona poniente con respecto al crecimiento de la ciudad.



Fuente: INEGI año de consulta 2011.





Para el cálculo de la población futura para un periodo de proyecto de 20 años y en función de las condiciones socioeconómicas y del tipo de crecimiento que ha tenido Tapachula, se utilizarán los siguientes métodos:

Método lineal.

$$P_f = P_{uc} + \frac{P_{uc} - P_{ci}}{T_{uc} - T_{ci}} (T_{uc} - T_{ci})$$

Donde:

P_f = Población futura.

P_{uc} = Población del último censo.

P_{ci} = Población del censo inicial.

T_{uc} = Año del último censo.

T_{ci} = Año del primer censo.

Método geométrico.

$$P_f = P_{uc} (1 + r)^{T_f - T_{uc}}$$

$$r = \left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}} \right)^{\frac{1}{T_{uc} - T_{ci}}} - 1$$

Donde:

T_f = Año de la proyección.

Método logarítmico.

$$\text{Ln}P_f = \text{Ln}P_{ci} + k_g (T_f - T_{ci})$$

$$k_g = \frac{\text{Ln}P_i - \text{Ln}P_{i-1}}{T_i - T_{i-1}}$$

Donde:

P_i = Población del censo posterior.

P_{i-1} = Población del censo anterior

T_i = Año del censo posterior.

T_{i-1} = Año del censo anterior





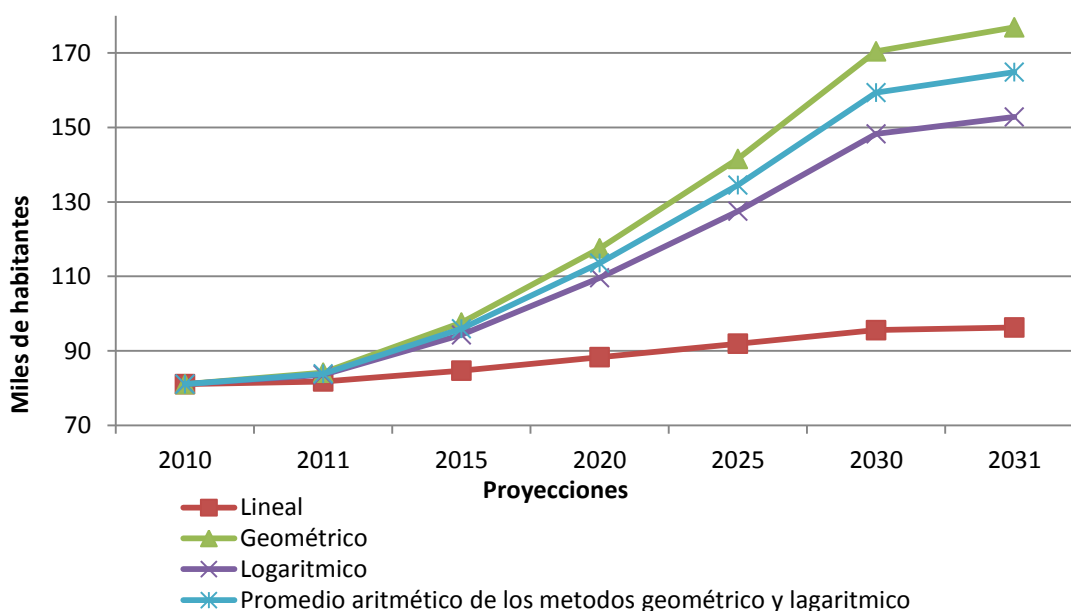
Los datos obtenidos se enlistan en la siguiente tabla 5.1.

Tabla 5.1. Proyecciones de la población futura.

Año	Método lineal	Método geométrico	Método logarítmico	Promedio de los métodos geométrico y logarítmico.
2011	81,793	84,137	83,554	83,845
2015	84,692	97,618	94,278	95,948
2020	88,315	117,546	109,639	113,592
2025	91,938	141,542	127,503	134,522
2030	95,561	170,436	148,278	159,357
2031	96,286	176887	152,823	164855

Con los datos obtenidos en la tabla 5.1, se puede observar que los métodos geométrico y logarítmico representan cercanamente el crecimiento de la población, por lo tanto, para la proyección de la población a futuro con periodo a 20 años se considerará el promedio de estos dos métodos con un valor de 164,855 habitantes. En la siguiente gráfica se muestra los datos obtenidos de los métodos aplicados.

Gráfica 5.2. Proyección de población de los diferentes métodos aplicados.





5.3.2. Características de las aguas residuales de la ciudad de Tapachula

En función de que existe muy poca información actualizada de la calidad de las aguas residuales que genera la ciudad de Tapachula, para esta tesis y para ejemplificar el diseño de las lagunas propuestas, se consideraran los datos de calidad de las aguas residuales de la ciudad de Tuxtla Gutiérrez, las cuales tienen muchas similitudes con Tapachula, pero a la vez comparándolas con los datos de calidad presentados en la tabla 3.3 del Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, de la CONAGUA, Ed. 2007. En la tabla 5.2 se enlistan estos datos.

Tabla 5.2. Características del agua residual.

Parámetro	Unidad	Calidad de agua residual de Tuxtla Gutiérrez	Agua residual tabla 3.3 del manual CONAGUA
Temperatura	°C	26	22
pH	Unidad de pH	7	7.3
Sólidos sedimentables	ml/l	5.5	3.0
Sólidos suspendidos totales	mg/l	250	167
DBO ₅	mg/l	275	301
DQO	mg/l	589	430
Nitrógeno amoniacal	mg/l	20	12
Nitrógeno total	mg/l	42	24
Grasas y aceites	mg/l	75	96
SAAM	mg/l	15	17
Coliformes fecales	NMP/100 ml	160x10 ⁸	107x10 ⁷

Fuente: Sistema Municipal de Agua Potable y Alcantarillado (SMAPA).

Cabe señalar que para cualquier diseño de un sistema de tratamiento de aguas residuales de una población, se deben de manejar los datos de calidad de las aguas residuales que genera dicha población, en este caso en particular se tomarán los datos de Tuxtla Gutiérrez debido a los insuficientes datos de Tapachula, tomando en cuenta que Tuxtla Gutiérrez pertenece a la misma región y tiene características similares a la del estudio.

Por lo que se refiera a la calidad del agua residual cruda a considerar, se tomarán como ya se dijo los de Tuxtla Gutiérrez, considerando para la DBO el valor sugerido por la tabla 3.3 del manual de agua potable y alcantarillado de la CONAGUA, para estar del lado de la seguridad de este parámetro, por lo tanto, en la tabla 5.3, se presenta las eficiencias



necesarias de tratamiento para cada uno de los contaminante básicos indicados por la Norma 001.

Tabla 5.3. Comparación de calidad de las aguas residuales en estudio con respecto a las de calidad de la Norma NOM-001-SEMARNAT-1996.

PARÁMETROS Mg/l excepto donde se indique otra unidad	NOM-001- SEMARNAT-1996		Agua residual cruda	Eficiencia (η) mínima de remoción
	Uso en riego agrícola			
	P.M.	P.D.		
Temperatura	NA	NA		
Grasas y aceites	15	25	75	80%
Materia flotante	Ausente	Ausente		
Sólidos sedimentables [ml/l]	1	2	5.5	82%
Sólidos suspendidos totales	150	200	200	25%
DBO	150	200	301	50%
NTK	40	60	42	4.8%
Fósforo total	20	30		
Arsénico	0.2	0.4		
Cadmio	0.2	0.4		
Cianuro	20	30		
Cobre	40	60		
Cromo	1	15		
Mercurio	0.00	0.02		
Níquel	2	4		
Plomo	0.5	1		
Zinc	10	20		
Coliformes fecales NMP/100 [ml]	1000	2000	160×10^8	99.99%
Huevos de helminthos[H/I]	Riego restringido :5 Riego no restringido: 1		1000	99.99%

El cuerpo receptor de la planta de tratamiento será el río Coatán, como ya se mencionó anteriormente, es un río que nace en la Republica de Guatemala y atraviesa la ciudad de Tapachula, desembocando en el océano pacífico. El agua de este río es utilizado para riego de agrícola y de hortalizas que se ubican aguas abajo de la ciudad, para ello se requerirá que la calidad de la descarga de las aguas residuales tratadas cumplan con la legislación nacional aplicable, la NOM-001-SEMARNAT-1996, la calidad del agua tratada debe de cumplir con los límites máximos permisibles que establece esta Norma, en este caso se



deberán de cumplir los parámetros requeridos para uso en riego agrícola, en cuanto a ésta norma se elige la situación más desfavorable con el objeto de encontrar las condiciones bacteriológicas para emplear el agua residual tratada para riego de hortalizas, en la tabla 5.3 se enlista esta comparación y su eficiencia requerida para remover estos parámetros.

5.4. Procedimiento de diseño

Dado que el sistema de tratamiento será de tipo secundario o biológico, uno de los datos importantes de este sistema es el de la temperatura ambiente, generalmente para estar del lado de la seguridad para los sistemas biológicos, se diseñan con la temperatura del mes más frío que se presenta en el mes de enero. En la siguiente tabla 5.4 se enlista los datos de proyecto que se utilizarán para el diseño de las lagunas.

Los datos de proyecto para las lagunas de estabilización por lo que toca a los gastos de aguas residuales fueron calculados con datos del INEGI y del manual de agua potable y alcantarillado de la CONAGUA. Estos datos son los siguientes.

Tabla 5.4. Datos de proyecto.

Datos de proyecto	valores	
	Actual (2011)	Futuro (2031)
Población	83,845	126,733
Dotación [l/s]	250	250
Qmin [l/s]	91	175
Qmed [l/s]	182	350
Qmáx [l/s]	395	760
Qmax _{extr} [l/s]	592	1140
Por lo que		
Temperatura del mes más frío [°C]	22	
DBO ₅ [mg/l]	301	
Coli. Fec. NMP/100 ml	160x10 ⁸	

Proporcionadas las condiciones de la temperatura, población y dotación, se propone la utilización de la DBO₅ del manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, de la CONAGUA, Ed. 2007, para condiciones de seguridad sugerido por este manual.



5.4.1. Pretratamiento

5.4.1.1. Desarenado

Para el desarenado se proponen cuatro canales, de los cuales tres estarán en operación y otro en limpieza. La limpieza se propone de manera manual en función de la economía de la instalación. Para el diseño de estos canales se seguirán las recomendaciones del manual de agua potable y alcantarillado de la CONAGUA.

Para el diseño del desarenador se utilizará el gasto máximo de proyecto ya que es el gasto que más se presenta en todo el año y en muy poca probabilidad el gasto máximo extraordinario coincide con él. Por lo que cada canal se tendrá un gasto de:

$$q_{cm\acute{a}x} = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{3} = \frac{760}{3} = 253 \left(\frac{l}{s} \right)$$

El área horizontal se calcula con:

$$A_h = \frac{q_{cm\acute{a}x}}{b \cdot v}$$

Donde:

v = Velocidad de sedimentación de la partícula (18.8 l/s/m², recomendado por el manual de agua potable y alcantarillado, CONAGUA), en la parte correspondiente al tema de lagunas de estabilización edición 2007.

b = (Para este diseño el proyectista propone el ancho que juzga conveniente para cumplir con los requisitos teóricos de las operaciones unitarias correspondientes) considerando un ancho de canal $b=1$ m.

Sustituyendo se tiene:

$$A_h = \frac{q_{m\acute{a}x}}{b \cdot v} = \frac{253}{(1)(18.8)} = 13.46 \text{ m}^2$$



$$l = \frac{A_h}{b} = \frac{13.46}{(1)} = 13.46 \text{ m}$$

$$l \approx 13.50 \text{ m}$$

Por lo tanto la longitud de los canales desarenadores serán de 13.50 m.

5.4.1.2. Vertedor proporcional

Para controlar la velocidad del agua residual en el canal desarenador se utilizará un vertedor proporcional, para el diseño de éste se utilizará la ecuación de Rettger que es:

$$Q = c \frac{1}{2} \sqrt{2g} \cdot k \cdot \pi \cdot h$$

Donde:

Q = Gasto (m^3/l).

h_v = Carga sobre la cresta teórica del vertedor (m).

c = Coeficiente de descarga (0.6 por que se utilizará una placa de acero para construir el vertedor).

g = Aceleración de la gravedad (m/s^2).

k = Constante específica para cada vertedor.

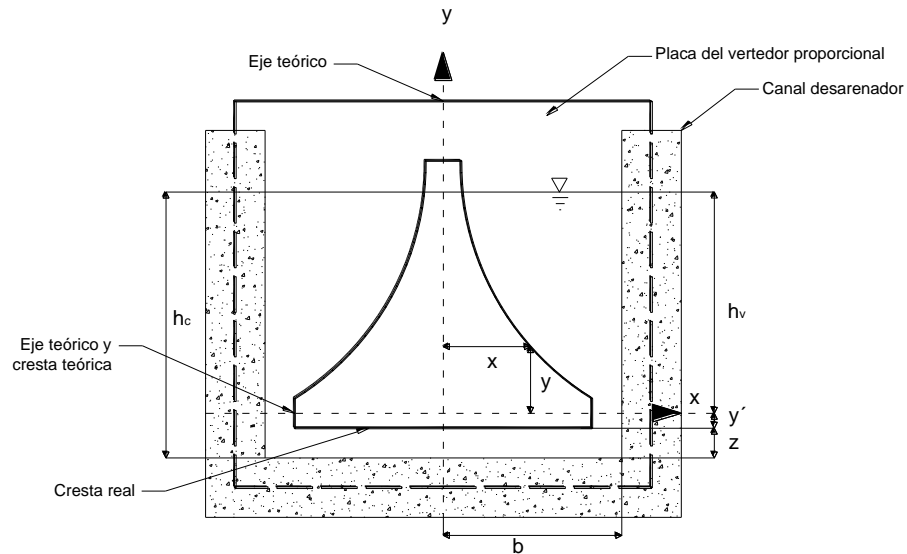
Para calcular el valor de k se tomarán en cuenta las condiciones máximas de funcionamiento considerando el canal lleno de arena hasta la cresta del vertedor, para esta condición se presentará la velocidad más alta del agua, la cual de acuerdo con el manual de la CONAGUA, no es conveniente que sea mayor a 0.38 m/s.

Por lo tanto para esta condición se tiene que:

$$h_c \approx h_v$$



Figura 5.2. Propuesta de vertedor proporcional.



Para condiciones cuando se presenta el gasto máximo extraordinario.

$$q_{\text{máx.vert.}} = \frac{Q}{3}$$

$$q_{\text{máx.vert.}} = \frac{1,140}{3} = 380 \left(\frac{l}{s} \right)$$

$$q_{\text{máx.vert.}} = 0.380 \left(\frac{m^3}{s} \right)$$

Si

$$h_c = h_v$$

Se tiene:

$$h_v = \frac{q_{\text{máx.vert.}}}{b \cdot v_c}$$

$$h_v = \frac{0.380}{1 \cdot (0.38)} = 0.999 \text{ m}$$

$$h_v \approx 1 \text{ m}$$



Con el valor teórico de h_v , se procede a calcular la constante k del vertedor.

$$k = \frac{q_{m\acute{a}x.ver.}}{c \frac{1}{2} \sqrt{2g} \cdot \pi \cdot h_v}$$

$$k = \frac{0.380}{(0.6)(0.5)\sqrt{2(9.81)} \cdot \pi \cdot 1} = 0.0910$$

$$k = 0.0910$$

Sustituyendo a k en la ecuación de Rettger y despejando h_v se tiene:

$$h_v = \frac{q}{(0.6)(0.5)\sqrt{2(9.81)} \cdot \pi \cdot (0.0910)}$$

$$h_v = 2.6316(q) [m]$$

Con esta ecuación se procede a calcular las cargas en el vertedor para los diferentes gastos de diseño. En la tabla 5.5 se presenta los resultados obtenidos respecto a los diferentes gastos de diseño.

Tabla 5.5. Cargas en el vertedor proporcional con respecto a los diferentes gastos de diseño.

	Mínimo	Medio	Máximo	Máximo extraordinario
q_c [m ³ /s]	0.0583	0.117	0.253	0.380
h_v [m]	0.154	0.307	0.666	1

Ahora considerando una velocidad mínima de 0.25 m/s (Manual de la CONAGUA) y en condiciones en el canal libre de arenas, se obtiene los siguientes tirantes con respecto a los gastos de diseño (tabla 5.6).

Tabla 5.6. Tirantes del canal en las condiciones mínimas de velocidad.

	Mínimo	Medio	Máximo	Máximo extraordinario
h_c [m]	0.233	0.467	1.013	1.519





Las curvas del vertedor proporcional se calculan con la fórmula.

$$y = \left(\frac{k}{2x}\right)^2; \quad y \quad x = \frac{k}{2\sqrt{y}}$$

Se propone una separación de 0.10 m entre el vertedor y el canal por lo que se tendrá un ancho del vertedor de 0.80 m, por lo tanto, las coordenadas para el trazo de las curvas del vertedor serán las mostradas en la tabla 6.7.

$$\text{Para } x=0.40 \text{ m; } y = \left(\frac{0.0910}{2(0.40)}\right)^2 = 0.013 \text{ m;}$$

$$\text{Para } y=1.10 \text{ m; } x = \frac{0.0910}{2\sqrt{1.10}} = 0.043 \text{ m}$$

Tabla 5.7. Coordenadas de las curvas del vertedor proporcional.

X (m)	Y (m)	q (l/s)	X (m)	Y (m)	q (l/s)
0.400	0.013	0.005	0.062	0.539	0.205
0.213	0.046	0.017	0.060	0.572	0.217
0.162	0.079	0.030	0.059	0.605	0.229
0.136	0.112	0.042	0.057	0.638	0.242
0.120	0.144	0.055	0.056	0.671	0.255
0.108	0.177	0.067	0.054	0.703	0.267
0.099	0.210	0.080	0.053	0.736	0.280
0.092	0.243	0.092	0.052	0.769	0.292
0.087	0.276	0.105	0.051	0.802	0.305
0.082	0.309	0.117	0.050	0.835	0.317
0.078	0.342	0.130	0.049	0.868	0.330
0.074	0.375	0.142	0.048	0.901	0.342
0.071	0.408	0.155	0.047	0.934	0.355
0.069	0.440	0.167	0.046	0.966	0.367
0.066	0.473	0.180	0.046	0.999	0.380
0.064	0.506	0.192	0.043	1.100	0.418





De la figura 5.2 se tiene:

$$h_c = h_v + y' + z$$

$$z = h_c - h_v - y'$$

Donde

z = Es la altura de arenas que se puede presentar en el canal desarenador.

Cuando $x = 40$, que es la distancia máxima de la base del vertedor obtenemos una separación del eje teórico de $y=0.013$; por lo que proponemos que $y' = y$, por lo tanto se tiene que:

$$y' = y[x = 40] = 0.013m$$

Para condiciones de $q_{min.}$:

$$z = 0.233 - 0.154 - 0.013 = 0.066 m$$

Las alturas z para la retención de arena se presentan en la siguiente tabla.

Tabla 5.8. Alturas para arenas con los diferentes gastos en condiciones de proyecto.

	Mínimo	Medio	Máximo	Máximo extraordinario
z [m]	0.066	0.147	0.334	0.501

Con los datos mostrados en la tabla 6.8, se puede observar que la altura para la retención de las arenas en el vertedor proporcional para el gasto mínimo de proyecto es de 6.6 cm y de 50.1 cm para el gato máximo extraordinario, por tal motivo se propone un vertedor proporcional fijo con la altura para retención de las arenas de 7 cm, esto para que cuando se presenten gastos menores al mínimo no retenga algo de materia orgánica suspendida en el canal, por lo que con esta altura habrá que limpiarlas con mayor frecuencia para gastos mayores cuando la arena llegue a la altura de diseño.



Por lo tanto se tiene:

$$h_c = h_v + y' + z$$

$$h_c = 1.0 + 0.013 + 0.07 = 1.08 \text{ m} \approx 1.10 \text{ m}$$

Como la altura del agua en el canal es de 1.1 m, se propone una distancia de 10 cm, entre el nivel de agua y la altura del vertedor.

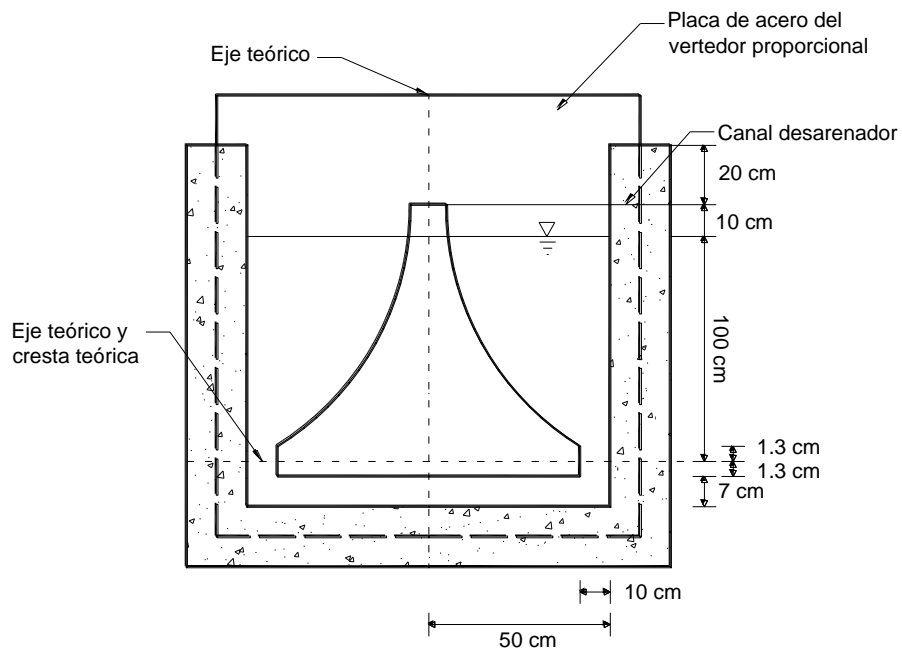
Comprobando se tiene:

$$v_c = \frac{q_c}{b \cdot h} = \frac{0.380}{(1)(1.20)} = 0.32 \left(\frac{\text{m}}{\text{s}} \right)$$

Por lo tanto cumple con las recomendaciones del manual de la CONAGUA. En la figura 6.3 se ilustran los datos obtenidos.

Para la construcción del canal, se considerará un bordo libre de 20 cm por lo que para cada canal se tiene un ancho de canal de 1 m y una altura de 1.40 m.

Figura 5.3. Detalle del vertedor proporcional.





La placa del vertedor proporcional puede instalarse fija o ajustable, para este caso se considerará fija y con una altura de acumulación de arenas de 7 cm (fig. 5.3), por lo explicado antes.

5.4.1.3. Rejillas

Para las rejillas se proponen soleras de acero con un ancho de barras de 3/8" y una separación entre ellas de 1". Para calcular el número de barras se utilizará la siguiente expresión:

$$N = \frac{(b - e)}{(S + e)}; \quad N = n + 1$$

Donde:

b = Ancho del canal 1 m.

e = Espesor de la barra 9.5mm.

S = Separación entre barras 25.4 mm.

N = Número de barras.

n = Número de espacios entre barras.

Para efectos constructivos se redondearán los valores:

$$N = \frac{(1 - 0.0095)}{(0.0254 + 0.0095)} = 28$$

$$n = 28 - 1 = 27$$

$$n = 27 \text{ barras.}$$

Calculando la pérdida de carga en las rejillas.

$$h_f = \beta \left(\frac{S}{e} \right)^{4/3} \cdot \frac{v^2 \cdot \text{sen} \phi}{2g}$$

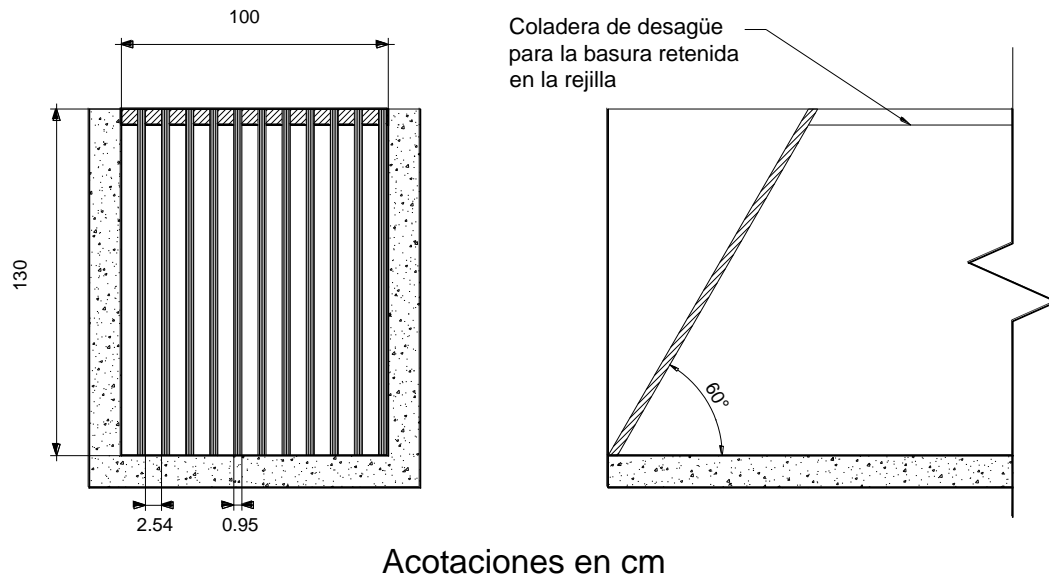


Se toma la rejilla de forma rectangular con factor $\beta = 2.42$.

$$h_f = (2.42) \left(\frac{0.0254}{0.0095} \right)^{4/3} \cdot \frac{(0.32)^2 \cdot \text{sen}60^\circ}{2(9.81)} = 0.041\text{m}$$

En la figura 5.4, se ilustra los detalles de las rejillas con los valores obtenidos. Cada rejilla se ubicará después de una compuerta, ésta tendrá la función de obstruir el flujo en el canal para remover las arenas retenidas por el vertedor proporcional.

Figura 5.4. Detalles de las rejillas.



5.4.2. Cárcamo de bombeo

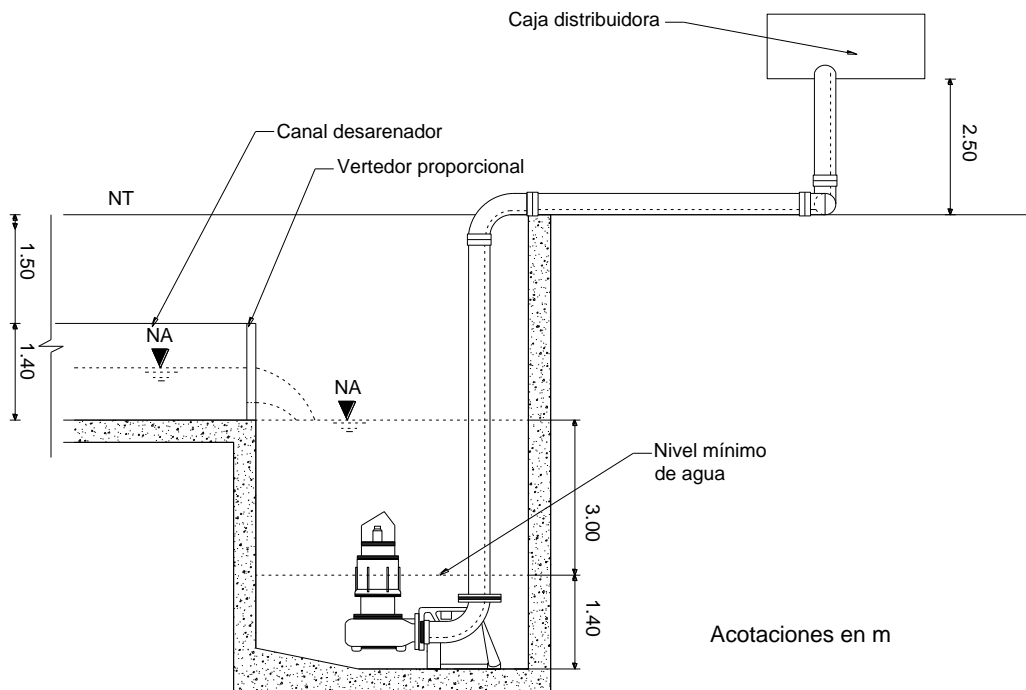
El dimensionamiento del cárcamo o estación de bombeo, depende de las características de las bombas y el número de equipos a utilizar, para el diseño se utilizarán bombas sumergibles especiales para aguas residuales de la empresa mexicana IMPEL S.A. de C.V.

Los datos de los gastos de aguas residuales a considerar son:

	Condiciones actuales	Condiciones de diseño
Q_{\min} [m^3/s]	0.091	0.175
Q_{medio} [m^3/s]	0.182	0.350
$Q_{\text{máx}}$ [m^3/s]	0.395	0.760
$Q_{\text{máx ext}}$ [m^3/s]	0.592	1.140

La carga de la bomba se supondrá en función de la profundidad que podría tener el emisor de la zona poniente de Tapachula ya que este todavía no está construido, de las dimensiones que resultarán del diseño de los desarenadores y de las dimensiones que podría tener el propio cárcamo de bombeo, así mismo se supondrá la altura sobre el terreno a la que habrá que elevar el agua residual para que llegue a las obras de entrada a las tres primeras lagunas anaerobias. Por tanto la carga supuesta de bomba será la mostrada en la figura 5.5.

Figura 5.5. Esquema del cárcamo de bombeo para la carga de bombeo.





Como ya se ha mencionado, se consideraron las características de la bomba que fue proporcionada por la empresa IMPEL S.A. de C.V., cuyas recomendaciones de instalación son:

- Una separación de la base del cárcamo a la campana de succión de 32 cm o de $D/4$ a $D/2$, donde D es el diámetro de la campana de succión.
- Una altura mínima de agua sobre la carcasa de la bomba de 50 cm, para asegurar que las bombas estén cebadas.
- Separación entre bombas de 1.5 veces el diámetro de la carcasa.
- Un número no mayor a 12 ciclos /hra ($60/(\text{tiempo de arranques consecutivos})$).

Con las recomendaciones del fabricante y con los datos obtenidos en el diseño del desarenador e ilustrándolo en la figura 6.5, se puede proponer una carga de bombeo de:

$$H_b = h_e + \sum \text{perdidas} + \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

H_e = La carga estática de impulsión ≈ 8.50 m.

Σ pérdidas = Pérdidas locales y de fricción en tubería de impulsión, se supondrá de ≈ 2.00 m.

$V^2/2g$ = La carga de velocidad, la cual se supondrá de ≈ 0.20 m.

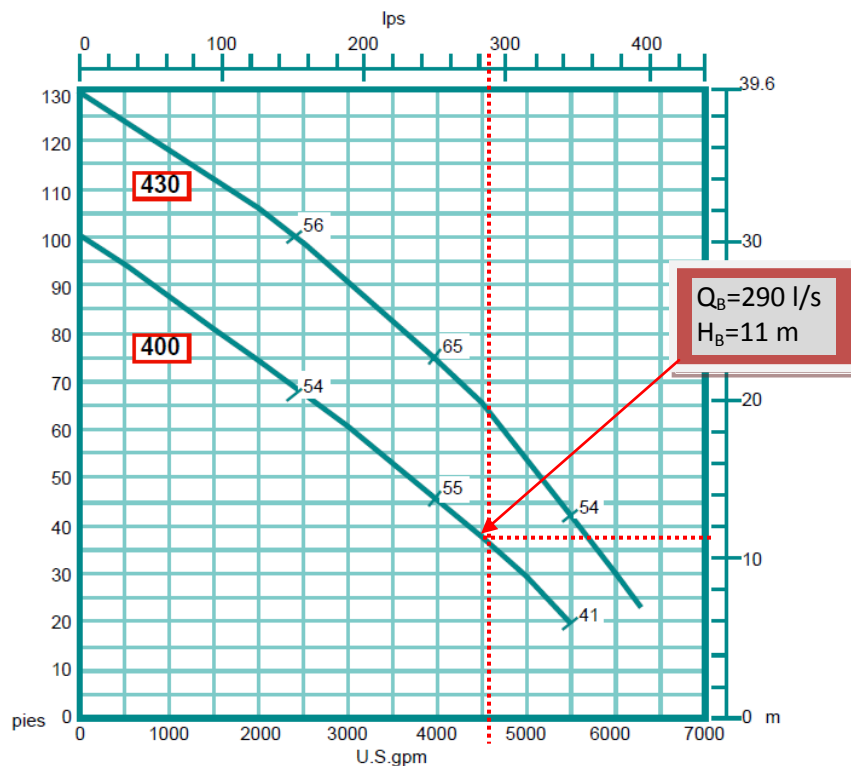
Por lo tanto se tiene:

$$H_b = 8.5 \text{ m} + 2 \text{ m} + 0.3 \text{ m} = 10.80 \text{ m}$$

Para la elección de la bomba se considerará la altura de bombeo de 11.0 m y el gasto de bombeo mayor o menor al Q_{med} de diseño de 350 l/s. En la figura 5.6 se ilustra la curva característica para la bomba IMPEL LD- 300-1006-400-D.



Figura 5.6. Curvas características de bombas sumergibles proporcionadas por la empresa IMPEL S.A. de C.V.



Fuente: Catalogo de bombas sumergibles de la empresa IMPEL S.A. de C.V.

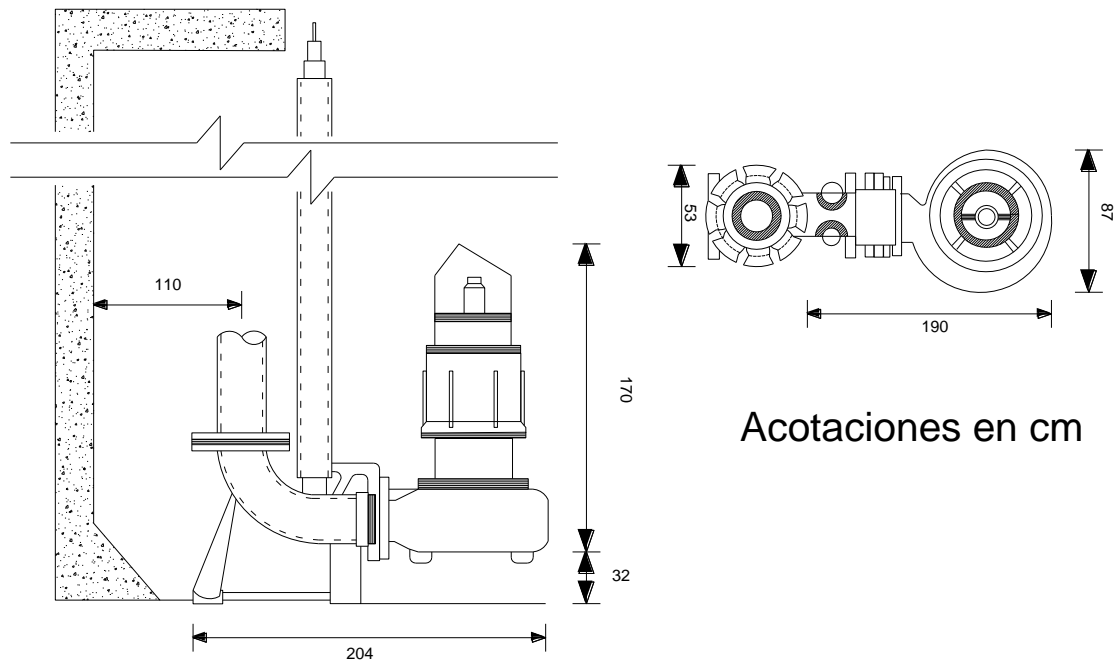
Como se pudo observar en la curva característica, la bomba que se requiere es la de un gasto de 290 l/s y su altura de bombeo es similar a la supuesta, por lo tanto, para enviar el gasto máximo extraordinario de diseño a la caja repartidora hacia las lagunas anaerobias se requerirá de la utilización de 4 bombas.

Dada la cantidad de equipo a utilizar, se procederá a dimensionar el cárcamo de bombeo de las aguas residuales, para ello se seguirán las recomendaciones que proporcionó el fabricante con el fin de proteger el equipo y que pueda operar adecuadamente.

El diseño del cárcamo, en el cual se utilizarán los equipos antes mencionados, tendrá que cumplir con dos requisitos que son:

El tiempo de retención de las aguas residuales en el cárcamo el cual no debe de ser mayor de 30 minutos para evitar que se presenten las condiciones indeseables de la descomposición anaerobia de la materia orgánica, y el tiempo de arranques consecutivos para el motor de la bomba, el cual es una recomendación de los fabricantes de los equipos y está en función de la potencia del motor de la bomba a utilizar. Las dimensiones de la bomba seleccionada se ilustran en la siguiente figura.

Figura 5.7. Dimensiones de la bomba IMPEL LD-300-1006-430-D.



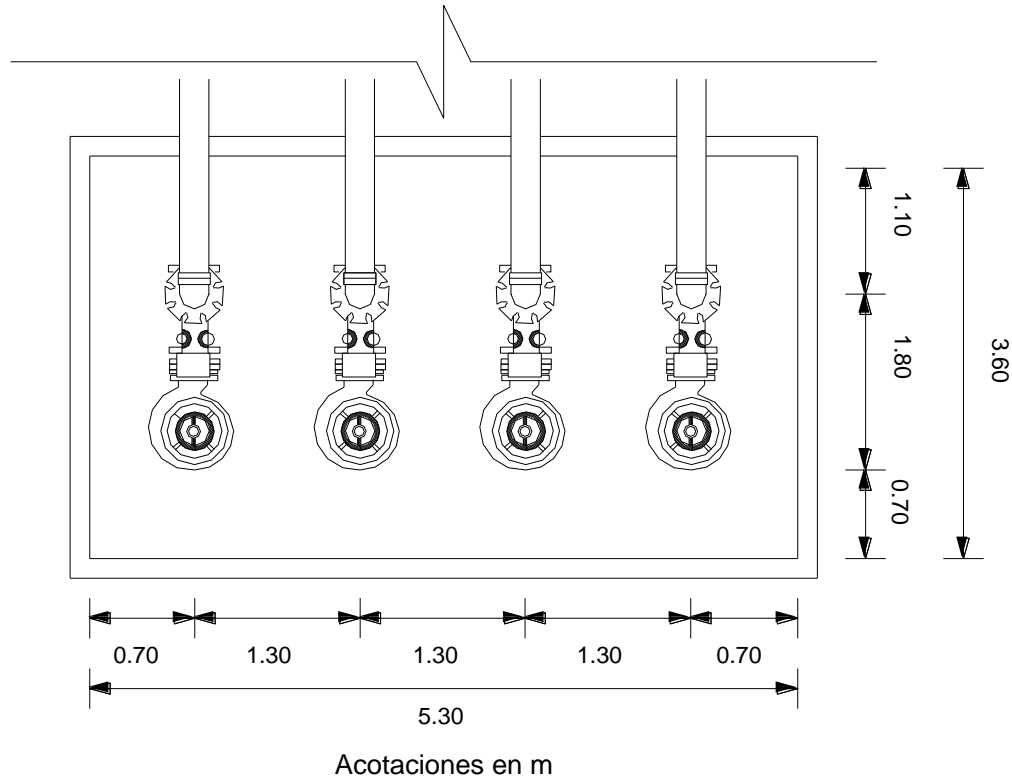
Fuente: catalogo de la empresa IMPEL S.A. de C.V.

Las características de la bomba son:

- Modelo: LD-300-706-400-D.
- Hp motor: 70.
- Diámetro std. de impulsor: 430mm.
- Diámetro de descarga: 304 mm
- Numero de polos/r.p.m.: 6/1180

Con las dimensiones dadas por el fabricante y el número de equipos a utilizar se procede a calcular el área horizontal requerida para el cárcamo de bombeo. En la siguiente figura se ilustra la ubicación de las cuatro bombas propuestas en el cárcamo de bombeo.

Figura 5.8. Esquema del cárcamo de bombeo.



Con las dimensiones mostradas en la figura 6.7, se obtiene:

$$A_h = 5.30 \times 3.60 = 19.08 \text{ m}^2$$

Para el volumen se parte de la ecuación:

$$t_{\text{llenado}} = \frac{V_{\text{carcamo}}}{q_e} \leq 30 \text{ min}$$

Para el cálculo de los tiempos de arranques consecutivos la ecuación es:

$$t_{a.c} = t_{\text{vaciado}} + t_{\text{llenado}} = \frac{V_{\text{carcamo}}}{q_b - q_e} + \frac{V_{\text{carcamo}}}{q_e}$$

Donde:

$t_{a.c.}$ = Tiempo de arranques consecutivos.

q_b = Gasto de la bomba.

q_e = Gasto de entrada.

Para calcular el volumen, se propondrá un tiempo de llenado en el cárcamo de 5 min, que es menor al límite recomendado por el manual de cárcamos de bombeo de la CONAGUA.

Por lo tanto para las condiciones actuales cuando se presente el gasto mínimo se obtiene:

$$V_{\text{carcamo}} = t_{\text{llenado}} \times q_e$$

$$V_{\text{carcamo}} = 5 \text{ min} \left(\frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}} \right) \times 0.091 \text{ m}^3/\text{s} = 27.30 \text{ m}^3$$

Calculando la carga estática del agua se tiene:

$$H = \frac{V_{\text{carcamo}}}{A_{\text{horizontal}}} = \frac{27.30 \text{ m}^3}{19.08 \text{ m}^2} = 1.43 \text{ m}$$

Para $H = 1.4 \text{ m}$ se tiene un volumen de $V = 26.71 \text{ m}^3$.

Calculando los tiempos de llenado y de vaciado, cuando se presenta el gasto mínimo de las condiciones actuales y con los datos obtenidos anteriormente se tiene:

$$\text{Tiempo de llenado} = \frac{V_{\text{carcamo}}}{q_e} = \frac{26.71}{0.091} = 293.54 \text{ [s]} = 4.89 \text{ min}$$

$$\text{Tiempo de vaciado} = \frac{V_{\text{carcamo}}}{q_b - q_e} = \frac{26.71}{0.290 - 0.091} = 134.23 \text{ [s]} = 2.24 \text{ min}$$



Tiempo de arranques consecutivos = $4.89 + 2.24 = 7.13$ min

$$\text{Numero de ciclos} = \frac{60 \text{ min}}{7.13 \text{ min}} = 8.42 \approx 8 \text{ ciclos}$$

Con base en los cálculos anteriores, se propone de niveles de arranques de 25 cm de las otras tres bombas a partir del nivel de arranque calculado. Para el funcionamiento de las bombas se propone de la instalación de un alternador para que haga cumplir con las recomendaciones del fabricante en cuanto al número de ciclos por bomba, alternando así la operación de las 4 bombas propuestas.

5.4.3. Diseño del sistema de lagunas

Como se dijo, la planta de tratamiento estará integrada por un conjunto en serie de lagunas anaerobias, lagunas facultativas y lagunas de maduración. Tomando para diseño del sistema de lagunas la aplicación del procedimiento contenido en el Manual de agua potable y alcantarillado de la CONAGUA, en la parte correspondiente al tema de lagunas de estabilización.

Tal y como lo menciona el Manual, el diseño se enfocará únicamente para cumplir con: los límites máximos permisibles para la contaminación provocada por patógenos (coliformes fecales), por parásitos (huevos de helminto) y por DBO_5 . Una vez diseñado el conjunto de lagunas para hacer cumplir con los límites anteriores, se analizará su funcionamiento para definir la forma en que se cumplirán los límites máximos permisibles para los demás contaminantes básicos que indica la tabla 2 de la NOM-001-SEMARNAT-1996. Por lo respecta a los límites máximos permisibles indicados en la tabla 3 de esta Norma, como se indico en la tabla 5.2, el agua residual cruda no cuenta con contaminantes por metales pesados.

5.4.3.1. Diseño de lagunas anaerobias

Para calcular el volumen de la laguna se aplicará la ecuación de Mara y Pearson, los valores de la carga volumétrica para el diseño se tomará de la siguiente tabla 6.9 tomada del manual.





Tabla 5.9. Valores de diseño para cargas volumétricas permisibles en función de la temperatura.

Temperatura °C	Carga volumétrica g/m ³ d	Remoción de DBO %
< 10	100	40
10- 20	20T-100	2T + 20
> 20	300	60

El cálculo del volumen de la laguna se obtiene de:

$$C_v = \frac{S_i \cdot Q}{V_L} \quad \rightarrow \quad V_L = \frac{S_i \cdot Q}{C_v}$$

Donde:

C_v = Carga orgánica volumétrica [g/m³d].

S_i = Concentración de la DBO₅. [mg/l] del influente.

V_L = Volumen de la laguna [m³].

Q = Gasto [m³/s].

Sustituyendo valores se obtiene:

$$V_L = \frac{(301[g/m^3]) \cdot (3,024[m^3/d])}{300[g/m^3d]} = 30,341.00 m^3$$

Para logra una mayor flexibilidad en el diseño pero sobre todo en la operación de la planta de tratamiento, se proponen tres lagunas anaerobias en paralelo, por lo que:

$$V_L = \frac{30,341 m^3}{3} = 10,114 m^3$$

En función de la insolación del lugar y de las características topográficas del terreno se considerará una profundidad de 5 m y una relación largo/ancho (l/b) = 2.



$$V_L = A \cdot h = 10,114m^3$$

$$A = \frac{10,114}{5} = 2,023m^2$$

$$A = b \cdot l = 2,023m^2$$

$$l = 2b$$

$$b = \sqrt{\frac{2,023}{2}} = 31.80m$$

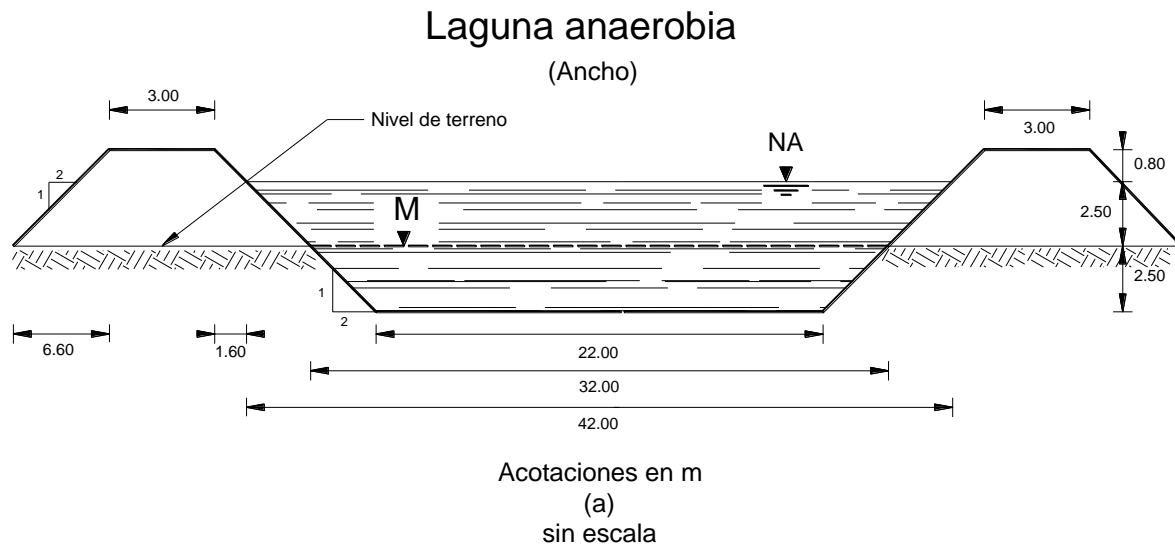
$$b = 32m$$

$$l = 2(32) = 64m$$

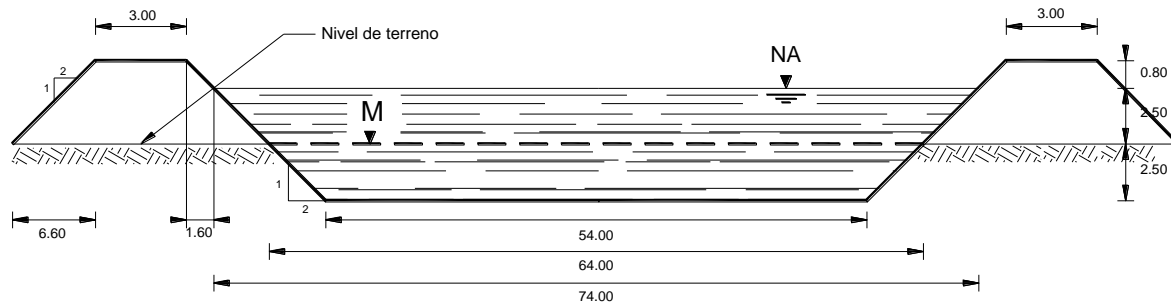
Dado que las lagunas estarán conformadas como se ilustra en la figura 5.4, las dimensiones de largo y ancho estarán consideradas a la altura media de la profundidad del agua.

En la siguiente figura se ilustran los datos calculados para una laguna anaerobia considerando: ancho de corona de los bordos de 3.0 m y taludes intermedios y exteriores de los bordos de 2:1 así como un bordo libre de 0.8 m.

Figura 5.9. Dimensiones de una laguna anaerobia a) ancho, b) largo.



Laguna anaerobia (Largo)



Acotaciones en m
(b)
sin escala

El tiempo de retención en las tres lagunas anaerobias en paralelo será:

$$\tau = \frac{V_l}{Q}$$

Por lo tanto se tiene:

$$\tau = \frac{30,341 \text{ m}^3}{0.350 \text{ m}^3/s} = 86,688.57 \text{ s}$$

$$\tau = 1 \text{ día}$$

De acuerdo con el Manual de la CONAGUA, para la remoción de coliformes fecales se utilizará la ecuación de Yáñez en la cual la constante de remoción está dada por:

$$K_{cf} = 0.841(1.07)^{T-20}$$

Donde:

K_{cf} = Constante para cada caso.

T = Temperatura media del mes más frío (22°C de la tabla 6.3).

Sustituyendo se tiene:

$$K_{cf} = 0.841(1.07)^{22-20} = 0.963$$



La concentración de coliformes fecales a la salida de la laguna anaerobia, está dada por la ecuación:

$$CF_e = \frac{CF_i \cdot a \cdot e^{\left(1 - \frac{a}{2d}\right)}}{(1+a)^2}$$

Donde:

CF_e = número de coliformes fecales en el efluente/100 ml.

CF_i = número de coliformes fecales en el influente/100 ml.

d = coeficiente de dispersión.

a = coeficiente.

X = relación largo/ancho (l/b).

Considerando la relación $X=2$ se procede a determinar el coeficiente de dispersión mediante la expresión:

$$d = \frac{X}{-0.26118 + 0.25392X + 1.01460X^2}$$

$$a = \sqrt{1 + 4K_{cf}\tau \cdot d}$$

Sustituyendo valores se tiene:

$$d = \frac{2}{-0.26118 + 0.25392(2) + 1.01460(2)^2} = 0.465$$

$$a = \sqrt{1 + 4(0.963)(1)(0.465)} = 1.672$$

$$CF_e = \frac{16E^{10} \cdot (1.672) \cdot e^{\left(1 - \frac{1.672}{2(0.465)}\right)}}{(1+1.672)^2} = 1.817E^9 \text{ NMP}/100\text{ml}$$

La concentración de coliformes fecales en el efluente es de:

$$CF_e = 1.817E^9 > 1000 \text{ NMP}/100\text{ml} \text{ (NOM001-SEMARNAT-1996)}$$

Se observa que el efluente de las tres lagunas anaerobias en paralelo, no cumple con lo requerido por la norma 001-SEMARNAT-1996, en cuanto al contenido de coliformes fecales,





por lo que habrá que utilizar lagunas facultativas y/o de maduración para cumplir con lo indicado por dicha norma.

Por lo que corresponde a la remoción de huevos de helminto, se aplicará la ecuación propuesta por Yáñez (del Manual de la CONAGUA):

$$R_{HH} = 100 \left[1 - 0.4 \cdot e^{(-0.38\theta + 0.0085\theta^2)} \right]$$

Donde:

R_{HH} = eficiencia remoción de huevos de helminto.

θ = Tiempo de retención.

Para las lagunas anaerobias en paralelo se tiene una eficiencia de:

$$R_{HH} = 100 \left[1 - 0.4 \cdot e^{(-0.38(1) + 0.0085(1)^2)} \right] = 72.41\%$$

Por lo tanto el contenido de huevos de helminto en el efluente de las tres lagunas anaerobias en paralelo será de:

$$HH = (1000)(0.2759) = 275.9$$

$$HH = 275.9 > 1 \text{ (NOM001 - SEMARNAT - 1996)}$$

Como se puede observar el efluente de las tres lagunas anaerobias en paralelo tampoco cumple con este parámetro.

5.4.3.2. Diseño de lagunas facultativas

De acuerdo con lo indicado en la tabla 6.8 la eficiencia de remoción de la DBO_5 en las tres lagunas anaerobias será del 60%, por lo tanto la DBO_5 de entrada a la primer laguna facultativa será:

$$S_i = (301)(0.40) = 120.4 \text{ mg/l}$$





La carga de diseño está dada por la ecuación:

$$C_s = 250(1.085)^{T-20}$$

Donde:

C_s =Carga orgánica superficial.

T = Temperatura media del mes más frío.

Sustituyendo valores se obtiene:

$$C_s = 250(1.085)^{22-20} = 294.31 \text{ kgDBO} / \text{ha} \cdot \text{d}$$

El área de las lagunas facultativas se calcula con:

$$A = \frac{S_i \cdot Q}{C_s} = \frac{(0.12[\text{kg} / \text{m}^3]) \cdot (30,240[\text{m}^3 / \text{d}])}{294.31[\text{kg} / \text{ha} \cdot \text{d}]} = 12.37 \text{ ha}$$

Como ésta área es muy grande para una sola laguna y tomando en cuenta que se obtiene mejor remoción de contaminantes cuando hay varias lagunas trabajando en serie, se proponen cuatro lagunas facultativas en serie, con una relación l/b de 2.5 para cada una, y una profundidad de 1.8 m en función de la insolación del lugar, entonces:

Para cuatro lagunas se tiene:

$$A_L = \frac{A}{4} = \frac{123700}{4} = 30,925 \text{ m}^2$$

Calculando el volumen por laguna.

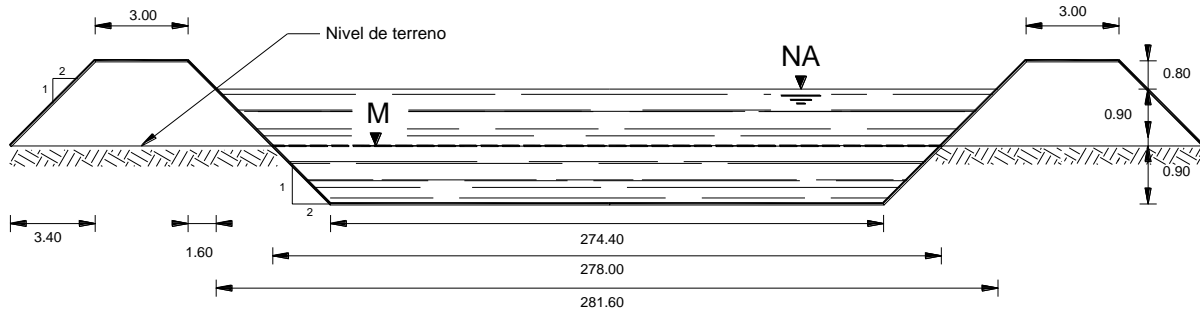
$$V_L = (30,925) \cdot (1.80) = 55,665 \text{ m}^3$$

Para la relación largo-ancho l/b = 2.5 se tiene:

$$l = 2.5b \Rightarrow A_L = 2.5b^2$$



Laguna facultativa (Largo)



Acotaciones en m
(b)
sin escala

Aplicando la ecuación de Yáñez para la remoción de los coliformes fecales de las cuatro lagunas facultativas en serie, se tiene que:

$$d = \frac{2.5}{-0.26118 + 0.25392(2.5) + 1.01460(2.5)^2} = 0.372$$

$$a = \sqrt{1 + 4(0.963)(1.84)(0.372)} = 1.91$$

$$CF_e = \frac{1.817E^9 \cdot \left((1.91) \cdot e^{\left(1 - \frac{1.91}{2(0.372)}\right)} \right)^4}{(1 + 1.91)^8} = 3.579E^4 \text{ NMP} / 100\text{ml}$$

$$CF_e = 3.579E^4 > 1000 \text{ NMP} / 100\text{ml} \text{ (NOM001 - SEMARNAT-1996)}$$

Se observa que el efluente de las cuatro lagunas facultativas en serie, no cumple con lo requerido por la norma 001-SEMARNAT-1996, por lo que habrá que utilizar lagunas de maduración para cumplir con lo indicado por dicha norma.



Aplicando la ecuación para la eficiencia de remoción de huevos de helminto para las lagunas facultativas en serie, se tiene que:

$$R_{HH} = 100 \left[1 - 0.4 \cdot e^{(-0.38(1.84) + 0.0085(1.84)^2)} \right] = 79.51\%$$

$$R_{HH} = 79.51\%$$

Como la eficiencia de remoción de los Huevos de Helminto en las lagunas facultativas es de 79.51%, se procederá a calcular la calidad de salida para cada laguna facultativa.

Para la 1ra. Laguna.

$$HH = (279.5)(0.2049) = 57.27$$

Para la 2da. Laguna.

$$HH = (57.27)(0.2049) = 11.74$$

Para la 3ra. Laguna.

$$HH = (11.74)(0.2049) = 2.40$$

Para la 4ta. Laguna.

$$HH = (2.40)(0.2049) = 0.49$$

Se observa que el efluente de las cuatro lagunas facultativas en serie cumple con lo indicado por la Norma NOM-001-SEMARNAT-1996, en cuanto a la remoción de huevos de helminto.

$$HH = 0.49 < 1 \text{ (NOM001 - SEMARNAT - 1996)}$$

5.4.3.3. Diseño de lagunas de maduración

Como se ha visto anteriormente, las tres lagunas anaerobias en paralelo y las cuatro lagunas facultativas en serie, no cumplieron con la remoción de coliformes fecales como lo establece la Norma NOM-001-SEMARNAT-1996, se procederá a diseñar la, o, las lagunas de maduración que puedan cumplir con lo establecido en dicha Norma. Para el diseño de la, o, las lagunas de maduración se propone una profundidad de 1.5 m y un tiempo de retención de 1.5 días.



Calculando el volumen de las lagunas se tiene lo siguiente:

$$\tau = 1.5 \text{ días}$$

$$V = Q \cdot \tau = (0.350)(86400)(1.5) = 45,360 \text{ m}^3$$

$$A = \frac{V}{h} = \frac{45360}{1.5} = 30,240 \text{ m}^2$$

Proponiendo una relación largo-ancho de 2.5, se tiene:

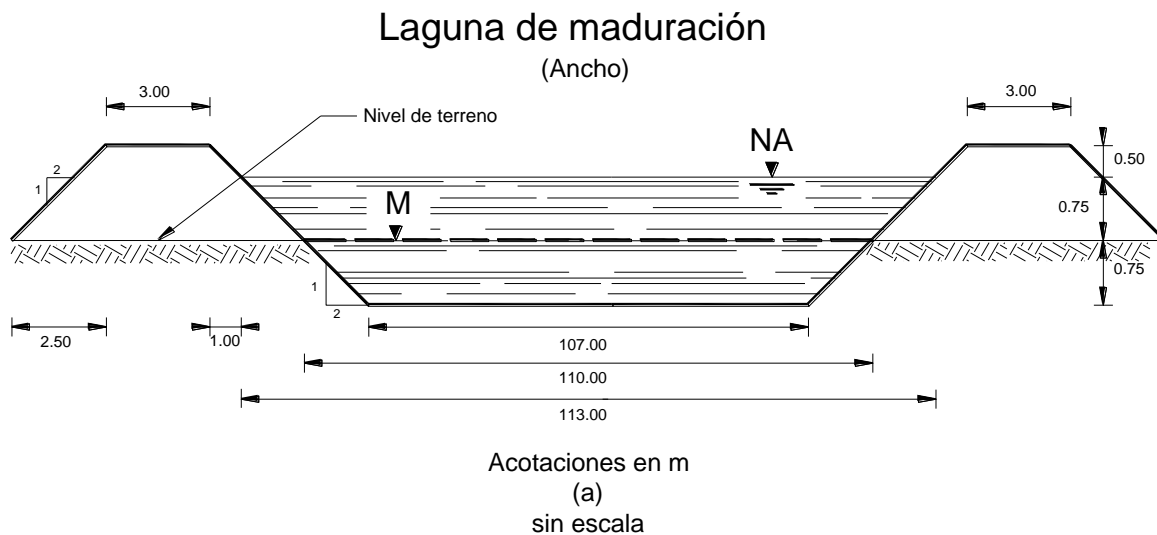
$$l/b = 2.5$$

$$b = \sqrt{\frac{A}{2.5}} = \sqrt{\frac{30,240}{2.5}} = 110 \text{ m}$$

$$l = 275 \text{ m}$$

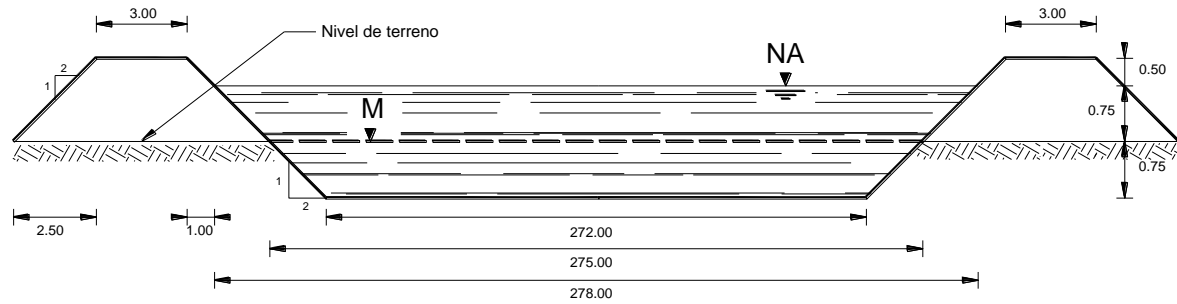
Las dimensiones del largo y ancho de la laguna de maduración, también se considerarán a la altura de la profundidad media. En la siguiente figura se detallan los datos obtenidos.

Figura 5.11. Dimensiones de las lagunas de maduración.



Laguna de maduración

(Largo)



Acotaciones en m
(b)
sin escala

Como la finalidad de las lagunas de maduración es lograr la calidad indicada por la Norma 001 en cuanto al contenido de coliformes fecales y de huevos de helminto, se proponen de dos lagunas de maduración, las cuales tendrán una remoción de coliformes fecales de:

$$d = \frac{2.5}{-0.26118 + 0.25392(2.5) + 1.01460(2.5)^2} = 0.372$$

$$a = \sqrt{1 + 4(0.963)(1.50)(0.372)} = 1.78$$

$$CF_e = \frac{3.579E^4 \cdot \left((1.78) \cdot e^{\left(1 - \frac{1.78}{2(0.372)}\right)} \right)^2}{(1 + 1.78)^4} = 236.83 \text{ NMP} / 100 \text{ ml}$$

Se observa que el efluente de las dos lagunas de maduración en serie, cumple con lo indicado por la Norma NOM-001-SEMARNAT-1996, en cuanto a la remoción de coliformes fecales.

$$CF_e = 236.83 < 1000 \text{ NMP} / 100 \text{ ml} \text{ (NOM001 - SEMARNAT - 1996)}$$



Como se menciona en el inciso 5.4.3, el comportamiento del sistema de lagunas en cuanto a la contaminación básica indicada en la tabla 2 de la Norma NOM-001-SEMARNAT- 1996, será:

Temperatura. Como puede observarse en los datos de la tabla 6.2, el agua residual cruda cumple directamente con el límite indicado.

Grasas y aceites. Por tratarse de materiales con densidades menores que la del agua residual, estos materiales serán retenidos en las lagunas anaerobias en función de un tiempo de retención, de un área superficial y del diseño de la caja de salida de la laguna, al acumularse con el tiempo estos materiales forman natas en la superficie del agua, si llegara hacer necesario se podrán remover como basura para posteriormente disponerlo en rellenos sanitarios.

Material flotante. Las lagunas retienen una cantidad de materia flotante por lo que cumple con lo indicado en la tabla 2 de la norma.

Sólidos sedimentables. Dada las características, estos sólidos serán completamente removidos en la laguna anaerobia.

Sólidos suspendidos totales. La mayor parte de estos sólidos serán removidos en la laguna anaerobia, en función del tiempo de retención, pero además la remoción se irá incrementando con forme al agua residual vaya escurriendo a lo largo del conjunto de lagunas dado su funcionamiento en serie y sus tiempos de retención acumulados.

Metales pesados. En cuanto a los metales pesados, estos son removidos en parte por las lagunas anaerobias y por las lagunas de maduración, los metales que pasan a las lagunas de maduración son removidas por las algas que generan estas las lagunas.

Por lo que corresponde al cumplimiento de lo indicado por la norma NOM-004-SEMARNAT-2002, relativa a la calidad que deben de cumplir los lodos generados en la planta de tratamiento de aguas residuales, es importante hacer notar que el sistema de lagunas de estabilización no produce lodos que tengan que manejarse en forma externa ya que los lodos sedimentados en las lagunas anaerobias al transformarse mediante la descomposición anaerobia (fenómeno natural) solo produce a lo largo de un año un residuo inorgánico que se acumula en el fondo de la laguna y en países de clima frío (que no es el caso de México) podría haber la necesidad de remover estos lodos residuales inorgánicos en el caso de que lleguen afectar el volumen útil y por tanto el tiempo de retención de dichas lagunas anaerobias. En el caso de las lagunas facultativas en serie, sobre todo en la primer laguna, también se retiene el lodo sedimentado (producido por los sólidos suspendidos) pero es tan pequeña su cantidad por lo que no representa ningún problema para el funcionamiento de esta laguna.



5.5. Proyecto hidráulico de las lagunas de estabilización

El diseño hidráulico es parte fundamental en el funcionamiento de las lagunas de estabilización, si no hay un buen diseño provocaría problemas en el tratamiento y no se cumpliría la calidad con la que fue diseñada, por tal motivo se tienen que realizar los cálculos correspondientes para garantizar la operación.

Con los datos obtenidos anteriormente, se propone hacer el arreglo general del sistema de lagunas, el cual está constituido por tres lagunas anaerobias en paralelo, cuatro lagunas facultativas en serie y dos lagunas de maduración en serie, tal arreglo se muestra en el plano No. 1 y plano No. 2.

5.5.1. Caja repartidora

Después de pasar por el pretratamiento, el agua residual es transportada del cárcamo de bombeo hacia las tres lagunas anaerobias, las cuales ya mencionadas están en paralelo, por lo que se deben de repartir los gastos en tres partes iguales, para ello se diseñará una caja repartidora que tendrá la función de distribuir el gasto en partes iguales a cada caja de entrada de las lagunas anaerobias (plano No.3).

La caja repartidora está formada por un canal que tendrá un ancho de 1.40 m por 4 m de longitud y una altura a partir de la plantilla de 1.20 m, en la parte final el canal se dividirá en tres partes para lograr así la repartición de gastos, en cada caja inicia la tubería que alimenta a cada caja de entrada de las lagunas anaerobias. También cada división tendrá una compuerta cuya función es desviar el agua hacia las otras lagunas en caso de que una laguna requiera de limpieza del lodo inorgánico en el fondo (plano No. 4).

El gasto estará en función de las bombas, para las condiciones mínimas el gasto que se bombeará es de $0.29 \text{ m}^3/\text{s}$ y para la máxima será de $1.16 \text{ m}^3/\text{s}$, por lo tanto se tiene que el gasto para cada caja recolectora será de:

Para condiciones mínimas.

$$q_c = \frac{Q_{\min}}{3} = \frac{0.29 \text{ m}^3/\text{s}}{3} = 0.0967 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para condiciones máximas.

$$q_c = \frac{Q_{\max}}{3} = \frac{1.16 \text{ m}^3/\text{s}}{3} = 0.387 \text{ m}^3/\text{s}$$



El nivel de la lámina aguas arriba es obtenida mediante el análisis de cantidad y movimiento en el canal con la ecuación:

$$h_o = \left[2h_e^2 + \left(h_e - \frac{sL}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3}sL$$

Donde:

h_o - Altura del agua aguas arriba [m]

h_e - Altura del agua aguas abajo[m].

s.- Pendiente del canal.

L.- Longitud del canal.

Para cumplir con las condiciones de descarga libre en la entrega a la caja recolectora se debe de proponer que la altura del agua en la descarga debe ser igual al tirante crítico.

$$h_e = h_c$$

Por lo que:

$$h_c = \left(\frac{q_c^2}{gB^2} \right)^{1/3}$$

Donde:

h_c = Tirante critico.

B= Ancho del canal.

Como se mencionó este canal se divide al final en tres secciones iguales, una para cada caja, por lo tanto se tiene un ancho de cada división de B=0.40 m, el cual se muestra en el plano No. 4.

Sustituyendo los valores para gasto máximo, se tiene:

$$h_c = \left(\frac{0.387^2}{9.81(0.40)} \right)^{1/3} = 0.46 \text{ m}$$





$$h_o = \left[2(0.387)^2 + \left(0.46 - \frac{(0.002)(4)}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3}(0.002)(4) = 0.79 \text{ m}$$

Por lo tanto para las condiciones máximas la altura del agua en la parte de arriba será de 0.79 m.

De la caja repartidora el agua es enviada a la caja de entrada de cada laguna anaerobia por medio de una tubería, para ello se procederá a calcular el diámetro de la tubería mediante la ecuación de Manning. El manual de agua potable y alcantarillado de la CONAGUA, recomienda que la velocidad mínima que debe tener una tubería para evitar la sedimentación en ella sea de 0.6 m/s mínimo y la máxima depende de las características del fabricante.

Para tuberías parcialmente llenas, se tiene:

Partiendo de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} ARh^{2/3} s^{1/2}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{\pi D^2}{4\pi D} = \frac{D}{4}$$

$$Q = \frac{1}{n} \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) \left(\frac{D}{4} \right) = 0.312 \left(\frac{D^{8/3} s^{1/2}}{n} \right)$$

Despejando el diámetro de la tubería, se tiene:

$$D = 1.548 \left(\frac{nQ}{s^{1/2}} \right)^{3/8}$$

Donde:

n = Coeficiente de rugosidad de Manning, para tubos de acero, n = 0.011.

s = Pendiente, proponiendo s = 0.002





Sustituyendo valores para las condiciones máximas.

$$D = 1.548 \left(\frac{0.011(0.387)}{(0.002)^{1/2}} \right)^{3/8} = 0.641 \text{ m} = 25.23''$$

Proponiendo un diámetro comercial de 30'' y calculando el gasto a tubo lleno.

$$Q_{\text{lleno}} = 0.312 \left(\frac{(0.76)^{8/3} (0.002)^{1/2}}{0.011} \right) = 0.614 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v_{\text{lleno}} = \frac{Q}{A} = \frac{0.614}{\frac{\pi(0.762)^2}{4}} = \frac{0.614}{0.456} = 1.347 \text{ m/s}$$

La relación entre gastos es:

$$\frac{Q}{Q_{\text{lleno}}} = \frac{0.387}{0.614} = 0.630$$

Obtenida la relación Q/Q_{lleno} , se busca en la tabla A1 del anexo en donde se obtiene las relaciones v/v_{lleno} y d/D , donde v es la velocidad real de la tubería y d la lámina de agua en esta.

$$\frac{v}{v_{\text{lleno}}} = 0.913 = 0.913(1.347) = 1.23 \text{ m/s}$$

$$\frac{d}{D} = 0.646 = 0.646(0.762) = 0.492 \text{ m}$$

La velocidad real del tubo es 1.23 m/s, que es mayor al recomendado por el manual de la CONAGUA y el tirante en el tubo será de 0.492 m.





Calculado el diámetro y la velocidad, se procederá a calcular las pérdidas correspondientes aplicando la fórmula de Hazen-William para las pérdidas por fricción.

$$h_f = 10.674 \frac{q_{\max}^{1.852} \cdot L}{C^{1.852} \cdot D^{4.871}}$$

Donde:

h_f = Pérdidas por fricción en la tubería.

L = Longitud de la tubería, $L=50$ m (para la longitud mayor de acuerdo con el arreglo propuesto).

q = Gasto máximo.

C = Coeficiente de rugosidad de Hazen William, $C= 130$ para tubería de acero.

D = Diámetro interior de la tubería (nominal).

Sustituyendo valores se tiene:

$$h_f = 10.674 \frac{(0.387)^{1.852} \cdot 50}{(130)^{1.852} \cdot (0.762)^{4.871}} = 0.041 \text{ m}$$

Para las pérdidas locales (entrada, salida y accesorios) se obtiene de la ecuación:

$$h_L = K \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

h_L = Pérdida local.

K = Coeficiente empírico de accesorio.

v = Velocidad media en el tubo.

g = Gravedad.

Para entrada $K= 0.5$, para salida $K=1$ y para codo de 90° $K= 0.9$. Por lo tanto $\Sigma k=2.4$.

Sustituyendo se tiene:

$$h_L = 2.4 \frac{(1.23)^2}{19.62} = 0.185 \text{ m} \quad ; \quad \text{Total de pérdidas en la tubería es de } \Sigma h=0.227 \text{ m.}$$



Analizando para las condiciones de gasto mínimo.

$$\frac{Q}{Q_{lleno}} = \frac{0.0967}{0.614} = 0.157$$

De la tabla A1 del anexo en donde se obtiene:

$$\frac{v}{v_{lleno}} = 0.607 = 0.607(1.347) = 0.817 \text{ m/s}$$

$$\frac{d}{D} = 0.304 = 0.304(0.762) = 0.232 \text{ m}$$

La velocidad real del tubo es 0.817 m/s, que es mayor al recomendado por el manual de la CONAGUA y el tirante en el tubo será de 0.232 m.

Sustituyendo valores se tiene:

$$h_f = 10.674 \frac{(0.0967)^{1.852} \cdot 50}{(130)^{1.852} \cdot (0.762)^{4.871}} = 0.003 \text{ m}$$

$$h_L = 2.4 \frac{0.817^2}{19.62} = 0.082 \text{ m}$$

Total de pérdidas en la tubería para las condiciones mínimas es de $\Sigma h = 0.085 \text{ m}$. En la tabla 5.10 se muestran los resultados para los tubos 1 y 2 que alimenta a las lagunas anaerobia LA 1 y LA 3, para la LA 2 se utilizará un canal puesto que es un tramo muy corto.

Tabla 5.10. Pérdidas por fricción y locales en tuberías que alimentan a las cajas de entrada de las lagunas anaerobias para gasto máximo.

Tubo	L [m]	Diámetro [m]	Área [m ²]	V [m/s]	v ² [m ² /s ²]	C	Hf [m]	Hl [m]	Σh [m]	Q [m ³ /s]
1	50	0.762	0.456	1.23	1.51	130	0.041	0.185	0.227	0.387
3	50	0.762	0.456	1.23	1.51	130	0.041	0.185	0.227	0.387



Dado que con el tiempo se podría tener la necesidad de limpiar el lodo inorgánico en alguna de las tres lagunas anaerobias, para ello se requerirá que el agua residual sea desviada a las otras dos lagunas, por tal motivo, para esta condición se revisará las pérdidas en las tuberías.

El gasto para la condición de dos lagunas en operación será de:

$$q = \frac{Q_{m\acute{a}x}}{2} = \frac{1.16}{2} = 0.58 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para cada entrada se tiene:

$$h_c = \left(\frac{(0.58)^2}{9.81(0.40)} \right)^{1/3} = 0.60 \text{ m}$$

$$h_o = \left[2(0.60)^2 + \left(0.60 - \frac{(0.002)(4)}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3}(0.002)(4) = 1.03 \text{ m}$$

Por lo tanto para la condición de dos lagunas en operación y gasto máximo, la altura del agua en la parte de arriba será de 1.03 m.

Para la relación entre gastos.

$$\frac{Q}{Q_{lleno}} = \frac{0.58}{0.614} = 0.94$$

De la tabla A1 del anexo en donde se obtiene.

$$\frac{v}{v_{lleno}} = 1.04 = 1.04(1.347) = 1.40 \text{ m/s}$$

$$\frac{d}{D} = 0.848 = 0.847(0.762) = 0.646 \text{ m}$$

La velocidad real del tubo para esta condición es de 1.4 m/s y la altura de la lamina de agua en el tubo es de 0.65 m.





Calculando las pérdidas.

$$h_f = 10.674 \frac{(0.58)^{1.852} \cdot 50}{(130)^{1.852} \cdot (0.762)^{4.871}} = 0.088 \text{ m}$$

$$h_L = 2.4 \frac{1.40^2}{19.62} = 0.24 \text{ m}$$

Tabla 5.11. Pérdidas por fricción y locales en tuberías que alimentan a las cajas de entrada de las lagunas anaerobias para condiciones de dos lagunas en operación.

Tubo	L [m]	Diámetro [m]	Área [m ²]	V [m/s]	v ² [m ² /s ²]	C	Hf [m]	HI [m]	Σh [m]	Q [m ³ /s]
1	50	0.762	0.456	1.40	1.96	130	0.088	0.24	0.328	0.58
3	50	0.762	0.456	1.40	1.96	130	0.088	0.24	0.328	0.58

5.5.2. Caja de entrada a cada laguna anaerobia

La caja de entrada a cada laguna tiene la finalidad de repartir el agua a lo ancho de la laguna, cabe mencionar que el manual recomienda que existan varias entradas a las lagunas para evitar los llamados cortos circuitos que se presentan comúnmente en las lagunas. Por lo tanto se proponen tres entradas a cada laguna anaerobia y se procederá a calcular los diámetros, velocidades en las tuberías y las pérdidas por fricción y locales.

La caja de entrada a las lagunas anaerobias, está comprendida por un canal de 1.10 m de ancho por 4 m de largo y una altura a partir de la plantilla de 1 m. Al final de este canal se dividirá en tres secciones iguales para obtener gastos iguales para cada entrada. Una vez repartido los gastos, el agua residual tendrá caída libre hacia una caja que conducirá el agua a través de una tubería a la laguna (plano No. 5), por lo que se tiene:

Gasto en cada entrada.

$$q_e = \frac{q_{\min}}{3} = \frac{0.0967}{3} = 0.032 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$q_e = \frac{q_{\max}}{3} = \frac{0.387}{3} = 0.129 \text{ m}^3/\text{s}$$





Calculando el tirante en el canal se tiene:

$$h_c = \left(\frac{(0.129)^2}{9.81(0.40)} \right)^{1/3} = 0.22 \text{ m}$$

$$h_o = \left[2(0.22)^2 + \left(0.22 - \frac{(0.002)(4)}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3}(0.002)(4) = 0.37 \text{ m}$$

Por lo tanto para las condiciones máximas la altura del agua en la parte de arriba será de 0.37 m.

El agua residual será enviada a la laguna anaerobia mediante tres tuberías trabajando a tubo lleno (plano No. 5), por lo cual, el cálculo del diámetro será a partir de la velocidad $v = 0.45$ m/s para gasto de una bomba, puesto que el manual recomienda esta velocidad para gastos mínimos, siempre y cuando se presente un gasto mayor que pueda remover partículas sedimentadas en el tubo, para en este caso, el gasto de una bomba se presenta muy poco y puede ser removida por el gasto siguiente. Por lo tanto se calculará para el gasto de una bomba y posteriormente se revisará para el gasto de bombeo de 1.16 l/s.

Calculando el diámetro a partir de la velocidad.

$$A = \frac{q_{\min}}{v} = \frac{0.032}{0.45} = 0.071 \text{ m}$$

$$\frac{\pi D^2}{4} = 0.071 \text{ m}$$

$$D = \sqrt{\frac{4(0.071)}{\pi}} = 0.30 \text{ m} = 11.8 \text{ ''}$$

Para un diámetro comercial de 12'' se tiene:

Calculando las velocidades.

$$v_{\min} = \frac{0.032}{\frac{\pi(0.3048)^2}{4}} = 0.44 \text{ m/s}$$

$$v_{\max} = \frac{0.129}{\frac{\pi(0.3048)^2}{4}} = 1.51 \text{ m/s}$$





Para la tubería de 12" se procede a calcular las pérdidas por fricción y locales, para ello la longitud del tubo más grande es $L=17\text{m}$, $C=150$ para tubos de PVC y $K=2.63$ (entrada $K=0.5$, salida $K=1$, 1 codo de 90° $K=0.9$ y codo de 45° $K=0.4$).

$$h_f = 10.674 \frac{(0.129)^{1.852} \cdot 17}{(150)^{1.852} \cdot (0.3048)^{4.871}} = 0.124 \text{ m}$$

Pérdidas locales.

$$h_L = 2.63 \frac{(1.51)^2}{19.62} = 0.419 \text{ m}; \text{ Total de pérdidas. } \Sigma h = 0.54 \text{ m.}$$

En la tabla 5.12 se enlistan las pérdidas que presentan las tuberías para los gastos máximos y mínimos de la caja de entrada de las lagunas anaerobias.

Tabla 5.12. Pérdidas por fricción y locales en las tuberías de alimentación a las lagunas anaerobias.

Tubo	L [m]	Diámetro [m]	Área [m ²]	V [m/s]	K	C	Hf [m]	HI [m]	Σh [m]	Q [m ³ /s]
1	17	0.3048	0.073	1.51	2.63	150	0.124	0.419	0.543	0.129
2	10	0.3048	0.073	1.51	1.90	150	0.040	0.220	0.26	0.129
3	17	0.3048	0.073	1.51	2.63	150	0.124	0.419	0.543	0.129
Gasto de una bomba										
1	17	0.3048	0.073	0.044	2.63	150	0.010	0.026	0.036	0.032
2	10	0.3048	0.073	0.044	1.90	150	0.004	0.019	0.023	0.032
3	17	0.3048	0.073	0.044	2.63	150	0.010	0.026	0.036	0.032

En el caso de que una laguna anaerobia quedara fuera de servicio, el gasto de entrada a las otras dos, se verá incrementada por el gasto de la laguna que esta fuera de servicio, por lo tanto, se revisará para la condición de dos lagunas en operación. Por lo que se tiene:

Gasto en cada entrada.

$$q_e = \frac{q_{\text{máx}}}{3} = \frac{0.58}{3} = 0.193 \text{ m}^3/\text{s}$$



Para el tirante en el canal se tiene:

$$h_c = \left(\frac{(0.193)^2}{9.81(0.40)} \right)^{1/3} = 0.29 \text{ m}$$

$$h_o = \left[2(0.29)^2 + \left(0.29 - \frac{(0.002)(4)}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3}(0.002)(4) = 0.49 \text{ m}$$

Por lo tanto, para la condición de dos lagunas en operación la altura del agua en la parte de arriba será de 0.49 m. En la siguiente tabla se enlistan los resultados de los cálculos para las pérdidas que se presentarán cuando solamente estén en operación dos lagunas anaerobias.

Tabla 5.13. Pérdidas por fricción y locales en las tuberías de alimentación a las lagunas anaerobias para la condición de dos lagunas en operación.

Tubo	L [m]	Diámetro [m]	Área [m ²]	V [m/s]	K	C	Hf [m]	HI [m]	Σh [m]	Q [m ³ /s]
1	17	0.3048	0.073	2.65	2.63	150	0.262	0.938	1.20	0.193
2	10	0.3048	0.073	2.65	1.90	150	0.123	0.678	0.80	0.193
3	17	0.3048	0.073	2.65	2.63	150	0.262	0.938	1.20	0.193

5.5.3. Cajas de salida de las lagunas anaerobias

La salida del efluente de las lagunas anaerobias será a través de una estructura de salida que comúnmente es llamada caja de salida, la cual está compuesta por un vertedor rectangular antecedido por una mampara que evitará que los flotantes como natas y espumas pasen al siguiente laguna (plano No. 6,7 y 8). Para ello se propone de tres estructuras de salida por laguna, cada una estará en función del volumen y área de las lagunas anaerobias. El gasto de salida de las lagunas anaerobias será el gasto medio de proyecto que es de 350 l/s ya que las lagunas anaerobias amortiguan las variaciones del las descargas de las bombas.

El gasto para cada caja será.

$$q_c = \frac{q_{med}}{9} = \frac{0.350}{9} = 0.039 \text{ m}^3/\text{s}$$



Para el vertedor rectangular se tiene:

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \mu L h^{3/2}$$

$$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{h + 0.001}{w} \right) \right] \left(1 + \frac{0.001}{h} \right)^{3/2}$$

Donde:

w= altura del vertedor, w= 0.55 m.

L= ancho del vertedor, L= 1.00 m.

H= carga sobre el vertedor.

μ = coeficiente de descarga.

Por medio de tanteos se determino el valor de la carga sobre el vertedor, el valor de h= 0.077 m.

Comprobando

$$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{0.077 + 0.001}{0.55} \right) \right] \left(1 + \frac{0.001}{0.077} \right)^{3/2}$$

$$\mu = 0.615$$

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{19.62} (0.615) (1.00) (0.077)^{3/2}$$

$$Q = 0.039 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para la primera laguna anaerobia (LA 1). Del tramo 1-2 (plano No 8), el gasto es 0.039 m³/s la longitud del tubo es de 8 m, s = 0.0013 y C =150 para tubos de PVC. Por lo tanto se tiene:

$$D = 1.548 \left(\frac{0.010(0.039)}{(0.0013)^{1/2}} \right)^{3/8} = 0.285 \text{ m} = 11.23''$$



Para un diámetro comercial de 12"

$$Q_{\text{lleno}} = 0.312 \left(\frac{(0.305)^{8/3} (0.0013)^{1/2}}{0.010} \right) = 0.046 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v_{\text{lleno}} = \frac{Q}{A} = \frac{0.046}{\frac{\pi(0.305)^2}{4}} = \frac{0.046}{0.073} = 0.636 \text{ m/s}$$

La relación entre gastos es:

$$\frac{Q}{Q_{\text{lleno}}} = \frac{0.039}{0.046} = 0.84$$

De la tabla A1 del anexo se obtiene:

$$\frac{v}{v_{\text{lleno}}} = 0.997 = 0.997(0.636) = 0.634 \text{ m/s}$$

$$\frac{d}{D} = 0.783 = 0.783(0.305) = 0.239 \text{ m}$$

La velocidad en el tubo es mayor al recomendado por el Manual de la CONAGUA. Las pérdidas por fricción son:

$$h_f = 10.674 \frac{(0.039)^{1.852} \cdot 8}{(150)^{1.852} \cdot (0.31)^{4.871}} = 0.006 \text{ m}$$

$$h_L = 1.5 \frac{(0.634)^2}{19.62} = 0.031 \text{ m}$$

En la siguiente tabla se detallan los cálculos de las tuberías de la laguna anaerobia LA 1

Tabla 5.14. Pérdidas en tubería de salida de laguna anaerobia LA 1.

Tramo	pendiente	Q [m ³ /s]	L [m]	Diámetro [m]	Área [m ²]	V [m/s]	C	Hf [m]	HI [m]	Σh [m]
1-2	0.0013	0.039	8	0.305	0.073	0.634	150	0.006	0.031	0.037
2-3	0.0007	0.078	8	0.457	0.164	0.624	150	0.003	0.028	0.031
3-4	0.0006	0.117	35	0.610	0.292	0.683	150	0.007	0.028	0.035
									Σh	0.103

Para la segunda laguna anaerobia LA 2 (véase plano 9 y 10).

Tabla 5.15. Pérdidas en tubería de salida de laguna anaerobia LA 2.

Tramo	pendiente	Q [m ³ /s]	L [m]	Diámetro [m]	Área [m ²]	V [m/s]	C	Hf [m]	HI [m]	Σh [m]
4-5	0.0007	0.156	8	0.305	0.610	0.716	150	0.003	0.039	0.042
5-6	0.0007	0.195	8	0.457	0.610	0.765	150	0.004	0.045	0.049
6-7	0.0006	0.233	35	0.610	0.762	0.729	150	0.009	0.041	0.050
									Σh	0.151

Para la tercera laguna anaerobia LA 3 (véase plano 11 y 12), se tiene:

Tabla 5.16. Pérdidas en tubería de salida de laguna anaerobia LA 3.

Tramo	pendiente	Q [m ³ /s]	L [m]	Diámetro [m]	Área [m ²]	V [m/s]	C	Hf [m]	HI [m]	Σh [m]
7-8	0.0007	0.272	8	0.305	0.762	0.821	150	0.003	0.052	0.055
8-9	0.0007	0.311	8	0.457	0.762	0.855	150	0.003	0.056	0.059
9-LF 1	0.0006	0.350	77	0.610	0.762	0.826	150	0.041	0.052	0.093
									Σh	0.207

5.5.4. Caja de entrada a laguna facultativa

La caja de entrada a las lagunas facultativas está constituida por un canal de 1.20 m de ancho por 4 m de largo y una altura a partir de la plantilla de 1 m, al final de este canal se dividirá en tres secciones para obtener los gastos para las cajas correspondientes (plano 13).



Una vez repartido los gastos, el agua residual tendrá caída libre hacia una caja que conducirá el agua a través de una tubería

Como se tiene que repartir el gasto en cinco entradas, se propone de dos cajas laterales, de las cuales tendrán un gasto de 140 l/s, mientras que la caja central de la laguna tendrá un gasto de 70 l/s, para las cajas laterales el ancho de la descarga es de 0.4 m mientras que para el central es de 0.20 m.

Calculando el tirante en el canal para un ancho de 0.40 m, se tiene:

$$h_c = \left(\frac{(0.14)^2}{9.81(0.40)} \right)^{1/3} = 0.23 \text{ m}$$

$$h_o = \left[2(0.23)^2 + \left(0.23 - \frac{(0.002)(4)}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3}(0.002)(4) = 0.39 \text{ m}$$

Calculando el tirante en el canal para un ancho de 0.20 m, se tiene:

$$h_c = \left(\frac{(0.07)^2}{9.81(0.20)} \right)^{1/3} = 0.23 \text{ m}$$

$$h_o = \left[2(0.23)^2 + \left(0.23 - \frac{(0.002)(4)}{3} \right)^2 \right]^{1/2} - \frac{2}{3}(0.002)(4) = 0.39 \text{ m}$$

Por lo tanto para las condiciones máximas la altura del agua en la parte de arriba será de 0.39 m.

El agua residual será enviada a la laguna facultativa mediante cinco tuberías trabajando a tubo lleno, por lo cual, el cálculo del diámetro se partirá a partir de la velocidad mínima $v = 0.6 \text{ m/s}$, y el gasto de cada entrada $q = 0.07 \text{ m}^3/\text{s}$.

Calculando el diámetro a partir de la velocidad.

$$A = \frac{q_{\min}}{v} = \frac{0.07}{0.6} = 0.117 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4(0.117)}{\pi}} = 0.385 \text{ m} \approx 15''$$





Calculando la velocidad.

$$v = \frac{0.07}{\frac{\pi(0.381)^2}{4}} = 0.61 \text{ m/s}$$

Para la tubería de 15" se procede a calcular las pérdidas por fricción y locales, para ello $L = 8$ m, $C = 150$ para tubos de PVC y $K=1.5$ (entrada $K=0.5$, salida $K=1$).

$$h_f = 10.674 \frac{(0.07)^{1.852} \cdot 8}{(150)^{1.852} \cdot (0.381)^{4.871}} = 0.006 \text{ m}$$

Pérdidas locales.

$$h_L = 1.5 \frac{(0.61)^2}{19.62} = 0.029 \text{ m}$$

Total de pérdidas. $\Sigma h = 0.035$ m.

Para las descargas 1,2, 4 y 5 (ver plano 13) tienen el mismo diámetro de descarga que la 3 por lo que para su distribución se hará por medio de tuberías en paralelo y por lo tanto se calculará el diámetro que conducirá los gastos correspondientes.

Por continuidad:

$$Q_t = Q_1 + Q_2$$

Como están en paralelo:

$$\Sigma hf_i = hf_1 = hf_2.$$

Por lo que se calcula para encontrar el diámetro de descarga en 1 y 2, lo cual se obtuvo un diámetro de 18". El diámetro es la misma para la conducción de las descargas en 4 y 5. En la siguiente tabla se muestran las pérdidas por fricción en las tuberías de entrada a las lagunas facultativas.



Tabla 5.17. Pérdidas en tubería de entrada a la laguna facultativa LF 1.

Entrada	L [m]	Diámetro [m]	Área [m ²]	v [m/s]	K	C	Hf [m]	HI [m]	Σh [m]	Q [m ³ /s]
1 y 2	50	0.457	0.164	0.853	2.40	150	0.023	0.056	0.079	0.140
3	8	0.381	0.114	0.614	1.50	150	0.006	0.029	0.035	0.07
4 y 5	50	0.457	0.164	0.853	2.40	150	0.023	0.056	0.079	0.140

Las cajas de entrada de las lagunas facultativas restantes y las de la laguna de maduración, son similares a la calculada, para ello se tomarán los resultados obtenidos para las lagunas facultativas siguientes.

5.5.5. Cajas de salida de las lagunas facultativas.

Para la salida del efluente de las lagunas facultativas, será a través de cinco estructuras de salida por laguna (plano 15), cada una tendrá un gasto de 0.07 m³/s.

Para el vertedor rectangular se tiene:

$$w = \text{altura del vertedor, } w = 0.55 \text{ m.}$$

$$L = \text{ancho del vertedor, } L = 1.00 \text{ m.}$$

Se determinó el valor de la carga sobre el vertedor, el valor es $h = 0.11 \text{ m}$.

Comprobando se tiene:

$$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{0.11 + 0.001}{0.55} \right) \right] \left(1 + \frac{0.001}{0.11} \right)^{3/2}$$

$$\mu = 0.620$$

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{19.62} (0.620) (1) (0.11)^{3/2}$$

$$Q = 0.067 \approx 0.07 \text{ m}^3/\text{s}$$

La salida del influente de la laguna facultativa será enviada a la siguiente caja de entrada de la segunda anaerobia y consecutivamente a las demás lagunas, el agua será enviada

mediante tuberías que trabajarán parcialmente llenas y por ello se calcularon los diámetros, velocidades y pérdidas totales. En la siguiente tabla se enlistan los resultados obtenidos.

Tabla 5.18. Diámetros, velocidades y pérdidas totales en tubería de salida de la laguna facultativa LF 1

Tramo	pendiente	Q [m ³ /s]	L [m]	Diámetro [m]	Área [m ²]	V [m/s]	C	Hf [m]	HI [m]	Σh [m]
1-2	0.0007	0.070	20	0.457	0.164	0.585	150	0.006	0.026	0.032
2-3	0.0007	0.140	20	0.610	0.292	0.692	150	0.006	0.037	0.043
3-4	0.0004	0.210	20	0.761	0.456	0.625	150	0.004	0.030	0.034
4-5	0.0004	0.280	20	0.761	0.456	0.679	150	0.007	0.035	0.042
5-LF 2	0.0004	0.350	100	0.914	0.657	0.730	150	0.011	0.065	0.076
									Σh	0.207

La caja de salida de la laguna facultativa LF1 es similar para todas las demás lagunas facultativas y de maduración, para ello se tomarán los datos obtenidos de la tabla 6.18 para el diseño de las cajas de salida de las otras lagunas restantes.

5.5.6. Caja de entrada a laguna de maduración.

Para la primera laguna de maduración la caja de entrada es similar al de las lagunas facultativas ya que contará con cinco entradas distribuidas a lo ancho de la laguna como lo muestra el arreglo en el plano No. 16, por tal motivo se tomaran las mismas dimensiones de las tuberías y sus cálculos correspondientes a las pérdidas por fricción. En la siguiente tabla se enlistan los cálculos obtenidos.

Tabla 5.19. Pérdidas en tubería de entrada a la laguna de maduración LM 1.

Entrada	L [m]	Diámetro [m]	Área [m ²]	v [m/s]	K	C	Hf [m]	HI [m]	Σh [m]	Q [m ³ /s]
1 y 2	48	0.457	0.164	0.853	2.40	150	0.023	0.056	0.079	0.140
3	6	0.381	0.114	0.614	1.50	150	0.006	0.029	0.035	0.07
4 y 5	48	0.457	0.164	0.853	2.40	150	0.023	0.056	0.079	0.140



Para la segunda laguna de maduración la entrada estará en función de cada una de las cajas de salida de la primera laguna, para cada entrada el tubo se maneja como totalmente lleno, por lo cual se determinará el diámetro a partir de la velocidad mínima.

$$A = \frac{q_t}{v} = \frac{0.07}{0.6} = 0.117 \text{ m}^2$$

$$D = \sqrt{\frac{4(0.117)}{\pi}} = 0.385 \text{ m} = 15.17''$$

Para el diámetro comercial de 15" la velocidad en el canal será de:

$$v = \frac{0.07}{\frac{\pi(0.0381)^2}{4}} = 0.61 \text{ m/s}$$

Pérdidas por fricción.

$$h_f = 10.674 \frac{(0.07)^{1.852} \cdot 4}{(150)^{1.852} \cdot (0.381)^{4.871}} = 0.003 \text{ m}$$

Pérdidas locales.

$$h_L = 1.5 \frac{(0.61)^2}{19.62} = 0.029 \text{ m}$$

El total de pérdidas por fricción y por accesorios para cada entrada de la segunda laguna de maduración es de: $\Sigma h = 0.031 \text{ m}$.

5.5.7. Cajas de salida de las lagunas de maduración

Las cajas de salida de las lagunas de maduración son similares a las cajas de salida de las lagunas facultativas con las mismas dimensiones de ancho, longitud y altura.

Para el vertedor rectangular se tiene:

w= altura del vertedor, w= 0.55 m.

L= ancho del vertedor, L= 1.00 m.





Por medio de tanteos se determino el valor de la carga sobre el vertedor rectangular, el valor obtenido es $h = 0.11$ m.

Comprobando se tiene:

$$\mu = \left[0.6035 + 0.0813 \left(\frac{0.11 + 0.001}{0.55} \right) \right] \left(1 + \frac{0.001}{0.11} \right)^{3/2}$$

$$\mu = 0.620$$

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{19.62} (0.620) (1) (0.11)^{3/2}$$

$$Q = 0.07 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para la segunda laguna de maduración el efluente será enviado al cuerpo receptor, que en este caso es el río Coatán, mediante la colección del efluente a través de la caja central que a su vez enviará el agua residual tratada al cuerpo receptor por medio de una tubería que se calculará. Los diámetros, velocidades y pérdidas totales en las salidas de la segunda laguna de maduración se enlistan en la siguiente tabla.

Tabla 5.20. Tabla. Diámetros, velocidades y pérdidas totales en tubería de salida de la laguna de maduración LM 2.

Tramo	pendiente	Q [m ³ /s]	L [m]	Diámetro [m]	Área [m ²]	V [m/s]	C	H _f [m]	HI [m]	Σh [m]
1-2	0.0007	0.070	20	0.457	0.164	0.585	150	0.006	0.026	0.032
2-3	0.0007	0.140	20	0.610	0.292	0.692	150	0.006	0.037	0.043
3-Río	0.0053	0.350	150	0.610	0.292	1.851	150	0.231	0.262	0.493
4-3	0.0007	0.140	20	0.610	0.292	0.692	150	0.006	0.037	0.043
5-4	0.0007	0.070	20	0.457	0.164	0.585	150	0.006	0.026	0.032
									Σh	0.643

Con los datos obtenidos en el análisis hidráulico, se puede determinar el perfil hidráulico de las lagunas de estabilización. Véase plano 20.



CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES

El presente trabajo estuvo enfocado a presentar una propuesta de tratamiento por el método de sistemas de lagunas de estabilización para las aguas residuales de la zona poniente de la Ciudad de Tapachula, Chiapas. Como se mencionó, la ciudad de Tapachula cuenta con una planta de tratamiento de aguas residuales por el método de Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA), con capacidad de operación de 250 l/s, capacidad que no es suficiente para el tratamiento de las aguas que genera la ciudad, y como se describió, el problema de la ciudad son las descargas de aguas residuales crudas a los ríos que atraviesan la ciudad, como el río Coatán, río que es utilizado para el riego agrícola y que es fuente de abastecimiento para comunidades que viven en las partes bajas de la ciudad. Por ello, el motivo de este trabajo fue el de presentar una propuesta de tratamiento de las aguas residuales y lograr una calidad de agua para uso agrícola, haciendo cumplir con la Norma NOM-001-SEMARNAT-1996, que establece los límites máximos permisibles en descargas a cuerpos receptores.

El sistema de lagunas de estabilización es un método sencillo para la remoción de patógenos (bacterias y protozoarios, pueden causar enfermedades a los humanos) y helmintos (gusanos que se desarrollan en los intestinos). Por lo que si están bien diseñadas y operadas apropiadamente tienen la mejor eficiencia en la remoción de virus, bacteria, y especialmente de los huevos de helmintos y quistes de protozoarios. Si bien los otros procesos requieren desinfección como un proceso terciario para obtener una remoción de bacterias o virus igual a la de las lagunas; además, el cloro no puede matar totalmente los huevos de helmintos y los quistes de protozoarios. La laguna es el único proceso que, como un proceso secundario, puede producir efluentes de una calidad que puede utilizarse para el riego en la agricultura o para la fuente de agua en acuicultura.

Las lagunas son más sencillas de diseñar, construir, operar y mantener que cualquier otro proceso de tratamiento. La excavación es la actividad principal en la construcción. La construcción de obras civiles es mínima: solamente estructuras de ingresos, interconexiones, salidas, y el revestimiento de los taludes interiores. La operación y mantenimiento consiste normalmente en tareas de rutina como el corte de vegetación en la orilla y en el dique, remoción de natas y sólidos flotantes, la medición diaria del caudal, y el monitoreo periódico del afluente y efluente.

Una de las desventajas del sistema de lagunas de estabilización son las grandes extensiones de terreno, como se pudo observar, los datos obtenidos arrojó grandes áreas de terreno para las lagunas facultativas y para las lagunas de maduración, esto puede aumentar el costo de la planta de tratamiento, puesto que el precio del terreno es uno de los factores decisivos para la construcción de las lagunas.



Se puede decir que el uso del sistema de lagunas de estabilización en México es muy viable, puesto que no se requiere de sistemas mecánicos, su costo de construcción y operación es muy baja con respecto a otros sistemas de tratamiento.

El diseño hidráulico es muy importante para el funcionamiento de una planta de tratamiento, ya que si no hay un buen diseño puede ocasionar que la planta no opere correctamente y su calidad puede ser afectada. Existen casos en México de plantas de tratamiento que no cumplen con la calidad que fueron diseñadas por el mal diseño hidráulico.





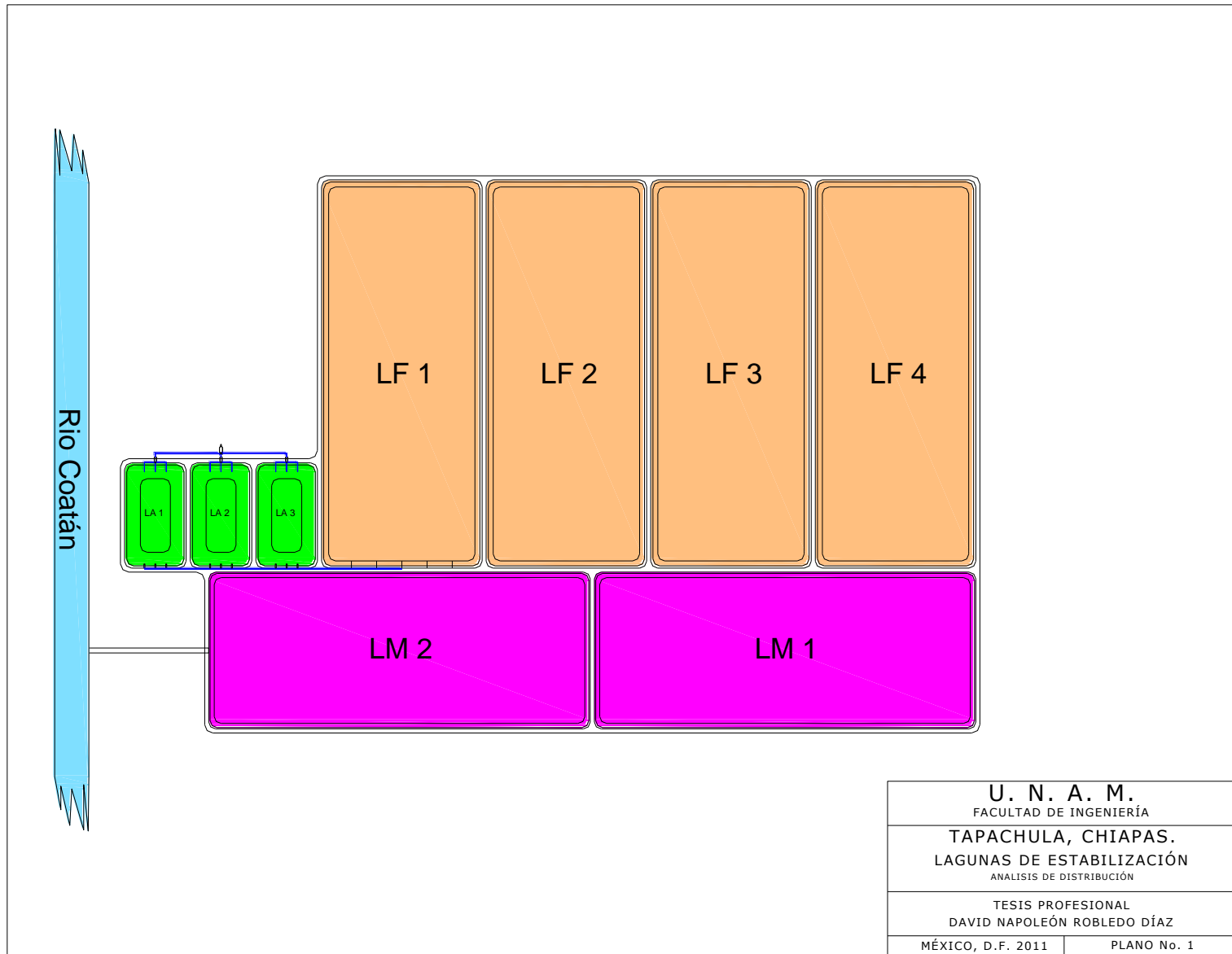
ANEXO.

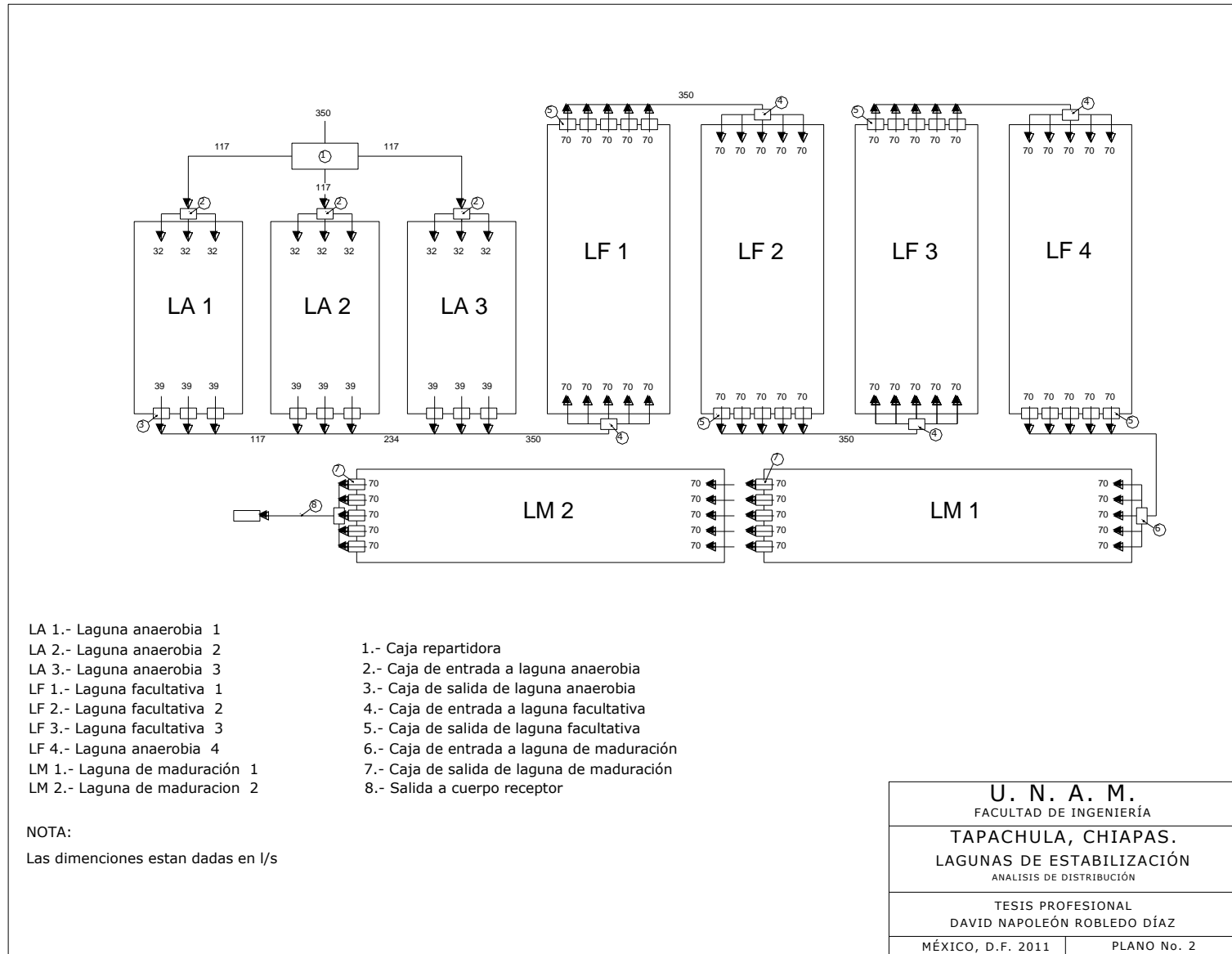
Tabla A.1 Relaciones hidráulicas para conductos circulares (n_0/n variable).

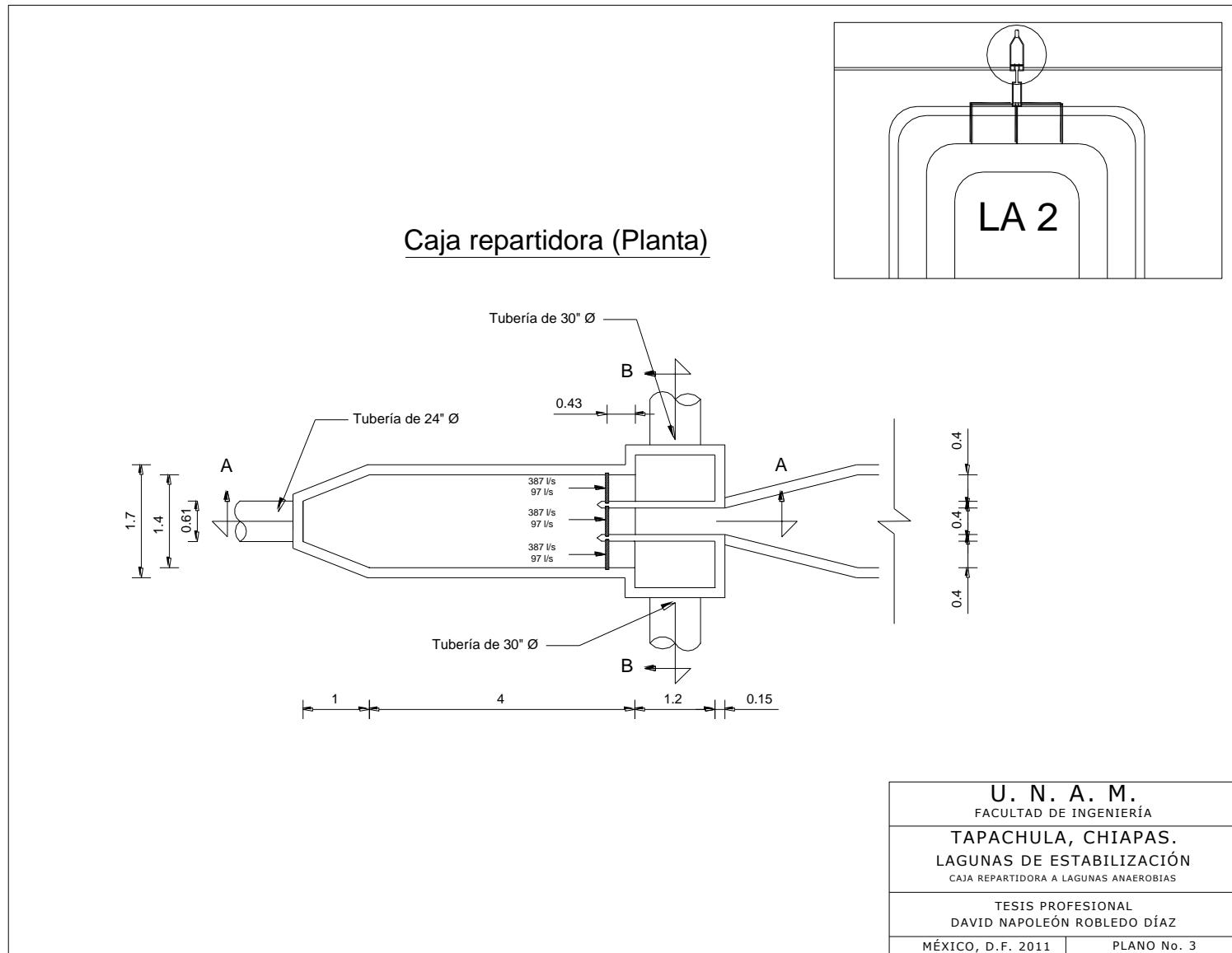
Q/Q ₀	Rel.	0.00	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0.0	V/V ₀	0.000	0.292	0.362	0.400	0.427	0.453	0.473	0.492	0.505	0.520
	d/D	0.000	0.092	0.124	0.148	0.165	0.182	0.196	0.210	0.220	0.232
	R/R ₀	0.000	0.239	0.315	0.370	0.410	0.449	0.481	0.510	0.530	0.554
0.1	V/V ₀	0.540	0.553	0.570	0.580	0.590	0.600	0.613	0.624	0.634	0.645
	d/D	0.248	0.258	0.270	0.280	0.289	0.298	0.308	0.315	0.323	0.334
	R/R ₀	0.586	0.606	0.630	0.650	0.668	0.686	0.704	0.716	0.729	0.748
0.2	V/V ₀	0.656	0.664	0.672	0.680	0.687	0.695	0.700	0.706	0.713	0.720
	d/D	0.346	0.353	0.362	0.370	0.379	0.386	0.393	0.400	0.409	0.417
	R/R ₀	0.768	0.780	0.795	0.809	0.824	0.836	0.848	0.860	0.874	0.886
0.3	V/V ₀	0.729	0.732	0.740	0.750	0.755	0.760	0.768	0.776	0.781	0.787
	d/D	0.424	0.431	0.439	0.447	0.452	0.460	0.468	0.476	0.482	0.488
	R/R ₀	0.896	0.907	0.919	0.931	0.938	0.950	0.962	0.974	0.983	0.992
0.4	V/V ₀	0.796	0.802	0.806	0.810	0.816	0.822	0.830	0.834	0.840	0.845
	d/D	0.498	0.504	0.510	0.516	0.523	0.530	0.536	0.542	0.550	0.557
	R/R ₀	1.007	1.014	1.021	1.028	1.035	1.043	1.050	1.056	1.065	1.073
0.5	V/V ₀	0.850	0.855	0.860	0.865	0.870	0.875	0.880	0.885	0.890	0.895
	d/D	0.563	0.570	0.576	0.582	0.588	0.594	0.601	0.608	0.615	0.620
	R/R ₀	1.079	1.087	1.094	1.100	1.107	1.113	1.121	1.125	1.129	1.132
0.6	V/V ₀	0.900	0.903	0.908	0.913	0.918	0.922	0.927	0.931	0.936	0.941
	d/D	0.626	0.632	0.639	0.645	0.651	0.658	0.666	0.672	0.678	0.686
	R/R ₀	0.136	1.139	1.143	1.147	1.151	1.155	1.160	1.163	1.167	1.172
0.7	V/V ₀	0.945	0.951	0.955	0.958	0.961	0.965	0.969	0.972	0.975	0.980
	d/D	0.692	0.699	0.705	0.710	0.719	0.724	0.732	0.738	0.743	0.750
	R/R ₀	1.175	1.179	1.182	1.184	1.188	1.190	1.193	1.195	1.197	1.200
0.8	V/V ₀	0.984	0.987	0.990	0.993	0.997	1.001	1.005	1.007	1.011	1.015
	d/D	0.756	0.763	0.770	0.778	0.785	0.791	0.798	0.804	0.813	0.820
	R/R ₀	1.202	1.205	1.208	1.211	1.214	1.216	1.219	1.219	1.215	1.214
0.9	V/V ₀	1.018	1.021	1.024	1.027	1.030	1.033	1.036	1.038	1.039	1.040
	d/D	0.826	0.853	0.843	0.852	0.860	0.868	0.876	0.884	0.892	0.900
	R/R ₀	1.212	1.210	1.207	1.204	1.202	1.200	1.197	1.195	1.192	1.900
1.0	V/V ₀	1.041	1.042	1.042	1.042						
	d/D	0.914	0.920	0.931	0.942						
	R/R ₀	1.172	1.164	1.150	1.136						

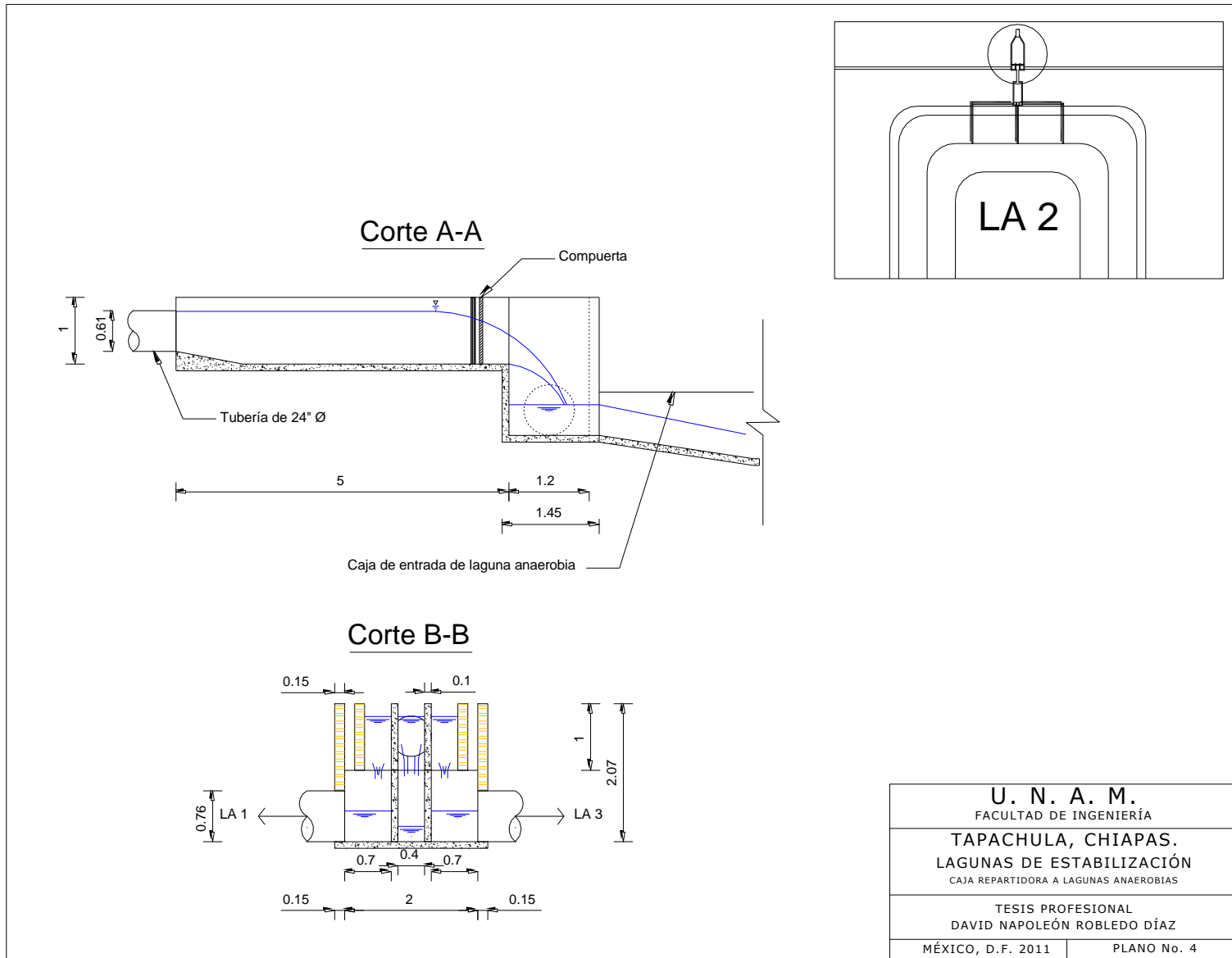
Fuente: Diseño de acueductos y alcantarillados, Ricardo Alfredo López C., 2da Edición.

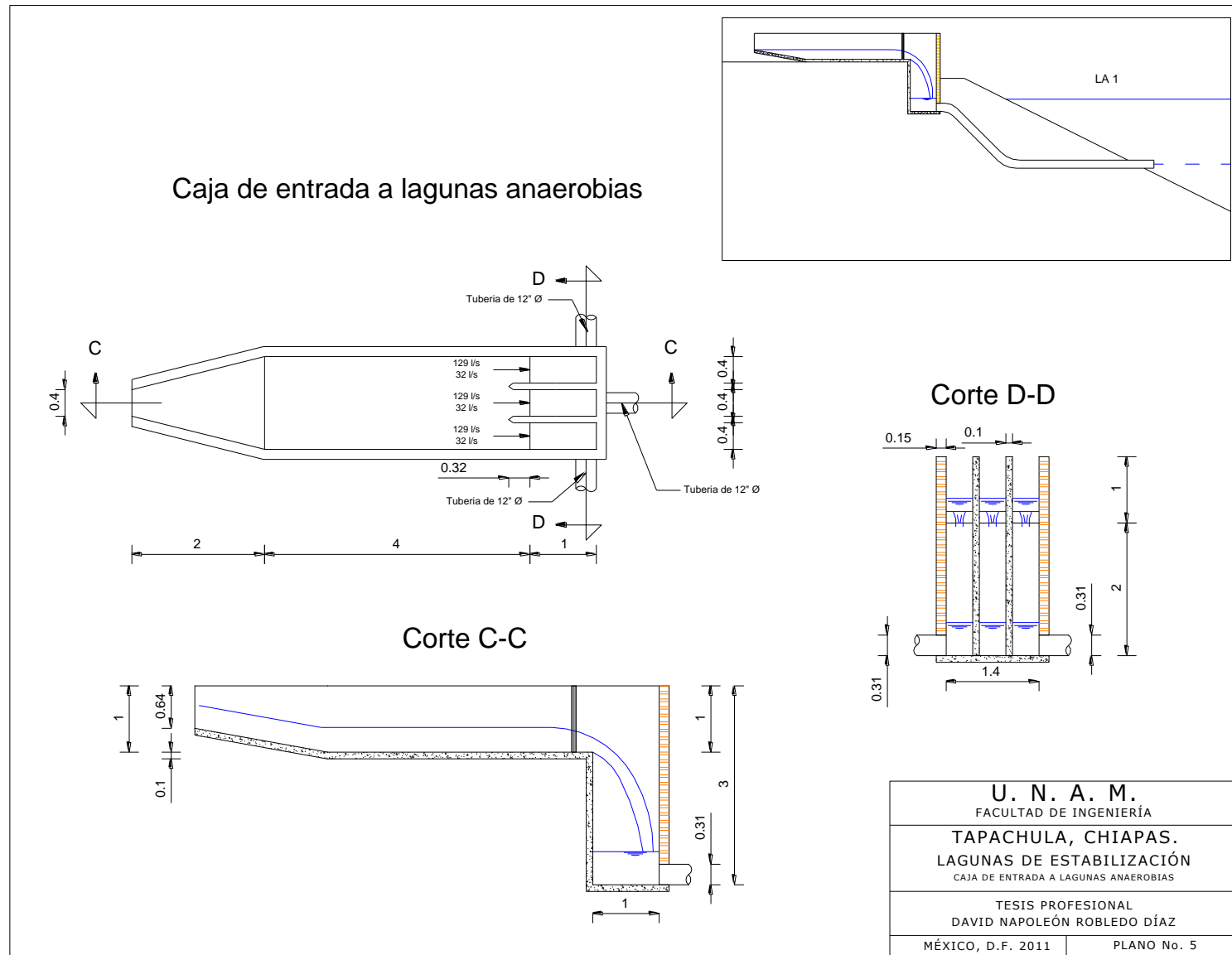






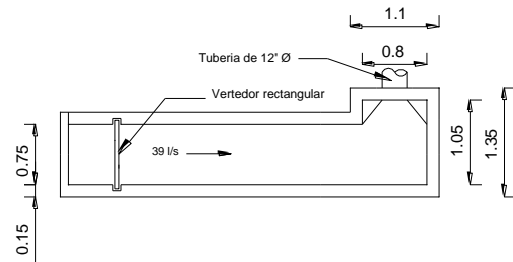
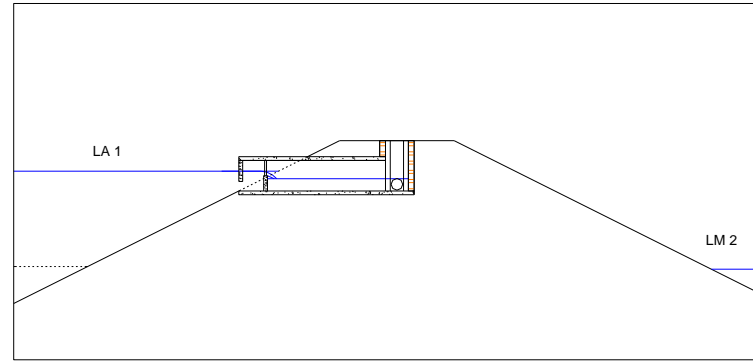




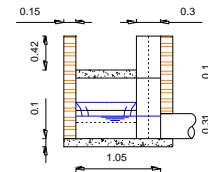




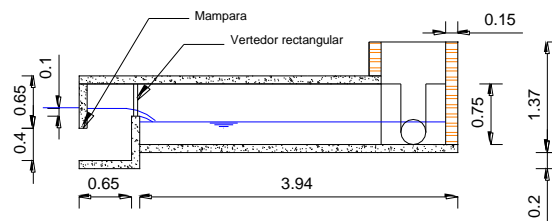
Caja de salida de las agunas anaerobias



Corte transversal

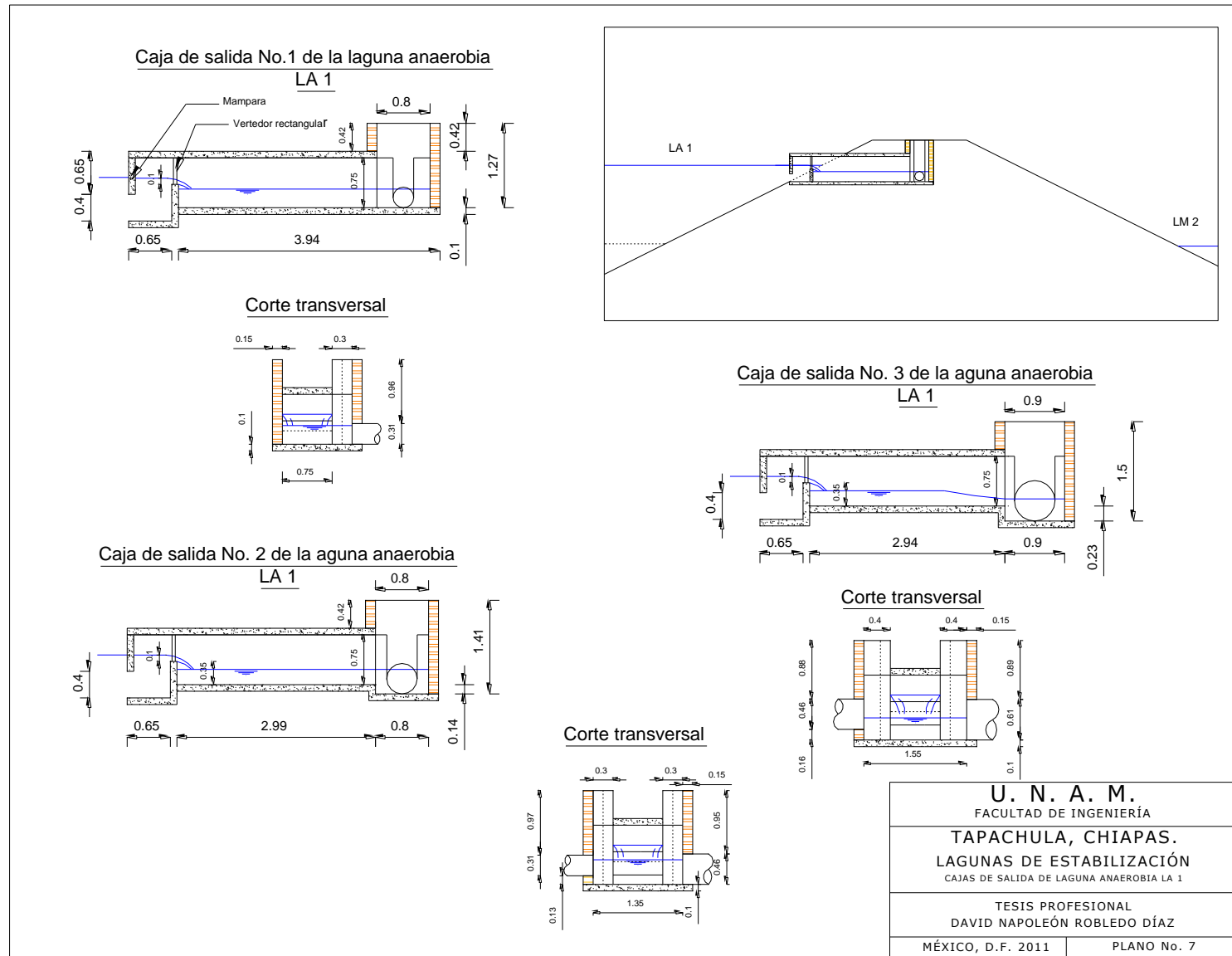


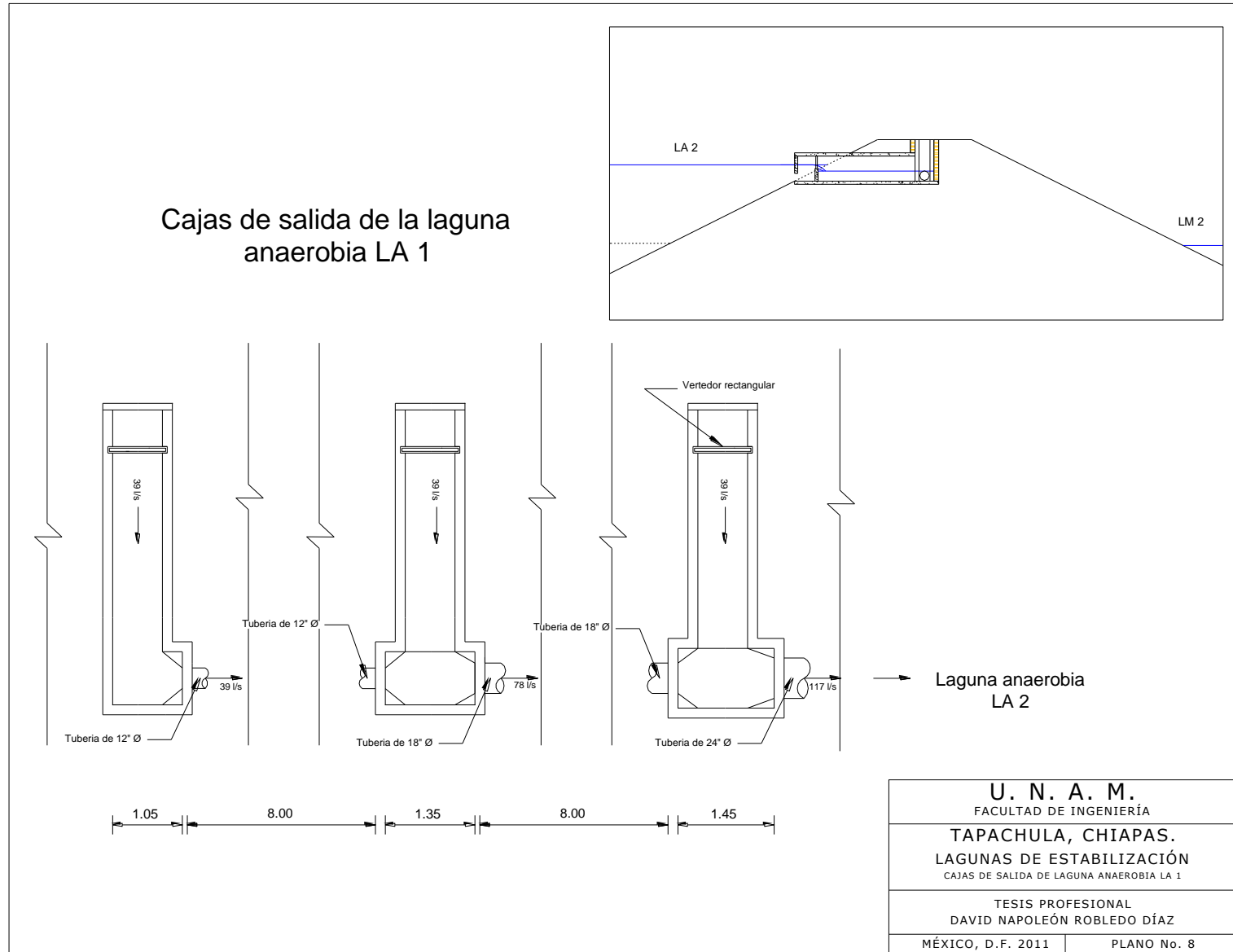
Corte longitudinal

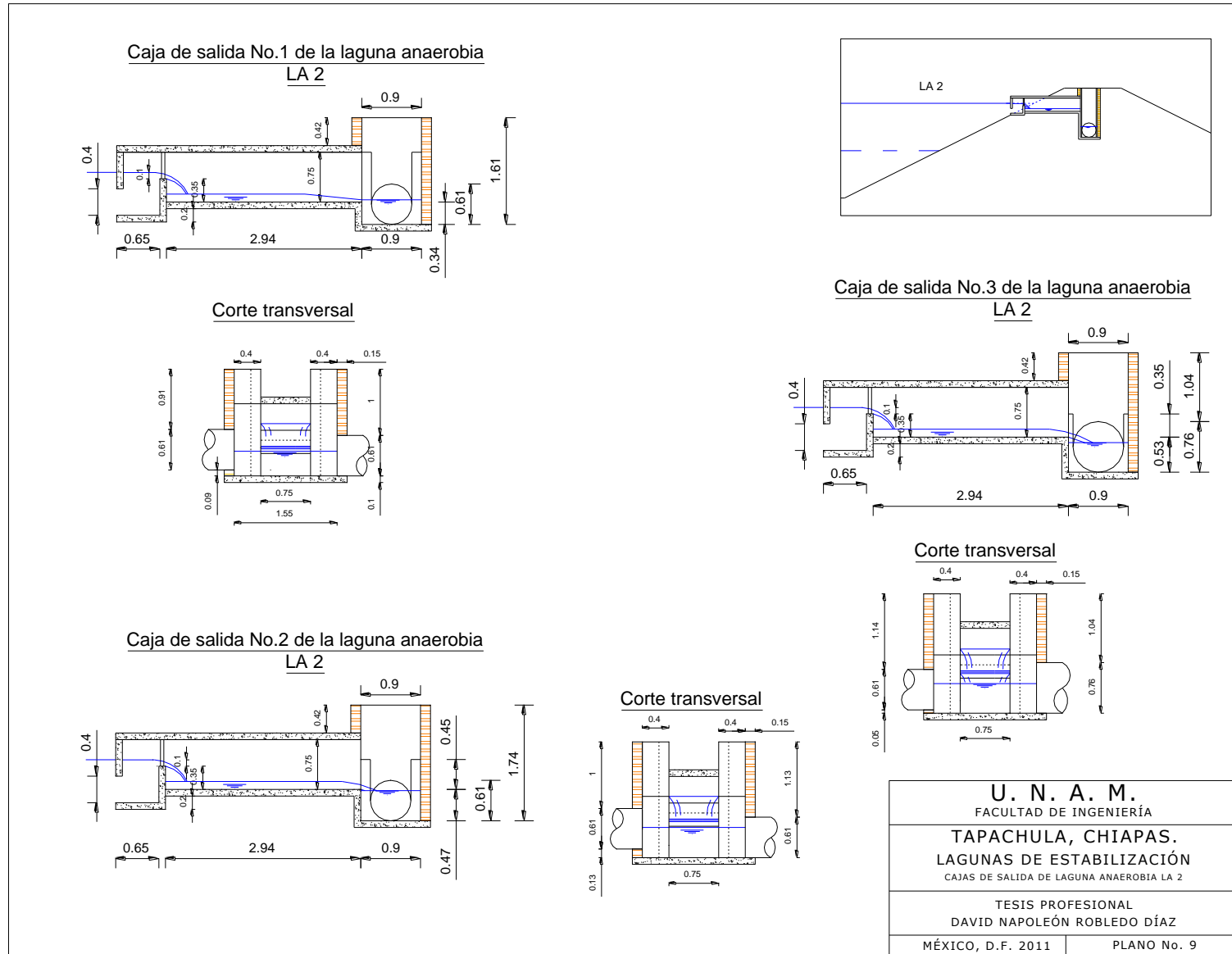


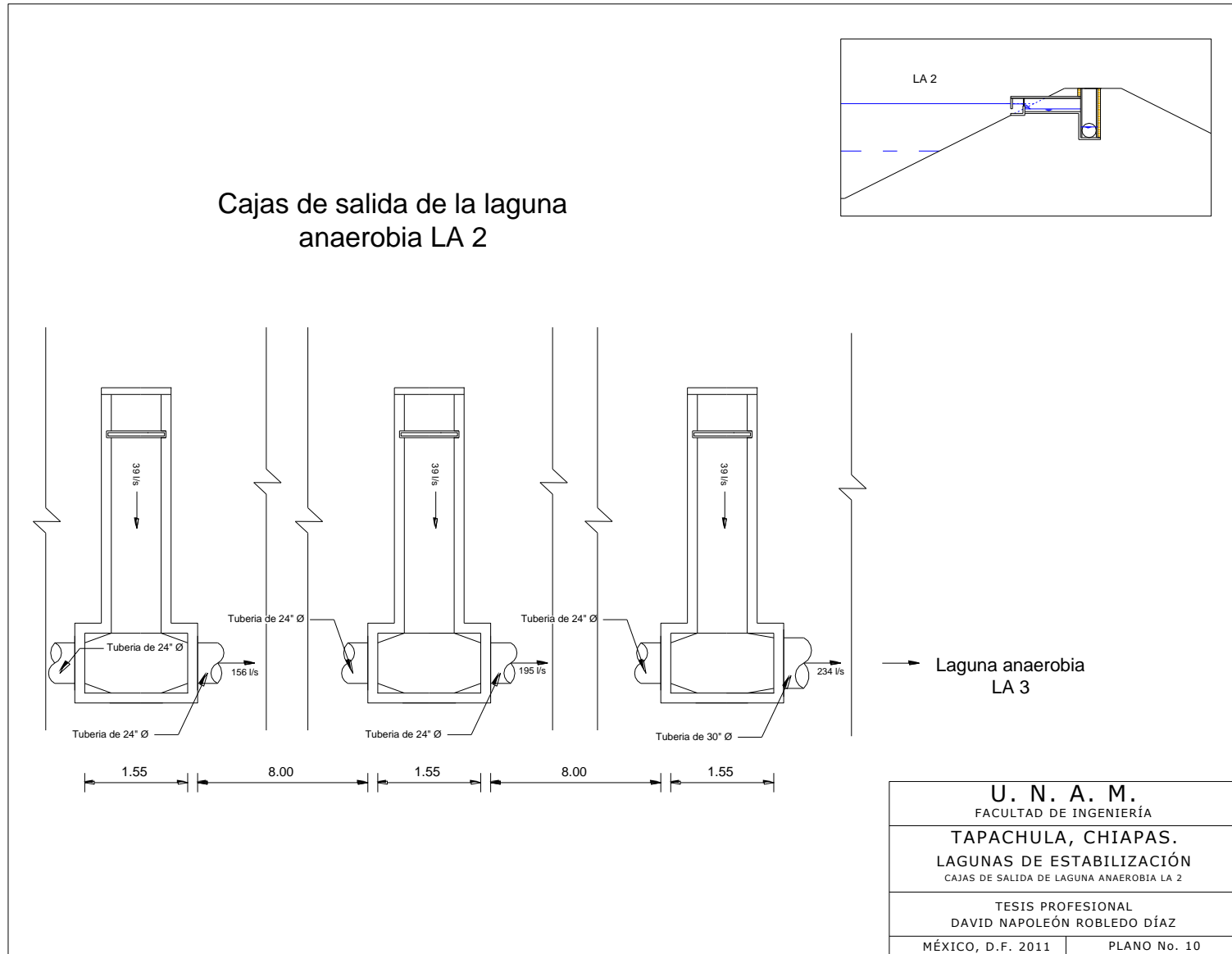
U. N. A. M. FACULTAD DE INGENIERÍA	
TAPACHULA, CHIAPAS. LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN CAJA DE SALIDA DE LAS LAGUNAS ANAEROBIAS	
TESIS PROFESIONAL DAVID NAPOLEÓN ROBLEDO DÍAZ	
MÉXICO, D.F. 2011	PLANO No. 6

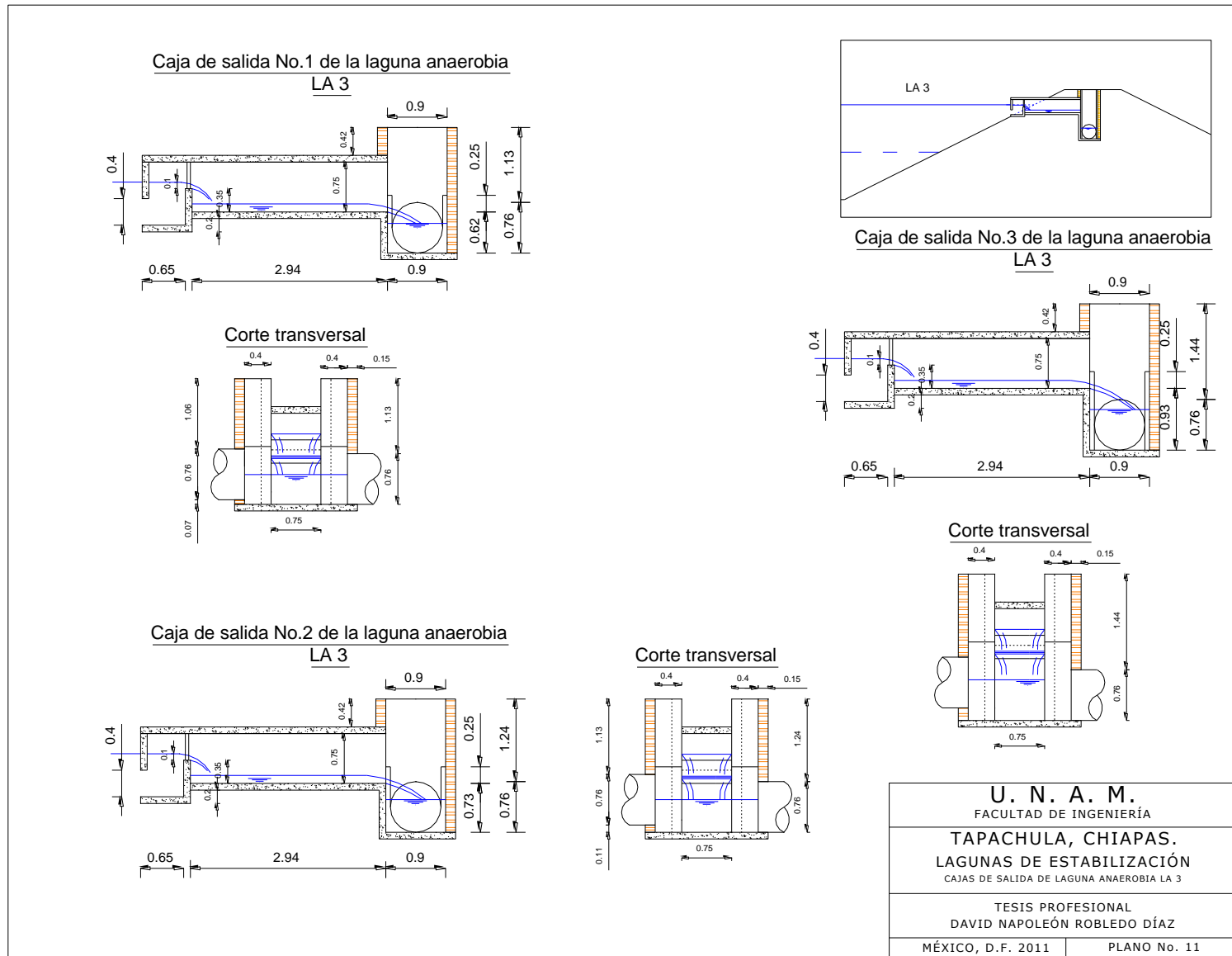


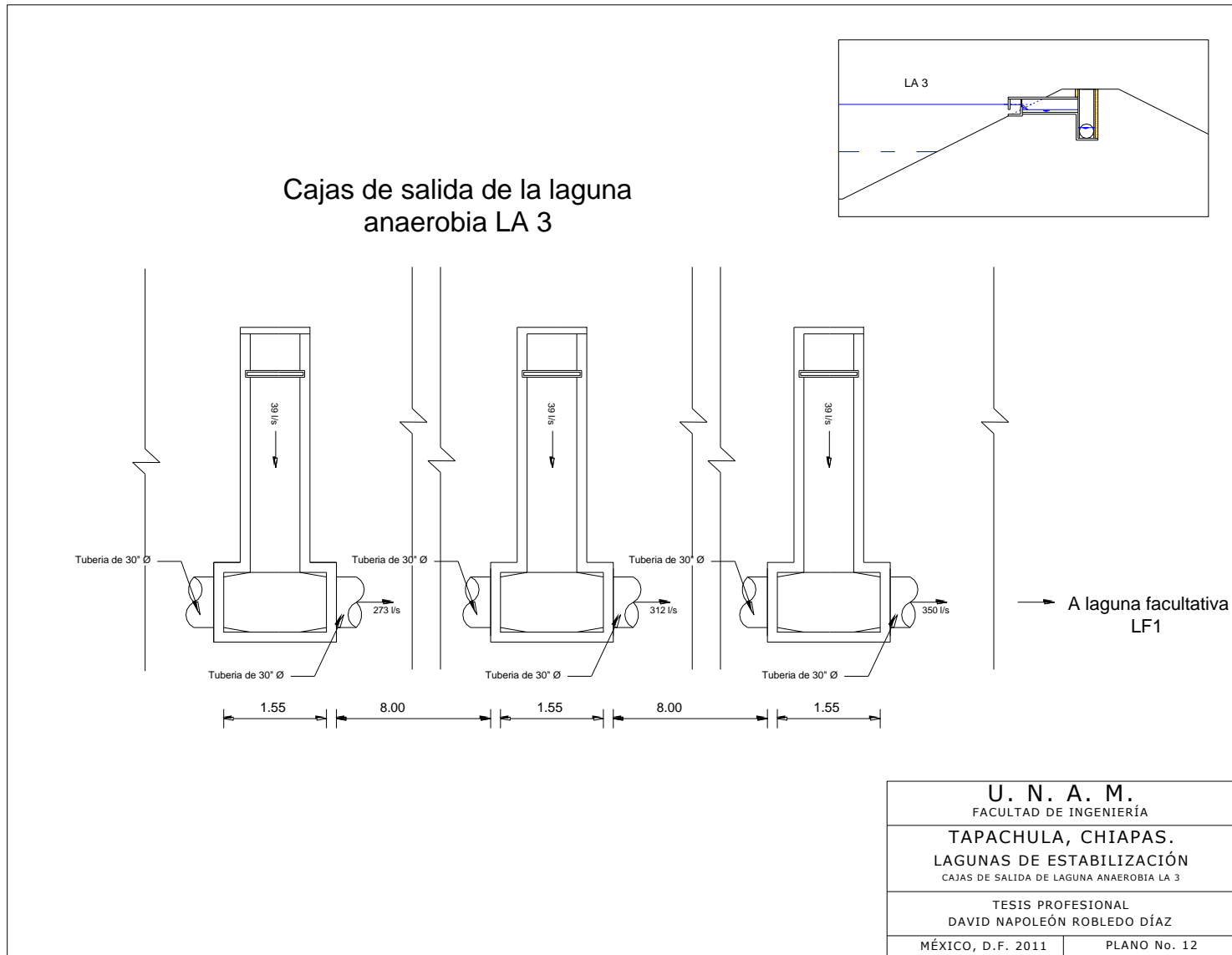


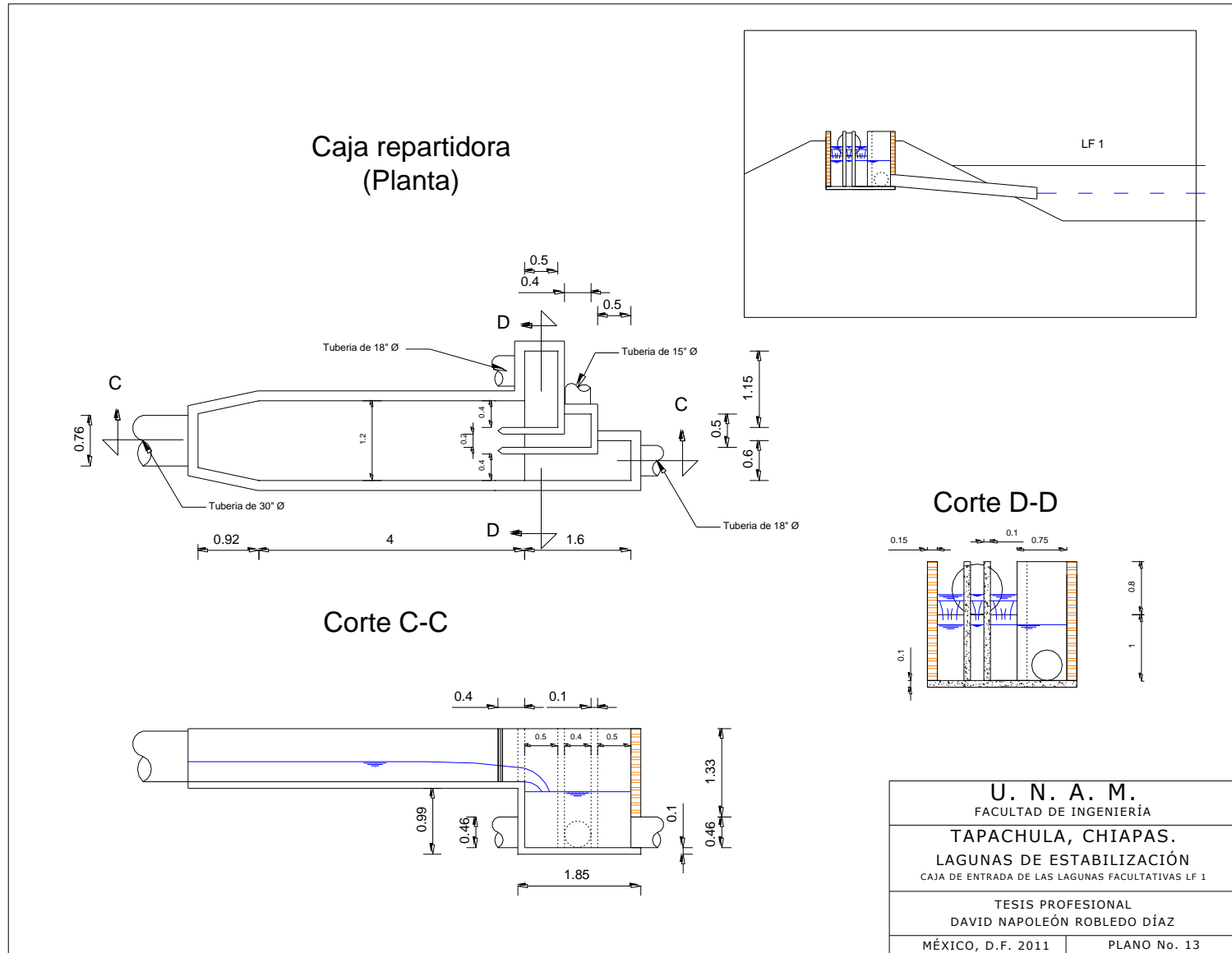


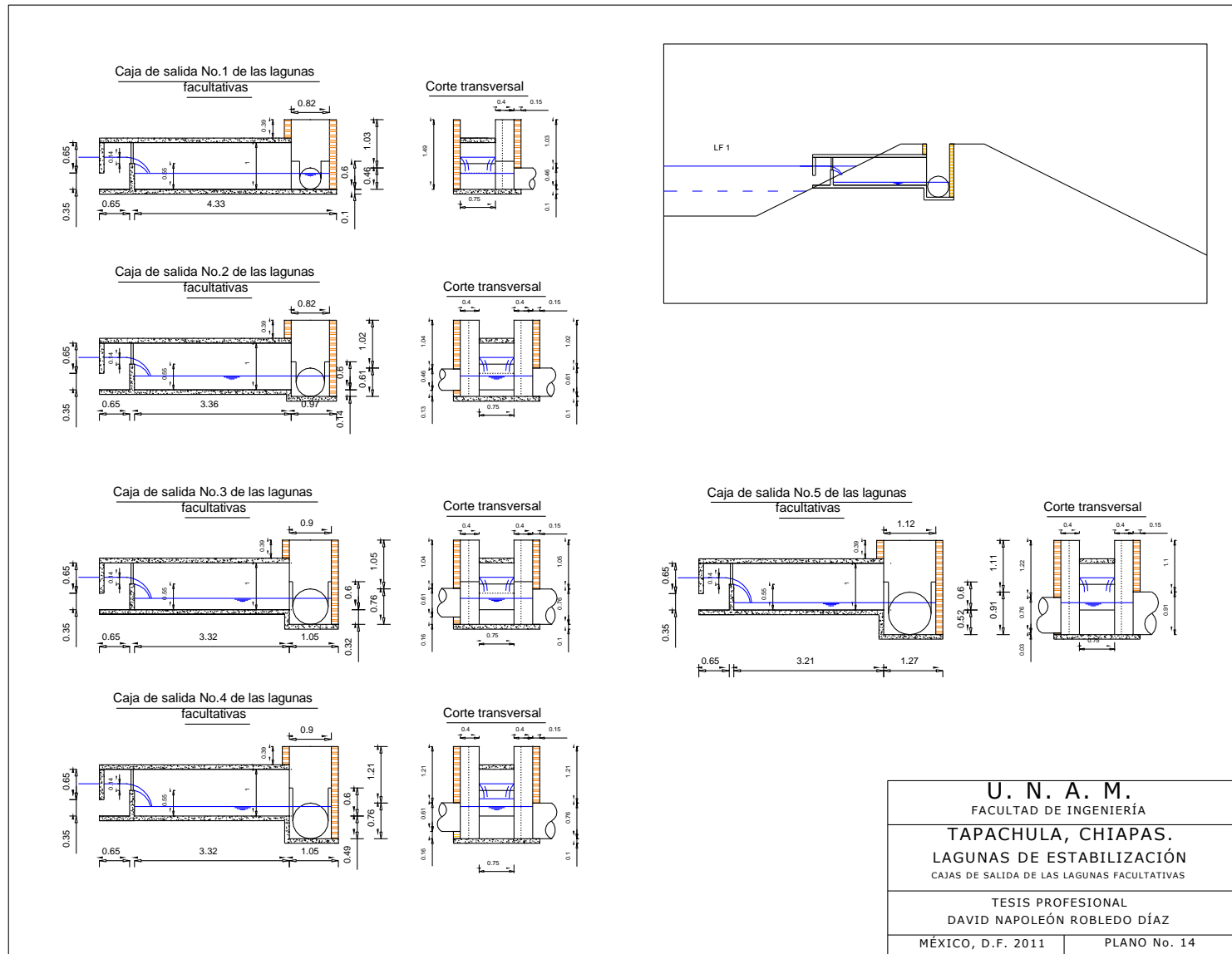


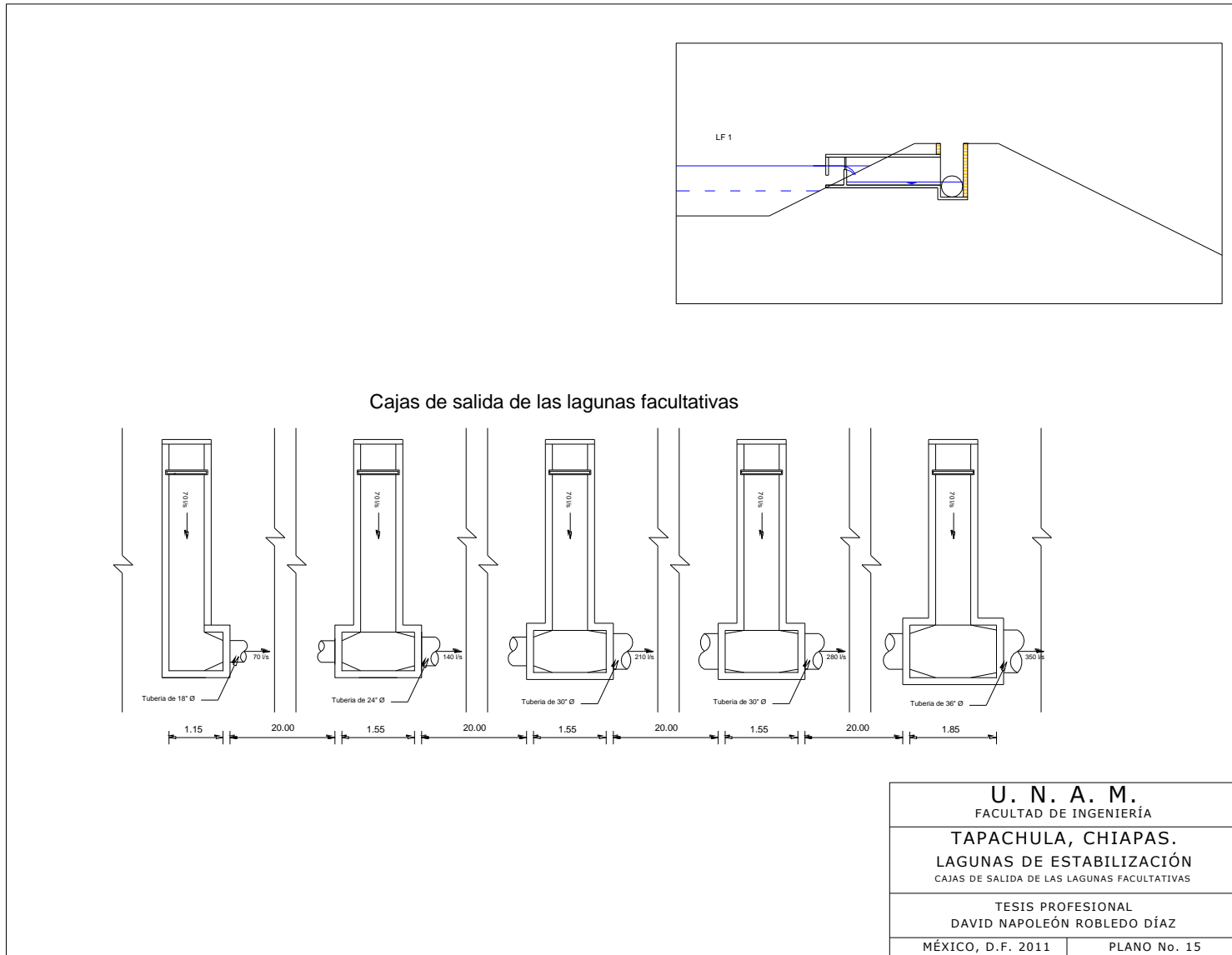


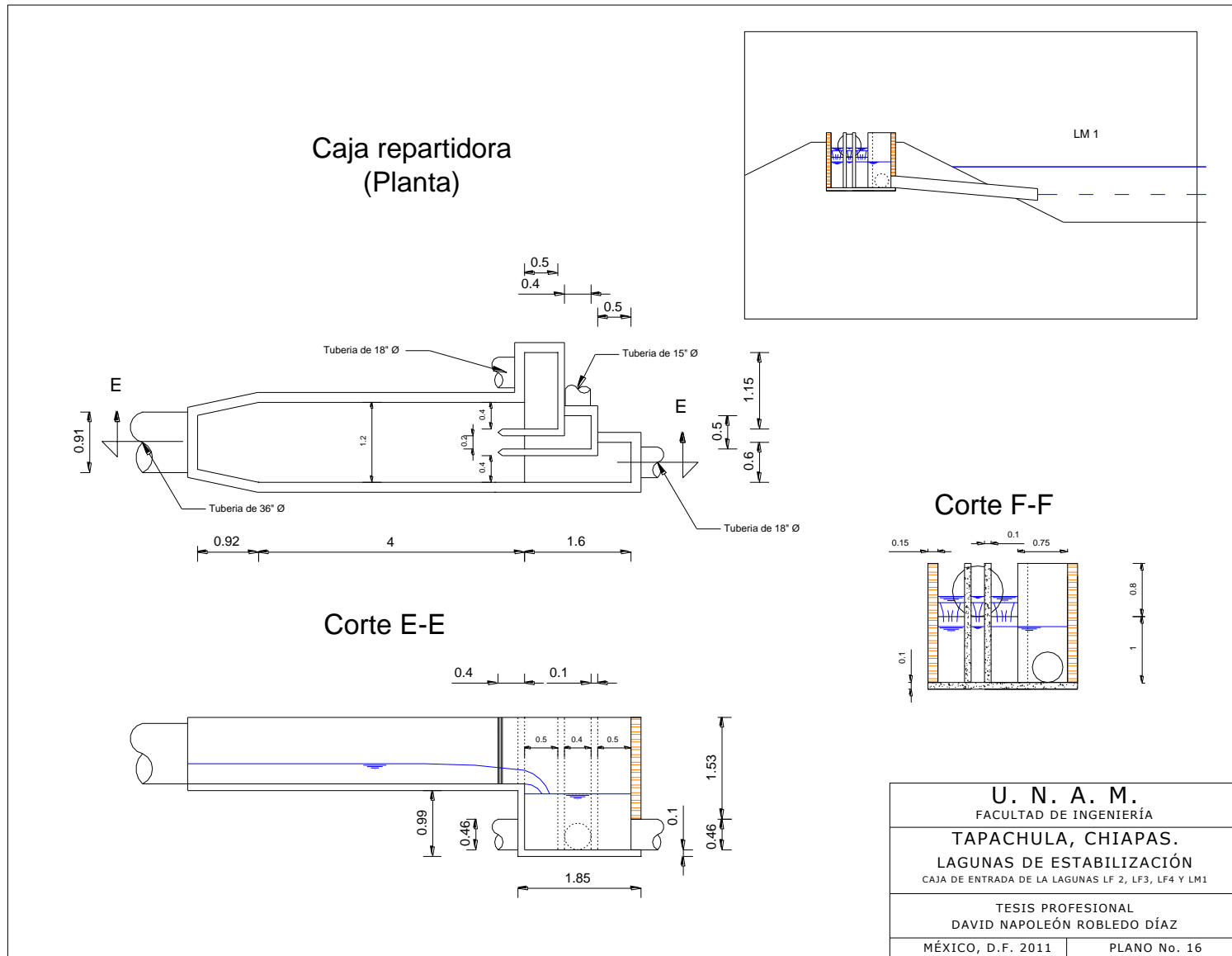






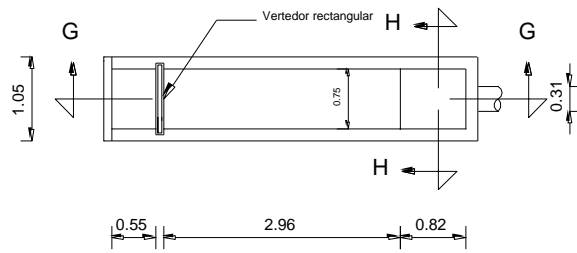
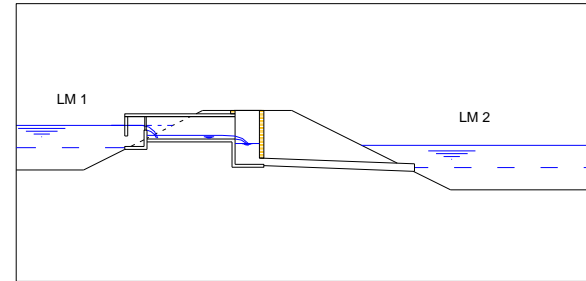




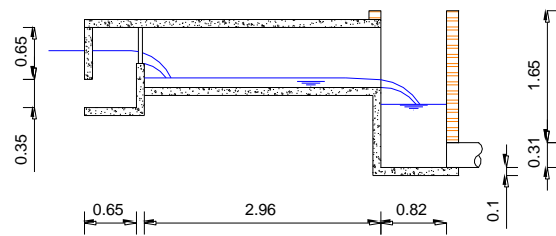




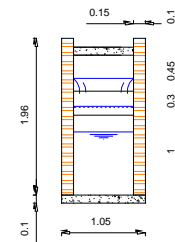
Inteconección de las lagunas de maduración



Corte G-G

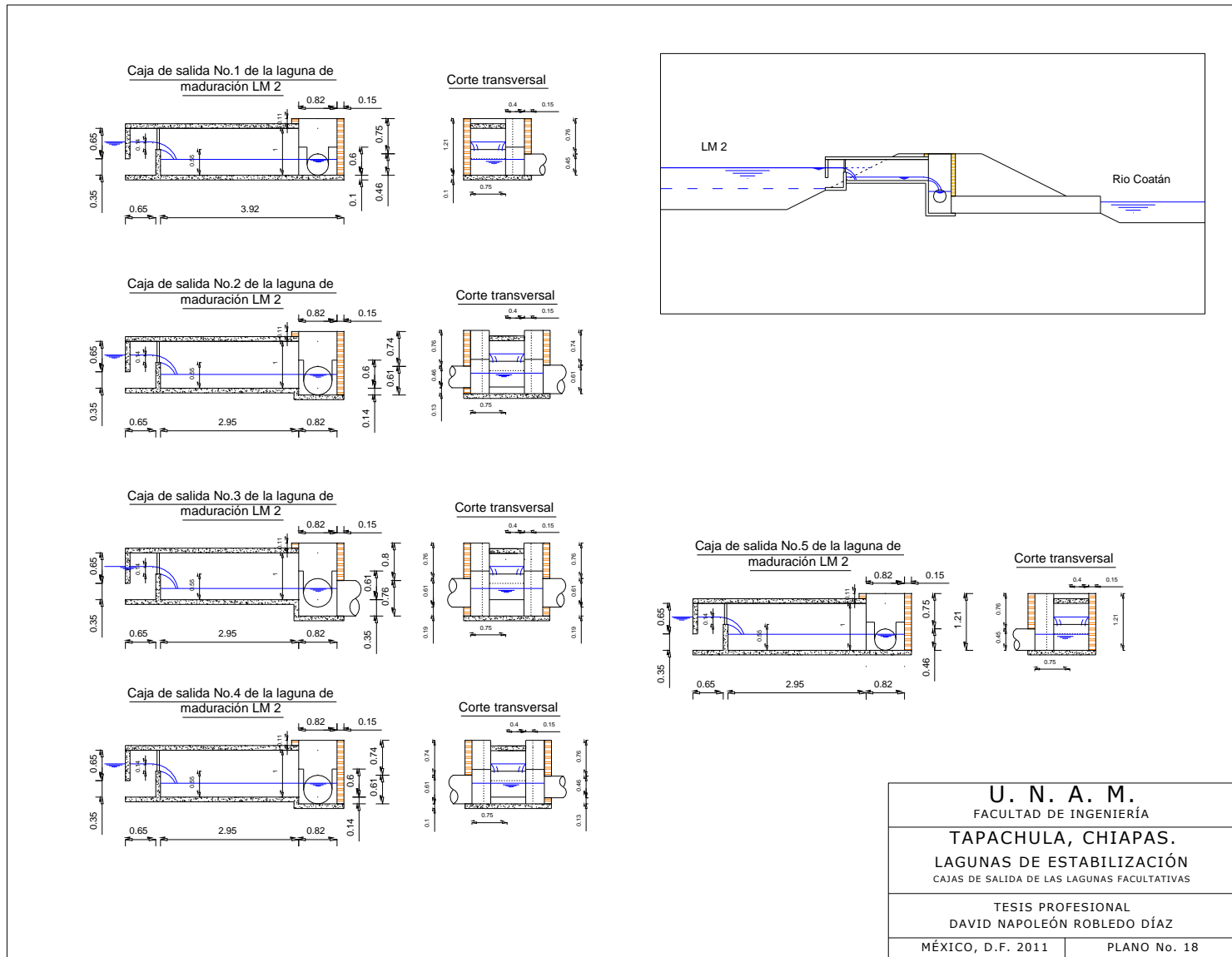


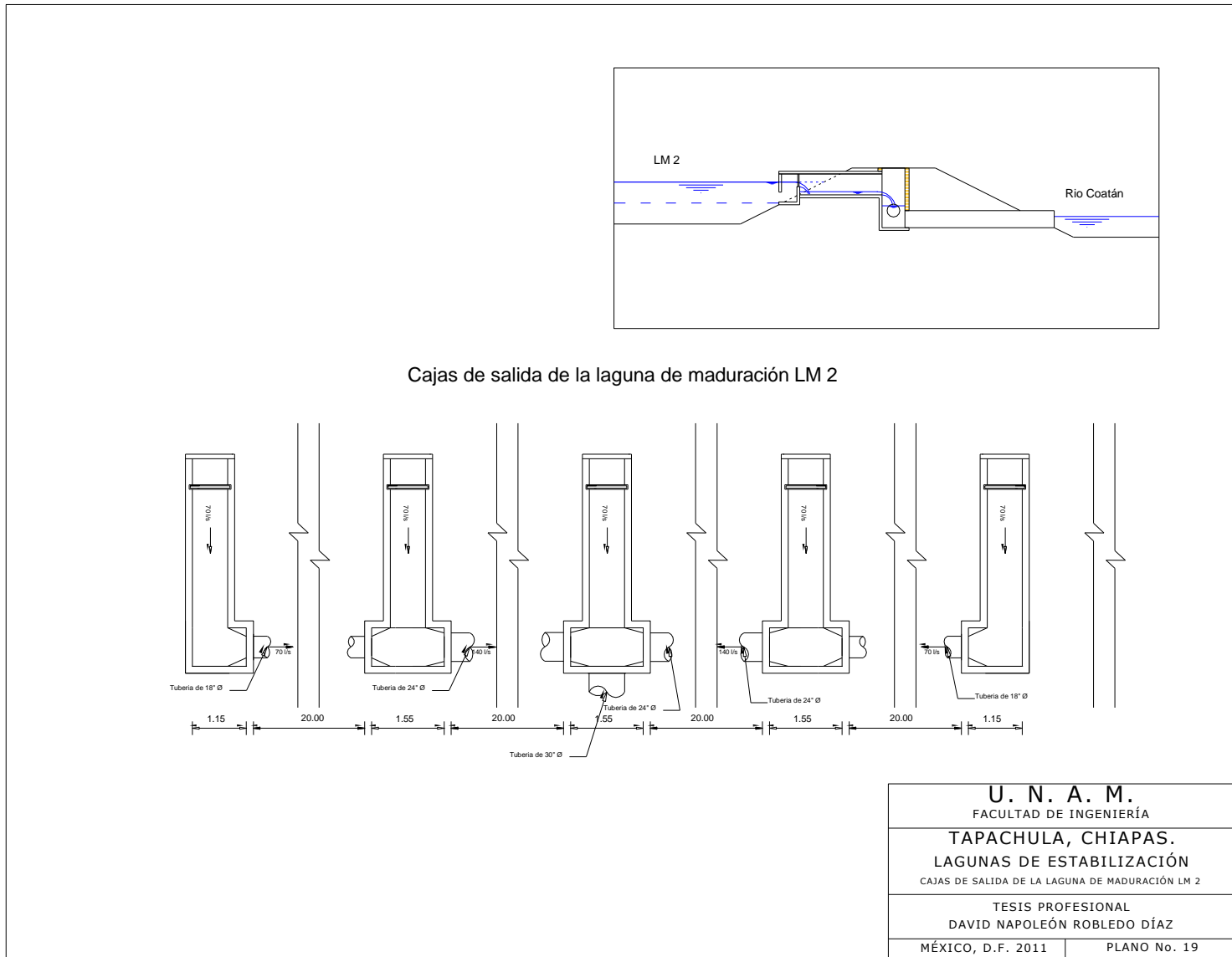
Corte H-H

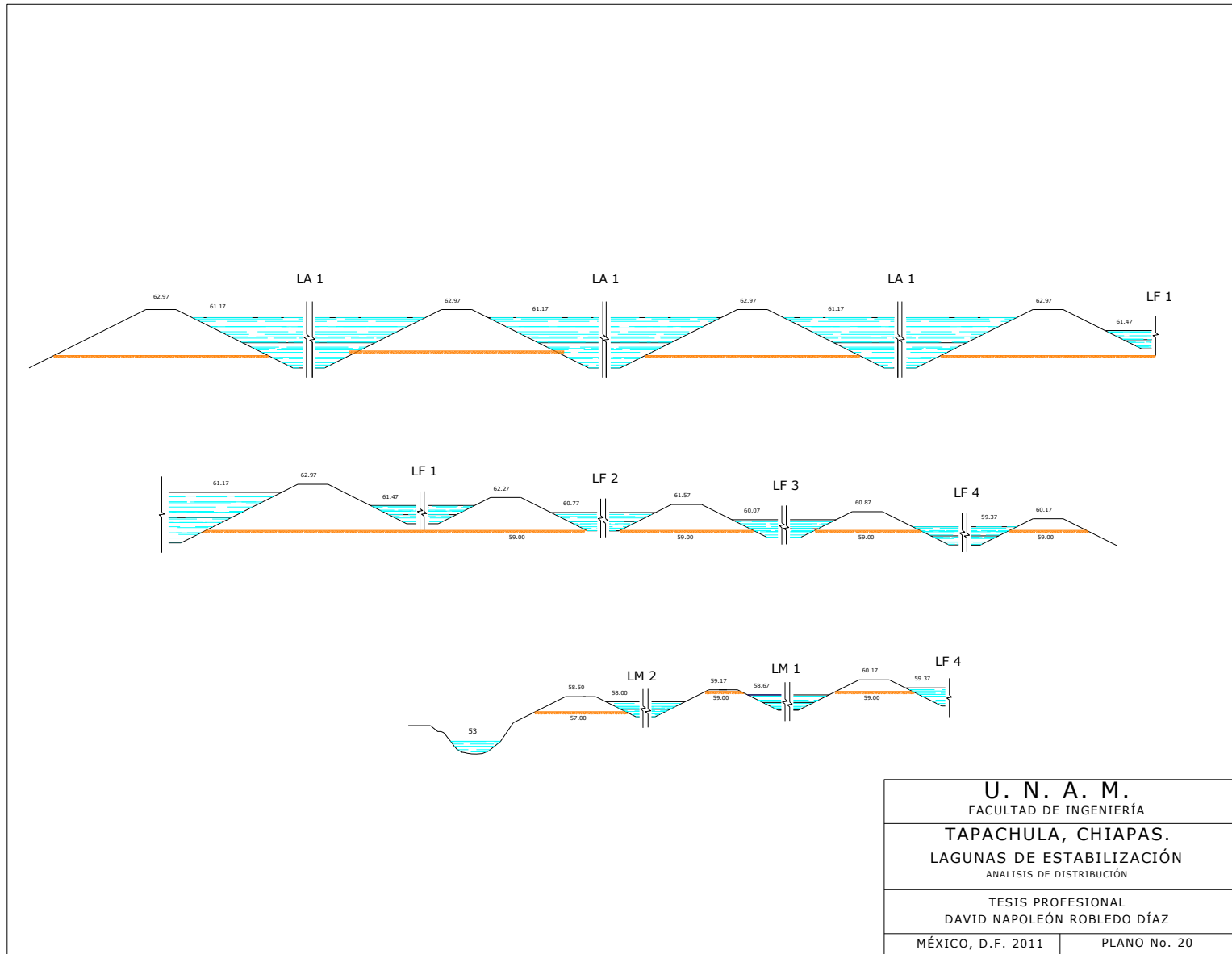


U. N. A. M. FACULTAD DE INGENIERÍA	
TAPACHULA, CHIAPAS. LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN INTERCONEXIÓN DE LA LAGUNA DE MADURACIÓN LM 1 Y LM 2	
TESIS PROFESIONAL DAVID NAPOLEÓN ROBLEDO DÍAZ	
MÉXICO, D.F. 2011	PLANO No. 17











BIBLIOGRAFÍA.

“Historia Universal Salvat”, Tomo 7: Ed. Salvat. 1999

“Bosquejo Histórico del Desagüe de la ciudad de México”, archivo histórico del agua, <http://archivohistoricodelagua.info/mx/>, Generado: 15 junio, 2011.

Estadísticas de la salud en México, Organización Mundial de la Salud (OMS), <http://www.who.int/countries/mex/es/>, fecha de consulta 08 de junio del año 2011.

Estadísticas del agua en México, Comisión Nacional del Agua, SEMARNAT. Edición 2011.

Situación del Subsector Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento, Comisión Nacional del Agua, SEMARNAT. Edición 2011.

Inventario Nacional de plantas municipales de potabilización y de tratamiento de aguas residuales en operación, Comisión Nacional del Agua. Diciembre 2008.

Programa Nacional Hídrico 2007-2012, SEMARNAT, Febrero de 2008

Archivos históricos de localidades, Instituto Nacional de Estadística y Geografía INEGI. http://www.inegi.org.mx/geo/contenidos/geoestadistica/consulta_localidades.aspx

Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento: Alcantarillado sanitario, Comisión Nacional del Agua, Diciembre de 2009.

Prontuario de información geográfica municipal de los Estados Unidos Mexicanos; Tapachula, Chiapas, INEGI. Clave geoestadística 07089.

Normas Oficiales Mexicanas, Primera impresión 2008, Comisión Nacional del Agua, Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales.

Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, Últimas Reformas DOF 13-10-2011.

Plan de Desarrollo Municipal 2011 – 2012 de la ciudad de Tapachula, Chiapas, Ayuntamiento municipal de Tapachula, Chiapas.

“Design of Municipal Wastewater Treatment Plants”, WEF Manual of Practice No. 8 ASCE, Manuals and Reports on Engineering Practice No. 76, Fifth Edition.

Crites R., Tchobanoglous g., “Tratamiento de aguas residuales en pequeñas comunidades”, McGraw Hill Interamericana, s.a.

Metcalf and eddy, “Wastewater engineering, treatment and reuse”; inc. 2003, McGraw Hill book company.





R.S. Ramalho, "Tratamiento de aguas residuales". Ed. Reverté (1996).

Benfield L.D., Judkins J.F., Parr A.D., "Treatment plant hydraulic for environmental engineers". Prentice Hall.

Reynolds T.D., "Unit operations and processes in environmental engineering", PWS Kent publishing company 1982.

Parker H. W., "Waste water system engineering", Prentice Hall, inc. 1975.

Van Nostrand Reinhold, "Natural systems for water pollution control", Dinges R., 1982,

"Lagunas de estabilización y otros sistemas simplificados para el tratamiento de las aguas residuales", Manual Dtiapa No. C-14, CEPIS.

"Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, sistemas alternativos de tratamiento de aguas residuales y lodos producidos", Comisión Nacional del Agua. Diciembre de 2007.

"Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, diseño de lagunas de estabilización", CONAGUA. Diciembre de 2007.

"Manual de agua potable, alcantarillado y saneamiento, cárcamos de bombeo para alcantarillado, funcional e hidráulico", CONAGUA. Diciembre de 2007.

KING, Horace W.; WISLER, Chester O. y WOODBURN, James G. "Hidráulica", México: Trillas, 1980. 354 p.

SOTELO AVILA, Gilberto. "Hidráulica General: fundamentos". México: Limusa, 1977. 551p.

STREETER, Víctor L. y WYLIE, E. Benjamín, "Mecánica de fluidos". 6.ed. México: McGraw Hill, 1979. 775 p.

Ricardo Alfredo López, "Diseño de acueductos y alcantarillados", 2a. edición, Alfaomega, México, 1999

