

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ

FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA



**DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA
RESIDUAL PARA EL RIEGO DE ÁREAS VERDES EN EL DISTRITO
DE LOS OLIVOS**

Tesis para optar el Título de Ingeniero Civil, que presenta el bachiller:

DIEGO EDUARDO SILVA OBREGÓN

ASESOR: IAN VÁZQUEZ ROWE, PhD.

Lima, 2020

RESUMEN

En la actualidad, el agua es esencial para el desarrollo de una vida sostenible, y se considera el principal recurso natural para uso doméstico, industrial y agrícola (Higa Laura E. & Chen Weiqi, 2009). A pesar de su importancia, se tiene diversos problemas: la escasez, reparto no equitativo y el uso erróneo y desmesurado. Por ello, una buena alternativa es el incluir en la gestión del agua a las aguas residuales. Las aguas residuales poseen un alto valor energético, por lo que muchos países alrededor del mundo están reincorporándolos al ciclo productivo del agua (Crespi et al., 2005). Para que esto suceda, se empezó con el uso de plantas de tratamiento de aguas residuales (PTAR) que mejoren la calidad del agua residual obteniendo valores que cumplan la legislación de cada país.

En el Perú se empezó con la utilización de PTAR en el siglo XX con el sistema de lagunas facultativas (Moscoso C. Julio, 2011). Actualmente el 32.3% de las aguas residuales reciben un tratamiento previo y solo el 3.84% es reutilizado (SUNASS, 2015). Por lo que se plantea el diseño de PTAR que brinde tratamiento a una fracción de las aguas residuales provenientes de Los Olivos para su posterior aprovechamiento en el riego de áreas verdes en el mismo distrito.

Para llevar a cabo el diseño de la PTAR se utiliza la siguiente metodología basada en el enfoque de Bozkurt et al., 2015: estimar los caudales de diseño, corroborar que dichos caudales sean abastecidos por los pobladores del lugar de estudio, caracterizar el agua residual, establecer los límites máximos permisibles para realizar el diseño través de métodos empíricos y el software BioWin 5.0. Para la selección de las tecnologías se hace uso del Análisis de Decisión Multicriterio (MCDA) priorizando el factor técnico.

Los resultados obtenidos en cuanto a los grados de remoción de la materia orgánica y los sólidos en suspensión han sido satisfactorios, ya que se logra cumplir con los límites máximos permisibles establecidos (LMP) en el D.S. N° 003-2010-MINAM. Para lograr cumplir con la Directiva Ambiental Europea EC 1998 será necesario mejorar la configuración y para ello se agregará un sistema anaerobio-aerobio, el tratamiento secundario estará constituido por reactores anaerobios de flujo ascendente y filtros percoladores, con esta tecnología se obtendría remociones de materia orgánica cercanas al 100%. Por lo que, esta configuración podrá ser utilizada como una buena opción para implementar una planta en Los Olivos.

DEDICATORIA

El presente trabajo de Tesis va dedicado a mi madre, quien ha estado presente en el caminar de mi vida, brindándome las herramientas y fuerza para poder continuar con mis metas trazadas. A mi familia por el apoyo incondicional que me viene brindando y lo seguirá haciendo.



AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer a todos los profesores, compañeros y profesionales que a lo largo de mi etapa universitaria me apoyaron de manera desinteresada, pero un especial agradecimiento a mi asesor Ian Vázquez Rowe, quien me brindo un gran apoyo para el término de la presente tesis.



ÍNDICE GENERAL

1. Problemática	1
2. Objetivos	7
2.1. Objetivo General.....	7
2.2. Objetivos Específicos.....	7
3. Aspectos Generales e Importancia del Reúso Agua Residual en el riego	7
3.1. Características del agua residual	7
3.1.1. Características físicas.....	9
3.1.2. Características químicas	9
3.1.3. Características biológicas.....	10
3.2. Riesgos y aplicaciones asociados al agua residual.....	11
3.2.1. Riesgos asociados al agua residual.....	11
3.2.2. Aplicaciones y/o usos del agua residual alrededor del mundo	12
3.3. Reúso del agua residual para el riego de áreas verdes	15
3.3.1. La importancia de las áreas verdes en la ciudad	15
3.3.2. Planta de tratamiento de agua residual en Los Olivos para el riego de áreas verdes	17
4. Tratamientos y tecnologías del agua residual	24
4.1. Tratamiento Preliminar.....	26
4.1.1. Obra de llegada	26
4.1.2. Pantallas (Desbastes).....	27
4.1.2.1. Pantallas de limpieza manual	27
4.1.2.2. Pantallas de limpieza mecánica	27
4.1.3. Cámaras de arena y desengrasadores	29
4.1.3.1. Cámaras de arena de flujo horizontal.....	29
4.1.3.2. Cámaras de arena de flujo inducido (aireado).....	30
4.2. Tratamiento Primario	31
4.2.1. Tanque de sedimentación primaria	31
4.3. Tratamiento Secundario.....	33
4.3.1. Tratamientos aerobios.....	34
4.3.1.1. Lagunas aireadas	36
4.3.1.2. Fangos activados.....	36
4.3.1.3. Filtros percoladores	37
4.3.1.4. Contactores biológicos rotativos	37
4.3.1.5. Biorreactores de Membrana (MBR).....	38
4.3.1.5.1. Biorreactores con Membrana Integrada o Sumergida	38
4.3.1.5.2. Biorreactores con Membrana Externa o con recirculación al biorreactor	39
4.3.2. Tratamientos anaerobios.....	40
4.3.2.1. Digestores anaerobios	42
4.3.2.2. Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA)..	42
4.4. Tratamiento Terciario	43

4.4.1. Desinfección	43
4.5. Tratamiento de Lodos	45
4.5.1. Espesamiento	46
4.5.2. Estabilización	47
4.5.3. Deshidratación y Secado	47
5. Materiales y Métodos	48
5.1. Estimación del caudal de diseño	49
5.1.1. Corroboración de las aguas residuales domesticas	52
5.2. Caracterización del agua residual	53
5.3. Diseño y Ubicación de la Planta de Tratamiento de Agua Residual	55
5.4. BioWin (Simulador de Planta de Tratamiento de Agua Residual)	58
6. Diseño de la Planta de Tratamiento de Agua Residual.....	59
6.1. Procesos escogidos (diagrama de flujos).....	59
6.2. Tratamiento Preliminar.....	60
6.2.1. Pantallas (Desbastes)	60
6.2.2. Cámaras de arena y desengrasadores	63
6.3. Tratamiento Primario	66
6.3.1. Sedimentador Primario.....	66
6.4. Tratamiento Secundario.....	69
6.4.1. Filtros Percoladores	69
6.4.2. Sedimentador Secundario (Clarificador).....	71
6.5. Tratamiento Terciario.....	72
6.5.1. Desinfección	72
6.6. Tratamiento de Lodos	73
6.6.1. Digestor Anaerobio	73
7. Discusión de Resultados	75
8. Conclusiones	77
9. Bibliografía.....	79
10. Anexo 1	86

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Distribución del agua presente en la Tierra	1
Figura 2. Distribución de la cantidad de agua potable y poblacional alrededor del mundo.....	2
Figura 3. Distribución de las aplicaciones del reúso del agua residual alrededor del mundo	3
Figura 4. Niveles de estrés hídrico alrededor del mundo.....	4
Figura 5. La actividad de la agricultura es muy demandada es por ello por lo que casi el 70% del agua potable es destinado a esta actividad	12
Figura 6. Clasificación del reúso de aguas residuales de cada continente, usando diferentes criterios.....	14
Figura 7. Capacidad de tratamiento del agua residual alrededor del mundo ...	15
Figura 8. Diagrama de flujo de la actual PTAR María Reiche.....	17
Figura 9. Plano catastral de Los Olivos	18
Figura 10. Cuadro de barras donde se aprecia la cantidad de pobladores anualmente en los Olivos desde el 2006 hasta el 2017.....	19
Figura 11. Distribución del agua usada para el riego de las áreas verdes en Los Olivos.....	20
Figura 12a. Distribución de las PTAR en la zona norte de Lima con un caudal tratado de 3960 L/s	22
Figura 12b. Distribución de las PTAR en la zona sur de Lima con un caudal tratado de 9643 L/s	22
Figura 12c. Distribución de las PTAR en la zona centro de Lima con un caudal tratado de 701 L/s	22
Figura 13. Ejemplo de integración de trenes de tratamiento.....	24
Figura 14. Tecnologías en el tratamiento de aguas residuales.....	25
Figura 15. Variantes de limpieza mecánica para las rejillas.....	28
Figura 16. Desarenadores cuadrados típicos en una planta	30
Figura 17. Sección transversal en donde se aprecia que el flujo es en forma de espiral	30
Figura 18. Cámara de arena y sus distintas partes que las componen	31
Figura 19. Tanques de sedimentación rectangulares y circulares	32
Figura 20. Esquema de flujo de energía contenida en el sustrato en función del sistema biológico	33

Figura 21. Variantes de los procesos aerobios en una PTAR	35
Figura 22. Esquema de Biorreactor con Membrana Sumergida	39
Figura 23. Esquema de Biorreactor con Membrana Externa	39
Figura 24. Variantes de los procesos anaerobios en una PTAR	41
Figura 25. Reactor anaerobio con lecho de lodos de flujo ascendente.....	42
Figura 26. Secuencia de procesos en el Tratamiento de Lodos	46
Figura 27. Secuencia de procesos en Materiales y Métodos.....	49
Figura 28. Variación del caudal a lo largo del día considerando un valor per cápita de áreas verdes de $9.2 \text{ m}^2/\text{hab}$	51
Figura 29. Variación del caudal a lo largo del día considerando un valor per cápita de áreas verdes de $5.19 \text{ m}^2/\text{hab}$	52
Figura 30. Mapa distrital de Los Olivos donde se observa la ubicación de la PTAR Los Olivos	57
Figura 31. Representación gráfica de la Planta de Tratamiento (PTAR Los Olivos), también conocido como diagrama de flujo	60
Figura 32. Vista en planta de un canal de Parshall y sus principales dimensiones	65
Figura 33. Estanque de desinfección	72

LISTA DE TABLAS

Tabla 1. Plantas de tratamiento de agua residual y la ubicación de estas dentro de Lima Metropolitana.....	5
Tabla 2. Procedencia de las características del agua residual	8
Tabla 3. Razón de la importancia de los contaminantes de mayor interés en las aguas residuales	8
Tabla 4. Valores de densidad poblacional de los distritos del sector norte de Lima	18
Tabla 5. Concentraciones promedio diarios de la cuenca del río Chillón	21
Tabla 6. Principales fuentes contaminantes del río Chillón.....	21
Tabla 7. Principales procesos y operaciones donde se elimina los microorganismos.....	43
Tabla 8. Principales propiedades de los desinfectantes	44
Tabla 9. Población en el distrito de Los Olivos desde el año 2006 hasta el 2017	49
Tabla 10. Crecimiento poblacional en Los Olivos hasta el año 2035.....	50
Tabla 11. Caudales representativos a lo largo del día para un valor per cápita de áreas verdes de $9.2 \text{ m}^2/\text{hab}$	51
Tabla 12. Caudales representativos a lo largo del día para un valor per cápita de áreas verdes de $5.19 \text{ m}^2/\text{hab}$	52
Tabla 13. Consumo total anual y diario por persona de los habitantes en el distrito de Los Olivos desde el año 2004 hasta el 2014	53
Tabla 14. Valores empíricos de los constituyentes del agua residual según el caudal	54
Tabla 15. Constituyentes característicos del agua residual en Los Olivos.....	55
Tabla 16. Límites máximos permisibles para efluentes de PTAR – Directiva Peruana	56
Tabla 17. Límites máximos permisibles para efluentes de PTAR – Directiva Europea	56
Tabla 18. Simuladores existentes para el diseño y simulación de las PTAR... ..	58
Tabla 19. Análisis comparativo entre las plantas gruesa de limpieza manual y mecánica	61
Tabla 20. Rango de valores de volumen retenido en el desbaste según el espacio entre las barras	62
Tabla 21. Dimensiones obtenidas para la pantalla gruesa para el primer escenario	62

Tabla 22. Dimensiones obtenidas para la pantalla gruesa para el segundo escenario	63
Tabla 23. Análisis comparativo entre el desarenador de flujo horizontal o vertical y desarenador aireado	63
Tabla 24. Intervalo de las dimensiones de un desarenador aireado	64
Tabla 25. Concentración de las arenas	65
Tabla 26. Dimensiones obtenidas para la cámara de arena y el medidor de caudal, Canal de Parshall, para el primer escenario	65
Tabla 27. Dimensiones obtenidas para la cámara de arena y el medidor de caudal, Canal de Parshall, para el segundo escenario	66
Tabla 28. Información típica para el diseño de tanques de sedimentación primaria	67
Tabla 29. Dimensiones obtenidas para el sedimentador primario para el primer escenario	67
Tabla 30. Grados de remoción de los contaminantes según el gasto producido para el primer escenario	68
Tabla 31. Dimensiones obtenidas para el sedimentador primario para el segundo escenario	68
Tabla 32. Grados de remoción de los contaminantes según el gasto producido para el segundo escenario	68
Tabla 33. Dimensiones obtenidas para el tanque de aireación para el primer escenario	69
Tabla 34. Valores obtenidos para los filtros percoladores para el primer escenario	70
Tabla 35. Valores obtenidos para los filtros percoladores para el segundo escenario	70
Tabla 36. Información típica para el diseño de tanques de sedimentación secundarios	71
Tabla 37. Dimensiones obtenidas para el sedimentador secundario para el primer escenario	71
Tabla 38. Dimensiones obtenidas para el sedimentador secundario para el segundo escenario	71
Tabla 39. Dosis típica de cloro en desinfección	72
Tabla 40. Dimensiones obtenidas para el Estanque de Cloro para ambos escenarios	73
Tabla 41. Información típica para los tiempos de retención de sólidos según la temperatura para digestores anaerobios	74

Tabla 42. Valores de biosólidos obtenidos para el primer escenario	74
Tabla 43. Valores de biosólidos obtenidos para el segundo escenario	74
Tabla 44. Valores del efluente para el primer escenario.....	75
Tabla 45. Valores del efluente para el segundo escenario	75
Tabla 46. Área utilizada para la planta en ambos escenarios.....	77
Tabla 47. Datos principales de la pantalla gruesa para el primer escenario	87
Tabla 48. Datos principales de la pantalla gruesa para el segundo escenario	89
Tabla 49. Valores de las constantes c y n para distintos valores del ancho de garganta.....	93
Tabla 50. Definición de las variables en las ecuaciones.....	94
Tabla 51. Valores de las constantes empíricas para la obtención del porcentaje de remoción de DBO y SST	94



1. Problemática

En el presente siglo, el agua es fundamental para el desarrollo de la vida cotidiana y su importancia dentro de la sociedad ha variado al transcurrir los años. En el siglo XVIII, el objetivo principal era abastecer de agua a la nación. Posteriormente, en el siglo XIX cobró mayor importancia la calidad del agua, debido a que se comprobó que aguas contaminadas generaban enfermedades. Por ejemplo, en 1855 el doctor John Snow demostró que la cólera en London se transmitía a través de la ingestión de una materia mórbida presente en las aguas contaminadas. (Sánchez R. Marco et al., 2017).

Por ello, en la actualidad el Estado debe garantizar que los suministros de agua potable sean suficiente para abastecer a toda la población y que la calidad sea óptima, además de servicios de saneamiento para la nación por ser un derecho fundamental y básico a la vez. Por otro lado, el principal problema es la escasez del agua potable a pesar de que el 70% de la superficie de la Tierra está compuesta por agua. El 2.8% del porcentaje antes mencionado es agua dulce, la cual se encuentra distribuido entre glaciares, aguas subterráneas, ríos y lagos siendo estos tres últimos (aguas subterráneas, ríos y lagos) el 1.54%, porcentaje que se logra potabilizar. Mientras el 97.2% es agua salada distribuido entre los océanos y mares, tal y como se observa en la Figura 1. (Ven Te Chow et al., 1994).

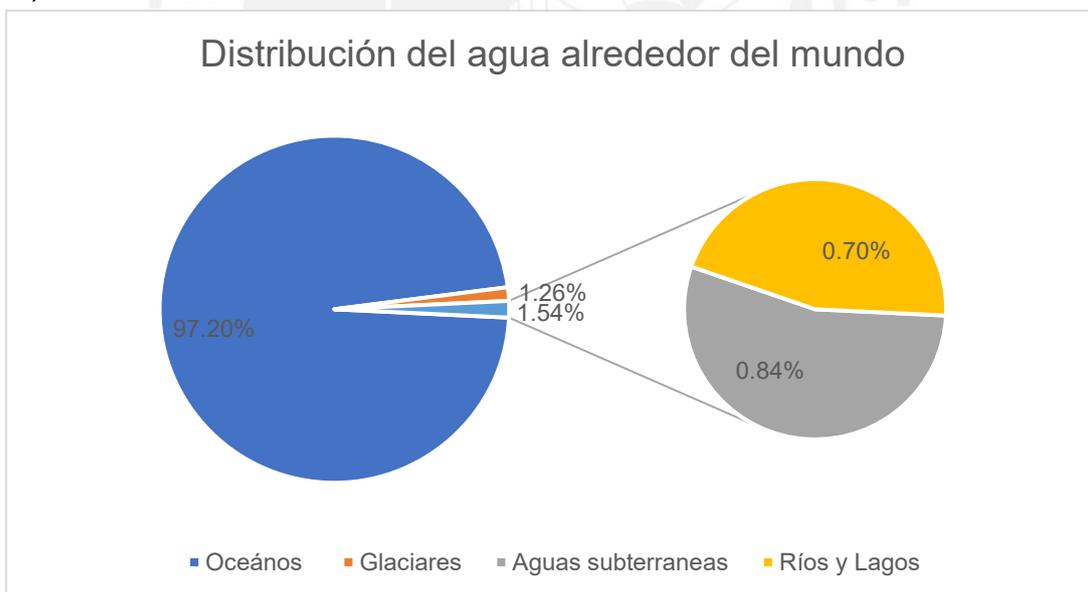


Figura 1. Distribución del agua presente en la Tierra (Fuente: Chow, V. T.; D. R. Maidment; L. W. Mays., 1994).

Otro problema que aqueja a la nación es el reparto desigual del agua dulce en función de la cantidad poblacional, lo cual ha generado el problema de estrés hídrico en Europa, África y Asia, tal y como se observa en la Figura 2. El estrés hídrico se define como la poca capacidad para satisfacer la demanda de agua dentro de un espacio (FAO, 2011). Aproximadamente, 1100 millones de habitantes en los países en vías de desarrollo carecen de un acceso adecuado al agua limpia y 2600 millones no disponen de servicios básicos de saneamiento (PNUD, 2006).

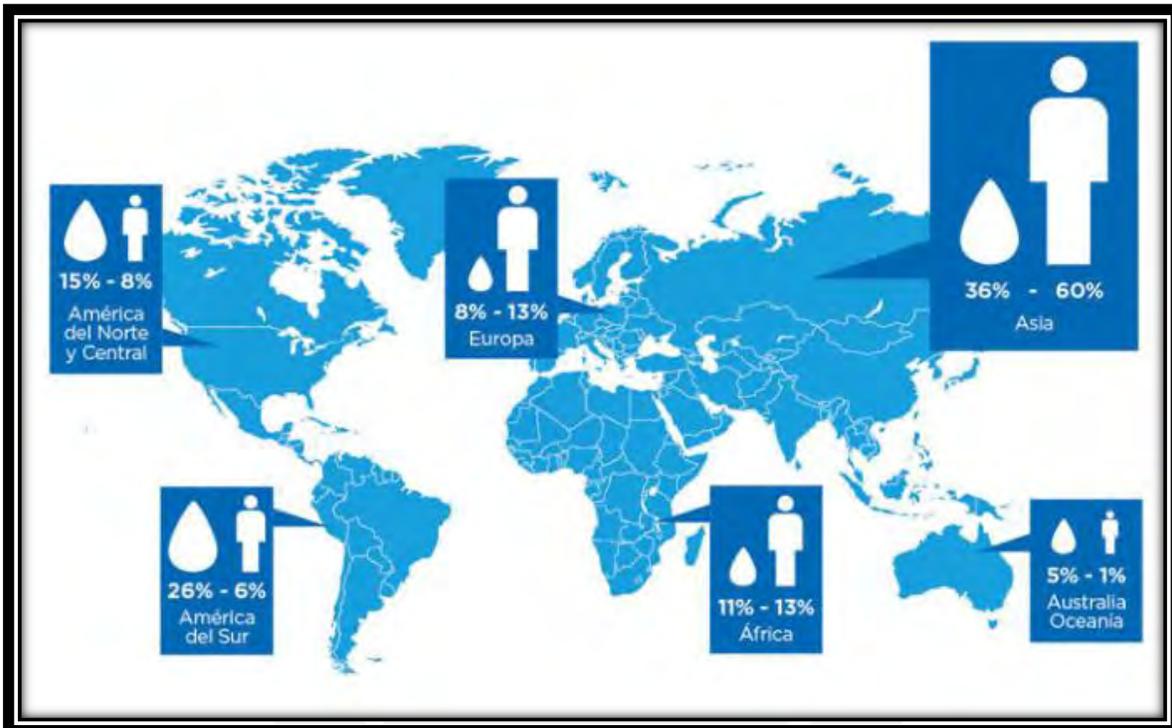


Figura 2. Distribución de la cantidad de agua potable y poblacional alrededor del mundo (Fuente: Aquabook, 2016)

En resumen, ante la escasez, el reparto desigual alrededor del mundo, su uso desmedido y erróneo del agua potable, se empezó a tomar mayor importancia a las aguas residuales y sus posibles aplicaciones (Lazarova Valentina & Bahri Akica, 2004). Por ello, los países de Europa, Asia y Estados Unidos han tomado conciencia que el agua es un recurso limitado y debido al alto valor del agua residual es indispensable reincorporarlos al ciclo productivo del agua (Crespi et al., 2005).

Por tal motivo, se empezó con el uso de plantas que trataban el agua residual, las cuales mejoran la calidad del agua, dado que reducen y hasta eliminan las concentraciones de los contaminantes. También, se pueden reutilizar las aguas residuales en distintas aplicaciones dentro de las que resaltan la agricultura, doméstica e industrial (Jiménez Blanca & Asano Takashi, 2008), siendo la primera la más demandada a nivel mundial. En la Figura 3 se observan las aplicaciones con mayor demanda en cada continente.

Aplicaciones en el reúso de aguas residuales, donde en los países desarrollados predomina el reúso para el sector industrial; por el contrario, en los países en vías de desarrollo en el sector agricultor

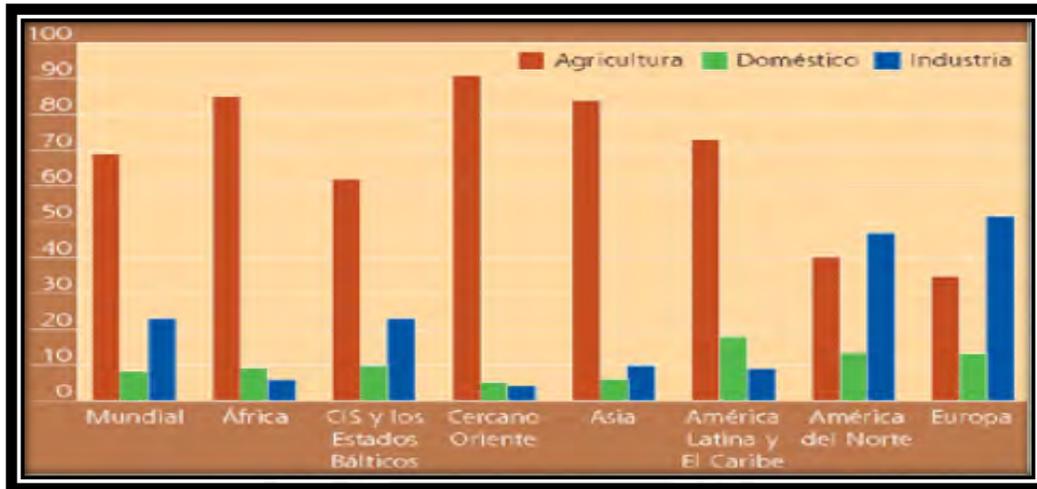


Figura 3. Distribución de las aplicaciones del reúso del agua residual alrededor del mundo (Fuente: Jiménez Blanca & Asano Takashi, 2008).

En el Perú, también se presentan los mismos problemas que suceden a nivel mundial por lo que se vive una situación muy similar a la que se vive en el mundo, Por ejemplo, la costa de Perú sufre un estrés hídrico alto debido a la demanda excesiva de agua potable, ya que cuenta con el 60% de la población y tiene la disponibilidad de agua potable más baja, con apenas una disponibilidad per cápita de agua de $2938 \text{ m}^3/\text{persona}$. La región menos poblada, la selva, cuenta con el 9% de la población y tiene la mayor cantidad de agua per capita disponible siendo esta $641954 \text{ m}^3/\text{persona}$ (Higa Laura E. & Chen Weiqi, 2009). En el mundo, el estrés hídrico se concentra en Europa, sur de Asia y América del Norte y la costa del Perú y Chile tal y como se ve en la Figura 4.

A pesar del estrés hídrico que se sufre en la costa de Perú, se tiene un gran déficit en cuanto a la gestión del agua en todo Perú. Un claro ejemplo es el Plan de Saneamiento que tuvo como meta que al año 2015, el 100% de las aguas residuales vertidas al sistema de alcantarillado reciban un tratamiento primario como mínimo que garantice la adecuada calidad del efluente y que el 50% del volumen tratado sea reutilizado (SUNASS, 2015). No obstante, la realidad actual es diferente porque solo se brinda tratamiento al 32.3%, lo que equivale a 260 Hm^3 . Además, solo 30.9 Hm^3 es reutilizado, equivale a 3.84% y de este valor apenas 18.44 Hm^3 es destinado al riego de áreas verdes (SUNASS, 2015).

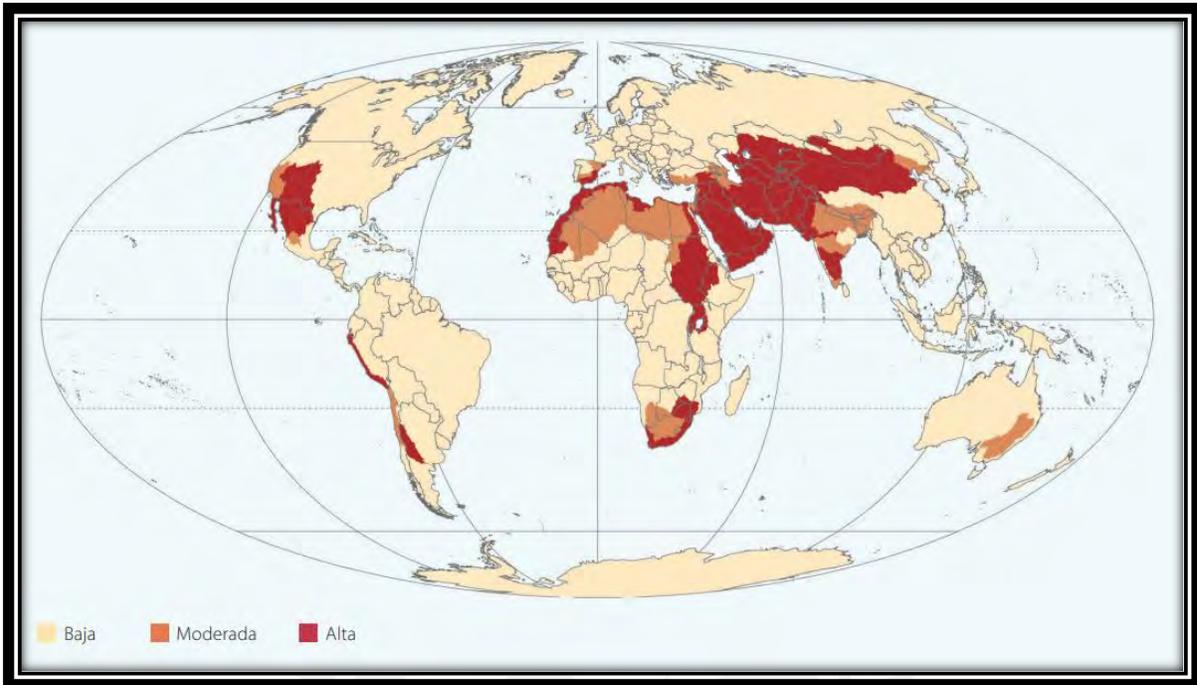


Figura 4. Niveles de estrés hídrico alrededor del mundo (Fuente: FAO, 2011).

Desde el año 2009 al 2015, la cantidad de aguas residuales tratadas en el Perú aumentó del 14% al 32.3% (SUNASS, 2015). Sin embargo, sigue siendo insuficiente y las tecnologías que se usan son muy obsoletas. Se emplea lagunas de estabilización y sus similares al 78% de las 204 plantas existentes (SUNASS, 2008), dicha tecnología data del siglo XX y tiene como principal desventaja la emisión de malos olores. Asimismo, solo 6 de estas cuentan con autorización de vertimiento y/o reúso (SUNASS, 2015). Esta cifra es preocupante, puesto que representa apenas el 3% de las plantas existentes en el Perú.

En Lima, la situación es más alentadora, pues se cuenta con 50 plantas de tratamiento de agua residual (PTAR) que brindan tratamiento a las aguas residuales domésticas e industriales, de las cuales 21 están a cargo de Sedapal y los 29 restantes a cargo de municipios, entidades públicas y privadas (Moscoso Julio & Miglio Rosa, 2017). Las plantas a cargo de Sedapal trataban el 17% del caudal emitido por los desagües en Lima al año 2011 (Moscoso C. Julio, 2011). En la actualidad se trata el 100% de las aguas residuales en Lima llegando a brindar tratamiento a $451.1 Hm^3$ anualmente (Sedapal, 2019). Las plantas que destacan son Taboada y La Chira por su capacidad de tratamiento, ya que tratan $290.9 Hm^3$ de agua residual al año. No obstante, el tratamiento que se brinda es inferior al establecido por la Norma OS.090, el cual exige un tratamiento mínimo primario en donde se elimine entre 30 - 45% de sólidos en suspensión y 20 - 30% de la materia orgánica. En la Tabla 1 se observan las plantas existentes a cargo de Sedapal.

Tabla 1. Plantas de tratamientos de agua residual y la ubicación de estas dentro de Lima Metropolitana (Fuente: Sedapal,2019).

Nombre	Ubicación (Distrito)	Tecnología de Tratamiento
PTAR Ancón	Ancón	Lagunas de Oxidación
PTAR Santa Rosa	Santa Rosa	Filtro Percolador (Tratamiento Biológico)
PTAR Ventanilla	Ventanilla	Sistema Anaerobio-Aerobio
PTAR Taboada	Callao	Cámaras de rejillas y emisario submarinos
PTAR Puente Piedra	San Martín de Porres	Lodos Activados Tipo SBR
PTAR Punto A	Surco	Cámaras de rejillas
PTAR La Chira	Chorrillos	Cámaras de rejillas y emisario submarinos
PTAR San Juan	San Juan de Miraflores	Lagunas Aireadas
PTAR José Gálvez	Villa María del Triunfo	Sistema Anaerobio-Aerobio
PTAR Huáscar	Villa Salvador	Sistema Anaerobio-Aerobio
PTAR Nuevo Lurín	Lurín	Lagunas de Oxidación
PTAR J.C. Tello	Lurín	Sistema Anaerobio-Aerobio
PTAR S.P. Lurín	Lurín	Sistema Anaerobio-Aerobio
PTAR Punta Hermosa	Punta Hermosa	Lagunas de Oxidación
PTAR San Bartolo	San Bartolo	Lagunas Aireadas
PTAR Pucusana	Pucusana	Lagunas de Oxidación
PTAR Nueva Sede	El Agustino	Lodos Activados Aireación Extendida
PTAR Carapongo	Ate Vitarte	Sistema Anaerobio-Aerobio
PTAR S.A. Carapongo	Lurigancho-Chosica	Lodos Activados Aireación Extendida
PTAR Cieneguilla	Cieneguilla	Lodos Activados
PTAR Manchay	Pachacamac	Lodos Activados Tipo SBR

Las áreas verdes son regadas en su mayoría por agua potable. Sin embargo, una buena práctica por la escasez del agua es tratar el agua residual para el riego de estas extensiones. Asimismo, el riego con aguas residuales es más económico en comparación con el uso de agua potable. La tarifa del agua potable es US\$1.70/m³; mientras el costo promedio del agua residual tratada incluido la operación y mantenimiento es US\$0.36/m³ (Moscoso C. Julio, 2011). Sin embargo, a pesar de este gran beneficio, solo 8 PTAR en Lima a cargo de Sedapal usan el agua residual tratada para el riego de áreas verdes.

La escasez de agua y el bajo porcentaje de reúso de las PTAR en el riego de áreas verdes han generado bajas extensiones de dichas áreas en Lima, ya que el agua

termina siendo el factor más determinante para la cobertura de áreas verdes. Actualmente nuestra capital ocupa el último puesto en el ranking de espacios verdes según el Índice de Ciudades Verdes de América Latina con un valor promedio por habitante de 3.1 m^2 , valor insuficiente al 9.2 m^2 recomendado por la Organización Mundial de la Salud (OMS) (De et al., 2015). Actualmente de los 43 distritos de Lima, 7 cumplen con la recomendación de la OMS y son los siguientes: San Bartolo, La Molina, San Miguel, San Borja, Miraflores, Punta Negra y San Isidro con 9.8 m^2 , 10.3 m^2 , 12.6 m^2 , 12.4 m^2 , 13.6 m^2 , 17.9 m^2 y 18.2 m^2 por habitante respectivamente (De et al., 2015). En Los Olivos, distrito en estudio, cuenta con una superficie de áreas verdes de 5.19 m^2 por habitante, valor muy por debajo del recomendado por la OMS.

Si bien en Lima Norte, el caudal de agua residual es tratado en la planta Taboada que cuenta con un tratamiento preliminar donde solo eliminan los sólidos en suspensión mas no la materia orgánica presente en el agua residual (PTAR TABOADA S.A., s.f.). Este tratamiento es insuficiente y conlleva a contar con un efluente de baja calidad. La principal razón por la cual existen plantas con bajos estándares de calidad en nuestro país es porque las leyes no son tan estrictas como en otros países.

En el Perú, el Decreto Supremo N°003-2010 restringe los límites máximos permisibles (LMP) de efluentes para su vertimiento a cuerpos de agua. Estos son la medida de la concentración o del grado de elementos, sustancias o parámetros físicos, químicos y biológicos que caracterizan a una emisión, que al ser excedida causa o puede causar daño a la salud (SUNASS, 2015). Sin embargo, no hay LMP para el reúso de aguas residuales en Peru, por lo que se recomienda usar las guías de la OMS, pero para este caso se ha optado por usar una regulación mas estricta, la cual es la Directiva Ambiental Europea EC. 1998. Por tal motivo, para solucionar la problemática que garantice un adecuado tratamiento se requiere el diseño de una planta en Los Olivos, cuya calidad del efluente cumpla la Directiva Ambiental Europea EC. 1998.

2. Objetivos

2.1. Objetivo general

Diseñar una planta de tratamiento de agua residual para brindar tratamiento a una fracción de las aguas residuales provenientes de las redes de alcantarillado domésticas en el distrito de Los Olivos (Lima) para su posterior aprovechamiento en el riego de las áreas verdes del mismo distrito.

2.2. Objetivos específicos

- Realizar el diseño de la planta de tratamiento de agua residual a través del software BioWin para analizar el comportamiento de la planta diseñada y compararlo con el diseño empírico.
- A través del diseño, la planta será capaz de reducir las concentraciones de los contaminantes a valores que no perjudiquen la salud pública ni al medio ambiente.
- A través del diseño, se podrá contribuir con el crecimiento de las áreas verdes al contar con agua destinada únicamente para el riego de estas.

3. Aspectos Generales e Importancia del Reúso Agua Residual en el riego

3.1. Características del agua residual

Las aguas residuales son una combinación de efluentes domésticos, industriales y pluviales. El efluente doméstico está compuesto de agua (99.9%) y de sólidos (0.1%) (Passarini Kelly Cristina et al., 2012) y se divide en aguas negras (excreta, orina y lodos fecales) y aguas grises (aguas residuales de cocina y baños) (UNESCO, 2017). El efluente industrial este combinado por residuos químicos y contaminantes emergentes. Estos últimos son derivados de productos farmacéuticos como ácidos, agentes antibacterianos, pesticidas ácidos y metabolitos de agentes tensoactivos (Petrovic Mira et al.,2003). El efluente pluvial proviene de la escorrentía provocada por las tormentas o lluvias.

Las características del agua residual se dividen en físicas, químicas y biológicas. Las primeras determinan los rasgos y los dos siguientes, los contaminantes del agua residual. En la Tabla 2 se describe la procedencia de las características más importantes. Entender la naturaleza del agua residual es esencial en el diseño y operación de la planta, así como la facilidad en la disposición y la ingeniería (Muttamara Samorn, 1996).

Tabla 2. Procedencia de las características del agua residual (Fuente: Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

Rango	Nombre	Procedencia
Físico	Olor	Aguas residuales en descomposición, residuos industriales.
Físico	Color	Aguas residuales domésticas e industriales, degradación natural de materia orgánica.
Físico	Cantidad Total de Sólidos	Agua de suministro, aguas residuales domésticas e industriales, erosión del suelo, infiltración y conexiones incontroladas.
Químico	Compuestos Orgánicos	Aguas residuales domésticas, industriales y comerciales.
Químico	Compuesto Inorgánicos	Aguas residuales domésticas, agua de suministro e infiltración de agua subterránea.
Biológica	Microorganismos	Aguas residuales domésticas, infiltración de agua superficial y plantas de tratamiento.

Los contaminantes de mayor preocupación en el tratamiento de aguas residuales son los sólidos en suspensión, materia orgánica e inorgánica, patógenos, nutrientes, metales pesados y los contaminantes refractarios (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014), descritos en la Tabla 3.

Tabla 3. Razón de la importancia de los contaminantes de mayor interés en las aguas residuales (Fuente: Muttamara Samorn, 1996).

Contaminantes	Razón de la importancia
Sólidos en suspensión	Pueden dar lugar al desarrollo de depósitos de lodos en condiciones anaeróbicas cuando las aguas residuales no tratadas se descargan en el medio acuático.
Materia orgánica	Puede llevar al agotamiento de los recursos naturales de oxígeno y al desarrollo de condiciones sépticas si se descargan al entorno sin tratar su estabilización biológica.
Patógenos	Pueden transmitir enfermedades contagiosas.
Nutrientes	Pueden provocar la contaminación del agua subterránea si se vierten al terreno en cantidad excesivas.
Organismos Refractarios	Pueden provocar enfermedades cancerígenas y mutagénicas.
Metales Pesados	Pueden provocar enfermedades cancerígenas y mutagénicas.
Materia inorgánica	Puede generar obstrucciones al interior de la planta si no se realiza la remoción adecuada.

Además de los contaminantes antes expuestos, hay que tener en cuenta los contaminantes emergentes, ya que son compuestos de difícil remoción y por su alta solubilidad y pobre descomposición generan un riesgo para la salud de los seres humanos, ya que alteran el sistema endocrino (Petrovic Mira et al.,2003). Además, dentro de las aguas residuales cada año aparecen cerca de diez mil constituyentes adicionales. Por ello, es muy importante conocer la naturaleza de las aguas residuales para así garantizar un adecuado manejo de éstas (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

A continuación, se describirán las características físicas, químicas y biológicas de las aguas residuales.

3.1.1. Características físicas

Las características físicas son los rasgos que poseen las aguas residuales y las más representativas son el contenido total de sólidos, el olor, color, temperatura y la turbiedad (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

El olor, característica más importante, es causado por los gases provenientes de la descomposición de la materia orgánica. Los malos olores son la principal causa de rechazo para la construcción de una planta de tratamiento de agua residual porque son perjudiciales para la salud humana y pueden causar problemas respiratorios, náuseas y/o vómitos (Muttamara Samorn, 1996).

La temperatura, factor ambiental que influye directamente en la velocidad de reacción de los procesos al interior de la planta, de manera que no es recomendable tener un clima muy variante.

La cantidad total de sólidos, característica importante en la producción de fangos, se divide en suspendidos y filtrables, dentro de esta última categoría se encuentra los coloidales y los disueltos (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

El color ayuda a tener un indicio de los contaminantes presentes en el agua residual, así como la edad de este. El color gris representa una alcantarilla sin presencia de contaminantes refractarios y nueva. Por el contrario, un color negro oscuro da indicio a que el agua posee contaminantes de difícil eliminación como los refractarios o los emergentes y que la alcantarilla es antigua. Los contaminantes emergentes se han convertido en un problema ambiental y requieren la aplicación de tecnologías mas mejoradas para su eliminación como los procesos ultrafiltración o los biorreactores de membrana (Petrovic Mira et al.,2003).

3.1.2. Características químicas

Las características químicas son los compuestos orgánicos e inorgánicos presentes en las aguas residuales. La materia orgánica representa el 75% de los sólidos en suspensión y el 40% de los filtrables de modo que posee un rol muy importante

dentro de los constituyentes químicos (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014). Para determinar la cantidad de materia orgánica presente en las aguas residuales se realiza los ensayos de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) y demanda química de oxígeno (DQO), en ambas pruebas se mide la cantidad de oxígeno equivalente para garantizar la oxidación y/o degradación de la materia orgánica. El ensayo de DBO determina la cantidad de materia orgánica degradable y el de DQO, la cantidad de materia orgánica total, por lo que una buena relación entre ambos es del orden de 1:2 (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

Los compuestos orgánicos están formados por proteínas (40 – 60%), carbohidratos (25 – 50%), grasas y aceites (10%) (Muttamara Samorn, 1996). Las grasas y los aceites provienen en demasía de origen animal y en minoría de vegetal. Los aceites se encuentran en estado líquido y las grasas en estado sólido. Su remoción es importante, ya que impiden el desarrollo biológico de los microorganismos presentes en el agua residual (Metcalf & Eddy/Aecom, 1995).

Los contaminantes prioritarios provienen de productos usados en la casa: detergentes, shampoos, perfumes, preservantes, útiles de limpieza y etc. Asimismo, poseen un alto grado de toxicidad perjudicial para el medio ambiente y la salud pública porque tienen un alto potencial cancerígeno y mutagénico (Eriksson,2002). Por tal motivo, su vertido a cuerpos de agua y contacto con el medio ambiente debe ser controlado.

Los compuestos inorgánicos se forman a partir de las interacciones con las formaciones geológicas. Los representativos son los cloruros, nutrientes, sales y metales pesados (Muttamara Samorn, 1996).

Los nutrientes más característicos son el nitrógeno y el fósforo, dichos compuestos son esenciales para el crecimiento de los protozoarios y las algas. No obstante, un exceso de estos puede generar la eutrofización, este fenómeno impide un correcto desarrollo de la vida acuática. El nitrógeno proviene de las proteínas y de la urea, aproximadamente las proteínas contienen un 16% de nitrógeno. El fósforo está presente en las aguas residuales en forma de ortofosfato, polifosfato y fosfatos orgánicos (Metcalf & Eddy/Aecom, 1995).

Los cloruros y las sales están presentes en las heces humanas y también en las rocas y suelos. Los metales pesados poseen una densidad mayor a los 6 gr/cm^3 , son contaminantes que se deben encontrar en las aguas residuales a nivel de traza, es decir, con bajas concentraciones dado que son dañinas para la salud humana por su alto grado de toxicidad (Muttamara Samorn, 1996).

3.1.3. Características biológicas

Las características biológicas son los microorganismos, algunos de estos dañinos para la salud y el medioambiente. Los microrganismos de forma eucariota son las algas, hongos y protozoarios y las de forma procariota, las bacterias. Asimismo, se

tiene a los virus, que demandan procesos avanzados para su remoción, como la desinfección.

Además, las bacterias y protozoarios son la llave en una planta de tratamiento de aguas residuales debido a que regula la cantidad de oxígeno disuelto consumiéndolo y convierte la materia orgánica en nuevas células (Muttamara Samorn, 1996).

3.2. Riesgos y aplicaciones asociados al agua residual

3.2.1. Riesgos asociados al agua residual

Durante milenios hasta inicios del siglo XX, las aguas residuales no tratadas eran descargadas en cuerpos de agua o alternativamente en campos para disponer de ellas o mantener la fertilidad del suelo (Salgot Miguel & Folch Montserrat, 2018). Sin embargo, esta práctica usada generaba malos olores y enfermedades como la peste bubónica o la fiebre tifoidea. De este modo, los científicos observaron que había una relación entre la eliminación de las aguas residuales y la salud de la población y se empezó a tomar mayor importancia al tratamiento de las aguas residuales (PNUD, 2006).

La recuperación y reutilización de aguas residuales han sido objeto de una serie de estudios sobre la calidad del agua. Especialmente en relación con los parámetros microbiológicos y durante la última década, con los parámetros químicos por los riesgos en contra de la salud y al medioambiente. Los productos químicos en concentraciones bajas no pueden mostrar efectos tóxicos directos, pero pueden mostrar efectos crónicos a largo plazo por la bioacumulación, un claro ejemplo son los metales pesados (Salgot Miguel et al., 2006). Los riesgos por falta de tratamiento relacionados a la reutilización de las aguas residuales se pueden clasificar en riesgos biológicos y químicos.

Los riesgos biológicos son provocados por las bacterias, protozoarios y virus por ser agentes infecciosos. Los grupos de patógenos mencionados provocan enfermedades gastrointestinales, respiratorias y oculares. Una de las enfermedades gastrointestinales provocadas es la diarrea, catalogada como la segunda enfermedad que causa la muerte infantil en el mundo (PNUD, 2006). Si bien, la E. coli y los enterococos se utilizan como microorganismos indicadores de las concentraciones de patógenos presentes en el agua residual dado que son habitantes normales del tracto gastrointestinal y al encontrarse en concentraciones muchos mayores que los demás patógenos son fácilmente detectables y medibles (IMIP, 2000). No obstante, no son suficiente para determinar las concentraciones de los patógenos porque no indican las concentraciones de los protozoarios tales como guardia, ameba, balantidium, etc.

Los riesgos químicos son provocados por los metales pesados en grandes cantidades. Los peligros asociados son la hipertensión, necrosis hepática, nefritis,

trastornos neurológicos, anemia, cambios de comportamiento y hasta la propia muerte. Si bien se sabe las concentraciones de estos en las aguas residuales, no se puede estimar su toxicidad porque no se tiene la tecnología adecuada; por ello, se debe tener mucho cuidado con la gestión de los metales pesados en una planta. Dentro del grupo de los metales pesados, el cadmio, plomo, mercurio y arsénico son persistentes, por lo que no pueden ser degradados y presentan riesgo para la salud humana por su alta toxicidad (Reyes C. Y. et al., 2016).

Las enfermedades asociadas al manejo de agua residual se pueden contraer mediante contacto directo por manipulación de aguas servidas no tratadas, por inhalación o por ingestión de alimentos contaminados, por ello se debe tener un buen manejo de estas.

3.2.2. Aplicaciones y/o usos del agua residual alrededor del mundo

En el pasado, los objetivos del procesamiento de las aguas residuales eran los siguientes: tratar las aguas residuales, proteger los cuerpos receptores de aguas de una posible contaminación y reutilizar el agua para riego agrícola (Ganoulis Jacques & Papalopoulou Anastasia, 1996). En la actualidad, reutilizar el agua residual es parte integral de la gestión del agua; y los usos están aumentando como resultado de la creciente escasez de agua mundial (Shakir Eman et al., 2016).

El uso del agua potable para la agricultura es cerca del 70%, esta podría ser reemplazada por el agua residual tratada porque el reusó es aplicable al sector agrícola, industrial o urbano. La distribución del uso de agua potable se observa en la Figura 5.

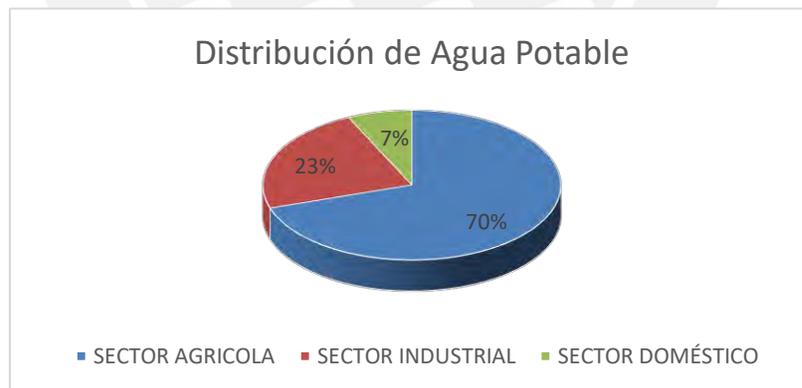


Figura 5. La actividad de la agricultura es muy demandada es por ello por lo que casi el 70% del agua potable es destinado a esta actividad (Fuente: PNUD, 2006).

El reúso en áreas agrícolas proviene de tiempos antiguos donde la primera actividad en Atenas se empezó a reusar el agua residual tratada (Silva Jorge et al., 2008). Se necesita 3000 litros diarios para generar los productos necesarios para la alimentación diaria de cada persona (Silva Jorge et al., 2008). Además, el aprovechamiento a gran escala data del siglo pasado cuando en Europa, Australia,

la India y los Estados Unidos se empezó a usar en campos de cultivos (Braatz S. & Kandiah A., 2004).

Dichos campos eran explotaciones agrícolas establecidas para la evacuación de aguas residuales mediante su uso para riego de árboles, con el fin de evitar la contaminación de las superficies de agua y disminuir las aguas negras. Estos campos de aplicación fueron creciendo de tal manera que la función principal la cual era el drenaje de las aguas servidas varió, convirtiéndose en el riego de los cultivos por los componentes químicos inorgánicos (nitrógeno, fósforo y potasio) que son buenos fertilizantes. Un claro ejemplo fue la ciudad situada al noroeste de El Cairo, El-Gabal El-Asfar, en dicho lugar se creó una plantación de árboles de 200 ha. que sirvieron para la eliminación de aguas residuales, posteriormente se empezó a producir cítricos, cereales y hortalizas (Braatz S. & Kandiah A., 2004).

En las industrias, se usa el agua residual tratada para algunas actividades en la etapa de producción: enfriamiento en los procesos de producción o lavados de maquinarias. Incluso, se usa para enfriar hornos de fundición, enfriar las laminadoras y para el lavado y blanqueado del papel, entre otras actividades relacionadas a procesos de enfriamiento en las distintas industrias (IMIP, 2000).

En el campo urbano, el reúso se realiza de distintas maneras: riego de las áreas verdes (parques y/o jardines), piletas, canchas de golf o canchas para otros deportes, protección contra incendios y en baños de edificios o centros comerciales (IMIP, 2000). El agua tratada para riego de áreas verdes es una actividad que si bien no es tan desarrollada como si lo es en la agricultura, es menos costosa porque demanda un menor estándar de calidad del efluente. Además, genera un menor riesgo para la salud en comparación con el reúso en la agricultura porque no se ingiere ningún producto y posee menor contacto con la población por lo que es más aceptable desde el punto de vista social (Braatz S. & Kandiah A., 2004).

El reúso como agua potable no es tan seguro, ya que estas podrían presentar sustancias sintéticas muy tóxicas difícilmente mitigables. Por ello, es recomendable utilizar aguas subterráneas recargadas con aguas residuales tratadas y dejarlas en el subsuelo por 3 o 4 años para posteriormente aprovecharlas como agua potable en caso se las requiera (IMIP, 2000). De igual forma, no es recomendable regar con agua residual tratada cerca de pozos de aguas debido a que la infiltración generaría una contaminación a los pozos aledaños.

En resumen, todos los usos son seguros si se realiza con el adecuado cuidado a excepción del reúso de agua residual como agua potable tal y como se mencionó en el párrafo anterior, a pesar de esto solo el 10% de las aguas de alcantarillado recolectadas en Latinoamérica son sometidas a cualquier tipo de tratamiento (Reynolds, 2002). Caso contrario sucede con China, el país más representativo del continente asiático, que cuenta con 1018 plantas de tratamiento de aguas residuales al año 2008. Estas plantas brindan tratamiento al 70% de las aguas residuales de dicho país y de este porcentaje, el 13.1% son reutilizados, siendo la agricultura la actividad más predominante en el reúso de dichas aguas (Zhou Yannian et al., 2011). A pesar de ser un porcentaje bajo, China es el país que reúsa la mayor cantidad de volumen. Qatar, por otro lado, es el país con mayor nivel de reutilización por habitante y Kuwait, el país con mayor porcentaje reutilizado según su capacidad, tal y como se observa en la Figura 6.

Rank	Country	Total reuse m ³ /d	Country	Reuse, m ³ /d per million capita	Country	Reuse/ Extraction, %
1	China	14,817,000	Qatar	170,323	Kuwait	35.2
2	Mexico	14,400,000	Israel	166,230	Israel	18.1
3	USA	7,600,000	Kuwait	163,330	Singapore	14.4
4	Egypt	1,920,000	Mexico	136,235	Qatar	13.3
5	Saudi Arabia	1,847,000	UAE	126,713	Cyprus	10.4
6	Syria	1,014,000	Cyprus	88,952	Jordan	8.1
7	Israel	1,014,000	Saudi Arabia	75,081	UAE	8.0
8	Chile	840,600	Bahrain	56,301	Malta	7.8
9	Spain	821,920	Syria	55,109	Tunisia	7.1
10	Japan	573,800	Chile	52,211	Mexico	6.7
11	Tunisia	512,328	Tunisia	51,233	Saudi Arabia	5.5
12	UAE	506,850	Jordan	40,179	Namibia	4.3
13	Peru	505,100	Malta	27,400	Bahrain	4.2
14	Australia	456,100	Oman	27,385	Chile	2.4
15	Iran	455,700	Egypt	26,301	Oman	1.9
16	Korea, Rep	430,000	US	25,486	Syria	1.9
17	Kuwait	424,657	Australia	22,805	Bolivia	1.1
18	Iran	422,000	Spain	20,436	Egypt	1.0
19	Jordan	225,000	Namibia	19,733	Libya	0.9
20	Turkey	136,986	Libya	18,966	Peru	0.9
21	Argentina ⁽¹⁾	129,600	Peru	18,327	China	0.9
22	Colombia	129,600	Singapore	17,442	Korea, Rep	0.8

Figura 6. Clasificación del reúso de aguas residuales de cada continente, usando diferentes criterios (Fuente: iagua, 2017)

En Europa, continente donde el 50 % de los países enfrenta problemas de estrés hídrico en el último siglo, existe una marcada diferencia entre los países del norte y sur en cuanto a las aplicaciones del agua tratada. Al sur de Europa cerca del 44% de las aguas tratadas son usadas para riego agrícola y el 37% al sector urbano y el resto para el sector industrial. Mientras al norte de Europa los usos son

principalmente para aplicaciones urbanas con un 51%, industriales con un 33% y para la agricultura apenas un 16% (Bixio D. et al., 2006).

En los países latinoamericanos, la aplicación más predominante que se brinda al reúso de las aguas residuales es la agricultura. Incluso, en México se cuenta con la red de distribución de agua reciclada más grande de todo el mundo con un tratamiento de 5 Mm^3/d . Las capacidades de tratamiento de cada país se observan en la Figura 7.

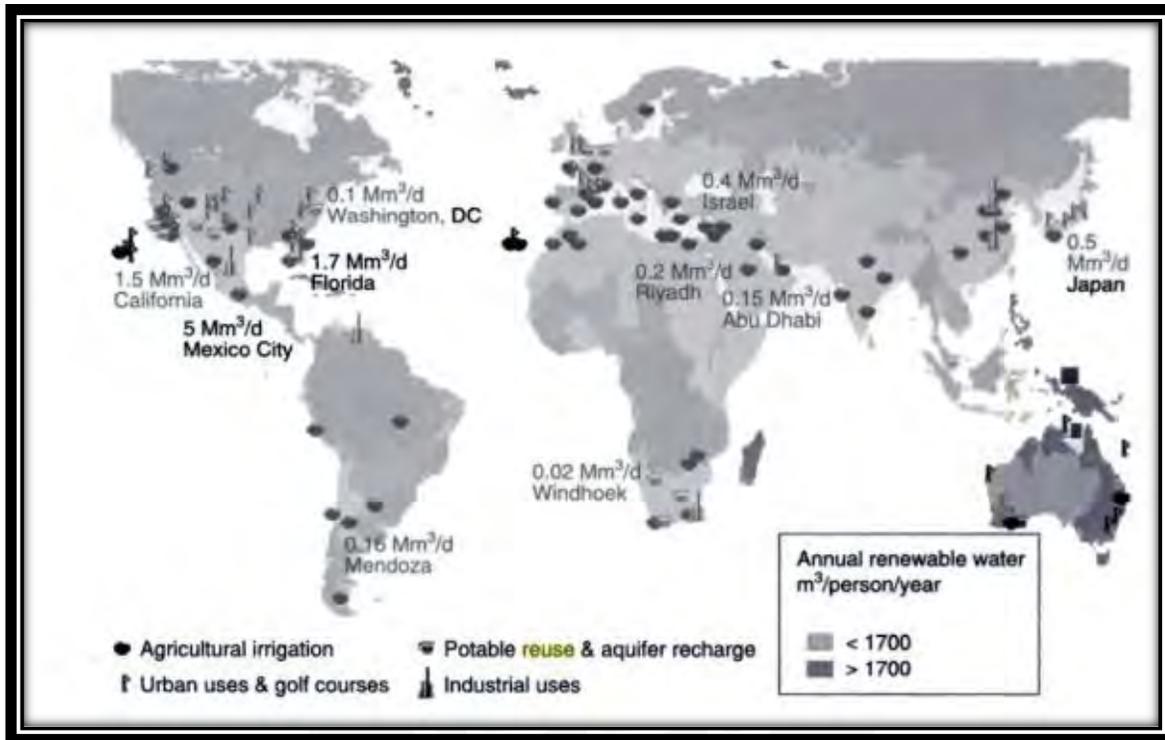


Figura 7. Capacidad de tratamiento del agua residual alrededor del mundo (Fuente: Lazarova Valentina & Bahri Akica, 2004).

3.3. Reúso del agua residual para el riego de áreas verdes

3.3.1. La importancia de las áreas verdes en la ciudad

Una de las aplicaciones que demanda una menor calidad del agua tratada y por lo tanto una tecnología menos sofisticada es el riego de áreas verdes. Estas se definen como monumentos históricos naturales, jardines, plazas, plazuelas, paseos, parques, parques metropolitanos, parques locales, áreas de conservación ambiental y en general aquellas áreas de uso público que se encuentran cubiertas por plantas (IMP, 2010). Otra definición son áreas con vegetación en las ciudades, predominantemente ocupados con árboles, arbustos o plantas, que pueden tener diferentes usos, ya sea cumplir funciones de esparcimiento, recreación, ecológicas,

ornamentación, recuperación y rehabilitación del entorno, o similares (Sorensen Mark et al., 1998).

Además, son un componente importante en la ciudad porque brindan distintos beneficios para la sociedad y el medioambiente, los cuales serán descritos a continuación:

- Mejora la calidad del aire, pues las plantas absorben las partículas en suspensión. Incluso, reducen las concentraciones del dióxido de carbono, principal contaminante dentro de los gases del efecto invernadero, de manera directa e indirecta. De la primera forma al absorber el dióxido de carbono en el proceso de fotosíntesis y devolver al ecosistema oxígeno; de la segunda forma, generando una disminución en cuanto a la emisión de dióxido de carbono, al usar menos combustibles fósiles, además que disminuye el consumo de energía (Sorensen Mark et al., 1998).
- Regula la radiación solar lo cual genera una mitigación en la temperatura y mejora las condiciones climáticas (IMP, 2010).
- Los lugares en donde las áreas pavimentadas son extensas la sensación térmica son mayores en dos grados centígrados aproximadamente a un lugar en donde hay áreas verdes cercanas.
- Reduce los niveles de ruido de diferentes maneras: absorbiendo el sonido, alterando la dirección del sonido, reflectándolo a su fuente de origen y refaccionándolo hasta mitigar el ruido.

Al ser las extensiones de áreas verdes muy importantes en el desarrollo de una ciudad, es recomendable que los ciudadanos vivan cerca de espacios abiertos a una distancia no mayor de 1.5 minutos a pie (IMP, 2010) porque ayuda a disminuir las enfermedades respiratorias y el estrés, enfermedad del siglo XXI (Sorensen Mark et al., 1998). A pesar de los beneficios de las áreas verdes, solo 7 distritos cumplen con la cantidad mínima de áreas verdes por habitante recomendada por la OMS, la cual es 9.2 y dichos distritos son San Bartolo, La Molina, San Miguel, San Borja, Miraflores, Punta Negra y San Isidro siendo este último municipio el que presenta la mayor cantidad con 18.2 m^2 por habitante (De et al., 2015).

La principal causa que restringe la extensión de áreas verdes es la escasez de agua; por ello, una buena solución es el reúso de agua residual para el riego. Por ejemplo, en el distrito de Miraflores se remodeló la planta María Reiche para que actualmente trate un caudal de 600 m^3 /día y el agua tratada se use para el riego de 13 ha. de áreas verdes (MDM, 2007). Incluso, no es la única en Lima que cumpla la misma función puesto que en el Callao, se implementará una planta que tratará un caudal de 800 m^3 /día y el agua tratada sea usada para el riego de 150 ha. (Concejo Municipal Provincial del Callao, 2013).

Ambas plantas poseen procesos de ultrafiltración como proceso terciario. Sin embargo, la diferencia radica que en la planta María Reiche se usa biorreactores de membrana como reactores biológicos, tal y como se observa en la Figura 8.



Figura 8. Diagrama de flujo de la actual PTAR María Reiche (Fuente: MDM, 2007).

3.3.2. Planta de tratamiento de agua residual en Los Olivos para el riego de áreas verdes

El distrito de Los Olivos se levanta sobre la parte baja de la cuenca del Río Chillón. En épocas prehispánicas las tierras fueron utilizadas para la agricultura y dichos terrenos constituían una gran reserva alimenticia (MDLO, 2015). El municipio fue fundado el 7 de abril de 1989 a través de la Ley N° 25017 promulgada por el Congreso Nacional (MDLO, 2015). Actualmente, cuenta con una superficie de 18.25 km^2 con una altitud promedio entre 60 y 200 metros dentro de las que destacan por su elevación los cerros Mulería y Pro, con elevaciones de 200 metros aproximadamente cada uno (MDLO, 2015).

Los Olivos limita al norte con el distrito de Puente Piedra, al este con los distritos de Comas e Independencia y al Suroeste con el de San Martín de Porres. El plano catastral se puede observar en la Figura 9.



Figura 9. Plano catastral de Los Olivos (Fuente: MDLO, 2015).

Los Olivos, junto a otros siete municipios, forman parte de los distritos de Lima Norte. El crecimiento en esta parte ha sido muy desmesurado y desordenado y quien más ha sufrido es dicho distrito dado que actualmente posee una densidad poblacional de 21080 hab./km^2 , siendo este valor el más elevado en el sector norte de Lima, esto se puede observar en la Tabla 4.

Tabla 4. Valores de densidad poblacional de los distritos del sector norte de Lima (Fuente: INEI, 2017).

DISTRITO	POBLACION (hab.)	EXTENSION (km^2)	DENSIDAD POBLACIONAL (hab./km^2)
ANCON	41474	298.64	139
CARABAYLLO	317952	346.88	917
SANTA ROSA	19802	21.5	921
PUENTE PIEDRA	373062	71.18	5241
COMAS	537263	48.75	11021
INDEPENDENCIA	220372	14.56	15135
SAN MARTIN DE PORRES	729974	36.91	19777
LOS OLIVOS	384711	18.25	21080

La tasa poblacional de Los Olivos en los últimos 10 años es ascendente, siendo el valor más alto 1.81 registrado entre los años 2016 – 2017, presentando un valor promedio de 1.56% y el valor más bajo 1.45% registrado entre los años 2014 - 2015, en la Figura 10 se puede observar lo mencionado.

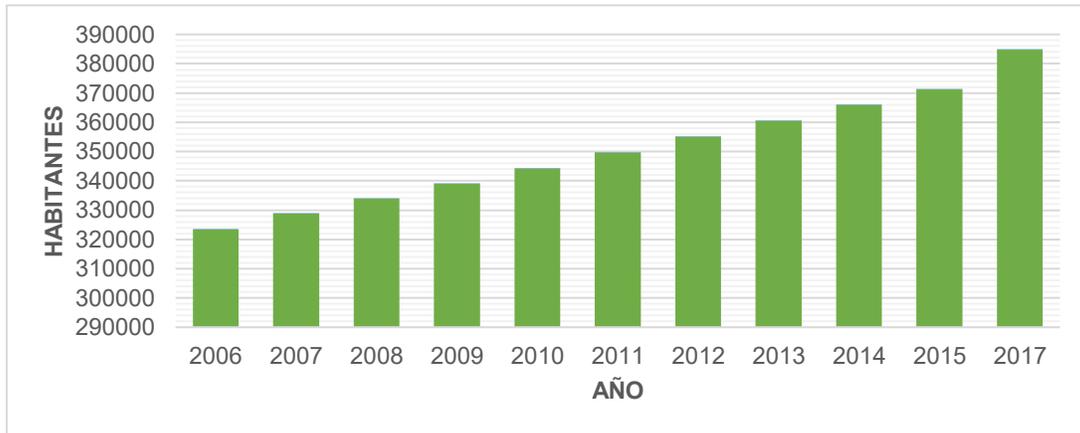


Figura 10. Cuadro de barras donde se aprecia la cantidad de pobladores anualmente en los Olivos desde el 2006 hasta el 2017 (Fuente: INEI, 2017).

A pesar del crecimiento poblacional desmesurado en Los Olivos, este se destaca dentro de los demás distritos del sector norte por la buena organización y distribución de sus recursos. Por ejemplo: buena distribución de áreas verdes, un nivel socioeconómico de clase B distribuido en las 34 urbanizaciones consolidadas, 13 cooperativas de vivienda, 31 asociaciones de vivienda y 37 asentamientos humanos (MDLO, 2015). Asimismo, un buen porcentaje de viviendas posee redes públicas de agua, desagüe y electricidad puesto que dentro de los hogares el 93% dispone de agua potable, el 92% de desagüe y el 100% accede a energía eléctrica. Adicionalmente, cuenta con el correcto crecimiento de las micros y medianas empresas puesto que actualmente se cuenta con un promedio de 33 627 empresas dentro de las que predominan las bodegas y los restaurantes (INEI, 2015).

La cantidad de áreas verdes en Los Olivos ha aumentado a razón de 7.5% anual, ya que en el 2010 el valor era de 130.84 ha. y el último reporte del municipio indica que hay 192.66 ha. (MDLO, 2015) por lo que en la actualidad se cuenta con 5.19 $m^2/habitante$. No obstante, este valor es insuficiente para cumplir con el valor recomendado por la OMS, el cual es 9.2 $m^2/habitante$; por lo tanto, los beneficios ligados a las áreas verdes disminuirán en dicho distrito.

Para el riego de dichas áreas verdes en el distrito en estudio, se utilizan 2262507 $m^3/año$ a razón de 3.22 $L/m^2/día$ (MDLO, 2015). Las fuentes del suministro de agua para el riego provienen de Sedapal en forma directa a través de tuberías conectadas directamente y de forma indirecta a través de camiones cisterna, y del acuífero ubicada cerca al río Chillón. La distribución de las fuentes se puede observar en la Figura 11.

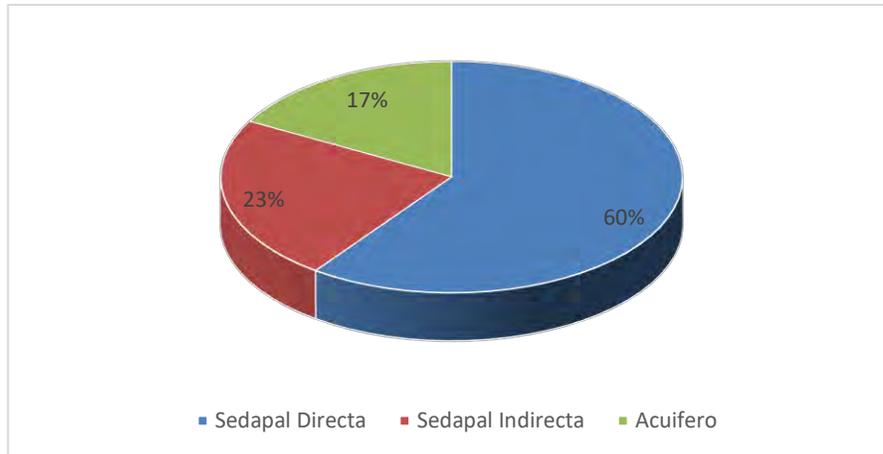


Figura 11. Distribución del agua usada para el riego de las áreas verdes en Los Olivos (Fuente: IMP, 2010).

El agua proveniente de Sedapal de forma directa e indirecta se riega a través de métodos de aspersión y goteo, respectivamente. Los aspersores están conectados a través de redes de distribución; mientras que el riego por goteo se realiza a través de camiones cisterna en horarios nocturnos. Sin embargo, usar agua potable para una actividad que no lo amerita ante la escasez que se vive en la actualidad es muy irresponsable, y la posible razón de su uso inadecuado en Lima es el bajo costo en comparación con otros servicios. Las empresas prestadoras de servicio de saneamiento (EPS) dividen a los usuarios en el Perú en cinco tipos: sociales, domésticos, comerciales, industriales y estatales; los dos primeros tipos son catalogados como domésticos y los tres restantes como no domésticos y el precio por m^3 varía desde S/. 2.35 hasta S/. 8.61 siendo el más caro el industrial y el más barato el doméstico (INEI, 2015).

El agua proveniente del acuífero cerca del río Chillón carece de tratamiento por lo que sus concentraciones exceden LMP establecidos en el D.S. N° 003-2010-MINAM, tal y como se observa en la Tabla 5, esto pone en riesgo la salud pública al usarla.

Tabla 5. Concentraciones promedio diarios de la cuenca del río Chillón (Fuente: ANA, 2016)

Constituyente	Unidad	Río Chillón	D.S. N° 003-2010-MINAM
Sólidos Totales en Suspensión	mg/L	158	150
Coliformes Fecales	No/100mL	3.30E07	10000
Grasas y aceites	mg/L	23	20
DBO5	mg/L	298	100
DQO	mg/L	474	200

Las principales fuentes contaminantes del río Chillón están compuestas por vertimientos de aguas residuales domésticas o municipales, botaderos de residuos sólidos, tuberías conectadas al cauce y fuentes indirectas a la cuenca (ANA, 2016), lo mencionado se observa en la Tabla 6.

Tabla 6. Principales fuentes contaminantes del río Chillón (Fuente: ANA, 2016)

Tipo	Cantidad
Vertimientos de Agua residuales domésticas descargadas a cuerpo receptor	25
Vertimientos de Agua residuales municipal descargadas a cuerpo receptor	01
Botaderos de residuos Sólidos tipo doméstico	34
Botaderos de residuos Sólidos de origen de la construcción	05
Tuberías conectadas al cauce del río	07
Fuente de Contaminación Indirecta por infiltración y percolación	16

Si bien en Lima se trata el 100% del agua residual a través de las 21 plantas de tratamiento (Sedapal,2019). Las más resaltantes son Taboada y La Chira porque tratan el 70% de las aguas servidas, la capacidad de todas plantas a cargo de Sedapal se observan en las Figuras 12a, 12b y 12c. A pesar de que se trata el 100% de las aguas residuales, el tratamiento que se brinda es preliminar por lo que no cumple con el tratamiento, mínimo exigido por la Norma OS.090 (Ministerio de Vivienda, 2006). En ambas plantas se eliminan los sólidos en suspensión (desde los materiales mayores a 3 pulgadas hasta los que quedan retenidos en los tamices de 1mm), las grasas y las arenas. No obstante, no se logra eliminar los sólidos totales, materia orgánica e inorgánica, microorganismos y patógenos de manera directa, sino de manera indirecta a través de un emisario submarino. El emisario

submarino desemboca en el océano pacifico que se encarga de eliminar a los constituyentes que la planta no elimina (PTAR TABOADA S.A., s.f.).

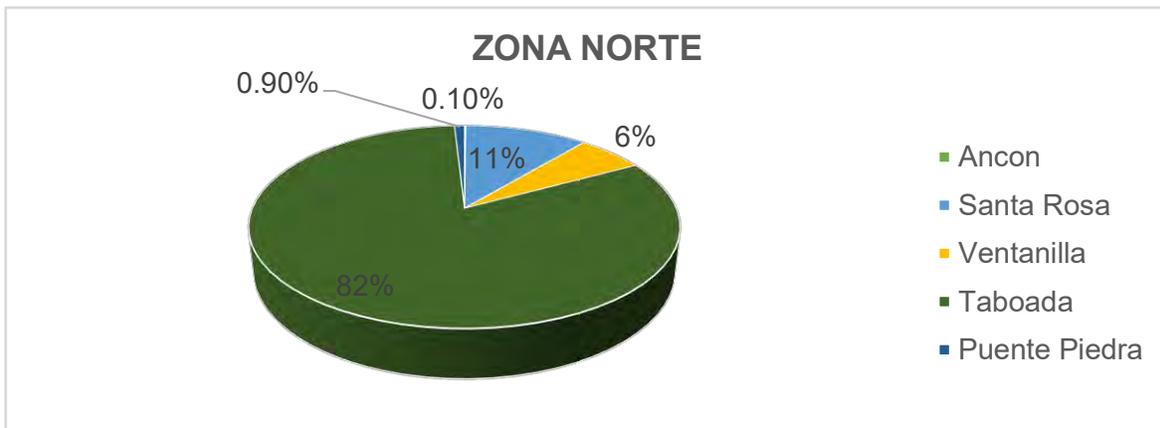


Figura 12a. Distribución de las PTAR en la zona norte de Lima con un caudal tratado de 3960 L/s (Fuente: Sedapal, 2019).

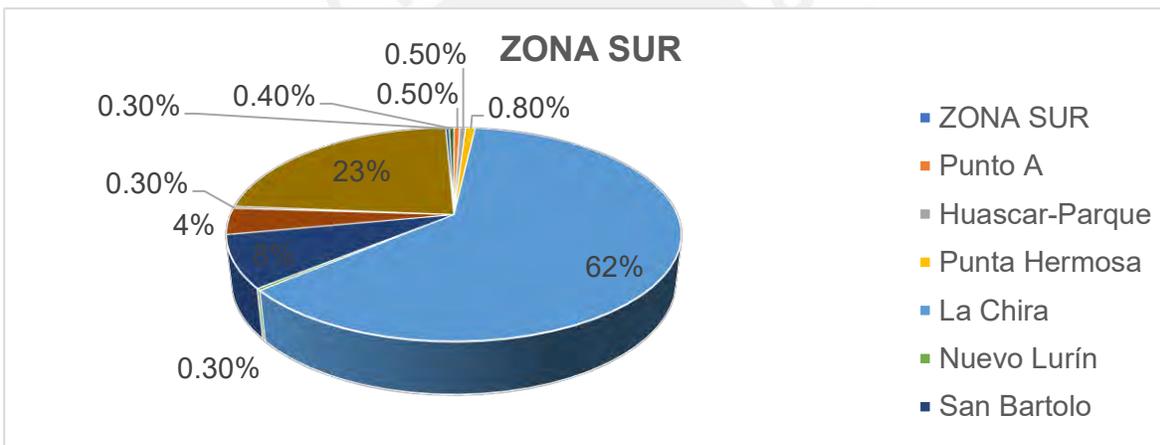


Figura 12b. Distribución de las PTAR en la zona sur de Lima con un caudal tratado de 9643 L/s (Fuente: Sedapal, 2019).

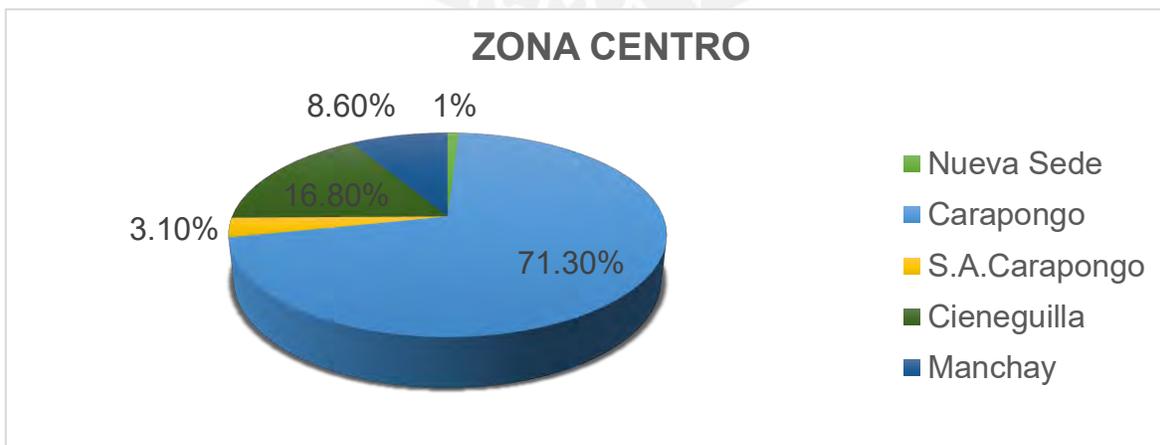


Figura 12c. Distribución de las PTAR en la zona centro de Lima con un caudal tratado de 701 L/s (Fuente: Sedapal, 2019).

Por ello, para impedir que se siga usando de manera errónea el agua potable en el distrito de Los Olivos, se diseña una planta de tratamiento de aguas residuales domésticas que cumpla la función de mejorar la calidad del agua residual para reusarlas en el riego de las áreas verdes.

La planta diseñada captaría las aguas provenientes de las redes de alcantarillado domésticas, ya que las que provienen de las industriales poseen constituyentes no convencionales, contaminantes que requieren de tratamientos más costosos para su mitigación y como se ha mencionado son tratadas en la planta Taboada. Mientras que las aguas residuales domésticas contienen constituyentes convencionales mencionados en la Tabla 3, los cuales son los siguientes: sólidos suspendidos y coloidales, materia orgánica e inorgánica medida como demanda química y bioquímica de oxígeno (DQO y DBO), carbono orgánico total (COT), nutrientes (nitrógeno, fosforo), patógenos (bacterias, protozoarios y virus) (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014) los cuales sí serán eliminados en la planta de Los Olivos diseñada.



4. Tratamientos y tecnologías del agua residual

El objetivo principal del tratamiento del agua residual es remover el material contaminante, orgánico e inorgánico, para alcanzar la calidad de agua requerida por la normativa y pueda ser descargada o reutilizada (Noyola A. et al., 2013). Para obtener la calidad requerida, el agua servida debe pasar a través de operaciones (físicas) y procesos (químicos y biológicos) unitarios. El conjunto de las operaciones y procesos se denominan tratamientos y se clasifican en primarios, predominia la remoción de sólidos; secundarios, predomina la remoción de materia orgánica; y terciarios, en donde se elimina los patógenos y constituyentes de difícil remoción, como los metales pesados o agentes termotolerantes. Un ejemplo del tren de tratamientos mencionados se observa en la Figura 13.

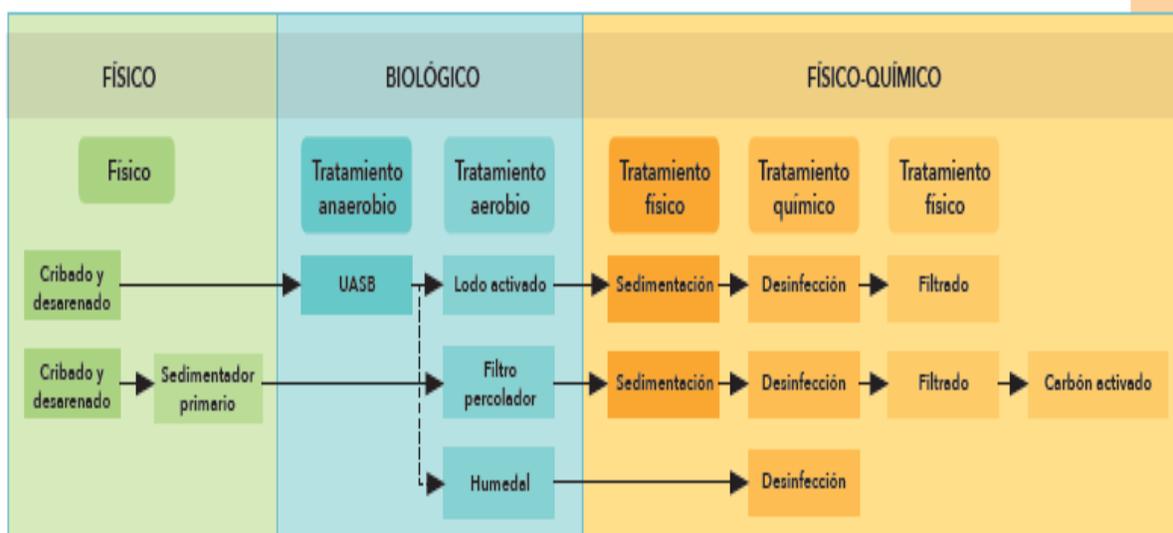


Figura 13. Ejemplo de integración de trenes de tratamiento (Fuente: Noyola A. et al., 2013).

Según la Norma OS.090, el grado del tratamiento y las tecnologías a utilizar están en función de las normas de calidad establecidas para cada tipo de aprovechamiento (Ministerio de Vivienda, 2006). Las tecnologías van desde pantallas de desbaste, desarenadores y sedimentadores como operaciones físicas; reactores aerobios y anaerobios como procesos biológicos hasta adsorción, filtración de membrana y desinfección como procesos físicos-químicos. Las diferentes tecnologías según el tipo de tratamiento se observan en la Figura 14.

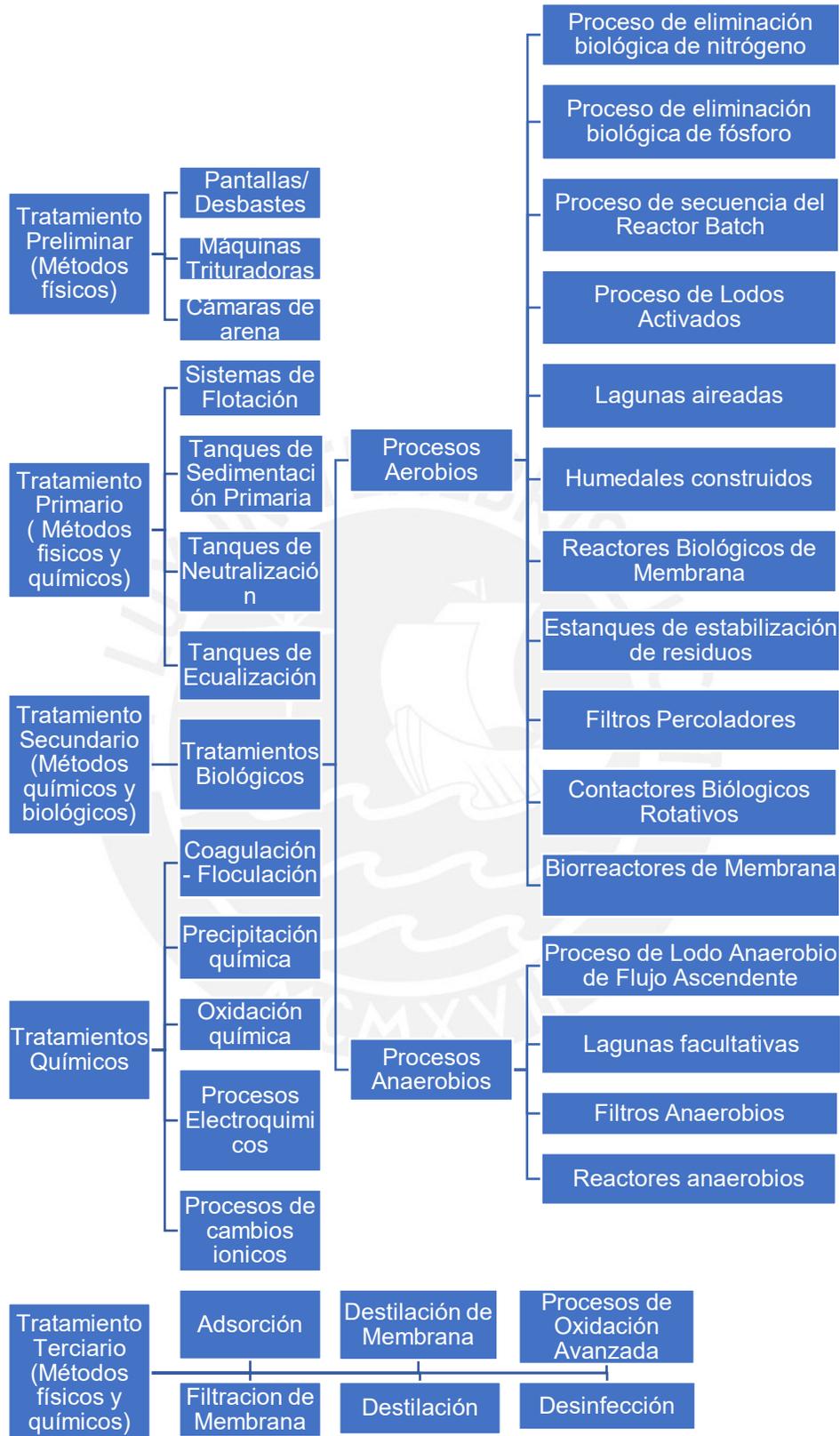


Figura 14. Tecnologías en el tratamiento de aguas residuales (Fuente: Ullah Abaid et al., 2020).

A continuación, se describe a mayor detalle las tecnologías más representativas de los tratamientos preliminar, primario, secundario y terciario.

4.1. Tratamiento Preliminar

El tratamiento preliminar (conocido como pretratamiento) tiene la finalidad de separar las materias de mayor tamaño, las arenas y las grasas, y así evitar obstrucciones en bombas o tuberías, desgaste de equipos por efecto de la abrasión de las arenas y reducción en la eficiencia de los procesos biológicos por causa de las grasas (Domínguez O. Rocío, 2015).

En la presente etapa es donde hay un mayor riesgo potencial de malos olores por lo que es necesario el uso de un sistema de ventilación para eliminarlos. Las aguas residuales obtenidas en esta etapa presentan sólidos sedimentables y no sedimentables, así como alguna porción de materia orgánica (Domínguez O. Rocío, 2015).

En esta etapa los procesos más comunes son las obras de llegada, trituradores, pantallas (también conocidas como desbaste), tamices, cámaras de arena y desengrasadores (Fernández Raúl, 2016).

4.1.1. Obra de llegada

Las obras de llegada son estructuras que se instalan a la entrada de una PTAR para evitar que acceda más caudal del permitido y así evitar un inadecuado funcionamiento en los procesos y operaciones al interior de la planta (Fernández Raúl, 2016).

Entre las distintas variantes de obras de llegada, resaltan el vertedero y el tanque ecualizador los cuales se conectan a las redes de alcantarillado y se ubican previo a las pantallas.

Los vertederos y tanques ecualizadores son la primera operación en una planta y generalmente se emplean cuando los colectores poseen una combinación de agua residual doméstica y pluvial lo que hace muy variable cuantificar al efluente de llegada a la planta, el objetivo principal es garantizar un caudal constante al ingreso de la planta (Metcalf & Eddy/Aecom, 1995).

El pozo grueso complementa las obras de llegada dado que sirve como almacenamiento y eliminación de sólidos muy gruesos para la protección de posteriores procesos, para la eliminación del material almacenado se usa la cuchara bivalva (Domínguez O. Rocío, 2015).

4.1.2. Pantallas (Desbastes)

Las pantallas, conocidas como rejillas o desbastes, son barras metálicas paralelas espaciadas de 0.5 - 50 mm entre ellas. Esta operación permite el paso del agua residual a través de las rejillas y su objetivo es eliminar la materia que por su tamaño puede interferir en tratamientos posteriores (Domínguez O. Rocío, 2015).

Se clasifican según la abertura entre las barras en pantallas gruesas, finas y micro pantallas (Von Sperling Marcos, 2007). Las primeras retienen el material cuyo diámetro es mayor a 6 mm, las segundas al material que oscila entre 6 mm y 0.5 mm y los materiales con un diámetro menor a 0.5 mm son retenidos por las micro pantallas.

El material retenido, conocido como residuo, está constituido por papel, detritos de cocina y trapos, siendo este último entre un 60 a 70% del volumen total. Además, los residuos poseen entre un 80 a 90% de humedad y un peso específico que oscila entre 0.7 a 1.8 kg/L (Metcalf & Eddy/Aecom, 1995).

La abertura de la pantalla es una característica importante, ya que cuanto menor sea esta, mejor es la capacidad de retención de sólidos por lo que se necesita implementar un método de limpieza de residuos (Fernández Raúl, 2016). La limpieza de las pantallas gruesas se realiza de dos maneras: procedimientos manuales o mecánicos, los cuales serán descritos a continuación.

4.1.2.1. Pantallas de limpieza manual

Según la Norma OS.090, la PTAR utiliza preferentemente pantallas de limpieza manual, salvo que la cantidad de residuos justifique la limpieza mecanizada. Además, para este tipo de pantallas el ángulo de la rejilla suele estar entre 45 – 60° para facilitar el proceso de limpieza (Ministerio de Vivienda, 2006).

La principal ventaja es el menor uso de energía en comparación con los métodos mecánicos y la principal desventaja es el aumento brusco de la velocidad que pasa a través de las rejillas cuando se realiza la limpieza lo que conlleva a disminuir el potencial de retención de las rejillas (Fernández Raúl, 2016). Asimismo, se necesita personal de vigilancia para evitar atascamientos por excesiva acumulación de residuos.

4.1.2.2. Pantallas de limpieza mecánica

Los procedimientos de limpieza mecánicos se efectúan en plantas de gran envergadura y se ha venido ejecutando en los últimos 50 años y a diferencia de los de limpieza manual, estos pueden realizarse sin detener la retención de residuos (Metcalf & Eddy/Aecom, 1995).

Dentro de las distintas variantes se tiene a las rejas de limpieza mediante cadenas, rejas de limpieza recíproca y rejas de limpieza continua de un peine o múltiples peines, estos se pueden observar en la Figura 15.

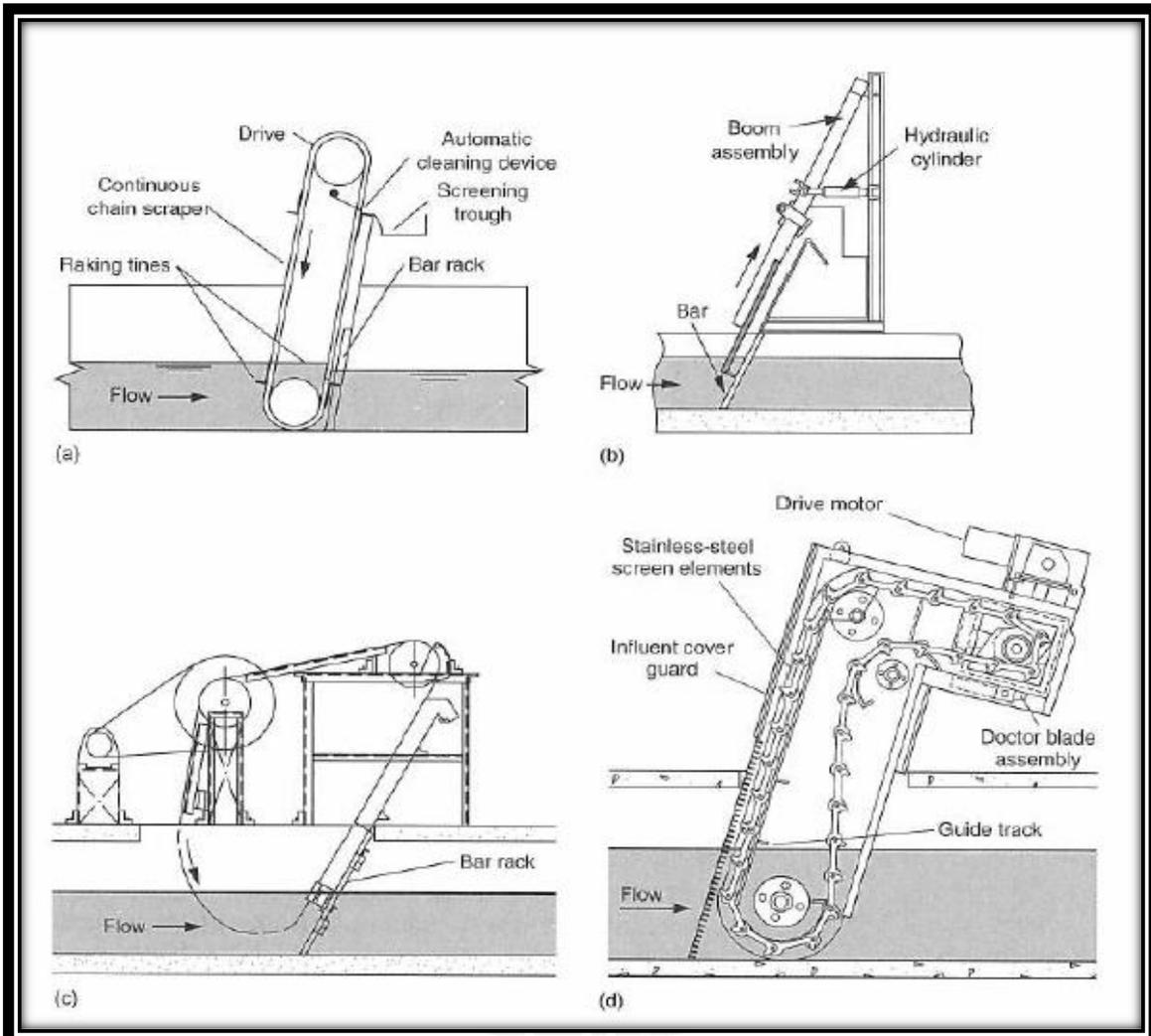


Figura 15. Variantes de limpieza mecánica para las rejas (Fuente: Metcalf & Eddy/Aecom, 1995).

Las rejas de limpieza mediante cadenas poseen un rastrillo accionado por cadenas que lo eleva sobre la superficie de la reja, el rastrillo se encuentra parcialmente sumergido, por lo que la principal desventaja radica en el mantenimiento de las cadenas, ya que se tiene que desaguar totalmente el canal para brindar mantenimiento (Fernández Raúl, 2016). Este tipo de mecanismos puede ir tanto delante como detrás de la reja. Si se instala delante posee mejores rendimientos en cuanto a retención y se minimiza las veces que se limpia la reja (Metcalf & Eddy/Aecom, 1995). Este tipo de limpieza opacó a las rejas de limpieza mediante cables, porque esta tenía problemas de rotura en los cables.

Las rejas de limpieza reciprocas no posee ningún elemento sumergido por lo que para su mantenimiento no es necesario desaguar el canal. Dicho equipo funciona de la siguiente manera, el rastrillo de limpieza empuja los residuos sólidos desde la base de la pantalla hacia la parte superior donde es eliminado (Metcalf & Eddy/Aecom, 1995).

Las rejas de limpieza continua con un peine o múltiples peines donde estos son montados en el extremo de un brazo que pivota alrededor de un eje horizontal son adecuados para canales poco profundos y la evacuación de residuos se efectúa a poca altura por encima de la lámina de agua (Fernández Raúl, 2016).

4.1.3. Cámaras de arena y desengrasadores

Las cámaras de arena, conocidas como desarenadores, son recipientes cuyo objetivo es eliminar partículas más pesada que el agua, que no se hayan retenido en el desbaste (Domínguez O. Rocío, 2015). Asimismo, protege a los elementos mecánicos móviles de la abrasión y reduce la formación de sedimentos al interior de la planta, ya que un aumento en los fangos podría dificultar la separación de las paredes y fondo del depósito (Hernandez Muñoz Aurelio, 1996).

La velocidad de sedimentación de las partículas es la característica más importante, pues altos valores disminuyen la eficiencia y valores bajos generan el asentamiento de partículas orgánicas, el valor característico de la velocidad de sedimentación es 0.30 m/s. Las partículas que son eliminadas en esta operación poseen las siguientes características: humedad entre 13 a 65%, contenido volátil entre 1 a 56%, tamaño característico entre 0.106 a 0.2 mm y un peso específico de 2.7 (Metcalf & Eddy/Aecom, 1995).

Dentro de las distintas variantes de cámaras de arena se tiene a los desarenadores de flujo horizontal y aireados, los cuales serán descritos a continuación.

4.1.3.1. Cámaras de arena de flujo horizontal

Es la clase más antigua y utilizada en las PTAR porque asegura una velocidad constante lo más cercano a 0.3 m/s. Los desarenadores de flujo horizontal garantizan el tiempo suficiente para que se produzca la decantación de las arenas en el fondo del canal y mantienen por arrastre los sólidos en suspensión de menor densidad como lo son la materia orgánica. Asimismo, presentan una longitud adicional del 25 al 50% de la longitud teórica debido a las turbulencias que se producen a la entrada y salida del canal (Fernández Raúl, 2016).

Dentro de las variantes están los tanques rectangulares, elimina el 95% de las arenas que quedan retenidas en la malla #100 (15mm), y los tanques cuadrados, elimina el 90% de las arenas que quedan retenidas en el número de malla mencionado anteriormente (Metcalf & Eddy/Aecom, 1995), en la Figura 16 se observa lo mencionado.

Otra variante de desarenadores son los de flujo vertical los cuales son muy usados en tanques circulares. La principal característica es que trabaja a sección llena lo que indica que trabaja con cualquier valor de caudal de manera efectiva. Además, para garantizar la adecuada remoción de las arenas se debe garantizar que la velocidad ascendente de flujo deba ser inferior al de las caídas.

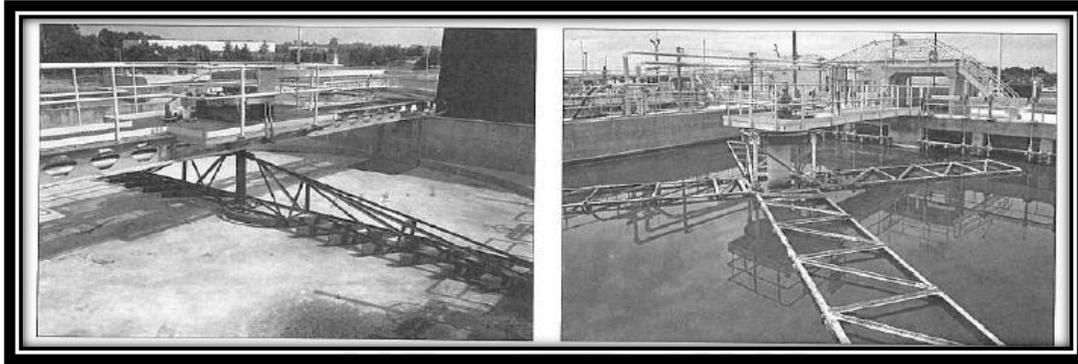


Figura 16. Desarenadores cuadrados típicos en una planta (Fuente: Metcalf & Eddy/Aecom, 1995).

4.1.3.2. Cámaras de arena de flujo inducido (aireado)

En esta clase se usa cámaras de arena rectangulares donde el aire se inyecta por medio de aireadores tipo turbina los cuales generan una corriente espiral que permite el asentamiento de las partículas. Las partículas eliminadas son las que quedan en la malla #65 (0.2 mm). Las principales ventajas son la disminución de los malos olores y el menor espacio a ocupar en comparación con otras clases de desarenadores. La principal desventaja es que no se utiliza para tratar efluentes industriales pues la aireación formaría compuestos orgánicos volátiles (Metcalf & Eddy/Aecom, 1995). En las Figuras 17 y 18 se observa la sección transversal del desarenador de flujo inducido.

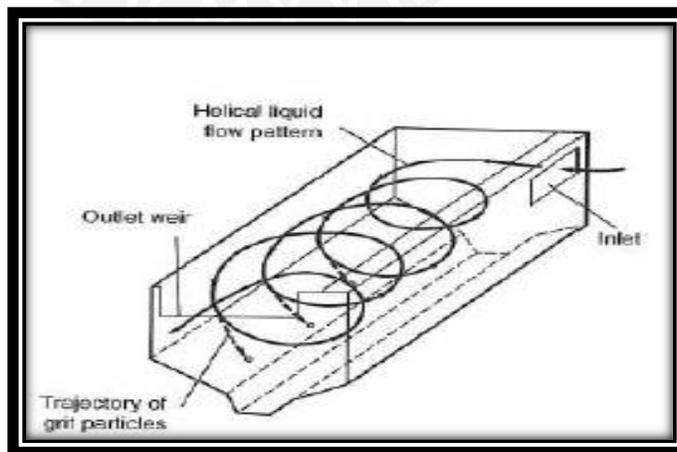


Figura 17. Sección transversal en donde se aprecia que el flujo es en forma de espiral. (Fuente: (Metcalf & Eddy/Aecom, 1995).

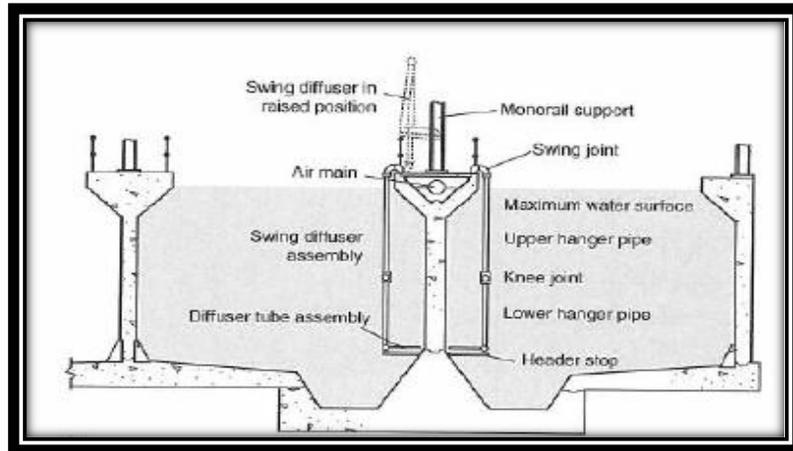


Figura 18. Cámara de arena y sus distintas partes que las componen. (Fuente: (Metcalf & Eddy/Aecom, 1995).

4.2. Tratamiento Primario

El tratamiento primario se utiliza para eliminar los sólidos y la materia orgánica sedimentable bajo la acción de la gravedad (Patel H. & Vashi R., 2015). En este nivel de tratamiento se tiene la capacidad de eliminar hasta el 50 - 70% de sólidos en suspensión, 25 - 40% de DBO y 30 - 40% de coliformes (Mara D. & Horan N., 2003).

En esta etapa predomina la operación física siendo la más representativa el tanque de sedimentación, tanque encargado de la evacuación de materia sólida remanente (Troconis Alejandra, 2010). Los tanques de sedimentación pueden ser rectangulares, circulares o cuadrados. Los rectangulares pueden tener varias tolvas, mientras los circulares y cuadrados normalmente tienen una tolva (Moscoco C. Julio, 2011).

En esta etapa junto con el tratamiento secundario se producen la mayor cantidad de biosólidos, los cuales reciben una serie de procesos previo a su disposición final. A continuación, se describe el tanque de sedimentación primaria.

4.2.1. Tanque de sedimentación primaria

Los sedimentadores primarios usualmente se ubican después de las cámaras de arena y reducen las concentraciones de los sólidos en suspensión a un 30 - 50%, la materia orgánica a un 60 - 75% y los coliformes a un 60 - 70% (Mara D. & Horan

N., 2003). Las principales variantes son los tanques rectangulares y circulares, tal y como se observa en la Figura 19. La diferencia entre ambas variantes radica en el menor costo operativo y mayor demanda de espacio de los tanques rectangulares en comparación con los circulares (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

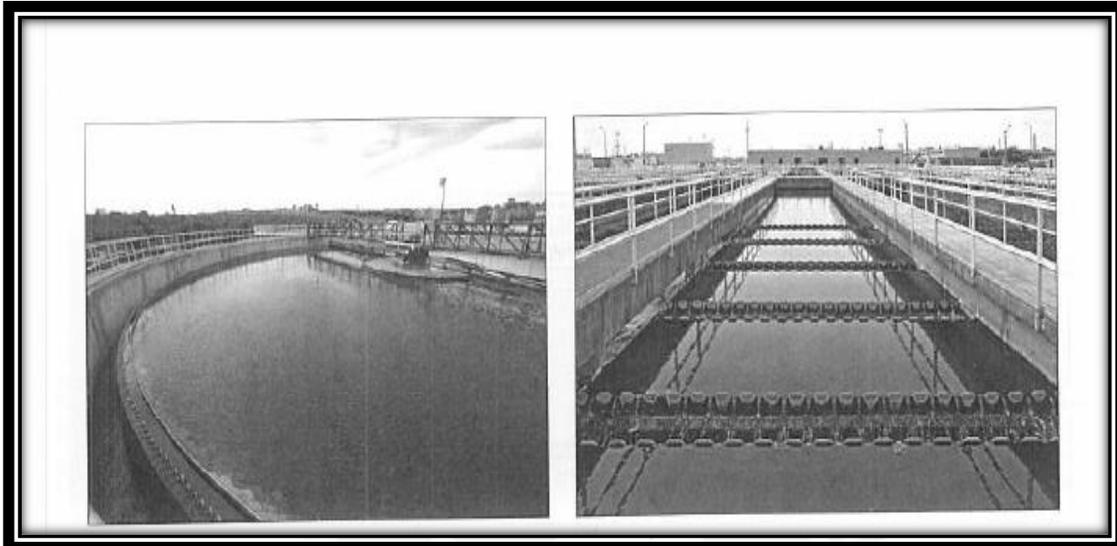


Figura 19. Tanques de sedimentación rectangulares y circulares (Fuente: Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

Existen diferentes factores que afectan la eficiencia del proceso de sedimentación, los más importantes son el tiempo de retención de las partículas al interior del tanque y velocidad de sedimentación (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014). Además de los factores mencionados hay que tener en cuenta a las características físicas de las partículas, dimensiones del tanque como el área superficial, profundidad y la longitud de sedimentación, condiciones ambientales y la viscosidad del agua residual porque también afectan la eficiencia de un tanque de sedimentación.

El periodo de retención es el tiempo en el que el licor de la mezcla permanece al interior del reactor y oscila en el rango de 1.5 a 2.5 horas según la Norma OS.090 (Ministerio de Vivienda, 2006). Dicho tiempo es variable con la temperatura por lo que bajas temperaturas podría retardar el proceso de sedimentación.

La velocidad de arrastre es importante en un tanque de sedimentación, ya que este permite que se realice el proceso de decantación de manera satisfactoria. Las velocidades horizontales deben tener valores bajos para así impedir que las partículas sean arrastradas y la velocidad de sedimentación debe oscilar entre 1 a 2.5 m/h para un correcto funcionamiento según la Norma OS.090 (Ministerio de Vivienda, 2006).

Incluso, se puede incluir algunos agentes químicos para que mejoren el rendimiento de los tanques tal es el caso del proceso de coagulación. Este proceso consiste en

la agrupación de las partículas finas para formar otras de mayor tamaño que facilite el proceso de decantación, dentro de los agentes químicos más usados se tienen al alumbre y al cloruro de hierro (Troconis Alejandra, 2010).

4.3. Tratamiento Secundario

El tratamiento secundario es la etapa donde se elimina la materia orgánica biodegradable por medios preferentemente biológicos, pues poseen bajos costos y altas eficiencias en la remoción (Noyola A. et al., 2013).

Los procesos biológicos tienen como objetivo la eliminación de sólidos coloidales no sedimentables y la materia orgánica a través de reacciones bioquímicas, realizadas por los siguientes microorganismos: bacterias, protozoos, hongos y otros. Los microorganismos convierten la materia orgánica en dióxido de carbono, agua y material celular (Von Sperling Marcos, 2007).

Los procesos biológicos generalmente se llevan a cabo mediante procesos aerobios (requieren oxígeno molecular disuelto) y anaerobios (funcionan sin oxígeno), que emplean mecanismos de crecimiento bacteriano suspendidos, unidos o combinados (Ullah Abaid et al., 2020). En el sistema aerobio, el 65% de la energía es transformada en nuevas células, conocidas como biosólidos, y el 35% de la energía es liberada al ambiente como calor. Mientras que, en el sistema anaerobio, el 90% de la energía es liberada al ambiente a través del metano y el 10% de la energía es transformada en biosólidos, tal y como se observa en la Figura 20.

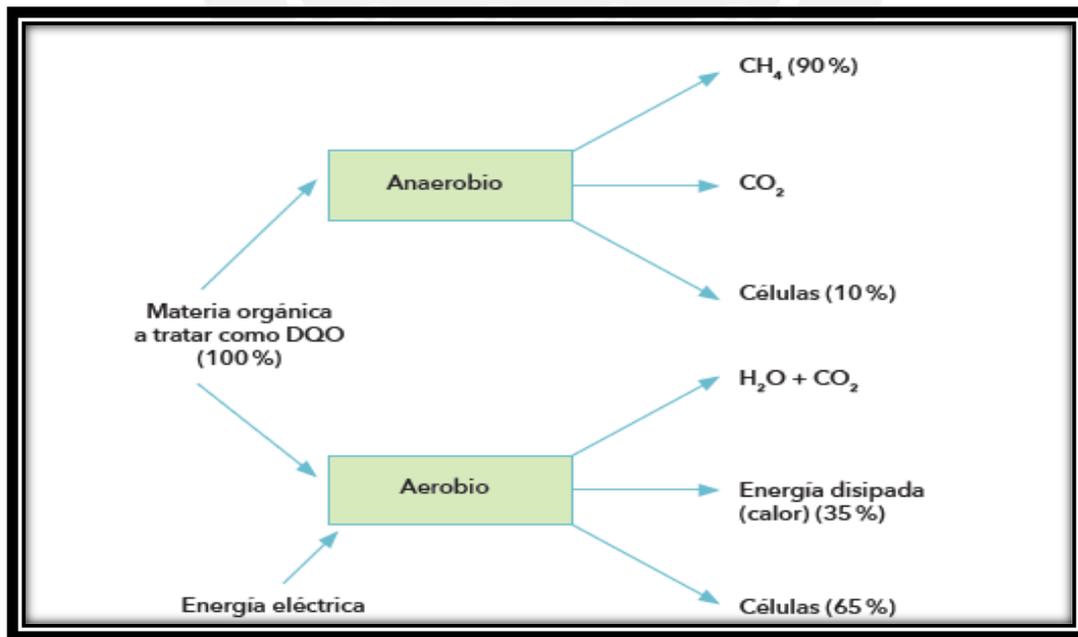


Figura 20. Esquema del flujo de energía contenida en el sustrato en función del sistema biológico (Fuente: Noyola A. et al., 2013).

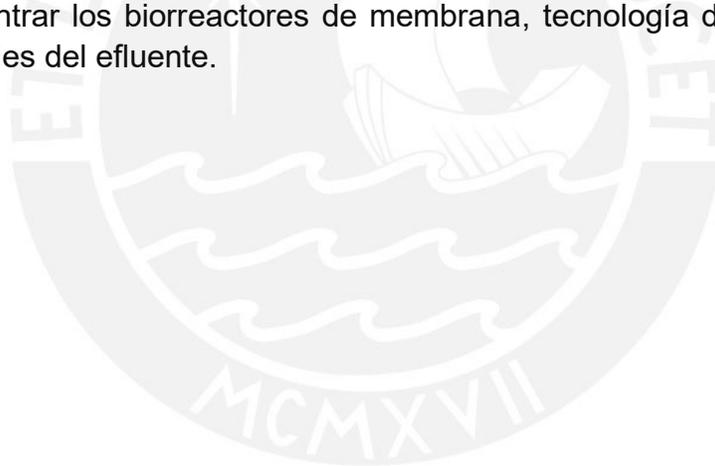
4.3.1. Tratamientos aerobios

Los tratamientos aerobios se basan en la utilización de microorganismos para la oxidación biológica en presencia de oxígeno. La interacción entre la materia orgánica, oxígeno y los microorganismos generan nueva biomasa y dióxido de carbono (Burgoa Francisco Fernando, 2015). La reacción que se genera al interior del reactor en este tipo de tratamiento se muestra en la siguiente ecuación.



La principal ventaja del sistema aerobio sobre el anaerobio es la superioridad en cuanto al nivel de calidad de agua tratada permitiendo cumplir con las regulaciones ambientales estrictas. La principal desventaja es que el 65% del volumen se transforma en biomasa, siendo estos biosólidos hasta seis veces mayor que el producido en el sistema anaerobio (Noyola A. et al., 2013).

El sistema aerobio se clasifica en procesos suspendidos y de biopelícula. Dentro del primer tipo se tienen las lagunas aireadas y los lodos activados. Dentro de la segunda clase a los filtros percoladores y contactores biológicos rotativos, dichos tratamientos se observan en la Figura 21. Además de los procesos mencionados, se puede encontrar los biorreactores de membrana, tecnología donde se obtiene mejores calidades del efluente.



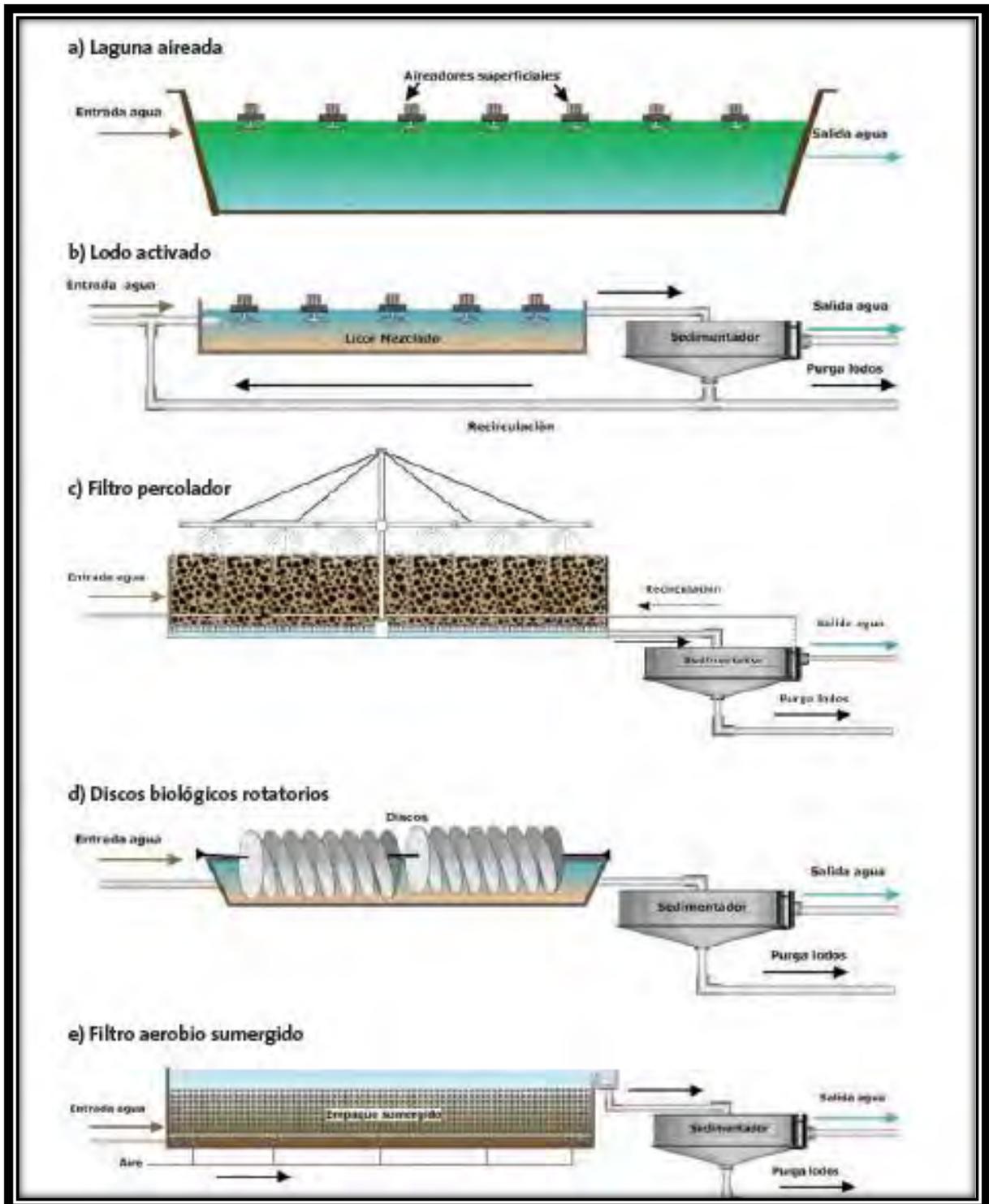


Figura 21. Variantes de los procesos aerobios en una PTAR (Fuente: Noyola A. et al., 2013).

4.3.1.1. Lagunas aireadas

Las lagunas aireadas son grandes depósitos excavados en el terreno con poca profundidad cuya función principal es estabilizar la materia orgánica a través de las algas y bacterias, este tipo de tratamiento trabaja a mezcla completa (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

Suelen emplearse como primera unidad del sistema en caso donde la disponibilidad del área es escasa y dentro de las principales variantes se tienen a las lagunas aireadas de mezcla completa y facultativas (Moscoso C. Julio, 2011).

La principal ventaja es el alto grado de remoción de la materia orgánica, ya que elimina alrededor del 95% y la principal desventaja es el mal olor presentado por la descomposición del fango. Incluso, debe evitarse la presencia excesiva de las algas porque altera el funcionamiento.

4.3.1.2. Fangos activados

El proceso de fangos activados es el más común y suele utilizar un reactor biológico junto a un clarificador con recirculación de fango para garantizar la adecuada remoción de la materia orgánica y los sólidos en suspensión. Este proceso se desarrolló por primera vez a principios del año 1900 con el fin de mitigar los riesgos para la salud asociados con las aguas residuales no tratadas (Chen Xueming et al., 2018).

Actualmente, existen 13 variantes de lodos activados dentro de los que destacan los sistemas de mezcla completa y flujo pistón. En este primer tipo se logra una homogeneidad completa en todo el reactor por lo que las concentraciones de los contaminantes es la misma en todo su volumen y en la salida de este; mientras que, en el segundo tipo, la concentración de los contaminantes depende de la ubicación en el tanque (Noyola A. et al., 2013).

Los reactores biológicos tienen como objetivo la degradación de la materia orgánica con ayuda de los microorganismos a través de la introducción de oxígeno. Esta puede darse por medio de aireadores con difusores o mecánicos. Los aireadores con difusores se clasifican en función de las características físicas en porosos y no porosos. El primero mencionado genera una aireación uniforme en todo el tanque y suelen ser de materiales plásticos o cerámicos. Mientras el segundo no genera una aireación uniforme por lo que no es aceptable, ya que posee un menor rendimiento en comparación con el primer tipo. Los aireadores mecánicos se clasifican en superficiales y sumergidos, la diferencia radica básicamente en que el oxígeno es transferido desde la atmósfera en el primer caso y en el segundo es introducido desde la parte inferior, la eficiencia en ambos es la misma (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

Los tanques clarificadores cumplen la función de separar los sólidos suspendidos del líquido, así como la reducción del líquido en los fangos de retorno. Dentro de las distintas variantes se tienen a los tanques circulares y rectangulares, las cuales son muy similares a los de la sedimentación primaria. La única diferencia en los tanques es la profundidad de la zona de espesamiento, la cual debe garantizar que el fango no espesado se recircule y almacene los sólidos que son aplicados en exceso (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

El problema más común de los fangos activados es la presencia de fango voluminoso porque posee pobre característica de sedimentabilidad y escasa compactibilidad. Por lo que, para evitar su producción, se debe garantizar la adecuada concentración de alimento/microorganismo (el valor debe estar en el rango de 0.05 - 1), y adecuada cantidad de oxígeno disuelto (el valor debe estar entre 1.5 - 4 mg/L).

4.3.1.3. Filtros Percoladores

Los filtros percoladores consisten en lechos formados por medios permeables al que se adhieren los microorganismos formando una película biológica a través del cual percola el agua residual. Los empaques se clasifican según el material en naturales (materiales pétreos) y sintéticos (materiales de plástico con diversas formas geométricas) (Noyola A. et al., 2013). Además, la clasificación según la carga orgánica es la siguiente: carga orgánica baja ($0.1 - 0.2 \text{ kg DBO}/\text{m}^3 - \text{d}$), media ($0.3 - 0.5 \text{ kg DBO}/\text{m}^3 - \text{d}$) o alta carga ($0.7 - 1.0 \text{ kg DBO}/\text{m}^3 - \text{d}$) (Delft University of Technology, 2015).

En este proceso biológico, el flujo pasa a través del filtro (encargado de degradar la materia orgánica) y el sistema de drenaje inferior recoge el líquido tratado llevándolo al clarificador. La ventilación en este proceso es de suma para el correcto funcionamiento y al igual que en los fangos activados, el microorganismo predominante es la bacteria y se regula con los protozoarios para controlar la población bacteriana. La principal desventaja es el arraste que podría sufrir la película biológica por las altas cargas, por lo que se las debe regular para garantizar el adecuado grado de remoción. El grado de remoción de materia orgánica está en el grado de 70 - 85% (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

4.3.1.4. Contactores biológicos rotativos

Los contactores biológicos rotativos, comúnmente conocidos como discos rotativos, son muy similares en cuanto al funcionamiento de los filtros percoladores, ya que se forma una película biológica en la superficie de los discos y a medida que estos empiezan a rotar entran en contacto con la biomasa degradando la materia orgánica y manteniendo el oxígeno al interior (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

Este proceso no requiere recirculación por lo que el costo de operación y mantenimiento se reduce en comparación con otros procesos. En general se pueden realizar arreglos de dos o tres tanques en serie y conforme el agua residual pasa a través de los tanques, la cantidad de contaminantes es menor. La principal desventaja son las fallas de los equipos ya sea del eje central o el disco; sin embargo, son más efectivos que los filtros percoladores en cuanto al grado de remoción de materia orgánica llegando a obtener eficacias del 90 – 95% (Noyola A. et al., 2013).

4.3.1.5. Biorreactores de Membrana (MBR)

Los biorreactores de membrana se definen como la combinación de la degradación biológica y la filtración por membrana. El funcionamiento al interior del reactor es de la siguiente manera, los sólidos en suspensión y los microorganismos, encargados de la degradación, son separados a través de la membrana por una fuerza impulsadora (Caro Estrada Raúl, 2014).

Esta tecnología fue propuesta por primera vez en 1968 como un sistema de lodo activado en el que se agregaba una membrana para la degradación biológica (Ivanovic I. & Leiknes T., 2012). En la década de los 70, esta tecnología entró por primera vez al mercado japones. Posteriormente, en la década de los 80 lo hizo en el Reino Unido como sistemas de microfiltración y ultrafiltración. Actualmente el 66% de los biorreactores de membrana se desarrollan y se utilizan en Japón y el resto en Estados Unidos, Europa y Sudamérica (Caro Estrada Raúl, 2014).

Empezó a ganar popularidad por el alto grado de remoción de la materia orgánica (95 - 99%), eliminación de nutrientes, menor producción de biosólidos y menor espacio a usar. Sin embargo, las principales desventajas son los altos consumos de energía y ensuciamiento de la membrana (Ivanovic I. & Leiknes T., 2012).

Dentro de las variantes podemos encontrar a los biorreactores con membrana integrada o sumergida y con membrana externa o recirculación al biorreactor.

4.3.1.5.1. Biorreactores con Membrana Integrada o Sumergida

Este tipo de biorreactor tiene a la membrana inmersa en el tanque biológico. La fuerza impulsadora a través de la membrana se alcanza presurizando el biorreactor o creando presión negativa al lado del permeado de la membrana (Buisson H. et al., 1998).

En este tipo de biorreactores se encuentra una diversidad de variantes: biorreactor con biopelícula híbrida (HFMBR), biorreactor vertical sumergido (VSMBR) y biorreactor sumergido rotatorio (SRMBR), las abreviaciones por sus siglas en inglés. En el biorreactor con biopelícula híbrida existe una zona aeróbica y una anaeróbica por lo que se produce el proceso de nitrificación-desnitrificación en su interior. Incluso, el biofiltro es importante en la degradación de la materia orgánica. El biorreactor vertical sumergido y sumergido rotatorio se componen de una zona

anóxica y óxica donde se realiza la remoción de nutrientes. La principal característica de estos biorreactores es reducir el ensuciamiento de la membrana comparado con la otra variante (Meng Fangang et al., 2012).

La limpieza de la membrana se realiza a través de frecuentes retrolavados con agua permeada y aire o en ocasiones con soluciones químicas (Caro Estrada Raúl, 2014). En la Figura 22 se presenta el esquema explicativo del funcionamiento.

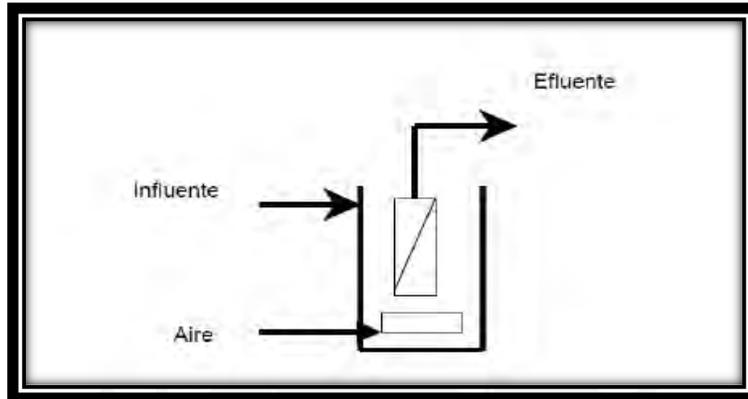


Figura 22. Esquema de Biorreactor con Membrana Sumergida (Fuente: Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

4.3.1.5.2. Biorreactores con Membrana Externa o con recirculación al biorreactor

En este tipo, se tiene a la membrana fuera del reactor biológico, por lo que el licor es impulsado hacia la membrana por la presión creada por la alta velocidad de flujo (Caro Estrada Raúl, 2014). La limpieza se realiza con mayor frecuencia en comparación con el biorreactor con membrana interna. En la Figura 23 se presenta el esquema explicativo.

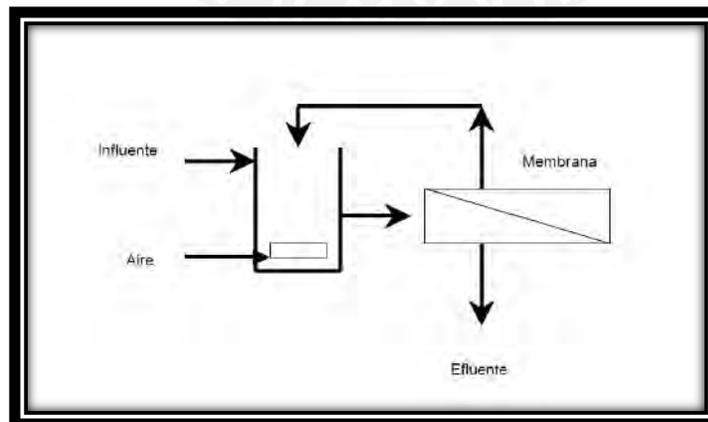
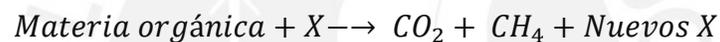


Figura 23. Esquema de Biorreactor con Membrana Externa (Fuente: Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

4.3.2. Tratamientos anaerobios

Los sistemas anaerobios se emplean para el tratamiento de aguas residuales en corrientes con altas concentraciones de materia (Burgoa Francisco Fernando, 2015). Las ventajas que presentan son la baja producción de fangos, biosólidos, y la utilización del metano como una potencial fuente de energía. Las desventajas son el elevado tiempo de retención de sólidos para la degradación de la materia orgánica y los bajos porcentajes de degradación de la materia orgánica en comparación con los sistemas aerobios. Por tal motivo, pueden ser utilizados como complemento de un tratamiento aerobio por su bajo grado de producción de fango.

Al interior del tanque, se producen tres etapas, las cuales son la hidrólisis, transformación de la materia a compuestos solubles; fermentación, transformación de compuestos orgánicos en precursores los cuales son acetato e hidrogeno; y la metanogénesis, transformación de los precursores en metano (Noyola A. et al., 2013). En otras palabras, la degradación de la materia orgánica es en 3 etapas, en la primera se transforma en energía para los microorganismos presentes y en las siguientes se va degradando la materia orgánica. La reacción al interior del tanque se muestra a través de la siguiente ecuación



Estos sistemas se clasifican en reactores anaerobios con base en generaciones. Los reactores de primera generación son procesos donde la transferencia de masa entre el medio líquido y los microorganismos es limitada y no se puede incrementar la temperatura. Los reactores de segunda y tercera generación han mejorado la transferencia de masa al interior del tanque incluyendo biopelículas e incorporando altas velocidades en el flujo a través del incremento de la temperatura (Noyola A. et al., 2013).

Las tecnologías más características son las lagunas anaerobias, fosas sépticas, tanques Imhoff y reactores o digestores anaerobios, tal y como se observan en la Figura 24.

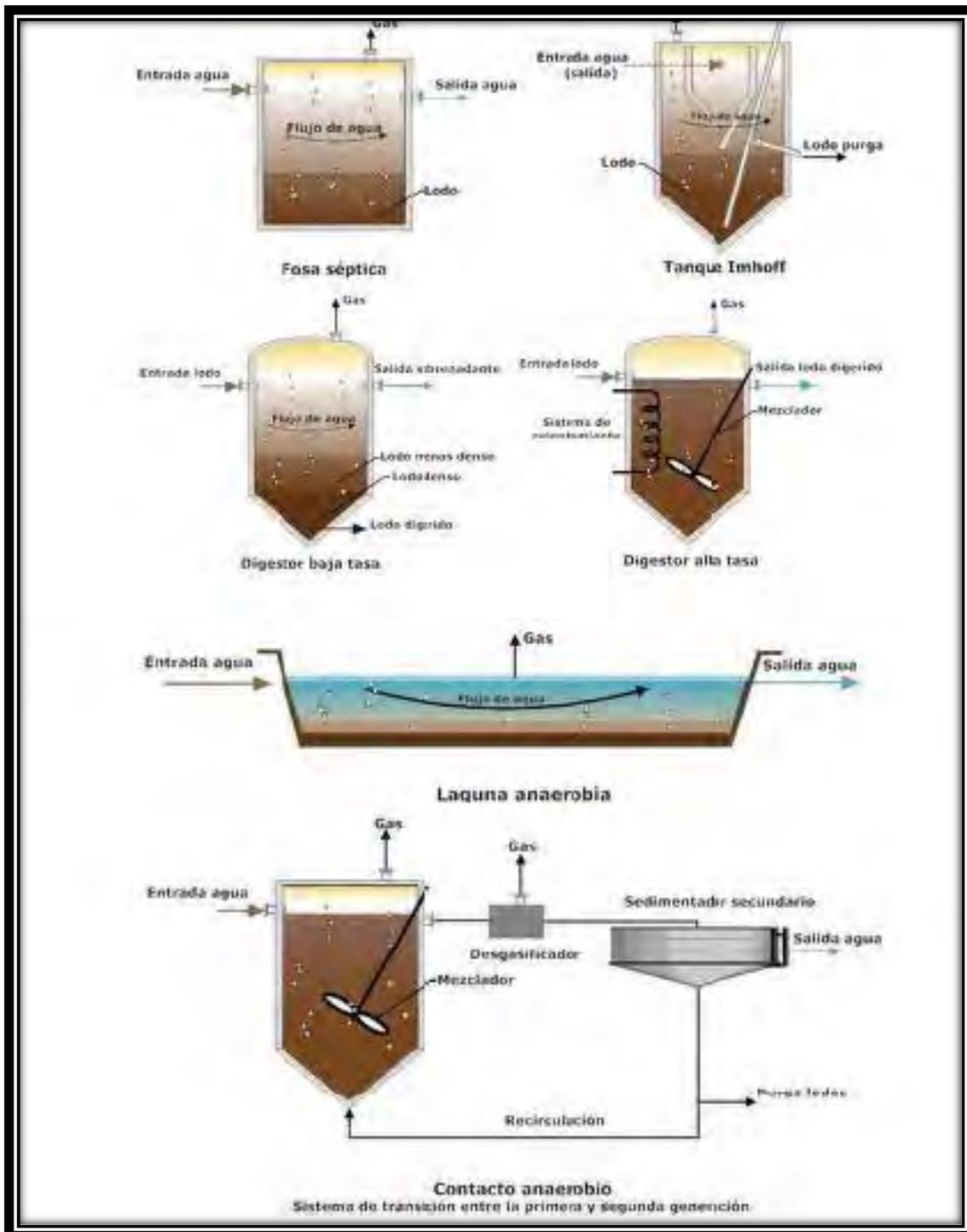


Figura 24. Variantes de los procesos anaerobios en una PTAR (Fuente: Noyola A. et al., 2013).

4.3.2.1. Digestores anaerobios

Los digestores anaerobios son tanques cerrados que se utilizan para la estabilización de los biosólidos altamente concentrados (por ejemplo, aguas residuales provenientes de la industria pecuaria) (Noyola A. et al., 2013).

Dentro de las variantes se tiene los digestores anaerobios convencionales y los digestores anaerobios de alta tasa. Los del primer tipo poseen tiempos de retención hidráulica de alrededor de 60 días. Mientras que los del segundo tipo, 15 días y poseen mayor eficiencia en la degradación de la materia orgánica por sus altas temperaturas (Noyola A. et al., 2013).

4.3.2.2. Reactores Anaerobios de Flujo Ascendente (RAFA)

El reactor anaerobio de flujo ascendente consiste en un tanque el cual consta de un paquete de microorganismos encargados de la degradación de la materia orgánica. El flujo al interior del tanque es ascendente, por lo que el licor de agua es retirado por la parte superior tal y como se observa en la Figura 25.

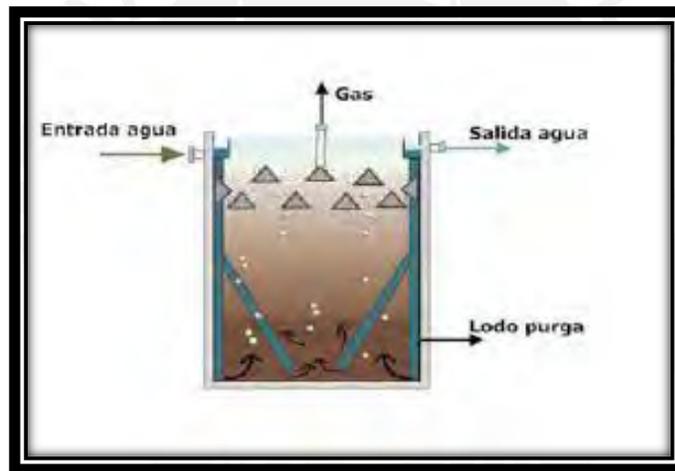


Figura 25. Reactor anaerobio con lecho de lodos de flujo ascendente (Fuente: Noyola A. et al., 2013).

Las principales ventajas son eliminación del proceso de sedimentación, cortos tiempos de retención de sólidos y producción de biogás, metano. Las principales desventajas son bajas remociones de la materia orgánica alrededor del 65%, altos costos operativos y deterioros en la estructura por efecto de la corrosión (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

Dentro de las variantes se tiene al reactor de lecho expandido o fluidificado el cual es un sistema de tercera generación donde el lecho fluidificado es un material de empaque de pequeño tamaño, menor a un milímetro de diámetro (Noyola A. et al., 2013).

4.4. Tratamiento Terciario

El tratamiento terciario es la etapa más avanzada donde se elimina los patógenos, agentes termotolerantes, metales pesados, nutrientes u otros constituyentes de difícil remoción. Dentro de los procesos involucrados a dicha etapa destacan la adsorción, extracción con solvente, ultrafiltración, destilación, procesos avanzados de oxidación y desinfección (Ullah Abaid et al., 2020).

4.4.1. Desinfección

La desinfección consiste en la destrucción selectiva de los microorganismos (bacterias, virus y quistes amebianos) causantes de enfermedades transmitidas por el agua: tifus, cólera, hepatitis infecciosa entre otras. La forma como actúa es a través de la destrucción de la pared celular o la alteración de la estructura química de las enzimas. Además, cabe mencionar que la destrucción total de los organismos se denomina esterilización y demanda procesos más estrictos (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

Este proceso puede darse a través de agentes químicos, físicos y medios mecánicos, siendo el primer grupo los más utilizados. Los agentes químicos más usados son el cloro, bromo, yodo y el ozono. El ozono como producto de desinfección es el menos usado por no ser cuantificable, ni medible en el agua residual después de su uso, característica importante en cuanto al uso del desinfectante. Los principales agentes físicos son la luz solar a través de la radiación ultravioleta y el calor, a una temperatura de ebullición se destruye las principales bacterias causantes de enfermedades y no formadoras de esporas (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014). Los medios mecánicos son los procesos que se desarrollan en la planta, por ejemplo, tamizaje, desarenado, sedimentación entre otras, el grado de remoción de patógenos en cada proceso se observa en la Tabla 7.

Tabla 7. Principales procesos y operaciones donde se elimina los microorganismos (Fuente: Metcalf & Eddy/Aecom, 2014)

Procesos	Porcentaje de eliminación de microorganismos (bacterias, virus y quistes amebianos)
Tamices de malla gruesa	0-5
Tamices de malla fina	10-20
Desarenadores	10-25
Sedimentación primaria	25-75
Sedimentación química	40-80
Filtros percoladores	90-95
Fangos activados	90-98

En el proceso de desinfección debe tenerse en cuenta el tiempo de contacto y la dosis a usar, ya que el remanente puede reaccionar con el amoníaco producido en el proceso de nitrificación-desnitrificación y causar una disminución en cuanto al rendimiento. Asimismo, las características del desinfectante son muy importante al momento de elegir por lo que se suele utilizar el cloro o sus derivados porque cumple con la mayoría de las siguientes propiedades que se observan en la Tabla 8.

Tabla 8. Principales propiedades de los desinfectantes (Fuente: Metcalf & Eddy/Aecom, 2014)

Característica	Propiedades/Respuesta
Toxicidad para los microorganismos	Debe ser altamente tóxico a altas concentraciones
Solubilidad	Debe ser soluble en agua o en tejido celular
Estabilidad	La pérdida de acción germicida con el tiempo debe ser baja
No tóxico para las formas de vida superiores	Debe ser tóxico para los microorganismos y no para los seres humanos y animales
Homogeneidad	La disolución debe ser uniforme en su composición
Interacción con materias extrañas	No debe ser absorbido por otra materia orgánica que las células bacterianas
Toxicidad a temperatura ambiente	Debe ser efectivo en el intervalo de temperaturas ambiente
Penetración	Debe tener la capacidad de penetrar a través de las superficies
No corrosivo y no colorante	No debe atacar los metales ni teñir la ropa
Capacidad desodorante	Debe desodorizar a la vez que desinfectar
Disponibilidad	Debe estar disponible en grandes cantidades y a un precio razonable

4.5. Tratamiento de Lodos

Los lodos, también llamados biosólidos, son un subproducto del tratamiento de aguas residuales y son sólidos de gran tamaño compuestos por gravilla o arena, sustancias orgánicas o inorgánicas, microorganismos, metales pesados y contaminantes tóxicos o no tóxicos (Bresters A.R. et al., 1997). La caracterización de los biosólidos se basa en tres parámetros: físico, determina la capacidad de ser procesados y manipulados; químico, determina la presencia de nutrientes y compuestos tóxicos; y biológico, determina la actividad microbiana y la materia orgánica (Grosser A. et al., 2013).

En países como Estados Unidos la cantidad de biosólidos producidos en las PTAR son cerca de 13.84 Mt anuales, en Europa el valor es muy similar siendo este 10 Mt (Gobelak Anna et al., 2019). Estas cantidades van en aumento por el incremento de las PTAR, por lo que su manejo es de suma importancia. También, estos son considerados cada vez como un recurso valioso por su riqueza en cuanto a nutrientes y energía (Edwards J. et al., 2017).

Los fertilizantes típicos para la agricultura poseen 5% de nitrógeno, 10% de fósforo y 10% de potasio; mientras que, los valores típicos de los biosólidos estabilizados son 3.3% de nitrógeno, 2.3% de fósforo y 0.3% de potasio. A pesar de que registra valores bajos, son una buena opción que los biosólidos sean usados como fertilizantes en la agricultura (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

Los biosólidos reciben un tratamiento previo a su disposición donde se reduce la cantidad de materia inorgánica y se degrada la orgánica, mitiga el potencial de putrefacción y se elimina los agentes patógenos (Metcalf & Eddy/Aecom, 2004). Los procesos por los cuales atraviesan son espesamiento, estabilización y deshidratación. Dicho esquema de fases se observa en la Figura 26. El tratamiento de lodos puede representar hasta el 53% del costo operativo en una planta (Zhao Gang et al., 2019).



Figura 26. Secuencia de procesos en el Tratamiento de Lodos

4.5.1. Espesamiento

El espesamiento, conocido como concentración, aumenta el contenido de sólidos del fango removiendo una fracción del líquido. Los clarificadores primarios pueden ser usados para espesar los biosólidos con un tiempo de retención de 12 – 24 horas (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

Este proceso es de suma importancia para los procedimientos posteriores pues mejora la capacidad de los tanques, reduce la cantidad de químicos y las temperaturas usadas para el secado. Asimismo, se debe tener mucho cuidado con las cargas hidráulicas porque bajas cargas generan malos olores y lodos flotantes, y altas cargas, un exceso de sólidos (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

Las variantes más comunes son espesamiento por gravedad, espesamiento por flotación y espesamiento por centrifugación (Andreoli V.C. et al., 2007). El primero es el tipo más común y suele usarse en tanques circulares donde el lodo espesado es retirado del fondo del tanque a través de rascadores profundos. El segundo tipo consiste en un tanque donde se introduce aire en solución para que el lodo espesado quede flotando y sea removido con una cuchara. El tercer tipo consiste en un tanque donde un rotador de desplazamiento horizontal o vertical genera la fuerza centrífuga capaz de espesar el lodo y con un rascador es removido el sólido, el principal problema es que se usa para plantas con caudales superiores $2000 \text{ m}^3/\text{d}$ por los altos costos operativos. En todas las variantes el lodo espesado es dirigido a los digestores con la ayuda de bombas para que posteriormente el licor retorne al sedimentador primario.

4.5.2. Estabilización

La estabilización consiste en la reducción de patógenos y eliminación de los olores ofensivos provocados por la degradación de la materia orgánica, los métodos para este proceso son químicos o biológicos.

Los métodos químicos consisten en la adición de productos químicos en grandes cantidades capaz de aumentar el nivel de pH. La principal ventaja es la reducción de patógenos y la principal desventaja son los malos olores, por lo que su uso se está dejando de lado (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

Los métodos biológicos tienen dos variantes los digestores anaerobios y los digestores aerobios y a diferencia de los métodos químicos, estos logran inhibir los malos olores.

Los digestores anaerobios se caracterizan por la producción y posterior utilización de biogás, el cual contiene entre 65 - 70% de metano, 25 - 30% de dióxido de carbono y pequeñas cantidades de otros gases como di nitrógeno, ácido sulfhídrico entre otros. La producción diaria de biogás esta entre 15 – 22 m³/1000 hab. en plantas de tratamiento primario y 28 m³/1000 hab. en plantas de tratamiento secundario. La principal desventaja de los digestores anaerobios son los elevados tiempos de retención de masa para garantizar la reducción de los sólidos volátiles suspendidos. Además, la temperatura es un factor importante debido a que influye en cuanto a la reducción de los sólidos volátiles, por lo que es recomendable que el tanque no sufra una variación mayor a 0.5°C (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

Los digestores aerobios se caracterizan porque logran una mayor reducción de sólidos volátiles suspendidos y el aprovechamiento del lodo tratado como fertilizante. Se empezó a utilizar en plantas pequeñas, caudal promedio menor a 0.2 m³/s y en la actualidad se usa para todo tipo de plantas (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

4.5.3. Deshidratación y Secado

La deshidratación es la operación física que se utiliza para reducir el contenido de humedad de los fangos y se complementa con el proceso de secado. En este proceso se elimina entre el 25 - 30% del agua presente en los fangos y el proceso de secado lo complementa con cerca del 90 - 95% (Andreoli V.C. et al., 2007).

Las principales ventajas son los menores costos de transporte, mejora la manipulación de los fangos y reduce el riesgo de putrefacción de fangos (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014). Para mejorar el proceso de deshidratación es necesario acondicionar el fango a través de la adición de agentes químicos o el calentamiento de este.

Dentro de los diferentes tipos se encuentra las camas de lodo de secado y la filtración en sus diferentes variantes: filtración al vacío, banda y prensa (Andreoli V.C. et al., 2007).

Las camas de lodo de secado son el método más empleado en Estado Unidos por su bajo costo, el escaso mantenimiento y el elevado contenido en sólidos del producto final (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014). La deshidratación del fango en las camas de lodo se da por evaporación desde la superficie expuesta al aire y por drenaje a través de la masa de fango.

La deshidratación por filtración se da por medios mecánicos ya sea un tambor rotativo, banda o una prensa. La función principal es drenar el agua capilar, dentro de las variantes de filtración el más usado es el filtro de prensa porque se obtiene un filtrado más clarificado que usando los otros métodos (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

5. Materiales y Métodos

El diseño de la planta se basó en el enfoque de Bozkurt et al. La caracterización de las aguas residuales, la definición de los límites de calidad del efluente y los tratamientos deseados son una de las primeras cosas antes de recurrir a cualquier herramienta de apoyo como son los programas de biosimulación (Bozkurt H. et al., 2015). La metodología por usar se desarrolla de la siguiente manera, primero, se estiman los caudales basados en dos escenarios: cuando la cantidad de áreas verdes per cápita es el valor de $9.2 \text{ m}^2/\text{hab}$ sugerido por la OMS y cuando dicho valor es $5.19 \text{ m}^2/\text{hab}$, datos actuales de la Municipalidad de Los Olivos (MDLO). Segundo, se corrobora que los caudales obtenidos para el riego de las áreas verdes en ambos escenarios sean abastecidos por los pobladores de Los Olivos. Tercero, se caracterizan los contaminantes del agua residual y se establece los LMP que el efluente debe cumplir. Finalmente, se realiza los diseños a través de método empíricos y el software BioWin con los caudales obtenidos en el primer paso. Para la selección de las tecnologías se hace uso del Análisis de Decisión Multicriterio (MCDA, por sus siglas en inglés) priorizando el factor técnico. Para la elaboración del MCDA se realiza un cuadro comparativo de los criterios ambientales, técnicos y sociales entre dos opciones y se asigna un puntaje de acuerdo con dichos criterios y la opción que tenga mayor puntaje es la elegida. Sin embargo, para este caso se priorizará el criterio técnico. La configuración óptima de la red de procesos es combinar varias unidades de procesamiento entre numerosas alternativas y describir sus interconexiones con objetivos económicos, ambientales o sociales que se maximizan o minimizan al mismo tiempo (Chen Xueming et al., 2018). El flujo de procesos en este capítulo se observa en la Figura 27.



Figura 27. Secuencia de procesos en Materiales y Métodos.

5.1. Estimación del caudal de diseño

En el Perú, las empresas prestadoras de servicio de saneamiento y agua potable no cuentan con las herramientas necesarias para obtener los valores de los gastos producidos por la nación lo que conlleva a un bajo control de las aguas residuales. Para estimar los caudales al interior de la planta para los dos escenarios mencionados en materiales y métodos, se define el horizonte de diseño de esta, cuyo valor debe estar entre 20 a 30 años contemplado en la Norma OS.090 (Ministerio de Vivienda, 2006). El horizonte de diseño es el periodo que la planta está operativa conservando las características y rendimientos iniciales.

Para el presente proyecto se usa un horizonte de diseño de 15 años. Si bien este periodo no está dentro del rango establecido en la Norma OS.090, esto solo afecta en el tiempo de operatividad de la planta mas no en el rendimiento. Después de haber definido el horizonte de diseño de dicha planta, se estima la cantidad de habitantes en Los Olivos. Para ello, se usa la base de datos de los habitantes comprendidos entre los años 2006 al 2017 proporcionados por el INEI como se observa en la Tabla 9. Luego a través del método de regresión lineal se estima la cantidad de habitantes al año 2035.

Tabla 9. Población en el distrito de Los Olivos desde el año 2006 hasta el 2017 (Fuente: INEI, 2017).

Periodo	Habitantes
2006	323462
2007	328752
2008	333896
2009	339028
2010	344280
2011	349670
2012	355101
2013	360532
2014	365921
2015	371229
2017	384711

Se obtiene que para el año 2035 habrá 477 390 habitantes en el distrito de Los Olivos, en la Tabla 10 se observa el crecimiento poblacional desde el año 2010 al 2035 cuya tasa promedio anual es 1.6%.

Tabla 10. Crecimiento poblacional en Los Olivos hasta el año 2035

Periodo	Habitantes
2010	344280
2015	371229
2020	397674
2025	424246
2030	450818
2035	477390

Luego de obtenido la cantidad de habitantes al año 2035, se calcula los caudales de diseño de las aguas residuales municipales. Como ya se mencionó anteriormente, las aguas residuales se clasifican según su naturaleza en domésticas, industriales y pluviales, siendo las aguas residuales municipales una combinación de las anteriores mencionadas (Rodie B. Edward & Hardenberg, 1987).

En Los Olivos, las aguas residuales municipales son llevadas en su totalidad a través de los colectores hacia la planta Taboada, lugar donde se brinda tratamiento preliminar, tratamiento insuficiente para el reúso de aguas residuales según la Norma OS.090 (Ministerio de Vivienda, 2006). Por tal motivo, la planta a diseñar brinda tratamiento a una porción de las aguas residuales domésticas porque las industriales son tratadas en la planta Taboada y las pluviales no serán consideradas debido su poca influencia en Lima, ya que la precipitación máxima anual es de 1 - 2 mm. Para evitar que la PTAR trate agua residual industrial, esta se ubicará en una zona de vivienda donde los colectores solo transportan aguas residuales domésticas.

Para el cálculo de los caudales hay que tener en cuenta que a lo largo del día podemos evidenciar una variación en cuanto al consumo de agua lo que se transmite en una variación al caudal del agua residual. Por lo que para la obtención del caudal máximo o mínimo diario será necesario multiplicar al caudal promedio por el factor que corresponda. Para obtener el caudal máximo diario se utiliza el factor punta cuyo valor varía en el rango de 1.4 - 2 y para el caudal mínimo diario un factor cuyo valor es alrededor de 0.5 (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014). Aparte de los caudales mencionados; también, hay un caudal máximo horario que suele presentarse dos veces a lo largo del día entre las 10 - 12 horas y entre las 20 - 22 horas. Para la obtención del caudal máximo horario, se recomienda usar un factor comprendido entre 1.3 - 1.7 y para obtener el caudal máximo diario uno comprendido entre 1.5 - 1.8 (Orozco, 2005). Para el presente modelo se usarán los

siguientes factores 1.65, 1.5 y 0.5 para los gastos máximo diario, máximo horario y mínimo diario, respectivamente.

A continuación, se presentan los cálculos para la obtención de los caudales de diseños para los dos escenarios. Tal y como se mencionó anteriormente, en el primer escenario se considera que la cantidad de áreas verdes per cápita es el valor de $9.2 \text{ m}^2/\text{hab}$ sugerido por la OMS y en el segundo escenario cuando dicha cantidad es $5.19 \text{ m}^2/\text{hab}$, datos actuales de la MDLO. Para ambos escenarios se considera una dotación de agua de $3.217 \text{ L/m}^2 - \text{día}$. En ambos escenarios se diseña con los caudales promedio, ya que la mayor parte del día está presente.

Primer escenario

Con el valor per cápita de áreas verdes de $9.2 \text{ m}^2/\text{hab}$. y una dotación de agua para el riego de áreas verdes de $3.217 \text{ L/m}^2 - \text{día}$ se obtiene un caudal promedio a tratar de $0.160 \text{ m}^3/\text{s}$, luego con los factores mencionados se obtienen los demás caudales que se muestran en la Tabla 11. Asimismo, en la Figura 28 se observa la variación del gasto a lo largo del día.

Tabla 11. Caudales representativos a lo largo del día para un valor per cápita de áreas verdes de $9.2 \text{ m}^2/\text{hab}$.

Descripción	Valor (m^3/s)
Caudal promedio	0.160
Caudal máximo diario	0.260
Caudal máximo horario	0.240
Caudal mínimo diario	0.080



Figura 28. Variación del caudal a lo largo del día considerando un valor per cápita de áreas verdes de $9.2 \text{ m}^2/\text{hab}$.

Segundo escenario

Con el valor per cápita de áreas verdes de $5.19 \text{ m}^2/\text{hab.}$ y una dotación de agua para el riego de áreas verdes de $3.217 \text{ L/m}^2 - \text{día}$ se obtiene un caudal promedio a tratar de $0.0905 \text{ m}^3/\text{s}$, luego con los factores mencionados se obtienen los demás caudales que se muestran en la Tabla 12. Asimismo, en la Figura 29 se observa la variación del gasto a lo largo del día.

Tabla 12. Caudales representativos a lo largo del día para un valor per cápita de áreas verdes de $5.19 \text{ m}^2/\text{hab.}$

Descripción	Valor (m^3/s)
Caudal promedio	0.090
Caudal máximo diario	0.150
Caudal máximo horario	0.136
Caudal mínimo diario	0.045



Figura 29. Variación del caudal a lo largo del día considerando un valor per cápita de áreas verdes de $5.19 \text{ m}^2/\text{hab.}$

5.1.1. Corroboración de las aguas residuales domésticas

Luego de haber calculado los caudales de diseño para los dos escenarios se verifica que los habitantes de Los Olivos produzcan dichos caudales de aguas residuales domésticas. Para ello, se estima el consumo diario por persona hasta el año 2035 a través del método regresión exponencial. Se hace uso de la base de datos de consumo diario entre los años 2004 al 2014 como se observa en la Tabla 13.

Tabla 13. Consumo total anual y diario por persona de los habitantes en el distrito de Los Olivos desde el año 2004 hasta el 2014 (Fuente: MDLO, 2015).

Año	Consumo anual ($E^5 m^3$)	Consumo diario (m^3)	Habitantes	Consumo diario (L)
2004	132.16	36109.3	312051	115.7
2005	134.44	36832.9	317895	115.9
2006	141.09	38654.8	323462	119.5
2007	141.17	38676.7	328752	117.6
2008	141.55	38674.9	333896	115.8
2009	139.57	38238.4	339028	112.8
2010	141.46	38756.2	344280	112.6
2011	159.04	43572.6	349670	124.6
2012	164.33	44898.9	355101	126.4
2013	166.70	45671.2	360532	126.7
2014	164.27	45005.5	365921	123.0

Luego de la regresión exponencial, se obtiene que el consumo diario por persona al año 2035 es 148 litros aproximadamente, dicho valor equivale a $0.8 m^3/s$. Asimismo, la Norma “Redes de Aguas Residuales OS.070” recomienda un coeficiente de retorno de 0.8 de no existir datos locales comprobados (Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento, 2006). El coeficiente de retorno es el factor que exonera la cantidad destinada al consumo humano. Por tal motivo, el verdadero valor del caudal de agua residual en Los Olivos es de $0.64 m^3/s$ siendo suficiente, ya que el máximo valor para abastecer de agua a las áreas verdes es $0.260 m^3/s$.

5.2. Caracterización del agua residual

Luego de verificar que el agua residual producida por los ciudadanos en Los Olivos es suficiente para abastecer el riego de todas las áreas verdes en dicho distrito. Se realiza la caracterización de los contaminantes del agua residual porque es muy importante conocer su naturaleza para así garantizar un adecuado manejo de estas. Los constituyentes más representativos del tratamiento de aguas residuales son los sólidos en suspensión, materia orgánica e inorgánica, patógenos, nutrientes, metales pesados y los contaminantes refractarios (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014), en la Tabla 14 se observan valores empíricos según el gasto producido.

Tabla 14. Valores empíricos de los constituyentes del agua residual según el caudal (Fuente: Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

Constituyente	unidad	Baja (Q=570L/per- día)	Media (Q= 380L/per-día)	Alta (Q=190L/per- día)
Sólidos Totales	mg/L	537	806	1612
Sólidos Disueltos	mg/L	374	560	1121
Fijos	mg/L	224	336	672
Volátiles	mg/L	150	225	449
Sólidos Suspendidos	mg/L	130	195	389
Fijos	mg/L	29	43	86
Volátiles	mg/L	101	152	304
Sólidos Sedimentables	mg/L	8	12	23
DBO5	mg/L	133	299	400
COT	mg/L	109	164	328
DQO	mg/L	339	508	1016
Nitrógeno	mg/L	23	35	69
Orgánico	mg/L	10	14	29
Amoniaco Libre	mg/L	14	20	41
Nitritos	mg/L	0	0	0
Nitratos	mg/L	0	0	0
Fósforo	mg/L	3.7	5.6	11
Orgánico	mg/L	2.1	3.2	6.3
Inorgánico	mg/L	1.6	2.4	4.7
Grasas y aceites	mg/L	51	16	32
Compuestos Orgánicos Volátiles	mg/L	<100	100-400	>400
Coliformes Totales	No/100mL	10E6 - 10E8	10E7 - 10E9	10E7 - 10E10
Coliformes Fecales	No/100mL	10E3 - 10E5	10E4 - 10E6	10E5 - 10E8

Si bien el consumo diario de agua potable por persona al año 2035 en Los Olivos es 148 litros, con este valor se obtiene el agua residual doméstica de dicho distrito. Sin embargo, los colectores transportan aguas municipales, combinación de aguas residuales domésticas, industriales y pluviales, de los distritos aledaños (Puente Piedra, Comas, San Martín de Porres e Independencia) por lo que el valor del consumo diario por persona es mucho mayor.

Para caracterizar las aguas residuales de Los Olivos se estima que el consumo diario por persona es de 380 litros por lo que para la caracterización se usa los valores empíricos de la Tabla 14, los valores de los contaminantes de mayor interés en los Olivos se observan en la Tabla 15.

Tabla 15. Constituyentes característicos del agua residual en Los Olivos (Fuente: Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

Constituyente	Unidad	Media (Q=380L/per-día)
Sólidos Totales	mg/L	806
Sólidos Disueltos	mg/L	560
Sólidos Suspendidos	mg/L	195
DBO ₅	mg/L	299
DQO	mg/L	508
Grasas y aceites	mg/L	2.4
Nitrógeno	mg/L	35
Fósforo	mg/L	5.6
Compuestos Orgánicos Volátiles	mg/L	100 – 400
Coliformes Totales	No/100mL	10E7 - 10E9
Coliformes Fecales	No/100mL	10E4 - 10E6

Los valores de la Tabla 15 son muy cercanos a la realidad, debido a que como se mencionó anteriormente los valores de los constituyentes medidos de la cuenca del río Chillón en el punto de la intersección de la panamericana norte son 158 mg/L, 298 mg/L y 474 mg/L para los sólidos en suspensión, DBO₅ y DQO respectivamente. Dichos valores son muy cercanos a los de la Tabla 15. Por tal motivo, la estimación del consumo diario por persona de 380 litros es validada y se acepta el uso de los valores de dicha tabla para el diseño.

5.3. Diseño y Ubicación de la Planta de Tratamiento de Agua residual

Ya obtenida la caracterización del agua residual de Los Olivos se empieza con los diseños. Para ello, previamente se debe establecer los LMP según el reúso que se disponga a las aguas residuales. Actualmente como ya se mencionó, en el marco legal peruano el D.S. N° 003-20120- MINAM restringe los LMP de efluentes para su vertimiento a cuerpos de agua, los valores se observan en la Tabla 16. Sin embargo, no hay LMP para el agua residual tratada que sea reutilizada para el riego u otras aplicaciones en Perú. Ante esto, el artículo 150 del Reglamento de la Ley de Recursos Hídricos señala que se tiene que utilizar las guías de la OMS para las aguas que se destinarán al reúso. No obstante, estas guías restringen valores de los patógenos mas no de los compuestos orgánicos y los sólidos totales. Por ello, se ha optado por utilizar los LMP de la Directiva Ambiental Europea EC 1998 los cuales se observan en la Tabla 17.

Tabla 16. Límites máximos permisibles para efluentes de PTAR – Directiva Peruana
Fuente:(MINAM ,2010)

DECRETO SUPEREMO N° 003-2010-MINAM		
Parámetro	Unidad	LMP
Aceites y grasas	mg/L	20
Coliformes Termotolerantes	NMP/100mL	10000
DBO5	mg/L	100
DQO	mg/L	200
pH	Unidad	6.5-8.5
SST	mg/L	150
Temperatura	°C	<35

Tabla 17. Límites máximos permisibles para efluentes de PTAR – Directiva Europea
Fuente:(EC,1998; ECC,1991)

DIRECTIVAS AMBIENTALES EUROPEAS		
Parámetro	Unidad	LMP
DBO5	mg/L	25
DQO	mg/L	125
SST	mg/L	35
Fósforo Total	mg/L	1
Nitrógeno Total	mg/L	10

En la planta propuesta no será necesario reducir las concentraciones de los nutrientes porque son buenos acondicionadores del suelo y pueden emplearse en la agricultura (Del Castillo Gutiérrez María & Meseth Macchiavello Enrique, 2015). Asimismo, debido a que el agua estará en contacto directo con los ciudadanos de Los Olivos, ese recibe un proceso de desinfección.

Para la ubicación, se ha designado un lugar donde se encuentre la mayor concentración de áreas verdes y se haga uso de la menor cantidad de equipos de bombeo para el abastecimiento del agua residual tratada para el riego de áreas verdes. La zona idónea es la comprendida por las siguientes avenidas: Avenida Naranjal, Universitaria y Alfredo Mendiola. Dicha zona posee una extensión de 6.8 km^2 , lo que equivaldría al 37% de la superficie del distrito de Los Olivos por lo que el agua residual producida en esta área sería suficiente para abastecer a todas las áreas verdes del distrito.

La PTAR se ubicará en el parque Lloque Yupanqui, ya que actualmente dicho parque zonal cuenta con el área necesaria para que se construya dicho proyecto, la ubicación de las áreas verdes y de la planta en mención se presentan en la Figura 30.



Figura 30. Mapa distrital de Los Olivos donde se observa la ubicación de la PTAR Los Olivos (Fuente: MDLO,2014).

5.4. BioWin (Simulador de Planta de Tratamiento de Agua Residual)

Los simuladores son la unión de varios modelos matemáticos y cada uno de estos describen el comportamiento de una serie de procesos químicos, físicos y biológicos por lo que ayudan al usuario a utilizar la configuración óptima para el diseño y operación de una planta de tratamiento de agua residual. El uso de simuladores que ayuden a realizar simulaciones estáticas o dinámicas en toda la planta aumenta la confianza en la efectividad del diseño y optimización de los parámetros de diseño (Chen Xueming et al., 2018).

El primer modelo desarrollado y utilizado fue el ASM1 el cual se basaba en el proceso de lodos activados y ha sido la base de todas las numerosas extensiones (Ramírez J.E. et al., 2015).

La creciente propagación del desarrollo y aplicación de herramientas de simulación se debe principalmente a que las metodologías tradicionales son limitadas frente a las modernas tecnologías de tratamiento de aguas residuales (Iturrate E. A. & Urcola A. L., 2005). Actualmente existe una variedad de simuladores dentro de los que destacan el WEST y BioWin porque son los más comercializados, en la Tabla 18 se observa los simuladores existentes y su país de origen.

Tabla 18. Simuladores existentes para el diseño y simulación de las PTAR (Fuente: Ramírez J.E. et al., 2015)

Simulador	Creador	Origen
ASIM	EAWAG	Suiza
DESASS	Calagua group-UPV	España
BIOWIN	Envirosim Associates L.d.	Canadá
EFOR	DHI Inc.	Dinamarca
GPS-X	Hydromantis Inc.	Canadá
SIMBA	IFAK-System GmbH	Alemania
STOAT	WRc Group	Reino Unido
WEST	Hemmin N.V.	Bélgica
EDAR1.0	CEIT-Cadagua	España
AQUASIM	EAWAG	Suiza

El BioWin fue desarrollado por Peter Gold en el año 1978 e incorpora una serie de modelos matemáticos. Actualmente además de que dicho software es uno de los simuladores más comercializados, describe el comportamiento de 47 procesos siendo el simulador más completo por la variedad de procesos que desarrolla. Dentro de los procesos que incorporan destacan los biorreactores (MBR), decantadores, digestores aerobios, digestores anaerobios entre otros (Ramírez J.E. et al., 2015). Asimismo, los modelos que incorporan no pueden ser modificados por lo que su uso es bien práctico. El software funciona de la siguiente manera, se

ingresa las dimensiones o cantidad de aire en caso se utilice procesos aireados y se obtiene los grados de remoción y la cantidad de biosólidos producidos en cada proceso. La simulación que brinda dicho software es estática y dinámica y la única desventaja que presenta es que no simula los procesos en la etapa de tratamiento de lodos.

6. Diseño de la Planta de Tratamiento de Agua Residual

6.1. Procesos escogidos (diagrama de flujos)

La selección de las tecnologías se realiza haciendo uso del MCDA tal y como se describió en el Capítulo 5 priorizando el criterio técnico. Los procesos y operaciones al interior de la planta se diseñan para los dos escenarios mencionados en el Capítulo 5 los cuales son cuando la cantidad de áreas verdes per cápita es el valor de $9.2 \text{ m}^2/\text{hab}$ sugerido por la OMS y cuando dicho valor es $5.19 \text{ m}^2/\text{hab}$, datos actuales de la MDLO. Asimismo, la cantidad de procesos en cada tratamiento se describe en el anexo 1 a través de los métodos empíricos por lo que se obtiene la siguiente configuración descrita a continuación. La planta por diseñar en Los Olivos posee un tratamiento preliminar constituido por dos pantallas gruesas, las cuales se encargan de retener los sólidos de gran tamaño y tres cámaras de arena que se encargan de retener las grasas y arenas para posteriormente eliminarlas. En el tratamiento primario se tiene tres sedimentadores primarios capaces de eliminar los sólidos en suspensión y la materia orgánica sedimentable. En el tratamiento secundario se considera tres filtros percoladores, sistema aerobio, capaz de degradar la materia orgánica, y tres clarificadores para eliminar el remanente de los sólidos en suspensión. A pesar de que con los filtros percoladores se logra eliminar hasta un 95% de los patógenos, se considera un estanque de cloro como proceso de desinfección. Cabe mencionar que en cada proceso y operación se ha incluido un equipo de respaldo en caso ocurra una contingencia o se necesite realizar la limpieza. En la Figura 31 se observa los procesos y operaciones al interior de la planta, a excepción de la pantalla gruesa por limitación del software BioWin.

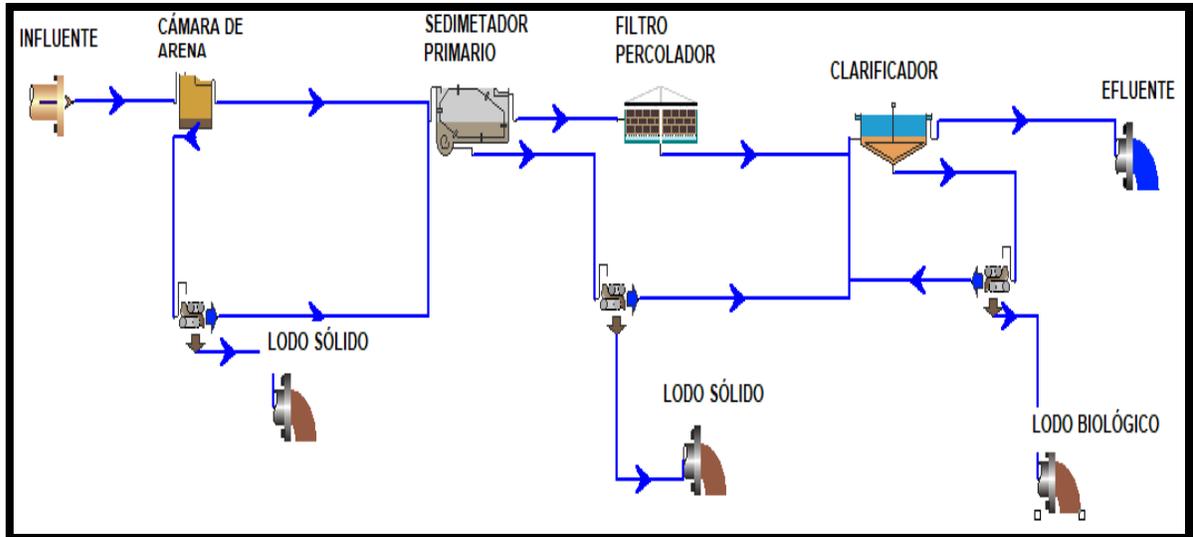


Figura 31. Representación gráfica de la Planta de Tratamiento de Agua Residual (PTAR Los Olivos).

En las siguientes secciones se describe los escenarios y criterios utilizados en el MCDA para la selección de los procesos y operaciones que se utilizarán en la planta priorizando el factor técnico.

Para el diseño se evaluaron los dos escenarios mencionados en el capítulo 5, Materiales y Métodos. Las fórmulas y los desarrollos de los cálculos para el diseño de la planta han sido descritas en el Anexo 1.

6.2. Tratamiento Preliminar

En esta etapa se cuenta con una canal de entrada cuyo ancho debe tener una menor medida al ancho de las rejillas, también conocidas como pantallas, para evitar grandes velocidades. Además, la pendiente del canal debe ser horizontal y descendiente en la dirección de circulación a través de la rejilla sin baches o imperfecciones en las que podrían quedar atrapados algunos sólidos (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

Tal y como menciono en la presente etapa se cuenta con dos pantallas gruesas con limpieza manual y tres desarenadores aireados. Cabe mencionar que se cuenta con un canal by pass cuando se realice la limpieza de la pantalla.

6.2.1. Pantallas (Desbastes)

Las pantallas son indispensables para toda PTAR, incluso en las más simples según la Norma OS.090 (Ministerio de Vivienda, 2006). Se eligió la pantalla gruesa de limpieza manual por su versatilidad y eficiencia del cribado ante plantas medianas y pequeñas, tal y como se muestra en la Tabla 19.

Tabla 19. Análisis comparativo entre las pantallas gruesas de limpieza manual y mecánica (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

CRITERIOS		PANTALLA GRUESA CON LIMPIEZA MANUAL	PANTALLA GRUESA CON LIMPIEZA MECANICA
CRITERIO AMBIENTAL	Ventaja	Menor consumo de energía y nula emisión de gases de efecto invernadero (GEI).	Limpieza con mayor frecuencia por lo que los malos olores se disipan y nula emisión de gases de efecto invernadero (GEI).
	Desventaja	Proceso donde se concentran la mayor cantidad de malos olores.	Mayor consumo de energía por los procesos más complejos.
CRITERIO TECNICO	Ventaja	Buen cribado para plantas de tamaño pequeño y mediano.	Operatividad del cribado cuando se desarrolla la limpieza.
	Desventaja	Inoperatividad para el desarrollo de la limpieza y aumento brusco en la velocidad.	Repetitivos problemas con los mecanismos: rotura de cables, mantenimiento en los rastrillos y atasco en las rejillas.
CRITERIO SOCIAL	Ventaja	Fácil manejo para personal no técnico por lo que genera oportunidad de trabajo para personal de la zona.	Aceptación social por la disminución en la emisión de malos olores.
	Desventaja	Rechazo de la sociedad por la emisión de malos olores.	El manejo requiere de personal técnico calificado por lo que no genera oportunidad de trabajo para personal de la zona.

Crterios para utilizar:

- Para el cálculo de las dimensiones del desbaste se considera el caudal promedio. El espaciamiento entre barras está en el rango de 20 a 50 mm, la cantidad de material retenido depende de dicho factor y se observa en la Tabla 20.
- Las dimensiones son las siguientes: barras de sección rectangular con un ancho en el rango de 5 a 15 mm, espesor de 55 mm, ancho de 10 mm y un espaciamiento de 25 mm. Estas medidas están dentro del rango establecido Norma OS.090 (Ministerio de Vivienda, 2006).
- La velocidad a través de las barras debe estar entre 0.6 a 0.75 m/s. y la velocidad ante de las barras debe estar entre 0.3 y 0.6 m/s. según la Norma OS.090 (Ministerio de Vivienda, 2006). Por lo que, se considera una velocidad a través de las barras de 0.7 m/s y una antes de las barras de 0.45 m/s.
- Se considera un ancho de rejillas de 1.5 m
- El coeficiente de Manning es de 0.013 por ser de concreto armado.

Tabla 20. Rango de valores de volumen retenido en el desbaste según el espacio entre las barras (Fuente: Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

Volumen retenido (L/1000m ³)			
Abertura entre barras(mm)	Contenido de humedad (%)	Rango	Típico
6	60-90	51-100	67
12.5	60-90	37-74	50
25	50-80	15-37	22
37.5	50-80	7-15	11
50	50-80	4-11	6

Las dimensiones obtenidas a través de métodos empíricos, es decir, a través de cálculos manuales se observan en las Tablas 21 y 22.

Tabla 21. Dimensiones obtenidas para la pantalla gruesa para el primer escenario

PRIMER ESCENARIO	
DESBASTE	
Caudal (m ³ /s)	0.160
Cantidad	2
Ancho de barras (mm)	10
Espesor de barras (mm)	55
Espaciamiento entre barras (mm)	25
Eficiencia de barra "E"	0.714
Velocidad entre rejas (m/s)	0.7
Velocidad aguas arriba (m/s)	0.45
Ancho del canal(m)	1.5
Coefficiente de Manning	0.013
Numero de barras	44
Pendiente del canal "S"	1.93 *10 ⁻⁴
EMISARIO	
Diámetro (m)	0.75
Longitud (m)	1.7
CANAL BY PASS	
Base (m)	1.5
Altura (m)	0.15
Pendiente del canal "S"	8.68 *10 ⁻⁴

Tabla 22. Dimensiones obtenidas para la pantalla gruesa para el segundo escenario

SEGUNDO ESCENARIO	
DESBASTE	
Caudal (m^3/s)	0.905
Cantidad	2
Ancho de barras (mm)	10
Espesor de barras (mm)	55
Espaciamiento entre barras (mm)	25
Eficiencia de barra "E"	0.714
Velocidad entre rejillas (m/s)	0.7
Velocidad aguas arriba (m/s)	0.4
Ancho del canal(m)	1.5
Coefficiente de Manning	0.013
Numero de barras	44
Pendiente del canal "S"	$2.78 * 10^{-4}$
EMISARIO	
Diámetro (m)	0.6
Longitud (m)	2.1
CANAL BY PASS	
Base (m)	1.5
Altura (m)	0.10
Pendiente del canal "S"	$1.3 * 10^{-3}$

6.2.2. Cámaras de arena y desengrasadores

Los tanques usados para la decantación de las arenas, todo aquel material pesado que podría causar problemas operacionales aguas abajo, pueden ser también usados para la retención de las grasas. Por ello, se elige un desarenador aireado capaz de retener cerca del 100% de las arenas y eliminar las grasas, tal y como se muestra en la Tabla 23.

Tabla 23. Análisis comparativo entre el desarenador de flujo horizontal o vertical y desarenador aireado (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

CRITERIOS	DESARENADORES DE FLUJO HORIZONTAL O VERTICAL	DESARENADORES DE FLUJO INDUCIDO (AIREADO)
CRITERIO AMBIENTAL	Ventaja	Bajo consumo energético
	Desventaja	Emisión de gases de efecto invernadero por la construcción de concreto armado.
		Disminución de malos olores en comparación con otras tecnologías.
		Alto consumo energético.

CRITERIO TECNICO	Ventaja	Efectiva remoción de arena, ya que llega a retener cerca del 95% de la misma.	Además de la efectiva remoción de arena, ya que puede llegar a eliminar cerca del 100%. También, llega a eliminar las grasas.
	Desventaja	Demanda una longitud adicional del 50% de la longitud teórica debido a la turbulencia que se produce.	La aireación puede generar compuesto orgánicos volátiles por lo que no se recomienda para tratar efluentes industriales.

Criterios para utilizar:

- Para el cálculo de las dimensiones de la cámara de arena se considera el caudal promedio y se usa los valores de la Tabla 24. Asimismo, se ha visto óptimo la inclusión de tres cámaras de arena de las cuales dos trabajan en simultáneo.
- Se asume un ancho de canal de 2.5 metros, tiempo de retención de 3 minutos y un suministro de aire por unidad de longitud de $0.3 \frac{m^3}{m \cdot min}$, todos estos valores están dentro de los rangos de la Tabla 24.
- Se hace uso de la Tabla 25 para la obtención de la cantidad de arena retenida.
- Se considera un canal de Parshall, tal y como se observa en la Figura 32, aguas abajo para así evitar altas velocidades que puedan generar problemas en las operaciones posteriores.

Tabla 24. Intervalo de las dimensiones de un desarenador aireado (Fuente: Metcalf&Eddy/Aecom, 2014).

Característica	Unidad	Valor	
		Intervalo	Valor usual
Tiempos de retención para caudal pico	min	2 – 5	3
Dimensiones:			
Profundidad	m	2 – 5	3
Longitud	m	7.5 - 20	12
Ancho	m	2.5 - 7	3.5
Relación ancho-profundidad	Razón	1:1 – 5:1	1.5:1
Relación largo- ancho	Razón	3:1 - 5:1	4:1
Suministro de aire por unidad de longitud	$\frac{m^3}{m \cdot min}$	0.2 – 0.5	0.3

Tabla 25. Concentración de las arenas (WEF,1992)

CONCENTRACIÓN				
Contaminantes	Unidades	Débil	Media	Alta
Sólidos Totales	mg/L	350	720	1200
Disueltos Totales	mg/L	250	500	850
Fijos	mg/L	145	300	525
Volátiles	mg/L	105	200	325
Sólidos suspensión en	mg/L	100	220	350
Fijos	mg/L	20	55	75
Volátiles	mg/L	80	165	275

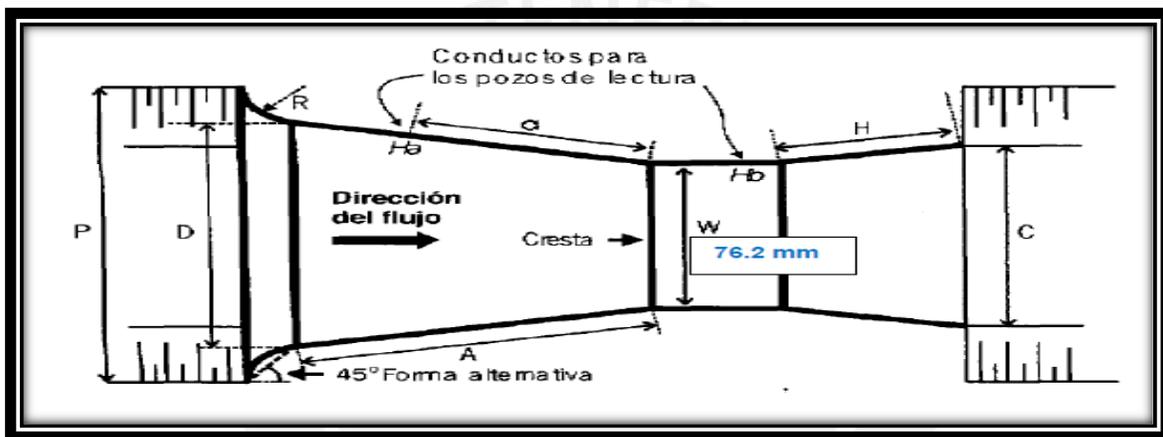


Figura 32. Vista en planta de un canal de Parshall y sus principales dimensiones (Fuente: Edmundo Pedroza,2001).

Una vez obtenido las dimensiones y la cantidad de arenas removidas, es necesario la eliminación de las arenas por lo que se debe separar de la materia orgánica, las arenas no lavadas pueden contener hasta un 50% de materia orgánica (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014). Las dimensiones de ambos escenarios se observan en las Tablas 26 y 27.

Tabla 26. Dimensiones obtenidas para la cámara de arena y el medidor de caudal, Canal de Parshall, para el primer escenario

PRIMER ESCENARIO CÁMARA DE ARENA	
Caudal (m^3/s)	0.160
Cantidad de cámaras	3
Largo(m)	7.5
Profundidad(m)	1
Ancho(m)	2.5

Periodo de retención(min)	3
Aire inducido(m^3/min)	2.3
Volumen de arena removida($m^3/día$)	0.532
CANAL DE PARSHALL	
Ancho de la garganta(mm)	76.2
Profundidad de agua(mm)	100
Constante de aforador “c”	0.003965
Constante de aforador “n”	1.55

Tabla 27. Dimensiones obtenidas para la cámara de arena y el medidor de caudal, Canal de Parshall, para el segundo escenario.

SEGUNDO ESCENARIO	
CÁMARA DE ARENA	
Caudal (m^3/s)	0.0905
Cantidad de cámaras	3
Largo(m)	7.5
Profundidad(m)	0.5
Ancho(m)	2.5
Periodo de retención(min)	3
Aire inducido(m^3/min)	2.3
Volumen de arena removida($m^3/día$)	0.503
CANAL DE PARSHALL	
Ancho de la garganta(mm)	76.2
Profundidad de agua(mm)	100
Constante de aforador “c”	0.003965
Constante de aforador “n”	1.55

6.3. Tratamiento Primario

6.3.1. Sedimentador Primario

Según la Norma OS.090, toda planta debe contar con dos sedimentadores como mínimo (Ministerio de Vivienda, 2006). Por tal motivo, la planta va a contar con tres sedimentadores, ya que el tercero será usado como reserva. Además, se ha optado por el uso de sedimentadores rectangulares por los altos grados de remoción y por la disposición de espacio. Tal y como se menciona en el capítulo 5.1, el gasto a lo largo del día sufre una variación debido al mismo consumo de los habitantes por lo que se obtiene los grados de remociones para los caudales máximo diario, máximo horario, promedio y mínimo. Para ello se utiliza los siguientes criterios:

Criterios para utilizar:

- Para el cálculo de las dimensiones (longitud, profundidad y ancho) del tanque se usa las relaciones establecidas en la Tabla 28.
- La inclinación de las paredes de las tolvas tendrá un ángulo de 60° como mínimo con la horizontal según la Norma OS.090 (Ministerio de Vivienda, 2006)
- Se estima que el valor de la carga de superficie es 100 m^3/m^2 -día para comenzar con el diseño.

Tabla 28. Información típica para el diseño de tanques de sedimentación primaria. (Metcalf&Eddy/Aecom, 2014).

CARACTERISTICAS	INTERVALO	TÍPICO
Sedimentación primaria seguida de tratamiento secundario		
Tiempo de retención	1.5-2.5	2
Carga de superficie, m^3/m^2 -día		
A caudal medio	30-50	40
A caudal punta	80-120	100
Carga sobre vertedero m^3/m -día	125-500	250
Rectangular		
Profundidad, m	3-4.9	4.3
Longitud, m	15-90	24-40
Ancho, m	3-24	4.9-9.8
Velocidad de los rascadores, m/min	0.6-1.2	0.9

En las siguientes tablas se observan las dimensiones de los tanques de sedimentación para ambos escenarios y los grados de remoción según el caudal producido a lo largo del día.

Tabla 29. Dimensiones obtenidas para el sedimentador primario para el primer escenario.

PRIMER ESCENARIO	
Sedimentador primario	
Cantidad de tanques	3
Área superficial (m^2)	69
Ancho (m)	4.2
Longitud de la zona de sedimentación (m)	17
Profundidad (m)	3.5
Velocidad horizontal (cm/s)	0.12

Tabla 30. Grados de remoción de los contaminantes según el gasto producido para el primer escenario

Caudal	Qpromedio	Qmaxdiario	Qmaxhorario	Qminimo
Caudal (m^3/s)	0.16	0.26	0.24	0.08
Tr (h)	0.81	0.5	0.54	1.63
DBO (%)	24	18	19	32
SST (%)	43	35	36	54

Tabla 31. Dimensiones obtenidas para el sedimentador primario para el segundo escenario.

SEGUNDO ESCENARIO	
Sedimentador primario	
Cantidad de tanques	3
Área superficial (m^2)	39
Ancho (m)	3.2
Longitud de la zona de sedimentación (m)	12.8
Profundidad (m)	2.5
Velocidad horizontal (cm/s)	0.1098

Tabla 32. Grados de remoción de los contaminantes según el gasto producido para el segundo escenario.

Caudal	Qpromedio	Qmaxdiario	Qmaxhorario	Qminimo
Caudal (m^3/s)	0.091	0.150	0.136	0.045
Tr (h)	0.6	0.36	0.4	1.2
DBO (%)	20	15	16	29
SST (%)	38	29	31	49

6.4. Tratamiento Secundario

La planta en esta etapa elimina entre el 90 - 95% de la materia orgánica en un reactor biológico y el remanente de los sólidos en suspensión en un clarificador (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014). Se opto por un sistema aerobio por los altos grados de degradación de la materia orgánica tal y como se observa en la Tabla 33, para ser mas especifico se opto por el uso de filtros percoladores.

Tabla 33. Análisis comparativo entre el sistema aerobio y anaerobio (Noyola A. et al., 2013).

CRITERIOS		SISTEMA AEROBIO	SISTEMA ANAEROBIO
CRITERIO AMBIENTAL	Ventaja	Utilización de los biosólidos como fertilizantes.	El metano, gas producido, puede ser utilizado como fuente de energía.
	Desventaja	Elevada producción de biosólidos llegando a obtener hasta 5 veces más que en el sistema anaerobio.	Elevada producción de metano, considerado un GEI.
CRITERIO TECNICO	Ventaja	Mayores grados de degradación de la materia orgánica, ya que se logra obtener hasta el 100% de materia orgánica degradada.	Fácil uso de las tecnologías anaerobias.
	Desventaja	La energía liberada como calor hacia el sistema no es reutilizable.	Menores grados de degradación de la materia orgánica en comparación con los sistemas aerobios.

6.4.1. Filtros percoladores

Los filtros percoladores reducen el porcentaje de la materia orgánica medida de DBO entre un 70 - 85% (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014). Se opto por el uso de esta tecnología, ya que no se requiere eliminar nutrientes, bajos tiempos de retención de sólidos y menor fallas en comparación con los discos rotativos. Se usa tres filtros percoladores y uno de estos será usado como reserva; además se coloca tres clarificadores para garantizar la eliminación del remanente de sólidos en suspensión. Los filtros percoladores se distribuyen en paralelo y el lodo generado en el tanque de aireación no se recirculará. Para el diseño se utiliza los siguientes criterios.

Criterios para utilizar:

- La cantidad de tasa de carga de DBO deberá estar entre 0.3 - 0.5 kg/m³.d y una tasa de carga superficial en el rango de 0.4 - 0.8 m³/m².h, para evitar que se genere la recirculación en el tanque de aireación (Delft University of Technology, 2015).

- El diámetro del tanque circular debe estar entre 40 a 45 metros como máximo, así como la profundidad entre 8 a 10 metros (Delft University of Technology, 2015).
- La cantidad de lodo producido está en el rango de 0.3 – 0.5 kg de sólidos en suspensión por kg de DBO (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014).

En las siguientes tablas se observan las dimensiones de los tanques de aireación con filtros percoladores obtenidas.

Tabla 34. Valores obtenidos para los filtros percoladores para el primer escenario

PRIMER ESCENARIO				
	Qpromedio	Qmaxdiario	Qmaxhorario	Qminimo
Caudal (m^3/d)	13824	22464	20736	6912
Tasa DBO (kg/día)	2066.69	3358.37	3100.03	1033.34
Tasa de carga DBO ($kg/m^3 - d$)	0.37	0.59	0.55	0.18
Tasa de carga superficial ($m^3/m^2 - h$)	0.41	0.66	0.61	0.20
Ro (kg O ₂ /kg de DBO)	37.55	35.41	35.70	42.97
AR20 (cantidad de aire inducido) (m^3/min)	192.93	295.65	275.14	110.39
ART (cantidad de aire inducido) (m^3/min)	212.71	325.95	303.34	121.71

Tabla 35. Valores obtenidos para los filtros percoladores para el segundo escenario

SEGUNDO ESCENARIO				
	Qpromedio	Qmaxdiario	Qmaxhorario	Qminimo
Caudal (m^3/d)	7820	12960	11750	3888
Tasa DBO (kg/día)	1169.09	1937.52	1756.63	581.26
Tasa de carga DBO ($kg/m^3 - d$)	0.43	0.71	0.65	0.21
Tasa de carga superficial ($m^3/m^2 - h$)	0.36	0.60	0.54	0.18
Ro (kg O ₂ /kg de DBO)	36.80	34.61	35.00	41.56
AR20 (cantidad de aire inducido) (m^3/min)	106.96	166.71	152.85	60.06
ART (cantidad de aire inducido) (m^3/min)	117.92	183.80	168.52	66.21

6.4.2. Sedimentador Secundario (Clarificador)

El sedimentador secundario, también conocido como clarificador, se encarga de eliminar el remanente de los sólidos en suspensión. En este tanque se puede obtener un porcentaje de remoción hasta un 90 - 95% (Metcalf & Eddy/Aecom, 2014). El tanque para utilizar que se usa es uno rectangular y para el dimensionamiento se usará la Tabla 36.

Tabla 36. Información típica para el diseño de tanques de sedimentación secundarios. (Metcalf&Eddy/Aecom, 2014).

Tipo de Tratamiento	Carga de superficie, $m^3/m^2 - h$		Carga de Sólidos, $kg/m^2 - h$		Profundidad, m
	Media	Punta	Media	Punta	
Sedimentación a continuación de filtros percoladores	0.678 - 1.017	1.695 - 2.035	2.93 - 4.88	7.81	3 - 4.5

Criterios para utilizar:

- El dimensionamiento se realizará con la carga de superficie. Para ello se asumirá un valor de $0.678 \text{ m}^3/m^2 - h$ y una profundidad de 3 m, ambos valores según la Tabla 36.

Se obtuvieron las siguientes dimensiones para los clarificadores.

Tabla 37. Dimensiones obtenidas para el sedimentador secundario para el primer escenario

PRIMER ESCENARIO	
Caudal (m^3/s)	0.160
Cantidad	3
Área (m^2)	425
Volumen (m^3)	1275

Tabla 38. Dimensiones obtenidas para el sedimentador secundario para el segundo escenario

SEGUNDO ESCENARIO	
Caudal (m^3/s)	0.0910
Cantidad	3
Área (m^2)	240.3
Volumen (m^3)	721

6.5. Tratamiento Terciario

En esta etapa se puede eliminar patógenos, agentes termotolerantes, metales pesados, nutrientes u otros constituyentes de difícil remoción. Para esta planta se ha optado la eliminación de patógenos a través del proceso de desinfección, para evitar un contagio de enfermedades porque la población estará en contacto directo con las aguas residuales.

6.5.1. Desinfección

Se ha decidido por el proceso de desinfección a través de agentes químicos por su baja complejidad y bajo costo en comparación con los agentes físicos o medios mecánicos. Para la planta se ha optado por el uso del hipoclorito de sodio porque cumple con las propiedades mencionadas en la Tabla 8 del Capítulo 4.4, ver la Tabla 8.

Una vez escogido el desinfectante se dimensiona el estanque, para este caso se optó por uno de 5 metros de largo y 2.5 de ancho, tal y como se observa en la Figura 33. Asimismo, se usa una dosis de desinfectante comprendida en la Tabla 39.

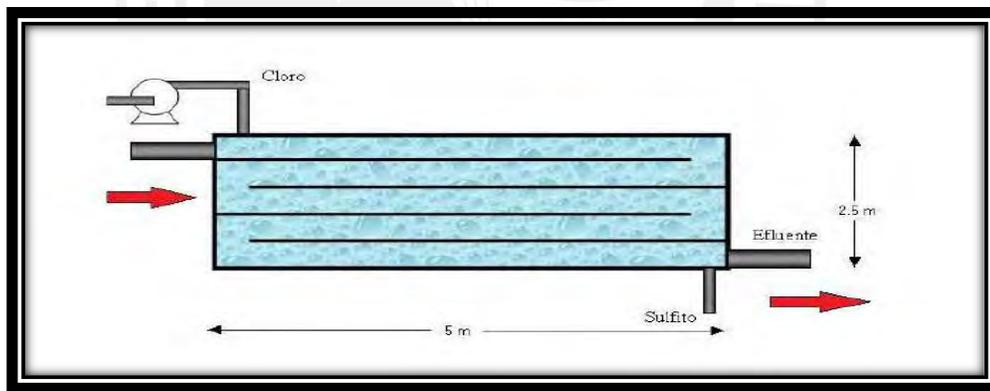


Figura 33. Estanque de desinfección.

Tabla 39. Dosis típica de cloro en desinfección (Fuente: Metcalf & Eddy/Aecom, 2014)

Dosis Típicas de cloro en desinfección	
Efluente de	Intervalo de dosificación(mg/L)
Aguas residuales sin tratar	6 - 25
Sedimentación primaria	5 - 20

Planta de precipitación química	2 – 6
Filtro percolador	3 – 15
Lodo activo	2 – 8
Filtro múltiple seguido de planta de lodos activos	1 – 5

Las dimensiones y la dosificación obtenida para el desinfectante se observan en la Tabla 40.

Tabla 40. Dimensiones obtenidas para el Estanque de Cloro para ambos escenarios.

Estanque de contacto con cloro	
Largo (m)	5
Ancho (m)	2.5
Área (m^2)	12.5
Rango de dosificación (mg/L)	3 – 15

6.6. Tratamiento de Lodos

En la actualidad se busca la transformación de PTAR individuales en plantas para la producción de recursos recuperados por lo que la gestión de los biosólidos es muy importante para lograrlo (Gobelak Anna et al. 2017). Para el presente trabajo se hace uso de un digestor anaerobio para la estabilización de los lodos y una deshidratación previa a su disposición final, en un relleno sanitario

6.6.1. Digestor Anaerobio

En esta etapa se estabiliza los lodos generados tanto en el tratamiento primario como el secundario. Se hace uso de tres reactores anaerobios, de los cuales dos trabajaran en simultaneo y el ultimo será usado como reserva. La mezcla de ambos lodos se realiza en cada reactor. Se opta por un digestor anaerobio por el menor costo en comparación con uno aerobio y no se optó por una estabilización química, ya que esta última no evitaba la proliferación de malos olores. Asimismo, la ventaja de los digestores anaerobios es la formación de biogás y la utilización de este como fuente de energía.

Para la estimación de la masa de lodo generado diariamente se usa los valores obtenidos en el BioWin. Posteriormente, se obtiene los volúmenes de lodo producido por día y las dimensiones del estanque. Para ello, se parte del supuesto que el 95% del lodo es húmedo (Metcalf&Eddy/Aecom, 2014).

Criterios para utilizar:

- Los tiempos de retención de sólidos (SRT) están ligados a la temperatura, tal y como se observa en la Tabla 41, por lo que usará el valor de SRT de 20 días.

Tabla 41. Información típica para los tiempos de retención de sólidos según la temperatura para digestores anaerobios. (Metcalf&Eddy/Aecom, 2014).

Temperatura de operación(°C)	SRTmin (días)	SRTdiseño(días)
18	11	28
24	8	20
30	6	14
35	4	10
40	4	10

Los valores de masa de sólidos fueron obtenidos a través del programa BioWin, para posteriormente obtener los volúmenes de estos y el tanque de almacenamiento, los cuales se observan en las Tablas 42 y 43.

Tabla 42. Valores de biosólidos obtenidos para el primer escenario

PRIMER ESCENARIO				
	Qpromedio	Qmaxdiario	Qmaxhorario	Qminimo
Caudal(m^3/s)	0.16	0.26	0.24	0.08
Masa (kg/d)	7519	12037	11136	3747
Volumen lodo (m^3/d)	147	236	218	74
Volumen del digestor (m^3)	2940	4720	4360	1480

Tabla 43. Valores de biosólidos obtenidos para el segundo escenario

SEGUNDO ESCENARIO				
	Qpromedio	Qmaxdiario	Qmaxhorario	Qminimo
Caudal(m^3/s)	0.09	0.15	0.136	0.046
Masa (kg/d)	4111	6863	6222	2041
Volumen lodo (m^3/d)	81	135	122	40
Volumen del digestor(m^3)	1620	2700	2440	800

La reutilización de los biosólidos como mejoramiento de tierra junto con la incineración son las actividades menos usadas en el mundo con un 12% y 11%

respectivamente. Mientras la actividad con mayor uso es la deposición en vertederos con un 40% y el segundo de mayor uso es la agricultura con un 37% (Fytilli D. & Zabaniotou A., 2008).

7. Discusión de Resultados

Con el programa de biosimulación BioWin y los modelos matemáticos basados en la metodología de Bozkurt H. et al. (2015) se obtuvieron las siguientes concentraciones del efluente al largo del día para ambos escenarios, los cuales se observan en las Tablas 44 y 45.

Tabla 44. Valores del efluente para el primer escenario

PRIMER ESCENARIO					
Constituyente	Unidad	Qpromedio (Q= 0.160 m^3/s)	Qmaxdiario (Q= 0.260 m^3/s)	Qmaxhorario (Q= 0.240 m^3/s)	Qminimo (Q= 0.080 m^3/s)
DBO5	mg/L	80.14	96.55	94.26	69.22
DQO	mg/L	160.79	183.73	180.52	146.24
Sólidos Totales	mg/L	0.29	0.31	0.30	0.24
Nitrógeno	mg/L	30.04	30.60	30.52	28.31
Fosforo	mg/L	3.85	3.95	3.94	3.86

Tabla 45. Valores del efluente para el segundo escenario

SEGUNDO ESCENARIO					
Constituyente	Unidad	Qpromedio (Q= 0.0905 m^3/s)	Qmaxdiario (Q= 0.150 m^3/s)	Qmaxhorario (Q= 0.136 m^3/s)	Qminimo (Q= 0.0045 m^3/s)
DBO5	mg/L	67.39	67.47	67.45	67.36
DQO	mg/L	142.77	143.70	143.70	145.20
Sólidos Totales	mg/L	0.27	0.32	0.31	0.22
Nitrógeno	mg/L	26.70	23.33	25.10	29.90
Fosforo	mg/L	4.10	4.02	4.10	4.03

En las plantas con caudales que varían de 0.1 a 0.2 m^3/s , las remociones de la materia orgánica y de sólidos totales a lo largo del día son muy similares tal y como se observa en la Tabla 45. Caso contrario, sucede con caudales mayores a 0.2 m^3/s puesto que hay una ligera variación del 20% entre el caudal máximo diario y el caudal promedio, y del 15% entre el caudal promedio y el caudal mínimo en cuanto a la remoción de la materia orgánica. Además, de una variación del 6% en los sólidos totales a lo largo del día tal y como se observa en la Tabla 44. Esto se debe a que cuanto mayor es el caudal que tratar, existe una mayor dispersión de estos a lo largo

del día lo que genera una diferencia en los grados de remoción de la materia orgánica y los sólidos totales a lo largo del día.

Los grados de remoción de los nutrientes a lo largo del día son independientes de los caudales a tratar, y solo dependen de los procesos usados; por ello, es que en ambos escenarios los grados de remoción del nitrógeno y fósforo son similares a lo largo del día. En el primer escenario se logra eliminar el 15% en el nitrógeno y el 32% en el fósforo: mientras el 24% en el nitrógeno y el 27% en el fósforo aproximadamente.

Se observa un mejor comportamiento en el segundo escenario en cuanto a la eliminación de materia orgánica debido a que se usó los filtros percoladores para el tratamiento secundario. Esta tecnología posee un mejor comportamiento para caudales pequeños en cuanto a la remoción de materia orgánica. La remoción de los sólidos totales en ambos escenarios es muy similar, eso estaba contemplado, ya que al incluir un sedimentador primario y un clarificador, el grado de remoción de los sólidos totales en el efluente debe ser cercano al 100%.

Si bien en la planta diseñada se logra eliminar los nutrientes, esto no está dentro del alcance de la planta debido a que estos pueden ser utilizados como fertilizantes. A pesar de esto, se ha logrado eliminar alrededor del 15% y 30% del nitrógeno y fósforo, respectivamente, en ambos escenarios. Además, se observa que los valores del nitrógeno cumplen con la directiva de la Unión Europea de 1991 la cual tiene por objeto proteger la calidad de agua y el LMP del nitrógeno es 50 mg/L (Union Europea, 2010).

Tal y como se mencionó el Capítulo 5.3, el D.S. N° 003-2010-MINA restringe solo los LMP de efluentes para su vertimiento a cuerpos de agua y si bien en Perú se recomienda utilizar las guías de la OMS para los LMP del agua residual tratada. Para el presente proyecto se optó por utilizar los LMP de la Directiva Ambiental Europea EC 1998. Sin embargo, la configuración propuesta no cumple con los LMP de materia orgánica de la directiva mencionada. A pesar de que se decidió usar como tratamiento secundario a los filtros percoladores y clarificadores que logran degradar el 85% de la materia orgánica teóricamente, lo cual sería suficiente porque en el tratamiento primario se logra eliminar entre el 25 - 40% de la materia orgánica. Por tal motivo se plantea incrementar un sistema anaerobio compuesto por reactor anaerobio de flujo que complemente la degradación de la materia orgánica.

En cuanto, a los lodos, se va a generar un promedio de 150 m^3 de biosólidos diarios, cantidad que será llevada a vertederos autorizados previo a un proceso un proceso de deshidratación por filtración y secado. Es preciso indicar que la acumulación de lodos puede generar ineficiencias en cuanto al grado de remoción de la planta, por lo que la limpieza debe ser continua.

Para ambos escenarios se hará uso de una extensión aproximada de 0.3 ha. para todos los procesos y operaciones de la planta, tal y como se observa en la Tabla 46.

Tabla 46. Área total utilizada para la planta en ambos escenarios.

	PRIMER ESCENARIO			SEGUNDO ESCENARIO		
	Cantidad (Und)	Área Parcial (m ²)	Área Total (m ²)	Cantidad (Und)	Volumen Parcial (m ²)	Área Total (m ²)
TUBERIAS Y BOMBAS	1	10	10	1	10	10
DESBASTES	2	3.83	7.66	2	4.41	8.82
CÁMARAS DE ARENA	3	18.75	56.25	3	18.75	56.25
SEDIMENTADORES	3	71.4	214.2	3	40.96	122.88
FILTROS PERCOLADORES	3	425	1275	3	425	1275
CLARIFICADORES	3	425	1275	3	241	723
ESTANQUE DE DESINFECCIÓN	1	12.5	12.5	1	12.5	12.5
Área Total			2851			2209

8. CONCLUSIONES

En el diseño expuesto se logró obtener para el primer escenario un 74% de remoción de DBO y un 100% de SST; mientras en el segundo escenario un 78% de DBO y un 100% de SST. Si bien son altas concentraciones de remoción, se concluye que para poder cumplir con la Directiva Ambiental Europea EC 1998 será necesario incluir un sistema anaerobio adicional al tratamiento secundario el cual sería reactores anaerobios de flujo ascendente. Los reactores anaerobios poseen una eficiencia de remoción de DBO alrededor del 65% para aguas residuales del tipo doméstico (Noyola A. et al., 2013). Por lo que con el sistema anaerobio – aerobio será suficiente para lograr cumplir con los LMP de la Directiva Ambiental Europea EC 1998. No se planteó realizar la configuración anaerobio - aerobio desde el inicio porque teóricamente en el tratamiento primario se lograría eliminar cerca del 25 - 40 % de la materia orgánica y en el tratamiento secundario entre el 70 - 85 % adicional.

Se concluye que cuanto mayor es el caudal tratado, menor es el grado de remoción por lo que demanda mejores tecnologías. Sin embargo, para este caso como es una planta pequeña, el comportamiento para ambos escenarios es muy similar.

La inclusión de biorreactores de membrana no ha sido necesaria, porque, tal y como se mencionó, no se requiere obtener altos grados de remoción de nutrientes y además el costo operacional de esta tecnología es muy elevado en comparación con el sistema que se está proponiendo. Además, las concentraciones de los nutrientes obtenidos sí cumplen con los LMP de la Directiva Europea 1991.

El software BioWin es un simulador muy eficaz y de fácil uso, ya que ayuda al usuario a entender el comportamiento de las aguas residuales. Asimismo, se concluye que dicho software utiliza diferentes modelos matemáticos al uso (el cual se basó en la de Bozkurt H. et al. ,2015). Ya que se logró eliminar cerca de 75% con un tratamiento secundario sofisticado como son los filtros percoladores y no el 100% como se estimaba a través de los métodos empíricos.

Asimismo, los lodos generados en la planta recibirán un tratamiento previo en donde se estabilice la materia orgánica y se deshidrate al biosólido, posteriormente serán llevados a vertederos autorizados; sin embargo, también pueden ser utilizados como fertilizantes; por ello, es que en el diseño propuesto no se redujo los nutrientes para que puedan ser aprovechados.

Si bien en Lima, en la actualidad existe dos plantas que cumplen la función de reusar el agua residual tratada para el riego de áreas verdes, con dicho trabajo de investigación se podría incluir uno más en el distrito de Los Olivos. La configuración desarrollada no genera malos olores por lo que frente a la sociedad es bien vista. Asimismo, utilizar el agua residual tratada para riego genera un menor costo en comparación con el uso de agua potable para lo mismo. La tarifa del agua potable es US\$1.70/m³; mientras el costo promedio del agua residual tratada incluida la operación y mantenimiento de la PTAR es US\$0.36/m³ (Moscoso C. Julio, 2011).

9. BIBLIOGRAFÍA

Andreoli V.C. et al. (2007). Sludge Treatment and Disposal. United Kingdom: IWA Publishing.

Aquabook. (2016). El agua: una mirada global. Obtenido de <http://aquabook.agua.gob.ar/1024>.

Asociación Peruana de Empresas de Investigación de Mercados(APEIM). (2016). Niveles socioeconómicos 2016. Lima.

Autoridad Nacional del Agua. (2016). Informe Técnico de Resultados del Monitoreo Participativo de la Calidad del Agua en la Cuenca del Río Chillón. Lima.

Bixio D. et al. (2006). Wastewater reuse in Europe. Desalination Vol. 187 (págs. 89-101). Elsevier B.V.

Bozkurt H. et al. (2015). A Mathematical Programming Framework for Early Stage Design of Wastewater Treatment Plants. Environ. Model. Software.

Braatz S. & Kandiah A. (2004). Utilización de aguas residuales urbanas para el riego de árboles y bosques.

Bresters A.R. et al. (1997). Sludge Treatment and Disposal. Management Approaches and Experiences.

Buisson H. et al. (1998)
. The use of immersed membranes for upgrading wastewater treatment plants
. En Water Science and Technology, Volume 37 (págs. 89 - 95).

Burgoa Francisco Fernando. (2015). Diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales con fotobiorreactor de microalgas. Valladolid.

Caro Estrada Raúl. (2014). Estudio de aplicación de Biorreactores de Membrana (MBR) en la depuración de las aguas residuales. España: Departamento Tecnología del Medio Ambiente- Universidad de Cádiz.

CAT-MED. (2017). Zonas verdes y áreas de esparcimiento. Obtenido de Zonas verdes y áreas de esparcimiento: <http://www.catmed.eu/dic/es/50/zonas-verdes-y-areas-de-esparcimiento>.

Concejo Municipal Provincial del Callao. (2013). Acuerdo de Concejo N° 117 - 2013. Callao.

Crespi R. Plevich O. et al. (2005). Manejo de aguas residuales urbanas.

Chen Xueming et al. (2018). *Process Synthesis, Design, and Control of Wastewater Treatment Plants*. Denmark: Elseiver Inc.

De, L., E, D., María, V., Bozzo, C., & King, M. L. (2015). con cantidad de parques en su distrito. 2015.

Delft University of Techbology. (2015). Wastewater Treatment. Netherlands: Faculty of Civil Engineering and Geosciences.

Del Castillo Gutiérrez María & Meseth Macchiavello Enrique. (2015). El Reuso de Aguas Residuales Tratadas en el Perú. Lima: Thomson Reuters.

Des Eaux Lyonnaise. (1998). Tratamiento del Agua por Procesos de Membrana. Madrid: D'VINNI.

Domínguez O. Rocío. (2015). Diseño de una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Urbanas para Poblaciones entre 20 y 25 mil habitantes. Leganés.

EC. (1998). Directive 98/15/EC of 27 February 1998 mending council directive 91/271 EEC with respect to certain requirements established in annex I thereof. En E. Communities.

ECC. (1991). Directive 91/271/1991 EEC of 21 May 1991 concerning urban waste water treatment. En E. Communities.

Edwards J. et al. (2017). Anaerobic co-digestion of sludge differing in inorganic solids content: performance comparison and the effect of inorganic suspended solids content on degradation. En *Water Sci. Technologies* (págs. 2152-2161).

Eriksson et al. (2002). Characteristics of grey wastewater . Elseiver Science Ltd.

Fernández Raul. (2016). Pretratamientos/ Aguas. Obtenido de <http://www.eoi.es>

Food and Agriculture Organization of the United Nations. (2011). The State of the World's Land and Water Resources for Food and Agriculture. Obtenido de <http://www.fao.org/nr/solaw>.

Fytili D. & Zabaniotou A. (2008). Utilization of sewage sludge in UE application of old and new methods-A review. En *Renew. Sust. Energ. Rev.* 12 (págs. 116-140).

Ganoulis Jacques & Papalopoulou Anastasia. (1996). Risk Analysis of Wastewater Reclamation and Reuse. En Water Science and Technology Volumen 33 (págs. 297-302). Great Britain: Elsevier Science Ltd.

GEA. (Agosto de 2016). www.industriaalimenticia.com. Obtenido de www.industriaalimenticia.com.

Grobelak Anna et al. (2017). General considerations on sludge disposal, industrial and municipal sludge. Poland.

Grobelak Anna et al. (2019). Sewage sludge processing and management in small and medium-sized municipal wastewater treatment plant-new technical solution.

Grosser A. et al. (2013). Codigestion of organic fraction of municipal solid waste with different organic wastes: a review in Environmental Engineering IV - Proceedings of the Conference on Environmental Engineering IV.

Hernandez Muñoz Aurelio. (1996). Depuración de aguas residuales. Madrid: PARANINFO S.A.

Higa Laura E. & Chen Weiqi. (2009). Integrated Water Resources Management in Peru. Elsevier Ltd.

iaqua. (15 de 05 de 2017). Reutilización, la gran asignatura pendiente a nivel mundial . Obtenido de <https://www.iaqua.es/blogs/carlos-cosin/reutilizacion-gran-asignatura-pendiente-nivelmundial#:~:text=Seg%C3%BAn%20volumen%20total%2C%20China%2C%20M%C3%A9xico,nivel%20de%20reutilizaci%C3%B3n%20por%20habitante.>

lías Xavier. (2009). Reciclajes de Residuos Industriales. Madrid: Diaz de Santos,

Instituto Metropolitano de Planificación. (Diciembre de 2010). Inventario de Área Verdes a Nivel Metropolitano. Obtenido de <http://www.urbanistasperu.org>.

Insituto Municipal de Investigación y Planeación. (2000). Plan Maestro para el Mejoramiento de los Servicios de Agua Potable,Alcantarillado y Saneamiento en Juárez, Chihuahua.

Instituto Nacional de Estadística e Informática . (2015). *Perú Síntesis Estadística* . Lima: Biblioteca Nacional del Perú.

Instituto Nacional de Estadística e Informática. (2017). *Censos Nacionales 2017: XII Población, VII de Vivienda y III de Comunidades Indígenas.* Lima.

International Labor Organization. (Marzo de 2017). Is wastewater the new black gold?

Iturrate E. A. & Urcola A. L. (2005). Optimización del diseño, operación y control de las EDAR utilizando modelos matemáticos y herramientas de simulación. En *Tecnología del Agua* (págs. 74-79).

Ivanovic I. & Leiknes T. (2012). The biofilm membrane bioreactor (BF-MBR). En *Desalination and Water Treatment* (págs. 288-295). United Kingdom: Balaban Publishers.

Jiménez Blanca & Asano Takashi. (2008). World Overview. En *Water Reuse An International Survey of current practice, issues and needs.* London: IWA PUBLISHING.

Lazarova Valentina & Bahri Akica. (2004). *Water Reuse for Irrigation: Agriculture, Landscapes and Turf Grass.* New York: CRC PRESS.

Mara D. & Horan N. (2003). *Handbook of Water and Wastewater Microbiology.* U.K.: Elsevier.

Meng Fangang et al. (2012). *Recent Advances in Membrane Bioreactors: Configuration Development, Pollutant Elimination, and Sludge Reduction.* New York: Mary Ann Liebert Inc.

Metcalf&Eddy Aecom. (1995). *Wastewater Engineering: Treatment and Resource Recovery.* New York: McGraw-Hill.

Metcalf&Eddy Aecom. (2014). *Wastewater Engineering Treatment and Resource Recovery.* New York: McGraw-Hill.

Ministerio del Ambiente. (2009). Disposición para la implementación de los ECA para agua. Decreto Supremo.023-2009-MINAM.

Ministerio de Vivenda, Construcción y Saneamiento. (2006). Decreto Supremo 011-2006-VIVIENDA del 05-03-2006.OS.070 Redes de aguas residuales.

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento . (2006). Decreto Supremo 011-2006-VIVIENDA del 05-03-2006.OS.090 Plantas de Tratamiento de aguas residuales .

Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento. (2006). Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE).

MI PARQUE. (2017). Proyecto de la universidad Católica busca transformar 23 cerros en áreas verdes. Obtenido de Proyecto de la universidad Católica busca transformar 23 cerros en áreas verdes: <http://www.miparque.cl/proyecto-de-la-universidad-catolica-busca-transformar-23-cerros-en-areas-verdes>.

Moscoso Julio y Miglio Rosa. (2017). Riego de áreas verdes con aguas residuales tratadas. Lima: Swiss Agency for Development and Cooperation SDC.

Moscoso C. Julio. (2011). LIWA. Obtenido de http://www.limawater.de/documents/jmoscoso_informe.pdf.

Municipalidad Distrital de Los Olivos . (2015). Plan de Desarrollo Concertado de Los Olivos 2004-2015. Lima.

Municipalidad Distrital de Miraflores. (2007). Instalación de la Planta de Tratamiento de las Aguas del Río Surco para el Riego de las Áreas Verdes, en el distrito de Miraflores, Lima. Lima.

Muttamara Samorn. (1996). Wastewater characteristics. Elsevier Science B.V.

Noyola A. et al. (2013). Selección de Tecnologías para el Tratamiento de Aguas Residuales Municipales. Mexico.

Organismo de Evaluación y Fiscalización Ambiental. (2014). Fiscalización Ambiental en Aguas Residuales. Lima.

Organización Panamericana de la Salud . (2005). Guía para el diseño de desarenadores y sedimentadores. Lima.

Orozco A. (2005). Bioingeniería de aguas residuales. Bogota: Acodal.

Passarini Kelly Cristina et al. (2012). Reutilización de las Aguas Residuales en la Irrigación de Plantas y en la Recuperación de los Suelos. La Serena, Chile.

Patel H. & Vashi R. (2015). Characterization and Treatment of Textile Wastewater. India: Elsevier.

Petrovic Mira et al. (2003). Analysis and removal of emerging contaminants in wastewater and drinking water . Spain: Elsevier B.V.

PTAR TABOADA S.A. (s.f.). Resumen Ejecutivo EIA-d Proyecto Construcción, Operación y Mantenimiento de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Taboada. Lima.

Programa de las Naciones Unidas para el desarrollo. (2006). Informe sobre desarrollo humano 2006.

Ramírez J.E. et al. (2015). Software de ingeniería especializado en el diseño y simulación de plantas de tratamiento de agua residual (revisión). *Revista Ingeniería y Región*, 57-71.

Reyes C. Y. et al. (2016). Contaminación por metales pesados: Implicaciones en salud, ambiente y seguridad alimentaria. *Ingeniería, Investigación y Desarrollo Vol. 16*, 66-77.

Reynolds Kelly . (2002). Tratamiento de aguas residuales en Latinoamérica.

Rodie B. Edward & Hardenberg. (1987). Obtenido de Tratamiento de Aguas residuales Capitulo IV: http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lar/oropeza_b_vm/capitulo4.pdf

Salgot Miguel et al. (2006). Wastewater reuse and risk: definition of key objectives. Barcelona: Elsevier B. V.

Salgot Miguel & Folch Montserrat. (2018). Wastewater treatment and water reuse. Barcelona: Elsevier B. V.

Sánchez R. Marco et al. (2017). Dr. John Snow, Father of the Modern Epidemiology. Carrionica, I - V.

SEDAPAL. (2019). Tratamiento de aguas residuales. Obtenido de Tratamiento de aguas residuales.: <http://www.sedapal.com.pe/tratamiento-de-aguas-residuales>

Shakir Eman et al. (2016). Environmental and health risks associated with reuse of wastewater irrigation. Barcelona: Elsevier Science B.V.

Silva Jorge et al. (2008). Reuso de aguas residuales domésticas en agricultura. Una revisión .

Sorensen Mark et al. (1998). Manejo de las áreas urbanas. Washington D.C.

SUNASS. (2008). Diagnostico Situacional de los Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales en las EPS del Perú y Propuestas de Solución. Lima.

SUNASS. (2015). Diagnóstico de las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales en el ámbito de Operación de las Entidades Prestadoras de Servicios de Saneamiento. Lima: Tarea Asociación Gráfica Educativa.

Troconis Alejandra. (2010). Tratamiento de Aguas Residuales. Miami - USA: Belzona Inc.

Ullah Abaid et al. (2020). Development of a decision support system for the selection of wastewater treatment technologies. Elsevier B.V.

UNESCO. (2017). The United Nations World Water Development Report. Paris: UNESCO CLD.

Union Europea. (2010). La Directiva de nitratos de la UE.

Ven Te Chow et al. (1994). Hidrología Aplicada. Santafé de Bogotá, Colombia: McGraw-Hill Interamericana S.A.

Von Sperling Marcos. (2007). *Wastewater Characteristics, treatment and disposal.* U.K.: IWA Publishing.

Water Treatment Hanbook. (1991). Manual de Tratamiento de Agua. Degremont 6a Vol. I y II. E.U.A.

Zhao Gang, et al. (2019). Comparative energy and carbon footprint analysis of biosolids management strategies in water resource recovery facilities .

Zhou Yannian et al. (2011). Status and Development for Municipal Wastewater Reuse in China. Hangzhou.

10. ANEXO 1

Para el presente diseño se hará los cálculos para los dos escenarios mencionados en el Capítulo 5

PRE-TRATAMIENTO

Pantallas gruesas

Para el dimensionamiento de las pantallas gruesas se harán uso de las siguientes ecuaciones:

$$E = \text{Espaciamiento de barras} / (\text{Ancho de barras} + \text{Espaciamiento entre barras}) \quad (1)$$

$$\text{Área útil entre rejas} = Q / \text{Velocidad entre rejas} \quad (2)$$

$$\text{Área total} = \text{Área útil entre rejas} / \text{Eficiencia} \quad (3)$$

$$\text{Tirante} = \text{Área total} / \text{Ancho del canal} \quad (4)$$

$$\text{Velocidad aguas arriba} = Q / \text{Área total} \quad (5)$$

$$\text{Radio hidráulico} = \text{Área total} / (\text{Ancho} + 2 * \text{tirante}) \quad (6)$$

$$Q = (A * R^{2/3} * S^{1/2}) / n \quad (7)$$

$$N = \text{ancho del canal} / (\text{ancho barras} + \text{espaciamiento de barras}) + 1 \quad (8)$$

$$h_L = \frac{1}{0.7} * \left(\frac{V_{S'}^2 - V^2}{2 * 9.81} \right) \quad (9)$$

$$V_{S'} = V_{\text{máx}} * \frac{1}{1 - \% \text{pérdida}} \quad (10)$$

$$Q = 1.838 * (1.5 - 0.2 H) * H^{\frac{3}{2}} \quad (11)$$

$$\text{Area bypass} = B * H \quad (12)$$

$$L = \frac{B - D}{2 * \tan 12^\circ 30'} \quad (13)$$

PRIMER ESCENARIO

Se desarrolla los cálculos para la obtención de las dimensiones de la pantalla gruesa de limpieza manual, para esto se tienen los datos principales de la Tabla 47. El caudal de diseño es el siguiente:

$$\text{Caudal promedio } (Q_{pf}) = 0.160 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabla 47. Datos principales de la pantalla gruesa para el primer escenario

Q promedio (m^3/s)	0.160
Ancho de barras (mm)	10
Espesor de barras(mm)	55
Espaciamiento entre barras (mm)	25
Eficiencia de barra "E"	0.714
Velocidad entre rejas "Vs" (m/s)	0.7
Velocidad aguas arriba "V" (m/s)	0.45
Ancho del canal(m)	1.5
Coefficiente de Manning	0.013
Numero de barras	44

Determinación de la eficiencia de las barras "E" con la ecuación 1

$$E = (25 / (25+10)) = 0.714$$

Determinación del área útil en las rejas con la ecuación 2

$$\text{Área útil entre rejas} = 0.160/0.7 = 0.25 \text{ m}^2$$

Determinación del área total con la ecuación 3

$$\text{Área total} = 0.25/0.714$$

$$\text{Área total} = 0.35 \text{ m}^2$$

Cálculo del tirante con la ecuación 4

$$\text{Tirante} = 0.35 / 1.5 = 0.25\text{m}$$

Cálculo para hallar la velocidad aguas arriba(V) con la ecuación 5

$$\text{Velocidad} = 0.160 / 0.35 = 0.45 \text{ m/s}$$

Cálculo del radio hidráulico(R) con la ecuación 6

$$R = 0.35 / 1.5 + 0.5$$

$$R = 0.180 \text{ m}$$

Obtención de la pendiente aguas arriba con la ecuación 7

$$0.160 = (0.35 * 0.28^{2/3} * s^{1/2}) / 0.013$$

$$S = 1.93 * 10^{-4}$$

Número de barras con la ecuación 8

$$N = (1500 / 35) + 1$$

N= 44

Cálculo de la pérdida de carga al considerar un 50% del área obstruida con las ecuaciones 9 y 10

$$V_{S'} = 0.75 * \frac{1}{0.5}$$

$$V_{S'} = 1.5$$

$$h_L = \frac{1}{0.7} * \left(\frac{1.5^2 - 0.450^2}{2 * 9.81} \right)$$

$$h_L = 0.15 \text{ m}$$

Diseño de canal by pass con las ecuaciones 11 y 12

$$0.160 = 1.838 * (1.5 - 0.2 H) * H^{3/2}$$

$$H = 0.15 \text{ m}$$

$$\text{Área bypass} = 1.5 * 0.15$$

$$\text{Área bypass} = 0.25 \text{ m}^2$$

Obtención de la pendiente del canal by pass con la ayuda de la ecuación 7, para ello previamente se obtendrá el radio hidráulico con la ecuación 6.

$$R = 0.25 / (1.5 + 0.30) = 0.15$$

$$0.160 = (0.25 * 0.15^{2/3} * S^{1/2}) / 0.013$$

$$S = 8.68 * 10^{-4}$$

Diseño del emisario con la ayuda de la ecuación 7.

Datos y cálculos:

$$S = 1.93 * 10^{-4} \quad Y/D = \frac{3}{4} \quad R = 0.3016D$$

$$0.160 = \left(\left(\frac{\pi}{4} * D^2 \right) * (0.3016 * D)^{2/3} * (1.93 * 10^{-4})^{1/2} \right) / 0.013$$

$$D = 0.75 \text{ m}$$

Hallando la longitud con la ecuación 13

$$L = \frac{1.5 - 0.75}{2 * \text{tg } 12^\circ 30'}$$

$$L = 0.75 / (0.44) = 1.70$$

SEGUNDO ESCENARIO

Se desarrolla los cálculos para la obtención de las dimensiones de la pantalla gruesa de limpieza manual, para esto se tienen los datos principales de la Tabla 48. El caudal de diseño es el siguiente:

$$\text{Caudal promedio } (Q_{pf}) = 0.0905 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabla 48. Datos principales de la pantalla gruesa para el segundo escenario

Q máximo (m^3/s)	0.0905
Ancho de barras (mm)	10
Espesor de barras (mm)	55
Espaciamiento entre barras (mm)	25
Eficiencia de barra "E"	0.714
Velocidad entre rejas (m/s)	0.7
Velocidad aguas arriba (m/s)	0.4
Ancho del canal(m)	1.5
Coefficiente de Manning	0.013
Numero de barras	44

Determinación de la eficiencia de las barras "E" con la ecuación 1

$$E = (25 / (25 + 10)) = 0.714$$

Determinación del área útil en las rejas con la ecuación 2

$$\text{Área útil entre rejas} = 0.0905 / 0.7 = 0.15 \text{ m}^2$$

Determinación del área total con la ecuación 3

$$\text{Área total} = 0.15 / 0.714 = 0.25 \text{ m}^2$$

Cálculo del tirante con la ecuación 4

$$\text{Tirante} = 0.25 / 1.5 = 0.2 \text{ m}$$

Cálculo para hallar la velocidad aguas arriba(V) con la ecuación 5

$$\text{Velocidad} = 0.0905 / 0.25 = 0.4 \text{ m/s}$$

Cálculo del radio hidráulico(R) con la ecuación 6

$$R = 0.25 / (1.5 + 0.4)$$

$$R = 0.150 \text{ m}$$

Obtención de la pendiente aguas arriba con la ecuación 7

$$0.0905 = (0.25 * 0.150^{2/3} * s^{1/2}) / 0.013$$

$$S = 2.78 * 10^{-4}$$

Número de barras con la ecuación 8

$$N = (1500 / 35) + 1$$

$$N = 44$$

Cálculo de la pérdida de carga al considerar un 50% del área obstruida con las ecuaciones 9 y 10

$$V_{s'} = 0.75 * \frac{1}{0.5}$$

$$V_{s'} = 1.5$$

$$h_L = \frac{1}{0.7} * \left(\frac{1.5^2 - 0.450^2}{2 * 9.81} \right)$$

$$h_L = 0.15 \text{ m}$$

Diseño de canal by pass con las ecuaciones 11 y 12

$$0.0905 = 1.838 * (1.5 - 0.2 H) * H^{3/2}$$

$$H = 0.10 \text{ m}$$

$$\text{Área bypass} = 1.5 * 0.1$$

$$\text{Área bypass} = 0.15 \text{ m}^2$$

Obtención de la pendiente del canal by pass con la ayuda de la ecuación 7, para ello previamente se obtendrá el radio hidráulico con la ecuación 6.

$$R = 0.15 / (1.5 + 0.20) = 0.10 \text{ m}$$

$$0.0905 = (0.15 * 0.10^{2/3} * s^{1/2}) / 0.013$$

$$S = 1.30 * 10^{-3}$$

Diseño del emisario con la ayuda de la ecuación 7.

Datos y cálculos:

$$S = 4.86 * 10^{-4} \quad Y/D = \frac{3}{4} \quad R = 0.3016D$$

$$0.0905 = \left(\left(\frac{\pi}{4} * D^2 \right) * (0.3016 * D)^{2/3} * (2.78 * 10^{-4})^{1/2} \right) / 0.013$$

$$D = 0.60 \text{ m}$$

Hallando la longitud con la ecuación 13

$$L = \frac{1.5 - 0.6}{2 * \text{tg } 12^\circ 30'}$$

$$L = 0.9 / (0.44) = 2.1 \text{ m}$$

Cámaras de arena y desengrasadores

Para el dimensionamiento de las cámaras de arena aireadas se asumirá un ancho de 2.5 metros para el tanque puesto que dicho valor al ser mayor al ancho del canal evitará que se generen altas velocidades que impidan un adecuado asentamiento de las arenas. Asimismo, se vio óptimo estimar un tiempo de retención de 3 minutos y un suministro de aire por unidad de longitud de $0.3 \frac{m^3}{m \cdot min}$, ambos valores están dentro del rango de valores de diseño en la Tabla 24 del Capítulo 6.

También, el número de cámaras de arena será de tres de las cuales dos operaran en simultáneo y la tercera servirá como reserva. Cada cámara poseerá su compuerta y se utilizará las siguientes ecuaciones:

$$\text{Volumen} = \text{Caudal} * \text{Tiempo de retención} \dots\dots\dots (14)$$

$$\text{Volumen} = \text{ancho} * \text{largo} * \text{alto} \dots\dots\dots (15)$$

$$\text{Aire necesario} = \text{Suministro de aire} * \text{longitud} \dots\dots\dots (16)$$

$$\text{Volumen arena removida} = \text{Caudal} * \text{Remoción de sólidos} \dots\dots\dots (17)$$

PRIMER ESCENARIO

Q máximo (m^3/s) = 0.160, con la ayuda de la ecuación 14 se obtendrá el volumen necesario para cada cámara de arena, como serán dos cámaras operativas el caudal se repartirá entre ambas.

$$V = 0.08 * 180$$

$$V = 14.4 \text{ m}^3$$

Calculando la longitud de la arista más larga

Una vez obtenido el volumen de cada cámara de arena se podrá calcular las dimensiones de esta; para ello se asumirá la relación de largo: ancho de 3:1 y se obtendrá la longitud para luego obtener la profundidad.

$$\text{Relación larga: ancho} = 3:1$$

$$\text{Largo} / 2.5 = 3$$

$$\text{Largo} = 7.5 \text{ m}$$

Calculando la profundidad

$$14.4 \text{ m}^3 = 7.5 * 2.5 * \text{profundidad}$$

$$\text{Profundidad} = 0.8 \text{ m}$$

Se usará un valor de 1m

Calculando el suministro de aire y el volumen de arena removida

Se procederá a obtener el suministro de aire necesario para un óptimo desempeño y se usarán las ecuaciones 16 y 17.

$$\text{Aire necesario} = 0.3 * 7.5 = 2.3 \text{ m}^3/\text{min}$$

Finalmente se estimará la cantidad de arena que se extraerá durante el proceso para cada cámara de arena, por lo que se hará uso de la Tabla 25. En la caracterización del agua residual se obtuvo una cantidad de sólidos totales de 2041.87mg/L por lo que extrapolando se obtiene una cantidad de sólidos en suspensión fijos de 169.1mg/L que equivaldría a $76.94 \text{ cm}^3/\text{m}^3$.

$$\text{Volumen de arena removida} = 76.94 * 0.08 = 0.532 \text{ m}^3/\text{día}.$$

SEGUNDO ESCENARIO

Q máximo (m^3/s) = 0.0905 con la ayuda de la ecuación 14 se obtendrá el volumen necesario para cada cámara de arena, como serán dos cámaras operativas el caudal se repartirá entre ambas.

$$V = 0.045 * 180$$

$$V = 8.1 \text{ m}^3$$

Calculando la longitud de la arista más larga

Una vez obtenido el volumen de cada cámara de arena se podrá calcular las dimensiones de esta; para ello se asumirá la relación de largo: ancho de 3:1 y se obtendrá la longitud para luego obtener la profundidad.

$$\text{Relación larga: ancho} = 3:1$$

$$\text{Largo} / 2.5 = 3$$

$$\text{Largo} = 7.5 \text{ m}$$

Calculando la profundidad

$$8.1 \text{ m}^3 = 7.5 * 2.5 * \text{profundidad}$$

$$\text{Profundidad} = 0.4 \text{ m}$$

Se usará un valor de 0.5 m

Calculando el suministro de aire y el volumen de arena removida

Se procederá a obtener el suministro de aire necesario para un óptimo desempeño y se usarán las ecuaciones 16 y 17.

$$\text{Aire necesario} = 0.3 * 7.5 = 2.3 \text{ m}^3/\text{min}$$

Finalmente se estimará la cantidad de arena que se extraerá durante el proceso para cada cámara de arena por lo que se hará uso de la Tabla 25. En la

caracterización del agua residual se obtuvo una cantidad de sólidos totales de 2041.87mg/L por lo que extrapolando se obtiene una cantidad de sólidos en suspensión fijos de 169.1mg/L que equivaldría a $76.94 \text{ cm}^3/\text{m}^3$.

Volumen de arena removida = $76.94 * 0.045 = 0.503 \text{ m}^3/\text{día}$.

Una vez obtenido todas las dimensiones y la cantidad de arena removida se comenzarán con el diseño del Canal de Parshall, para ambos escenarios se dimensionará de la siguiente manera.

Dimensionamiento para el Canal de Parshall

El Canal de Parshall se usa para medir el caudal que pasa por esa sección; para la obtención de sus dimensiones se usara la fórmula 18 y los valores de las constantes c y n de la siguiente Tabla 49. Para dicho canal se asumirá un ancho de garganta(W) de 76.2mm y una altura de cresta (Ha) de 100mm.

$$Q = C(Ha^n) \dots\dots\dots (18)$$

Tabla 49. Valores de las constantes c y n para distintos valores del ancho de garganta (Fuente: Edmundo Pedroza,2001).

Ancho de la garganta	Valores de c y n	
W	c	n
25.4	0.001352	1.55
50.8	0.002702	1.55
76.2	0.003965	1.55
152.4	0.006937	1.58

Para ambos escenarios

Se obtiene el caudal en el canal de Parshall con la ayuda de la fórmula 30

$$Q = 0.003965(100^{1.55})$$

$$Q = 5 \text{ Lt/ s}$$

TRATAMIENTO PRIMARIO

SEDIMENTADOR PRIMARIO

Para el dimensionamiento del tanque se hará uso de las siguientes formulas y de las relaciones establecidas en la Tabla 28 del Capítulo 6 para la obtención de las dimensiones.

$$A = Q / CS \dots\dots\dots (19)$$

$$\text{Volumen} = \text{Largo} * \text{Ancho} * \text{Profundidad} \dots\dots\dots (20)$$

$$Tr = \text{Volumen} / Q \dots\dots\dots (21)$$

$$V_H = \left(\frac{8k(s-1)gd}{f} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (22)$$

$$R = \frac{T}{a+bt} \dots\dots\dots (23)$$

Para la obtención de la velocidad de arrastre y los porcentajes de remoción se hará uso de las Tablas 50 y 51.

Tabla 50. Definición de las variables en las ecuaciones (Fuente: Metcalf& Eddy / Aecom,2014).

Símbolo	Definición
V_H	Velocidad mínima a la cual se inicia el arrastre de las partículas
k	Constante que depende del tipo de material arrastrado
s	Peso específico de las partículas
g	Aceleración de la gravedad
d	Diámetro de partículas
f	Factor de fricción de Darcy-Weisbach
R	Porcentaje de remoción
T	Tiempo nominal de retención
a	Constante empírica
b	Constante empírica

Tabla 51. Valores de las constantes empíricas para la obtención del porcentaje de remoción de DBO Y SST (Fuente: Metcalf& Eddy / Aecom,2014)

Variable	a	b
DBO	0.018	0.020
SST	0.0075	0.014

PRIMER ESCENARIO

Calculando el área superficial con la ayuda de la ecuación 19

Se usará la carga de superficie $100 \text{ m}^3 / \text{m}^2\text{-día}$ y dos sedimentadores que trabajen en simultáneo.

$$Q (\text{m}^3/\text{s}) = 0.160 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = (0.08 \text{ m}^3/\text{s}) / (100 \text{ m}^3 / \text{m}^2\text{-día})$$

$$A = 69.5 \text{ m}^2$$

Obteniendo las dimensiones del sedimentador

Largo / Ancho = 4, si el ancho es b entonces el largo es 4b

$$A = 4b^2$$

$$69.5 = 4b^2, b = 4.2 \text{ m}$$

El ancho sería 4.2 m y el largo es 17 m

Luego proponiendo una relación de 5 entre el largo y la profundidad

$$\text{Largo/Profundidad} = 5$$

$$\text{Profundidad} = 3.5 \text{ m}$$

Comprobando la carga superficial antes supuesta

Entonces una vez obtenido las dimensiones se puede obtener el volumen del tanque con la ayuda de la ecuación 20 para luego obtener la nueva carga superficial.

$$\text{Volumen} = 17 * 4.2 * 3.5 = 250 \text{ m}^3$$

La nueva carga superficial se obtendrá con la ecuación 19

$$CS = (250 \text{ m}^3 / \text{día}) / 69.5 \text{ m}^2$$

$$CS = 3.6 \text{ (m}^3 / \text{m}^2\text{-día)}$$

La estimación es correcta

Calculando el tiempo de retención con la ayuda de la ecuación 21

$$Tr = 250 / 0.080 = 0.82 \text{ hora}$$

Calculando la velocidad de arrastre con la ecuación 22

$$V_H = \left(\frac{8k(s-1)gd}{f} \right)^{1/2}$$

Donde

$$k = 0.05$$

$$s = 1.25$$

$$g = 9.81 \text{ m/ s}^2$$

$$d = 100 \text{ }\mu\text{m}$$

$$f = 0.025$$

$$V_H = 0.0626 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Ahora se calculará la velocidad horizontal

$$\text{Velocidad horizontal} = Q/A = 0.08 / (4.2 * 17) = 0.00120 \text{ m/s}$$

La velocidad horizontal al ser menor a la de arrastre evitará que el material que se sedimenta sea suspendido.

Obteniendo las concentraciones removidas con ayuda de la ecuación 23 y utilizando las variables de la tabla vv.

Porcentaje de remoción de DBO

$$R = \frac{0.82}{0.018 + 0.02 * 0.82}$$

$$R = 24\%$$

Porcentaje de remoción de SST

$$R = \frac{0.82}{0.0075 + 0.014 * 0.82}$$

$$R = 43\%$$

SEGUNDO ESCENARIO

Calculando el área superficial con la ayuda de la ecuación 33

$$Q \text{ (m}^3/\text{s)} = 0.0905 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = (0.0450 \text{ m}^3/\text{s}) / (100 \text{ m}^3/\text{m}^2\text{-día})$$

$$A = 39 \text{ m}^2$$

Obteniendo las dimensiones del sedimentador

Largo / Ancho = 4, si el ancho es b entonces el largo es 4b

$$A = 4b^2$$

$$39 = 4b^2, b = 3.2 \text{ m}$$

El ancho sería 3.2 y el largo es 12.8 m

Luego proponiendo una relación de 5 entre el largo y la profundidad

$$\text{Largo/Profundidad} = 5$$

$$\text{Profundidad} = 2.5 \text{ m}$$

Comprobando la carga superficial antes supuesta

Entonces una vez obtenidas las dimensiones se puede obtener el volumen del tanque con la ayuda de la ecuación 34 para luego obtener la nueva carga superficial.

$$\text{Volumen} = \text{Largo} \cdot \text{Ancho} \cdot \text{Profundidad}$$

$$\text{Volumen} = 12.8 \cdot 3.2 \cdot 2.5 = 103 \text{ m}^3$$

La nueva carga superficial se obtendrá con la ecuación 33

$$CS = Q / A = (3910 \text{ m}^3/\text{día}) / 39 \text{ m}^2$$

$$CS = 100.2 \text{ (m}^3/\text{m}^2\text{-día)}$$

Calculando el tiempo de retención con la ayuda de la ecuación 35

$$Tr = 103/0.045 = 0.60 \text{ horas}$$

$$Tr = 0.60 \text{ horas}$$

Calculando la velocidad de arrastre con la ecuación 32

$$V_H = \left(\frac{8k(s-1)gd}{f} \right)^{1/2}$$

Donde

$$k = 0.05$$

$$s = 1.25$$

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

$$d = 100 \text{ }\mu\text{m}$$

$$f = 0.025$$

$$V_H = 0.0626 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Ahora se calculará la velocidad horizontal

$$\text{Velocidad horizontal} = Q/A = 0.045 / (3.2 \cdot 12.8) = 0.001098 \text{ m/s}$$

La velocidad horizontal al ser menor a la de arrastre evitará que el material que se sedimenta sea suspendido.

Obteniendo las concentraciones removidas con ayuda de la ecuación 23 y utilizando las variables de la tabla vv.

Porcentaje de remoción de DBO

$$R = \frac{0.60}{0.018 + 0.02 * 0.60}$$

R=20%

Porcentaje de remoción de SST

$$R = \frac{0.6}{0.0075 + 0.014 * 0.60}$$

R=38%

TRATAMIENTO SECUNDARIO

Filtros percoladores

En el diseño de los filtros percoladores se asumirá un tanque circular de 42 metros de diámetro, así como 8 metros de profundidad, ambos valores están dentro del rango de los criterios establecidos. Luego se obtendrá la cantidad de carga de DBO y la carga superficial para así obtener la cantidad de oxígeno suministrado. Para ello se usará las siguientes ecuaciones:

Tasa DBO = [DBO influente primario] * Q (24)

Tasa de carga DBO (Lb) = Tasa DBO/ Volumen..... (25)

Tasa de carga superficial = Q / A..... (26)

$Ro = 20(0.8e^{-9Lb} + 1.2e^{-0.17Lb}) * 1.625$ (27)

$AR_{20} = (Ro * Q * So * 3.58 \left(\frac{m^3}{kgO_2}\right)) / \left(\left(\frac{10^3 g}{1kg}\right) \left(\frac{1440min}{dia}\right)\right)$ (28)

$AR_T = AR_{20} \left(\frac{273.15 + TA}{273.15}\right) * (Pa/Pb)$ (29)

PRIMER ESCENARIO

Se obtendrá las tasas de carga de DBO y superficial con ayuda de las ecuaciones 24, 25 y 26.

Tasa DBO = 299 mg/L * 6912 m³/día = 2066.70 kg/día

Tasa de carga DBO = 2066.91 kg/día / (π * 30*30*2) m³

Tasa de carga DBO = 0.37 kg/m³ – día

Tasa de carga superficial = 6912 m³/día / (π*30*30/4) m²

Tasa de carga superficial = 0.41 m³/m² – h

Se obtendrá la cantidad del suministro O_2 por kg de DBO y el contenido de aire aplicado con ayuda de las ecuaciones 27,28 y 29.

$$Ro=20(0.8e^{-9*0.37} + 1.2e^{-0.17*0.37}) * 1.625$$

$$Ro= 37.55 \text{ kg de } O_2/ \text{ kg de DBO}$$

$$AR_{20} = (37.55 \text{ kg/ kg} * 6912 \text{ m}^3/\text{día} * 299 \text{ g/m}^3 * 3.58(\frac{m^3}{kgO_2}))/((\frac{10^3g}{1kg}) (\frac{1440min}{día}))$$

$$AR_{20} = 192.93 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$AR_T= 192.93 * ((273.15 + 28)/273.15)*(1atm / 1atm)$$

$$AR_T= 212.71 \text{ m}^3/\text{min}$$

SEGUNDO ESCENARIO

Se obtendrá las tasas de carga de DBO y superficial con ayuda de las ecuaciones 24, 25 y 26.

$$\text{Tasa DBO} = 299 \text{ mg/L} * 3910 \text{ m}^3/\text{día} = 1169.1 \text{ kg/día}$$

$$\text{Tasa de carga DBO} = 1169.1 \text{ kg/día} / ((\pi * 24 * 24 * 6) / 4) \text{ m}^3$$

$$\text{Tasa de carga DBO} = 0.43 \text{ kg/m}^3 - \text{día}$$

$$\text{Tasa de carga superficial} = 3910 \text{ m}^3/\text{día} / (\pi * 24 * 24 / 4) \text{ m}^2$$

$$\text{Tasa de carga superficial} = 0.36 \text{ m}^3 / \text{m}^2 - h$$

Se obtendrá la cantidad del suministro O_2 por kg de DBO y el contenido de aire aplicado con ayuda de las ecuaciones 27,28 y 29.

$$Ro=20(0.8e^{-9*0.43} + 1.2e^{-0.17*0.43}) * 1.625$$

$$Ro= 36.80 \text{ kg de } O_2/ \text{ kg de DBO}$$

$$AR_{20} = (36.80 \text{ kg/ kg} * 3910 \text{ m}^3/\text{día} * 299 \text{ g/m}^3 * 3.58(\frac{m^3}{kgO_2}))/((\frac{10^3g}{1kg}) (\frac{1440min}{día}))$$

$$AR_{20} = 106.96 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$AR_T= 106.96 * ((273.15 + 28)/273.15)*(1atm / 1atm)$$

$$AR_T= 117.92 \text{ m}^3/\text{min}$$

Sedimentador Secundario

Para el diseño del clarificador se asumió un valor de $0.678 \text{ m}^3 / \text{m}^2 - h$ y una profundidad de 3 m y se usaron las siguientes fórmulas:

$$CS= (Q/A) \dots\dots\dots (30)$$

$$V = (A * h) \dots\dots\dots (31)$$

PRIMER ESCENARIO

$$A = (288 \text{ m}^3/h / (0.678 \text{ m}^3/\text{m}^2 - h))$$

$$A = 425 \text{ m}^2$$

$$V = (425 \text{ m}^2 * 3 \text{ m})$$

$$V = 1275 \text{ m}^3$$

SEGUNDO ESCENARIO

$$A = (163 \text{ m}^3/h / (0.678 \text{ m}^3/\text{m}^2 - h))$$

$$A = 240.3 \text{ m}^2$$

$$V = (240.3 \text{ m}^2 * 3 \text{ m})$$

$$V = 721 \text{ m}^3$$

TRATAMIENTO DE LODOS

Para la obtención de la cantidad de biosólidos producidos y el volumen del tanque de almacenamiento se hará uso de las siguientes ecuaciones, así como la cantidad de masa de lodos obtenidos del programa BioWin.

$$V_L = (M_L / (\gamma(1 - w))) \dots\dots\dots (32)$$

$$V_{DA} = (V_L * SRT) \dots\dots\dots (33)$$

PRIMER ESCENARIO

$$V_L = (5654.1 / 1020 * (1 - 0.95))$$

$$V_L = 110.8 \text{ m}^3/d$$

$$V_{DA} = 110.8 * 20$$

$$V_{DA} = 2217 \text{ m}^3$$

SEGUNDO ESCENARIO

$$V_L = (3192.9 / 1020 * (1 - 0.95))$$

$$V_L = 62.6 \text{ m}^3/d$$

$$V_{DA} = 62.6 * 20$$

$$V_{DA} = 1252 \text{ m}^3$$