

**DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA
EL MUNICIPIO DE MÁLAGA**

**NORA ROCIO ANAYA ROA
ROCIO XIMENA VILLAR CRISTANCHO**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISCOQUÍMICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA QUÍMICA
BUCARAMANGA**

2009

**DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA
EL MUNICIPIO DE MÁLAGA**

**NORA ROCIO ANAYA ROA
ROCIO XIMENA VILLAR CRISTANCHO**

**Proyecto de grado presentado como requisito para optar el título de
Ingeniero Químico**

**Director
LUIS EDUARDO MORENO TORRES
Ingeniero Civil
Especialista en Ingeniería Ambiental**

**UNIVERSIDAD INDUSTRIAL DE SANTANDER
FACULTAD DE INGENIERÍAS FISCOQUÍMICAS
ESCUELA DE INGENIERÍA QUÍMICA
BUCARAMANGA**

2009

DEDICATORIA

*A Dios por las oportunidades que me brinda a diario
por guiarme siempre por el mejor camino.*

*A mi papito querido **FÉLIX** por el esfuerzo, paciencia y dedicación
por querer siempre lo mejor para mí y depositar su confianza en mí.*

*A mi mamá **CECILIA** por su cariño y comprensión.*

*A mis nonitos **FÉLIX y ERNESTINA** por sus sabios consejos,
por inculcarme bases firmes para la vida y
enseñarme que la mejor herencia en el mundo es el estudio.*

*A mis hermanitas **JUDY y BRIGGITHE** por el apoyo incondicional
y por la voz de aliento en los momentos difíciles.*

*A mi familia, amigos y a todos aquellos que de una u otra
forma contribuyeron con el logro de esta meta.*

NORA ROCIO

DEDICATORIA

A Dios, por ser mi guía, protector y siempre acompañar mi vida de bendiciones.

A mis Padres, Saúl y Teresa por su apoyo incondicional, cariño, comprensión, por sus palabras de aliento y ayuda en los momentos difíciles que se han presentado a lo largo de mi vida, por sus consejos y por la satisfactoria culminación de mi carrera siendo esto gracias a ustedes.

A mis hermanos, Martha, Claudia y Saúl por su constante interés en el desarrollo de este proyecto, su afecto y sentirse orgullosos de mis logros.

ROCÍO XIMENA VILLAR CRISTANCHO

AGRADECIMIENTOS

Expresamos nuestros más sinceros agradecimientos a:

Ingeniero LUIS EDUARDO MORENO TORRES por su dedicación, sus valiosos aportes y orientación en la dirección de este proyecto.

Universidad Industrial de Santander y a la Escuela de Ingeniería Química por la formación que nos brindaron.

Aquellas personas que de alguna manera contribuyeron con el desarrollo de este proyecto.

CONTENIDO

	Pág.
INTRODUCCIÓN	1
1. CONCEPTOS TEÓRICOS	3
1.1. SISTEMAS DE TRATAMIENTO	4
1.1.1. PRETRATAMIENTO	4
1.1.2. TRATAMIENTO PRIMARIO QUÍMICO	5
1.1.3. TRATAMIENTO PRIMARIO FÍSICO	6
1.1.4. TRATAMIENTO SECUNDARIO	6
2. DESARROLLO EXPERIMENTAL	11
2.1. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA	12
2.2. CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES	12
2.2.1. Monitoreo de los cinco vertimientos	12
2.2.2. Elaboración de planillas del monitoreo	12
2.2.3. Análisis de laboratorio por la UPB	13
2.3. DESARROLLO DE LOS RESPECTIVOS DISEÑOS	13
2.3.1. Proyección de la población de diseño	13
2.3.1.1. Métodos de cálculo	13
2.3.1.2. Método Aritmético	14
2.3.1.3. Método Geométrico:	14
2.3.1.4. Método Exponencial	14
2.3.1.5. Periodo de diseño	14
2.3.3. CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO	15
2.3.3.1. Dotación Neta	15
2.3.3.2. Contribución de aguas residuales	16
2.3.4. Evaluación y selección de la alternativa de diseño	19

2.3.5. Diseño de pretratamiento, tratamiento primario y secundario	19
2.3.5.1. Pretratamiento	19
2.3.5.2. Tratamiento primario	21
2.3.5.3. Tratamiento secundario	21
2.3.5.4. Cloración	24
2.3.5.5. Aireadores en cascada	25
2.3.5.6. Cargas contaminantes	25
2.4. ESTIMACIÓN DE COSTOS	26
2.4.1. Costos de inversión y Costos de Operación	26
3. RESULTADOS Y ANÁLISIS	27
3.1. EVALUACIÓN DE ALTERNATIVA TECNOLÓGICA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	27
3.2. PORCENTAJE DE REMOCIÓN DE DBO - SÓLIDOS SUSPENDIDOS - FÓSFORO - NITRÓGENO - PATÓGENOS	29
3.2.1. Lodos activados	29
3.2.2. Filtros Percoladores	30
3.2.3. Eficiencias de remoción finales para los 4 diseños	31
3.3. ESTIMACIÓN DE COSTOS	32
3.3.1. Costos directos de inversión	32
3.3.2. Costos de operación	34
4. CONCLUSIONES	38
5. RECOMENDACIONES	40
BIBLIOGRAFÍA	41
NOMENCLATURA	146

LISTA DE ANEXOS

	Pág.
ANEXO 1. GENERALIDADES DEL MUNICIPIO DE MÁLAGA	43
ANEXO 2. FOTOS VERTIMIENTOS	50
ANEXO 3. PLANILLAS DEL MONITOREO	53
ANEXO 4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DEL LABORATORIO	56
ANEXO 5. VENTAJAS DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES	58
ANEXO 6. CÁLCULO TIPO PARA EL CAUDAL DE DISEÑO	61
ANEXO 7. CÁLCULO TIPO PARA REJILLAS	65
ANEXO 8. CÁLCULO PARA EL TANQUE DE IGUALAMIENTO	69
ANEXO 9. CÁLCULO TIPO PARA NEUTRALIZACIÓN DISEÑO 1	72
ANEXO 10. CÁLCULO TIPO PARA EL DESARENADOR DE FLUJO HORIZONTAL	74
ANEXO 11. CÁLCULO TIPO PARA EL SEDIMENTADOR PRIMARIO CIRCULAR	77
ANEXO 12. CÁLCULO TIPO PARA LODOS ACTIVADOS	81
ANEXO 13. CÁLCULO TIPO PARA DISPOSICIÓN DE LODOS	87
ANEXO 14. CÁLCULO TIPO FILTROS PERCOLADORES	99
ANEXO 15. CÁLCULO TIPO SEDIMENTADOR SECUNDARIO FLUJO HORIZONTAL	103
ANEXO 16. CÁLCULO TIPO PARA AIREACIÓN	107
ANEXO 17. CÁLCULO TIPO PARA CLORACIÓN	109
ANEXO 18. CÁLCULO TIPO PARA CARGAS CONTAMINANTES	111
ANEXO 19. TABLA D.2.1	115
ANEXO 20. TABLA A.3.1	116
ANEXO 21. TABLA B.2.2	117
ANEXO 22. TABLA E.4.6	118

ANEXO 23. TABLA 12.1 de ROMERO	119
ANEXO 24. TABLA E.4.7	120
ANEXO 25. TABLA 22.1 de ROMERO	121
ANEXO 26. TABLA 22.3 ROMERO	122
ANEXO 27. TABLA 17.2 de ROMERO	123
ANEXO 28. TABLA 17.4 ROMERO	124
ANEXO 29. TABLA 26.2 de ROMERO	125
ANEXO 30. TABLA 26.7 ROMERO	126
ANEXO 31. TABLA 26.15 de ROMERO	127
ANEXO 32. TABLA 20.1 de ROMERO	128
ANEXO 33. TABLA 20.2 de ROMERO	129
ANEXO 34. TABLA 22.3 ROMERO	130
ANEXO 35. % REMOCIÓN DE LOS DIFERENTES TRATAMIENTOS	131
ANEXO 36. ESQUEMA DE LA PTAR	132
ANEXO 37. UBICACIÓN DE LA PTAR	134

RESUMEN

TÍTULO: DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL MUNICIPIO DE MÁLAGA*

Autores:

Nora Rocío Anaya Roa**
Rocío Ximena Villar Cristancho

Palabras claves: Aguas Residuales, Diseño PTAR, Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO), Sólidos Suspendidos (SS), Esch. Coli, % de remoción, Lodos Activados, Filtros Percoladores, Norma para Vertimientos.

Descripción: De acuerdo a la problemática ambiental que se presenta en los municipios de Colombia actualmente, se realizó una visita al municipio de Málaga con el fin de monitorear cada uno de los cinco vertimientos de aguas residuales y hacer la correspondiente caracterización de estas, para establecer la tecnología más apropiada utilizando la metodología propuesta por el Ministerio del Medio Ambiente y a partir de este análisis elaborar los tres diseños individuales y uno global (recoge todos los vertimientos) de la Planta de Tratamiento de Agua Residual, los cuales incluyen pretratamiento, tratamiento primario, tratamiento secundario (Lodos Activados y Filtros Percoladores), Aireación, Cloración y Disposición de Lodos.

La tecnología de tratamiento seleccionada para el municipio de Málaga corresponde al Sistema con Lodos Activados porque teóricamente cumple con el requerimiento mínimo de remoción establecido por la Norma para Descargas Orgánicas según el Decreto 1594/84, requiere de áreas menores y presenta baja generación de malos olores.

Finalmente se debe realizar con frecuencia la caracterización fisicoquímica y microbiológica de las aguas residuales afluentes al sistema de tratamiento, de igual forma las aguas residuales efluentes con el fin de garantizar el adecuado funcionamiento, una vez la planta se haya construido y su sistema de operación se encuentre estabilizado

* Proyecto de grado

** Facultad de Ingenierías Físico Químicas. Escuela de Ingeniería Química. Director Ing. Luis Eduardo Moreno TorresJ

SUMMARY

Title: DESIGN OF THE TREATMENT PLANT OF RESIDUAL WATER FOR THE MALAGA TOWN*

Author:

Nora Rocío Anaya Roa**
Rocío Ximena Villar Cristancho

Key words: Residual water, PTAR design, Biochemical demand of oxygen (BDO), suspended solids (SS), Esch Coli, percentage of removal, Activated Sludge, percolative filters, rules for dumping.

Description: According to the environment problematics that currently exist in the towns of Colombia, a visit was done to the town of Socorro in order to monitor each one of the residual water dumps and do a complete characterization of these, to establish the most appropriate technology using the methodology proposed by the ministry of environmental control and from these analysis elaborate three individual designs and a global one (gathering all three dumping points) of the Treatment Plant of residual water, which includes a pre-treatment, a primary treatment and a secondary treatment (activated sludge and Percolative filters), airing, chlorination, and sludge devices.

The treatment technology selected for the town of Malaga corresponds to the Activated sludge system because, theoretically speaking, it complies with the minimum requirements of removal established by the rule of disposal of organic materials according to the Act 1594/84, which requires smaller areas and less generation of bad smells.

Finally, a full microbiological and physical-chemical characterization Of Design Of The Treatment Plant Of Residual Water For The Malaga Town* must be frequently done on the in-flowing residual water to the treatment system as well as the out-flowing water, in order to guarantee an adequate functioning, once the plant has been built and its operational system established.

* Degree Project.

** Faculty of Physical Mechanical Engineering. School of Civil Engineering. Jorge Gómez.

INTRODUCCIÓN

Las aguas residuales son aguas procedentes de viviendas e instalaciones de servicios industriales sanitarias o agrícolas, se evacuan por las instalaciones públicas o privadas de saneamiento a los distintos medios receptores, diluidas o no, con cualquier agua subterránea, superficial o pluvial que se le haya incorporado.

Los vertimientos de aguas residuales a los cuerpos de agua no solo impactan la vida acuática, sino que principalmente afectan la salud humana. La contaminación bacteriológica presente en las aguas negras municipales es la más relevante a nivel sanitario, ya que estas contienen en grandes cantidades microorganismos patógenos generadores de múltiples enfermedades.

En Colombia solo un 22% de los municipios realizan el respectivo tratamiento y de este porcentaje no se reporta una aceptable eficiencia y operación de la mayoría de estas Plantas de Tratamiento.

El manejo efectivo de aguas residuales da como resultado un efluente que puede ser descargado de manera segura en el medio ambiente, ya que el retorno de estas a ríos o lagos nos convierte en usuarios directos o indirectos a medida que crece la población.

De acuerdo a la problemática mencionada se realizó una visita al municipio con el fin de monitorear cada uno de los cinco vertimientos de aguas residuales y hacer la correspondiente caracterización de estas, para establecer la tecnología más apropiada utilizando la metodología propuesta por el Ministerio de Medio Ambiente y a partir de este análisis se elaboran los tres diseños individuales, en el cual el diseño uno (D1) hace referencia a los vertimientos de los Naranjitos y Quebrada Seca, el diseño dos (D2) corresponde al vertimiento del Guásimo y el tercer diseño (D3) a los vertimientos del Parador y de la Zona Industrial, de igual forma un diseño global (DG) con todos los

vertimientos, que incluyen pretratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario (Lodos Activados y Filtros Percoladores).

Los diseños propuestos anteriormente se hacen con el fin de remover el 80% de DBO y Sólidos Suspendidos establecidos por la Norma para Vertimientos según el Decreto 1594/84 y el 99% de remoción de patógenos. Para el estudio de dichos diseños los Ministerios del Medio Ambiente y Desarrollo Económico han realizado investigaciones para determinar las tendencias en los costos de inversión y operación, empleados para la estimación y comparación de dichos costos para cada uno de los diseños.

La tecnología de tratamiento seleccionada para el municipio de Málaga fue la correspondiente al Sistema con Lodos Activados porque teóricamente cumple con el requerimiento mínimo de remoción establecido por la Norma para Descargas Orgánicas, requiere de áreas menores y presenta baja generación de malos olores.

1. CONCEPTOS TEÓRICOS

En una planta de tratamiento típica, el agua residual se dirige a lo largo de una serie de procesos físicos, químicos y biológicos en los que cada uno posee una función para reducir una carga contaminante específica. Dentro del tratamiento de Aguas Residuales existe un gran número de operaciones y procesos disponibles tales como pretratamiento, tratamiento primero, tratamiento segundo y tratamiento terciario.

Pretratamiento: tiene como objetivo remover materia flotante, arena y manchas de aceite que pueden causar dificultades de operación y mantenimiento en los procesos posteriores. Se realiza por medio de procesos físicos y/o mecánicos, como rejillas y desarenadores

Tratamiento Primario: se realiza con el fin de remover parcialmente sólidos suspendidos, materia orgánica u organismos patógenos y constituye un método de preparación del agua para el tratamiento secundario. Las ventajas de este tipo de tratamiento son reducción de los sólidos en suspensión (60%), reducción de la DBO₅ (35 a 40%), reducción de la cantidad de fango activado en exceso, separación del material flotante y homogenización parcial de los caudales y carga orgánica.

Tratamiento Secundario: se emplea básicamente para remoción de DBO soluble y sólidos suspendidos e incluye, por ello, los procesos biológicos de lodos activados, lagunas aireadas, filtros percoladores, biodiscos y sistemas de lagunas de estabilización.

Los efectos de las aguas residuales sobre el sistema de tratamiento y sobre la fuente receptora son función de sus características o concentración y del caudal; ya que el producto de la concentración por el caudal, en un sitio específico determina la *carga*

contaminante. Cuando un sistema excede su capacidad de tratamiento por carga o por concentración, el sistema entra en dificultades operacionales y pierde su capacidad de remoción; por tanto es de gran importancia calcular la carga máxima permisible que puede disponerse si se quiere aprovechar la capacidad de auto purificación de la fuente receptora y el beneficio económico consecuente, cumpliendo una norma de descargo o estándar de calidad.

1.1. SISTEMAS DE TRATAMIENTO

1.1.1. PRETRATAMIENTO

Cribado: es la operación utilizada para separar material grueso del agua, mediante el paso de ella por una criba o rejilla, ésta puede ser de cualquier material agujereado ordenadamente. De acuerdo con el método de limpieza, las rejillas son de limpieza manual o mecánica. Según el tamaño de las aberturas se clasifican como rejillas finas o gruesas, siendo estas últimas las empleadas en el tratamiento de aguas residuales.

El canal de acceso a la rejilla debe diseñarse para prevenir la acumulación de arena u otro material pesado, antes y después de la rejilla, este debe ser perpendicular a la rejilla, para promover una distribución uniforme a los sólidos retenidos.

Las cantidades de material retenido dependen del tipo de rejilla, del espaciamiento y de la población aportante; éste material generalmente se descarga a un molino con recirculación a la planta, se dispone en un relleno sanitario o se incinera en el caso de plantas grandes de tratamiento.

Desarenadores: se usan para remover arena, grava, partículas u otro material sólido pesado que tenga velocidad de asentamiento o peso específico bastante

mayor que el de los sólidos orgánicos degradables de las aguas residuales, protegiendo el equipo del desgaste y evitando la formación de depósitos pesados en conductos.

Los desarenadores pueden ser de limpieza mecánica o manual y su diseño depende del tipo de flujo y del equipo de limpieza seleccionado, de acuerdo al flujo se clasifican en desarenador de tipo aireado y desarenador de flujo horizontal.

Igualamiento: consiste en amortiguar las variaciones del caudal para lograr un caudal aproximadamente constante. Tiene los siguientes propósitos: superar problemas operacionales causados por las variaciones de caudal de tiempo seco, de invierno en alcantarillados, sanitarios de alcantarillados combinados y controlar el pH para minimizar requerimientos en procesos de neutralización mejorando la eficacia del tratamiento biológico.

1.1.2. TRATAMIENTO PRIMARIO QUÍMICO

Neutralización: es la adición de álcali o de un ácido a un residuo, para obtener un rango de pH cercano a 7.0 y se usa para proteger fuentes receptoras de descargas alcalinas o ácidos fuertes; asegurando una capacidad tampona suficiente para mantener dicho pH, el cual es importante para ejercer control de la corrosión y la presencia de orín en las tuberías y accesorios de fontanería.

La neutralización de aguas ácidas se hace agregando cal, óxido de cal, hidróxido de magnesio o hidróxido de sodio; siendo la cal la más usada por su bajo costo, sin embargo, la gran cantidad de lodo producido es un problema significativo. El hidróxido de sodio, aunque costoso, es una forma conveniente para neutralización de residuos ácidos en plantas pequeñas y minimiza la cantidad de lodo producido.

1.1.3. TRATAMIENTO PRIMARIO FÍSICO

Sedimentación: los diferentes tipos de sedimentación ocurren con base en la concentración y tipo de partículas; ya sea por sedimentación primaria o secundaria; de acuerdo a su limpieza puede ser manual o mecánica. Los 3 tipos básicos de tanques de sedimentación son de flujo horizontal, de flujo radial y de flujo ascensional.

En el diseño de estos tanques se debe proveer una distribución uniforme del afluente; suministrar rápida recolección del lodo sedimentado y de la espuma; minimizar las corrientes de salida; determinar una profundidad suficiente para almacenar lodo permitiendo su espesamiento; dejar un borde libre mayor de 30 centímetros; reducir efectos del viento mediante pantallas y vertederos y repartir uniformemente el caudal entre las unidades de sedimentación.

Tanques primarios de sedimentación: son aquellos que reciben aguas residuales crudas antes del tratamiento biológico secundario, estos pueden ser rectangulares o circulares, siendo estos últimos los más usados ya que la barredora de lodos requiere menos partes móviles que el mecanismo de arrastre y los muros pueden ser más delgados que en un tanque rectangular.

Tanques secundarios de sedimentación: generalmente son circulares, su mecanismo de remoción más usado es el de tipo cadena y paletas metálicas actualmente preferibles de plástico, permitiendo remoción continua de sólidos.

1.1.4. TRATAMIENTO SECUNDARIO

Lodos activados: es un medio acuático colonizado por microorganismos muy variados como bacterias, hongos, protozoos, metazoos, materia orgánica muerta y materiales inorgánicos; siendo las bacterias el grupo más importante por su función en la estabilización del material orgánico y en la formación del floc de lodo activo, los géneros de bacterias más comunes son *Alcaligenes flavobacterium*, *Bacillus* y *Pseudomonas*. La comunidad de lodos activados depende de la naturaleza de suministro alimenticio,

concentración del alimento, turbulencia, temperatura, tiempo de aireación y concentración de lodos.

Posee una superficie altamente activa para la adsorción de materiales coloidales y suspendidos por lo tanto su resultado es una porción de materia orgánica, susceptible de descomposición biológica, convertida en compuestos inorgánicos; es un proceso estrictamente aerobio ya que el floc microbial se mantiene siempre en suspensión en la mezcla aireada del tanque, en presencia de oxígeno disuelto.

El problema más frecuente en el tratamiento biológico aerobio es la sedimentabilidad pobre de lodos activados debido a crecimientos filamentosos, los cuales producen floc biológico flotante; como es el caso de los hongos que se presentan cuando se trata agua residual con contenido deficiente de nitrógeno y en el tratamiento de residuos ácidos en donde crecen mejor los mohos y hongos filamentosos que conducen a un pobre asentamiento.

El proceso de lodos activados inicia cuando las aguas residuales crudas fluyen en el tanque de aireación con su contenido de materia orgánica (DBO) como alimento, las bacterias metabolizan los residuos utilizando oxígeno disuelto para producir nuevas bacterias y liberan dióxido de carbono.

El tamaño del tanque de aireación debe ser suficiente para permitir que los microorganismos alcancen la fase endógena durante los periodos de caudal y carga orgánica máxima, si esto no ocurre el efluente se hará turbio, ya que se perderán microorganismos. La aireación tiene como propósitos suministrar oxígeno a las células, mantener las células en suspensión y asegurar el contacto íntimo entre el residuo y el lodo activado.

Los dos tipos de sistemas de aireación usados son por difusión subsuperficial y mecánica, los cuales tienen costos altos de inversión y operación debido a la baja eficiencia de transferencia de oxígeno de los equipos y de las condiciones de funcionamiento.

En el diseño de lodos activados los parámetros requeridos son el tiempo de aireación, la carga volumétrica o carga de DBO por unidad de volumen, la relación alimento/microorganismos (A/M) y el tiempo promedio de retención celular.

Filtros percoladores: son tanques que contienen un lecho de material grueso, compuesto de materiales sintéticos o piedras de diversas formas, de alta relación área/volumen, sobre el cual son aplicadas las aguas residuales por medio de brazos distribuidores fijos o móviles; alrededor de este lecho se encuentra adherida una población bacteriana que descompone las aguas residuales a medida que estas percolan hacia el fondo del tanque.

Los filtros son empleados en casos donde no se necesite una eficiencia muy alta en la remoción de DBO; estos se clasifican según su carga en filtros de baja carga, en los cuales el agua hace un solo paso a través de él con cargas volumétricas bajas y se produce una composición de efluente bastante estable pero crean problemas de olores y moscas; filtros de alta carga, se emplea la recirculación para crear una carga hidráulica más homogénea, cuentan con una eficiencia similar a los filtros de baja carga y evita problemas de moscas y olores.

Biodiscos: sistema de tratamiento biológico secundario para aguas residuales domésticas e industriales biodegradables, del tipo de crecimiento adherido o reactor de película fija; las películas biológicas crecen sobre discos, en rotación a través del agua residual, montados sobre un eje horizontal. Los principales factores de influencia sobre el proceso son las características del agua residual, carga hidráulica, carga orgánica, velocidad rotacional de los discos, profundidad de sumergencia, tiempo de retención y temperatura.

Dentro de las ventajas se tienen la simplicidad, alta eficiencia de remoción de carbono y nitrógeno, tiempos de retención cortos, bajo consumo energético, bajos costos de operación y mantenimiento y lodos de buena sedimentabilidad. Entre las desventajas se señalan las fallas en los discos, los ejes y los motores, fugas de lubricantes y criterios de diseño muy disímiles.

Cloración: la desinfección se aplica a aquellos procesos en los cuales microorganismos patógenos son destruidos. El propósito de la desinfección del agua es el de impedir la diseminación de enfermedades hídricas. El cloro ha sido usado principalmente como desinfectante para control de microorganismos en aguas de consumo, aguas residuales, piscinas, lodos, entre otros.

La tasa de desinfección con cloro es función del tiempo de contacto, del número y clase de organismos, de la dosis de cloro, del tipo de residual de cloro, del pH y de la temperatura principalmente. Entre las ventajas del cloro están su bajo costo, facilidad de aplicación, alta característica de toxicidad y agente oxidante poderoso; sus desventajas son gas venenoso que requiere manejo cuidadoso, altamente corrosivo en solución y formador de clorofenoles.

Aireación: en los aireadores en cascada el agua se deja caer, en láminas o capas delgadas, sobre uno a más escalones de concreto. El aireador de cascada produce una pérdida de energía, pero es muy sencillo. Se diseña como una escalera; entre mas grande sea el área horizontal, mas completa es la aireación.

La aireación ocurre en las áreas de salpicamiento en forma similar a la que ocurre en un río turbulento; por ello se acostumbra colocar salientes, bloques o vertederos en los extremos de los escalones.

Tratamiento de Lodos: uno de los principales problemas en el tratamiento de aguas residuales es el relacionado con el tratamiento y disposición de lodos. En los tanques de sedimentación se producen grandes volúmenes de lodos con alto contenido de agua; su deshidratación y disposición final pueden representar un alto porcentaje del costo del tratamiento del agua. En Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales el costo de tratamiento y disposición de lodos puede representar hasta un 50% del valor del tratamiento total.

Tipos de Lodos

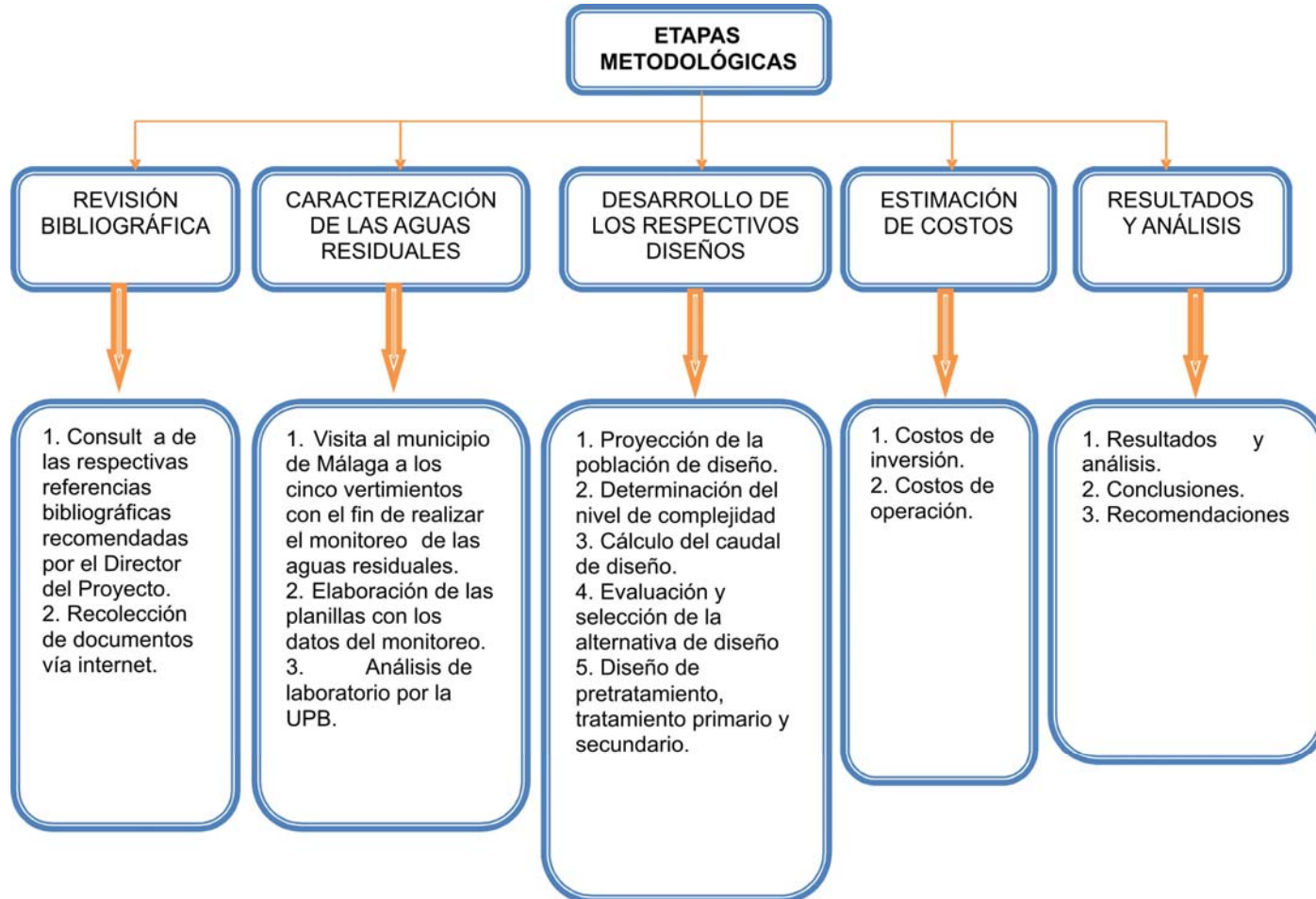
Los lodos que se producen en los procesos de tratamiento de aguas son principalmente los siguientes:

- Lodo primario proveniente de la sedimentación de aguas residuales.
- Lodo secundario proveniente del tratamiento biológico de aguas residuales.
- Lodos digeridos provenientes de los dos (2) anteriores, separados o mezclados.
- Lodos provenientes de la coagulación y sedimentación de aguas residuales.
- Lodos provenientes de plantas de ablandamiento.
- Lodos provenientes de desarenadores y rejillas.

Características de los lodos

Todos los lodos crudos tienen un contenido bajo de sólidos (1-6%); por ello, **la disposición** de su pequeño contenido de sólidos requiere el manejo de un gran volumen de lodo. El problema principal en el tratamiento de lodos radica, por tanto, en concentrar los sólidos mediante la máxima remoción posible de agua y en reducir su contenido orgánico. Los lodos provenientes de aguas residuales están compuestos en especial por la materia orgánica removida del agua residual, la cual eventualmente se descompone y causa los mismos efectos indeseables del agua residual cruda.

2. DESARROLLO EXPERIMENTAL



2.1. REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

En esta etapa se realizó la respectiva consulta de diferentes textos sobre la Teoría y Principios de Diseño para adquirir los conocimientos básicos requeridos para el posterior desarrollo de los diseños, se recolectó información vía Internet a través de la página del Departamento Administrativo de Estadística (DANE) para conocer datos exactos de los Censos correspondientes a los años 1985,1993 y 2005 del municipio de Málaga, se recopiló la documentación proporcionada por Planeación Municipal y por las Empresas de Servicios Públicos.

2.2 CARACTERIZACIÓN DE LAS AGUAS RESIDUALES

2.2.1. Monitoreo de los cinco vertimientos

Se realizó la visita a cada uno de los cinco vertimientos denominados Naranjitos, Quebrada Seca, Guásimo, El Parador y la Zona Industrial, en los cuales se recolectaron las muestras compuestas y se empleó como método de preservación la refrigeración, se hizo la lectura in situ del pH, temperatura y medición del caudal cada tres horas durante tres días consecutivos; este procedimiento se llevó a cabo con el acompañamiento continuo de la Comitiva de la Corporación Autónoma Regional de Santander (CAS) de Málaga con el fin de garantizar la validez de las muestras tomadas.

2.2.2. Elaboración de planillas del monitoreo

Se elaboraron la planillas con cada uno de los datos del monitoreo para lo cinco vertimientos, en la que se incluye la hora de la toma de las muestras, caudal, pH, temperatura y tipo de muestra. Este informe se llevó al Laboratorio de Aguas Residuales de la Universidad Pontificia Bolivariana (UPB) para el correspondiente análisis. (Ver Anexo 3)

2.2.3. Análisis de laboratorio por la UPB

Las muestras y las planillas se llevaron al Laboratorio de Aguas Residuales en donde se determinaron los siguientes parámetros fisicoquímicos: DQO, DBO, sólidos suspendidos, sólidos sedimentables, cloruros, fósforo total, detergentes, acidez, nitrógeno total, coliformes totales y fecales. Con los resultados obtenidos se inició el diseño de cada una de las plantas de tratamiento. (Ver Anexo 4)

2.3. DESARROLLO DE LOS RESPECTIVOS DISEÑOS

2.3.1. Proyección de la población de diseño

Se utilizaron los métodos de proyección que presenta la Resolución 1096/2000 emanada por el Ministerio de Desarrollo, conocida como el reglamento de Agua Potable y Saneamiento básico, (RAS 2000), se procedió a realizar las respectivas proyecciones con los datos brindados por el DANE referente a los Censos de la población.

2.3.1.1. Métodos de cálculo

El método de cálculo para la proyección de la población depende del nivel de complejidad del sistema.

Se calculó la población por los modelos matemáticos: aritmético, geométrico y exponencial y se seleccionó el modelo que mejor se ajustó al comportamiento histórico de la población.

2.3.1.2. Método Aritmético: supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la emigración. La ecuación para calcular la población proyectada es la siguiente:

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

2.3.1.3. Método Geométrico: es útil en poblaciones que muestren una importante actividad económica, que genera un apreciable desarrollo y que poseen importantes áreas de expansión las cuales pueden ser dotadas de servicios públicos sin mayores dificultades. La ecuación empleada es:

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

2.3.1.4. Método Exponencial: la utilización de este método requiere conocer por lo menos tres censos para determinar el promedio de la tasa de crecimiento de la población. Se recomienda su aplicación a poblaciones que muestren apreciable desarrollo y poseen abundantes áreas de expansión. La ecuación utilizada es:

$$P_f = P_{ci} * e^k * (T_f - T_{ci}) \quad k = \frac{\ln P_{cp} - \ln P_{ca}}{T_{cp} - T_{ca}}$$

2.3.1.5. Periodo de diseño

El periodo de planeamiento o de diseño fija las condiciones básicas del proyecto como la capacidad del sistema para atender la demanda futura, la densidad actual y de saturación, la durabilidad de los materiales y equipos y empleados, y la calidad de la construcción, operación y mantenimiento. Como mínimo, los sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales o lluvias deben proyectarse para los periodos de planeamiento que se presentan en el Título D del Reglamento Técnico del sector de agua potable y Saneamiento básico –RAS 2000, capítulo D.2 REDES DE COLECTORES, (Ver anexo 19).

Se tomaron en cuenta las recomendaciones mínimas dadas por la RAS 2000 y el nivel de complejidad medio alto del sistema, determinado básicamente por el número de habitantes en la zona urbana del municipio, se determinó un periodo de diseño para la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales para el municipio de Málaga de veinticinco años.

2.3.2. Determinación del nivel de complejidad

Se definió el nivel de complejidad del sistema, el cual permite seguir las pautas y normas de diseño, este nivel de complejidad depende del número de habitantes en el casco urbano del municipio, su capacidad económica y el grado de exigencia técnica que se requiera para adelantar el proyecto, de acuerdo con lo establecido en el Título A del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico- RAS 2000, capítulo A.3 Determinación del Nivel de Complejidad del Sistema. (Ver anexo 20).

De acuerdo a la población proyectada al periodo de diseño en la zona urbana, el proyecto se clasificó en el NIVEL DE COMPLEJIDAD MEDIO ALTO.

2.3.3. CÁLCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO

2.3.3.1. Dotación Neta

La dotación neta corresponde a la cantidad de agua que el consumidor recibe efectivamente para satisfacer sus necesidades. La dotación neta depende del nivel de complejidad del sistema, del clima de la localidad y del tamaño de la población. Su estimación se hace con base en el literal B.2.4 Dotación Neta el título B del Reglamento Técnico del Sector de Agua Potable y Saneamiento Básico RAS-2000. (Ver anexo 21).

2.3.3.2. Contribución de aguas residuales

El volumen de aguas residuales aportadas a un sistema de recolección y evacuación está integrado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e institucionales. Su estimación se basó en información histórica de consumos, mediciones periódicas y evaluaciones regulares.

- **Caudal de Aguas Residuales Domésticas (Q_D)**

$$Q_D = CDAR$$

Estimación de la población servida

La población servida o población de diseño es diecisiete mil ciento treinta y ocho, se calculó por el método exponencial, valor que corresponde a un período de diseño de veinticinco años.

Estimación del coeficiente de retorno

El coeficiente de retorno es la fracción de agua de uso doméstico servida, entregada como agua negra al sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. Se estimó a partir de la sección II, título E Tratamiento de Aguas Residuales.

- **Caudal de Aguas Residuales Industriales (Q_i)**

Los aportes de aguas industriales deben ser determinados para cada caso en particular, con base en información de censos, encuestas y consumos industriales y estimativos de ampliaciones y consumos futuros. Para cualquier nivel de complejidad del sistema, es necesario elaborar análisis específicos de aportes industriales de aguas residuales, en particular para zonas netamente industriales e industrias medianas y grandes, ubicadas en zonas residenciales y comerciales.

- **Caudal de Aguas Residuales Comerciales (Q_c)**

Para zonas netamente comerciales, el caudal de aguas residuales debe estar justificado con un estudio detallado, basado en consumo diario por persona, densidades de población en estas áreas y coeficientes de retorno mayores que los de consumo doméstico. Para zonas mixtas comerciales y residenciales se pueden ponderar los caudales medios con base en la concentración comercial relativa a la residencial.

- **Caudal de Aguas Residuales Institucionales (Q_{IN})**

Los aportes de aguas institucionales, entre los cuales se tienen las escuelas, colegios, universidades, hospitales, hoteles, cárceles, etc. Deben determinarse para cada caso en particular, con base en información de consumos registrados en la localidad de entidades similares.

- **Caudal de Infiltraciones (Q_{INF}) y Conexiones erradas (Q_{CE})**

Las infiltraciones de aguas sub-superficiales y los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado sanitario, provenientes de malas conexiones de bajantes de techos y patios se consideran en el cálculo del caudal de diseño.

- **Caudal Medio Diario de Aguas Residuales (Q_{md})**

El caudal medio diario de aguas residuales para un colector con un área de drenaje dada es la suma de los aportes domésticos, industriales, comerciales e institucionales.

- **CAUDAL MÁXIMO HORARIO (Q_{MH})**

Cálculo del caudal máximo horario empleando el factor de mayoración:

El caudal máximo horario fue la base para establecer el caudal de diseño de una red de colectores del sistema de recolección y evacuación de aguas residuales. El caudal máximo horario se estimó a partir del caudal medio diario por un factor de mayoración.

$$Q_{MH} = Q_{md} * F$$

- **Factor de mayoración**

El factor de mayoración para estimar el caudal máximo horario, con base en el caudal medio diario, tiene en cuenta las variaciones en el consumo de agua por parte de la población. El valor del factor disminuye en la medida en que el número de habitantes considerado aumenta, pues el uso del agua se hace cada vez más heterogéneo y la red de colectores puede contribuir cada vez más a amortiguar los flujos.

Se estimó con base en relaciones aproximadas como las de Harmon, Babbit y Flores, en las cuales se estima F en función del número de habitantes.

Harmon
$$F = 1 + \frac{14}{4 + P^{0,5}}$$

Babbit
$$F = \frac{5}{P^{0,2}}$$

Flores
$$F = \frac{3,5}{P^{0,1}}$$

Cálculo del caudal máximo horario empleando los parámetros K1 Y K2:

El caudal máximo diario, corresponde al consumo máximo registrado durante veinticuatro horas durante un período de un año.

$$Q_{MD} = Q_{md} * K1$$

El caudal máximo horario, corresponde al consumo máximo registrado durante una hora en un período de un año sin tener en cuenta el caudal de incendio.

$$Q_{MH} = Q_{MD} * K2$$

- **CAUDAL DE DISEÑO ($Q_{\text{DISEÑO}}$)**

Este caudal es el correspondiente a las contribuciones acumuladas que llegan al punto de vertimiento municipal.

$$Q_{\text{DISEÑO}} = Q_{\text{MH}} + Q_{\text{INF}} + Q_{\text{CE}}$$

2.3.4. Evaluación y selección de la alternativa de diseño

La evaluación y selección de la alternativa de diseño se hizo con base en las características físicas, sociales y económicas del municipio, a través de la metodología propuesta por el Ministerio de Ambiente en la cual se evalúan los siguientes parámetros costos de inversión y operación, requerimiento de área, complejidad del tipo de tratamiento, generación de olores, producción de lodos e impacto ambiental.

2.3.5. Diseño de pretratamiento, tratamiento primario y secundario

2.3.5.1. Pretratamiento

- ***Rejillas***

El elemento base del pretratamiento es el diseño de la rejilla de captación, la cual debe ser proyectada con barras transversales o paralelas a la dirección de la corriente.

Pérdidas en Rejillas

La pérdida de energía a través de la rejilla es función de la forma de las barras y de la altura o energía de velocidad del flujo entre las barras.

Ecuación de Kirschmer:

$$H = \beta \left(\frac{w}{b} \right)^{4/3} * h_v * \text{Sen } \theta$$

- **Tanque de igualamiento**

El objetivo de este tanque de homogenización fue amortiguar las fluctuaciones por las cargas orgánicas y mantener el caudal constante. Se diseñaron tres tanques correspondientes al diseño uno, tres y el diseño global, a partir de porcentaje que representa cada uno de los caudales del monitoreo con respecto al caudal total, dicho porcentaje se empleó para determinar el caudal de diseño para cada intervalo de tiempo.

- **Neutralización**

La neutralización se realizó con el fin de obtener un pH de siete, ya que las normas de vertimiento requieren pH entre cinco y nueve, lo cual favorece los tratamientos biológicos posteriores y además se controla la corrosión.

$$pH = - \log [H^+]$$



Por lo tanto la concentración de iones hidroxilo $[OH^-]$ es igual a la concentración de iones hidrogeno $[H^+]$.

$$Cantidad \ de \ NaOH_{REQUERIDO} = \frac{[OH^-] * Q}{Concent. \ NaOH * C \ arg \ a \ hidraulica}$$

- **Desarenador**

En esta unidad de pretratamiento se asumió sedimentación tipo uno, la cual corresponde a partículas discretas y se trabajó con flujo laminar. (Ver anexo 24).

Velocidad de sedimentación de acuerdo a la Ley de Stokes

$$V_s = \frac{1}{18} g \left(\frac{\rho_s - 1}{\eta} \right) d^2$$

Velocidad a la cual se inicia el arrastre $V_a = 125 \sqrt{(\rho_s - 1)} * d$

Velocidad horizontal $V_H = V_a * F_s$

Sección transversal $A_t = \frac{Q_{DISEÑO}}{V_H}$

Tiempo de retención $t = \frac{L}{V_H}$

2.3.5.2. Tratamiento primario

- **Sedimentación primaria**

Los datos que se emplearon para el diseño del sedimentador circular de éste tratamiento fueron la carga superficial para caudal promedio, carga superficial para caudal pico y profundidad; tomando como referencia los estándares de diseño aconsejados en (anexo 25).

2.3.5.3. Tratamiento secundario

- **Lodos Activados**

El sistema de lodos activados que se diseñó fue de mezcla completa y continua con recirculación, en donde se supone que todas las reacciones ocurren en el

tanque de aireación y que la concentración de biomasa en el afluente es despreciable. El suministro de aire se hizo por medio de difusores, minimizando los desequilibrios biológicos, causados por amplias variaciones horarias en la carga orgánica en efluentes de pequeñas comunidades. En la práctica, es el sistema más usado para simular el proceso de lodos activados. Los parámetros de diseño y operación de procesos de lodos activados se tomaron de (anexos 27 y 28).

Balance de masa para los microorganismos

$$\text{Acumulación} = \text{Biomasa}_{\text{AFLUENTE}} - \text{Biomasa}_{\text{EFLUENTE}} + \text{Crecimiento}_{\text{NETO}}$$

$$\text{Matemáticamente: } \frac{V dX}{dt} = QX_o - [Q_w X_R + (Q - Q_w) X_e] + V r'g$$

Balance de masa para el sustrato o alimento

$$\text{Acumulación} = \text{Alimento}_{\text{AFLUENTE}} - \text{Alimento}_{\text{EFLUENTE}} + \text{Asimilación}$$

$$\text{Matemáticamente: } \frac{V dS}{dt} = QS_o + Q_R S - (Q + Q_R) S + r_S V$$

Requerimientos de Nutrientes

Se asumió la relación DBO/N/P, para tratamiento en procesos de mezcla completa de lodos activados. Se empleó para la dosificación fosfato de sodio (Na_3PO_4).

$$N_{\text{REQUERIDO}} = \frac{DBO}{DBO / N} \qquad P_{\text{REQUERIDO}} = \frac{DBO}{DBO / P}$$

$$NUTRIENTE_{\text{NECESARIO}} = NUTRIENTE_{\text{REQUERIDO}} - NUTRIENTE_{\text{PRESENTE}}$$

$$NUTRIENTE_{REQUERIDO} = NUTRIENTE_{NECESARIO} * Q_{DISEÑO}$$

- **Disposición de lodos**

Espesador

Se diseñó de forma circular y por gravedad, teniendo en cuenta la concentración de sólidos del lodo dispuesto, concentración esperada de sólidos del lodo espesado y carga superficial de sólidos; los parámetros se tomaron de acuerdo al tipo de lodo, en este caso lodo primario mas el lodo activado, (Ver anexo 30).

Digestor aerobio

Se diseñó el digestor en forma circular, teniendo presente criterios de diseño como temperatura, reducción de sólidos, tiempo de retención hidráulico y los requerimientos de energía, referenciados en (anexo 31).

Lecho de secado

Se diseñó en forma rectangular y con profundidad pequeña, con el propósito de garantizar una mayor área expuesta para el adecuado secado del lodo para un día.

Lodo dispuesto en el lecho

$$\text{Lodo dispuesto en el lecho} = \text{lodo afluente al espesador} * \% \text{ humedad}$$

Área requerida $\text{Área} = \frac{\text{volumen de lodo dispuesto}}{\text{profundidad}}$

Relleno Sanitario

El diseño del relleno se elaboró de acuerdo a la masa de lodo dispuesto para diez años. Su geometría es de forma cuadrada, con el fin de disminuir el área requerida para la disposición del lodo.

- **Filtros percoladores**

El sistema de filtros percoladores se diseñó con base en el modelo de Bruce y Merkens, con recirculación y tasa alta; utilizando como medio filtrante piedra de río pequeña con el objetivo de reducir la carga orgánica existente en las aguas residuales. Las características principales y propiedades físicas del medio filtrante se seleccionaron de acuerdo a (anexos 32 y 33).

DBO afluente al filtro con recirculación $S_a = \frac{S_0 + R * S_e}{1 + R}$

- **Disposición de lodos**

Producción de lodo en un filtro percolador

$$P_X SST = \{Q_X [Y_{X/S}(S_o - S_e)] + SS_f - SS_e\}$$

El procedimiento que se aplicó para el diseño del espesador por gravedad, el digestor aerobio, el lecho de secado y el relleno, fue igual a la disposición de lodos para el sistema de lodos activados, con la única diferencia que la producción de lodo en un filtro percolador se calculó con la ecuación anteriormente enunciada.

Sedimentador secundario

El tanque de sedimentación se diseñó en forma circular, teniendo en cuenta los parámetros recomendados de acuerdo al tipo de tratamiento; ya sea después de lodos activados excluyendo aireación prolongada o de filtros percoladores; dichos parámetros de diseño se tomaron del (anexo 34).

2.3.5.4. Cloración

$$Demanda\ Cloro = dosis\ cloro - cloro\ residual$$

$$Dosis\ Cloro / día = Cloro\ añadido * Q_{DISEÑO}$$

2.3.5.5. Aireadores en cascada

Relación deficitaria de oxígeno disuelto $R = \frac{C_s - C_o}{C_s - C}$

Altura de la cascada $H = \frac{R + 1}{0,361 * a * b * (1 + 0,046 * T)}$

Tamaño del canal $Q = \frac{1}{n} S_o^{1/2} R^{2/3}$

2.3.5.6. Cargas contaminantes

Carga Contaminante DBO

$$C C DBO = C_i DBO * Q_{DISEÑO}$$

Carga Contaminante DBO removida

$$C C R DBO = C C DBO * \% \text{ mínimo remoción}$$

Carga contaminante mínima exigida por la norma

$$C C mínDBO = C C DBO - C C R DBO$$

Carga contaminante de DBO efluente

$$C C DBO_{efluente} = C DBO_{efluente} * Q_{DISEÑO}$$

Carga Contaminante SS

$$C C SS = C_i SS * Q_{DISEÑO}$$

Carga Contaminante SS removida

$$CCR_{SS} = CC_{SS} * \% \text{ mínimo remoción}$$

Carga contaminante mínima exigida por la norma

$$C C_{mín SS} = CC_{SS} - CCR_{SS}$$

Carga contaminante de SS efluente

$$C C_{SS_{efluente}} = C_{SS_{efluente}} * Q_{DISEÑO}$$

2.4. ESTIMACIÓN DE COSTOS

2.4.1. Costos de inversión y Costos de Operación

Son múltiples los estudios e investigaciones que se han realizado para determinar tendencias en los costos de inversión y operación en sistemas de tratamiento, hecho que es favorable por la información disponible para cualquier valoración respectiva, pero que a su vez, dificulta el análisis por la variabilidad de criterios empleados, diversidad en las fuentes de información, falta de representatividad de los datos, entre otros.

Se tomaron datos proporcionados por los Ministerios del Medio Ambiente y de Desarrollo Económico para la estimación de los costos de inversión y operación para cada uno de los diseños propuestos para la respectiva toma de decisiones.

3. RESULTADOS Y ANÁLISIS

3.1. EVALUACIÓN DE ALTERNATIVA TECNOLÓGICA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Tecnología	Calificación variable vi (0-100)						
	CI	COp	Á	Cm	O	Ld	IA
Lodos activados	80	80	40	80	10	80	100
Filtro anaerobio	40	20	20	20	70	20	75
Lagunas	20	20	80	20	70	20	25
UASB	40	40	20	60	70	40	50
Biodiscos	80	80	20	60	10	40	75
Filtro percolador	60	40	60	60	30	40	100

Suma $\Sigma P_i=1$	Ponderaciones P_i (0-1) para cada variable vi						
	CI	COp	Á	Cm	O	Ld	IA
1,0	0,25	0,15	0,10	0,10	0,15	0,15	0,10

Tecnología	Calificación Parcial ($v_i \cdot P_i$)							Suma $\Sigma(v_i \cdot p_i)$
	CI	COp	Á	Cm	O	Ld	IA	
Lodos activados	20	12	4	8	1,5	12	10	67,5
Filtro anaerobio	10	3	2	2	10,5	3	7,5	38
Lagunas	5	3	8	2	10,5	3	2,5	34
UASB	10	6	2	6	10,5	6	5	45,5
Biodiscos	20	12	2	6	1,5	6	7,5	55
Filtro percolador	15	6	6	6	4,5	6	10	53,5

De acuerdo a los resultados obtenidos en la evaluación de las alternativas tecnológicas, (Capítulo 3 Desarrollo Experimental), las tres opciones favorables en cuanto a costos de inversión y operación, requerimiento de área, complejidad, generación de olores, producción de lodos e impacto ambiental corresponde a las alternativas de Biodiscos, Lodos Activados y Filtros Percoladores, siendo éstas dos últimas las opciones seleccionadas para los respectivos diseños, eliminando los Biodiscos ya que comparados con Lodos Activados requieren de grandes áreas para su construcción, además presentan con frecuencia fallas en discos, ejes y motores; (inadecuado para la complejidad del sistema). De igual forma, los filtros, debido a la generación de olores, presencia de moscas y bajo porcentaje de remoción, son excluidos al final de los diseños.

La evaluación y selección de la alternativa tecnológica para el tratamiento de aguas residuales se realiza con base en las características biofísicas y socioeconómicas del municipio de Málaga, estableciendo las variables relevantes (costos de inversión y operación, requerimiento de área, complejidad, generación de olores, producción de lodos e impacto ambiental) y teniendo en cuenta las ventajas y desventajas de cada tipo de tratamiento. De acuerdo al análisis anterior se determinó que la mejor opción a implementar corresponde el proceso con Lodos Activados, ya que garantiza el cumplimiento de las remoción de contaminantes estipuladas por la Norma Nacional para vertimientos según el Decreto 1594/84.

3.2. PORCENTAJE DE REMOCIÓN DE DBO - SÓLIDOS SUSPENDIDOS - FÓSFORO - NITRÓGENO - PATÓGENOS

3.2.1. Lodos activados

Parámetro	Unidad de Tratamiento	%	D 1	D 2	D 3	D G
DBO (mg/L)	DBO inicial		132,84	150	61,23	83,78
	Rejillas	0	-	-	-	-
	Desarenador	2	2,66	3	1,23	1,68
	Sedimentador primario	30	39,05	44,10	18,01	24,63
	Lodos activados	80	72,90	82,32	33,62	45,98
	DBO final		18,23	20,58	8,41	11,49
SS (mg/L)	SS inicial		109,56	123,60	66,32	80,30
	Rejillas	0	-	-	-	-
	Desarenador	5	5,48	6,18	3,32	4,02
	Sedimentador primario	50	52,04	58,71	31,50	30,51
	Lodos activados	80	41,63	46,97	25,20	30,51
	SS finales		10,41	11,74	6,3	7,63
Fósforo (mg/L)	P inicial		0,16	0,26	0,42	0,35
	Rejillas	0	-	-	-	-
	Desarenador	0	-	-	-	-
	Sedimentador primario	10	0,0160	0,0260	0,0420	0,0350
	Lodos activados	10	0,0144	0,0234	0,0378	0,0315
	P final		0,1296	0,2106	0,3402	0,2835
Nitrógeno (mg/L)	N inicial		13,34	9,8	9,42	10,20
	Rejillas	0	-	-	-	-
	Desarenador	0	-	-	-	-
	Sedimentador primario	10	1,3340	0,9800	0,9420	1,0200
	Lodos activados	15	1,8009	1,3230	1,2717	1,3770
	N final		10,2051	7,4970	7,2063	7,8030
Patógenos (NMP/L)	Patógenos iniciales		$2,40 \cdot 10^{10}$	$2,40 \cdot 10^9$	$3,41 \cdot 10^9$	$7,20 \cdot 10^9$
	Cloración	99	$2,38 \cdot 10^{10}$	$2,38 \cdot 10^9$	$2,38 \cdot 10^9$	$7,13 \cdot 10^9$
	Patógenos finales		$2,40 \cdot 10^8$	$2,16 \cdot 10^{10}$	$1,03 \cdot 10^9$	$7,20 \cdot 10^7$

3.2.2 Filtros Percoladores

Parámetro	Unidad de Tratamiento	%	D 1	D 2	D 3	D G
DBO (mg/L)	DBO inicial		132,84	150	61,23	83,78
	Rejillas	0	-	-	-	-
	Desarenador	2	2,66	3	1,23	1,68
	Sedimentador primario	30	39,05	44,10	18,01	24,63
	Filtro Percolador	65	59,23	66,89	27,32	37,36
	DBO final		31,90	36,01	14,71	20,11
SS (mg/L)	SS inicial		109,56	123,60	66,32	80,30
	Rejillas	0	-	-	-	-
	Desarenador	5	5,48	6,18	3,32	4,02
	Sedimentador primario	50	52,04	58,71	31,50	30,51
	Filtro Percolador	60	31,22	35,23	18,90	22,88
	SS finales		20,82	23,48	12,60	15,26
Fósforo (mg/L)	P inicial		0,16	0,26	0,42	0,35
	Rejillas	0	-	-	-	-
	Desarenador	0	-	-	-	-
	Sedimentador primario	10	0,0160	0,0260	0,0420	0,0350
	Filtro Percolador	8	0,0115	0,0187	0,0302	0,0252
	P final		0,1325	0,2153	0,3478	0,2898
Nitrógeno (mg/L)	N inicial		13,34	9,8	9,42	10,20
	Rejillas	0	-	-	-	-
	Desarenador	0	-	-	-	-
	Sedimentador primario	10	1,3340	0,9800	0,9420	1,0200
	Filtro Percolador	15	1,8009	1,3230	1,2717	1,3770
	N final		10,2051	7,4970	7,2063	7,8030
Patógenos (NMP/L)	Patógenos iniciales		$2,40 \times 10^{10}$	$2,40 \times 10^9$	$3,41 \times 10^9$	$7,20 \times 10^9$
	Cloración	99	$2,38 \times 10^{10}$	$2,38 \times 10^9$	$2,38 \times 10^9$	$7,13 \times 10^9$

3.2.3. Eficiencias de remoción finales para los 4 diseños

Eficiencia de remoción de DBO	Lodos activados (%)	86,28
	Filtros percoladores (%)	75,99

Eficiencia de remoción de SS	Lodos activados (%)	90,50
	Filtros percoladores (%)	80,99

Las descargas orgánicas del efluente, demuestran el cumplimiento del requerimiento mínimo de remoción establecido por las autoridades ambientales en el diseño de Lodos Activados para la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO) y Sólidos Suspendidos (>80% de remoción); mientras que el tratamiento con Filtros Percoladores solo proporciona una adecuada remoción de Sólidos Suspendidos (>80% de remoción).

En el proceso de desinfección se emplea el cloro como elemento de purificación por su bajo costo, facilidad de aplicación por su alta solubilidad, tiene altas características de toxicidad para los microorganismos causantes de enfermedades hídricas y es un agente oxidante poderoso; este elemento al reaccionar con el agua residual a un pH de 7 forma el ácido hipocloroso, el cual destruye el 99% de las Esch. Coli siendo esta la más resistente de las bacterias (Incluidas las patógenas), con ello se garantiza la muerte de todas las bacterias Entéricas presentes en el Agua Residual, previo entrega a la fuente receptora.

3.3. ESTIMACIÓN DE COSTOS

3.3.1 Costos directos de inversión

Diseño 1

Costos Directos de Inversión para Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales		
PROCESO	Mínimo (US \$)	Máximo (US \$)
Preliminar	13.184	52.736
Primario	131.840	197.760
Lodos Activados	263.680	791.040
COSTO TOTAL	408.704	1'041.536

Costos Directos de Inversión para Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales		
PROCESO	Mínimo (US \$)	Máximo (US \$)
Preliminar	13.184	52.736
Primario	131.840	197.760
Filtros Percoladores	197.760	395.520
COSTO TOTAL	342.784	646.016

Diseño 2

Costos Directos de Inversión para Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales		
PROCESO	Mínimo (US \$)	Máximo (US \$)
Preliminar	6.082	24.328
Primario	60.820	91.230
Lodos Activados	121.640	364.920
COSTO TOTAL	188.542	480.478

Costos Directos de Inversión para Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales		
PROCESO	Mínimo (US \$)	Máximo (US \$)
Preliminar	6.082	24.328
Primario	60.820	91.230
Filtros Percoladores	91.230	182.460
COSTO TOTAL	158.132	298.018

Diseño 3

Costos Directos de Inversión para Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales		
PROCESO	Mínimo (US \$)	Máximo (US \$)
Preliminar	23.682	94.728
Primario	236.820	355.230
Lodos Activados	473.640	1'420.920
COSTO TOTAL	734.142	1'870.878

Costos Directos de Inversión para Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales		
PROCESO	Mínimo (US \$)	Máximo (US \$)
Preliminar	23.682	94.728
Primario	236.820	355.230
Filtros Percoladores	355.230	710.460
COSTO TOTAL	615.732	1'160.418

Diseño Global

Costos Directos de Inversión para Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales		
PROCESO	Mínimo (US \$)	Máximo (US \$)
Preliminar	34.276	137.104
Primario	342.760	514.140
Lodos Activados	685.520	2'056.560
COSTO TOTAL	1'062.556	2'707.804

Costos Directos de Inversión para Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales		
PROCESO	Mínimo (US \$)	Máximo (US \$)
Preliminar	34.276	137.104
Primario	342.760	514.140
Filtros Percoladores	514.140	1'028.280
COSTO TOTAL	891.176	1'679.524

3.3.2 Costos de operación

Diseño 1

Costos de Operación de Planta de Tratamiento de Aguas Residuales		
TRATAMIENTO	Mínimo (US \$/año)	Máximo (US \$/año)
Preliminar	461,44	1977,60
Sedimentación Primaria	988,80	1779,84
Lodos Activados	1516,16	5339,52
Lechos de Secado	2043,52	13.711,36
COSTO TOTAL	5009,92	22.808,32

Costos de Operación de Planta de Tratamiento de Aguas Residuales		
TRATAMIENTO	Mínimo (US \$/año)	Máximo (US \$/año)
Preliminar	461,44	1977,60
Sedimentación Primaria	988,80	1779,84
Filtros Percoladores	1516,16	5339,52
Lechos de Secado	2043,52	13.711,36
COSTO TOTAL	5009,92	22.808,32

Diseño 2

Costos de Operación de Planta de Tratamiento de Aguas Residuales		
TRATAMIENTO	Mínimo (US \$/año)	Máximo (US \$/año)
Preliminar	212,87	912,30
Sedimentación Primaria	456,15	821,07
Lodos Activados	699,43	2.462,21
Lechos de Secado	942,71	6.325,28
COSTO TOTAL	2.311,16	10.521,09

Costos de Operación de Planta de Tratamiento de Aguas Residuales		
TRATAMIENTO	Mínimo (US \$/año)	Máximo (US \$/año)
Preliminar	212,87	912,30
Sedimentación Primaria	456,15	821,07
Filtros Percoladores	699,43	2.462,21
Lechos de Secado	942,71	6.325,28
COSTO TOTAL	2.311,16	10.521,09

Diseño 3

Costos de Operación de Planta de Tratamiento de Aguas Residuales		
TRATAMIENTO	Mínimo (US \$/año)	Máximo (US \$/año)
Preliminar	828,87	3.552,3
Sedimentación Primaria	1776,15	3.197,07
Lodos Activados	2.723,43	9.591,21
Lechos de Secado	3.670,71	24.629,28
COSTO TOTAL	8.999,16	40.969,86

Costos de Operación de Planta de Tratamiento de Aguas Residuales		
TRATAMIENTO	Mínimo (US \$/año)	Máximo (US \$/año)
Preliminar	828,87	3.552,3
Sedimentación Primaria	1776,15	3.197,07
Filtros Percoladores	2.723,43	9.591,21
Lechos de Secado	3.670,71	24.629,28
COSTO TOTAL	8.999,16	40.969,86

Diseño Global

Costos de Operación de Planta de Tratamiento de Aguas Residuales		
TRATAMIENTO	Mínimo (US \$/año)	Máximo (US \$/año)
Preliminar	1.199,66	5.141,40
Sedimentación Primaria	2.570,70	4.627,26
Lodos Activados	3.941,74	13.881,78
Lechos de Secado	5.312,78	35.647,04
COSTO TOTAL	13.024,88	59.297,48

Costos de Operación de Planta de Tratamiento de Aguas Residuales		
TRATAMIENTO	Mínimo (US \$/año)	Máximo (US \$/año)
Preliminar	1.199,66	5.141,40
Sedimentación Primaria	2.570,70	4.627,26
Filtros Percoladores	3.941,74	13.881,78
Lechos de Secado	5.312,78	35.647,04
COSTO TOTAL	13.024,88	59.297,48

Los costos de inversión y operación para la implementación del sistema de tratamiento de aguas residuales para los tres diseños individuales correspondientes a los cinco vertimientos son menores comparados con los del diseño global, debido a que en este último se debe tener en cuenta el costo adicional del Sistema de Recolección de aguas

residuales a un punto determinado, que conforma una red de alcantarillado de 2,7 kilómetros a la Planta de Tratamiento.

4. CONCLUSIONES

- Las concentraciones de Fósforo, en las aguas residuales crudas, no alcanzan para satisfacer los requerimientos nutricionales mínimos necesarios para los procesos metabólicos normales de los microorganismos; debido a la dilución que presenta el agua residual, al parecer se debe a las excesivas infiltraciones de agua desde el suelo hacia las tuberías.
- El municipio de Málaga no cuenta actualmente con un sistema separado de aguas negras y aguas lluvias, las cuales son descargadas a la red de alcantarillado municipal, En épocas de invierno esta condición provoca un colapso en el funcionamiento del Sistema de Tratamiento debido a las diluciones.
- La tecnología de tratamiento que se seleccionó para el municipio de Málaga corresponde a Lodos Activados porque teóricamente cumple con el requerimiento mínimo de remoción establecido por la Norma para Descargas Orgánicas (>80% de remoción), requiere de áreas menores y presenta baja generación de malos olores.
- Se realizaron tres diseños individuales para tratar los efluentes de los cinco vertimientos existentes, y uno global que recoge todas las aguas servidas municipales, en donde se eligió la alternativa de los diseños individuales debido ya que los vertimientos se encuentran ubicados dos de estos en el norte, dos en el sur y otro en el occidente del municipio, lo cual dificulta e incrementa los costos de la recolección de las aguas residuales de los cinco emisarios.

↗ El porcentaje de remoción obtenido teóricamente en el sistema con Lodos Activados satisface los requerimientos mínimos establecidos en la Norma Nacional vigente, en donde se obtuvo el 86,28% de eficiencia en la remoción de DBO y el 90,50% en la remoción de Sólidos Suspendidos, mientras que en Filtros Percoladores remueve el 75,99% y 80,99% respectivamente. Con lo anterior se afirma que el sistema de tratamiento empleando Lodos Activados cumple con los parámetros exigidos tanto para DBO como para Sólidos Suspendidos, mientras que el tratamiento con Filtros solo remueve apropiadamente el segundo aspecto fisicoquímico.

5. RECOMENDACIONES

- Se debe realizar periódicamente la caracterización fisicoquímica de las aguas residuales afluentes al sistema de tratamiento con el fin de garantizar el adecuado funcionamiento y evitar la pérdida de la capacidad de remoción de las cargas contaminantes; de igual forma las aguas residuales efluentes asegurando el cumplimiento de la Norma para Vertimientos en lo referente a porcentajes de remoción.

- Renovar y separar los sistemas de alcantarillado (aguas negras y lluvias), para eliminar las conexiones erradas con la respectiva construcción de interceptores de aguas residuales, con el objetivo de manejar concentraciones favorables para la operación del sistema de tratamiento.

- Se aconseja el diseño y construcción previa de una Planta Piloto, con el propósito de verificar que los porcentajes de remoción calculados teóricamente son similares a los obtenidos durante la puesta en marcha de dicha Planta.

- En base a que el tratamiento con Filtros Percoladores no cumple con el requerimiento establecido por la Norma para Vertimientos, en cuanto al porcentaje de remoción de DBO; se sugiere implementar un diseño combinando los Filtros Percoladores con un Reactor UASB.

BIBLIOGRAFÍA

1. REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BÁSICO RAS – 2000. Sección II. Título E. Tratamiento de Aguas Residuales. E.2.2.4, E.2.3, E.4.4, E.4.4.2, E.4.4.3, E.4.5, E.4.5.1, E.4.6, E.4.6.2, E.4.6.3. Colombia 2000. 16, 17-24, 50-52, 54, 55, 57-62, 68-70 p.
2. ----- Sección II. Título B. Sistemas de Acueducto. B.2.2.4, B.2.4, B.2.7.2, B.2.7.3, B.2.7.4, B.2.7.5. Colombia 2000. 30, 31, 33, 34, 37, 38 p.
3. ----- Sección II. Título D. Sistemas de Recolección y Evacuación de Aguas Residuales Domésticas y Pluviales. D.2.2.3 Período de Diseño. Colombia 2000. 22,23 p.
4. ----- Sección I. Título A. Aspectos Generales de los Sistemas e Agua Potable y Saneamiento Básico. A.3.1 Niveles de Complejidad del Sistema. A.3.2 Asignación del Nivel de Complejidad del Sistema. Colombia 2000. 9,10 p.
5. COLOMBIA. DEPARTAMENTO ADMINISTRATIVO NACIONAL DE ESTADÍSTICA DE COLOMBIA. DANE. Censo 2005. www.dane.gov.co
6. COLOMBIA. EMPRESA DE SERVICIOS PÚBLICOS DE MÁLAGA. ESP.
7. COLOMBIA. DEPARTAMENTO DE PLANEACIÓN MUNICIPAL DE MÁLAGA. Secretaría de Planeación Municipal.
8. COLOMBIA. CORPORACIÓN AUTÓNOMA REGIONAL DE SANTANDER. CAS.
9. ROMERO ROJAS, Jairo Alberto. Tratamiento de Aguas Residuales: teoría y principios de diseño. 3 ed. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería. 2004. 127-135, 155-159, 163-174, 223-253, 255-265, 285-295, 303-321-333, 340,341, 419-500, 551-567, 586,587, 631-647, 755-761, 772-783, 801-807 p.

10. -----. Acuíquímica. 1 ed. Santafé de Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería. 1996. 167-173 p.
11. -----. Purificación del Agua. 1 ed. Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería. 2000. 35-39 p.
12. FAIR, Gordon. GEYER, John. OKUN, Daniel. Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales: Ingeniería Sanitaria y de Aguas Residuales. 1 ed. México: Limusa. 1968. 87 p.
13. AROCHA R., Simón. Abastecimientos de Agua: teoría y diseño. 1ed. Caracas: Ediciones Vega. 1980. 120-130 p.
14. KIELY, Gerard. Ingeniería Ambiental: fundamentos, entornos, tecnologías y sistemas de gestión: 1 ed. Madrid: McGraw-Hill. 1999. 669-753 p.
15. METCALF- EDDY. Tratamiento y Depuración de las Aguas Residuales. ed. Barcelona: Labor. 1981.
16. COLOMBIA. MINISTERIO DEL MEDIO AMBIENTE. Guía de Gestión para el Manejo, Tratamiento y Disposición Final de las Aguas Residuales Municipales: proyectos de tratamiento de aguas residuales domésticas municipales. Bogotá: El Ministerio, 2002. 38-54 p.
17. ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD. Guía para el Diseño de Desarenadores y Sedimentadotes: Lima, 2005, 1-34 p. www.cepis.ops-oms.org/tecapro/documentos/agua/158esp-diseno-desare.pdf

ANEXO 1. GENERALIDADES DEL MUNICIPIO DE MÁLAGA

LOCALIZACIÓN:

El Punto de origen de la línea que delimita el sector urbano de Málaga se localiza en la intersección de la carretera Málaga – Concepción con la Quebrada Seca, al norte de la Ciudad. En dirección noroccidental se encuentra el lindero occidental , hasta encontrar la Quebrada La Malagueña, límite con San José de Miranda.

Por la Quebrada hacia arriba, siguiendo el lindero de los dos caminos en dirección occidental para tomar a continuación los linderos norte hasta encontrar la carretera que conduce a Bucaramanga. Continuando en dirección norte por el lindero oriental hasta encontrar el punto inicial de la línea descrita.

El perímetro urbano es la línea poligonal que limita y demarca el desarrollo del área urbana y limita la cobertura de los servicios públicos. El perímetro urbano descrito anteriormente tiene una longitud de 9,4 Kilómetros y cubre una extensión de 293,75 Hectáreas, de las cuales 62,89 Hectáreas corresponden a suelos de protección urbanos.

Planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR): La PTAR se localizará sobre suelo rural, en un sector que las empresas públicas municipales y la Alcaldía designarán como zona de Saneamiento Básico Urbano, la cual estará alejada de las zonas de desarrollo y residenciales del área urbana.

Características: Dadas las condiciones topográficas del terreno sobre el cual se asienta el municipio de Málaga se hace necesario pensar en un sistema de tratamiento que corresponda a un modelo por gravedad, que sea compacto, que ocupe el mínimo espacio posible y que garantice la no-afectación de las zonas

aledañas a esta. La planta de tratamiento deberá recoger las aguas servidas de los cinco puntos de vertimiento del alcantarillado municipal.

Planta de sacrificio de ganado (Matadero Municipal): El matadero municipal se localiza en la zona industrial del casco urbano entre las calle 30 – 31 y las carreras 10-11.

La planta de sacrificio se encuentra en excelentes condiciones, su distribución de áreas corresponde a la normatividad exigida por el decreto 2278/82 aún cuando no están siendo utilizadas. No hay tratamiento para aguas residuales ni desechos sólidos, todos los desperdicios van directamente a la fuente de aguas negras, causando problemas medio ambientales.

Este equipamiento posee unas instalaciones de acuerdo a la normatividad establecida y aunque se encuentra dentro del casco urbano, hasta el momento no presenta ninguna notificación de la autoridad ambiental, por tanto se mantendrá para tal función mediante obras de adecuación y mejoramiento y el tratamiento de los residuos sólidos y aguas residuales. Mientras se llevan a cabo estas obras, el matadero podrá seguir funcionando mediante la implantación de un Plan de Manejo Ambiental para prevenir, mitigar y compensar los impactos ambientales negativos generados por el funcionamiento del mismo.

Plaza de mercado: La plaza de mercado se encuentra localizada entre las calles 13 y 13^a y entre las carrera 6^a y 6B, identificada con nomenclatura predial Calle 13 No. 6 –10.

Características: La plaza de mercado posee una infraestructura en buenas condiciones, dotada de servicios públicos que genera impactos ambientales negativos pero mitigables y manejables, los cuales se pueden manejar con obras de mejoramiento y un manejo adecuado de los residuos sólidos. Al respecto, la

administración municipal se encargará de su correcto funcionamiento de tal forma que no se generen conflictos con el entorno ni se deteriore el medio ambiente.

Acueducto: El acueducto urbano del municipio de MÁLAGA, tiene como fuentes de abastecimiento las quebradas Cuzagueta, Cortaderas, La Magnolia, Los Molinos y La Carraca, cuenta con cuatro (4) tanques de almacenamiento y dos plantas de tratamiento que se localizan, una en la parte alta del barrio María Auxiliadora y la planta general en la parte alta de la calle 14, por la salida a la vereda San Luis.

Características: Los análisis bacteriológicos realizados a las muestras de agua en las viviendas reportaron que el agua es apta para el consumo humano, lo que verifica el funcionamiento de las plantas de tratamiento existentes, además se encuentran localizadas en sitios altos y pueden satisfacer las necesidades de las futuras zonas de desarrollo y densificación del casco urbano del Municipio de MÁLAGA; sin embargo las plantas de tratamiento se deben reforzar con sistemas de floración y cloración para optimizar el tratamiento y la calidad del agua.

Alcantarillado. El sistema de alcantarillado existente en el casco urbano es un sistema de recolección de aguas servidas y aguas lluvias, se encuentra en malas condiciones y es muy deficiente; cuenta con cinco puntos de vertimiento final, sobre las Quebradas La Magnolia y la Barmalaga; este sistema presenta serios problemas de funcionamiento, además de no tener cobertura total en el casco urbano. La construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales (PTAR) es fundamental para la conservación de los recursos hídricos y su implantación requiere un cambio total en el sistema de alcantarillado actual.

Es indispensable realizar a corto plazo el plan maestro de alcantarillado para el municipio de Málaga, mientras se construye la planta de tratamiento de las aguas residuales (PTAR) y establecer el sistema de recolección de aguas lluvias.

CONDICIONES CLIMÁTICAS

El Municipio de Málaga cuenta con una temperatura promedio es de 17 °C, la precipitación anual tiene un promedio de 1.400 mm en los últimos 20 años. Los meses de mayor pluviosidad son mayo, octubre y noviembre, constituyendo dos períodos lluviosos: Abril a Mayo y Septiembre a Noviembre.

La temperatura del aire es un carácter climatológico muy importante, por su influencia en los factores hidrológicos, biológicos y económicos de una región. El comportamiento de este elemento del clima está condicionado por la presión atmosférica, lo cual se traduce en una variación en función de la altura sobre el nivel del mar. En este sentido el área de estudio se enmarca altitudinalmente entre los 1.600 y 3.400 m.s.n.m, lo que determina que la temperatura en el sector oscile entre 19.5 y 8,5°C.

HIDROLOGÍA

El municipio de Málaga cuenta con una red hídrica perteneciente a la Sub-cuenca del Río Servitá, el cual fluye en dirección norte - sur y recibe los aportes de varias quebradas que fluyen en dirección Sureste. La mediana pluviosidad del municipio permite que todos los drenajes que conforman la red hídrica tengan flujos constantes e intermitentes.

FUENTES DE CONTAMINACIÓN DE LAS AGUAS

Las principales fuentes de contaminación de agua en el municipio de Málaga son los desechos domésticos, las actividades agropecuarias (contaminación con pesticidas y aguas servidas de gallineros, porquerizas y establos), desechos industriales orgánicos e inorgánicos.

El municipio de Málaga produce residuos líquidos procedentes esencialmente del agua suministrada a la comunidad después de haber sido contaminada por los diversos usos a que han sido sometidas en residencias, instituciones públicas, centros comerciales y pequeñas industrias, a las que eventualmente, pueden agregarse aguas subterráneas, superficiales, pluviales e infiltraciones.

El Total de descarga o de vertimientos de aguas residuales en el Municipio de Málaga es 142.44 L/s y la administración no hace ningún tipo de tratamiento a estas aguas, las cuales se reúnen en cinco vertimientos, los cuales se describen a continuación:

Quebrada la Magnolia. Atraviesa la ciudad de occidente a sur y recibe todas las aguas de la parte occidental desde la línea que pasa por el parque principal, atravesando el casco urbano, también recibe las últimas descargas de aguas negras frente al barrio los Naranjitos. Este vertimiento presenta un caudal de 42.85 L/s, en época de invierno. En algunas fincas en periodos de verano utilizan estas aguas en actividades agropecuarias.

Quebrada Tajamar. Ubicada en el norte de la ciudad y recibe las aguas servidas de todo el costado oriental, además recibe las últimas descargas en el barrio el Dorado, en el sitio denominado la bomba, también recibe los residuos líquidos de talleres y lavaderos de carros. El caudal de este vertimiento es de 91.59 L/s en épocas de verano, estas aguas son utilizadas en algunas fincas para actividades agropecuarias, especialmente en las Veredas Barzal, Calichal y Guásimo.

Canalización Naranjitos. Situada en el camino que comunica a Málaga con las veredas Guásimo y Barzal, esta canalización recibe las aguas de los barrios la Salle y Popular Modelo, las cuales son utilizadas en actividades agropecuarias por algunas fincas de la vereda el Guásimo. Su caudal generalmente es de 8 L/s.

Información adicional del alcantarillado

El sistema de alcantarillado actualmente tiene 4382 usuarios.

La cobertura poblacional es del 98%; las proyecciones de expansión de cobertura de las Empresas Públicas Municipales para los próximos 25 años es función del incremento poblacional.

Los porcentajes de infiltración de aguas a la tubería de alcantarillado no son medidos, en el momento hay 3 conexiones erradas identificadas.

Mediante esta propuesta se plantea la construcción de una planta de tratamiento de aguas residuales, la cual recogerá y tratará todos los vertimientos de aguas servidas del municipio de Málaga. Los efluentes se verterán en la Quebrada la Malagueña.

LOCALIZACION DE LAS PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

Zona global



Zona norte



Zona sur



ANEXO 2. FOTOS VERTIMIENTOS

Vertimiento: Naranjitos



Vertimiento: Quebrada Seca



Vertimiento: Guásimo



Vertimiento: Parador



Vertimiento: Zona Industrial



Medición de Temperatura y pH



ANEXO 3. PLANILLAS DEL MONITOREO

VoBo: C.A.S. (Málaga).																
Muestras Tomadas con fines de estudio de Vertimientos, Para Practicar los Sigüientes Analisis: DBO 5 - DQO, SST, SS sedimentables, Nitrogeno Total Kjeldalh, Fosforo. Y las demás que el protocolo exija.																
Luis Eduardo Moreno Torres.																
CC. 13.923.369 de Málaga																
Responsable de la Toma																
Fecha Inicio: Dom 16 Nov 11:30 am																
Fecha finalización: Martes 18 Nov 2:30 pm																
HORA	Vertimiento Naranjitos								Vertimiento Quebrada seca							
	Q- TUB Ips.	V - C	pH	T°C	M.S	M.C	M.I	mtra No	Q fuente Ips	V - C	M.S	M.C	M.A	mtra No	pH	T °C
11:30	10,2	V	5,5	18,9	x	X	Mitra Naranjitos	Mitra Naranjitos	2,81	V	x	X	Muestra Q Seca	Muestra Q Seca	4,5	19
14:30	11,45	V	4,5	19,1	x				2,84	V	x				4,5	19,1
17:30	11,17	V	5	18,9	x				2,36	V	x				4	19
20:30	11,4	V	4	18,7	x				2,16	V	x				4,5	19,1
23:30										V						
02:30										V						
05:30	10,36	V	4,5	18,6	x				4,22	V	x				4,5	18,1
08:30	10,41	V	4,5	18,9	x				2,66	V	x				4,5	20
11:30	8,53	V	4,5	19,3	x				2,26	V	x				4,5	19
14:30	9,91	V	4,5	18,8	x				1,87	V	x				4	19,1
17:30	9,84	V	4,5	18,5	x				1,17	V	x				4	18,6
20:30	9,67	V	4,5	18,1	x				1,13	V	x				4,5	18,4
23:30																
02:30	8,88	V	5	18,9	x				1,4	V	x				4,5	18,7
05:30	11,1	V	4	18,4	x				2,6	V	x				4	18,9
08:30	12,98	V	4	18,7	x				3,64	V	x				4	19,1
11:30	12,43	V	3,5	19,3	x				3,61	V	x				4	19,4
14:30	9,82	V	4	18,9	x				3,59	V	x				4	19,3

HORA	Vertimiento Guasimo								Vertimiento Parador							
	Q- TUB Ips.	V - C	pH	T°C	M.S	M.C	M.I	mtra No	Q fuente Ips	V - C	M.S	M.C	M.A	mtra No	pH	T °C
11:30	9,47	V	4	19,4	x	X		Mtra Guasimo	40	V	x	X		Muestra Parador	4	19,8
14:30	6,49	V	4,5	19,3	x				41,7	V	x				4	19
17:30	6,5	V	4	19,2	x				33	V	x				4	18,7
20:30	4,35	V	4	19,1	x				66,2	V	x				5	18,3
23:30											x					
02:30											x					
05:30	6,96	V	4,5	18,9	x				43,1	V	x				4	18,9
08:30	8,75	V	4,5	19,4	x				35,2	V	x				4,5	19,1
11:30	5,03	V	4,5	19,1	x				26,9	V	x				4,5	19,2
14:30	5,9	V	4,5	18,8	x				76.7	V	x				4,5	18,6
17:30	5,26	V	5	18,9	x				47.63	V	x				4,5	18,6
20:30	5,12	V	4,5	18,3	x				43,5	V	x				4,5	18,1
23:30																
02:30	8	V	4,5	18,8	x				49	V	x				3,5	18,1
05:30	7,48	V	4	18,8	x				49	V	x				4	18,1
08:30	8,77	V	4	18,9	x				63	V	x				4	18,8
11:30	7,9	V	4	18,8	x				39,3	V	x				4	19,2
14:30	9,32	V	4	18,9	x	48,8	V	x	4	18,8						

HORA	Vertimiento Zona Industrial																	
	Q- TUB Ips.	V - C	pH	T°C	M.S	M.C	M.I	mtra No	Q fuente Ips	V - C	M.S	M.C	M.A	mtra No	pH	T °C		
11:30	1,59	V	3,5	17,9	x	X		Mtra Zona Industrial										
14:30	1,91	V	4	17,8	x													
17:30	2,03	V	4	17,1	x													
20:30	3,34	V	4,5	17,6	x													
23:30																		
02:30																		
05:30	2,94	V	4,5	17,6	x													
08:30	2,44	V	3,5	18,3	x													
11:30	3,04	V	6	19,1	x													
14:30	2,57	V	4,5	18,9	x													
17:30	2,26	V	4,5	17,3	x													
20:30	2,17	V	4,5	17	x													
23:30																		
02:30	2,62	V	4	17,1	x													
05:30	2,04	V	4	17,7	x													
08:30	1,94	V	4	17,3	x													
11:30	1,5	V	4	17,8	x													
14:30	2,16	V	4	17,7	x													

-Las Muestras Compuestas
Corresponden a :
Mezcla de muestras simples

ANEXO 4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS DEL LABORATORIO



ACREDITADO ISO 17025 RESOLUCION 0184 DE 2005

LABORATORIO DE ANALISIS QUIMICO DE AGUAS RESIDUALES
 REPORTE DE RESULTADOS DE ENSAYO F-5.10-01

DESCRIPCION DE LA MUESTRA

Página 1 de 2

CLIENTE: MUNICIPIO DE MALAGA CODIGO: 876	CLIENTE: MUNICIPIO DE MALAGA CODIGO: 877	CLIENTE: MUNICIPIO DE MALAGA CODIGO: 878
FUENTE: VERTIMIENTO GUASIMO	FUENTE: VERTIMIENTO PARADOR	FUENTE: VERTIMIENTO NARANJITOS
FECHA DE RECEPCION: 19-11-08	FECHA DE RECEPCION: 19-11-08	FECHA DE RECEPCION: 19-11-08
FECHA DE REPORTE: 12-12-08	FECHA DE REPORTE: 12-12-08	FECHA DE REPORTE: 12-12-08

ANALISIS	UNIDADES	VALOR				Incidumbre	Limite maximo Decreto 1594/84	METODO
		876	877	878				
DQO	mg O ₂ / L	323.4	133.5	199.3	5*	----	5220-B	
DBO	mg O ₂ / L	150.0	58.8	110.4	10*	----	5210-B	
Sólidos suspendidos	mg Sólidos susp / L	123.6	60.0	102.0	15*	----	2540-D	
Sólidos Sedimentables	mg Sólidos sed / L	0.5	0.1	0.7	---	----	2540-F	
Cloruros	mg CaCO ₃ / L	3.12	1.46	2.73	---	----	4500Cl-B	
Fosforo total	mg PO ₄ / L	0.26	0.42	0.17	----	----	4500-P-E	
Detergentes	mg LAS/l	0.12	0.42	0.36	----	----	5540-C	
Acidez	mg CaCO ₃ / L	12.4	21.2	17.2	----	----	2320-C	
Nitrógeno total	mg NOrg/ L	9.8	9.0	12.5	----	----	5520-B	
Coliformes totales *	NMP/100ml	2400*10 ⁵	2400*10 ⁵	2400*10 ⁵	----	----	RECuento EN PLACA	
Coliformes fecales*	NMP/100ml	15*10 ⁵	75*10 ⁵	7*10 ⁵	----	----	RECuento EN PLACA	

DQO: Demanda Química de Oxígeno DBO: Demanda Bioquímica de Oxígeno *Parametros subcontratados.

* Valores actualizados a partir de Agosto 11 de 2008.

EL MUESTREO FUE REALIZADO POR EL CLIENTE.

CLAUDIA SOFÍA QUINTERO DUQUE
 Coordinadora Laboratorio de Aguas Residuales

"Los resultados reportados corresponden unicamente a las muestras analizadas"
 "El contenido del reporte no se puede reproducir parcialmente solo en forma total previa autorización del Laboratorio de Aguas Residuales".
 SEDE MEDELLÍN Campus de Laureles Circular 1ª No. 70-01 / Teléfono: (057) (4) 4159015 / Fax (057) (4) 2502080 / Apartado Aéreo 56006 / E-mail: comrelp@upb.edu.co
 SECCIONAL BUCARAMANGA Autopista a Piedecuesta km. 7 / Teléfono: (057) (7) 6796220 / Fax: (057) (7) 6796221 / E-mail: info@upbbuga.edu.co
 SECCIONAL MONTERÍA Km. 8 Vía Cereté / Teléfono: (057) (4) 7860146 / Fax: (057) (4) 7860912 / E-mail: crelinter@upbmonteria.edu.co
 SECCIONAL PALMIRA Seminario Cristo Sacerdote, Km. 1 - Vía Tierra Nueva / Teléfono: (057) (2) 2702545 / Fax: (057) (2) 2723121 / E-mail: upbpalmira@upb.edu.co
 www.upb.edu.co / Colombia / Suramérica

LABORATORIO DE ANALISIS QUIMICO DE AGUAS RESIDUALES
 REPORTE DE RESULTADOS DE ENSAYO F-5.10-01

DESCRIPCION DE LA MUESTRA

Página 2 de 2

CLIENTE: Municipio de Málaga	CLIENTE: Municipio de Málaga
CODIGO: 879	CODIGO: 880
FUENTE: Vertimiento Quebrada Seca	FUENTE: Vertimiento Zona Industrial
FECHA DE RECEPCION: 19-11-08	FECHA DE RECEPCION: 19-11-08
FECHA DE REPORTE: 12-12-08	FECHA DE REPORTE: 12-12-08

ANALISIS	UNIDADES	VALOR			METODO
		879	880	Limite máximo Decreto 1594/84	
DQO	mg O ₂ / L	486.9	235.0	5*	5220-B
DBO	mg O ₂ / L	225.6	111.6	10*	5210-B
Sólidos suspendidos	mg Sólidos susp / L	140.8	195.2	15*	2540-D
Sólidos Sedimentables	mg Sólidos sed / L	1.2	7.0	----	2540-F
Cloruros	mg CaCO ₃ / L	2.16	4.12	----	4500CI-B
Fosforo total	mg PO ₄ / L	0.12	0.32	----	4500-P-E
Detergentes	mgLAS/l	0.52	0.96	----	5540-C
Acidez	mg CaCO ₃ / L	9.6	30.0	----	2320-C
Nitrógeno total	mg NOrg/ L	16.8	18.0	----	5520-B
Coliformes totales *	NMP/100ml	2400*10 ^B	2400*10 ^B	----	RECUESTO EN PLACA
Coliformes fecales*	NMP/100ml	11*10 ^B	4*10 ^B	----	RECUESTO EN PLACA

DQO: Demanda Química de Oxígeno DBO: Demanda Bioquímica de Oxígeno *Parámetros subcontratados

* Valores actualizados a partir de Agosto 11 de 2008.

EL MONITOREO FUE REALIZADO POR EL CLIENTE


CLAUDIA SOFIA QUINTERO DUQUE
 Coordinadora Laboratorio de Aguas Residuales

"Los resultados reportados corresponden unicamente a las muestras analizadas"
 "El contenido del reporte no se puede reproducir parcialmente solo en forma total previa autorización del Laboratorio de Aguas Residuales".

ANEXO 5. VENTAJAS DEL TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES

TECNOLOGIA	VENTAJAS	DESVENTAJAS
PRETRATAMIENTO		
<ul style="list-style-type: none"> • Rejillas 	<ul style="list-style-type: none"> • Retención de sólidos gruesos y abrasivos indeseables. • Mayor vida útil y de mantenimiento en otras estructura. 	<ul style="list-style-type: none"> • Las rejillas mecánicas requieren mayor mano de obra calificada, no son recomendadas en plantas de tratamiento pequeñas.
<ul style="list-style-type: none"> • Desarenadores 	<ul style="list-style-type: none"> • Retención de arenas abrasivas. • Facilita la digestión anaerobia que requiere mayor mantenimiento en presencia de arenas. 	<ul style="list-style-type: none"> • Un mal diseño puede generar malos olores por depósito de material orgánico.
<ul style="list-style-type: none"> • Tanque de Homogenización 	<ul style="list-style-type: none"> • Permite regular caudales. • Evita la construcción de unidades de tratamiento de mayor dimensión para caudales pico. • Homogeniza la concentración de sustancias nocivas a procesos. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mayor requerimiento de mantenimiento para evacuar los sólidos sedimentados.
TRATAMIENTO PRIMARIO		
<ul style="list-style-type: none"> • Sedimentadores primarios 	<ul style="list-style-type: none"> • Permiten la remoción de un importante porcentaje de sólidos sedimentables (45%-55%). • Facilitan el funcionamiento de tratamientos biológicos de compuestos orgánicos disueltos. 	<ul style="list-style-type: none"> • Requieren de un control, manejo y disposición adecuada de lodos sedimentados. • En plantas grandes se requiere de dispositivos mecánicos y bombeo para evacuar sobrenadantes y lodos.
<ul style="list-style-type: none"> • Tamices 	<ul style="list-style-type: none"> • Permiten una aceptable remoción de sólidos sin necesidad de grandes infraestructuras. 	<ul style="list-style-type: none"> • Requieren mayores costos energéticos. • Personal especializado para mantenimiento.
TRATAMIENTO SECUNDARIO		
<ul style="list-style-type: none"> • LODOS ACTIVADOS (Significa la masa de bacterias activas la cual remueve los contaminantes orgánicos.) 	<ul style="list-style-type: none"> • Baja generación de malos olores. • Es un sistema que permite controlar diferentes calidades del afluente. • Las variables de operación son conocidas y controlables. 	<ul style="list-style-type: none"> • Mayores costos operativos por el requerimiento de energía para suministrar oxígeno. • Se genera un alto volumen de lodos que requieren un adecuado

	<ul style="list-style-type: none"> • Requieren áreas moderadamente pequeñas. • En aireación extendida (zanjas de oxidación) se generan menos lodos y hay nitrificación. • Requiere infraestructura adicional de sedimentación. 	<p>manejo y disposición.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Requiere personal especializado para operación. • Cuando la aireación es extendida (zanjas de oxidación) se requiere mayor área.
<ul style="list-style-type: none"> • Filtros percoladores 	<ul style="list-style-type: none"> • Es un sistema aeróbico que no requiere de aireación superficial. • Es de fácil operación y mantenimiento. • Es un sistema menos costoso porque no requiere equipos de aireación. • Requiere de infraestructura adicional de sedimentación. 	<ul style="list-style-type: none"> • Se obtienen remociones orgánicas más bajas. • Requiere áreas más grandes. • Potencial generación de olores. • Baja generación de lodos.
<ul style="list-style-type: none"> • Biodiscos 	<ul style="list-style-type: none"> • Requieren menos energía que los lodos activados. • Es un sistema costoso en la inversión. 	<ul style="list-style-type: none"> • Requiere de personal especializado y mayor mantenimiento. • Requiere grandes áreas en relación con lodos activados.
<ul style="list-style-type: none"> • Lagunas de Estabilización 	<ul style="list-style-type: none"> • Fácil operación y mantenimiento. • Bajos costos de operación, no requieren energía. • Baja producción de lodos. 	<ul style="list-style-type: none"> • Requieren de grandes áreas para el tratamiento. • En algunas anaeróbicas se tiene un alto potencial de producción de malos olores. • Se pueden general procesos de eutroficación.
<ul style="list-style-type: none"> • UASB (reactor Anaeróbico de 	<ul style="list-style-type: none"> • Bajos consumos de energía. • Se genera gas metano aprovechable energéticamente. • Baja producción de lodos. 	<ul style="list-style-type: none"> • El arranque y operación es más complejo. • El monto de lodos es muy sensible a cambios operativos. • Potencial alto de

Monto de lodos y Flujo ascendente)	<ul style="list-style-type: none"> • Requiere un área relativamente baja. 	<p>generación de olores.</p> <ul style="list-style-type: none"> • Requiere de personal especializado.
<ul style="list-style-type: none"> • Reactores RAP (reactor Anaeróbico de Flujo pistón) 	<ul style="list-style-type: none"> • Requiere áreas menores en comparación con otros sistemas. • Las remociones orgánicas no son tan altas. • Bajos consumos de energía. 	<ul style="list-style-type: none"> • Se pueden generar malos olores. • No se aprovecha el gas generado.
<ul style="list-style-type: none"> • Filtros anaerobios 	<ul style="list-style-type: none"> • Son de fácil operación y mantenimiento. • Requieren áreas menores en comparación con otros sistemas. • Las remociones orgánicas no son tan altas. • Bajos consumos de energía. • Baja producción de lodos. 	<ul style="list-style-type: none"> • Se pueden generar malos olores.
<p>TRATAMIENTOS DE LODOS</p> <ul style="list-style-type: none"> • Espesamiento • Deshidratado • Digestión de Lodos • Secado • Incineración • Compostaje 	<ul style="list-style-type: none"> • La digestión y deshidratado permite reducir el volumen generado. • Puede ser utilizado o aprovechado cuando es alto el contenido de nutrientes y orgánico. 	<ul style="list-style-type: none"> • Los sistemas de manejo requieren de personal especializado. • Se requiere de energía para digestión y deshidratado. • La incineración no es viable en altos volúmenes y genera subproductos indeseables. • Los costos de disposición final son relativamente altos.

ANEXO 6. CÁLCULO TIPO PARA EL CAUDAL DE DISEÑO

DISEÑO 1

Correspondiente a dos vertimientos denominados Naranjitos y Quebrada Seca, dentro de la zona 1 y 2.

Domésticas (Q_D)

$$Q_D = CDAR$$

a. Estimación del consumo medio diario por habitante

Dotación neta mínima = 130 L/hab*día

Dotación neta máxima= 200 L/hab*día

Dotación neta de diseño= 200 L/hab.día

b. Estimación de la población servida

Población servida= 17138 hab.

c. Estimación del coeficiente de retorno

Para un nivel de complejidad medio alto del sistema, el RAS 2000 recomienda un coeficiente de retorno entre: 0.8 y 0.85. El valor escogido para el caudal de aguas residuales fue de 0.85.

$$Q_D = 200 * 87,19 * 75,6 * 0,85$$

$$Q_D = 12,97 \text{ L/s}$$

Industriales (Q_i)

Para el cálculo del caudal medio diario no fueron estimados los aportes de aguas residuales industriales debido a que en la zona 1 y 2 del municipio de Málaga no existen actividades industriales.

$$Q_i = 0$$

Comerciales (Qc)

Suponiendo un aporte de 0,4 a 0,5 L/s*ha comercial.

$$Q_c = \text{área comercial} * \text{aporte}$$

$$Q_c = 7,17 \text{ ha} * 0,5 \text{ L/s*ha comercial}$$

$$Q_c = 3,59 \text{ L/s}$$

Institucionales (Q_{IN})

$$Q_{IN} = \text{área institucional} * \text{aporte}$$

$$Q_{IN} = 9,46 \text{ ha} * 0,5 \text{ L/s*ha institucional}$$

$$Q_{IN} = 4,82 \text{ L/s}$$

Conexiones erradas (Q_{CE})

Se supone igual a 0,2 L/s*ha en poblaciones con sistema pluvial y 2 L/s*ha en poblaciones sin sistema pluvial.

$$Q_{CE} = A_{NETA} * \text{aporte}$$

$$Q_{CE} = 75,6 \text{ ha} * 2 \text{ L/s*ha}$$

$$Q_{CE} = 151,2 \text{ L/s}$$

Infiltraciones (Q_{INF})

$$Q_{INF} = A_{TOTAL} * \text{aporte}$$

$$Q_{INF} = 86,79 \text{ ha} * 0,2 \text{ L/s*ha}$$

$$Q_{INF} = 17,36 \text{ L/s}$$

Caudal Medio Diario de Aguas Residuales (Q_{md})

$$Q_{md} = Q_D + Q_i + Q_c + Q_{IN}$$

$$Q_{md} = 12,97 + 3,59 + 4,82 \text{ (L/s)}$$

$$Q_{md} = 21,38 \text{ L/s}$$

Caudal Máximo Horario (Q_{MH})

Cálculo del caudal máximo horario empleando el factor de mayoración:

$$Q_{MH} = Q_{md} * F$$

Factor de mayoración

Harmon
$$F = 1 + \frac{14}{4 + P^{0,5}} = 1 + \frac{14}{4 + 6592^{0,5}} = 1,16$$

Babbit
$$F = \frac{5}{P^{0,2}} = \frac{5}{6592^{0,2}} = 0,86$$

Flores
$$F = \frac{3,5}{P^{0,1}} = \frac{3,5}{6592^{0,1}} = 1,45$$

$$Q_{MH} = 21,38 \text{ L/s} * 1,45$$

$$Q_{MH} = 31 \text{ L/s}$$

Cálculo del caudal máximo horario empleando los parámetros K1 Y K2:

$$Q_{MD} = Q_{md} * K1 = 21,38 \text{ L/s} * 1,2$$

$$Q_{MD} = 25,66 \text{ L/s}$$

Q_{MD} : caudal máximo diario $K1 = 1,2$

Ahora:

$K2 = 1,4$ Para red matriz

$$Q_{MH} = Q_{MD} * K2 = 25,66 \text{ L/s} * 1,4$$

$$Q_{MH} = 35,92 \text{ L/s}$$

Caudal de Diseño ($Q_{DISEÑO}$)

$$Q_D = Q_{MH} + Q_{INF} + Q_{CE}$$

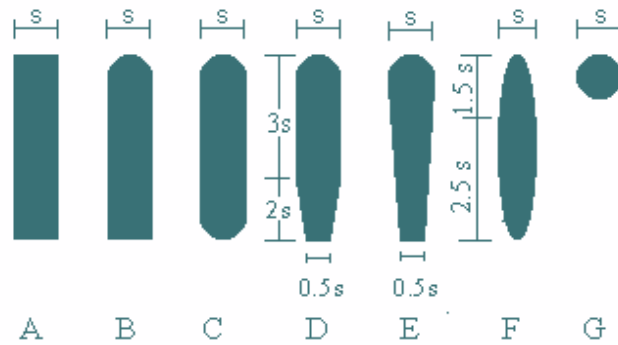
$$Q_D = 35,92 + 151,2 + 17,36 \text{ (L/s)}$$

$$Q_{DISEÑO} = 204,48 \text{ L/s}$$

Contribución de Aguas Residuales Domésticas				
	D 1	D 2	D 3	D G
Q_D (L/s)	12,97	5,98	23,29	42,44
Q_i (L/s)	0	0	3,89	3,89
Q_c (L/s)	3,59	0	3,11	6,7
Q_{IN} (L/s)	4,82	0,45	6,92	12,19
Q_{CE} (L/s)	151,20	69,76	271,62	493,58
Q_{INF} (L/s)	17,36	7,95	33,44	58,75

Caudal: medio diario – máximo horario - diseño				
	D 1	D 2	D 3	D G
Q_{md} (L/s)	21,38	6,43	37,21	65,02
Q_{MH} (L/s)	35,92	10,81	62,51	109,24
$Q_{DISEÑO}$ (L/s)	204,48	88,52	367,57	660,57

ANEXO 7. CÁLCULO TIPO PARA REJILLAS



El elemento base del pretratamiento es el diseño de la rejilla de captación, la cual debe ser proyectada con barras transversales o paralelas a la dirección de la corriente.

Pérdidas en Rejillas

La pérdida de energía a través de la rejilla es función de la forma de las barras y de la altura o energía de velocidad del flujo entre las barras.

Ecuación de Kirschmer:

$$H = \beta \left(\frac{w}{b} \right)^{4/3} * h_v * \text{Sen } \theta$$

$$H = 1.79 \left(\frac{0.0127m}{0.03m} \right)^{0.22} * \left(\frac{0.3280^2 m/s}{2 * 9.8m/s} \right) * \text{Sen } 60 \quad H = 0,0027m$$

Diseño del Cribado Grueso

El cribado grueso a implementar en el municipio es de limpieza manual.

Velocidad del flujo en la rejilla

La velocidad efectiva del flujo a través de la rejilla debe estar en el intervalo de 0,30 y 0,60 m/s, con el fin de evitar el arrastre de materiales flotantes.

$$V = 0.33 \frac{m}{seg}$$

$$V = \left(\frac{Q}{A} \right) \quad \text{donde} \quad A = \frac{Q}{V} = \frac{0.20448 \text{ m}^3 / \text{s}}{0.328 \text{ m/s}} = 0.6234 \text{ m}^2 \quad A = 0,6234 \text{ m}^2$$

Área canal:

$$A = \left(\frac{Q}{V} \right) \quad A = \left(\frac{0.20448 \text{ m}^3 / \text{s}}{0.3280 \text{ m/s}} \right) \quad A = 0.62 \text{ m}^2$$

Altura de la lámina de agua:

$$h = \left(\frac{A}{B} \right) \quad h = \left(\frac{0.62 \text{ m}^2}{1,0925 \text{ m}} \right) \quad h = 0.57 \text{ m}$$

Longitud de la rejilla:

$$L = \left(\frac{h}{\text{Sen} \theta} \right) \quad L = \left(\frac{0,57 \text{ m}}{\text{Sen} 60^\circ} \right) \quad L = 0.66 \text{ m}$$

Número de Barras:

$$n * w + (n - 1) * b = B \quad n * 0,0127 + (n - 1) * 0.03 = 1,0925 \quad n = 26 \text{ barras}$$

En este diseño se debe trabajar una velocidad menor a 0.3m/s

Cálculo del Cribado Grueso de Limpieza Manual

Parámetros de diseño				
	D1	D2	D3	DG
Caudal de diseño Q_d (L/s)	204,48	88,52	367,57	660,57
Caudal de diseño Q_d (m ³ /día)	17667,07	7648,13	31758,05	57073,25
Caudal de diseño Q_d (m ³ /s)	0,20448	0,08852	0,36757	0,66057
Temperatura mínima del agua (°C)	18,1			
Nivel de complejidad del sistema	Medio Alto			

Pérdidas en rejillas				
	D1	D2	D3	DG
Factor de forma de las barras β	1,79	1,79	1,79	1,79
Diámetro de las barras, en la dirección de flujo w (m)	0,0127	0,0127	0,0127	0,0127
Espaciamiento o separación mínima entre barras b (m)	0,030	0,030	0,030	0,030
Velocidad de aproximación del flujo V (m/s)	0,328	0,264	0,244	0,2800
Altura o energía de velocidad del flujo de aproximación h_v (m)	0,005	0,004	0,003	0,004
Ángulo de la rejilla con la horizontal θ (°)	60	60	60	60
Pérdidas de energía H (m)	0,0027	0,0018	0,0015	0,0019

Dimensiones del Canal				
	D1	D2	D3	DG
Caudal de diseño Q_d (m ³ /s)	0,20448	0,08852	0,36757	0,66057
Velocidad de aproximación de flujo V (m/s)	0,3280	0,2640	0,2420	0,2800
Área mojada del canal A (m ²)	0,6227	0,3358	1,5192	0,6227
Ancho del canal B (m)	1,0925	0,6675	1,8000	2,0000
Altura de la lámina de agua h (m)	0,57	0,5030	0,8440	1,1800

Dimensiones de la Rejilla				
	D1	D2	D3	DG
Ángulo de rejilla con la horizontal θ (°)	60	60	60	60
Longitud de la rejilla L (m)	0.6600	0,5800	0,9143	1.3625
Diámetro de las barras, en la dirección de flujo w (m)	0,0127	0,0127	0.0127	0.0127
Espaciamiento o separación mínima entre barras b (m)	0,030	0,030	0.030	0.030
Ancho del canal B (m)	1,0925	0,6675	1,8	2,0000
Número de barras requeridas n (barras)	26	16	43	48

ANEXO 8. CÁLCULO PARA EL TANQUE DE IGUALAMIENTO

NARANJITOS - QUEBRADA SECA						
Tiempo (h)	Qmed (m³/s)	Volumen (m³/h)	Va (m³)	QHom. (m³/s)	VHA (m³)	VHA-Va (m³)
0-1	0,015236	54,85223	54,85223	0,00852	92,01599	37,16377
1.-2	0,015515	55,85609	110,70831	0,00852	184,03199	73,32368
2.-3	0,01511	54,41051	165,11882	0,00852	276,04799	110,92916
3.-4	0,01569	56,49858	221,61740	0,00852	368,06398	146,44658
4.-5	0,01542	55,53486	277,15226	0,00852	460,07998	182,92771
5.-6	0,01331	47,90534	325,05760	0,00852	552,09597	227,03836
6.-7	0,01259	45,33541	370,39302	0,00852	644,11197	273,71895
7.-8	0,01271	45,77710	416,17011	0,00852	736,12796	319,95785
8.-9	0,01216	43,80948	459,97959	0,00852	828,14396	368,16436
9.-10	0,01176	42,36390	502,34349	0,00852	920,15996	417,81646
10.-11	0,01337	48,14625	550,48975	0,00852	1012,176	461,68619
11.-12	0,01691	60,87553	611,36528	0,00852	1104,1919	492,82666
12.-13	0,01823	65,61385	676,97913	0,00852	1196,2079	519,22881
13.-14	0,01643	59,14883	736,12796	0,00852	1288,2239	552,095973
Q _{medio p}	0,20448					
Q _{medio/24}	0,00852					

PARADOR - ZONA INDUSTRIAL						
Tiempo (h)	Qmed (m ³ /s)	Volumen (m ³ /h)	Va (m ³)	Qhom (m ³ /s)	VHA (m ³)	VHA-Va (m ³)
0-1	0,02265	81,53809	81,53809	0,01531	165,4065	83,86840
1.-2	0,02091	75,26002	156,79811	0,01531	330,813	174,01489
2.-3	0,02780	100,08511	256,88322	0,01531	496,2195	239,33628
3.-4	0,03072	110,61234	367,49556	0,01531	661,626	294,13044
4.-5	0,02224	80,08340	447,57896	0,01531	827,0325	379,45353
5.-6	0,01796	64,67540	512,25437	0,01531	992,439	480,18463
6.-7	0,02903	104,52568	616,78004	0,01531	1157,8455	541,06545
7.-8	0,03434	123,62782	740,40786	0,01531	1323,252	582,84414
8.-9	0,02541	91,47193	831,87979	0,01531	1488,6585	656,77870
9.-10	0,02586	93,11803	924,99782	0,01531	1654,065	729,06717
10.-11	0,02729	98,24763	1023,2454	0,01531	1819,4715	796,22604
11.-12	0,03083	110,99512	1134,2405	0,01531	1984,878	850,63741
12.-13	0,028109	101,19528	1235,4358	0,01531	2150,2845	914,84863
13.-14	0,02439	87,81613	1323,252	0,01531	2315,691	992,439
Q _{medio p}	0,36757					
Q _{medio} /24	0,01531					

DISEÑO GLOBAL						
Tiempo (h)	Qmed (m ³ /s)	Volumen (m ³ /h)	Va (m ³)	Qhom (m ³ /s)	VHA (m ³)	VHA-Va (m ³)
0-1	0,04467	160,83176	160,83176	0,02753	297,31365	136,481886
1.-2	0,04153	149,54050	310,37227	0,02753	594,62730	284,255028
2.-3	0,04956	178,43212	488,80440	0,02753	891,94095	403,13655
3.-4	0,05391	194,07967	682,88407	0,02753	1189,2546	506,370528
4.-5	0,04418	159,05422	841,93830	0,02753	1486,5682	644,62995
5.-6	0,03658	131,71482	973,65312	0,02753	1783,8819	810,22878
6.-7	0,03520	126,73263	1100,38575	0,02753	2081,1955	980,809794
7.-8	0,05672	204,21928	1304,60504	0,02753	2378,5092	1073,90415
8.-9	0,04443	159,95552	1464,56056	0,02753	2675,8228	1211,26228
9.-10	0,04573	164,63725	1629,19782	0,02753	2973,1365	1343,93868
10.-11	0,04941	177,90638	1807,10420	0,02753	3270,4501	1463,34594
11.-12	0,05665	203,95044	2011,05464	0,02753	3567,7638	1556,70915
12.-13	0,05393	194,15480	2205,20944	0,02753	3865,0774	1659,86800
13.-14	0,04813	173,29975	2378,50920	0,02753	4162,3911	1783,8819
Q _{medio p}	0,66069					
Q _{medio/24}	0,02753					

ANEXO 9. CÁLCULO TIPO PARA NEUTRALIZACIÓN DISEÑO 1

$$pH = - \log [H^+]$$

$$[H^+] = 9,12 \cdot 10^{-5} \text{ mol/L}$$



Por lo tanto la concentración de iones hidroxilo $[OH^-]$ es igual a la concentración de iones hidrogeno $[H^+]$.

$$[OH^-] = 9,12 \cdot 10^{-5}$$

$$1 \text{ mol de NaOH} \rightarrow 40 \text{ g/mol}$$

$$9,12 \cdot 10^{-5} \text{ mol/L} \rightarrow X$$

$$X = 3,65 \cdot 10^{-3} \text{ kg/kmol.m}^3$$

$$Cantidad \text{ de NaOH}_{REQUERIDO} = \frac{[OH^-] * Q}{Concent. NaOH * Carga \text{ hidraulica}}$$

$$Cantidad \text{ de NaOH}_{REQUERIDO} = \frac{3,65 \cdot 10^{-3} * 17667,07}{0,5 * 1000} = 0,12897 \text{ kg/d}$$

Parámetros de Diseño				
Datos	D 1	D 2	D 3	D 4
Caudal de diseño $Q_{DISEÑO}$ (m ³ /s)	0,20448	0,08852	0,36757	0,66057
Caudal diseño $Q_{DISEÑO}$ (m ³ /día)	17.667,07	7648,13	31758,05	57073,25
PH	4,04	4,3	3,91	4
Carga hidráulica (m ³ /m ² .d)	1000	1000	1000	1000
Concentración de NaOH (%)	50	50	50	50

Dosificación				
Datos	D 1	D 2	D 3	D 4
Concentración de [OH ⁻] mol/L	$9,12 \cdot 10^{-5}$	$5,01 \cdot 10^{-5}$	$1,23 \cdot 10^{-4}$	$1 \cdot 10^{-4}$
Cantidad de NaOH (kg/mol.m ³)	$3,65 \cdot 10^{-3}$	$2 \cdot 10^{-3}$	$4,92 \cdot 10^{-3}$	$4 \cdot 10^{-3}$
Cantidad de NaOH _{requerido} (kg/d)	0,12897	0,03059	0,3125	0,4566

ANEXO 10. CÁLCULO TIPO PARA EL DESARENADOR DE FLUJO HORIZONTAL

Diámetro de partícula $D_p=0.08\text{mm}$

Velocidad de sedimentación de acuerdo a la Ley de Stokes.

$$V_s = \frac{1}{18} g \left(\frac{\rho_s - 1}{\eta} \right) d^2$$

$$V_s = \frac{1}{18} (981\text{cm} / \text{s}^2) \left(\frac{2.65 - 1}{0,01003\text{cm}^2 / \text{s}} \right) (0,008\text{cm})^2$$

$$V_s = 0,5738\text{cm} / \text{s} = 0,00574\text{m} / \text{s}$$

Se comprueba el límite de aplicabilidad con el número de Reynolds ($\text{Re} < 0,5$)

$$\text{Re} = \frac{V_s * d}{\eta}$$

$$\text{Re} = \frac{0,5738\text{m} / \text{s} * 0,008\text{cm}}{0.01003\text{cm}^2 / \text{s}} \quad \text{Re} = 0.46$$

Velocidad a la cual se inicia el arrastre

$$V_a = 125\sqrt{(s-1)} * d$$

$$V_a = 125\sqrt{(2,65\text{g} / \text{cm}^3 - 1)} * 0.008\text{cm} \quad V_a = 14,36\text{cm} / \text{s} = 0,1436\text{m} / \text{s}$$

Velocidad horizontal Se asume factor de seguridad de 0,5

$$V_H = V_a * 0,5$$

$$V_H = 0,1436m / s * 0,5$$

$$V_H = 0,0718m/s$$

Sección transversal

$$A_t = \frac{Q}{V_H}$$

$$A_t = \frac{0,20448m^3 / s}{0,0718m / s}$$

$$A_t = 2,85m^2$$

Área superficial

$$A_s = \frac{Q}{V_s}$$

$$A_s = \frac{0,20448m^3 / s}{0,0057m / s}$$

$$A_s = 35,62m^2$$

Parámetros de Diseño				
	D1	D2	D3	DG
Velocidad de sedimentación (m/s)	0,00574	0,0057	0,0057	0,0057
número de Reynolds (Re < 0,5)	0,46	0,46	0,46	0,46
Velocidad a la cual inicia el arrastre (m/s)	0,1436	0,1436	0,1436	0,1436
Velocidad horizontal (m/s)	0,0718	0,0718	0,0718	0,0718
Área transversal (m ²)	2,85	1,2300	5,12	5,12
Cantidad de desarenadores	2	2	2	2

Geometría recomendada para desarenadores

$$\frac{W}{P} = \frac{1}{1}$$

$$W=2m$$

$$P=1.79m$$

$$L=12.92m$$

Tiempo

$$t = \frac{L}{V_H}$$

$$t = \frac{12,92m}{0,0718m / s}$$

$$t = 179,94s = 3 \text{ minutos}$$

Dimensiones del Desarenador				
	D1	D2	D3	DG
Ancho W (m)	2	1	1,5	3,2
Profundidad P (m)	1,79	1,23	1,71	1,44
Longitud L(m)	12,92	9,3	12,92	10,77
Tiempo (s)	179,94	129,53	179,94	150

ANEXO 11. CÁLCULO TIPO PARA EL SEDIMENTADOR PRIMARIO CIRCULAR

Datos empleados para los cuatro diseños:

Carga superficial para caudal promedio= 24 m/d

Carga superficial para caudal pico= 90 m/d

Profundidad= 2 m

a. Cálculo del área requerida para caudal promedio

$$Area = \frac{Q}{Carga\ superficial\ promedio} = \frac{17667,17}{24}$$

$$\mathbf{Área= 736,13\ m^2}$$

b. Cálculo del área para caudal pico.

$$Area = \frac{Q * Relación}{Carga\ superficial\ máxima} = \frac{17667,07 * 3}{90}$$

$$\mathbf{Área = 558,90\ m^2}$$

$$\mathbf{Área\ de\ diseño\ del\ sedimentador= 736,13\ m^2}$$

c. Diámetro del sedimentador

$$Area = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$D^2 = \frac{4 * A}{\pi} = \frac{4 * 736,13}{\pi}$$

$$\mathbf{Diámetro\ del\ sedimentador = 30,61\ m}$$

d. Longitud del vertedero perimetral

$$L = \pi * D = \pi * 30,61\ m \qquad \mathbf{L = 96,18\ m}$$

e. Carga de rebose sobre el vertedero

$$CV = \frac{Q}{L} = \frac{204,48}{96,18} \quad CV = 2,13 \text{ L/s.m}$$

Diámetro externo

Diámetro externo= 30,61 m Área externa = 735,89 m²

Diámetro interno

Datos:

Q= 0,20448 m³/s

V= 0,3 m/s

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0,20448}{0,3}$$

A_{INTERNA} = 0,9316 m² = 1 m²

Asumiendo un espesor de paredes de 0,25 m, el área interna es:

A_{INTERNA} = 1,23 m²

Entonces:

AREA_{NETA} = **A_{EXTERNA}** - **A_{INTERNA}** = 735,89 – 1,23 m²

AREA_{NETA} = 734,66 m²

Tiempo de retención

Asumiendo una profundidad= 2 m

$$\theta = \frac{\text{área} * \text{profundidad}}{Q} = \frac{734,66 * 2}{17667,07} \quad \theta = 0,083 \text{ d} = 2 \text{ h}$$

Parámetros de Diseño				
Datos	D 1	D 2	D 3	D G
Caudal de diseño $Q_{\text{DISEÑO}}$ (m ³ /s)	0,20448	0,08852	0,36757	0,66057
Caudal de diseño $Q_{\text{DISEÑO}}$ (m ³ /día)	17.667,07	7648,13	31758,05	57073,25
<i>Carga superficial (m/día):</i>				
Caudal promedio	24	24	24	24
Caudal pico	90	90	90	90
Nivel de complejidad del sistema	Medio Alto			
Cantidad de sedimentadores	1	1	2	3

Dimensiones				
Datos	D 1	D 2	D 3	D G
Área para caudal promedio (m ²)	736,13	318,67	661,63	792,68
Área para caudal pico (m ²)	588,9	254,94	529,30	634,15
Área de diseño (m ²)	736,13	318,67	661,63	792,68
Profundidad (m)	2	2	2	2
Diámetro externo (m)	30,61	20,14	30,31	31,77
Diámetro interno (m)	1 m	0,38	0,88	1
Longitud vertedero perimetral (m)	96,18	63,28	91,18	99,81
Volumen (m ³)	1469,32	636,52	1320,86	1583

Cargas Hidráulicas				
Datos	D 1	D 2	D 3	D G
Carga de rebose sobre el vertedero perimetral CV (L/m.s)	2,13	1,4	2	2,20
Tiempo de retención hidráulico (h)	2	2	2	2

ANEXO 12. CÁLCULO TIPO PARA LODOS ACTIVADOS

Carga orgánica del proceso.

$$CO = S_o \cdot Q$$

$$CO = 91,13 \text{ mg O}_2/\text{L} \cdot 204,48 \text{ L/s} \quad \mathbf{CO} = 1610 \text{ kg DBO/día}$$

Volumen del tanque de aireación.

$$V = \frac{\theta_c \cdot Q \cdot (S_o - S) \cdot Y}{X \cdot (1 + K_d \cdot \theta_c)} = \frac{10 \cdot 17667,07 \cdot (0,09113 - 0,01823) \cdot 0,6}{3,04 \cdot (1 + 0,06 \cdot 10)}$$

$$V = 1588,73 \text{ m}^3$$

Carga orgánica volumétrica.

$$COV = \frac{CO}{V} = \frac{1610}{1588,73} \quad \mathbf{COV} = 1,01 \text{ kg DBO/m}^3 \cdot \text{día}$$

Tasa de Producción de lodos.

$$P_x = \frac{Q \cdot (S_o - S) \cdot Y}{1 + K_d \cdot \theta_c} = \frac{17667,07 \cdot (0,09113 - 0,01823) \cdot 0,6}{1 + 0,06 \cdot 10} \quad P_x = 482,97 \text{ kg SSV/día}$$

Sólidos totales de desecho.

$$\text{Lodo seco} = \frac{P_x}{0,8} = \frac{482,97}{0,8} \quad \mathbf{Lodo seco} = 603,71 \text{ kg SSV/día}$$

Caudal de lodos de desecho.

$$Q_w = \frac{VX}{\theta_c X_R} = \frac{1588,73 \cdot 3,8}{10 \cdot 15} \quad \mathbf{Q_w} = 40,25 \text{ m}^3/\text{día}$$

Caudal de recirculación.

$$Q_R = \frac{QX}{X_R - X} = \frac{17667,07 * 3,04}{15 - 3,04} \quad Q_R = 4490,63 \text{ m}^3/\text{día}$$

Relación de recirculación

$$R = \frac{Q_R}{Q} = \frac{4490,63}{17667,07} \quad R = 0,254$$

DBO soluble del efluente.

$$S_e = DBO_e - (0,65) * (0,68) * (1,42) SSe$$

$$S_e = 18,23 - (0,65) * (0,68) * (1,42) * 10,41$$

$$S_e = 11,70 \text{ mg/L}$$

Cantidad de oxígeno requerido.

$$DO = 1,5Q (S_o - S_e) - 1,42X_R Q_W$$

$$DO = 1,5 * 17667,07 * (0,09113 - 0,01170) - 1,42 * 15 * 40,25$$

$$DO = 1247,62 \text{ kg O}_2/\text{día}$$

Volumen de aire en condiciones normales.

$$Q_{AIRE} = \frac{DO}{0,232 * 1,204} = \frac{1247,62}{0,232 * 1,204}$$

$$Q_{AIRE} = 4466,51 \text{ m}^3/\text{día}$$

Volumen de aire real.

Para una eficiencia de transferencia de oxígeno del equipo de aireación, en condiciones reales, del 6%.

$$Q_{AIRE REAL} = \frac{Q_{AIRE}}{eficiencia} = \frac{4466,51}{0,06}$$

$$Q_{AIRE REAL} = 74441,83 \text{ m}^3/\text{día}$$

Volumen de aire requerido por unidad de DBO aplicada al tanque de aireación.

$$\frac{Q_{AIRE}}{DBO * Q} = \frac{74441,83}{0,09113 * 17667,07}$$

$$\frac{Q_{AIRE}}{DBO * Q} = 46,24 \text{ m}^3/\text{kg DBO}$$

Volumen de aire requerido por unidad de DBO removida.

$$\frac{Q_{AIRE}}{DBO * Q} = \frac{74441,83}{(0,09113 - 0,01170) * 17667,07}$$

$$\frac{Q_{AIRE}}{DBO * Q} = 53,05 \text{ m}^3/\text{kg DBO removida}$$

Tasa de transferencia de oxígeno.

$$R = K (B C_S - C_t) = 3 * (0,9 * 9,2 - 0,5)$$

$$R = 23,34 \text{ mg/L} \cdot \text{h}$$

k. Tiempo de retención hidráulico.

$$\theta = \frac{V}{Q} = \frac{1588,73}{17667,07} = 0.090$$

Parámetros de Diseño				
Datos	DISEÑO 1	DISEÑO 2	DISEÑO 3	DISEÑO 4
DBO (mg O ₂ /L)	132,84	150	61,27	83,78
S _o (mg O ₂ /L)	91,13	102,90	42,03	54,47
S (mg O ₂ /L)	18,23	20,58	8,41	10,89
Y (mgSSV/mgDBO)	0,6	0,6	0,6	0,6
K _d (d ⁻¹)	0,06	0,06	0,06	0,06
Θ _c (d)	10	10	10	10
SSLM (mg/L)	3800	3.800	3.800	3.800
SSVLM (mg/L)	3.040	3.040	3.040	3.040
S _{Se} (mg/L)	10,41	11,74	6,3	7,63
X _R (SSLM / L)	15.000	15.000	15.000	15.000
K (h ⁻¹)	3	3	3	3
B	0,9	0,9	0,9	0,9
C _s (mg/L)	9,2	9,2	9,2	9,2
C _t (mg/L)	0,5	0,5	0,5	0,5
Q _{DISEÑO} (L/s)	204,48	88,52	367,57	660,57
Fósforo (P) mg/L	0,144	0,234	0,378	0,315
Nitrógeno (N) mg/L	12,01	8,82	8,478	9,18

Parámetros Calculados				
	D1	D2	D3	DG
CO del proceso (kg/d)	1610	786,99	1334,79	3108,78
COV (kg DBO/m ³ .d)	1,01	1,01	1,01	1,01
P _x (kg SSV/d)	482,97	236,10	400,39	932,72
Lodo seco (kg SSV/d)	603,71	295,13	500,49	1165,90
Caudal lodos de desecho (m ³ /día)	40,25	19,67	33,37	77,73
Caudal recirculación (m ³ /día)	4490,63	1944	8072,28	14506,91
Relación de recirculación (%)	25,40	25,42	25,42	25,42
DBO soluble del efluente (mg/L)	11,70	13,21	4,46	6,10
Cantidad oxígeno requerido (kg/d)	1247,62	609,97	1078,94	2075,23
Caudal de aire necesario (m ³ /día)	4466,51	2183,71	3862,63	7429,37
Caudal de aire real (m ³ /día)	74441,83	36395,17	64377,17	123822,83
Volumen aire/DBO tanque (m ³ /kg)	46,24	46,25	48,23	39,83
Volumen aire/DBO _R (m ³ /kg DBO _R)	53,05	53,06	53,96	44,85
Tiempo retención hidráulico (h)	2,16	2,44	1	1,3
A/M (kg DBO/kg SSVLM*d)	0,33	0,33	0,33	0,33
R _T (mg/L.h)	23,34	23,34	23,34	23,34
Nitrógeno requerido (mg/l)	2,73	3,09	1,26	1,63
Fósforo requerido (mg/L)	0,64	0,72	0,29	0,38
Fósforo necesario (mg/L)	0,50	0,49	-----	0,065
Fósforo requerido (kg/d)	8,83	3,75	-----	3,71
Fosfato de sodio al 75% (kg/d)	62,28	26,45	-----	26,17

Eficiencias de Remoción				
	D1	D2	D3	DG
Remoción total de DBO (%)	80	80	80	80
Remoción total de DBO soluble (%)	87	87	89	89

Dimensiones del Tanque				
	D1	D2	D3	DG
Volumen (m ³)	1588,73	776,74	1317,07	3068,16
Profundidad (m)	3	3	3	3
Diámetro (m)	25,96	18,16	23,64	36,08

ANEXO 13. CÁLCULO TIPO PARA DISPOSICIÓN DE LODOS

1. Espesador por gravedad

Área requerida

$$Area = \frac{\text{lodo seco afluente}}{\text{carga superficial de sólidos}} = \frac{1339,18}{53}$$

$$\mathbf{Área = 25,27 \text{ m}^2}$$

Diámetro del espesador

$$Area = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$D^2 = \frac{4 * A}{\pi} = \frac{4 * 25,27}{\pi} \quad \mathbf{D = 5,67 \text{ m}}$$

Carga superficial

$$CS = \frac{\text{masa de lodo seco}}{\rho \text{lodo} * \% \text{sólidos del lodo} * \text{área}} = \frac{1139,19}{1010 * 0,02 * 25,27} \quad \mathbf{CS = 2,62 \text{ m/d}}$$

Volumen del espesador

$$V = \text{área} * \text{profundidad} = 25,27 * 3 \quad \mathbf{V = 75,81 \text{ m}^3}$$

Tiempo de retención

$$\theta = \frac{V}{Q} = \frac{75,81}{17667,07} \quad \theta = 6,18 \text{ minutos}$$

2. Digestor aerobio

Caudal de lodo afluente al digestor

$$Q = \frac{SST}{\rho_{\text{lodo}} * \% \text{ sólidos del lodo}} = \frac{1674,03}{1010 * 0,02} \quad \mathbf{Q = 82,87 \text{ m}^3/\text{d}}$$

Reducción de sólidos suspendidos volátiles

$$SSVR = SST * \% \text{ sólidos biodegradables} * \% \text{ Remoción SSV}$$

$$SSVR = 1674,03 * 0,08 * 0,37 \quad \mathbf{SSVR = 495,51 \text{ kg SSV/d}}$$

Requerimiento de oxígeno

$$OR = SSVR * OD = 495,51 * 2,3 \quad \mathbf{OR = 1139,67 \text{ kg O}_2/\text{d}}$$

Volumen de aire requerido en condiciones normales

$$V_{\text{AIRE}} = \frac{OR}{0,232 * 1,21} = \frac{1139,67}{0,232 * 1,21} \quad \mathbf{V_{\text{AIRE}} = 4059,81 \text{ m}^3/\text{d}}$$

Volumen de aire real

Para una eficiencia de transferencia de oxígeno del equipo de aireación, en condiciones reales, del 6%.

$$Q_{\text{AIRE REAL}} = \frac{Q_{\text{AIRE}}}{\text{eficiencia}} = \frac{4059,81}{0,06} \quad \mathbf{Q_{\text{AIRE REAL}} = 67.663,50 \text{ m}^3/\text{d}}$$

Volumen del digestor

$$V = \frac{Q_{\text{AFLUENTE}} (X_o + YSo)}{X[KdP_v + (1/\theta c)]} = \frac{27,62(0,09367 + 0,3905 * 0,11195)}{0,06557[0,06 * 0,5246 + (1/18)]}$$

$$V_{DIGESTOR} = 664,95 \text{ m}^3$$

Volumen de aire por m³ de digestor

$$\frac{V_{AIRE}}{V_{DIGESTORES}} = \frac{67663,50}{1994,85} = 33,92 \text{ m}^3 / \text{m}^3 \cdot \text{d}$$

Carga de sólidos.

$$\frac{SST * \% SSV}{V_{DIGESTOR}} = \frac{1674,03 * 0,8}{664,95} = 2,01 \text{ kg SSV} / \text{m}^3 \cdot \text{d}$$

3. Lecho de secado rectangular

Lodo dispuesto en el lecho

*Lodo dispuesto en el lecho = lodo afluente al espesador * % humedad*

*Lodo dispuesto en el lecho = 1674,03 * 0,9 = 1506,63 kg/d*

Lodo dispuesto en el lecho = 167,40 kg/d

Lodo por habitante = 0,0254 kg/hab*d

Área requerida

Lodo dispuesto en el lecho de secado = 167,40 kg/d

$$\text{Volumen de lodo dispuesto} = \frac{\text{masa de lodo dispuesto}}{\text{densidad del lodo}}$$

Volumen de lodo dispuesto = 0,1657 m³/d

Se asumió una profundidad de lodo de 0,05 metros.

$$\text{Área} = \frac{\text{volumen de lodo dispuesto}}{\text{profundidad}} = \frac{0,1657}{0,05}$$

$$\text{Área} = 3,31 = 3,5 \text{ m}^2$$

Dimensiones

Longitud= 3,5 m

Ancho= 1 m

4. Relleno cuadrado

Lodo dispuesto en el relleno por día= 117,18 kg

Lodo dispuesto en el relleno para 10 años= 427.707 kg

Con la densidad del lodo= 1010 kg/m³ se calcula el volumen de lodo dispuesto.

Volumen de lodo =423,47 m³

Asumiendo una profundidad para el relleno de seis (6) metros.

Área= volumen/ profundidad = 423,47/6

Área = 70,58 m²

Dimensiones:

Longitud = 8,4 m

Ancho = 8,4 m

DISPOSICIÓN DE LODOS PARA LODOS ACTIVADOS

Parámetros de Diseño para el Espesador				
	D1	D2	D3	DG
Lodo seco afluente (kg SSV/d)	1339,19	654,36	1300,79	2036,57
Carga superficial de sólidos (kg/m ² .d)	53	53	53	53
Concentración de sólidos en lodo (%)	2	2	2	2
Densidad del lodo (kg/m ³)	1010	1010	1010	1010

Dimensiones del Espesador

	D1	D2	D3	DG
Área requerida (m ²)	25,27	12,35	24,54	38,43
Diámetro (m)	5,67	3,97	5,60	7
Profundidad (m)	3	3	3	3
Volumen (m ³)	75,81	37,05	73,62	115,30
Cantidad de espesadores	1	1	1	2

Cargas Hidráulicas del Espesador				
	D1	D2	D3	DG
Carga hidráulica superficial (m/d)	2,62	2,62	2,62	2,62
Tiempo de retención hidráulico (h)	0,10	0,12	0,06	0,097

Parámetros de diseño del digestor				
	D1	D2	D3	DG
Sólidos suspendidos totales (kg/d)	1674,03	817,93	1.000,38	3634,15
Edad de lodos θ_c (d)	18	18	18	18
Temperatura (°C)	18,89	18,97	18,25	18,71
Remoción de SSV (%)	37	38	37,5	36
Concentración de sólidos en el lodo (%)	2	2	2	2
Densidad del lodo(kg/m ³)	1010	1010	1010	1010
Requisito de oxígeno OD kg O ₂ /kg SSV	2.3	2.3	2.3	2.3
Cantidad de oxígeno en la atmosfera %	0,232	0,232	0,232	0,232
Densidad del aire (kg/m ³)	1,21	1,21	1,21	1,21
Eficiencia de transferencia del equipo de aireación (%)	6	6	6	6

Parámetros Calculados				
	D1	D2	D3	DG
Caudal de lodo afluente (m ³ /d)	82,87	40,49	80,49	179,91
Caudal de lodo afluente de cada digestor	27,62	13,50	26,83	59,97
SSV removidos (kg/d)	495,51	248,65	487,80	626,91
Requerimiento de oxígeno (kg/d)	1139,67	571,90	1121,94	1.441,89
Volumen de aire (m ³ /d)	4059,81	2037,26	3996,65	5136,40
Volumen de aire real (m ³ /d)	67.663,50	33.954,33	3996,65	85.606,67
Volumen de aire/m ³ de digestor m ³ /m ³ .d	33,92	34,99	37,13	20,90
Carga de sólidos (kg SSV/m ³ .d)	2,01	2,02	2,18	2,13
Cantidad de digestores	3	3	3	3

Dimensiones del Digestor				
	D1	D2	D3	DG
Diámetro (m)	20,56	14,36	19,52	29,48
Profundidad (m)	2	2	2	2

Volumen de c/digestor (m ³)	664,95	323,49	598	1.365,50
Volumen total (m ³)	1994,85	970,47	1794	4.096,50

Parámetros de Diseño Lecho de Secado				
	D1	D2	D3	DG
Lodo dispuesto en el lecho (kg/d)	167,40	81,79	162,60	167,40
Lodo producido por habitante (kg/hab.d)	0,0254	0,0269	0,0137	0,0254
Densidad del lodo (kg/m ³)	1010	1010	1010	1.010
Volumen de lodo dispuesto (m ³ /d)	0,1657	0,0869	0,1610	0,1657

Dimensiones del Lecho de Secado				
	D1	D2	D3	DG
Área (m ²)	3,32	1,74	3,5	3,32
Profundidad (m)	0,05	0,05	0,05	0,05
Longitud (m)	3,5	2,5	3,5	3,5
Ancho (m)	1	0,7	1	1

Parámetros de Diseño Relleno				
	D1	D2	D3	DG
Lodo dispuesto (kg/d)	117,18	24,54	48,78	65,30
Periodo útil (años)	10	10	10	10
Densidad del lodo (kg/m ³)	1010	1010	1010	1010

Dimensiones del Relleno Sanitario Cuadrado				
	D1	D2	D3	DG
Área (m ²)	70,58	14,78	29,38	39,33
Profundidad (m)	6	6	6	6
Longitud (m)	8,40	3,85	5,42	6,27
Ancho (m)	8,40	3,85	5,42	6,27
Volumen (m ³)	423,47	88,68	176,28	236

DISPOSICIÓN DE LODOS PARA FILTROS PERCOLADORES

Parámetros de Diseño para el Espesador				
	D1	D2	D3	DG
Lodo seco afluente (kg SSV/d)	1914,90	935,58	1921,11	3455,86
Carga superficial de sólidos (kg/m ² .d)	53	53	53	53
Concentración de sólidos en el lodo (%)	2	2	2	2
Densidad del lodo (kg/m ³)	1010	1010	1010	1010

Dimensiones del Espesador				
	D1	D2	D3	DG
Área requerida (m ²)	36,13	17,65	36,25	65,20
Diámetro (m)	6,78	4,74	6,79	9.11
Profundidad (m)	3	3	3	3
Volumen (m ³)	108,39	52,95	108,75	195,60
Cantidad de espesadores	1	1	1	1

Cargas Hidráulicas del Espesador				
	D1	D2	D3	DG
Carga hidráulica superficial (m/d)	2,62	2,62	2,62	2,62
Tiempo de retención hidráulico (h)	0,15	0,16	0,08	0,08

Parámetros de diseño del digesor				
	D1	D2	D3	DG
Sólidos suspendidos totales (kg/d)	2393,67	1169,46	2.041,39	5.408,26
Edad de lodos θ_c (d)	18	18	18	18
Temperatura (°C)	18,89	18,97	18,25	18,70
Remoción de SSV (%)	37	38	37,5	36
Concentración de sólidos en el lodo (%)	2	2	2	2
Densidad del lodo(kg/m ³)	1010	1010	1010	1010
Requisito de oxígeno OD kg O ₂ /kg SSV	2.3	2.3	2.3	2.3
Cantidad de oxígeno en la atmosfera %	0,232	0,232	0,232	0,232

Densidad del aire (kg/m ³)	1,21	1,21	1,21	1,21
Eficiencia de transferencia del equipo de aireación (%)	6	6	6	6

Parámetros Calculados				
	D1	D2	D3	DG
Caudal de lodo afluente (m ³ /d)	118,50	57,89	118,88	267,74
Caudal de lodo afluente de cada digestor	39,50	12,30	39,63	89,25
SSV removidos (kg/d)	708,53	355,52	720,42	1557,58
Requerimiento de oxígeno (kg/d)	1629,62	817,70	1656,97	3582,43
Volumen de aire (m ³ /d)	5.805,14	2912,87	5902,57	12.761,58
Volumen de aire real (m ³ /d)	96.752,33	48.547,83	98376,17	212.693
Volumen de aire/m ³ de digestor m ³ /m ³ .d	32,68	52,75	36,13	33,83
Carga de sólidos (kg SSV/m ³ .d)	1,94	3,05	2,12	2,06

Dimensiones del Digestor				
	D1	D2	D3	DG
Diámetro (m)	25,06	13,98	24,04	36,52
Profundidad (m)	2	2	2	2
Volumen de c/digestor (m ³)	987	306,77	907,53	2096,01
Volumen total (m ³)	2961	920,31	2722,59	6288,03
Cantidad de digestores	3	3	3	3

Parámetros de Diseño Lecho de Secado				
	D1	D2	D3	DG
Lodo dispuesto en el lecho (kg/d)	239,37	116,95	240,14	540,83
Lodo producido por habitante (kg/hab.d)	0,0363	0,0385	0,0203	0,0316
Densidad del lodo (kg/m ³)	1.010	1.010	1.010	1.010
Volumen de lodo dispuesto (m ³ /d)	0,2394	0,1158	0,2378	0,5355

Dimensiones del Lecho de secado				
	D1	D2	D3	DG
Área (m ²)	4,80	2,45	4,80	10,71
Profundidad (m)	0,05	0,05	0,05	0,05
Longitud (m)	4	3,5	4.8	7,2
Ancho (m)	1,2	0,7	1	1,5

Parámetros de Diseño Relleno				
	D1	D2	D3	DG
Lodo dispuesto (kg/d)	71,81	35,08	72,04	162,25
Periodo útil (años)	10	10	10	10
Densidad del lodo (kg/m ³)	1010	1010	1010	1010

Dimensiones del Relleno Cuadrado				
	D1	D2	D3	DG

Área (m ²)	43,25	21,13	43,40	97,73
Profundidad (m)	6	6	6	6
Longitud (m)	6,6	4,6	6,6	10
Ancho (m)	6,6	4,6	6,6	10
Volumen (m ³)	259,51	126,77	260,34	586,35

ANEXO 14. CÁLCULO TIPO FILTROS PERCOLADORES

DBO afluente al filtro con recirculación

$$S_a = \frac{S_0 + R * S_e}{1 + R}$$

$$S_a = \frac{91,13 \text{ mg / L} + 1,5 * 31,90 \text{ mg / L}}{1 + 1,5} \quad S_a = 55,60 \text{ mg / L}$$

Constante de tratabilidad

$$K_T = 0,037 * (1,08)^{T-15}$$

$$K_T = 0,037 * (1,08)^{18,90-15} \quad K_T = 0,0499 \text{ m / d}$$

Volumen del medio filtrante

$$V = \frac{Q * \ln(S_a / S_e)}{K_T * S}$$

$$V = \frac{(17667,07 \text{ m}^3 / \text{d}) * \ln\left(\frac{0,0556 \text{ kg DBO} / \text{m}^3}{0,0319 \text{ kg DBO} / \text{m}^3}\right)}{0,0499 \text{ m / d} * 63 \text{ m}^2 / \text{m}^3}$$

$$V = 3122,25 \text{ m}^3$$

Volumen de cada filtro

$$V = \frac{V}{2} \quad V = \frac{3122,25 \text{ m}^3}{2} \quad V = 1561,13 \text{ m}^3$$

Área de cada filtro

$$A = \frac{V}{P} \quad A = \frac{1561,13m^3}{1,8m} \quad A = 867,29m^2$$

Longitud y ancho de cada filtro

$$L = \sqrt{A} \quad L = \sqrt{867,29m^2} \quad L = 29,45m$$

Carga Hidráulica

$$CHV = \frac{Q * R}{V} \quad CHV = \frac{17667,07m^3 / d * 2,5}{3122,25m^3} \quad CHV = 14,15m^3 / m^3 * d$$

$$CHS = \frac{Q * R}{A} \quad CHS = \frac{17667,07m^3 / d * 2,5}{1734,58m^2}$$

$$CHS = 25,46m^3 / m^2 * d$$

Carga Orgánica

$$COV = \frac{S_0 * Q}{V}$$

$$COV = \frac{0,09113kgDBO / d * 8833,54m^3 / d}{1561,13m^3}$$

$$COV = 0,5157kgDBO / m^3 * d$$

$$COS = \frac{S_0 * Q}{A}$$

$$COS = \frac{0,09113kgDBO / d * 8833,54m^3 / d}{867,29m^2}$$

$$COS = 0,9282kgDBO / m^2 * d$$

Tiempo de retención

$$t = \frac{V}{Q} \quad t = \frac{1561,13m^3}{8833,54m^3 / * d} \quad t = 0,18d = 15264s$$

Parámetros de Diseño				
	D1	D2	D3	DG
Caudal de diseño $Q_{DISEÑO}$ (m ³ /s)	0,20448	0,08852	0,36757	0,66057
Caudal de diseño $Q_{DISEÑO}$ (m ³ /día)	17667,07	7648,13	31758,05	57073,25
DBO Afluente al filtro, S_a (kg/ m ³)	0,05560	0,06277	0,02564	0,03505
Eficiencia de remoción de DBO (%)	65	65%	65%	65%
Temperatura mínima del agua (°C)	20	20	20	20
Medio de soporte: piedra de río pequeña				
Tamaño nominal, T_n (m)	0,045	0,045	0,045	0,045
Densidad (Kg/ m ³)	1350	1350	1350	1350
Área superficial específica S (m ² / m ³)	63	63	63	63
Porcentaje de vacíos (%)	45	45	45	45
Nivel de complejidad del sistema	Medio Alto	Medio Alto	Medio Alto	Medio Alto
Constante de tratabilidad, K_T (m/día)	0,0499	0,0502	0,0475	0,0492

Dimensiones del Filtro Percolador				
	D1	D2	D3	DG
Volumen (m ³)	1561,13	1343,13	1965,61	2045,91
Profundidad (m)	1,8	1,8	1,8	1,8
Área superficial (m ²)	867,29	746,18	1091,77	1136,62
Ancho (m)	29,45	27,32	33,04	33,71
Largo (m)	29,45	27,32	33,04	33,71
Cantidad de Filtros	2	1	3	5

Cargas Hidráulicas				
	D1	D2	D3	DG
Carga hidráulica superficial (m ³ /m ² .día)	25,46	25,62	24,24	25,11
Carga hidráulica volumétrica (m ³ /m ³ .día)	14,15	14,24	13,46	13,95

Cargas Orgánicas				
	D1	D2	D3	DG
Carga orgánica (kg DBO/día)				
Carga orgánica volumétrica (kg DBO/m ³ día)	0,5157	0,5859	0,23	0,32
Carga orgánica superficial (kg DBO/m ² día)	0,9282	1,05	0,41	0,58

ANEXO 15. CÁLCULO TIPO SEDIMENTADOR SECUNDARIO FLUJO HORIZONTAL

Área del Sedimentador para caudal promedio afluente

$$A = \frac{Q}{C \text{ arg } a \text{ superficial promedio}}$$

$$A = \frac{8833,54m^3 / d}{24m / d} \quad A = 368,06m^2$$

Caudal pico afluente (se asume 100% de recirculación)

$$\text{relación} = r = \frac{Q_{pico}}{Q_{promedio}} = 2$$

$$Q = (r + 1) * Q$$

$$Q = (2 + 1) * 8833,54m^3 / d$$

$$Q = 26500,62m^3 / d$$

Área del Sedimentador para caudal pico

$$A = \frac{Q_{pico}}{C \text{ arg } a \text{ superficial pico}}$$

$$A = \frac{26500,62m^3 / d}{45m / d} \quad A = 588,90m^2$$

Flujo pico de sólidos

$$Q = Q_{pico} * SSLM$$

$$Q = 26500,62m^3 / d * 3,8kgSSLM / m^3$$

$$Q = 100702,36kgSSLM / d$$

Área requerida por carga de sólidos

$$A = \frac{\text{Flujo pico de sólidos}}{\text{Carga pico de sólidos}}$$

$$A = \frac{100702,36kgSSLM / d}{245kg / d * m^2}$$

$$A = 411,03m^2$$

Área del sedimentador = 588,90m²

Diámetro del sedimentador

$$\Phi = \sqrt{\frac{4 * A}{\pi}}$$

$$\Phi = \sqrt{\frac{4 * 588,90m^2}{\pi}}$$

$$\Phi = 27,38m$$

Volumen del sedimentador para una profundidad del agua de 5m

$$V = A * P$$

$$V = 588,90m^2 * 5m$$

$$V = 2944,50m^3$$

Carga de rebose sobre el vertedero perimetral para caudal pico

$$CV = \frac{Q_{\text{pico afluyente}}}{\pi * \Phi} \quad CV = \frac{26500,62m^3 / d}{\pi * 27,38m^2} \quad CV = 308,09m^3 / m * d$$

Tiempo de retención

$$\theta = \frac{V}{Q} \quad \theta = \frac{2944,50m^3}{8833,54m^3 / * d} \quad \theta = 0,33d = 8 \text{ horas}$$

Parámetros de Diseño				
	D1	D2	D3	DG
Caudal de diseño $Q_{\text{DISEÑO}}$ (m ³ /s)	0,20448	0,08852	0,36757	0,66057
Caudal de diseño $Q_{\text{DISEÑO}}$ (m ³ /día)	17.667,07	7648,13	31758,05	57073,25
Temperatura mínima del agua (°C)	20	20	20	20
Caudal promedio	24	24	24	24
Caudal pico	45	45	45	45
Nivel de complejidad del sistema	Medio Alto			
Cantidad de sedimentadores	2	1	3	5

Dimensiones del Sedimentador Secundario				
	D1	D2	D3	DG
Área para caudal promedio (m ²)	368,06	318,67	441,08	475,61
Área para caudal pico (m ²)	588,90	509,88	705,73	760,98
Área de diseño (m ²)	588,90	509,88	705,73	760,98
Profundidad (m)	5	5	5	5
Tanque circular				
Diámetro (m)	27,38	25,48	29,98	31,13
Tanque rectangular				
Longitud (m)	53,50	51	60,50	66,20
Ancho (m)	11	10	11,70	11,50
Profundidad (m)	5	5	5	5
Longitud/ancho	4,9	5,10	5,17	5,75
Volumen (m ³)	2944,50	2549,4	3528,65	3804,9

Cargas Hidráulicas				
	D1	D2	D3	DG
Carga de rebose sobre el vertedero perimetral CV (m ³ /m.día)	308,09	286,75	337,19	350,16
Tiempo de retención hidráulico (h)	8	8	8	8

ANEXO 16. CÁLCULO TIPO PARA AIREACIÓN

Relación deficitaria de oxígeno disuelto

$$R = \frac{C_s - C_o}{C_s - C} \quad R = \frac{9,12 \text{ mg / L} - 0}{9,12 \text{ mg / L} - 5 \text{ mg / L}} \quad R = 2,19$$

Altura de la cascada de Oxigenación

$$H = \frac{R + 1}{0,361 * a * b * (1 + 0,046 * T)}$$
$$H = \frac{2,19 + 1}{0,361 * 0,8 * 1,1 * (1 + 0,046 * 20)} = 2m$$

Cascada de 2m con 10 escalones de 20 cm de altura, cada uno.

Tamaño del canal

$$Q = \frac{1}{n} S_o^{1/2} R^{2/3}$$

Parámetros de diseño (igual para todos los diseños)	
Concentración inicial de Oxígeno Disuelto, C_o (mg/L)	0
Concentración de saturación de Oxígeno Disuelto, C_s (mg/L) a 20°C	9,12
Concentración de Oxígeno Disuelto final, C (mg/L)	5
Relación deficitaria de oxígeno disuelto	2,19
Altura de la cascada de Oxigenación, H (m)	2
Número de escalones	10
Altura típica del escalón	0.020

Dimensiones				
	D1	D2	D3	DG
Caudal de diseño, Q_D (m ³ /d)	17667,07	7648,13	31758	57073,25
Pendiente, S_O (%)	0,3	0,3	0,3	0,3
Flujo subcrítico				
Ancho de canal, B (m)	0,75	0,5	1	1,2
Altura del agua, Y_n (m)	0,2351	0,1866	0,2760	0,3551
Velocidad, V (m/s)	1,16	0,9487	1,3300	1,55
Y_c (m)	0,196	0,1473	0,2398	0,314

ANEXO 17. CÁLCULO TIPO PARA CLORACIÓN

El 80% de cloro desinfectante se encuentra presente como ácido hipocloroso

Parámetros de diseño (igual para todos los diseños)	
pH	7
Coefficiente de dilución, n	1,5
Energía de activación, E (calorías)	8,2
Concentración Cloro Residual para un factor de descontaminación de 100 ó 99% de muertes Esch Coli en 10 minutos (mg/L)	0,017
Concentración mínima de Cloro Libre para tiempo de contacto > 10 minutos (mg/L)	0,2
Cloro añadido (mg/L)	0,74

$$\text{Demanda Cloro} = \text{dosis cloro} - \text{cloro residual}$$

$$\text{Demanda Cloro} = 0,74 \text{mg} / \text{L} - 0,20 \text{mg} / \text{L}$$

$$\text{Demanda Cloro} = 0,54 \text{mg} / \text{L}$$

Dosis de cloro por día

$$\text{Dosis Cloro} / \text{día} = \text{Cloro añadido} * Q_{\text{DISEÑO}}$$

$$\text{Dosis Cloro} / \text{día} = 7,04 * 10^{-4} \text{kg} / \text{m}^3 * 17667,07 \text{m}^3 / \text{d}$$

$$\text{Dosis Cloro} / \text{día} = 13,07 \text{kg} / \text{d}$$

Requerimiento de Cloro				
	D1	D2	D3	DG
Demanda de Cloro (mg/L)	0,54	0,54	0,54	0,54
Dosis de cloro por día (kg/d)	13,07	5,66	23,50	42,23

ANEXO 18. CÁLCULO TIPO PARA CARGAS CONTAMINANTES

Carga Contaminante DBO

$$C C DBO = C_i BDO * Q_{DISEÑO}$$

$$C C DBO = 0,13284 \text{ kg} / \text{m}^3 * 17667,07 \text{ m}^3 / \text{d} = 2346,89 \text{ kg} / \text{d}$$

Carga Contaminante DBO removida

$$C C R DBO = C C BDO * \% \text{ mínimo remoción}$$

$$\% \text{ mínimo de remoción} = 80\%$$

$$C C R DBO = 2346,89 \text{ kg} / \text{d} * 0,8 = 1877,51 \text{ kg} / \text{d}$$

Carga contaminante mínima exigida por la norma

$$C C \text{ mín} DBO = C C BDO - C C R DBO$$

$$C C \text{ mín} DBO = 2346,89 \text{ kg} / \text{d} - 1877,51 \text{ kg} / \text{d} = 469,38 \text{ kg} / \text{d}$$

Con el tratamiento de lodos activados se obtiene una concentración final de BDO de 0,01853 kg/m³.

Carga contaminante de DBO efluente

$$C C DBO_{\text{efluente}} = C DBO_{\text{efluente}} * Q_{DISEÑO}$$

$$C C DBO_{\text{efluente}} = 0,01823 \text{ kg} / \text{m}^3 * 17667,07 \text{ m}^3 / \text{d} = 322,07 \text{ kg} / \text{d}$$

Con el tratamiento de Filtros Percoladores se obtiene una concentración final de BDO de 0,0319 kg/m³.

Carga contaminante de DBO efluente

$$C C DBO_{efluente} = C DBO_{efluente} * Q_{DISEÑO}$$

$$C C DBO_{efluente} = 0,0319kg / m^3 * 17667,07m^3 / d = 563,58kg / d$$

Carga Contaminante SS

$$C C SS = C_i SS * Q_{DISEÑO}$$

$$C C SS = 0,10956kg / m^3 * 17667,07m^3/d = 1935,60kg / d$$

Carga Contaminante SS removida

$$CCR SS = C C SS * \% \text{ mínimo remoción}$$

$$\% \text{ mínimo de remoción} = 80\%$$

$$CCR SS = 1935,60kg / d * 0,8 = 1548,48kg / d$$

Carga contaminante mínima exigida por la norma

$$C C \text{ mín } SS = C C SS - CCR SS$$

$$C C \text{ mín } SS = 1935,60kg / d - 1548,48kg / d = 387,12kg / d$$

Con el tratamiento de lodos activados se obtiene una concentración final de SS de 0,01041 kg/m³.

Carga contaminante de SS efluente

$$C C SS_{efluente} = C SS_{efluente} * Q_{DISEÑO}$$

$$C C SS_{efluente} = 0,01041kg / m^3 * 17667,07m^3 / d = 183,91kg / d$$

Con el tratamiento de Filtros Percoladores se obtiene una concentración final de SS de 0,02082 kg/m³.

Carga contaminante de SS efluente

$$C C SS_{efluente} = C SS_{efluente} * Q_{DISEÑO}$$

$$C C SS_{efluente} = 0,02082kg / m^3 * 17667,07m^3 / d = 387,83kg / d$$

Parámetros de Diseño Cargas contaminantes				
DBO				
	D1	D2	D3	DG
Caudal de diseño, Q_D (m ³ /d)	17667,07	7648,13	31758,05	57073,25
Concentración inicial de DBO, C_i (kg/m ³)	0.13284	0.150	0,06127	0.08378
Carga Contaminante DBO, CC DBO (kg/d)	2346,49	1147,22	1945,82	4781,60
% mínimo de remoción	80	80	80	80
Carga Contaminante SS removida, CCR DBO (kg/d)	1877,51	917,78	1556,65	3825,28
Carga contaminante mínima, CC mín. DBO (kg/d)	469,38	229,44	389,17	956,32
LODOS ACTIVADOS				
Concentración final de BDO, $C_{DBO_{efluente}}$ (kg/m ³)	0,01853	0,02058	0,00841	0,01149
Carga contaminante de DBO efluente, CC $DBO_{efluente}$ (kg/m ³)	322,07	157,40	267,09	655,77
FILTRO PERCOLADOR				
Concentración final de BDO, $C_{DBO_{efluente}}$ (kg/m ³)	0,0319	0,03601	0,01471	0,02011
Carga contaminante de DBO efluente, CC $DBO_{efluente}$ (kg/m ³)	563,58	275,41	467,16	1147,74

Parámetros de Diseño Cargas contaminantes				
Sólidos Suspendidos				
	D1	D2	D3	DG
Caudal de diseño, Q_D (m ³ /d)	17667,07	7648,13	31758,05	57073,25
Concentración inicial de SS, C_i (kg/m ³)	0.13284	0.1236	0.06632	0,08030
Carga Contaminante SS, CC SS (kg/d)	2386,49	945,31	2106,19	4582,98
% mínimo de remoción	80	80	80	80
Carga Contaminante SS removida, CCR SS (kg/d)	1877,51	756,25	1684,96	3666,39
Carga contaminante mínima, CC mín. SS (kg/d)	469,38	189,06	457,23	916,59
LODOS ACTIVADOS				
Concentración final de SS, $C_{SS\text{ efluente}}$ (kg/m ³)	0,01853	0,01174	0,0063	0,00763
Carga contaminante de SS efluente, CC SS efluente (kg/m ³)	322,07	89,79	200,08	435,47
FILTRO PERCOLADOR				
Concentración final de SS, $C_{SS\text{ efluente}}$ (kg/m ³)	0,0319	0,02348	0,0126	0,01526
Carga contaminante de SS efluente, CC SS efluente (kg/m ³)	563,58	179,58	400,15	870,94

ANEXO 19. TABLA D.2.1

TABLA D.2.1
Periodo de planeamiento de redes de recolección y evacuación de aguas residuales y lluvias

Nivel de complejidad del sistema	Periodo de diseño (años)
Bajo y medio	15
Medio alto	20
Alto	25

Para colectores principales o emisarios finales el período de diseño mínimo debe ser de 25 años, para cualquier nivel de complejidad del sistema.

ANEXO 20. TABLA A.3.1

**TABLA A.3.1
Asignación del nivel de complejidad**

Nivel de complejidad	Población en la zona urbana ⁽¹⁾ (habitantes)	Capacidad económica de los usuarios ⁽²⁾
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

Notas : (1) Proyectado al periodo de diseño, incluida la población flotante.

(2) Incluye la capacidad económica de población flotante. Debe ser evaluada según metodología del DNP.

ANEXO 21. TABLA B.2.2

TABLA B.2.2
Dotación neta según el Nivel de Complejidad del Sistema

Nivel de complejidad del sistema	Dotación neta mínima (L/hab·día)	Dotación neta máxima (L/hab·día)
Bajo	100	150
Medio	120	175
Medio alto	130	-
Alto	150	-

ANEXO 22. TABLA E.4.6

TABLA E.4.6
Coefficiente de pérdida para rejillas

Sección transversal							
Forma	A	B	C	D	E	F	G
β	2.42	1.83	1.67	1.035	0.92	0.76	1.79

ANEXO 23. TABLA 12.1 de ROMERO

Características de Rejillas de Barras.

Característica	De Limpieza Manual	De Limpieza Mecánica
Ancho de las barras	0,5 - 1,5 cm	0,5 - 1,5 cm
Profundidad de las barras	2,5 - 7,5 cm	2,5 - 7,5 cm
Abertura o espaciamento	2,5 - 5,0 cm	1,5 - 7,5 cm
Pendiente con la vertical	30° - 45°	0° - 30°
Velocidad de acercamiento	0,3 - 0,6 m/s	0,6 - 1,0 m/s
Pérdida de energía permisible	15 cm	15 cm

ANEXO 24. TABLA E.4.7

Geometría recomendada para desarenadores de diferente tipo

Parámetro	Desarenador de flujo horizontal	Desarenador aireado	Desarenador tipo vórtice
Profundidad (m)	2 - 5	2 - 5	2.5 - 5
Longitud (m)	----	8 - 20	----
Ancho (m)	----	2.5 - 7	----
Relación Largo : Ancho	2.5 : 1 - 5 : 1	3 : 1 - 5 : 1	----
Relación Ancho : Profundidad	1 : 1 - 5 : 1	1 : 1 - 5 : 1	----
Diámetro (m)			
Cámara superior	----	----	1 - 7
Cámara inferior			1 - 2

ANEXO 25. TABLA 22.1 de ROMERO

Estándares de diseño de sedimentadotes primarios							
Tipo de tratamiento	Carga superficial (m/d)		Profundidad (m)	Carga sobre el vertedero (L/s*m)	Tiempo de retención (h)	% remoción	
	Caudal promedio	Caudal pico				DBO	SS
Primario	30	45	> 1,5	< 5,2	2	35 - 40	50-70
	24 – 33		2,1 – 3,6	1,4 – 2,2	1 - 2		

ANEXO 26. TABLA 22.3 ROMERO

Parámetros de Diseño de Sedimentadores Secundarios.

Tipo de Tratamiento	Carga Superficial (m/día)		Carga de Sólidos (Kg/día-m ²)		Profundidad (m)
	Caudal Promedio	Caudal Pico	Caudal Promedio	Caudal Pico	
Sedimentación secundaria	16 - 29 < 34	40 - 65 < 65	100 - 150	245	3,7 - 4,6
Sedimentación secundaria	8 - 33	24 - 49	23 - 164	164 - 234	3 - 6
Sedimentación después de filtro percolador	16 - 24	41 - 49	---	---	3 - 3,7
Sedimentación después de lodos activados (excluyendo aireación prolongada)	16 - 32	41 - 49	98 - 147	245	3,7 - 4,6
Sedimentación después de aireación prolongada	8 - 16	32	98 - 147	245	3,7 - 4,6

ANEXO 27. TABLA 17.2 de ROMERO

Parámetros de diseño de procesos de lodos activados							
Proceso	Período de aireación θ (h)	Carga volumétrica (g DBO/m ³ *d)	A/M (gDBO/gSSVLM*d)	X SSLM (mg/L)	Edad de lodos θ_c (d)	Tasa de recirculación %	Eficiencia DBO %
Mezcla completa	3 - 5	800 - 2400	0.2 – 0.6	2500 - 4000	5 - 15	25 - 100	85 - 95

ANEXO 28. TABLA 17.4 ROMERO

Coefficientes cinéticos típicos a 20°C, para el proceso de lodos activados

Parámetro	Valor	
	Intervalo	Típico
Y, mg SSV / mg DBO	0,4 – 0,8	0,6
Y, mg SSV / mg DQO	0,25 – 0,4	0,4
K_d d⁻¹	0,04 – 0,075	0,06

ANEXO 29. TABLA 26.2 de ROMERO

Características de los Lodos.

Proceso	% Humedad del Lodo		Densidad Relativa	
	Intervalo	Típico	Sólidos	Lodo
Sedimentación primaria	88 - 96	95	1,4	1,02
Filtro percolador	91 - 95	93	1,5	1,025
Precipitación química	---	93	1,7	1,03
Lodos activados	90 - 93	92	1,3	1,005
Tanques sépticos	---	93	1,7	1,03
Tanques Imhoff	90 - 95	90	1,6	1,04
Aireación prolongada	88 - 92	90	1,3	1,015
Lodo primario digerido anaerobiamente	90 - 95	93	1,4	1,02
Laguna aireada	88 - 92	90	1,3	1,01
Lodo primario digerido aerobiamente	93 - 97	96	1,4	1,012

ANEXO 30. TABLA 26.7 ROMERO

Cargas máxicas para espesadores por gravedad			
Tipo de lodo	Concentración de sólidos del lodo aplicado (%)	Concentración esperada de sólidos de lodo espesado (%)	Carga superficial de sólidos (kg/m ² *d)
Primario + activado	0,5 - 4	4 - 7	25 – 80

ANEXO 31. TABLA 26.15 de ROMERO

Criterios de diseño para digestores aerobios	
Parámetro	Valor
Tiempo de retención hidráulico a 20°C (d) Lodo activado + lodo primario	15 – 20
Carga de sólidos (kg SV/m ³ *d)	1,6 – 4,8
Requisito de oxígeno (kg / kg SSV) Tejido celular con nitrificación	2,3
OD residual en el líquido (mg/L)	1 – 2
Reducción de sólidos volátiles (%)	40 - 50

ANEXO 32. TABLA 20.1 de ROMERO

Características Principales de los Filtros Percoladores.

Características	Tasa Baja o Estándar	Tasa Intermedia	Tasa Alta	Torres Biológicas	Desbaste
Carga hidráulica m ³ /m ² -día	1 - 4	4 - 9*	9 - 37*	14 - 240*	57 - 171
m ³ /m ³ -día	0,5 - 2,5	---	---		
Carga orgánica Kg DBO/m ³ -día	0,08 - 0,32*	0,24 - 0,48+	0,32 - 1,8+	≤ 4,8	> 2
Profundidad, m	1,5 - 3,0	1,0 - 2,5	0,9 - 2,5	≤ 12	0,9 - 6,0
Medio	Piedra, escoria	Piedra, escoria	Piedra, escoria Sintético	Sintético	Piedra o sintético
Relación de recirculación	0	0,5 - 2	0,5 - 4,0	1 - 4	0
Dosificación	Intermitente	Continua	Continua	Continua	Continua
Moscas de filtros	Muchas	Pocas	Pocas	Pocas	Pocas
Requerimientos de potencia, W/m ³	2 - 4	2 - 8	6 - 10	10 - 20	---
Calidad del efluente	Nitrificado	Nitrificación parcial	No nitrificado	Nitrificación baja	No Nitrificado
% de remoción de DBO	80 - 85	50 - 70	40 - 80	65 - 85	40 - 85

* Incluye recirculación.

+ Excluye recirculación.

- Con cargas menores de 0,08 Kg DBO/m³-día y T > 20 °C se puede lograr una nitrificación > 80%.
- Con cargas menores de 0,1 Kg DBO/m³-día se logran efluentes con DBO < 20 mg/l y SS < 30 mg/l.

ANEXO 33. TABLA 20.2 de ROMERO

Propiedades Físicas de Medios para Filtros Percoladores.

Medio	Tamaño Nominal, cm	Unidades por Metro Cúbico	Densidad Kg/m ³	Área Superficial Específica, m ² /m ³	% de Vacíos
Plástico	61 x 61 x 122	71 - 106	32 - 96	82 - 115	94 - 97
Convencional	60 x 60 x 120	---	30 - 100	80 - 100	94 - 97
Alta área	60 x 60 x 120	---	30 - 100	100 - 200	94 - 97
Pino californiano	120 x 120 x 90	---	165	46	76
	120 x 120 x 50	---	150 - 175	40 - 50	70 - 80
Granito	2,5 - 7,5	---	1442	62	46
	10	---	---	43	60
Escoria					
Alta horno	5 - 7,5	1766 - 2119	1089	66	49
Pequeña	5 - 8	---	900 - 1200	55 - 70	40 - 50
Grande	7,5 - 12,5	---	800 - 1000	45 - 60	50 - 60
Piedra de río					
Pequeña	2,5 - 6,5	---	1250 - 1450	55 - 70	40 - 50
Grande	10 - 12	---	800 - 1000	40 - 50	50 - 60

ANEXO 34. TABLA 22.3 ROMERO

Parámetros de Diseño de Sedimentadores Secundarios.

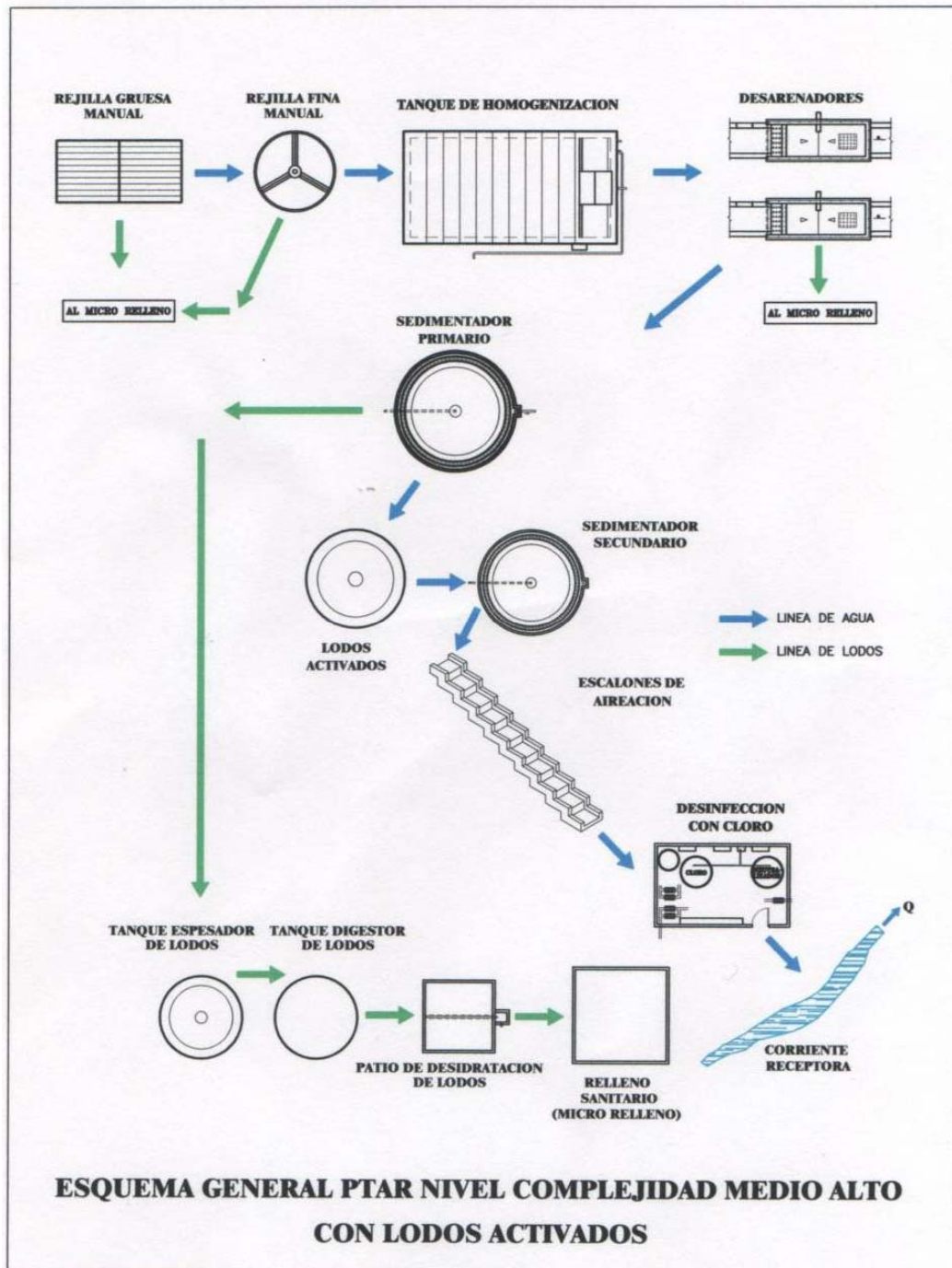
Tipo de Tratamiento	Carga Superficial (m/día)		Carga de Sólidos (Kg/día-m ²)		Profundidad (m)
	Caudal Promedio	Caudal Pico	Caudal Promedio	Caudal Pico	
Sedimentación secundaria	16 - 29 < 34	40 - 65 < 65	100 - 150	245	3,7 - 4,6
Sedimentación secundaria	8 - 33	24 - 49	23 - 164	164 - 234	3 - 6
Sedimentación después de filtro percolador	16 - 24	41 - 49	---	---	3 - 3,7
Sedimentación después de lodos activados (excluyendo aireación prolongada)	16 - 32	41 - 49	98 - 147	245	3,7 - 4,6
Sedimentación después de aireación prolongada	8 - 16	32	98 - 147	245	3,7 - 4,6

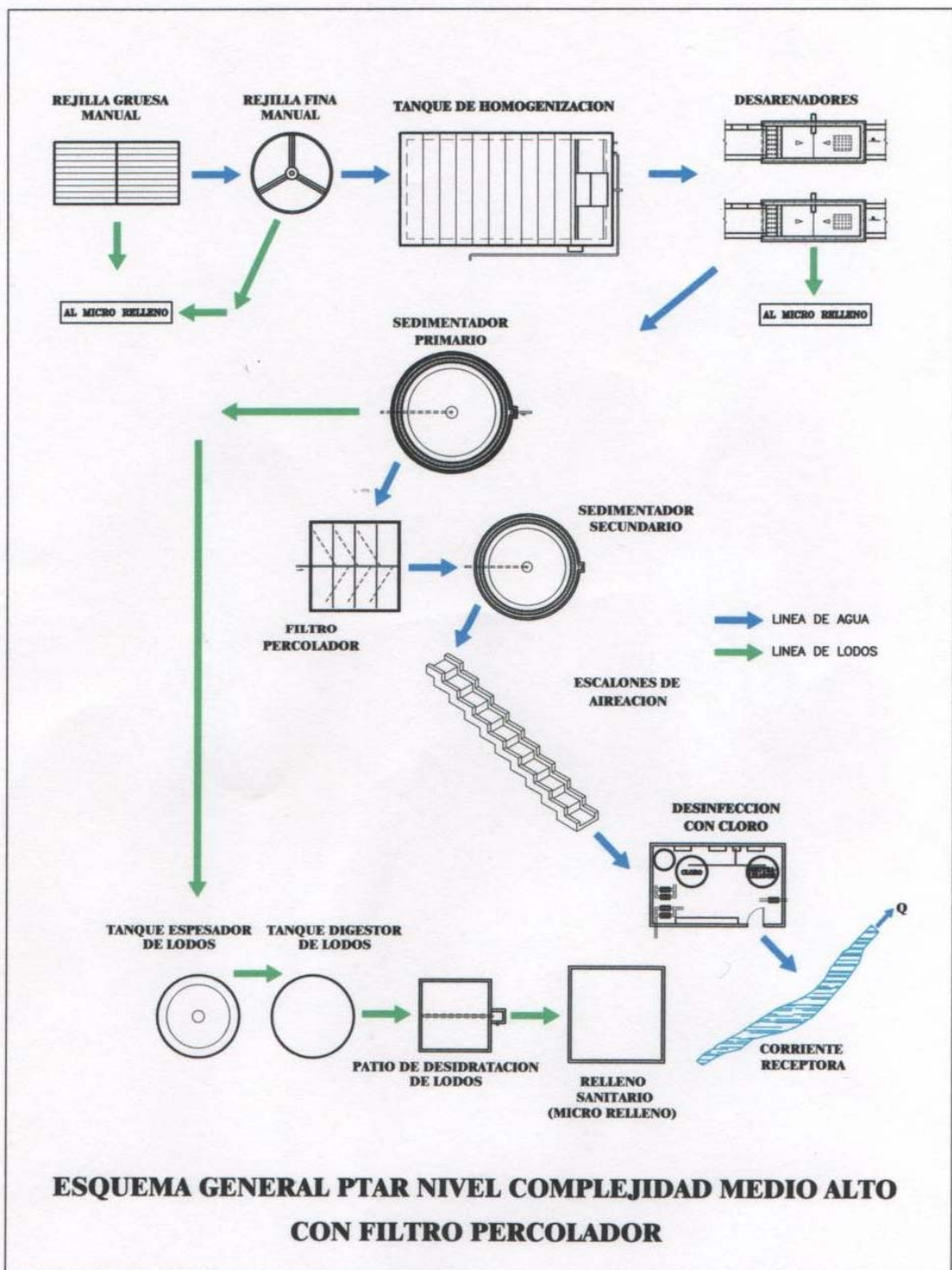
ANEXO 35. % REMOCIÓN DE LOS DIFERENTES TRATAMIENTOS

Eficiencias típicas de remoción

Unidades de tratamiento	Eficiencia en la remoción de constituyentes, porcentaje						
	DBO	DQO	SS	P	N Org	NH ₃ -N	Patógenos
Rejillas	desp. ¹	desp.	desp.	Desp.	desp.	desp.	Desp.
Desarenadores	0-5	0-5	0-10	Desp.	desp.	desp.	Desp.
Sedimentación primaria	30-40	30-40	50-65	10-20	10-20	0	desp.
Lodos activados (convencional)	80-95	80-95	80-90	10-25	15-20	8-15	desp.
Filtros percoladores							desp.
Alta tasa, roca	65-80	60-80	60-85	8-12	15-50	8-15	
Super tasa, plástico	65-85	65-85	65-85	8-12	15-50	8-15	
Cloración	desp.	desp.	desp.	Desp.	desp.	desp.	100
Reactores UASB	65-80	60-80	60-70	30-40	---	---	desp.
Reactores RAP	65-80	60-80	60-70	30-40	---	---	desp.
Filtros anaerobios	65-80	60-80	60-70	30-40	---	---	desp.
Lagunas de oxidación							
Lagunas anaerobias	50-70	---	20-60	---	---	---	90-99.99
Lagunas aireadas	80-95	---	85-95	---	---	---	90-99.99
Lagunas facultativas	80-90	---	63-75	30	---	---	90-99.99
Lagunas de maduración	60-80	---	85-95	---	---	---	90-99.99
Ultravioleta	desp.	desp.	desp.	Desp.	desp.	desp.	100

ANEXO 36. ESQUEMA DE LA PTAR





NOMENCLATURA

D1: diseño uno correspondiente a los vertimientos de Naranjitos y Quebrada Seca

D2: diseño dos correspondiente al vertimiento del Guásimo

D3: diseño tres correspondiente a los vertimientos de el Parador y la Zona Industrial

DG: diseño global que corresponde a los cinco vertimiento (Naranjitos- Quebrada Seca- Guásimo- Parador- Zona Industrial)

Pf: población futura (hab)

Puc: población último año censado con información (hab)

Pci: población censo inicial con información (hab)

Tuc: año correspondiente al último año censado con información

Tci: año correspondiente al censo inicial con información

r: tasa de crecimiento anual

k: tasa de crecimiento de la población

Pcp: población del censo posterior (hab)

Pca: población del censo anterior (hab)

Tcp: año correspondiente al censo posterior

Tca: año correspondiente al censo anterior

ln: logaritmo natural.

Q_D: caudal de aguas residuales domesticas

C: consumo neto de agua potable

D: densidad de la población.

A: área servida

R: coeficiente de retorno [0.8-0.85] para el nivel de complejidad medio alto.

Q_i: caudal de aguas residuales industriales (m³/s)

Q_c: caudal de aguas residuales comerciales (m³/s)

Q_{IN}: caudal de aguas residuales institucionales (m³/s)

Q_{md}: caudal medio diario (m³/s)

Q_{MH}: caudal máximo horario (m³/s)

Q_{INF}: caudal de infiltración (m³/s)

Q_{CE}: caudal de conexiones erradas (m³/s)

F: factor de mayoración

P: población servida

H: pérdidas de energía (m)

β: factor de forma de las barras (m). Tabla E.4.6

w: diámetro de las barras en dirección del flujo (m).

b: espaciamiento o separación mínima entre las barras (m).

h_v: altura o energía de velocidad del flujo de aproximación (m).

θ: ángulo de la rejilla con la horizontal (°).

A_c: área del canal (m²).

B: ancho del canal (m).

w: diámetro de las barras en dirección del flujo (m).

b: espaciamiento o separación mínima entre las barras (m).

V_s : velocidad de sedimentación (m/s)

g : aceleración de la gravedad

Re : número de Reynolds

d : diámetro de la partícula (m)

η : viscosidad cinemática del agua (m²/s)

ρ_s : densidad de la arena (kg/m³)

V_H : velocidad horizontal (m/s)

V_a : velocidad de arrastre (m/s)

F_s : factor de seguridad

$Q_{\text{DISEÑO}}$: caudal de diseño (m³/s)

V : velocidad de aproximación del flujo (m/s)

CO : carga orgánica del proceso

COV : carga orgánica volumétrica

P_x : tasa de producción de lodos

Q_w : caudal de lodos de desecho

Q_R : caudal de recirculación

OR : oxígeno requerido

$SSVR$: sólidos suspendidos removidos

S_0 : concentración del sustrato en el afluente (mg O₂/L)

S : concentración del sustrato en el efluente (mg O₂/L)

Y : coeficiente de producción de crecimiento o relación de la masa de células formadas a la masa de sustrato consumido (mgSSV/mg DBO)

K_d : coeficiente de declinación endógena (d^{-1})

Θ_c : tiempo promedio de retención celular o edad de lodos (d)

X : concentración de sólidos suspendidos volátiles en el tanque de aireación (mg/L)

X_{SSLM} : concentración de sólidos suspendidos en el licor mezcla mg/L

X_R : concentración de sólidos suspendidos en el licor mezcla en el lodo dispuesto (mg SSLM/L)

SSLM: concentración de sólidos suspendidos en el licor mezcla mg/L

DBO_e : DBO del efluente (kg/m^3)

SS_e: sólidos suspendidos en el efluente (kg/m^3)

K : coeficiente de transferencia, el cual depende del equipo de aireación (h^{-1})

β : coeficiente de saturación de oxígeno del agua residual

C_s : concentración de saturación de OD para agua limpia (mg/L)

C_t : concentración de OD existente en la mezcla de agua residual (mg/L)

P_x SST: producción de sólidos secos

Q_x : caudal de diseño

$Y_{x/s}$: mg SST/mg DBOR

SS_f: sólidos suspendidos fijos aplicados al proceso

SS_e: sólidos suspendidos del efluente

a: 0,8 para efluente de agua residual

b: 1,1 para escalones

T: temperatura del agua ($^{\circ}C$)

n: coeficiente de rugosidad para canal de concreto

R: radio hidráulico en un canal rectangular

Ci DBO: concentración inicial de DBO

Ci SS: concentración inicial de SS

k1: coeficiente de consumo máximo diario

k2: coeficiente de consumo máximo horario

Relación: caudal promedio / caudal pico horario

R_T: tasa de transferencia de oxígeno

A/M: alimento / microorganismos

P_x: producción de lodos

CI: costo de inversión

COp: costo de operación

Cm: complejidad

O: generación de olores

Ld: producción de lodos

IA: impacto ambiental

Qmed: caudal medio (m³/s)

Va: volumen acumulado (m³)

QHom: caudal homogenizado (m³/s)

VHA: volumen homogenizado acumulado (m³)