

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA
SEDE QUITO

CARRERA:
INGENIERÍA AMBIENTAL

Trabajo de titulación previo a la obtención del título de:
INGENIEROS AMBIENTALES

TEMA:
**DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA
LA POBLACIÓN DE LA CABECERA CANTONAL DE PUERTO QUITO, CANTÓN
PUERTO QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA**

AUTORES:
STEVEN FEDERICO CUEVA QUINGA
DIEGO FERNANDO ERAS CALVOPÍÑA

TUTOR:
EDUARDO ALBERTO MIGUEL ARAQUE ARELLANO

Quito, octubre del 2021

CESIÓN DE DERECHOS DE AUTOR

Nosotros, Steven Federico Cueva Quinga con documento de identificación N° 171913470-0 y Diego Fernando Eras Calvopiña con documento de identificación N° 172291327-2, manifestamos nuestra voluntad y cedemos a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que somos autores del trabajo de titulación intitulado: **DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA POBLACIÓN DE LA CABECERA CANTONAL DE PUERTO QUITO, CANTÓN PUERTO QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA**, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: INGENIEROS AMBIENTALES, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en nuestra condición de autores nos reservamos los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribimos este documento en el momento que hacemos entrega del trabajo final en digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.

.....

Steven Federico Cueva Quinga

171913470-0

.....

Diego Fernando Eras Calvopiña

172291327-2

Quito, octubre 2021

DECLARATORIA DE COAUTORÍA DEL DOCENTE TUTOR/A

Yo declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el Trabajo Experimental, **DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA POBLACIÓN DE LA CABECERA CANTONAL DE PUERTO QUITO, CANTÓN PUERTO QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA**, realizado por Steven Federico Cueva Quinga y Diego Fernando Eras Calvopiña, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana, para ser considerado como trabajo final de titulación.

Quito, octubre 2021



.....
Eduardo Alberto Miguel Araque Arellano

C.I. 170725309-0

DEDICATORIA

Este trabajo va dedicado a mi querida madre Silvia y a mi padre Homero, que son los pilares fundamentales de mi vida y a quienes agradezco por todo su apoyo incondicional, por cada sacrificio que han hecho para que yo siguiera adelante durante estos años y por ser siempre mi ejemplo a seguir.

También se lo dedico a mi hermano Kevin, que a pesar de los momentos difíciles siempre ha sido un apoyo enorme y una alegría en mi vida. A mi familia en general, especialmente a mis tías Jackeline, Sandra y Janeth que durante estos últimos años han sido un gran apoyo y me han impregnado de sus ganas de salir siempre adelante con fuerza y superar las dificultades.

Finalmente, también va dedicado a aquellos amigos y amigas con quienes he compartido grandes momentos y que han sabido demostrar apoyo incondicional, especialmente a mi amiga y compañera de vida, Melanie con quien he compartido lo espléndido de la vida y ha sido una persona muy importante en mi vida.

Steven Federico C.Q.

El presente proyecto va dedicado a Dios por permitirme llegar a cumplir esta meta sin desfallecer a lo largo de mi vida y otorgarme buena salud en conjunto con mi familia.

Principalmente esta meta cumplida va dedicada a mis padres, Líbano y Clemencia, los cuales han sido mi apoyo y pilares fundamentales para formarme como un excelente ser humano y profesional ya que con sus enseñanzas, sacrificios, correcciones y apoyo en días difíciles he llegado a culminar una etapa más de mi vida, por esto y por innumerables cosas les quedo enormemente agradecido padres. Los amo.

De igual forma dedico a mis hermanas Adriana, Karla y Maily, quienes a lo largo de toda mi vida me han ayudado y aconsejado, gracias por todo. Por último, y no menos importante dedico este proyecto a mis amigos de toda la vida y de la universidad ya que de una u otra forma me han apoyado en el transcurso de mi carrera, en especial a mi dupla de estudio y de vida, mi futura colega, Carolina por ser un gran apoyo en todo este tiempo, saberme escuchar y darme ánimo y fortaleza para culminar este objetivo.

Diego Fernando E.C.

AGRADECIMIENTO

Un especial agradecimiento a la Universidad Politécnica Salesiana por brindarnos los instrumentos necesarios para desarrollar y culminar nuestro proyecto. Así como a todos los docentes que formaron parte de nuestra formación profesional y ética, ya que con todos sus conocimientos y enseñanzas nos supieron instruir para lograr ser grandes profesionales.

Al Ingeniero Miguel Araque, por prestarse a orientarnos en este proyecto, y a toda la dedicación y constancia dada para lograr nuestra meta de manera adecuada.

Al Gobierno Autónomo Descentralizado del Cantón Puerto Quito, en especial al Ingeniero Josué Erazo por otorgarnos la oportunidad de desarrollar este proyecto y proporcionar la información necesaria.

También agradecemos al *Team Dignos*, por su sincera amistad y el apoyo brindado todos estos años.

ÍNDICE DE CONTENIDO

RESUMEN.....	xvi
ABSTRACT.....	xvii
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Problema.....	1
1.2. Delimitación	3
1.3. Pregunta de investigación.....	3
1.4. Objetivos	4
1.4.1. Objetivo General	4
1.4.2. Objetivos Específicos.....	4
1.5. Hipótesis.....	4
2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA.....	6
2.1. Agua residual.....	6
2.2. Tipo de aguas residuales	6
2.3. Contaminantes de las aguas residuales.....	7
2.4. Características físicas del agua residual	8
2.4.1. Turbidez	8
2.4.2. Sólidos.....	9
2.4.3. Temperatura	9
2.5. Características químicas del agua residual.....	10
2.5.1. Materia orgánica	10
2.5.2. Fósforo	10
2.5.3. Metales pesados	10
2.5.4. Demanda química de oxígeno (DQO)	11
2.5.5. Demanda bioquímica de oxígeno (DBO5)	11
2.5.6. pH.....	11
2.5.7. Agentes espumantes.....	11
2.6. Características biológicas del agua residual.....	12
2.6.1. Microorganismos	12
2.6.2. Patógenos	12
2.7. Calidad del agua.....	12
2.7.1. Muestreo de aguas residuales.....	12
2.7.1.1. Análisis in situ	13
2.8. Proyección de la población	13

2.8.1.	Método geométrico	13
2.9.	Marco legal.....	14
2.9.1.	Constitución de la República del Ecuador 2008	14
2.9.2.	Ley orgánica de salud	15
2.9.3.	TULSMA. Acuerdo Ministerial 097-A.....	15
2.10.	Tratamiento de aguas residuales.....	16
2.10.1.	Operaciones unitarias y procesos unitarios	16
2.10.2.	Etapas de tratamiento de las aguas residuales.....	16
2.10.2.1.	Pre tratamiento	16
2.10.2.2.	Tratamiento primario.....	17
2.10.2.3.	Tratamiento secundario	17
2.10.2.4.	Tratamiento terciario	18
2.11.	Sistemas de tratamiento de aguas residuales	18
2.11.1.	Fosas sépticas	18
2.11.2.	Sistemas de depuración natural	19
2.11.3.	Lagunas de oxidación.....	19
2.11.3.1.	Lagunas anaerobias	20
2.11.3.2.	Lagunas facultativas.....	21
2.11.3.3.	Lagunas aerobias o de maduración	21
2.12.	Línea base	22
2.12.1.	Localización geográfica del proyecto	22
2.12.2.	Superficie de la zona del proyecto	23
2.12.3.	Clima	23
2.12.4.	Temperatura	24
2.12.5.	Precipitación.....	24
2.12.6.	Hidrología.....	25
2.12.7.	Características del suelo	26
2.12.7.1.	Tipo de suelo	26
2.12.7.2.	Uso del suelo	26
2.12.8.	Demografía.....	27
2.12.8.1.	Población.....	27
2.12.8.2.	Vivienda	27
2.12.9.	División política administrativa	28
2.12.10.	Infraestructura y acceso a servicios básicos	28
2.12.10.1.	Servicio de agua	28

2.12.10.2. Servicio de alcantarillado	29
2.12.11. Actividades económicas	30
3. MATERIALES Y MÉTODOS	31
3.1. Materiales	31
3.1.1. Materiales para muestreo in situ	31
3.1.2. Materiales para análisis fisicoquímicos de laboratorio	32
3.2. Equipos utilizados	32
3.3. Muestreo.....	33
3.3.1. Sitio del muestreo	33
3.4. Metodología	34
3.4.1. Metodología de campo.....	34
3.4.1.1. Muestreo del agua residual	34
3.4.1.2. Medición del caudal.....	36
3.4.1.3. Turbidez.....	37
3.4.1.4. pH	37
3.4.1.5. Conductividad.....	37
3.4.1.6. Temperatura.....	37
3.4.1.7. Oxígeno disuelto.....	37
3.5. Metodología de análisis de laboratorio	38
3.5.1. Determinación de sólidos.....	38
3.5.1.1. Sólidos totales.....	38
3.5.1.2. Sólidos en suspensión.....	38
3.5.1.3. Sólidos disueltos	39
3.5.1.4. Sólidos volátiles.....	40
3.5.1.5. Sólidos fijos	41
3.5.1.6. Sólidos sedimentables.....	41
3.5.2. DQO.....	41
3.5.3. Cromo hexavalente	42
3.5.4. Pruebas de tratabilidad.....	42
3.5.4.1. Prueba de jarras	42
3.5.4.2. Materiales, equipos y reactivos	42
3.5.4.3. Procedimiento	43
3.6. Determinación del método	47
3.7. Componentes del diseño.....	48
3.7.1. Periodo de diseño.....	48

3.7.1.1.	Población en la zona del proyecto	48
3.7.1.2.	Población actual.....	49
3.7.1.3.	Población futura.....	51
3.7.2.	Dotación de agua.....	51
3.7.2.1.	Cálculo del caudal de diseño	51
3.8.	Diseño de la PTAR.....	52
3.8.1.	Diseño del canal de ingreso	52
3.8.2.	Diseño de la criba.....	56
3.8.3.	Diseño del desarenador	61
3.8.4.	Diseño del floculador hidráulico.....	66
3.8.5.	Diseño del sedimentador.....	70
3.8.6.	Diseño de la laguna anaerobia	72
3.8.7.	Diseño de la laguna facultativa	80
3.8.8.	Diseño de la 1ª laguna de maduración	87
3.8.9.	Diseño de la 2ª laguna de maduración	92
4.	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	98
4.1.	Resultados	98
4.1.1.	Resultados in situ	98
4.1.2.	Análisis enviados a laboratorio.....	99
4.1.3.	Resultados de parámetros medidos en el laboratorio.....	100
4.1.4.	Sólidos presentes en el agua	101
4.1.5.	Aforamiento del caudal.....	102
4.1.6.	Prueba de jarras.....	103
4.1.6.1.	Determinación del coagulante-floculante y la dosis óptima.....	105
4.1.6.2.	Análisis de datos	106
4.1.6.3.	Determinación del pH óptimo de coagulación	109
4.1.6.4.	Análisis de datos	110
4.1.6.5.	Determinación de velocidad rápida y tiempo óptimo de coagulación.....	113
4.1.6.6.	Análisis de datos.....	114
4.1.6.7.	Determinación de velocidad lenta y tiempo de floculación	117
4.1.6.8.	Análisis de datos	118
4.1.6.9.	Determinación del tiempo óptimo de sedimentación	121
4.1.6.10.	Análisis de datos.....	122
4.2.	Resultados del dimensionamiento de las unidades de tratamiento	125
4.2.1.	Dimensiones del canal de ingreso.....	125

4.2.2.	Dimensionamiento del cribado	126
4.2.3.	Dimensionamiento del desarenador	127
4.2.4.	Dimensionamiento del floculador hidráulico.....	127
4.2.5.	Dimensionamiento del sedimentador.....	128
4.2.6.	Dimensionamiento de laguna anaerobia	129
4.2.7.	Dimensionamiento de la laguna facultativa.....	129
4.2.8.	Dimensionamiento de las lagunas de maduración	130
4.3.	Análisis de sostenibilidad.....	132
4.3.1.	Análisis económico	132
4.3.1.1.	Costos referenciales de la construcción de la PTAR	132
4.3.1.2.	Costos referenciales de operación y mantenimiento de la PTAR	135
4.3.1.3.	Costos referenciales de m3 de agua tratada.....	135
4.3.2.	Análisis técnico	136
4.3.3.	Análisis social	137
4.4.	Discusión.....	138
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	140
5.1.	Conclusiones	140
5.2.	Recomendaciones.....	141
6.	BIBLIOGRAFÍA.....	142
7.	ANEXOS.....	149

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Datos limítrofes del cantón Puerto Quito.....	3
Tabla 2. Contaminantes principales de las aguas residuales.....	8
Tabla 3. Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce.....	15
Tabla 4. Condiciones climatológicas de la ciudad de Puerto Quito.....	24
Tabla 5. Datos de población del catón Puerto Quito.....	27
Tabla 6. Barrios de la cabecera cantonal de Puerto Quito	28
Tabla 7. Materiales empleados para el muestreo in situ	31
Tabla 8. Materiales empleados en la fase de análisis de laboratorio	32
Tabla 9. Equipos de laboratorio empleados para los análisis	33
Tabla 10. Materiales, equipos y reactivos utilizados para realizar la prueba de jarras.....	43
Tabla 11. Criterio de biodegradabilidad según la relación DBO5/DQO	47
Tabla 12. Capacidad de conducción de los canales revestidos	52
Tabla 13. Coeficiente de rugosidad de Manning	53
Tabla 14. Borde libre de un canal	55
Tabla 15. Características para el diseño de rejillas según su limpieza	56
Tabla 16. Características para diseño de rejillas	57
Tabla 17. Coeficiente de pérdida en función de la forma de las rejillas	60
Tabla 18. Valores iniciales de diseño.....	61
Tabla 19. Valor de “a” de acuerdo al diámetro de la partícula	62
Tabla 20. Valor de “k” según la característica.....	64
Tabla 21. Tabla propuesta por Arkhangelski	64
Tabla 22. Valor de “K”	65
Tabla 23. Datos iniciales para el cálculo de la laguna anaerobia.....	72
Tabla 24. Datos para la remoción de DBO5	75
Tabla 25. Datos iniciales para el diseño de la laguna facultativa	80
Tabla 26. Datos iniciales para el diseño de la 1ª laguna de maduración.....	87
Tabla 27. Datos iniciales para el diseño de la 2ª laguna de maduración.....	92
Tabla 28. Resultados in situ del último punto de descarga de agua residual.....	98
Tabla 29. Resultados de muestras enviadas a analizar.....	99
Tabla 30. Resultados medidos en el laboratorio	100
Tabla 31. Resultados de sólidos obtenidos en el laboratorio	101
Tabla 32. Resultados de muestras a las que se aplicó filtración	102
Tabla 33. Aforamiento para la obtención del caudal	103

Tabla 34. Valores iniciales del agua residual antes de iniciar su tratamiento.....	104
Tabla 35. Resultados de la 1ª corrida de la prueba de jarras.....	105
Tabla 36. Análisis de varianza en la remoción de turbidez con 2 coagulantes-floculantes a diferentes dosis.....	107
Tabla 37. Medias para los grupos homogéneos del tipo y dosis optima del coagulante-floculante.....	108
Tabla 38. Resultados de la 2ª corrida de la prueba de jarras.....	110
Tabla 39. Análisis de varianza de la remoción de turbidez con 2 coagulantes-floculantes y diferentes dosis optimas.....	111
Tabla 40. Medias para los grupos homogéneos del pH óptimo de coagulación.....	112
Tabla 41. Resultados de la 3ª corrida de la prueba de jarras.....	114
Tabla 42. Análisis de varianza de la remoción de turbidez con varios gradientes de velocidad y tiempos de coagulación.....	115
Tabla 43. Medias para los grupos homogéneos del gradiente de velocidad y tiempo óptimo de coagulación.....	116
Tabla 44. Resultados de la 4ª corrida de la prueba de jarras.....	118
Tabla 45. Análisis de varianza de la remoción de turbidez utilizando diferentes gradientes de velocidad y tiempos distintos de floculación.....	119
Tabla 46. Medias para los grupos homogéneos del gradiente de velocidad y tiempo óptimo de floculación.....	120
Tabla 47. Resultados de la última corrida de la prueba de jarras.....	122
Tabla 48. Análisis de varianza de la remoción de turbidez utilizando diferentes tiempos de sedimentación.....	123
Tabla 49. Medias para los grupos homogéneos del tiempo óptimo de sedimentación.....	124
Tabla 50. Dimensionamiento del canal de ingreso.....	126
Tabla 51. Dimensionamiento del cribado.....	126
Tabla 52. Dimensionamiento del desarenador.....	127
Tabla 53. Dimensionamiento del floculador hidráulico.....	127
Tabla 54. Dimensionamiento del sedimentador.....	128
Tabla 55. Dimensionamiento de la laguna anaerobia.....	129
Tabla 56. Dimensionamiento de la laguna facultativa.....	130
Tabla 57. Dimensionamiento de la 1ª laguna de maduración.....	131
Tabla 58. Dimensionamiento de la 2ª laguna de maduración.....	131
Tabla 59. Presupuesto para la construcción de la planta de tratamiento de agua residual....	133
Tabla 60. Costos de operación y mantenimiento.....	135
Tabla 61. Costo de tratamiento.....	136
Tabla 62. Resultados del sistema de lagunaje.....	137

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ubicación del Proyecto	23
Figura 2. Mapa hidrográfico de la cabecera cantonal de Puerto Quito.....	25
Figura 3. Mapa de ubicación del punto de muestreo	34
Figura 4. Formas de las barras	59
Figura 5. Medias marginales estimadas de remoción de turbidez correspondientes al tipo y dosis optima del coagulante-floculante.....	109
Figura 6. Medias marginales estimadas del porcentaje de remoción de turbidez correspondientes al pH óptimo de coagulación	113
Figura 7. Medias marginales estimadas del porcentaje de remoción de turbidez de la determinación de la velocidad lenta y tiempo óptimo de coagulación	117
Figura 8. Medias marginales estimadas del porcentaje de remoción de turbidez correspondientes a la determinación de la velocidad lenta y tiempo óptimo de floculación.	121
Figura 9. Perfil de medias marginales estimadas del porcentaje de remoción de turbidez al tiempo óptimo de sedimentación	125

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo 1. Inicio de Socialización con los representantes del GAD de Puerto Quito, a través de la plataforma Zoom Video	149
Anexo 2. Finalización de la Socialización con los representantes del GAD de Puerto Quito	149
Anexo 3. Punto de muestreo de agua residual en la cabecera cantonal de Puerto Quito	150
Anexo 4. Toma de muestras de agua residual	150
Anexo 5. Medición de Caudal	150
Anexo 6. Medición de parámetros in situ	151
Anexo 7. Utilización del Turbidímetro.....	151
Anexo 8. Utilización del pH-metro	151
Anexo 9. Análisis de sólidos sedimentables.....	152
Anexo 10. Análisis de sólidos suspendidos con el equipo de filtración	153
Anexo 11. Pruebas de tratabilidad	153
Anexo 12. Determinación de la dosis óptima de coagulante.....	153
Anexo 13. Análisis de Cromo VI	153
Anexo 14. Determinación de valores de DQO	153
Anexo 15. Calentamiento de viales de DQO en el digestor	153
Anexo 16. Resultados del laboratorio.....	154
Anexo 17. Diseño de la PTAR realizados en AUTOCAD	159
Anexo 18. Tablas de repeticiones para la prueba de jarras.....	161
Anexo 19. Procedimientos para DQO Y Cromo VI.....	162

RESUMEN

El presente proyecto está enfocado en proponer un tratamiento eficaz de las aguas residuales provenientes de los hogares que poseen sistema de alcantarillado en la cabecera cantonal de Puerto Quito, con el diseño de unidades de tratamiento. En el presente estudio se realizaron las estimaciones pertinentes para obtener: los datos poblacionales, únicamente de los barrios con alcantarillado; la extensión de la zona del proyecto (barrios implicados); y el índice de crecimiento poblacional, de acuerdo a los datos obtenidos del INEC.

Esta propuesta surge de la necesidad de controlar y mitigar los impactos ambientales causados por la contaminación del río Caoní, ya que este cuerpo hídrico es un elemento importante en el desarrollo socioeconómico del sector.

Para dar inicio con el dimensionamiento de las unidades de tratamiento se realizó una previa caracterización del agua residual, para determinar sus condiciones. Posteriormente se procedió a realizar las pruebas de tratabilidad que darán paso a un agua residual con características acordes a lo establecido en la legislación ambiental. Luego de haber definido el método de tratamiento, se procedió con los cálculos para el dimensionamiento de cada una de las unidades, siendo una mejor opción la implementación de lagunas de estabilización, determinado así por las características del agua y las condiciones climáticas de la zona.

Con el programa AUTOCAD se procedió a efectuar el diseño, que permitirá ubicar cada elemento de la PTAR dentro de un área específica. Por último, se realizó un análisis económico, determinando los costos necesarios para dar inicio a la construcción, operación y mantenimiento de la PTAR.

Palabras Clave: Planta de tratamiento de agua residual, caracterización, dimensionamiento, unidades de tratamiento, análisis económico.

ABSTRACT

This project is focused on proposing an effective treatment of wastewater from households that have a sewerage system in the cantonal head of Puerto Quito, with the design of treatment units. In the present study, the pertinent estimates were made to obtain: population data, only for neighborhoods with sewers; the extension of the project area (neighborhoods involved); and the population growth index, according to data obtained from INEC.

This proposal arises from the need to control and mitigate the environmental impacts caused by the contamination of the Caoní River, since this body of water is an important element in the socioeconomic development of the sector.

To begin with the sizing of the treatment units, a previous characterization of the wastewater was carried out, to determine its conditions. Subsequently, the treatability tests were carried out, which will lead to a residual water with characteristics in accordance with the provisions of environmental legislation. After having defined the treatment method, we proceeded with the calculations for the sizing of each of the units, being a better option the implementation of stabilization ponds, thus determined by the characteristics of the water and the climatic conditions of the area.

With the AUTOCAD program, the design was carried out, which will allow each element of the WWTP to be located within a specific area. Finally, an economic analysis was carried out, determining the necessary costs to start the construction, operation and maintenance of the WWTP.

Keywords: Wastewater Treatment Plant, characterization, dimensioning, treatment units, economic analysis.

1. INTRODUCCIÓN

1.1. Problema

Debido a una fuerte presencia de actividades productivas, principalmente comerciales y de servicios, además de su creciente población, en la cabecera cantonal de Puerto Quito se ha generado un deterioro del entorno natural, especialmente hacia fuentes hídricas y el recurso suelo, debido a esto surge la necesidad de tomar medidas que permitan controlar, mitigar y minimizar estos impactos ambientales causados, tomando medidas correctivas ante un posible daño irreparable de los recursos naturales.

Los incrementos en la población son proporcionales a la demanda y uso del agua, lo cual resulta en una disminución en los niveles de calidad del agua y la variación de sus propiedades físico-químicas y microbiológicas luego de ser utilizadas. En relación a la problemática expuesta, resulta necesario implementar sistemas de tratamiento de aguas residuales a fin de disminuir el impacto ambiental causado por el vertido directo de aguas servidas hacia corrientes de agua natural, que derivan en la destrucción de los ecosistemas acuáticos y variaciones en la cadena trófica del entorno.

Generalmente en la zona de Puerto Quito, las aguas residuales son vertidas a sistemas de alcantarillado público o cuerpos de agua dulce, donde estos últimos por diversos factores han perdido su capacidad de dilución y ya no resultan una opción viable.

Como alternativa para dar tratamiento a las aguas servidas domésticas, se construyen fosas sépticas en aquellos sectores que no poseen sistemas de alcantarillado, siendo un tratamiento primario sencillo y económico, pero a pesar de estas medidas tomadas, a largo plazo tiene mayores ventajas la construcción de una PTAR ya que se da un tratamiento más completo.

El manejo y tratamiento de las aguas servidas de la población por parte de las diferentes administraciones ha sido escaso. Un aspecto clave es la falta de recursos económicos que derivan en problemas administrativos. Desde finales de la década de los 80, la cabecera cantonal contaba aproximadamente con 2 fosas sépticas que recibían las aguas servidas de los hogares Puertoquiteños por medio del alcantarillado, en estas cajas de fosas sépticas se realizaba un tratamiento microbiológico, pero debido al rápido crecimiento poblacional de la cabecera y la falta de mantenimiento, estas cajas de fosas sépticas cumplieron su vida útil y dejaron de ser funcionales, desde entonces las aguas servidas no tienen tratamiento previo y sus descargas van directas al río Caoní.

Este hecho ha desencadenado en varias quejas de la población y denuncias en redes sociales por la contaminación ambiental que se está causando al río Caoní por estas descargas de agua residual, que hasta la actualidad no han sido solventadas completamente.

Actualmente se estima que cerca del 80% del total de aguas residuales municipales son vertidas al ambiente sin ningún tratamiento, lo que genera en un deterioro creciente de la calidad del agua, con repercusiones negativas para los ecosistemas y la salud humana (Koncagül et al, 2020).

De acuerdo a los datos de la jefatura de agua y alcantarillado del GAD Municipal de Puerto Quito, “la cobertura de alcantarillado es del 65% para el sector urbano” (GAD Puerto Quito, 2015). En este sentido se comprende la importancia de implementar una PTAR, que permita la descontaminación de estos efluentes, otorgando salubridad al entorno y disminuyendo los niveles de contaminación de cuerpos de agua dulce y sus ecosistemas, ya que gran parte de las familias de la cabecera cantonal de Puerto Quito tienen sus principales ingresos de actividad turística.

1.2. Delimitación

La cabecera cantonal de Puerto Quito se encuentra ubicada en el cantón Puerto Quito, al noroccidente de la Provincia de Pichincha, dispuesta en un valle atravesado por el río Caoní.

El Cantón Puerto Quito según el registro oficial de creación de Cantón del año 1996 está delimitado de la siguiente forma:

Tabla 1.

Datos limítrofes del cantón Puerto Quito

Nombre del GAD	Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Puerto Quito
Fecha de creación del cantón	Registro Oficial N.º 916 del 1 de abril de 1996
Extensión	640,70 km ²
Limites	Norte: A partir de la Bancada 7, el Río Guayllabamba hasta su confluencia con el río Pitzar. Limitando con las provincias de Esmeraldas e Imbabura Sur: Río Salazar, Río Bravo, Río Blanco, limita con Santo Domingo de los Tsáchilas y parte de Los Bancos. Este: Pedro Vicente Maldonado, Río Pitzar, Río Guadalupe, Río Salazar. Oeste: Río Blanco, aguas abajo hasta confluencia con río Sábalo y Bancada 7. Limita con la provincia de Esmeraldas.

Nota: Limites del cantón Puerto Quito. Fuente: PDOT del Cantón Puerto Quito (2015). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

1.3. Pregunta de investigación

- ¿Es factible la implementación de una PTAR en la cabecera cantonal de Puerto Quito de acuerdo al crecimiento poblacional registrado en los últimos años, y que beneficios podría traer consigo el proyecto?

1.4. Objetivos

1.4.1. Objetivo General

- Diseñar la planta de tratamiento de aguas residuales para la población de la cabecera cantonal de Puerto Quito, Catón Puerto Quito, Provincia de Pichincha.

1.4.2. Objetivos Específicos

- Llevar a cabo la caracterización física, química y microbiológica de las aguas residuales para la población de la cabecera cantonal de Puerto Quito.
- Realizar el dimensionamiento de las unidades la planta de tratamiento de aguas residuales.
- Desarrollar un estudio de sostenibilidad económica, técnica y social.

1.5. Hipótesis

Hipótesis de investigación

La implementación de una PTAR a partir de la caracterización del agua residual para instalar lagunas de oxidación en la cabecera cantonal de Puerto Quito reducirá la carga contaminante del agua residual vertida posteriormente al río Caoní, y de acuerdo a los aspectos sociales, técnicos y económicos, es factible.

Hipótesis nula

La implementación de una PTAR a partir de la caracterización del agua residual para instalar lagunas de oxidación en la cabecera cantonal de Puerto Quito no reducirá la carga contaminante del agua residual vertida a posteriormente al río Caoní, y de acuerdo a los aspectos sociales, técnicos y económicos, no es factible.

Hipótesis alterna

La implementación de una PTAR a partir de la caracterización del agua residual para instalar lagunas de oxidación en la cabecera cantonal de Puerto Quito influye de manera positiva en la reducción de la carga contaminante del agua residual vertida posteriormente al río Caoní, y de acuerdo a los aspectos sociales, técnicos y económicos, es factible.

2. FUNDAMENTACIÓN TEÓRICA

2.1. Agua residual

Particularmente para Valencia López (2013), las aguas residuales se definen como a aquellas aguas modificadas debido a su uso en diversas actividades, tales como: domésticas, comerciales, industriales, agrícolas, pecuarias, entre otras. Luego de ser utilizadas por el ser humano poseen una composición variada de sustancias líquidas, sólidas y/o microorganismos con lo cual no pueden ingresar nuevamente a los procesos que las generaron. Comúnmente no se cuentan con sistemas de depuración o tratamiento y son vertidas a través de sistemas de alcantarillado hacia cuerpos de agua receptores, causando repercusiones negativas en los ecosistemas acuáticos, terrestres y la salud humana.

A las aguas residuales también se las conoce como aguas servidas o aguas negras, sin embargo, algunos autores se refieren a las aguas servidas como aquellas provenientes del uso doméstico y las aguas negras corresponderían a la mezcla de aguas domésticas e industriales (Arocutipa Lorenzo, 2013).

2.2. Tipo de aguas residuales

Los contaminantes de las aguas residuales van a variar de acuerdo a la procedencia del agua, según Arocutipa (2013) pueden ser:

Aguas residuales domésticas: Generadas como resultado de las actividades internas en viviendas, escuelas, oficinas, etc.

Aguas residuales municipales: Son aguas transportadas por los sistemas de alcantarillado. Presentan cargas de aceites, materia orgánica, patógenos, nutrientes, agua de lluvia.

Aguas residuales industriales: Provenientes de industrias. Su composición puede variar significativamente de acuerdo al tipo de industria y los procesos que desarrollan internamente.

Aguas residuales agrícolas: Proceden de actividades agrícolas y poseen grandes cantidades de nutrientes y materia orgánica.

Aguas blancas: Se originan por el riego, mantenimiento de vías, calles, parques y lugares públicos. Puede ser de origen atmosférico (nieve, lluvia o hielo)

Aguas negras: Transporta orina y heces fecales, pudiendo ser la mixtura de aguas residuales domésticas e industriales. Poseen gran cantidad de nutrientes y patógenos, así como de jabones y detergentes.

Aguas grises: Producidas en los lavamanos, lavadoras, duchas, entre otros. Poseen poca carga de nutrientes, pero altas concentraciones de productos detergentes, jabones y derivados (p. 24).

2.3. Contaminantes de las aguas residuales

En la composición de las aguas residuales siempre existirán variaciones significativas, ya que van a depender de varios factores como: el origen de estas aguas, de factores socioeconómicos de la población, la cantidad de nutrientes, metales pesados, el estado y dimensión de los sistemas de alcantarillado, entre otros.

En la Tabla 2, se muestran los principales contaminantes del agua residual y el efecto que causan.

Tabla 2.

Contaminantes principales de las aguas residuales

Contaminante	Efecto
Sólidos suspendidos	Contribuye a la generación de depósitos de lodo y causa condiciones anaerobias en ecosistemas acuáticos.
Materia orgánica biodegradable	Provoca la desoxigenación del agua, afectando la fauna acuática y causa olor desagradable.
Nutrientes	En exceso, genera eutrofización y/o crecimiento de vida acuática indeseable.
Metales pesados	Los efectos varían por el tipo de metal, comúnmente provocan daños severos en la salud humana y los ecosistemas naturales.
Sustancias causantes de desequilibrio biológico	Pueden provocar la proliferación de hongos y plantas acuáticas, alterando ecosistemas y la cadena trófica.
Sustancias que alteran la turbiedad, color y olor	Provocan aumentos de temperatura que afectan a la flora y fauna. Los cambios en el olor, color y turbiedad son indicadores estéticos para evitar su consumo.

Nota: Adaptado de Arrieta Goyes y Chica Santos (2019, pp. 10,11). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

2.4. Características físicas del agua residual

2.4.1. Turbidez

Es una medida óptica en la que se calcula la dispersión de la luz en el agua. Considerado un parámetro importante en el control de calidad de aguas naturales y aguas tratadas. Se mide en unidades nefelométricas de turbiedad (NTU). “Posee cierta relación con los sólidos en suspensión debido a que estos dificultan el paso de luz, contribuyendo a su dispersión o absorción” (Romero Rojas, 2010).

2.4.2. Sólidos

Los sólidos totales se dividen en filtrables y no filtrables (sólidos suspendidos), estos últimos tienen tamaños mayores a 1,2 μm . “Para su determinación se somete el agua residual a un proceso de evaporación a temperaturas de entre los 100 °C a los 105 °C” (Mayorga Chávez, 2012).

Los sólidos disueltos están presentes en todo tipo de aguas residuales y representan el material soluble y coloidal. Tienen tamaños menores a 1,2 μm . Para dar tratamiento a este tipo de sólidos se requiere de oxidación biológica o coagulación y sedimentación (Romero Rojas, 2010).

Los sólidos volátiles corresponden a la fracción orgánica de los sólidos que se volatiliza a temperaturas altas. El producto final de la calcinación se conoce como sólidos fijos y forma parte de la fracción inorgánica de los sólidos.

Los sólidos sedimentables se obtienen midiendo el volumen de sólidos que se han precipitado al fondo de un cono Imhoff, durante 60 minutos de reposo. Se expresan en mL/L.

2.4.3. Temperatura

Romero Rojas (2010), indica que la importancia de la temperatura radica en que tiene efectos que alteran las características del agua, del mismo modo cambiarán los procesos y operaciones necesarios para su tratamiento. La tasa de sedimentación es mayor en aguas cálidas debido al cambio de viscosidad del agua y las variaciones de este parámetro pueden tener efectos negativos sobre ambientes acuáticos.

2.5. Características químicas del agua residual

2.5.1. *Materia orgánica*

La porción orgánica de las aguas residuales puede tener origen vegetal o animal y pueden ser causa de la variación del color y olor del agua. “Los compuestos más abundantes son proteínas, que están presentes en porciones del 40% al 60%, los hidratos de carbono en un 25% al 50% y ceras, grasas o aceites en un 10%” (Arocutipa Lorenzo, 2013).

2.5.2. *Fósforo*

No solo el nitrógeno es importante para el crecimiento de plantas y protistas. El fósforo también es esencial, “su presencia en aguas residuales domésticas es cercano a 6 y 20 mg/L” (Romero Rojas, 2010).

2.5.3. *Metales pesados*

De acuerdo con Romero Rojas (2010), no se contempla una definición que englobe a todos los metales pesados existentes, sin embargo, se utilizan varios criterios que si permiten definirlos según:

- La toxicidad
- Densidad relativa del metal
- Tipo de respuesta zoológica o botánica.

“Metales como el Cu, Zn y Mb resultan esenciales para los seres vivos. Otros metales pesados como el Hg, Cr (VI), Cd y Pb son altamente tóxicos para la vida y generan un gran impacto ambiental” (Romero Rojas, 2010).

2.5.4. Demanda química de oxígeno (DQO)

Se utiliza para determinar la cantidad de oxígeno consumido por cuerpos reductores sin la mediación de organismos vivos, “para ello se requiere de un agente altamente oxidante en un medio ácido” (Arocutipa Lorenzo, 2013).

El contenido de cloruros puede interrumpir el proceso y generar datos erróneos.

2.5.5. Demanda bioquímica de oxígeno (DBO5)

“Sirve para determinar la cantidad de oxígeno disuelto que requieren los microorganismos durante los procesos bioquímicos de oxidación (estabilización) de la materia orgánica biodegradable en condiciones aerobias, en un periodo de 5 días a una temperatura de 20 °C” (Metcalf y Eddy, 2000).

2.5.6. pH

El potencial de hidrógeno es un parámetro que se debe medir y controlar, ya que también influye en los procesos de tratamiento del agua. “A intervalos de pH de 6,5 a 8,5 es posible el desarrollo de la vida biológica” (Barrenechea, 2004).

2.5.7. Agentes espumantes

Se presentan cuando el agua es agitada debido a la presencia de detergentes domésticos diluidos. “Su efecto más notable, es la interrupción en el poder de auto depuración de los recursos hídricos, a causa de la inhibición de la oxidación química y biológica. Así mismo puede interferir en procesos de coagulación, sedimentación y filtración” (Barrenechea, 2004).

2.6. Características biológicas del agua residual

2.6.1. *Microorganismos*

Estos grupos están conformados por organismos eucariotas, eubacterias y arqueobacterias. Estos organismos se encargan de la descomposición de la materia orgánica.

2.6.2. *Patógenos*

Las aguas residuales son portadoras de algunos patógenos como los coliformes, virus y protozoos, que son los causantes de enfermedades graves en el ser humano, tales como la disentería, cólera y diarreas. Aunque son escasos, son difíciles de aislar e identificar.

2.7. Calidad del agua

La calidad del agua se determina dependiendo del uso que se le dará, de este modo cuando los atributos que posee cumplen con los criterios físico-químicos y biológicos, se considerará apta. Por lo tanto, su definición es relativa.

Los límites permisibles para descarga de aguas residuales están descritos en el TULSMA, concretamente en el ACUERDO MINISTERIAL 097-A, tanto para descargas en sistemas de alcantarillado, como para descarga en cuerpos de agua dulce y salada.

“Es necesario evaluar cada uno de los atributos anteriormente descritos, así como condiciones en las que se encuentra el agua residual para el diseño y dimensionamiento de una planta de tratamiento de aguas residuales” (Arrieta Goyes y Chica Santos, 2019).

2.7.1. *Muestreo de aguas residuales*

El muestreo consiste en tomar una porción pequeña en volumen de agua residual, para ser trasladada a un laboratorio, en el que se analizará. Esta muestra debe ser representativa del

agua residual y debe ser recogida de manera que no sufra alteraciones en su composición y volumen, hasta su arribo al laboratorio.

2.7.1.1. Análisis in situ

Es de vital importancia tomar muestras in situ para evitar errores en las mediciones y tener valores claros de ciertos parámetros. Aquellos que requieren de estos análisis son: la temperatura, turbidez, pH, oxígeno disuelto y conductividad, debido a que durante su transporte pueden sufrir variaciones.

2.8. Proyección de la población

“La proyección poblacional es un cálculo que permite generar una previsión del número de habitantes en un lugar, para un año futuro dado” (Galeano Nieto y Rojas Ibarra, 2016).

Se hará uso del dato de población de la cabecera cantonal que proporciona el INEC, de los años 2001 y 2010, datos presentes en el PDOT del Cantón Puerto Quito, con el fin de calcular la capacidad de tratamiento de la PTAR en la zona del proyecto.

2.8.1. Método geométrico

Para realizar la estimación de poblaciones futuras, no se hacen aproximaciones exactas, ya que existen varios factores y cierto grado de incertidumbre que pueden variar los resultados.

“El método geométrico es útil para zonas que se encuentran en desarrollo por períodos cortos en el futuro, considerándose un crecimiento geométrico cuando aumento de la población es proporcional al tamaño de la misma” (Galeano Nieto y Rojas Ibarra, 2016).

La fórmula a utilizar es la siguiente:

$$Pf = Po (1 + i)^t$$

Pf: Población actual 2021, [habitantes]

Po: Población del año 2010, [habitantes]

i: Índice de crecimiento poblacional

t: Tiempo de diseño, [años]

2.9. Marco legal

Los contaminantes presentes en el agua residual están regulados por varias normativas en nuestro país, que establecen los límites máximos permisibles de ciertas sustancias y regula que cada parámetro cumpla con los establecido antes de su descarga en cuerpos de agua dulce, salada o sistemas de alcantarillado. El siguiente proyecto se sustenta en varias leyes de carácter ambiental que se muestran a continuación.

2.9.1. Constitución de la República del Ecuador 2008

De acuerdo a lo establecido en el Registro Oficial N.º 499, Asamblea Nacional de la República del Ecuador, el 20 de octubre de 2008, en el *Título II de Derechos*, los **artículos 71 y 72** describen los derechos de la naturaleza, con especial énfasis en el respeto hacia a esta, la conservación, la restauración (en caso de ser necesario) y como cualquier persona, pueblo o comunidad puede exigir el cumplimiento de estos derechos a la autoridad pública.

En el *Título VII del Régimen del buen vivir*, **artículo 412**, se manifiesta que la autoridad a cargo de la gestión del agua es la responsable de planificar, controlar y regular este recurso.

Esta autoridad deberá cooperar y coordinar la gestión ambiental con aquellos que tenga a cargo para lograr un manejo del agua con un enfoque ecosistémico.

2.9.2. *Ley orgánica de salud*

En el *CAPÍTULO II* de la ley orgánica de salud, con el título: *de los desechos comunes, infecciosos, especiales y de las radiaciones ionizantes y no ionizantes*, en el **artículo 102**, se establece que es responsabilidad del Estado Ecuatoriano, hacer uso de las instituciones públicas para proporcionar a la población sistemas de alcantarillado sanitario, pluvial y sistemas de tratamiento de aguas residuales.

2.9.3. *TULSMA. Acuerdo Ministerial 097-A*

El ACUERDO 097-A Reforma del Texto Unificado de Legislación Secundaria, en el Libro VI, Anexo 1 - Norma de Calidad Ambiental y de descarga de efluentes: Recurso Agua, dicta lo siguiente:

Tabla 3.

Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce

Parámetro	Unidad	Límite máximo permisible
Demanda química de oxígeno	mg/L	200
Demanda biológica de oxígeno (5 días)	mg/L	100
Temperatura	°C	Condición Natural \pm 3
Sólidos Totales	mg/L	1600
Sólidos suspendidos totales	mg/L	130
Cromo hexavalente	mg/L	0,5
Aceites y grasas	mg/L	30
Fósforo total	mg/L	10
Sulfatos	mg/L	1000
Sulfuros	mg/L	0,5

Nota: La tabla muestra los límites máximos permisibles para la descarga de aguas residuales a un cuerpo de agua dulce, establecidos en la normativa ambiental vigente. Tomado de: Ministerio del Ambiente, Acuerdo Ministerial 097-A, Reforma del libro VI del TULSMA (2015, pp. 21,22). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

2.10. Tratamiento de aguas residuales

2.10.1. Operaciones unitarias y procesos unitarios

Se denominan operaciones unitarias a aquellos métodos que mediante fenómenos físicos dan tratamiento a las aguas, y se conoce como procesos unitarios a aquellos métodos basados en procesos químicos y biológicos para la eliminación de contaminantes.

2.10.2. Etapas de tratamiento de las aguas residuales

2.10.2.1. Pre tratamiento

Una fase previa al tratamiento de las aguas residuales se conoce como pre tratamiento e inicia con la remoción de componentes flotantes como: hojas, ramas, arenas y grasas, que de alguna manera pudieran generar problemas durante etapas de operación de la PTAR, durante su mantenimiento o en algún proceso u operación unitaria posterior.

Las operaciones que incluyen este pre tratamiento son:

- **Cribado:** Es una operación unitaria empleada para la separación sólidos en suspensión de diversos tamaños que trae consigo el agua residual.

Se realiza mediante el paso del agua a través de una rejilla o criba, y de acuerdo con el tamaño que poseen sus aberturas se clasifican en rejillas gruesas (aberturas mayores o iguales a 6,4 mm) o finas (aberturas menores a 6,4 mm). El número de rejillas que se utilicen depende del criterio del ingeniero y pueden ser de limpieza manual o mecánica. No es recomendable instalar más de 2 rejillas por cuestiones de mantenimiento y en una

PTAR pequeña, la segunda rejilla utilizada debe ser simple y de limpieza manual (Álvarez Medina, 2016).

- Desarenador: Se enfoca en la remoción de partículas de diámetro determinado.

Elimina de materias pesadas con tamaños superiores a 0,2 mm, tales como arenas, gravas, cenizas y cualquier otra materia con velocidades de sedimentación o peso específico superiores a la de los sólidos putrescibles que contiene el agua residual. Estos canales desarenadores pueden ser de flujo variable o constante (Secretariado Alianza por el Agua, Ecología y Desarrollo, 2008).

2.10.2.2. Tratamiento primario

- Sedimentación: “Mediante la diferencia de densidades y peso específico de las partículas y el líquido, se genera una precipitación de la materia. De manera complementaria a este proceso se debe realizar una filtración” (Fernández Pichucho y Tusó Analuisa, 2020).
- Coagulación: Con la adición de coagulantes químicos se desestabilizan coloides presentes en el agua residual para su posterior remoción.
- Floculación: Es el proceso unitario mediante el cual las partículas desestabilizadas se unen entre sí formando los denominados floc's.

2.10.2.3. Tratamiento secundario

En esta etapa se busca disminuir y remover la materia orgánica disuelta en el agua residual mediante actividad biológica.

- Lagunas de Estabilización: Estas unidades son estanques artificiales excavados parcialmente, con un área superficial y volumen suficientes para permitir la

retención del agua residual, de modo que se dé un tratamiento mediante la degradación de materia orgánica. “Estos procesos biológicos ocurren por la interacción de bacteria que transforman los contaminantes, generalmente cadenas largas de carbono, en otros más estables como CH₄, CO₂, entre otros” (García Nuñez y Garrigo Aljure, 1994).

2.10.2.4. Tratamiento terciario

“Conocidos también como tratamientos avanzados, permiten una mejora calidad final del agua. Los procesos que comprenden el tratamiento terciario son más costosos porque son básicamente pasos adicionales.” (Villacis Proaño, 2011).

2.11. Sistemas de tratamiento de aguas residuales

2.11.1. Fosas sépticas

Las fosas sépticas son un método económico para el tratamiento de aguas residuales domiciliarias y actualmente en la cabecera Cantonal de Puerto Quito, es un sistema muy utilizado.

De acuerdo con Lesikar y Enciso (2000), actualmente existen 3 tipos de fosas sépticas para aguas residuales:

- Fosas sépticas de concreto, usadas comúnmente;
- Fosas sépticas de fibra de vidrio, de fácil transporte;
- Fosas de polietileno; de cualquier tamaño y bajo peso.

Se deben mantener selladas herméticamente para evitar fugas. Para que una fosa séptica funcione, debe tener el tamaño y una construcción adecuada. El sistema séptico tratará el agua residual bombeando el tanque habitualmente. Acumula lodo en el fondo de la

fosa séptica y a medida que este aumenta, las aguas negras permanecen en el tanque menos tiempo, por lo tanto, el agua residual se irá directamente al área del campo de absorción, y muy poca será tratada (Lesikar y Enciso, 2000).

2.11.2. Sistemas de depuración natural

Los sistemas naturales de depuración son los procedimientos cuyo tratamiento principal para eliminar sustancias contaminantes en el agua residual es realizado por elementos que se hallan en el medio ambiente, sin la intervención de sustancias química creadas por el hombre.

Se diferencian por 2 grupos de procedimientos: “tratamiento con aplicación en el terreno y los sistemas acuáticos. En estos 2 métodos se realiza la descontaminación del agua por acción conjunta de plantas (fitorremediación), suelo, microorganismos (ya sean acuáticos o terrestres) y por acción de algunos animales superiores” (Moreno Merino et. al, 2003).

La ventaja principal es un requerimiento menor de operadores, bajo consumo energético y menor producción de lodos. Pero como desventaja, esta depuración natural necesita grandes superficies de terrenos para su ejecución.

Por este motivo es que los sistemas de depuración natural a pesar de ser conocidos y utilizados desde siglos atrás, en la actualidad sean recomendado solo para pequeños núcleos rurales y para determinados tipos de vertidos o aguas residuales, ya que si el agua residual contiene sustancias toxicas o peligrosas se convierten en un grave problema para el ecosistema del lugar.

2.11.3. Lagunas de oxidación

Las lagunas de oxidación radican en el almacenamiento de agua residual durante un tiempo variable según las condiciones climáticas y las propiedades del agua residual a tratar,

esto para permitir que la materia orgánica sea degradada mediante la intervención de los microorganismos presentes en el agua residual.

“Los fenómenos que se llevan a cabo están relacionados con la sedimentación, oxidación, fotosíntesis, digestión, aireación y evaporación. Este tipo de lagunas se recomiendan en zonas con grandes superficies de terreno y en poblaciones de más de 200 habitantes” (Moreno Merino et al., 2003).

2.11.3.1. Lagunas anaerobias

En un sistema de lagunaje son las primeras en construirse cuando la carga orgánica es alta y su profundidad varía entre 3 y 5 m.

Este tipo de laguna funciona en condiciones anóxicas (ausencia de oxígeno) mediante un gran número de grupos microbianos como las bacterias hidrolíticas, acidogénicas, acetogénicas y metanogénicas.

Las actividades microbianas que se producen aquí inician con las bacterias facultativas que realizan la descomposición de las cadenas complejas de materia orgánica a ácidos grasos, aldehídos y alcoholes, terminando con las bacterias estrictamente anaerobias que transforman estos productos en gas metano, amoníaco, anhídrido carbónico e hidrógeno (Lazcano Carreño, 2016).

La desventaja principal de esta laguna anaerobia es la posibilidad de generación de malos olores y un aspecto desagradable si su diseño no es el adecuado y suelen descargar su efluente en otra unidad como complementariedad del proceso de tratamiento.

2.11.3.2.Lagunas facultativas

Llamadas así debido a que en su proceso intervienen bacterias facultativas. Existen 2 tipos de lagunas facultativas: aquellas que recolectan el agua residual del desagüe crudo, que es la laguna primaria; y la secundaria, que recolecta el agua residual producto del tratamiento de la laguna anaerobia generalmente.

“La profundidad de estas lagunas de estabilización puede variar dependiendo las condiciones, pero en general van de 1 a 2 metros de profundidad” (Cortés Martínez et al., 2017).

Tiene como función principal la eliminación de DBO con ayuda de una comunidad biológica heterogénea de microorganismos, algas, hongos y protozoos, en las lagunas de estabilización se tiene distintas zonas como la zona aerobia que está cerca de la superficie con presencia de bacterias aeróbicas, la zona anaerobia en el fondo de la laguna llevando a cabo los procesos de fermentación con ayuda de microorganismos anaerobios metalogénicos y acetogénicas, y la zona media donde se encuentran y actúan las bacterias facultativas.

2.11.3.3.Lagunas aerobias o de maduración

El oxígeno producido en esta laguna aerobia proviene de la actividad sinérgica entre las algas generadoras de O₂ y bacterias aerobias que descomponen o estabilizan la materia orgánica generando CO₂.

“En este tipo de lagunas la profundidad es poca variando de 0,15 a 1,5 metros ya que reciben agua residual con baja carga de materia orgánica producto del tratamiento en las lagunas anaerobias y facultativas” (Cortés Martínez et al, 2017). Las funciones de esta laguna son reducir de igual manera los niveles mínimos de DBO que tiene el agua residual y la reducción de patógenos mediante radiación solar.

2.12. Línea base

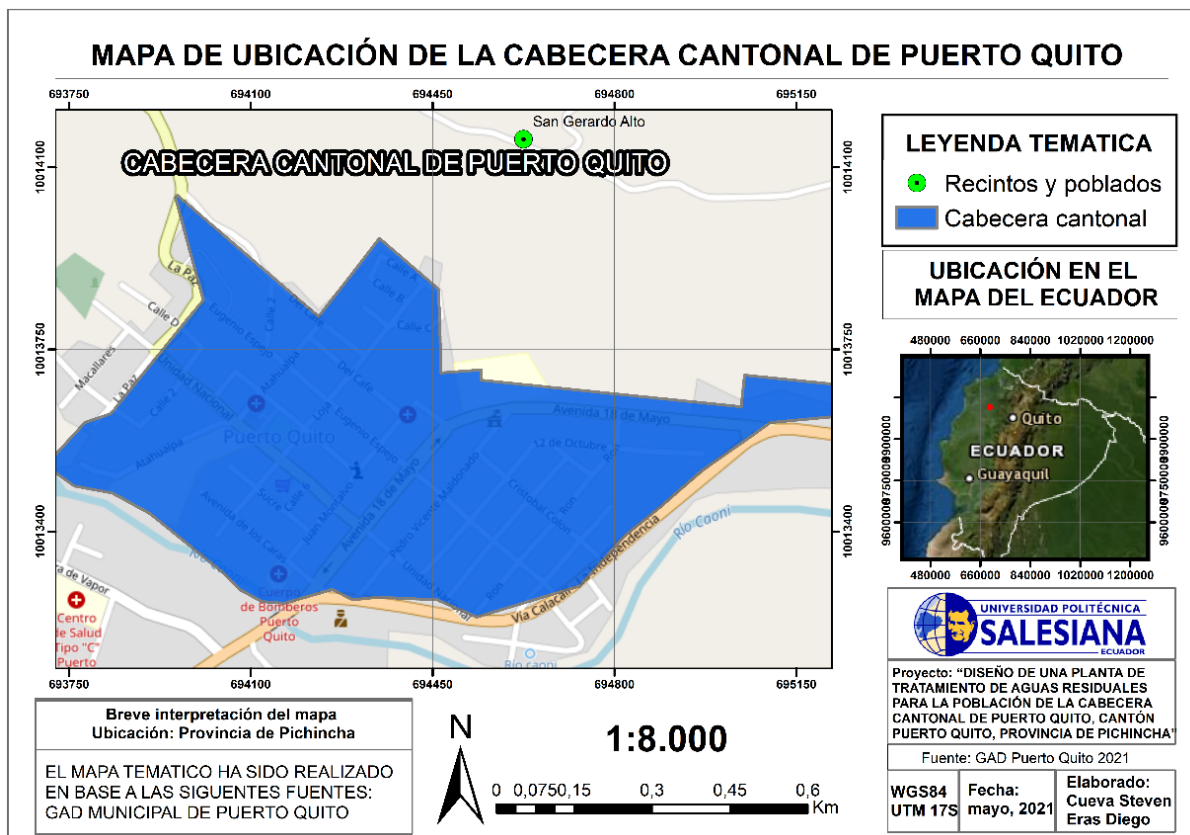
2.12.1. Localización geográfica del proyecto

La cabecera cantonal de Puerto Quito está ubicada al noroccidente de la provincia de Pichincha en un valle atravesado por el río Caoní y alojado al final de las elevaciones bajas de la Cordillera de los Andes. Este sector presenta un claro proceso de crecimiento gracias a la actividad ecoturística desarrollada en el lugar por su gran biodiversidad de especies vegetales y animales, misma que es visitada por turistas nacionales y extranjeros durante todo el año. La zona está rodeada por gran cantidad de fuentes hídricas.

Posee un eje vial de primer orden como enlace interprovincial entre la vía que viene de Quito - La Independencia - Quinindé y Santo Domingo de los Tsáchilas, lo que permite que la producción ganadera, agrícola e industrial sea comercializada fácilmente (GAD Puerto Quito, 2015).

Figura 1.

Ubicación del Proyecto



Nota: El mapa muestra la ubicación de la cabecera cantonal de Puerto Quito. Fuente: GAD Municipal de Puerto Quito.

Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

2.12.2. Superficie de la zona del proyecto

“El cantón Puerto Quito posee una superficie de 640,70 km², un equivalente de 64,100 hectáreas, de las cuales la cabecera cantonal de Puerto Quito ocupa una extensión de 90,83 hectáreas” (GAD Puerto Quito, 2015).

2.12.3. Clima

Posee una temperatura habitual de 18 a 33 °C en verano. “El territorio es más parecido a la región costa por lo que en los meses de enero a abril se generan gran cantidad de lluvias y de mayo a diciembre las lluvias son menos frecuentes” (GAD Puerto Quito, 2015).

Tabla 4.*Condiciones climatológicas de la ciudad de Puerto Quito*

Parámetro	Medida
Temperatura mensual (Promedio anual) °C	24,5
Temperatura mínima (Promedio anual) °C	23
Temperatura máxima (Promedio anual) °C	27,90
Humedad relativa (%)	89,4
Precipitación (mm) (Promedio anual)	2403
Presión atmosférica (hPa) (Promedio anual)	985
Velocidad Viento (m/s) (Promedio anual)	1

Nota: Información de condiciones climatológicas de la cabecera Cantonal de Puerto Quito. Fuente: GAD Municipal de Puerto Quito. (2015). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

2.12.4. Temperatura

La cabecera Cantonal de Puerto Quito tiene una temperatura media anual de 24,5 °C con un máximo de 27,90 °C y un mínimo de 23 °C. En invierno normalmente hace más calor con temperaturas de 23 a 34 °C, siendo el mes más caluroso el de marzo por mantener temperaturas superiores a los 25,24 °C y julio es el mes de bajas temperaturas, llegando a 21,72 °C (GAD Puerto Quito, 2015).

2.12.5. Precipitación

Los datos de precipitación recogidos en el PDOT de Puerto Quito indican que “el invierno llega con las lluvias entre los meses de enero y abril, siendo abril cuando más llueve,

con valores de 717,38 mm, y desde finales de junio a diciembre disminuye la frecuencia de precipitaciones, teniendo valores de 62,46 mm”. (GAD Puerto Quito, 2015).

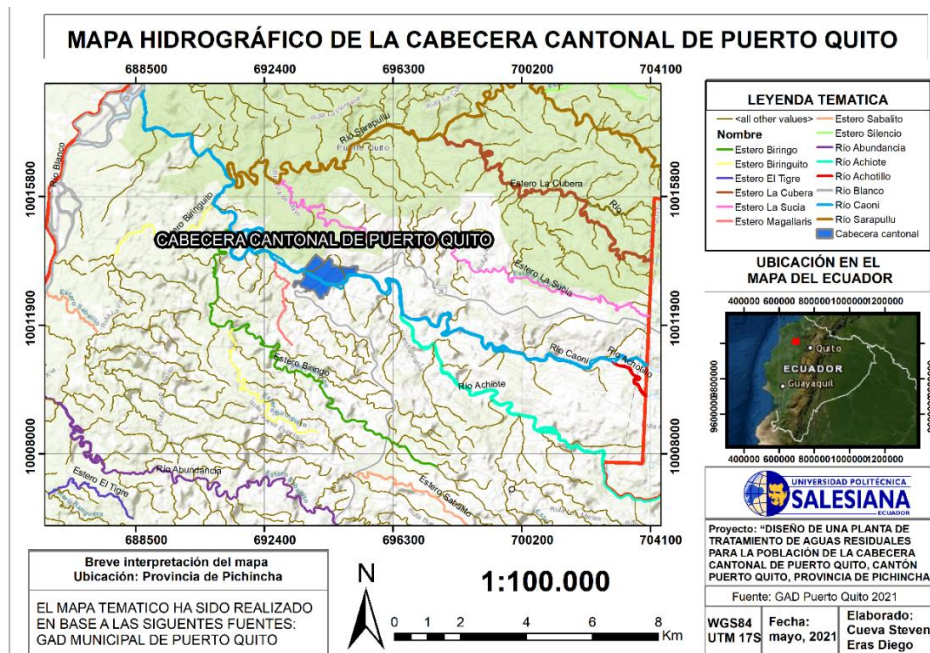
2.12.6. Hidrología

Los flancos externos de la cordillera occidental de los Andes, a una altitud de 155 msnm, en el noroccidente de la provincia de Pichincha, es una de las regiones con más pluviosidad del territorio. Tiene una enorme riqueza hidrológica, ubicándose al terminar la cuenca hidrográfica del río Guayllabamba.

La cabecera cantonal se encuentra junto al río Caoní con una gran riqueza de vertientes, esteros, riachuelo y arroyos de agua que atraviesan y rodean la ciudad.

Figura 2.

Mapa hidrográfico de la cabecera cantonal de Puerto Quito



Nota: La imagen muestra la ubicación de ríos y esteros cercanos a la cabecera Cantonal de Puerto Quito. Se aprecia como el Río Caoní atraviesa la cabecera Cantonal. Fuente: GAD Municipal del cantón Puerto Quito (2015). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

2.12.7. Características del suelo

La topografía de la zona del proyecto es relativamente plana, y existen zonas de terrenos que son algo irregulares. La mayoría de los habitantes se establecieron en el centro de la cabecera Cantonal de Puerto Quito, lo resulta en una topográfica buena para los niveles de caída del sistema de alcantarillado pluvial.

2.12.7.1. Tipo de suelo

La cabecera cantonal de Puerto Quito posee los siguientes tipos de suelos:

- Suelos francos a limosos, profundos (Gómez A., 2015).
- Suelos franco arcilloso, regularmente con signos de hidro morfía en profundidad y saturación de bases (Gómez A., 2015).
- Suelos arcillosos, de profundidad y saturación de bases (Gómez A., 2015).
- Suelos franco arcillosos, a veces con signos de hidro morfía en profundidad (Gómez A., 2015).

2.12.7.2. Uso del suelo

El uso del suelo en la cabecera cantonal de Puerto Quito tenemos un suelo urbano, el cual ya fue intervenido y se destinó para usos urbanos como la presencia de infraestructura vial y redes de acueducto, alcantarillado, energía y suelos con procesos de extensión de urbanización.

Cerca del 90% del uso del suelo es para infraestructura urbana como colegios, escuelas, guarderías, parques, infraestructura de instituciones públicas del estado y privadas. El 10 % restante lo conforman parcelas o terrenos utilizados para pequeños cultivos, árboles frutales, maderables y huertos urbanos (GAD Puerto Quito, 2015).

2.12.8. Demografía

2.12.8.1. Población

Según el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC), para el censo de población y vivienda del año 2010 el cantón Puerto Quito cuenta con una población de 20,445 habitantes (INEC, 2010), lo cual representa un crecimiento de 3,345 habitantes con respecto al año 2001 (INEC, 2001). “Lo que respecta a la cabecera cantonal de Puerto Quito en el censo de población y vivienda del año 2010 tiene una población de 3080 habitantes, dando como resultado un crecimiento de 795 habitantes desde el año 2001” (GAD Puerto Quito, 2015).

Al referirse a la zona del proyecto, son únicamente aquellos sectores que cuentan con alcantarillado público, se tiene una población estimada de 1435 habitantes.

Tabla 5.

Datos de población del catón Puerto Quito

Año	Área Urbana	Área Rural	Total
2001	2285 habitantes	14815 habitantes	17.100 habitantes
2010	3080 habitantes	17 365 habitantes	20 445 habitantes

Nota: Crecimiento del número de habitantes de los años 2001 y 2010 en todo el Cantón. Tomado de: Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (2001); (2010). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

2.12.8.2. Vivienda

Un gran porcentaje de viviendas de la zona del proyecto están construidas de bloque, mixta, y de hormigón armado, y en menor cantidad existen viviendas de ladrillo. Gran cantidad de viviendas están zona central de la ciudad de Puerto Quito, y un bajo número de viviendas son semi dispersas.

Según el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (2010), para el censo de población y vivienda del año 2010 la cabecera cantonal de Puerto Quito cuenta con un total de 812 casas o infraestructura de un hogar.

2.12.9. División política administrativa

La cabecera cantonal de Puerto Quito está conformada formada por 10 barrios, de los cuales tan solo 6 están dotados de sistema de alcantarillado.

Tabla 6.

Barrios de la cabecera cantonal de Puerto Quito

No.	Nombre del barrio	No.	Nombre del barrio
1	La Palestina	6	Nuevo Puerto Quito
2	Rodrigo Borja	7	Luz y Vida
3	Los Claveles	8	Central
4	Simón Bolívar	9	Riveras del Caoní
5	13 de Julio	10	12 de octubre

Nota: Nombre de los barrios que conforman la cabecera cantonal de Puerto Quito. Tomado del Plan De Ordenamiento Territorial Del Cantón Puerto Quito (2015). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

2.12.10. Infraestructura y acceso a servicios básicos

2.12.10.1. Servicio de agua

Datos del departamento de servicios básicos del GAD Municipal de Puerto Quito, indican que la ciudad tiene una cobertura del 80% de hogares con agua potable gracias a un sistema nuevo.

Este sistema cuenta una estructura de toma de agua en el río Culebritas, tiene una línea de conducción con tubería PVC-P, en una longitud de 16 Km, transportando un caudal de 14

L/s hasta llegar a la ETAP (estación de tratamiento de agua potable) en el sector conocido como Los Laureles desde donde se distribuye a la ciudad de Puerto Quito.

Se puede resumir que las tres cuartas partes de la población de la cabecera cantonal está conectada a las redes públicas de agua potable del servicio que otorga el Municipio de Puerto Quito, el resto de habitantes se abastecen de agua de pozo, vertientes y red privada de agua.

2.12.10.2.Servicio de alcantarillado

Existe un sistema de alcantarillado sanitario construido en la década de los 80 e inicios del 2000. El sistema está conformado por subsistemas, incorporados a las redes de alcantarillado sanitario específicamente en la zona del proyecto (Figura 1).

El departamento de servicios básicos del GAD municipal de Puerto Quito indica que la cabecera cantonal cuenta con una cobertura de alcantarillado sanitario del 65% de las viviendas y un 35% tienen fosas sépticas. Un pequeño porcentaje utiliza campo abierto y estas aguas servidas las evacúan a pozos sépticos, canales abiertos y esteros (GAD Puerto Quito, 2015).

Los barrios con sistema de alcantarillado sanitario tan solo son 6: Rodrigo Borja, Los Claveles, 13 de Julio, Central, Riveras del Caoní y 12 de octubre.

Los sistemas utilizados actualmente están colapsados y su infraestructura se encuentra en mal estado, por lo cual no realiza ninguna función de depuración y el agua se dirige directamente a una quebrada o cauce natural y luego al río Caoní sin ningún tipo de desinfección.

2.12.11. Actividades económicas

La población se dedica a diversas actividades económicas, como: el comercio interno, en restaurantes, tiendas, bares, hoteles, balnearios, entre otros; el comercio externo hacia centros poblados de cantones aledaños; u ofrecen servicios como choferes.

“Otro pequeño grupo se dedica a la agricultura, principalmente de cultivos de café y cacao; otros grupos son empleados públicos, jornaleros, empleados privados, albañiles y ganaderos” (Gómez A., 2015).

3. MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Materiales

Se emplearon diferentes materiales y equipos durante la fase de muestreo *in situ* en varios días de los meses de marzo y agosto, y durante los análisis de laboratorio.

3.1.1. *Materiales para muestreo in situ*

Los materiales utilizados para esta etapa de muestreo son materiales básicos para la recolección de muestras en el punto de descarga de agua residuales de la cabecera cantonal de Puerto Quito. Estos instrumentos se especifican a continuación en la Tabla 7.

Tabla 7.

Materiales empleados para el muestreo in situ

Material	Características
Cuerda	Aproximadamente 3 metros de longitud
Botella o garrafa de agua	Capacidad de 5 Litros
Canecas	3 unidades con capacidad de 20 Litros
Balde pequeño y grande	2 y 20 Litros
Etiquetas adhesivas	Fondo blanco
Machete	
Guantes	

Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

3.1.2. *Materiales para análisis fisicoquímicos de laboratorio*

Los siguientes materiales descritos en la Tabla 8 se utilizaron durante la fase de análisis en el laboratorio del agua residual. Todos los materiales fueron proporcionados por la Universidad y bajo supervisión de los docentes encargados de los laboratorios.

Tabla 8.

Materiales empleados en la fase de análisis de laboratorio

Material	Características
Conos Imhoff	Capacidad de 1 litro
Probeta	De plástico y capacidad de 1 litro
Vasos de precipitación	Capacidad de 1 litro
Pipeta	Capacidad de 10 mL
Crises	Capacidad de 125 mL
Jeringuillas	Capacidad de 5mL, 10 mL y 20mL
Bureta de titulación	Capacidad 100 mL
Piceta	-
Pinzas	-

Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

3.2. **Equipos utilizados**

Los equipos de laboratorio empleados para los análisis de varios parámetros del agua residual recolectada se describen en la Tabla 9.

Tabla 9.*Equipos de laboratorio empleados para los análisis*

Nombre del Equipo	Marca	Modelo
pH-metro	Hanna Instruments	Combo pH & ORP
Turbidímetro	Orbeco Hellige	TB200 Portable Turbidimeter
Estufa	Memmert	Modelo SNB 400
Mufla	Barnstead Thermolyne	-
Equipo OD y Conductividad	Horiba Scientific	9H5MOO14
Medidor de DQO	Hanna Instruments	H183399
Prueba de Jarras	SUNSHINE SCIENTIFIC EQUIPAMENTS	J&W – SERIE N: FCS-5923939
Medidor de Cromo VI	Hanna Instruments	Checker Chromium VI HR
Digestor DQO	SCP SCIENCE	DigiPREP CUBE

Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

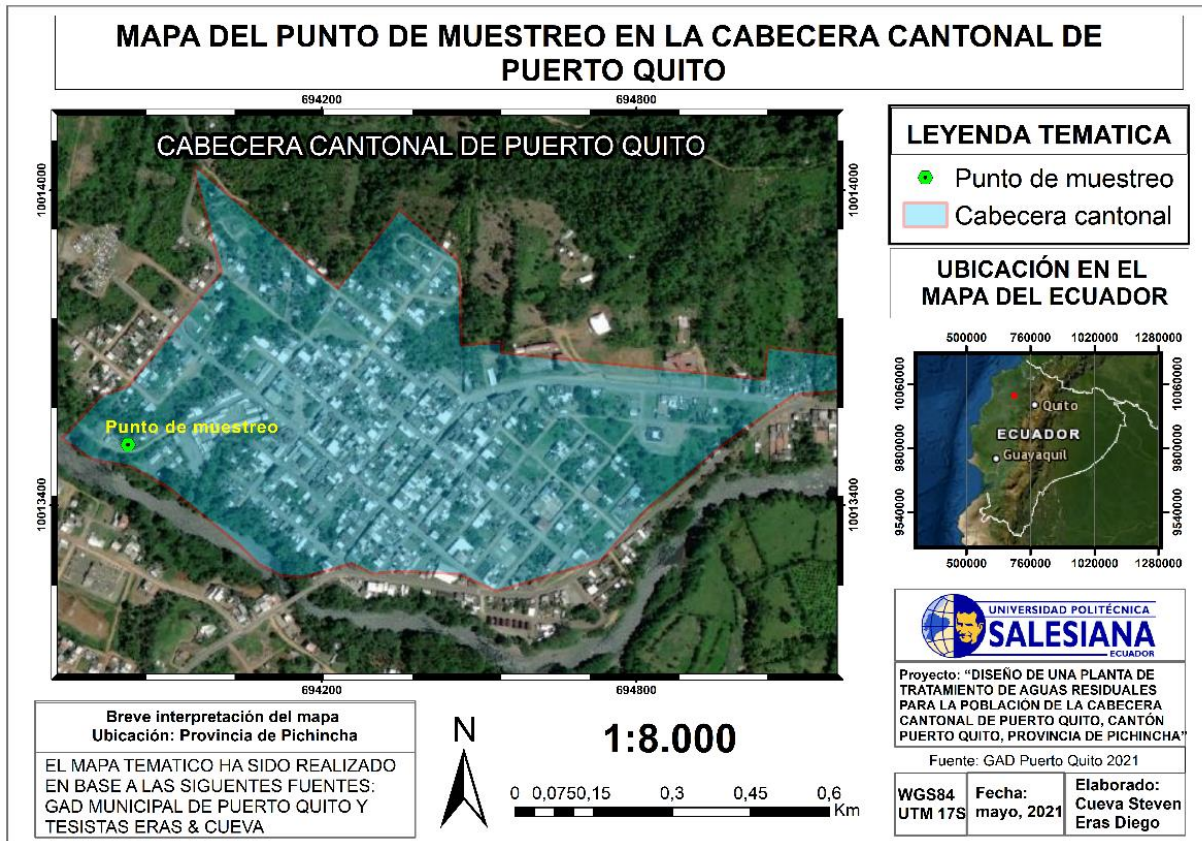
3.3. Muestreo

3.3.1. Sitio del muestreo

El desarrollo de este proyecto se realizó en la cabecera cantonal de Puerto Quito. Para establecer el sitio de muestreo se determinó las zonas o barrios que cuentan con el sistema de alcantarillado, una vez realizada esta determinación se estableció el punto de muestreo en la última caja de revisión del sistema de alcantarillado antes de evacuar todo su caudal a la quebrada y posteriormente al río Caoní.

Figura 3.

Mapa de ubicación del punto de muestreo



Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

3.4. Metodología

3.4.1. Metodología de campo

3.4.1.1. Muestreo del agua residual

Con el objetivo de poder tomar una muestra verdaderamente representativa y que permita mostrar un estado promedio de las características del agua residual, se consideraron 4 aspectos importantes, tales como: el sitio de muestreo, el tiempo adecuado para tomar la muestra, la frecuencia de muestreo y la técnica correcta para la colecta de las muestras de agua residual.

Para realizar esta actividad con el método de muestreo más adecuado se consideró lo establecido en el Servicio Nacional para la Sostenibilidad de Servicios en Saneamiento Básico (2015), que dicta lo siguiente: “al ser una población urbana, dispuesta en su mayoría de hogares y sin presencia de industrias, presentaría variaciones con respecto al caudal y las características del agua residual en diferentes horarios del día”. A razón de esto, se escogió un muestreo de tipo compuesto. Este se llevó a cabo en 2 meses: en las fechas del 10 y 11 de mayo; el 9,10 y 11 de agosto; y el 18, 19 y 20 de agosto, (todos los meses en 2021) ya que en el mes de agosto tendríamos una muestra más representativa por la ausencia de lluvias que elimina la dilución de la carga contaminante del agua residual.

Para la conformación de las muestras compuestas se recolecto muestras simples durante los días antes mencionados en un horario de 7:00 am a 17:00 pm, recogándose cada hora y considerando las horas picos de generación de aguas residuales. De acuerdo a los análisis in situ realizados se observó que no existía mayor variación en los resultados de los parámetros por lo cual no se continuo con más días de muestreo, ya que también se tomó en cuenta la preservación de la calidad de las muestras.

Para la toma de muestras se utilizó un balde pequeño de capacidad de 2 litros, el cual fue atado a una cuerda para permitir el ingreso a la última caja de revisión y recoger las muestras de agua. Con el balde se recogieron 3 muestras que se desecharon, sirviendo para el acondicionamiento del recipiente para proceder a la recogida de agua residual. Se recogieron muestras y el almacenamiento de estas se efectuó en 3 canecas previamente lavadas, secadas y enjuagadas con agua residual del lugar, tal y como se observa en el Anexo 3. Con el fin de evitar fugas de agua durante su movilización, se sellaron las tapas de las canecas con una funda plástica y se trasporto siguiendo lo establecido en la GUÍA PARA LA TOMA DE MUESTRAS DE AGUA RESIDUAL del Servicio Nacional para la Sostenibilidad de Servicios en Saneamiento Básico de La Paz, Bolivia.

En el mismo balde pequeño al recoger el agua residual se procedió a la medición de los parámetros siguientes: pH, turbidez, conductividad y oxígeno disuelto. Este procedimiento de medición in situ se realizó en diferentes ocasiones, durante los días antes mencionados. En el Anexo 4 se observa este procedimiento. Durante su medición se observó que apenas había variación en los parámetros mencionados anteriormente, con respecto a las muestras compuestas recogidas y almacenadas en las canecas.

3.4.1.2. Medición del caudal

Para la determinación del caudal de la cabecera cantonal de Puerto Quito, se utilizó el método volumétrico. Este consiste básicamente en llenar un recipiente de un volumen conocido y contabilizar el tiempo de llenado, de este modo se puede obtener el caudal de agua que existe en el lugar. El caudal se puede determinar mediante la siguiente fórmula.

$$Q = \frac{V}{t}$$

Q: Caudal, [L/s]

V: Volumen del recipiente, [L]

T: Tiempo de llenado, [s]

Se efectuaron 4 repeticiones diarias para determinar el caudal en el punto de muestreo tal y como se observa en el Anexo 5. Estas repeticiones se realizaron cada 3 horas aproximadamente, durante los días 10 y 11 de marzo y 9, 11, 12, 18, 19 y 20 de agosto, desde las 7 am hasta las 17 pm.

3.4.1.3. Turbidez

En el Turbidímetro portable de la marca **ORBECO HELLIGE TB200 Portable Turbidimeter**, previamente calibrado, se colocó una muestra de 10 mL de agua residual un pequeño recipiente que el mismo equipo provee para la determinación de turbidez. A continuación, se introdujo el recipiente en el instrumento de medición, tal y como indica el Anexo 2 2, y se pulsó el botón de “enter”, con el cual se procedió a determinar el valor de turbidez de la muestra.

3.4.1.4. pH

Mediante el equipo **HANNA INSTRUMENTS Combo pH & ORP**, se determinó introduciendo la parte inferior del dispositivo, como indica el Anexo 8, y se procedió a pulsar el botón “SET/HOLD” para la obtención del valor de pH.

3.4.1.5. Conductividad

El mismo dispositivo anteriormente usado en el pH (**HANNA INSTRUMENTS Combo pH & ORP**), se utilizó para determinar los valores de conductividad. Una vez se sumergió la parte inferior del dispositivo se presionó “SET/HOLD” para cambiar la función y medir la conductividad.

3.4.1.6. Temperatura

El mismo equipo **HANNA INSTRUMENTS Combo pH & ORP**, proporcionó el valor de temperatura durante la medición del pH.

3.4.1.7. Oxígeno disuelto

Este parámetro se determinó con el equipo de la marca **Horiba Scientific 9H5MOO14**, le cual posee una sonda que se introdujo en el recipiente con la muestra de agua residual y se

procedió a pulsar el botón “measure” que luego de un breve periodo de tiempo marcara el valor de OD.

3.5. Metodología de análisis de laboratorio

3.5.1. Determinación de sólidos

3.5.1.1. Sólidos totales

Para la determinación de sólidos totales se llevó a cabo un proceso de evaporación de las aguas residuales en 3 crisoles de porcelana, con capacidad de 125 mL.

En primer lugar, se calentaron los 3 crisoles vacíos a una temperatura de 105 °C. Posteriormente se sacaron y se introdujeron en el desecador durante 20 minutos aproximadamente, hasta que se enfriaron para poder ser trasladados a la balanza analítica, donde se realizó su pesaje. A continuación, se colocaron 100 mL de agua residual en cada uno de los 3 crisoles y se introdujeron en la estufa, a una temperatura constante de 105 °C durante 20 horas. Finalmente, se deja enfriar por 15 minutos en el desecador y se pesaron los crisoles. Se determinó la concentración de sólidos totales a partir de la siguiente fórmula:

$$ST(mg/L) = \frac{(A - B) * 1000}{V}$$

A: Peso de la cápsula más la muestra seca, [mg]

B: Peso de la cápsula vacía, [mg]

V: Volumen de la muestra, [mL]

3.5.1.2. Sólidos en suspensión

Los sólidos suspendidos es material retenido por un filtro estándar de 1,2 µm. Para este análisis se requiere de una bomba de vacío, que ayudará a filtrar la muestra a través del papel filtro. Como primer paso, se debe colocar en la estufa los crisoles con la lámina de papel filtro

a una temperatura de 105 °C por 2 horas máximo. Se deja secar y enfriar en el desecador para proceder con su pesaje y colocar la lámina de papel filtro entre el embudo de filtración y el matraz. Finalmente se enciende la bomba y se vierte 100 mL de agua residual a través de la lámina de papel filtro.

Una vez seco el papel filtro, se retira del embudo de filtración y cuidadosamente se coloca nuevamente en el crisol secado anteriormente.

El crisol y el filtro con el material retenido, se introducen en la estufa a una temperatura de 103-105 °C, por 1 hora. Se deja enfriar para proceder a pesar el crisol con la muestra, siendo la diferencia de pesos la que marca la cantidad de sólidos suspendidos, con ayuda de la fórmula siguiente:

$$SST(mg/L) = \frac{(C - D) * 1000}{V}$$

C: Peso de la cápsula + papel filtro con residuo, [mg]

D: Peso de la cápsula vacía + papel filtro, [mg]

V: Volumen de la muestra, [mL]

El procedimiento descrito, se realizó 3 veces para obtener un valor promedio.

3.5.1.3. Sólidos disueltos

Su determinación se llevó a cabo con el agua residual filtrada, descrita en la metodología de Sólidos Suspendidos. Se colocó 100 mL de agua residual filtrada en un crisol (calentado a 105 °C por 2 horas, enfriada y pesado previamente) para introducirse en la estufa hasta su completo secado a una temperatura de 105 °C, por 20 horas.

Para su determinación se dejó enfriar en el desecador por 20 minutos y se procedió a pesar en la balanza analítica. Mediante la siguiente ecuación se realizó su cálculo:

$$SD(mg/L) = \frac{(E - F) * 1000}{V}$$

E: Peso de la cápsula luego de someterse a una temperatura de 550 ±5 °C, [mg]

F: Peso Inicial de la cápsula, [mg]

V: Volumen de la muestra, [mL]

El procedimiento descrito se realizó 3 veces con cada muestra compuesta, para obtener un valor promedio.

3.5.1.4. Sólidos volátiles

El análisis de sólidos volátiles se desarrolló luego de determinar los sólidos totales. Una vez determinado los ST, se introduce la muestra en la mufla a una temperatura de 550 ±5 °C durante 15 minutos. Se dejó secar en el desecador y se procedió a pesar cada uno de los 3 crisoles. A través de la siguiente fórmula se pudo determinar la cantidad de Sólidos volátiles.

$$SV(mg/L) = \frac{(H - G) * 1000}{V}$$

H: Peso de la cápsula de los ST, [mg]

G: Peso de la cápsula luego de someterse a una temperatura de 550 ±5 °C, [mg]

V: Volumen de la muestra, [mL]

3.5.1.5. Sólidos fijos

Para su determinación se realizó un cálculo que implica la diferencia de los ST y los SV, mediante la siguiente ecuación.

$$SF(mg/L) = ST - SV$$

SF: Sólidos fijos

ST: Sólidos totales

SV: Sólidos volátiles

3.5.1.6. Sólidos sedimentables

Para la determinación de los sólidos sedimentables se requirió de 3 conos Imhoff, con un volumen de 1 litro. Como parte de un adecuado procedimiento se agita la caneca que contiene la muestra compuesta de agua residual y se vertió 1 litro de esta agua en cada uno de los conos. Luego de 45 minutos de reposo, con ayuda de una varilla de cristal se retiraron los residuos adheridos a las paredes del cono. Finalmente se deja sedimentar por un total de 60 minutos y se toma la medida.

Este procedimiento se realiza para cada muestra recogida (Anexo 9) a fin de obtener un valor promedio representativo.

3.5.2. DQO

Para llevar a cabo el análisis de Demanda Química de Oxígeno (DQO) de la muestra compuesta de agua residual, se utilizó el digestor de DQO **DigiPREP CUBE-SCP SCIENCE** y el equipo **HI83399 Multiparameter Photometer with COD – HANNA**, además se utilizó los viales **Chemical Oxygen Demand, COD MR** (rango medio 15 -1500 mg/L) – **HANNA**.

Para realizar los análisis de DQO con sus repeticiones correspondientes se siguió el procedimiento descrito en el Anexo 19.

3.5.3. Cromo hexavalente

Para llevar a cabo el análisis del Cromo hexavalente de la muestra compuesta de agua residual, se utilizó **Checker HI-723 Chromium VI High Range Handheld Colorimeter – HANNA** y el reactivo en polvo **HI723-25 Chromium VI HR Reagent**. Para llevar a cabo estos análisis se realizó las actividades descritas en el Anexo 19.

3.5.4. Pruebas de tratabilidad

Para llevar a cabo este apartado se lo realizó mediante la prueba de jarras con la cual nos permitirá determinar el coagulante-floculante óptimo, la dosis óptima de coagulante-floculante, pH óptimo de coagulación, las diferentes velocidades óptimas y el tiempo de sedimentación óptimo para llevar a cabo un buen tratamiento del agua residual que permita clarificar y remover los sólidos presentes en el agua residual.

3.5.4.1. Prueba de jarras

La prueba de jarras es un análisis sobre el funcionamiento de una planta de tratamiento de aguas residuales a escala de laboratorio, donde se evalúa el comportamiento del coagulante-floculante como tratamiento del agua residual, así como se analiza otras variables importantes para la depuración de la misma.

3.5.4.2. Materiales, equipos y reactivos

En la tabla siguiente se describen los materiales, equipos y reactivos empleados para las pruebas de jarras.

Tabla 10.*Materiales, equipos y reactivos utilizados para realizar la prueba de jarras*

Materiales	Equipos	Reactivos
Jeringas de plástico de 10ml y 20ml	TB200 Turbidimeter – Orbeco Hellige	Solución de Sulfato de Aluminio ($Al_2(SO_4)_3$) al 1%
Balón aforado de 50ml y 1000ml	FLOCCULATOR JAR TEST OR MULTIPLE SPINDLE STIRRER (Prueba de Jarras)	Solución de PAC (COAGULANTE INORGÁNICO A BASE DE SAL POLIMERICA DE POLICLORURO DE ALUMINIO) al 1%
Vasos de precipitación	pH & ORP Waterproof – HANNA (pH-metro)	Solución de Ácido Sulfúrico (H_2SO_4) 1 M
Bureta y equipo titulación	Balanza Analítica – METTLER TOLEDO	Solución de Hidróxido de Sodio (NaOH) 1M
Espátula		Agua destilada

Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

3.5.4.3. Procedimiento**Preparación de soluciones.**

1. Se prepararon soluciones de coagulante-floculante, con el sulfato de aluminio ($Al_2(SO_4)_3$) al 1% y solución de PAC (COAGULANTE INORGÁNICO A BASE DE SAL POLIMERICA DE POLICLORURO DE ALUMINIO) al 1%.
2. De igual forma se prepararon las soluciones para determinar el pH óptimo de coagulación. Para esto se preparó una solución de ácido sulfúrico (H_2SO_4) 1 M para bajar el pH a un rango ácido y una solución de hidróxido de sodio (NaOH) 1 M para subir el pH a un rango básico.

Determinación del coagulante-floculante óptimo y la dosis óptima.

1. Se mezcló previamente la muestra de agua residual para que su contenido quede homogéneo y se aforó con 1 L de agua residual a los 6 vasos de precipitación del equipo, a estas jarras o vasos de precipitación se procedieron a medir por triplicado los parámetros de pH, turbidez y DQO antes de comenzar la primera corrida de jarras.
2. Una vez realizado el procedimiento anterior se procede a bajar las paletas de agitación, empezando a preparar y llenar varias jeringas con los 2 diferentes soluciones de coagulante-floculante y diferentes dosis en cada jarra.
3. Se configuró la velocidad rápida a 100 rpm durante 2 minutos y se dio inicio a la corrida, en el mismo instante se dosificó el coagulante-floculante que en las tres primeras jarras contenían el sulfato de aluminio en cantidades de 0,4 mL, 0,6 mL y 0,8 mL respectivamente, los cuales representa concentraciones de 400 ppm (0,4g/L), 600 ppm (0,6g/L) y 800 ppm (0,8g/L) de coagulante-floculante. De igual forma se realizó con las 3 jarras restantes utilizando PAC, con las mismas concentraciones que en las 3 primeras jarras.
4. Finalizada la velocidad rápida inmediatamente se redujo la velocidad a 40 rpm durante 20 minutos, para finalmente calificar la formación de flóculos mediante el Índice de Willcomb.
5. Se dejó sedimentar las jarras por 20 minutos y se procedió a medir en cada una de las jarras el pH y la turbidez por triplicado, de las jarras que reflejaban resultados más bajos de turbidez se mide la DQO, desarrollando 3 repeticiones a fin de obtener valores representativos.

Determinación del pH óptimo de coagulación.

1. Para esta corrida se utilizó las soluciones de ácido sulfúrico (H_2SO_4) 1 M y solución de hidróxido de sodio (NaOH) 1M. En las 6 jarras previamente aforadas con un 1L de agua residual se procedió a variar los pH por medio de titulación. Para la primera jarra se bajó el pH a 4,50 con 1 mL de ácido sulfúrico y a la segunda jarra se redujo el pH a 5,53 con 0,4 mL de ácido sulfúrico. La tercera y cuarta jarra se mantuvieron con el pH original de 7,12 y 7,20. En la quinta y sexta jarra se subió el pH a 8,10 y 9,00 adicionando 0,4 mL y 1 mL de hidróxido de sodio respectivamente.
2. Se procedió a dar inicio a la corrida con la velocidad rápida antes establecida y al mismo momento se adiciono 0,6 mL (600 ppm) de PAC en las 6 jarras. De igual forma se siguió con el procedimiento antes establecido de velocidad lenta, tiempo de sedimentación y medición por triplicado de los parámetros indicados en la anterior corrida de jarras.

Determinación de la velocidad rápida y tiempo óptimo de coagulación.

1. En las 6 jarras de agua residual se ajusta el pH a 8,10 con ayuda del hidróxido de sodio.
2. Para dar inicio a esta corrida de jarras se prueba 3 tipos de velocidades rápidas con 2 diferentes tiempos, las 2 primeras jarras se configuró a una velocidad de 100 rpm a 60 segundos y 120 segundos respectivamente, la tercera y cuarta jarra se configuró para 150 rpm a 60 segundos y 120 segundos y la quinta y sexta jarra se estableció en 180 rpm a 60 segundos y 120 segundos.
3. A Cada pareja de jarras se dio inicio en sus respectivos momentos adicionando 0,6 ml de PAC y siguiendo con los pasos anteriores que son la velocidad lenta,

calificación de flóculos, tiempo de sedimentación y medición de parámetros antes establecidos.

Determinación de la velocidad lenta y tiempo de floculación.

1. A las 6 jarras de agua residual se le ajusta el pH antes establecido, se configura la velocidad rápida seleccionada que fue 180 rpm a 120 segundos y se le añade al mismo momento los 0,6 mL de PAC.
2. Para la velocidad lenta se prueba 3 tipos de velocidades con 2 diferentes tiempos, las 2 primeras jarras se configuró a una velocidad de 30 rpm a 15 minutos y 20 minutos respectivamente, la tercera y cuarta jarra se configuró para 40 rpm a 15 minutos y 20 minutos y la quinta y sexta jarra se estableció en 60 rpm a 15 minutos y 20 minutos respectivamente.
3. Una vez finalizada la velocidad lenta se calificó flóculos, se dejó sedimentar los 20 minutos y se midió los parámetros ya establecidos.

Determinación del tiempo óptimo de sedimentación.

1. Se repite en las 6 jarras de agua residual el procedimiento antes establecido, se ajusta el pH seleccionado, la velocidad rápida y la dosis optima del PAC.
2. Se redujo la velocidad a 40 rpm durante 15 minutos, y se calificó la formación de flóculos.
3. Para el tiempo de sedimentación se probó 3 diferentes tiempos, que fueron de 10 minutos, 20 minutos y 30 minutos. Una vez transcurridos estos tiempos de sedimentación se llevó a cabo el análisis por triplicado de los parámetros de pH, turbidez y DQO a la jarra de agua residual con menor valor de turbidez.

3.6. Determinación del método

A fin de proporcionar un óptimo tratamiento al agua residual analizada, se establece la relación de DBO5/DQO, conocida como índice de biodegradabilidad. En la Tabla 12 se indica la interpretación de los valores de DBO5/DQO.

Tabla 11.

Criterio de biodegradabilidad según la relación DBO5/DQO

	> 0,50	Materia orgánica muy degradable
DBO5/DQO	0,20 – 0,50	Materia orgánica moderadamente degradable
	< 0,2	Materia orgánica poco degradable

Fuente: Plan de monitoreo para la planta de tratamiento de aguas residuales en el sur de Ahuachapán, El Salvador, C.A.; Fajardo. (2005). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

A través de los análisis de laboratorio realizados, se obtuvieron valores de DBO5 de 219 mg/L y DQO de 368,67 mg/L, cuya relación arroja un índice de biodegradabilidad de 0,59. Partiendo de este valor se puede determinar que un tratamiento secundario convencional mediante sistemas biológicos es un método viable, ya que el agua posee materia orgánica muy biodegradable.

A través de este análisis se descarta la implementación de fosas sépticas debido a la creciente población y la expansión de la zona, lo cual implica que este tipo de sistemas resulten obsoletos. Por otra parte, implementar sistemas de depuración natural tampoco resolvería el problema planteado, porque estos sistemas están pensados para zonas poco pobladas y de bajo caudal, por lo que su eficiencia varía mucho en función de la composición y características del

agua residual. Por lo tanto, un sistema de lagunas si sería el método adecuado para tratar las aguas residuales de la cabecera Cantonal de Puerto Quito, por sus ventajas y capacidad de reducir la carga contaminante. También es importante recalcar que, se escogió este sistema de tratamiento porque el GAD ya cuenta con una superficie que podría adecuarse al proyecto, y para dar continuidad a una planta de tratamiento que actualmente se encuentra inoperativa.

Una vez establecido que el agua residual posee una materia orgánica muy biodegradable y se ajusta con el método de lagunaje, se inicia con el diseño de la PTAR.

3.7. Componentes del diseño

3.7.1. Periodo de diseño

En primera instancia se debe realizar la proyección poblacional para el año 2021, y luego de haber obtenido este valor, se procede a calcular nuevamente la población para el año 2046, ya que un tiempo de vida útil de 25 años es apropiado para el diseño de la PTAR.

3.7.1.1. Población en la zona del proyecto

“La población de la cabecera cantonal de Puerto Quito para el año 2010, de acuerdo al censo realizado por el INEC, es de 3080 habitantes, y en el año 2001, era de 2285 habitantes” (GAD Puerto Quito, 2015). El área total de la cabecera cantonal posee una extensión 90,83 ha, de las cuales 42,30 ha corresponden al área del proyecto, ya que únicamente esta última extensión cuenta con sistemas de alcantarillado, la extensión restante de 48,53 ha emplea fosas sépticas o descarga las aguas residuales en cuerpos de agua aledaños.

La densidad poblacional de la cabecera cantonal de Puerto Quito se definió en el siguiente cálculo:

$$\text{Densidad Poblacional} = \frac{\text{Habitantes}}{\text{Área total de la Cabecera Cantonal}}$$

$$\text{Densidad Poblacional} = \frac{3080 \text{ habitantes}}{90,83 \text{ ha}} = 34 \frac{\text{habitantes}}{\text{ha}}$$

La cabecera cantonal posee una densidad poblacional de 34 habitantes/ hectárea.

El cálculo de habitantes en la zona del proyecto para el año 2010 se realizó de la siguiente forma:

$$\text{Hab. de la zona del proyecto} = \text{Área del proyecto} * \text{Densidad Poblacional}$$

$$\text{Hab. de la zona del proyecto} = 42,30 \text{ ha} * \left[\frac{3080 \text{ habitantes}}{90,83 \text{ ha}} \right] = 1435 \text{ habitantes}$$

3.7.1.2. Población actual

Los datos utilizados para realizar la proyección poblacional del presente año 2021 bajo los principios del método geométrico, fueron obtenidos de los censos del INEC 2001 y 2010. Este procedimiento se desarrolla ya que actualmente no se han llevado a cabo actividades para censar a la población ecuatoriana por parte del INEC, debido a la falta de recursos y la gravedad de la situación sanitaria que ha generado la pandemia en nuestro país.

A partir de los datos poblacionales de los años 2001 y 2010 se obtuvo el índice de crecimiento poblacional, con la siguiente formula:

$$i = \left(\sqrt[n]{\frac{P_f}{P_o}} \right) - 1$$

i: Índice de crecimiento

n: Período de análisis, [años]

Pf: Población final, [habitantes]

Po: Población inicial, [habitantes]

$$i = \left(\sqrt[9]{\frac{3080 \text{ habitantes}}{2285 \text{ habitantes}}} \right) - 1$$

$$i = 0,0337 * 100 = 3,37\%$$

Con el índice de crecimiento poblacional entre los años 2001 y 2010 de la cabecera cantonal de Puerto Quito, se procedió a determinar la población actual para el año 2021, en la zona del proyecto.

Como ya se mencionó, el procedimiento a seguir es el cálculo mediante el método geométrico. Este método calcula un factor de crecimiento para cada par de datos consecutivos, es decir, la correlación que poseen el aumento de la tasa entre la población y un periodo de tiempo determinado.

$$Pf = Po (1 + i)^t$$

Pf: Población actual 2021, [habitantes]

Po: Población del año 2010, [habitantes]

i: Índice de crecimiento poblacional

t: Tiempo de diseño, [años]

$$Pf = 1435 \text{ habitantes} (1 + 0,0337)^{11 \text{ años}}$$

$$P_f = 2067 \text{ habitantes para el año 2021}$$

3.7.1.3. Población futura

Empleando los mismos principios del método geométrico, se realiza el cálculo de proyección poblacional para el año 2046.

$$P_f = P_o (1 + i)^t$$

P_f : Población para el año 2046, [habitantes]

P_o : Población actual 2021, [habitantes]

i : Índice de crecimiento poblacional

t : Tiempo de diseño, [años]

$$P_f = 2067 \text{ habitantes } (1 + 0,0337)^{25 \text{ años}}$$

$$P_f = 4733,72 \approx 4734 \text{ habitantes para el año 2046}$$

3.7.2. Dotación de agua

3.7.2.1. Cálculo del caudal de diseño

$$Q_{AR} = \frac{P_f * D * C_R}{86400}$$

Q_{AR} : Caudal de diseño, [m^3 /día]

P_f : Población final, [habitantes]

D : Dotación, [L/ habitantes /día] (en base a la Norma CO 10.7 – 601, se adoptó como dotación para clima cálido de 170 L/Hab*día)

C_R : Coeficiente de Retorno, [0,8]

$$Q_{AR} = \frac{4734 \text{ habitantes} * 170 \frac{L}{\text{habitantes} * \text{día}} * 0,8}{\frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ día}}}$$

$$Q_{AR} = 7,45 \frac{L}{s} * \frac{86400 \text{ s}}{1 \text{ día}} * \frac{1 \text{ m}^3}{1000 \text{ L}} = 643,68 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}$$

3.8. Diseño de la PTAR

3.8.1. Diseño del canal de ingreso

El canal de ingreso es una estructura por donde circula el agua residual con ayuda de la gravedad y sin presión, al ser un conducto abierto el agua tiene contacto con la atmosfera.

A. Cálculo del radio hidráulico.

Tabla 12.

Capacidad de conducción de los canales revestidos

Altura del agua [m]	Anchura del fondo [m]	Pendiente longitudinal [%]		
		0,05	0,10	0,15
0,30	0,30	30-40	40-60	40-70
0,40	0,50	70-120	100-160	120-200

Nota: Se muestra la capacidad de conducción de agua (en L/s) para canales rectangulares revestidos. Tomado de: Córdova Sánchez (2018, p. 57). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Considerando que el diámetro de la tubería es de 0,50 m, tomaremos el valor de 0,40 m de altura de agua. Partiremos de la siguiente fórmula:

$$RH = \frac{B_c * h}{B_c + 2h}$$

RH: Radio hidráulico, [m]

B_c: Ancho del canal, [m];(ancho determinado por la relación de la tubería de agua residual)

h: Altura del agua en el canal, [m] (obtenido de la Tabla 12)

$$RH = \frac{0,50 \text{ m} * 0,40 \text{ m}}{0,50 \text{ m} + (2 * 0,40 \text{ m})} = 0,15 \text{ m}$$

B. Cálculo de la velocidad media del canal.

Para realizar el cálculo de la velocidad media del canal se necesita el coeficiente de rugosidad de Manning y se determina basándonos en el tipo de material con el que está compuesto el canal de entrada, para esto se tomó en cuenta los valores de la Tabla 13.

Tabla 13.

Coefficiente de rugosidad de Manning

Canales revestidos	n	1/n
Ladrillos, paredes bien construidas	0,013	76,92
Hormigón, sin terminar, paredes rugosas	0,015	66,67
Hormigón, acabado con paleta, paredes lisas	0,013	76,92
Ladrillos, paredes rugosas	0,015	66,67

Nota: Tabla con los valores del coeficiente de Manning. Adaptado de: Córdova Sánchez (2018, p. 58). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Con la siguiente formula se determinó la velocidad media del canal.

$$V_{md} = \frac{1}{n} RH^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}$$

V_{md} : Velocidad media del canal, [m/s]

n : Coeficiente de rugosidad de Manning, (obtenido de la Tabla 16, hormigón y paredes lisas)

S : Pendiente canal rectangular revestido de hormigón [%]; 0,05%

RH : Radio hidráulico, [m]

$$V_{md} = \frac{1}{0,013} (0,15 \text{ m})^{\frac{2}{3}} * (0,0005)^{\frac{1}{2}} = 0,49 \text{ m/s}$$

De acuerdo con la Secretaría del Agua. CO 10.07-601 (2011, p. 153) “La velocidad máxima que puede soportar un canal de hormigón es de 10 m/s, esta no debe exceder los 2,5 m/s para evitar el sedimento de materiales retenidos”.

C. Cálculo del área transversal del canal.

$$A_c = \frac{Q_{AR}}{V_{md}}$$

A_c : Área transversal del canal, [m²]

Q_{AR} : Caudal de diseño, [m³/s] (Revisar 3.7.2.1. Cálculo del caudal de diseño)

V_{md} : Velocidad media del canal, [m/s]

$$A_c = \frac{0,00745 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0,49 \frac{\text{m}}{\text{s}}} = 0,02 \text{ m}^2$$

D. Cálculo de la altura máxima del agua en el canal.

$$A_c = 2h * h$$

$$A_c = 2h^2$$

$$h_{c\ max} = \sqrt{\frac{A_c}{2}}$$

A_c : Área transversal del canal, [m²]

$h_{c\ max}$: Altura máxima del agua en el canal, [m]

$$h_{c\ max} = \sqrt{\frac{0,02\ m^2}{2}} = 0,1\ m$$

E. Cálculo de la altura total del canal.

Se utilizan los datos de la Tabla 14 para obtener el valor del borde libre.

Tabla 14.

Borde libre de un canal

Borde libre [m]	Caudal [m ³ /s]
0,40	Mayor a 0,50
0,30	Menor a 0,50

Nota: Tabla del borde libre de un canal. Tomado de: Rodríguez Ruíz (2008). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Se trabajó con el valor del caudal menor a 0,50 m³/s ya que nuestro caudal fue de 0,00745 m³/s.

$$H_{TC} = h_{c\ max} + b_{libre}$$

H_{TC} : altura total del canal, [m]

$h_{c\ max}$: Altura máxima del agua en el canal, [m]

b_{libre} : Borde libre, [m]

$$H_{TC} = 0,1\ m + 0,30\ m = 0,4\ m$$

3.8.2. Diseño de la criba

“En las plantas de tratamiento de aguas residuales, con la ayuda de rejillas gruesas o finas se remueven sólidos de gran tamaño que se encuentran en el caudal. Protege de posibles daños en las operaciones de las siguientes unidades” (Comisión Nacional del Agua, 2016). Para el diseño de este proceso se considera las características de la siguiente tabla.

Tabla 15.

Características para el diseño de rejillas según su limpieza

Características	Limpieza manual	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
Velocidad de acercamiento	0,3 - 0,6 m/s	0,6 - 1 m/s
Perdida de energía permisible	15 cm	15 cm
Abertura o espaciamiento	2,5 - 5 cm	1,5 - 7,5 cm
Pendiente con la vertical	30° - 45°	0° - 30°

Nota: Dimensiones y características de diseño de rejillas de limpieza manual y mecánica. Tomado de: Córdova Sánchez (2018). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Las rejillas pueden estar instaladas en ángulos entre 45° - 60°, estas las conforman barras paralelas que están separadas con una distancia de 0,5 - 5cm, dependiendo de los diseños. Para el diseño de este sistema de rejillas se consideró las características de la Tabla 15 y Tabla 16.

Tabla 16.

Características para diseño de rejillas

Característica	Recomendado
Forma de barra	Rectangular
Ancho de barra	5-15 mm
Espesor de barra	10-40 mm
Abertura entre barras	25-50 mm
Inclinación con la vertical	45-60°
Velocidad de aproximación	0,45 m/s
Velocidad a través de las barras	<0,6 m/s Q promedio
Tiempo de retención del canal de aproximación	>3s

Nota: Características de diseño de rejillas. Tomado de Córdova Sánchez (2018). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

A. Cálculo del área libre de las rejillas.

Con el siguiente cálculo se estableció el flujo en el canal.

$$A_{libre} = \frac{Q_{AR}}{V}$$

A_{libre}: Área libre del paso de agua de las rejillas, [m²]

Q_{AR} : Caudal de diseño, [m^3/s]

V : Velocidad de flujo, [m/s] (obtenido de la Tabla 16)

$$A_{libre} = \frac{0,00745 \frac{m^3}{s}}{0,60 \frac{m}{s}} = 0,0124 m^2$$

B. Cálculo de la altura del tirante en el canal.

Para llevar a cabo este cálculo se considera el ancho del canal y el área libre de las rejillas. En este caso el ancho del canal se definió en 0,5 m.

$$h_{tc} = \frac{A_{libre}}{B_c}$$

h_{tc} : altura del tirante en el canal, [m]

A_{libre} : Área libre del paso de agua de las rejillas, [m^2]

B_c : Ancho del canal, [m];(ancho determinado por la relación de la tubería de agua residual)

$$h_{tc} = \frac{0,0124 m^2}{0,5 m} = 0,025 m$$

C. Cálculo de la altura del tirante de construcción.

$$h_c = h_{tc} + h_c$$

h_c : altura del tirante de construcción, [m]

h_{tc} : altura del tirante en el canal, [m]

h_s : altura de seguridad 0,5 m, [m].

$$h_c = 0,025 \text{ m} + 0,5 \text{ m} = 0,53 \text{ m}$$

D. Cálculo de la longitud de las barras.

$$L_{barras} = \frac{h_c}{\text{Sen } \phi}$$

L_{barras} : Longitud de las barras, [m]

h_c : Altura del tirante de construcción, [m]

ϕ : Angulo de inclinación de las barras, [°]. (Ver Tabla 16)

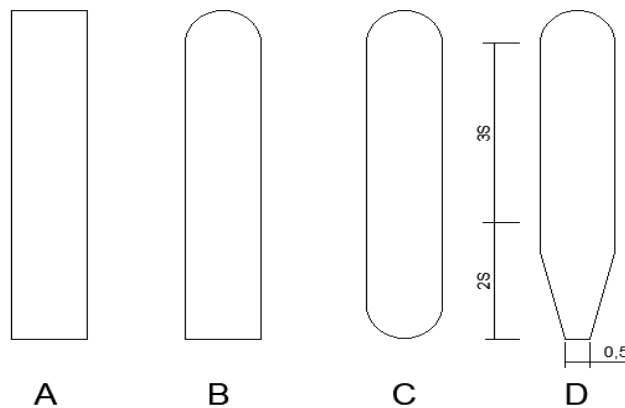
$$L_{barras} = \frac{0,53 \text{ m}}{\text{Sen}(45^\circ)} = 0,75 \text{ m}$$

E. Cálculo de la pérdida de carga en las barras.

Para realizar este importante cálculo se utilizó la Figura 4 y Tabla 17, con la característica de utilizar barras rectangulares.

Figura 4.

Formas de las barras



Fuente: Adaptado de Córdova Sánchez (2018, p. 56). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Tabla 17.*Coefficiente de pérdida en función de la forma de las rejillas*

Sección transversal				
Forma de rejillas	A	B	C	D
β	2,48	1,83	1,67	1,035

Nota: Tabla del coeficiente de pérdida en función de la forma de rejillas. Tomado de: RAS (2000). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

$$h_p = \beta * \left(\frac{S_{barras}}{eb} \right)^{\frac{4}{3}} * \left(\frac{V}{2g} \right) * \text{sen}\phi$$

h_p : Pérdida de carga en las barras, [m]

β : Factor de forma de las barras, [adimensional], (ver Tabla 17)

S_{barras} : Separación entre las barras, [m]

eb : Espesor de barras, [m]

V : Velocidad de flujo, [m/s]

g : Gravedad, [m/s²]

ϕ : Angulo de inclinación de las barras, (Ver Tabla 16)

$$h_p = 2,48 * \left(\frac{0,025 \text{ m}}{0,01 \text{ m}} \right)^{\frac{4}{3}} * \left(\frac{0,60 \frac{\text{m}}{\text{s}}}{2 * 9,8 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}} \right) * \text{sen}(45)$$

$$h_p = 0,18 \text{ m}$$

F. Cálculo del número de barras.

$$N_{barras} = \frac{B_c - S_{barras}}{eb + S_{barras}}$$

S_{barras} : Separación entre las barras, [m]

eb : Espesor de barras, [m]

B_c : Ancho del canal, [m];(ancho determinado por la relación de la tubería de agua residual)

$$N_{barras} = \frac{0,50 \text{ m} - 0,025 \text{ m}}{0,01 \text{ m} + 0,025 \text{ m}} = 13,57 \approx 14 \text{ barras}$$

3.8.3. Diseño del desarenador

A menudo se colocan después del desbaste y antes de pasar a los tanques de sedimentación o el tratamiento primario. El desbaste antes de ingresar al desarenador ayuda a la explotación y el mantenimiento de los componentes de la separación de arenas (Metcalf y Eddy, 2000). Posee una pendiente ligera.

Tabla 18.

Valores iniciales de diseño

Parámetro	Valor	Unidades	Abreviatura
Caudal del diseño	643,68	$m^3 / \text{día}$	Q_{AR}
Ancho del canal	0,50	m	B_c
Altura del agua en el canal	0,40	m	h
Base del desarenador	2,80	m	B_d

Nota: El diseño del desarenador se realizó en base al libro "Ingeniería de aguas residuales: Tratamiento, vertido y reutilización". Fuente: Metcalf y Eddy (2000). Elaborado: Cueva y Eras, 2021.

A. Diseño de la transición al canal.

Se establece una base del desarenador de 2,80 m y se calcula la longitud.

$$LT = \frac{B_d - B_c}{2 * \tan 12,5^\circ}$$

B_d : Base del desarenador, [m]

B_c : Ancho del canal, [m]

$$LT = \frac{2,80 \text{ m} - 0,50 \text{ m}}{2 * \tan 12,5^\circ} = 5,19 \text{ m}$$

B. Velocidad de flujo en el sedimentador.

Tabla 19.

Valor de "a" de acuerdo al diámetro de la partícula

Valor	Diámetro
a = 36	$d > 1\text{mm}$
a = 44	$0,1\text{mm} < d < 1\text{mm}$
a = 51	$d < 0,1\text{mm}$

Nota: Se utilizaron como fuente bibliográfica los cálculos realizados en el artículo titulado: "Nuevo diseño del desarenador desaguadero del canal Taymi en el Distrito de Pucalá, Provincia de Chiclayo, región Lambayeque". Fuente: Barnuevo Poémape, E. (2018). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

El diámetro determinado en las pruebas de laboratorio es de 0,5 mm. El peso específico de la partícula es de $\gamma = 2,65 \text{ g/cm}^3$.

$$V = a * \sqrt{d}$$

V : Velocidad de flujo, [cm/s]

d : Diámetro de la partícula, [mm]

$$V = a * \sqrt{d}$$

$$V = 44 * \sqrt{0,5 \text{ mm}} = 31,11 \frac{\text{cm}}{\text{s}} = 0,3111 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

De acuerdo a la norma la altura de agua en el desarenador va de 1,5 m a 4 m. La altura seleccionada es $H = 1,5 \text{ m}$.

C. Velocidad de sedimentación de la partícula calculada de acuerdo a varios autores.

Fórmula de Scotti – Folglieut

$$W_o = 3,8 * \sqrt{d + 8,3 * d}$$

W_o : Velocidad de sedimentación, [m/s]

d : Diámetro de la partícula, [mm]

$$W_o = 3,8 * \sqrt{0,5 \text{ mm} + 8,3 * 0,5 \text{ mm}} = 8,19 \frac{\text{cm}}{\text{s}} = 0,0819 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Fórmula de Owens

Tabla 20.

Valor de “k” según la característica

Valor	Característica
k = 9,35	Arena esférica
k = 6,12	Granos > 3 mm
k = 1,28	Granos < 7 mm

Nota: Cálculos basados del artículo titulado: " Nuevo diseño del desarenador desaguadero del canal Taymi en el Distrito de Pucalá, Provincia de Chiclayo, región Lambayeque". Fuente: Barnuevo Poémape, E. (2018). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

$$W_o = k * \sqrt{d * (\gamma - 1)}$$

γ : *Peso específico*, [g/cm³]

$$W_o = 1,28 * \sqrt{0,0005 \text{ m} * (2,65 - 1)} = 0,0367 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Tabla 21.

Tabla propuesta por Arkhangelski

D [mm]	W _o [cm/s]
0,50	5,400
0,55	5,940
0,60	6,480
0,70	7,320

Fuente: Barnuevo Poémape, E. (2018). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Por lo tanto:

$$W_o = 5,4 \frac{cm}{s} \approx 0,054 \frac{m}{s}$$

Se considera un valor promedio de la velocidad de sedimentación

$$W_{o \text{ Promedio}} = \frac{0,0819 \frac{m}{s} + 0,0367 \frac{m}{s} + 0,054 \frac{m}{s}}{3} = 0,0575 \frac{m}{s}$$

D. Longitud del desarenador.

Para determinar el valor de K, necesitamos conocer los siguientes datos de la velocidad de flujo.

Tabla 22.

Valor de “K”

K	Velocidad de flujo [m/s]
1,25	0,20
1,50	0,30
2,00	0,50

Fuente: Barnuevo Poémape, E. (2018). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Al tener una velocidad de flujo cercana a 0,30 m/s, el valor elegido de “K” es de 1,50, el cual se reemplaza en la siguiente ecuación.

$$L = \frac{V * H}{W_o} * K$$

$$L = \frac{0,3111 \frac{m}{s} * 1,5m}{0,0575 \frac{m}{s}} * 1,50$$

$$L = 12,17 m \approx 12,20 m$$

3.8.4. Diseño del floculador hidráulico

La velocidad y tiempo determinados fue de 40 rpm y 15 minutos respectivamente.

A. Longitud transitada por el agua residual.

$$L = v * t$$

$v =$ Velocidad, [m/s]

$t =$ Tiempo de retención, [s]

$$L = 0,40 \frac{m}{s} * 900 s$$

$$L = 360 m$$

B. Volumen de la mezcla.

$$V = Q_d * t$$

$Q_d =$ Caudal del diseño, en [m³/s]

$$V = 0,00745 m^3/s * 900s$$

$$V = 6,71 m^3$$

C. Área transversal del canal entre baffles.

$$A_t = \frac{Q_d}{v}$$

$$A_t = \frac{0,00745 m^3/s}{0,40 m/s}$$

$$A_t = 0,019 \text{ m}^2$$

D. Profundidad del agua residual en los canales.

Se propuso un ancho de 0,20 m y un factor de seguridad de 1.

$$d = \frac{A_t}{a} * f_s$$

$a = \text{ancho, [m]}$

$f_s = \text{factor de seguridad}$

$$d = \frac{0,019 \text{ m}^2}{0,20} * 1$$

$$d = 0,095 \text{ m}$$

E. Área entre el tabique y la pared del tanque.

$$e = 1,5 * a$$

$a = \text{ancho, [m]}$

$$e = 1,5 * 0,20$$

$$e = 0,30 \text{ m}$$

F. Longitud efectiva útil en el canal.

Se considera un ancho útil de 5 m para el floculador.

$$l = b - e$$

$b = \text{ancho del floculador, [m]}$

$l = \text{longitud efectiva, [m]}$

$$l = 5 - 0,30 \text{ m}$$

$$l = 4,7 \text{ m}$$

G. Cálculo del número de canales.

$$N = \frac{L}{l}$$

L = longitud completa transitada por el agua residual, [m]

N = número de canales

$$N = \frac{360 \text{ m}}{4,7 \text{ m}}$$

$$N = 76,60 \approx 77 \text{ canales}$$

H. Longitud total de la cámara de floculación.

Para el espesor de la lámina se determinó un ancho de 0,03 m.

$$L_T = N * a + (N - 1) * b$$

b = ancho del floculador, [m]

$$L_T = 77 * 0,20 + (77 - 1) * 0,03$$

$$L_T = 17,68 \text{ m}$$

I. Radio hidráulico.

$$R_h = \frac{A_t}{2(d) + a}$$

$$R_h = \frac{0,019 \text{ m}^2}{2(0,095\text{m}) + 0,20}$$

$$R_h = 0,05 \text{ m}$$

J. Pérdida por fricción.

Se originan a lo largo del canal y se obtiene de la ecuación de Manning.

$$h_f = \frac{(n * v)^2 * L}{R_h^{4/3}}$$

$n =$ coeficiente de fricción (0,013 concreto simple, ver en Tabla 13)

$$h_f = \frac{(0,013 * 0,40 \frac{m}{s})^2 * 360 m}{0,05 m^{4/3}}$$

$$h_f = 0,528 m$$

K. Pérdida adicional.

La constante k tiene un rango de 2 a 4. Se escoge el valor de 2 por preferencia.

$$h = \frac{k(N - 1)v^2}{2g}$$

$k =$ Constante empírica

$$h = \frac{2(77 - 1)0,40^2}{2(9,8)}$$

$$h = 1,24 m$$

L. Pérdida total.

$$H = h_f + h$$

$$H = 0,528 m + 1,24 m$$

$$H = 1,77 m$$

3.8.5. *Diseño del sedimentador*

Al sedimentador llegan las aguas residuales tratadas en las unidades anteriores, el cual tiene como objetivo la retención de flóculos formados en los procesos de coagulación-floculación.

A. Tiempo de sedimentación

El tiempo determinado en la prueba de jarras en el laboratorio es de 30 minutos.

B. Volumen

El volumen del tanque se multiplica por el factor de seguridad “5”.

$$V = Q_d * t * 5$$

$Q_d =$ Caudal de diseño, [m^3/s]

$t =$ Tiempo de sedimentación, [s]

$$V = 0,00745 \frac{m^3}{s} * 1800 s * 5$$

$$V = 67,05 m^3$$

C. Área superficial

El valor del calado es de 1,2 m.

$$A_s = \frac{V}{P}$$

$P =$ valor del calado, [m]

$$A_s = \frac{67,05 \text{ m}^3}{1,2 \text{ m}}$$

$$A_s = 55,88 \text{ m}^2$$

D. Relación largo-ancho

De acuerdo con Romero Rojas (2010), se establece una relación de profundidad en 3 m.

Ancho

$$b = \sqrt{\frac{A_s}{r}}$$

$A_s = \text{área superficial, [m}^2\text{]}$

$r = \text{profundidad, [m]}$

$$b = \sqrt{\frac{55,88 \text{ m}^2}{3}}$$

$$b = 4,32 \text{ m} \approx 5 \text{ m}$$

Largo

$$L = \frac{A_s}{b}$$

$A_s = \text{área superficial, [m}^2\text{]}$

$b = \text{ancho, [m]}$

$$L = \frac{55,88 \text{ m}^2}{4,32 \text{ m}}$$

$$L = 12,94 \text{ m} \approx 13 \text{ m}$$

3.8.6. Diseño de la laguna anaerobia

Para proceder con el diseño, se deben conocer los siguientes datos.

Tabla 23.

Datos iniciales para el cálculo de la laguna anaerobia

Parámetro	Valor	Unidades	Abreviatura
Gasto del efluente	643,68	$\text{m}^3 / \text{día}$	Q_{AR}
DBO₅	219	mg/L	DBO_5
Coliformes fecales	2400000	$\text{NMP}/100 \text{ MI}$	Ne
Temperatura	23	$^{\circ}\text{C}$	T
Evaporación	2,41	$\text{mm}/\text{día}$	ev

Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

A. Carga orgánica.

$$C.O. = \frac{Q * DBO_5}{1000}$$

$C.O.$ = carga orgánica, [Kg]

Q = caudal de diseño, [$\text{m}^3/\text{día}$]

DBO_5 = concentración de la DBO en la entrada, [mg/L]

1000 = factor de conversión

$$C.O. = \frac{643,68 \frac{m^3}{día} * 219 \frac{mg}{L}}{1000} = 140,97 \frac{kg}{día}$$

B. Carga volumétrica.

Si la temperatura es superior a los 20 °C, la carga volumétrica es:

$$\lambda_v = 300 \frac{g \text{ de DBO5}}{m^3 * día}$$

C. Remoción de DBO5.

“La temperatura de la zona del proyecto es superior a 20 °C, con lo cual se remueve el 60%” (Cortés Martínez et al, 2017).

D. Volumen de la laguna.

$$V = \frac{L_i * Q}{\lambda_v}$$

$V = \text{volumen, [m}^3\text{]}$

$L_i = \text{DBO5, [mg/L]}$

$Q = \text{Gasto medio de las aguas residuales, [m}^3\text{/día]}$

$\lambda_v = \text{carga orgánica volumétrica, [gDBO}_i\text{/m}^3\text{*día]}$

$$V = \frac{219 \frac{mg}{L} * 643,68 \frac{m^3}{día}}{300} = 469,89 m^3$$

E. Área de la laguna.

Se determinó una profundidad de 5 m para la laguna anaerobia, de acuerdo con lo que establece Cortés Martínez, et al. (2017), ya que pueden ser valores de entre 3 a 5 m.

Debido a que la acumulación de lodos reduce los tiempos de retención hidráulicos y la eficiencia de la laguna anaerobia, se recomienda remover los lodos una vez cada 2 o 4 años.

$$A = \frac{V_a}{Z}$$

A: Área de la laguna, [m²]

Z: Profundidad, [m]

V_a: Volumen de la laguna, [m³]

$$A = \frac{469,89 \text{ m}^3}{5 \text{ m}} = 93,98 \text{ m}^2$$

F. Tiempo de retención hidráulica.

$$t_R = \frac{V}{Q \text{ aguas residuales}}$$

t_R: Tiempo de retención hidráulico, [días]

V: Volumen, [m³]

Q: Caudal de diseño, [m³/día]

$$t_R = \frac{469,89 \text{ m}^3}{643,68 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}} = 0,73 \text{ día}$$

Con el valor del tiempo de retención y los datos de la tabla siguiente se procede a realizar una interpolación, con el fin de obtener el valor del porcentaje de DBO5 removido.

Tabla 24.

Datos para la remoción de DBO₅

Tiempo de retención (d)	DBO₅ remanente (%)	DBO₅ removida (%)
0,40	70	30
0,71	65	35
1,30	60	40
2,40	55	45

Nota: Datos obtenidos del libro: “Dimensionamiento para lagunas de estabilización” de los autores Cortés Martínez, et al. (2017). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

$$\frac{x - 35}{0,73 - 0,71} = \frac{40 - 35}{1,30 - 0,71}$$

$$X = 35,17 \%$$

G. Concentración de DBO₅ en el efluente de la laguna.

$$DBO_{5efluente} = (100\% - \%DBO_{removido}) * DBO_5$$

DBO_{5efluente}: Concentración de la materia orgánica en el efluente, [mg/L]

$$DBO_{5efluente} = \left(\frac{100 - 35,17}{100} \right) * 219 = 141,98 \frac{mg}{L}$$

H. Gasto en el efluente corregido por evaporación.

Para llevar a cabo este cálculo se utiliza el valor de evaporación de la zona de estudio que es de 2,41 mm/día, dato obtenido del anuario meteorológico N.º 53-2013 realizado por el INAMHI.

$$Q_e = Q - 0,001 * A * ev$$

Q_e : Gasto en el efluente, [$m^3/día$]

Q_{AR} : Caudal de diseño, [$m^3/día$]

A: Área de la laguna, [m^2]

ev: Evaporación, [$mm/día$]

$$Q_e = 643,68 \frac{m^3}{día} - 0,001 * 93,98 m^2 * 2,41 \frac{mm}{día}$$

$$Q_e = 643,45 \frac{m^3}{día}$$

I. Remoción de coliformes fecales.

Para este cálculo utilizamos la constante de decaimiento, que se obtiene con la ecuación siguiente:

$$K_t(d^{-1}) = 2,6(1,19)^{T-20}$$

$K_t(d^{-1})$: Constante global de decaimiento, [$día^{-1}$]

T: Temperatura, [$°C$]

$$K_t(d^{-1}) = 2,6(1,19)^{23-20} = 4,38 d^{-1}$$

J. Coliformes fecales en el efluente de la laguna.

$$N_e = \frac{N_i}{1 + K_t * t_R}$$

N_e : Coliformes fecales en la salida, [$NMP/100ml$]

N_i : Coliformes fecales en la entrada, [NMP/100ml]

t_R : Tiempo de retención hidráulico, [días]

K_t : Constante

$$N_e = \frac{2400000 \text{ NMP/100ml}}{1 + 4,38 \text{ d}^{-1} * 0,73 \text{ día}}$$

$$N_e = 571782,53 \text{ NMP/100ml}$$

K. DBO₅ corregida por evaporación

$$DBO_{5_{corr}} = \frac{DBO_{efluente} * Q_{AR}}{Q_e}$$

$DBO_{efluente}$: Concentración de DBO5 en el efluente de la Laguna, [mg/L]

Q_{AR} : Caudal de diseño, [m³/día]

Q_e = Gasto en el efluente, [m³/día]

$$DBO_{5_{corr}} = \frac{141,98 \frac{\text{mg}}{\text{L}} * 643,68 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}}{643,45 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}} = 142,03 \frac{\text{mg}}{\text{L}}$$

L. Coliformes fecales corregidos por evaporación

$$N_{e_{corr}} = \frac{N_e * Q_{AR}}{Q_e}$$

N_e : Coliformes fecales en la salida, [NMP/100ml]

Q_{AR} : Caudal de diseño, [m³/día]

Q_e : gasto en el efluente, [$m^3/día$]

$$N_{e_{corr}} = \frac{571782,53 \text{ NMP}/100\text{ml} * 643,68 \frac{m^3}{día}}{643,45 \frac{m^3}{día}}$$

$$N_{e_{corr}} = 571986,91 \text{ NMP}/100\text{ml}$$

M.Dimensionamiento: relación largo-ancho

Se considera una relación Largo-Ancho de $X = 2$ y un talud de 0:1.

$$B_{PROMEDIO} = \sqrt{\frac{A}{X}}$$

$B_{PROMEDIO}$: Ancho de la laguna, [m]

$$B_{PROMEDIO} = \sqrt{\frac{93,98 \text{ m}^2}{2}} = 6,85 \text{ m} \approx 7 \text{ m}$$

Longitud promedio

$$L_{PROMEDIO} = \frac{A_{PROMEDIO}}{B_{PROMEDIO}}$$

$L_{PROMEDIO}$: Longitud promedio de la laguna, [m]

$$L_{PROMEDIO} = \frac{93,98}{6,85} = 13,72 \text{ m} \approx 14 \text{ m}$$

Ancho superior de la laguna

Considerando un talud de 0:1.

$$B_{SUPERIOR} = B_{PROMEDIO} + Z(Talud)$$

B_{SUB} : Ancho superior de la laguna, [m]

Z: Profundidad de la laguna, [m]

$$B_{SUPERIOR} = 7 m + (0) = 7 m$$

Largo superior de la laguna

$$L_{SUPERIOR} = L_{PROMEDIO} + Z(Talud)$$

$L_{SUPERIOR}$: Largo superior de la laguna, [m]

$$L_{SUPERIOR} = 14 m + (0) = 14 m$$

Área superficial

$$A_{SUPERFICIAL} = B_{SUPERIOR} * L_{SUPERIOR}$$

$A_{SUPERFICIAL}$: Área superficial, [m]

$$A_{SUPERFICIAL} = 14 m * 7 m = 98 m^2$$

Ancho inferior de la laguna

$$B_{INFERIOR} = B_{PROMEDIO} + Z(Talud)$$

$B_{INFERIOR}$: Ancho inferior de la laguna, [m]

$$B_{INFERIOR} = 7 m + (0) = 7 m$$

Largo inferior de la laguna

$$L_{INFERIOR} = L_{PROMEDIO} + Z(\text{Talud})$$

$L_{INFERIOR}$: Largo inferior de la laguna, [m]

$$L_{INFERIOR} = 14 \text{ m} + (0) = 14 \text{ m}$$

3.8.7. Diseño de la laguna facultativa

Tabla 25.

Datos iniciales para el diseño de la laguna facultativa

Parámetro	Valor	Unidades	Abreviatura
Gasto del efluente	643,45	$m^3 / \text{día}$	Q_e
DBO_5 en el efluente	142,03	mg/L	$DBO_{5 \text{ corr}}$
Coliformes fecales	571986,91	NMP/100 mL	Ne_{corr}
Temperatura	23	$^{\circ}\text{C}$	T
Evaporación	2,41	mm/día	ev

Nota: Para dar paso al diseño se requiere los valores del cálculo de la laguna anaerobia. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

A. Carga orgánica.

$$C.O. = \frac{Q_e * DBO_{5 \text{ corr}}}{1000}$$

$C.O.$: Carga orgánica medida, [kg/día]

$$C.O. = \frac{643,45 \text{ m}^3/\text{día} * 142,03 \text{ mg/L}}{1000} = 91,39 \text{ kg/día}$$

B. Carga superficial de diseño.

$$\lambda_s = 250 (1,085)^{T-20}$$

λ_s : Carga orgánica superficial, [kgDBO₅/ ha * día]

T: Temperatura, [°C]

$$\lambda_s = 250 (1,085)^{23-20} = 319,32 \text{ kgDBO}_5/\text{ha} * \text{día}$$

C. Área de la laguna facultativa (área promedio).

$$A_f = \frac{10 * DBO_{5 \text{ corr}} * Q_e}{\lambda_s}$$

A_f : Área de la laguna facultativa, [m²]

$DBO_{5 \text{ corr}}$: DBO₅ corregida en el efluente, [mg/L]

Q_e : Gasto del efluente, [m³/día]

$$A_f = \frac{10 * 142,03 \frac{\text{mg}}{\text{L}} * 643,45 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}}{319,32 \frac{\text{kgDBO}_5}{\text{ha} * \text{día}}} = 2861,99 \text{ m}^2$$

D. Volumen de la Laguna.

Para esto se considera una profundidad sugerida de 2 m, según lo que establece los parámetros de diseño de Cortés Martínez et al. (2017).

$$V = A_f * Z$$

V: Volumen, [m³]

Z: profundidad, [m]

$$V = 2861,99 \text{ m}^2 * 2 \text{ m} = 5723,98 \text{ m}^3$$

E. Tiempo de retención hidráulico.

$$t_{RF} = \frac{V}{Qe}$$

t_{RF} : *Tiempo de retención hidráulica, [días]*

$$t_{RF} = \frac{5723,98 \text{ m}^3}{643,45 \text{ m}^3/\text{día}} = 8,90 \text{ días}$$

F. Dimensionamiento: largo-ancho.

Con el fin de evitar lo máximo posible las zonas muertas, se propone una relación largo-ancho de $X = 3$. Para los bordos se considera un talud de 2:1.

$$B_{PROMEDIO} = \sqrt{\frac{A_f}{X}}$$

$B_{PROMEDIO}$: *Ancho de la laguna de estabilización, [m]*

$$B_{PROMEDIO} = \sqrt{\frac{2861,99 \text{ m}^2}{3}} = 30,89 \text{ m}$$

Longitud promedio

$$L_{PROMEDIO} = \frac{A_f}{B_{PROMEDIO}}$$

$L_{PROMEDIO}$: *Longitud de la laguna de estabilización, [m]*

$$L_{PROMEDIO} = \frac{2861,99 \text{ m}^2}{30,89 \text{ m}} = 92,65 \text{ m}$$

Ancho superior de la laguna

$$B_{SUPERIOR} = B_{PROMEDIO} + Z(Talud)$$

$$B_{SUPERIOR} = 30,89 \text{ m} + (1,5 * 2) = 33,89 \text{ m}$$

Largo superior de la Laguna

$$L_{SUPERIOR} = L_{PROMEDIO} + Z(Talud)$$

$$L_{SUPERIOR} = 92,65 \text{ m} + (1,5 * 2) = 95,65 \text{ m}$$

Área superficial

$$A_{SUPERFICIAL} = B_{SUPERIOR} * L_{SUPERIOR}$$

$$A_{SUPERFICIAL} = 33,89 \text{ m} * 95,65 \text{ m} = 3241,58 \text{ m}^2$$

Ancho inferior de la laguna

$$B_{INFERIOR} = B_{PROMEDIO} - Z(Talud)$$

$$B_{INFERIOR} = 30,89 \text{ m} - (1,5 * 2) = 27,89 \text{ m}$$

Largo inferior de la laguna

$$L_{INFERIOR} = L_{PROMEDIO} - Z(Talud)$$

$$L_{INFERIOR} = 92,65 \text{ m} - (1,5 * 2) = 89,65 \text{ m}$$

G. Gasto en el efluente corregido por evaporación.

$$Qe_{corr} = Qe - 0,001 * A_{SUPERFICIAL} * ev$$

Qe_{corr} : Gasto del efluente corregido por evaporación, [m³/día]

$$Q_{e_{corr}} = 643,45 \text{ m}^3/\text{día} - 0,001 * 3241,58 \text{ m}^2 * 2,41 \text{ mm}$$

$$Q_{e_{corr}} = 635,64 \text{ m}^3/\text{día}$$

H. Remoción de coliformes fecales.

Para determinar el coeficiente de dispersión se utiliza la relación largo-ancho, establecida anteriormente de 3.

$$X = \frac{L_{PROMEDIO}}{B_{PROMEDIO}}$$

$$X = \frac{92,65 \text{ m}}{30,89 \text{ m}} = 3$$

Coeficiente de dispersión

$$d = \frac{X}{-0,26118 + 0,25392(3) + 1,0136(3)^2}$$

d: Factor de dispersión, [adimensional]

X: relación largo ancho

$$d = \frac{3}{-0,26118 + 0,25392(3) + 1,0136(3)^2} = 0,3118$$

Coeficiente de reducción bacteriana

$$K_b = 0,841(1,075)^{T-20}$$

K_b: Coeficiente de decaimiento bacteriano, [día⁻¹]

$$K_b = 0,841(1,075)^{23-20} = 1,04 \text{ día}^{-1}$$

Constante “a”

Para la determinación de los coliformes fecales, se calcula la constante “a”.

$$a = \sqrt{1 + 4K_b * t_{RF} * d}$$

$$a = \sqrt{1 + 4(1,04 \text{ día}^{-1}) * 8,90 \text{ días} * 0,3118} = 3,54$$

I. Coliformes fecales en el efluente de la laguna facultativa.

$$\frac{N_f}{N_o} = \frac{4 * a * e^{\left(\frac{1-a}{2d}\right)}}{(1+a)^2}$$

$\frac{N_f}{N_o}$: Coeficiente de coliformes fecales remanentes en el efluente

$$\frac{N_f}{N_o} = \frac{4 * 3,54 * e^{\left(\frac{1-3,54}{2*0,3118}\right)}}{(1+3,54)^2} = 0,01169$$

Coliformes fecales en el efluente de la laguna

$$Ne_{efluente} = \frac{N_f}{N_o} * Ne_{corr}$$

$$Ne_{efluente} = 0,01169 * 571986,91 = 6686,53 \frac{NMP}{100 \text{ mL}}$$

J. Coliformes fecales corregidos por evaporación.

$$Ne_{efl-corr} = \frac{Ne_{efluente} * Q_e}{Q_{e_{corr}}}$$

$$Ne_{efl-corr} = \frac{6686,53 \frac{NMP}{100 \text{ mL}} * 643,45 \text{ m}^3/\text{día}}{635,64 \text{ m}^3/\text{día}} = 6768,69 \frac{NMP}{100 \text{ mL}}$$

K. Concentración de la DBO_5 en el efluente de la laguna.

$$K_f = \frac{K_f 35}{(1,085)^{35-T}}$$

$$K_f = \frac{1,2}{(1,085)^{35-23}} = 0,45 \text{ día}^{-1}$$

Concentración de la demanda bioquímica de oxígeno en el efluente de la laguna

$$DBO_{5e} = \frac{DBO_{5corr}}{K_f * t_R + 1}$$

$$DBO_{5e} = \frac{142,03 \text{ mg/L}}{(0,45 \text{ día}^{-1} * 8,90 \text{ días}) + 1} = 28,38 \text{ mg/L}$$

L. Eficiencia de la remoción de la DBO_5 .

$$\% = \frac{(DBO_{5corr} - DBO_{5e})}{DBO_{5corr}} * 100$$

$$\% = \frac{(142,03 \text{ mg/L} - 28,38 \text{ mg/L})}{142,03 \text{ mg/L}} * 100 = 80,02 \%$$

M. DBO_5 corregida por evaporación.

$$DBO_{5corr-efluente} = \frac{Q_e * DBO_{5e}}{Q_{e_{corr}}}$$

$$DBO_{5corr-efluente} = \frac{643,45 \text{ m}^3/\text{día} * 28,38 \text{ mg/L}}{635,64 \text{ m}^3/\text{día}} = 28,73 \text{ mg/L}$$

3.8.8. Diseño de la 1ª laguna de maduración

Con los datos obtenidos en el cálculo de la laguna facultativa, iniciamos con el diseño de la primera laguna de maduración.

Tabla 26.

Datos iniciales para el diseño de la 1ª laguna de maduración

Parámetro	Valor	Unidades	Abreviatura
Gasto del efluente	635,64	$m^3/día$	Qe_{corr}
DBO₅ en el efluente	28,73	mg/L	$DBO_{5\ corr-efluente}$
Coliformes fecales	6768,69	$NMP/100\ mL$	$Ne_{efl-corr}$
Tiempo de retención	5	$días$	t_{RM1}
Temperatura	23	$°C$	T
Evaporación	2,41	$mm/día$	ev

Nota: Se utilizan los resultados obtenidos en el diseño de la laguna facultativa como datos iniciales. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

El t_{RM1} o tiempo de retención de la laguna de maduración 1 se establece de acuerdo a lo propuesto por Cortés Martínez, Treviño Cansino y Tomasini Ortiz (2017).

A. Volumen de la laguna.

$$V = Qe_{corr} * t_{RM1}$$

$$V = 635,64\ m^3/día * 7\ días = 4449,48\ m^3$$

B. Área de la laguna.

De acuerdo a las recomendaciones establecidas por Cortés Martínez et al. (2017), la profundidad puede ir de 1 a 1,5 m. Teniendo esto en cuenta, se escoge el valor de 1,5 m de profundidad (Z).

$$A_{M1} = \frac{V}{Z}$$

$$A_{M1} = \frac{4449,48 \text{ m}^3}{1,5} = 2966,32 \text{ m}^2$$

C. Dimensionamiento. Considerando un ancho promedio ($B_{PROMEDIO}$) del estanque facultativo para ahorrar costos de construcción.

$$B_{PROMEDIO} = 30,89 \text{ m}$$

$$L_{PROMEDIO} = \frac{A_{M1}}{B_{PROMEDIO}}$$

$$L_{PROMEDIO} = \frac{2966,32 \text{ m}^2}{30,89 \text{ m}} = 96,03 \text{ m}$$

Ancho superior

Considerando un talud de 2:1.

$$B_{SUPERIOR} = B_{PROMEDIO} + Z(\text{Talud})$$

$$B_{SUPERIOR} = 30,89 \text{ m} + (1 * 2) = 32,89 \text{ m}$$

Largo superior de la laguna

$$L_{SUPERIOR} = L_{PROMEDIO} + Z(\text{Talud})$$

$$L_{SUPERIOR} = 96,03 \text{ m} + (1 * 2) = 98,03 \text{ m}$$

Área superficial

$$A_{SUPERFICIAL} = B_{SUPERIOR} * L_{SUPERIOR}$$

$$A_{SUPERFICIAL} = 32,89 \text{ m} * 98,03 \text{ m} = 3242,21 \text{ m}^2$$

Ancho inferior de la laguna

$$B_{INFERIOR} = B_{PROMEDIO} - Z(\text{Talud})$$

$$B_{INFERIOR} = 30,89 - (1 * 2) = 28,89 \text{ m}$$

Largo inferior de la laguna

$$L_{INFERIOR} = L_{PROMEDIO} - Z(\text{Talud})$$

$$L_{INFERIOR} = 96,03 \text{ m} - (1 * 2) = 94,03 \text{ m}$$

D. Gasto en el efluente corregido por evaporación.

$$Q_{e_{corrM1}} = Q_{e_{corr}} - 0,001 * A_{SUPERFICIAL} * ev$$

$$Q_{e_{corrM1}} = 635,64 \text{ m}^3/\text{día} - 0,001 * 3242,21 \text{ m}^2 * 2,41 \text{ mm}$$

$$Q_{e_{corrM1}} = 627,83 \text{ m}^3/\text{día}$$

E. Remoción de coliformes fecales.

Se calcula el coeficiente de dispersión, la cual incluye la relación largo-ancho (x). Sin considerar mamparas se tiene que:

$$x = \frac{L_{PROMEDIO}}{B_{PROMEDIO}}$$

$$x = \frac{96,03 \text{ m}}{30,89 \text{ m}} = 3,11$$

Coefficiente de dispersión

$$d = \frac{x}{-0,26118 + 0,2539 x + 1,0136 x^2}$$

$$d = \frac{3,11}{-0,26118 + 0,2539(3,11) + 1,0136(3,11)^2} = 0,30100$$

F. Coeficiente de reducción bacteriana.

$$K_b = 0,841(1,075)^{T-20}$$

K_b : Coeficiente de decaimiento bacteriano, [día⁻¹]

$$K_b = 0,841(1,075)^{23-20} = 1,04 \text{ día}^{-1}$$

Constante “a”

Para la determinación de los coliformes fecales, se calcula la constante “a” con la siguiente fórmula:

$$a = \sqrt{1 + 4K_b * t_{RM} * d}$$

$$a = \sqrt{1 + 4(1,04 \text{ día}^{-1}) * 5 \text{ días} * 0,30100} = 2,69$$

G. Coliformes fecales en el efluente de la laguna de maduración.

$$\frac{N_f}{N_o} = \frac{4 * a * e^{\left(\frac{1-a}{2d}\right)}}{(1+a)^2}$$

$\frac{N_f}{N_o}$: Coeficiente de coliformes fecales remanentes en el efluente.

$$\frac{N_f}{N_o} = \frac{4 * 2,69 * e^{\left(\frac{1-2,69}{2*0,30100}\right)}}{(1+2,69)^2} = 0,04770$$

Coliformes fecales en el efluente de la laguna

$$Ne_{efluenteM1} = \frac{N_f}{N_o} * Ne_{efl-corr}$$

$$Ne_{efluenteM1} = 0,04770 * 6768,69 = 322,87 \frac{NMP}{100 mL}$$

H. Coliformes fecales corregidos por evaporación.

$$Ne_{efl-corrM1} = \frac{Ne_{efluenteM1} * Q_{e_{corr}}}{Q_{e_{corrM1}}}$$

$$Ne_{efl-corrM1} = \frac{322,87 \frac{NMP}{100 mL} * 635,64 m^3/día}{627,83 m^3/día} = 326,89 \frac{NMP}{100 mL}$$

I. Concentración de la DBO5 en el efluente de la laguna.

$$K_f = \frac{K_f 35}{(1,085)^{35-T}}$$

$$K_f = \frac{1,2}{(1,085)^{35-23}} = 0,45 \text{ días}^{-1}$$

J. Concentración de la demanda bioquímica de oxígeno en el efluente de la laguna.

$$DBO_{5 eM1} = \frac{DBO_{5 corr-efluente}}{K_f * t_{RM1} + 1}$$

$$DBO_{5 eM1} = \frac{28,73 mg/L}{(0,45d^{-1} * 7 \text{ días}) + 1} = 6,92 mg/L$$

K. Eficiencia de la remoción de la DBO5.

$$\% = \frac{(DBO_{5 \text{ corr-efluente}} - DBO_{5 eM1})}{DBO_{5 \text{ corr-efluente}}} * 100$$

$$\% = \frac{(28,73 \text{ mg/L} - 6,92 \text{ mg/L})}{28,73 \text{ mg/L}} * 100 = 75,91\%$$

L. DBO_5 corregida por evaporación.

$$DBO_{5 \text{ corr-efluenteM1}} = \frac{Q_{e \text{ corr}} * DBO_{5 eM1}}{Q_{e \text{ corrM1}}}$$

$$DBO_{5 \text{ corr-efluenteM1}} = \frac{635,64 \text{ m}^3/\text{día} * 6,92 \text{ mg/L}}{627,83 \text{ m}^3/\text{día}} = 7,01 \text{ mg/L}$$

3.8.9. Diseño de la 2ª laguna de maduración

Tabla 27.

Datos iniciales para el diseño de la 2ª laguna de maduración

Parámetro	Valor	Unidades	Abreviatura
Gasto del efluente	627,83	$\text{m}^3/\text{día}$	$Q_{e \text{ corrM1}}$
DBO_5 en el efluente	7,01	mg/L	$DBO_{5 \text{ corr-efluenteM1}}$
Coliformes fecales	326,89	$\text{NMP}/100 \text{ mL}$	$Ne_{e \text{ fl-corrM1}}$
Tiempo de retención	5	días	t_{RM2}
Temperatura	23	$^{\circ}\text{C}$	T
Evaporación	2,41	$\text{mm}/\text{día}$	ev

Nota: Para el diseño de la segunda laguna de maduración, partimos con los resultados obtenidos del diseño de la primera laguna de maduración. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

A. Volumen de la laguna.

$$V = Q_{e \text{ corrM1}} * t_{RM2}$$

$$V = 627,83 \text{ m}^3/\text{día} * 5 \text{ días} = 3139,15 \text{ m}^3$$

B. Área de la laguna.

De acuerdo a las recomendaciones establecidas por Cortés Martínez et al. (2017), la profundidad puede ir de 1 a 1,5 m. Teniendo esto en cuenta, se escoge el valor de 1,5 m de profundidad (Z).

$$A_{M2} = \frac{V}{Z}$$

$$A_{M2} = \frac{3139,15 \text{ m}^3}{1,5} = 2092,77 \text{ m}^2$$

C. Dimensionamiento. Considerando un ancho promedio ($B_{PROMEDIO}$) del estanque facultativo para ahorrar costos de construcción.

$$B_{PROMEDIO} = 30,89 \text{ m}$$

$$L_{PROMEDIO} = \frac{A_{M1}}{B_{PROMEDIO}}$$

$$L_{PROMEDIO} = \frac{2092,77 \text{ m}^2}{30,89 \text{ m}} = 67,75 \text{ m}$$

Ancho superior

Considerando un talud de 2:1.

$$B_{SUPERIOR} = B_{PROMEDIO} + Z(\text{Talud})$$

$$B_{SUPERIOR} = 30,89 \text{ m} + (1 * 2) = 32,89 \text{ m}$$

Largo superior de la laguna

$$L_{SUPERIOR} = L_{PROMEDIO} + Z(Taud)$$

$$L_{SUPERIOR} = 67,75 \text{ m} + (1 * 2) = 69,75 \text{ m}$$

Área superficial

$$A_{SUPERFICIAL} = B_{SUPERIOR} * L_{SUPERIOR}$$

$$A_{SUPERFICIAL} = 32,89 \text{ m} * 69,75 \text{ m} = 2294,08 \text{ m}^2$$

Ancho inferior de la laguna

$$B_{INFERIOR} = B_{PROMEDIO} - Z(Talud)$$

$$B_{INFERIOR} = 30,89 \text{ m} - (1 * 2) = 28,89 \text{ m}$$

Largo inferior de la laguna

$$L_{INFERIOR} = L_{PROMEDIO} - Z(Talud)$$

$$L_{INFERIOR} = 67,75 \text{ m} - (1 * 2) = 65,75 \text{ m}$$

D. Gasto en el efluente corregido por evaporación.

$$Qe_{corrM2} = Qe_{corrM1} - 0,001 * A_{SUPERFICIAL} * ev$$

$$Qe_{corrM2} = 627,83 \text{ m}^3/\text{día} - 0,001 * 2294,08 \text{ m}^2 * 2,41 \text{ mm}$$

$$Qe_{corrM2} = 622,30 \text{ m}^3/\text{día}$$

E. Remoción de coliformes fecales.

Se calcula el coeficiente de dispersión, la cual incluye la relación largo-ancho (x).

$$x = \frac{L_{\text{PROMEDIO}}}{B_{\text{PROMEDIO}}}$$

$$x = \frac{67,75 \text{ m}}{30,89 \text{ m}} = 2,19$$

Coefficiente de dispersión

$$d = \frac{x}{-0,26118 + 0,2539 x + 1,0136 x^2}$$

$$d = \frac{2,19}{-0,26118 + 0,2539(2,19) + 1,0136(2,19)^2} = 0,42473$$

F. Coeficiente de reducción bacteriana.

$$K_b = 0,841(1,075)^{T-20}$$

K_b : Coeficiente de decaimiento bacteriano (d^{-1})

$$K_b = 0,841(1,075)^{23-20} = 1,04 \text{ día}^{-1}$$

Constante “a”

Para la determinación de los coliformes fecales, se calcula la constante “a”.

$$a = \sqrt{1 + 4K_b * t_{RM2} * d}$$

$$a = \sqrt{1 + 4(1,04 \text{ día}^{-1}) * 5 \text{ días} * 0,42473} = 3,14$$

G. Coliformes fecales en el efluente de la laguna de maduración.

$$\frac{N_f}{N_o} = \frac{4 * a * e^{\left(\frac{1-a}{2d}\right)}}{(1+a)^2}$$

$\frac{N_f}{N_o}$: Coeficiente de coliformes fecales remanentes en el efluente

$$\frac{N_f}{N_o} = \frac{4 * 3,14 * e^{\left(\frac{1-3,14}{2*0,42473}\right)}}{(1 + 3,14)^2} = 0,05900$$

Coliformes fecales en el efluente de la laguna

$$N_{e_{efluenteM2}} = \frac{N_f}{N_o} * N_{e_{efl-corrM1}}$$

$$N_{e_{efluenteM2}} = 0,05900 * 326,89 = 19,29 \frac{NMP}{100 \text{ mL}}$$

H. Coliformes fecales corregidos por evaporación.

$$N_{e_{efl-corrM2}} = \frac{N_{e_{efluenteM2}} * Q_{e_{corrM1}}}{Q_{e_{corrM2}}}$$

$$N_{e_{efl-corrM1}} = \frac{19,29 \frac{NMP}{100 \text{ mL}} * 627,83 \text{ m}^3/\text{día}}{622,30 \text{ m}^3/\text{día}}$$

$$N_{e_{efl-corrM1}} = 19,46 \frac{NMP}{100 \text{ mL}}$$

La norma establece que los coliformes fecales no deben superar 2000 NMP/100 mL. Desde la primera laguna de maduración se logra cumplir con la norma ambiental y con la segunda laguna de maduración se reduce aún más el valor de coliformes fecales.

I. Concentración de la DBO5 en el efluente de la laguna y consta para lagunas facultativas.

$$K_f = \frac{K_f 35}{(1,085)^{35-T}}$$

$$K_f = \frac{1,2}{(1,085)^{35-23}} = 0,45 \text{ d}^{-1}$$

J. Concentración de la demanda bioquímica de oxígeno en el efluente de la laguna.

$$DBO_{5 \text{ eM2}} = \frac{DBO_{5 \text{ corr-efluenteM1}}}{K_f * t_{RM5} + 1}$$

$$DBO_{5 \text{ eM2}} = \frac{7,01 \text{ mg/L}}{(0,45 \text{ día}^{-1} * 5 \text{ días}) + 1} = 2,16 \text{ mg/L}$$

K. Eficiencia de la remoción de la DBO5.

$$\% = \frac{(DBO_{5 \text{ corr-efluenteM1}} - DBO_{5 \text{ eM2}})}{DBO_{5 \text{ corr-efluenteM1}}} * 100$$

$$\% = \frac{(7,01 \text{ mg/L} - 2,16 \text{ mg/L})}{7,01 \text{ mg/L}} * 100 = 69,19 \%$$

L. DBO5 corregida por evaporación.

$$DBO_{5 \text{ corr-efluenteM2}} = \frac{Q_{e \text{ corrM1}} * DBO_{5 \text{ eM2}}}{Q_{e \text{ corrM2}}}$$

$$DBO_{5 \text{ corr-efluenteM2}} = \frac{627,83 \text{ m}^3/\text{día} * 2,16 \text{ mg/L}}{622,30 \text{ m}^3/\text{día}} = 2,18 \text{ mg/L}$$

El valor de DBO_5 determinado cumple con los límites máximos del ACUERDO MINISTERIAL 091-A Reforma del Texto Unificado de Legislación Secundaria.

4. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. Resultados

4.1.1. Resultados in situ

Los siguientes resultados se obtuvieron de las mediciones de tres muestreos in situ compuestos realizados: el 10 y 11 de mayo; el 9,10 y 11 de agosto; y el 18,19 y 20 de agosto, todas durante el presente año 2021.

Tabla 28.

Resultados in situ del último punto de descarga de agua residual

Semana	pH	Conductividad [mS/cm]	Oxígeno disuelto [mg/L]	Turbidez [NTU]	Temperatura [°C]
10 al 11 de mayo	7,12	509	3,09	52,46	27,07
9 al 11 de agosto	7,66	740	0,72	147,08	26,7
18 al 20 de agosto	7,55	800	0,77	147,70	26,9
Total, promedio	7,44	683	1,53	115,75	26,89
Límites Norma 097-A	6-9	-	-	-	Condición Natural \pm 3

Nota: Los resultados obtenidos se comparan con el ACUERDO 097-A Reforma del TULSMA, en el Libro VI, Anexo 1 - Norma de Calidad Ambiental y de descarga de efluentes. Tabla 9. Límite de descarga a un cuerpo de agua dulce. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

En base a la normativa, el pH se encuentra dentro del rango aceptable y la temperatura también cumple con la condición indicada en el Acuerdo 097-A. Con respecto a los límites de

conductividad, oxígeno disuelto y turbidez, no se halla nada referente a límites para descarga de agua residual en cuerpos de agua dulce.

4.1.2. Análisis enviados a laboratorio

Se enviaron muestras de agua residual del mes de mayo al *Chávez Solutions Laboratorio Ambiental y Consultoría* y las muestras del mes de agosto a *EcuChemLab* (resultados adjuntos en el Anexo 16).

Tabla 29.

Resultados de muestras enviadas a analizar

Semana	Nitratos [mg/L]	Nitritos [mg/L]	Coliformes Fecales [Colonias/ 100 mL]	Coliformes Totales [Colonias/ 100 mL]	Fósforo Total [mg/L]	DBO5 [mg/L]
10 al 11 de mayo	18,93	0,061	$2,3 * 10^6$	$1,5 * 10^7$	1,57	132
9 al 11 de agosto	5,31	0,039	$2,1 * 10^6$	$1,8 * 10^7$	5,69	240
18 al 20 agosto	9,51	0,048	$2,8 * 10^6$	$1,8 * 10^7$	5,90	285
Total, promedio	11,25	0,049	$2,4 * 10^6$	$1,7 * 10^7$	4,39	219
Límites Norma 097-A	-	-	2000	-	10	100

Nota: Resultados adjuntados en el Anexo 16. Los resultados obtenidos se comparan con lo establecido en el ACUERDO 097-A Reforma del TULSMA, en el Libro VI, Anexo 1 - Norma de Calidad Ambiental y de descarga de efluentes. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Los valores de DBO5 y coliformes fecales obtenidos indican un incumplimiento de la normativa.

4.1.3. Resultados de parámetros medidos en el laboratorio

Los siguientes resultados corresponden a los análisis realizados en el laboratorio.

Tabla 30.

Resultados medidos en el laboratorio

Fechas de obtención de la muestra compuesta	DQO [mg/L]	Cromo Hexavalente [mg/L]
10 al 11 de mayo	195	0,055
9 al 11 de agosto	409	0,040
18 al 20 de agosto	502	0,055
Total, promedio	368,67	0,050
Límites - Norma 097-A	200	0,50

Nota: Los resultados obtenidos se comparan con el ACUERDO 097-A Reforma del Texto Unificado de Legislación Secundaria, en el Libro VI, Anexo 1 - Norma de Calidad Ambiental y de descarga de efluentes. Tabla 9. Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce. Los equipos utilizados se presentan en el Anexo 12 y 13. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Los resultados de DQO obtenidos en el laboratorio tienen un promedio de 368,67 mg/L, lo cual incumple con la norma de 200 mg/L establecida en el Acuerdo ministerial 097-A (Tabla 9. Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce).

Bajo la misma norma, los análisis de Cromo hexavalente no sobrepasan el valor de 0,50 mg/L, ya que se encuentran 10 veces por debajo del límite.

4.1.4. Sólidos presentes en el agua

Los resultados obtenidos en el laboratorio son el resultado de la aplicación de los procedimientos y fórmulas correspondientes, y se describen en las siguientes tablas.

Tabla 31.

Resultados de sólidos obtenidos en el laboratorio

Fechas de obtención de la muestra compuesta	ST [mg/L]	SSed [mL/L]	SF [mg/L]	SV [mg/L]
10 al 11 de mayo	308	1,73	133	175
9 al 11 de agosto	570	2,9	369	201
18 al 20 de agosto	565	3,2	351	214
Total, promedio	481	2,61	284,33	196,67
Límites - Norma 097-A	1600	-	-	-

Nota: Los resultados obtenidos se comparan con el ACUERDO 097-A Reforma del Texto Unificado de Legislación Secundaria, en el Libro VI, Anexo 1 - Norma de Calidad Ambiental y de descarga de efluentes. Tabla 9. Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce. Resultados obtenidos de manera analítica. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Los valores de sólidos totales obtenidos en el laboratorio forman un promedio total de 481 mg/L. El Acuerdo 097-A marca el límite en 1600 mg/L, con lo cual se encuentra en un valor aceptable y no incumple la normativa.

Con el fin de conocer la cantidad de Sólidos Suspendidos Totales (SST) y Sólidos Disueltos en las muestras de agua residual, se realizó la cuantificación a través de la filtración de las muestras, que posteriormente se comparó con los límites establecidos en el Acuerdo 097-A. La suma de estos dos parámetros da como total, la cantidad de ST, como se indica en la Tabla 32.

Tabla 32.*Resultados de muestras a las que se aplicó filtración*

Fechas de obtención de la muestra compuesta	SST [mg/L]	SD [mg/L]	ST* [mg/L]
10 al 11 de mayo	73	230,33	312,33
9 al 11 de agosto	200	447	647
18 al 20 de agosto	206	466	672
Total, promedio	159,67	381,11	543,78
Límites Norma 097-A	130	-	-

Nota: Los resultados obtenidos se comparan con el ACUERDO 097-A Reforma del Texto Unificado de Legislación Secundaria, en el Libro VI, Anexo 1 - Norma de Calidad Ambiental y de descarga de efluentes. Tabla 9. Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce. La cantidad de Sólidos Totales [ST]* presentes en esta Tabla se determinaron mediante la suma de los [SST] + [Sólidos Disueltos], es decir, no se hizo de manera analítica. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

La norma establece un límite de 130 mg/L para sólidos suspendidos totales, y el valor determinado en el laboratorio fue de 159,67 mg/L, con lo cual se encuentra por encima del rango aceptable e incumple con la normativa ambiental vigente para los límites de descarga a cuerpos de agua dulce.

4.1.5. Aforamiento del caudal

Los resultados del aforamiento se realizaron por el método volumétrico durante varios días, en diferentes meses, tal y como se muestra en la siguiente tabla.

Tabla 33.*Aforamiento para la obtención del caudal*

Fecha de medición	Tiempo [s]	Volumen [L]	Caudal [L/s]
<i>Lunes 10/05/2021</i>	<i>3,25</i>	<i>20</i>	<i>6,16</i>
<i>Martes 11/05/2021</i>	<i>3,13</i>	<i>20</i>	<i>6,40</i>
<i>Lunes 9/08/2021</i>	<i>3,10</i>	<i>20</i>	<i>6,45</i>
<i>Martes 10/08/2021</i>	<i>3,27</i>	<i>20</i>	<i>6,11</i>
<i>Miércoles 11/08/2021</i>	<i>3,07</i>	<i>20</i>	<i>6,51</i>
<i>Miércoles 18/08/2021</i>	<i>3,01</i>	<i>20</i>	<i>6,64</i>
<i>Jueves 19/08/2021</i>	<i>3,15</i>	<i>20</i>	<i>6,35</i>
<i>Viernes 20/08/2021</i>	<i>2,55</i>	<i>20</i>	<i>7,84</i>
<i>Total, promedio</i>	<i>3,07</i>	<i>20</i>	<i>6,51</i>

Nota: Se muestra los promedios de las repeticiones de medición del caudal realizadas en los siguientes días: 10 y 11 del mes de mayo; 9, 10, 11, 18, 19 y 20 del mes agosto, durante diversas horas con el fin de obtener el caudal de aguas residuales vertidas al río Caoní. De cada día se determinó el promedio y se colocó en esta tabla. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

De acuerdo a los resultados se determinó que no existe variaciones significativas del caudal del agua residual a pesar de la diferencia de fechas en las que se volvió a medir el caudal. Ciertamente, en los días finales del mes de agosto, se observó un ligero aumento en el caudal.

4.1.6. Prueba de jarras

Para llevar a cabo la presentación de resultados de la prueba de jarras se midieron: el pH inicial, turbidez y DQO antes de iniciar con las pruebas de tratabilidad con el objetivo de

comparar con los valores finales que se obtuvieron al terminar con la prueba de jarras. La Tabla 34 contiene los resultados de estas mediciones.

Tabla 34.

Valores iniciales del agua residual antes de iniciar su tratamiento

Repeticiones	pH inicial	DQO inicial [mg/L]	Turbidez inicial [NTU]
1	7,66	360	117
2	7,62	502	119
3	7,70	409	152
4	7,55	348	147,9
5	7,59	340	147,7
6	7,80	365	139,1
Total, promedio	7,65	387,33	137,12

Nota: La tabla representa las mediciones de pH, DQO y turbidez antes de iniciar su tratabilidad en la prueba de jarras. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Es importante tener en cuenta que después de cada corrida de jarras se analizaron de nuevo los parámetros de pH y turbidez con sus 6 repeticiones. El agua residual que presentaba menores valores de turbidez con respecto a las demás se analizó la DQO con sus respectivas 3 repeticiones, por lo cual el análisis estadístico se realizó con respecto a las 6 repeticiones del parámetro turbidez.

Para el análisis de datos se utilizó el programa estadístico SPSS 15.0. Con el cual utilizando la prueba de Levene se pudo comprobar la homogeneidad de la varianza del porcentaje de remoción de turbidez de todos los grupos de estudio.

Gracias al análisis de varianza se pudo identificar si existía algún tratamiento diferente a los demás en lo que respecta al porcentaje de remoción de turbidez. Las pruebas Tukey con un intervalo de confianza del 95% nos ayudó a diferenciar los diversos grupos de homogeneidad en relación al porcentaje de remoción de turbidez.

4.1.6.1. Determinación del coagulante-floculante y la dosis óptima

Para llevar a cabo esta primera corrida de jarras se usaron 2 coagulantes-floculantes, el sulfato de aluminio y el PAC, cada uno en 3 jarras bajo diferentes dosis.

Tabla 35.

Resultados de la 1ª corrida de la prueba de jarras

# de Jarras	Dosis coag. [ppm]	Tipo de coagulante-floculante: sulfato de aluminio			Índice de Willcomb
		pH	Turbidez [NTU]	DQO [mg/L]	
		Valor \bar{X}	Valor \bar{X}	Valor \bar{X}	
1	400	7,53	3,46	-	2
2	600	7,57	3,31	-	4
3	800	7,54	3,07	-	4
# de Jarras	Dosis coag. [ppm]	Tipo de Coagulante-floculante: PAC			Índice de Willcomb
		pH	Turbidez [NTU]	DQO [mg/L]	
		Valor \bar{X}	Valor \bar{X}	Valor \bar{X}	
4	400	7,60	2,90	-	6
5	600	7,69	2,48	46,67	8
6	800	7,56	2,76	-	8

Nota: La tabla muestra los resultados de las mediciones de pH, DQO y turbidez de la primera corrida de la prueba de jarras, donde determinamos el tipo de coagulante-floculante y su dosis óptima. La simbología \bar{X} representa el promedio de las 6 repeticiones. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

4.1.6.2. Análisis de datos

A El contraste de Levene nos ayudó a comprobar la homogeneidad de las varianzas con respecto a la remoción de turbidez al utilizar 2 diferentes coagulantes-floculantes y diferentes dosis, de esta prueba de Levene se obtuvo una significancia ($p= 0,4987$) valor equivalente al 49,87%, por lo cual al ser mayor que el valor crítico (5%), se acepta la hipótesis nula, es decir que los valores de turbidez resultantes para cada tipo y dosis optima de coagulante-floculante siguen una distribución normal.

Para el ANOVA, Tabla 36 de la remoción de turbidez al utilizar 2 diferentes coagulantes-floculantes y diferentes dosis se plantea como hipótesis las siguientes:

$$H_0: T_1 = T_2 = T_3 = \dots = T_n$$

$$H_1: T_1 \neq T_2 \neq T_3 \neq \dots \neq T_n$$

En este caso se hace referencia a T_n como el tipo y dosis de coagulante-floculante utilizado.

El valor de la significancia para identificar si se rechaza o no la hipótesis nula es de 5% (0,05), por lo tanto, al comparar con los valores del ANOVA obtenidos que son sumamente pequeños caen en la zona de rechazo de H_0 , por lo cual esto nos indica que al menos algún tratamiento (tipo y dosis optima de coagulante-floculante) es distinto debido a su significancia estadística.

Tabla 36.

Análisis de varianza en la remoción de turbidez con 2 coagulantes-floculantes a diferentes dosis

Pruebas de los efectos Inter sujetos					
Variable dependiente: Turbidez [NTU]					
Fuente de variación	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Media cuadrática	F	Significancia
Coag-floc	2,89566944	1	2,89566944	1685,16166	6,3914E-28
Dosis óptima coag-floc	0,60667222	2	0,30333611	176,52926	2,5577E-17
Coag-floc * Dosis óptima coag-flo	0,39833889	2	0,19916944	115,908503	7,7064E-15
Error	0,05155	30	0,00171833	-	-
Total	326,5737	36	-	-	-

Nota: La tabla representa el análisis ANOVA para la primera corrida de jarras donde determinamos el tipo de coagulante-floculante y su dosis óptima. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Al ser al menos uno de los tratamientos diferentes, se realiza la prueba de Tukey, para poder determinar que tratamiento es diferente. En la Tabla 37 se observa los grupos correspondientes al tipo y dosis optima del coagulante-floculante, en la cual se forman 3 grupos homogéneos.

Tabla 37.*Medias para los grupos homogéneos del tipo y dosis óptima del coagulante-floculante*

Tipo de coagulante	Dosis óptima de coagulante-floculante [ppm]	Turbidez [NTU]	Grupos Tukey		
		Media	1	2	3
Sulfato de Aluminio	800	3,07	A		
Sulfato de Aluminio	600	3,31		B	
Sulfato de Aluminio	400	3,46		B	
PAC	800	2,90	A		
PAC	600	2,46			C
PAC	400	2,76	A		

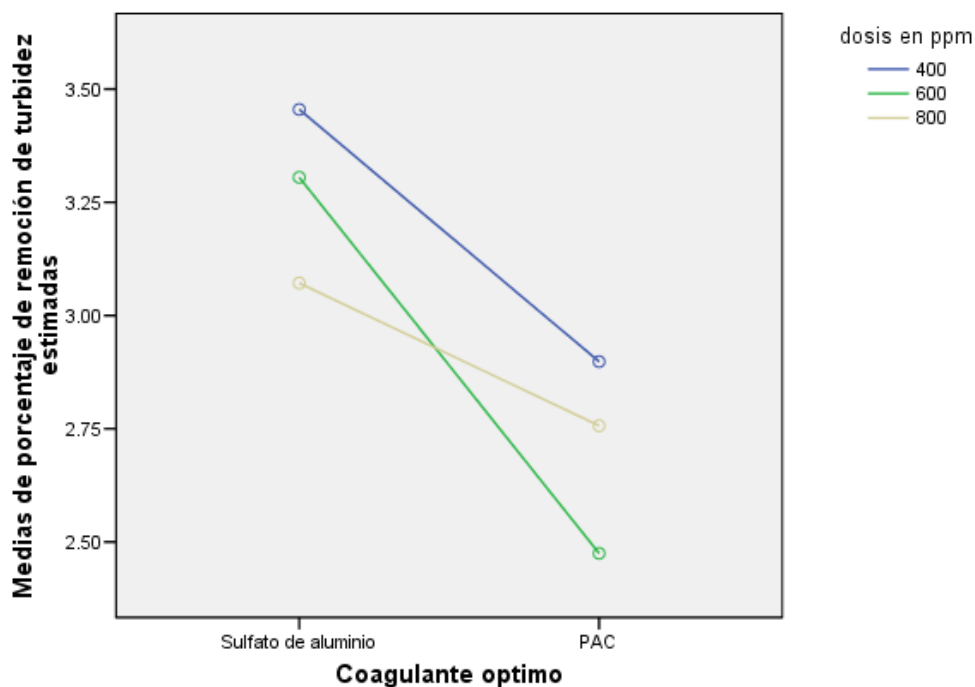
Nota: La tabla representa el análisis de la prueba Tukey para la primera corrida de la prueba de jarras donde determinamos el tipo de coagulante-floculante y su dosis óptima. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Con los datos estadísticos resultantes en esta corrida de jarras, se realizó una gráfica de perfil de la relación entre el tipo y la dosis óptima de coagulante-floculante (Figura 5).

La remoción de turbidez del agua residual fue mucho más eficaz utilizando el coagulante-floculante PAC. De igual forma al utilizar las diferentes dosis óptimas de coagulante-floculante se obtuvo con una diferencia mínima, que la dosis de 600 ppm de PAC es más efectiva, ya que obtuvo un 98,21% de remoción de turbidez.

Figura 5.

Medias marginales estimadas de remoción de turbidez correspondientes al tipo y dosis optima del coagulante-floculante



Nota: Gráfico de perfil para las medias marginales estimadas del porcentaje de remoción de turbidez correspondientes al tipo y dosis optima del coagulante-floculante realizada en el programa SPSS. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Es importante detallar que la remoción de DQO del agua residual en la primera corrida de jarras al utilizar la dosis óptima de coagulante-floculante PAC de 600 ppm fue de 87,95%.

4.1.6.3. Determinación del pH óptimo de coagulación

Para realizar esta 2da corrida de la prueba de jarras se varió el pH del agua residual a ácido, neutro y básico con el fin de determinar a qué pH el coagulante-floculante PAC con una dosis optima de 600 ppm tiene una mejor eficiencia en la remoción de turbiedad y DQO. Los resultados obtenidos se encuentran en la Tabla 38.

Tabla 38.*Resultados de la 2ª corrida de la prueba de jarras*

# de Jarras	Resultados finales			Índice de Willcomb
	pH	Turbidez (NTU)	DQO (mg/L)	
		Valor \bar{X}	Valor \bar{X}	
1	4,5	3,87	-	4
2	5,53	3,54	-	2
3	7,50	2,57	-	4
4	7,53	2,48	-	4
5	8,1	2,07	18	8
6	9	2,28	-	8

Nota: La tabla representa las mediciones de pH, DQO y turbidez de la segunda corrida de la prueba de jarras donde determinamos el pH óptimo de coagulación. La simbología \bar{X} representa el promedio de 6 repeticiones.

Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

4.1.6.4. Análisis de datos

Con el contraste de Levene se comprobó la homogeneidad de las varianzas con respecto a la remoción de turbidez al variar el pH, se obtuvo una significancia ($p= 0,5558$) valor equivalente al 55,58%, ya que este valor es mayor que el valor crítico (5%), se acepta la hipótesis nula, por lo cual los resultados de turbidez de la variación del pH en la prueba de jarras siguen una distribución normal.

Para el análisis del ANOVA (Tabla 39) se plantea como hipótesis las siguientes:

$$H_0: T_1 = T_2 = T_3 = \dots = T_n$$

$$H_1: T_1 \neq T_2 \neq T_3 \neq \dots \neq T_n$$

En este caso se hace referencia a T_n como el pH óptimo de coagulación.

Se concluyó con el 95% de confianza que los valores del ANOVA caen en la zona de rechazo de H_0 , por lo que nos señala que al menos algún tratamiento (pH óptimo de coagulación) presento diferencias significativas en la remoción de turbidez.

Tabla 39.

Análisis de varianza de la remoción de turbidez con 2 coagulantes-floculantes y diferentes dosis optimas

Pruebas de los efectos Inter-Sujetos					
Variable dependiente: Turbidez, en NTU					
Fuente de variación	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Media cuadrática	F	Significancia
pH óptimo	15,997025	5	3,199405	543,962312	1,791E-28
Error	0,17645	30	0,00588167	-	-
Total	298,5815	36	-	-	-

Nota: La tabla representa el análisis ANOVA para segunda corrida de la prueba de jarras donde determinamos el pH óptimo de coagulación. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

La prueba Tukey reveló los diversos grupos que se formaron. La Tabla 40 muestra los grupos correspondientes pH óptimo de coagulación, en el cual se formaron 5 grupos homogéneos, sin embargo, hay tratamientos que si son iguales a otros.

Tabla 40.*Medias para los grupos homogéneos del pH óptimo de coagulación*

pH óptimo de coagulación	Turbidez [NTU] Media	Grupos Tukey				
		1	2	3	4	5
8,1	2,065	A				
9	2,27833333		B			
7,53	2,47833333			C		
7,5	2,57			C		
5,53	3,54333333				D	
4,5	3,87					E

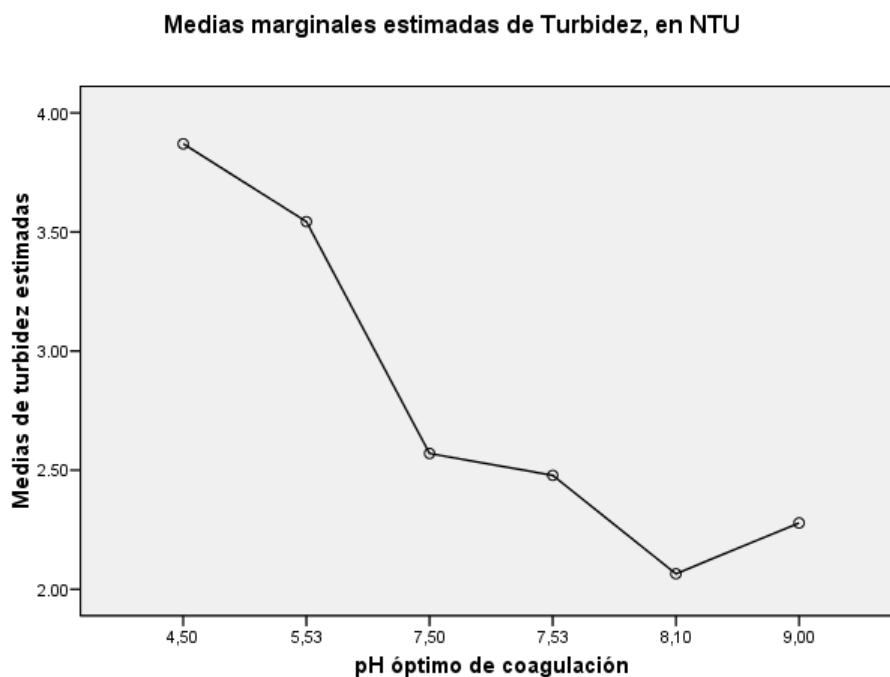
Nota: La tabla representa el análisis de la prueba Tukey para la segunda corrida de la prueba de jarras donde determinamos pH óptimo de coagulación. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

A partir de los resultados estadísticos se realizó la gráfica de perfil de la remoción de turbidez con respecto al pH óptimo de coagulación.

La eficiencia de la remoción de turbidez resulto mucho más eficaz en un pH básico de 8,10 el alcanzo el 98,49% de remoción. Un pH de 9 tuvo un porcentaje de 98,34% lo cual se puede determinar que el coagulante-floculante PAC es más eficaz al trabajar en condiciones básicas, en especial a un pH de 8,10.

Figura 6.

Medias marginales estimadas del porcentaje de remoción de turbidez correspondientes al pH óptimo de coagulación



Nota: Se muestra el gráfico de perfil para las medias marginales estimadas del porcentaje de remoción de turbidez correspondientes al pH óptimo de coagulación obtenido en el programa SPSS. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Cabe recalcar que la remoción de DQO del agua residual al comprobar el pH óptimo de coagulación fue de 95,35%.

4.1.6.5. Determinación de velocidad rápida y tiempo óptimo de coagulación

Esta tercera corrida de la prueba de jarras se llevó a cabo con la variación del gradiente de velocidad de coagulación y del tiempo de coagulación, para esto se probaron 3 velocidades y 2 tiempos para cada gradiente. El tipo de Coagulante-floculante seleccionado fue el PAC con una dosis de 600 ppm, al igual que el pH con el que se trabajara es de 8,10 en cada una de las jarras de agua residual. Los valores obtenidos constan en la Tabla 41.

Tabla 41.*Resultados de la 3ª corrida de la prueba de jarras*

# de Jarras	Velocidad de coagulación [rpm]	Tiempo [s]	Resultados Finales			Índice de Willcomb
			pH	Turbidez [NTU]	DQO [mg/L]	
				Valor \bar{X}	Valor \bar{X}	
1	100	60	8,1	2,37	-	6
2	100	120	8,1	2,38	-	8
3	150	60	8,1	2,68	-	2
4	150	120	8,1	2,46	-	2
5	180	60	8,1	2,43	-	4
6	180	120	8,1	2,09	44	8

Nota: La tabla muestra las mediciones de pH, DQO y turbidez de la tercera corrida de la prueba de jarras donde se determinó la velocidad y el tiempo óptimo de coagulación. La simbología \bar{X} representa el promedio de las 6 repeticiones. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

4.1.6.6. Análisis de datos

Nuestro análisis estadístico sobre el gradiente de velocidad y el tiempo de coagulación reveló que, en el contraste de Levene, para la remoción de turbidez se tuvo una significancia de ($p= 0,4256$), la cual fue mayor al valor crítico al 5%, aceptándose que la varianza de la remoción de turbidez fue igual o tuvo una distribución normal durante esta corrida de jarras.

Con el ANOVA (Tabla 42) se identificó el efecto de la remoción de turbidez del agua residual con las variaciones de gradiente de velocidad y de los tiempos de coagulación, con esto se pudo evidenciar que la velocidad y los tiempos de coagulación tienen diferencias estadísticas significativas, al igual que la interacción de ambos.

Tabla 42.

Análisis de varianza de la remoción de turbidez con varios gradientes de velocidad y tiempos de coagulación

Pruebas de los efectos Inter-Sujetos					
Variable dependiente: Turbidez, en NTU					
Fuente de variación	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Media cuadrática	F	Significancia
Velocidad coag.	0,56651667	2	0,28325833	103,316109	3,5133E-14
Tiempo coag.	0,30433611	1	0,30433611	111,004053	1,338E-11
Velocidad coag. * Tiempo coag.	0,18337222	2	0,09168611	33,4417427	2,3071E-08
Error	0,08225	30	0,00274167	-	-
Total	208,6405	36	-	-	-

Nota: La tabla representa el análisis ANOVA para la tercera corrida de la prueba de jarras donde determinamos velocidad y tiempo óptimo de coagulación. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Para realizar la diferenciación de los tratamientos, se realiza la prueba de Tukey, con la cual se puede determinar que tratamiento es diferente. En la Tabla 43, en la cual se forman 4 grupos homogéneos de las gradientes de velocidad con la interacción del tiempo de coagulación, por lo cual se determina que existen tratamientos diferentes.

Tabla 43.

Medias para los grupos homogéneos del gradiente de velocidad y tiempo óptimo de coagulación

Gradiente de velocidad de Coagulación [rpm]	Tiempo de coagulación [s]	Turbidez [NTU]	Grupos Tukey				
		Media	1	2	3	4	
180	120	2,09	A				
180	60	2,43		B			
100	120	2,38		B			
100	60	2,37		B			
150	120	2,46			D		
150	60	2,68					E

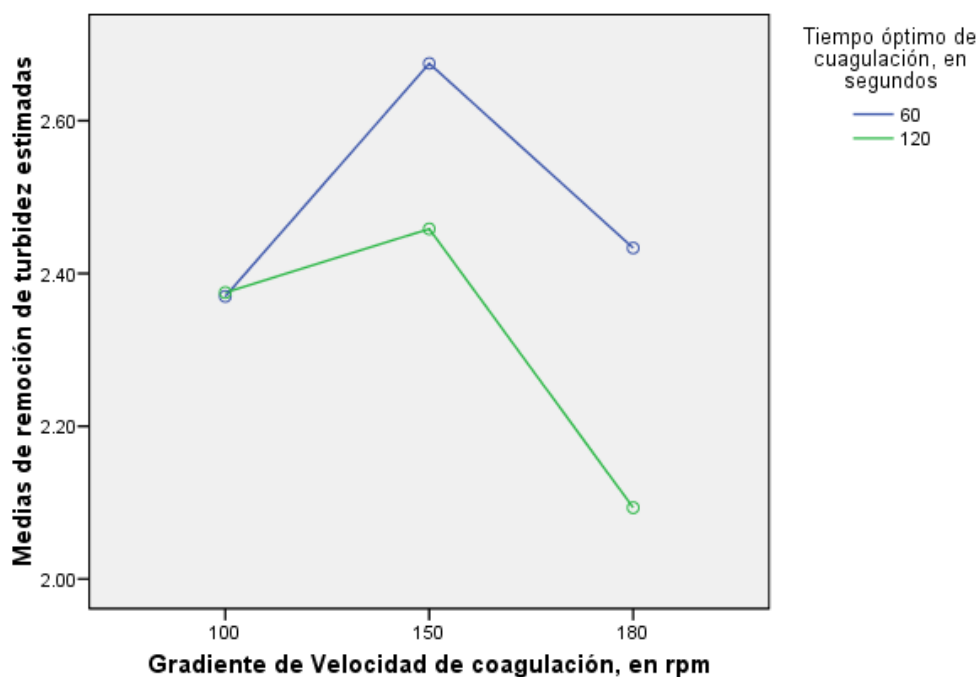
Nota: La tabla representa el análisis de la prueba Tukey para la tercera corrida de la prueba de jarras donde determinamos la velocidad y tiempo óptimo de coagulación. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

A partir de los resultados estadísticos se realizó la gráfica de perfil de la remoción de turbidez con respecto al gradiente de velocidad y tiempo de coagulación óptima.

Se determinó que la mejor gradiente de velocidad de coagulación fue la de 180 rpm con un tiempo de 120 segundos. Esto se pudo evidenciar ya que a esta velocidad y tiempo se alcanzó la mejor eficiencia de remoción de turbidez que fue del 98,48%.

Figura 7.

Medias marginales estimadas del porcentaje de remoción de turbidez de la determinación de la velocidad lenta y tiempo óptimo de coagulación



Nota: Se muestra el gráfico de perfil para las medias marginales estimadas del porcentaje de remoción de turbidez correspondientes a la determinación de la velocidad y tiempo óptimo de coagulación (Velocidad rápida) obtenido en programa SPSS. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Al determinar el mejor gradiente de velocidad y tiempo de coagulación se midió DQO (con tres repeticiones), alcanzando una remoción del 88,64 %.

4.1.6.7. Determinación de velocidad lenta y tiempo de floculación

Esta corrida se la realizó variando el gradiente de velocidad de floculación y del tiempo de floculación, para esto se probaron 3 velocidades y 2 tiempos para cada gradiente. El tipo de coagulante-floculante seleccionado fue el PAC con una dosis de 600 ppm, al igual que el pH

con el que se trabajara es de 8,10. La velocidad de coagulación quedo establecida en 180 rpm a 120 segundos.

Tabla 44.

Resultados de la 4ª corrida de la prueba de jarras

# de Jarras	Velocidad de floculación [rpm]	Tiempo [min]	Resultados finales			Índice de Willcomb
			pH	Turbidez [NTU]	DQO [mg/L]	
				Valor \bar{X}	Valor \bar{X}	
1	30	15	8,1	2,18	-	8
2	30	20	8,1	2,41	-	6
3	40	15	8,1	2,07	46,67	8
4	40	20	8,1	2,47	-	4
5	60	15	8,1	2,88	-	4
6	60	20	8,1	2,37	-	6

Nota: La tabla representa las mediciones de pH, DQO y turbidez de la cuarta corrida de la prueba de jarras donde se determinó la velocidad y el tiempo óptimo de floculación. La simbología \bar{X} representa el promedio de las 6 repeticiones. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

4.1.6.8. Análisis de datos

La prueba de Levene permitió realizar el análisis estadístico la cual mostró reveló que para la remoción de turbidez se tuvo una significancia de ($p= 0,3896$) siendo mayor al 5% aceptándose que la varianza de la remoción de turbidez tuvo una distribución normal durante el estudio.

Al efectuar el ANOVA (Tabla 45) evidenció el efecto de la remoción de turbidez del agua residual con las variaciones de gradiente de velocidad y de los tiempos de floculación,

por lo que se obtuvo que el gradiente de velocidad de floculación, el tiempo de floculación y la interacción del gradiente con el tiempo de floculación tienen diferencias estadísticas significativas en la remoción de la turbidez.

Tabla 45.

Análisis de varianza de la remoción de turbidez con diferentes gradientes de velocidad y tiempos de floculación

Pruebas de los efectos Inter-Sujetos					
Variable dependiente: Turbidez, en NTU					
Fuente de variación	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Media cuadrática	F	Significancia
Velocidad Floc.	0,95087	2	0,47543611	194,984051	6,4354E-18
Tiempo Floc.	0,014	1	0,01400278	5,74276601	0,02299399
Velocidad Floc. * Tiempo Floc.	1,42841	2	0,71420278	292,906129	2,0658E-20
Error	0,07315	30	0,00243833	-	-
Total	209,203	36	-	-	-

Nota: La tabla representa el análisis ANOVA para la cuarta corrida de la prueba de jarras donde determinamos el pH óptimo de coagulación. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Se realizó la prueba Tukey para la diferenciación de los tratamientos, ayudándonos a determinar que tratamiento es diferente. La Tabla 46 cuenta con los resultados donde se observa que las medias de la velocidad de floculación forman 4 grupos homogéneos, donde 3 medias

comparten un grupo. Con respecto al tiempo de floculación de acuerdo a las medias estimadas solo conforman un grupo Tukey.

Tabla 46.

Medias para los grupos homogéneos del gradiente de velocidad y tiempo óptimo de floculación

Gradiente de velocidad de coagulación [rpm]	Tiempo de coagulación [s]	Turbidez [NTU]	Grupos Tukey			
		Media	1	2	3	4
40	15	2,18	A			
40	20	2,41		B		
30	20	2,47		B		
30	15	2,07			D	
60	20	2,37		B		
60	15	2,88				E

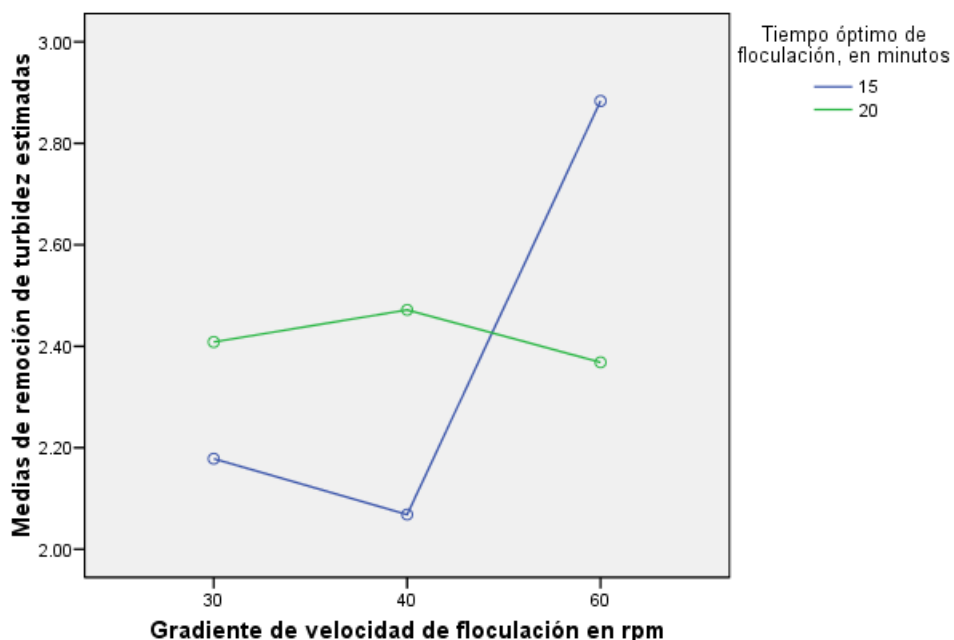
Nota: La tabla representa el análisis de la prueba Tukey para la cuarta corrida de la prueba de jarras donde determinamos la velocidad y tiempo óptimo de floculación. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

A partir de los resultados estadísticos se construyó la gráfica de perfil de la remoción de turbidez con respecto al gradiente de velocidad y tiempo óptimo de floculación.

Para lo cual se estableció 40 rpm como la mejor gradiente de velocidad de floculación, con un tiempo de 15 minutos. La eficiencia de remoción de turbidez resultantes de esta prueba de jarras fue de 98,49%.

Figura 8.

Medias marginales estimadas del porcentaje de remoción de turbidez correspondientes a la determinación de la velocidad lenta y tiempo óptimo de floculación



Nota: Se muestra el gráfico de perfil para las medias marginales estimadas del porcentaje de remoción de turbidez correspondientes a la determinación de la velocidad y tiempo óptimo de floculación (Velocidad lenta) obtenido en el programa SPSS. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Ya establecido el mejor gradiente de velocidad y tiempo de floculación mediante el parámetro de turbidez se midió DQO con sus tres repeticiones dando una eficiencia de remoción de DQO de 87,95%.

4.1.6.9. Determinación del tiempo óptimo de sedimentación

A La última corrida de la prueba de jarras se llevó a cabo ensayando 3 diferentes tiempos de sedimentación. Antes de esta corrida de jarras ya se determinó tipo de Coagulante-floculante seleccionado que fue el PAC con una dosis de 600 ppm, al igual que el pH con el que se trabaja de 8,10. La velocidad de coagulación quedo establecida en 180 rpm a 120

segundos. Y la velocidad de floculación en 40 rpm a 15 minutos, la prueba de tratabilidad se cierra con la determinación del tiempo óptimo de sedimentación para que el agua residual sea tratada en las mejores condiciones para tener un buen porcentaje de remoción de turbidez y DQO. Los resultados de esta última corrida de jarras constan en la Tabla 47.

Tabla 47.

Resultados de la última corrida de la prueba de jarras

# de Jarras	Tiempo de sedimentación [min]	Resultados finales			Índice de Willcomb
		pH	Turbidez [NTU]	DQO [mg/L]	
			Valor \bar{X}	Valor \bar{X}	
1	10	8,1	2,34	-	4
2	20	8,1	2,09	-	8
3	30	8,1	2,02	30	8

Nota: La tabla representa las mediciones de pH, DQO y turbidez de la última corrida de la prueba de jarras donde se determinó el tiempo óptimo de sedimentación. La simbología \bar{X} representa el promedio de las 6 repeticiones.

Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

4.1.6.10. Análisis de datos

A El análisis estadístico sobre el tiempo óptimo de sedimentación mostró que, en el contraste de Levene, para la remoción de turbidez alcanzo una significancia ($p= 0,075$) valor equivalente al 7,5 %, el cual fue mayor al valor crítico al 5%, por lo tanto, se aceptó que la varianza de la remoción de turbidez tuvo una distribución normal durante esta investigación.

En la Tabla 48 identificamos el efecto de la remoción de turbidez del agua residual con las variaciones de tiempos de sedimentación, se evidenció que los tiempos de sedimentación tienen diferencias estadísticas significativas en el porcentaje de remoción de turbidez.

Tabla 48.

Análisis de varianza de la remoción de turbidez con diferentes tiempos de sedimentación

Pruebas de los efectos Inter-Sujetos					
Variable dependiente: Turbidez, en NTU					
Fuente de variación	Suma de cuadrados	Grados de libertad	Media cuadrática	F	Significancia
Tiempo sedimentación	0,32973333	2	0,16486667	101,909341	1,8623E-09
Error	0,02426667	15	0,00161778	-	-
Total	83,559	18	-	-	-

Nota: La tabla representa el análisis ANOVA para la cuarta corrida de la prueba de jarras donde determinamos el pH óptimo de coagulación. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

La prueba de Tukey se utilizó para diferenciar los tratamientos, lo que permitió determinar que tratamiento es diferente. En la Tabla 49 se observa que las medias del tiempo de sedimentación forman 3 grupos homogéneos.

Tabla 49.

Medias para los grupos homogéneos del tiempo óptimo de sedimentación

Tiempo de sedimentación [min]	Turbidez	Grupos Tukey		
	Media	1	2	3
30	2,02	A		
20	2,09333333		B	
10	2,33666667			C

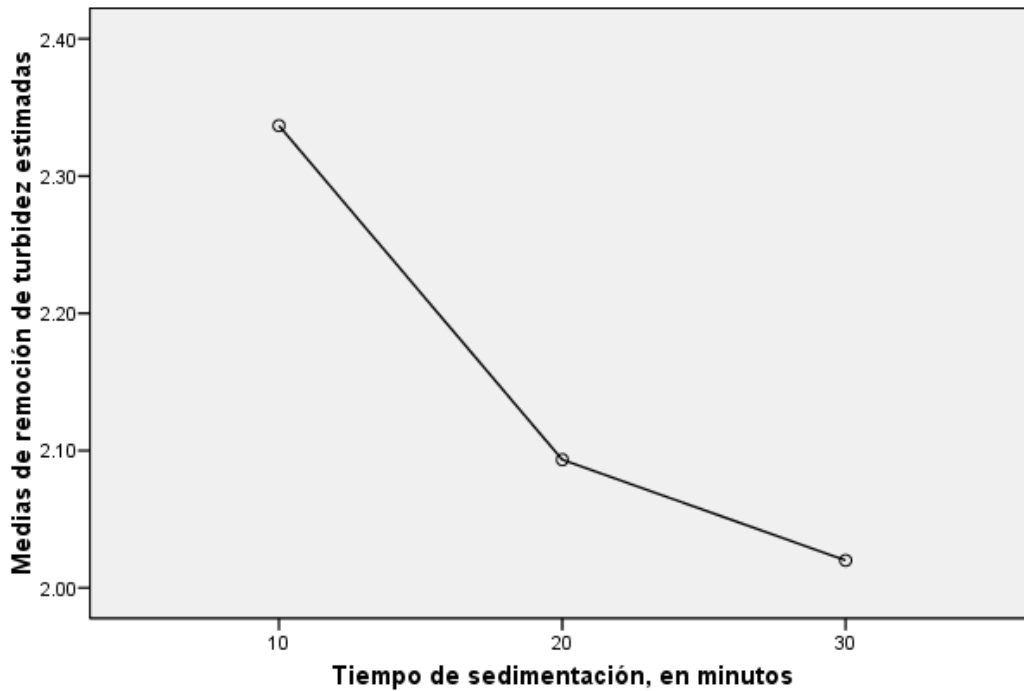
Nota: La tabla representa el análisis de la prueba Tukey para la última corrida de la prueba de jarras donde determinamos el tiempo óptimo de sedimentación. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

A partir de los resultados estadísticos se diseñó la gráfica de perfil de la remoción de turbidez con respecto al tiempo óptimo de sedimentación.

En esta última corrida de jarras se identificó un tiempo óptimo de sedimentación de 30 minutos. La eficiencia de remoción de turbidez resultante de la prueba de jarras completa fue de 98,53%.

Figura 9.

Perfil de medias marginales estimadas del porcentaje de remoción de turbidez al tiempo óptimo de sedimentación



Nota: Se observa el gráfico de perfil para las medias marginales estimadas del porcentaje de remoción de turbidez al tiempo óptimo de sedimentación obtenido en el programa SPSS. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Al determinar el mejor tiempo de sedimentación mediante el parámetro de turbidez se midió DQO con sus tres repeticiones otorgando una eficiencia de remoción del 92,25 %.

4.2. Resultados del dimensionamiento de las unidades de tratamiento

4.2.1. Dimensiones del canal de ingreso

La Tabla 50 muestra los resultados del dimensionamiento del canal de ingreso.

Tabla 50.*Dimensionamiento del canal de ingreso*

Parámetro	Valor	Unidad	Abreviatura
Base (propuesta)	0,5	m	B
Espesor (propuesta)	0,2	m	e
Área Transversal	0,02	m ²	A _c
Largo	4,5	m	L
Altura total del canal	0,4	m	H _{TC}
Pendiente	1	%	P

Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

4.2.2. Dimensionamiento del cribado

La siguiente tabla indica los valores obtenidos para el diseño de rejillas.

Tabla 51.*Dimensionamiento del cribado*

Parámetro	Valor	Unidad	Abreviatura
Área libre al paso de agua	0,0124	m ²	A _{libre}
Longitud de las barras	0,75	m	L _{barras}
Número de barras	14	-	N _{barras}
Pérdida de energía	0,18	m	h _p
Ancho	0,5	m	B

Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

4.2.3. Dimensionamiento del desarenador

Los valores obtenidos para el dimensionamiento del desarenador a partir del caudal de diseño.

Tabla 52.

Dimensionamiento del desarenador

Parámetro	Valor	Unidad	Abreviatura
Caudal de diseño	0,00745	m ³ /s	Q _{AR}
Profundidad	1,2	m	P
Volumen	51,24	m ³	v
Ancho	2,8	m	a
Largo	12,2	m	L
Área Superficial	34,16	m ²	A

Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

4.2.4. Dimensionamiento del floculador hidráulico

Tabla 53.

Dimensionamiento del floculador hidráulico

Parámetros	Resultados	Unidades
Longitud total recorrida por el agua	360	m
Volumen	6,71	m ³
Área transversal del canal entre baffles	0,019	m ²
Profundidad del agua en los canales	0,095	m

Parámetros	Resultados	Unidades
Espacio entre el tabique y la pared del tanque	0,30	m
Longitud efectiva útil del canal	4,7	m
Número de canales	77	canales
Longitud total de la cámara de floculación	17,68	m
Radio hidráulico	0,05	m
Pérdida por fricción	0,528	m
Pérdidas totales	2,39	m

Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

4.2.5. Dimensionamiento del sedimentador

Tabla 54.

Dimensionamiento del sedimentador

Parámetros	Resultados	Unidades
Tiempo de sedimentación	10	min
Volumen	67,05	m ³
Área superficial	55,88	m ²
Relación largo - ancho	3	m
Ancho	5	m
Largo	13	m

Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

4.2.6. Dimensionamiento de laguna anaerobia

La Tabla 55 muestra los valores calculados para el diseño de la laguna anaerobia, a partir del caudal de diseño inicial, de las características del AR y de otros aspectos, tales como la evaporación y temperatura de la zona de estudio.

Tabla 55.

Dimensionamiento de la laguna anaerobia

Parámetro	Valor	Unidad	Abreviatura
Caudal de Diseño	643,45	m ³ /día	Q _{AR}
Profundidad	5	m	Z
Volumen de agua	469,89	m ³	V
Tiempo de retención	0,73	días	t _R
Relación Largo-Ancho	2	-	X
Talud	0:1	-	-
Ancho Superior	7	m	B _{SUPERIOR}
Largo Superior	14	m	L _{SUPERIOR}
Ancho Inferior	7	m	B _{INFERIOR}
Largo Inferior	14	m	L _{INFERIOR}
Área Superficial	98	m ²	A _{SUPERFICIAL}

Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

4.2.7. Dimensionamiento de la laguna facultativa

A partir de los datos de la laguna anaerobia se realizó los cálculos cuyos resultados fueron los descritos en la Tabla 56.

Tabla 56.*Dimensionamiento de la laguna facultativa*

Parámetro	Valor	Unidad	Abreviatura
Caudal de Diseño	643,54	m ³ /día	Q _{AR}
Profundidad	2	m	Z
Volumen de la laguna	5723,98	m ³	V
Tiempo de retención	8,90	días	t _R
Relación Largo-Ancho	3	-	X
Talud	2:1	-	-
Ancho Superior	33,89	m	B _{SUPERIOR}
Largo Superior	95,65	m	L _{SUPERIOR}
Ancho Inferior	27,89	m	B _{INFERIOR}
Largo Inferior	89,65	m	L _{INFERIOR}
Área Superficial	3241,58	m ²	A _{SUPERFICIAL}

Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

4.2.8. Dimensionamiento de las lagunas de maduración

Este procedimiento se realiza con el objeto de reducir la cantidad de Coliformes fecales presentes en el agua residual, de este modo poder cumplir con el estándar que indica el Acuerdo 097-A referente a los límites de descarga de agua residual a cuerpos de agua dulce. Los datos principales del diseño se muestran en la siguiente tabla.

Tabla 57.*Dimensionamiento de la 1ª laguna de maduración*

Parámetro	Valor	Unidad	Abreviatura
Caudal de Diseño	635,64	m ³ /día	Q _{AR}
Profundidad	1,5	m	Z
Volumen de agua	4449,48	m ³	V
Tiempo de retención	5	días	t _R
Talud	2:1	-	-
Ancho Superior	32,89	m	B _{SUPERIOR}
Largo Superior	98,03	m	L _{SUPERIOR}
Ancho Inferior	28,89	m	B _{INFERIOR}
Largo Inferior	94,03	m	L _{INFERIOR}
Área Superficial	3242,21	m ²	A _{SUPERFICIAL}

Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Una vez realizado el dimensionamiento de la primera laguna de maduración, se repite el procedimiento utilizando los datos anteriores para efectuar el cálculo de la segunda laguna de maduración y se obtuvieron los resultados de la Tabla 58.

Tabla 58.*Dimensionamiento de la 2ª laguna de maduración*

Parámetro	Valor	Unidad	Abreviatura
Caudal de Diseño	627,83	m ³ /día	Q _{AR}
Profundidad	1,5	m	Z

Parámetro	Valor	Unidad	Abreviatura
Volumen de agua	3139,15	m ³	V
Tiempo de retención	5	días	t _R
Talud	2:1	-	-
Ancho Superior	32,89	m	B _{SUPERIOR}
Largo Superior	69,75	m	L _{SUPERIOR}
Ancho Inferior	28,89	m	B _{INFERIOR}
Largo Inferior	65,75	m	L _{INFERIOR}
Área Superficial	2294,08	m ²	A _{SUPERFICIAL}

Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

4.3. Análisis de sostenibilidad

4.3.1. Análisis económico

Al realizar el diseño de la planta de tratamiento de agua residual se debe realizar un análisis adecuado de la inversión económica que se realizara para la construcción y operación. Para determinar el costo de la construcción de la planta de tratamiento se realizó de acuerdo al volumen y el área, de acuerdo a esto se determinó su valor unitario y total.

Los costos referenciales calculados fueron tomados de la (CÁMARA DE CONSTRUCCIÓN DE GUAYAQUIL, 2021) y la (DIRECCIÓN METROPOLITANA DE CATASTRO DEL GADM DE QUITO, 2021). Este análisis fue realizado en dos fases, los costos de construcción y la segunda los costos de operación y mantenimiento de la PTAR.

4.3.1.1. Costos referenciales de la construcción de la PTAR

Para realizar el presupuesto de esta fase no se consideró un presupuesto para la compra del terreno a utilizar ya que el GAD Municipal de Puerto Quito ya cuenta con uno.

Al igual que los precios de materiales, operarios, constructores y maquinaria son referenciales por lo que pueden variar, pero no representa una variación muy significativa. Los valores económicos de la Tabla 59 incluyen la construcción de las unidades de canal de entrada, cribado, desarenador, laguna anaerobia, laguna facultativa y laguna de maduración 1 y 2, además de la infraestructura de oficinas o áreas administrativas, caseta de guardianía, parqueadero y una zona para el secado de lodos. La tabla al final muestra el costo total aproximado. Incluyendo materiales y mano de obra para la construcción de los elementos antes descritos.

Tabla 59.

Presupuesto para la construcción de la planta de tratamiento de agua residual

Rubro	Descripción	Unidad	Costo unitario referencia 1 [USD]	Cantidad	Total, referencial [USD]
<i>Adecuaciones y excavaciones en general</i>					
1	Limpieza y desbroce (equipo y M. obra).	m²	1,02	16792,18	17128,024
2	Replanteo y nivelación con equipo topográfico.	m²	1,68	16792,18	28210,86
3	Excavación y desalojo (maquinaria y M. obra).	m³	5,78	10849,93	62712,60
4	Cerramiento h=2.4 m metálico gal. volumen e=0.40 (equipo, materiales y M. obra).	m	29,51	364,9	10768,199

Rubro	Descripción	Unidad	Costo unitario referencia 1 [USD]	Cantidad	Total, referencial [USD]
<i>Estructuras</i>					
5	Hormigón simple $f'c= 240 \text{ kg/cm}^2$	m^3	45,97	15,23	2223,12
6	Acero de refuerzo $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$	kg	1,54	696	1071,84
7	Rejillas de Cribado en acero inoxidable (materiales y M. obra).	U	482,55	2	965,1
8	Encofrado/desencofrado metálico alquilado para muro-una cara (materiales y M. obra).	m^2	6,68	78,19	522,31
9	Enlucido de fajas.	m^2	3,08	78,19	240,83
<i>Canalización</i>					
10	Tubería PVC 200 mm	m	30, 25	268,95	8135,73
11	Pozo de revisión HS, INC. Tapa HF	m	184,40	8	1475,2
12	Cajas de revisión de hormigón simple (materiales y M. obra).	m^3	145,97	5,4	788,23
<i>Geotextil</i>					
13	Geomembrana de polietileno 0,5 mm	m^2	5,91	8590,18	50767,96
<i>Construcción de oficinas administrativas</i>					
14	Zona administrativa, casa del operador, laboratorios, portón de entrada, parqueadero y bodega (materiales y M. obra).	m^2	250,00	262,35	65587,5
TOTAL				250 597,503 USD	

Nota: Precios referenciales de materiales para la construcción de la PTAR de la cabecera cantonal de Puerto Quito. Fuente: CÁMARA DE CONSTRUCCIÓN DE GUAYAQUIL (2021) y la DIRECCIÓN METROPOLITANA DE CATASTRO DE GADM DE QUITO (2021). Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

4.3.1.2. Costos referenciales de operación y mantenimiento de la PTAR

Para llevar a cabo estas actividades de operación y mantenimiento es necesario 1 operador y 1 operador-técnico, cuyas funciones serán el mantenimiento de equipos y todas las unidades de tratamiento y de la limpieza manual de las cribas, canales, desarenador, floculador, sedimentador y lagunas, además de la preparación de las soluciones de coagulante-floculante y regulación de pH para dosificarse de forma automática en el caso de implementarse. Por lo cual la Tabla 60 muestra los costos referenciales de operación y mantenimiento. La PTAR no tiene la necesidad de más operarios ya que está compuesta en su mayoría por un tratamiento de forma natural.

Tabla 60.

Costos de operación y mantenimiento

Cantidad	Descripción	Costo total [USD/mes]
1	Operador	400
1	Operador – técnico	700
Costo total		1100

Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

4.3.1.3. Costos referenciales de m³ de agua tratada

Realizada la prueba de Jarras se determinó una dosis optima de coagulante floculante PAC de 0,6 g/L el cual tiene un precio de venta al por mayor en importadoras de 0,69 \$/kg. Un pH básico de 8,10 es el adecuado, alcanzado con 0,32 g/L de solución de NaOH 1M el cual tiene un precio de venta al por mayor de 0,40 \$/kg.

De igual forma se utilizó el Caudal de agua residual que entraría a la planta de tratamiento de 643,68 m³/día para poder determinar el costo referencial de cada m³ de agua tratada. Por lo tanto, para realizar los cálculos y operaciones se trabajó en unidades de kg y m³ por lo cual los resultados se presentan en la tabla siguiente.

Tabla 61.

Costo de tratamiento

Parámetro	Unidad	Costo
Costo/ m³(diario) de PAC	\$/m ³	0,41
Costo/m³(diario) de NAOH	\$/m ³	0,13
Total		0,54

Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

En conclusión, se determinó que el tratamiento químico del agua residual de la cabecera cantonal de Puerto Quito es de 0,54 \$/m³.

4.3.2. Análisis técnico

El área determinada referencialmente para toda la planta de tratamiento de aguas residuales incluyendo; el tren de tratamiento, áreas administrativas y espacios verdes es de 1,6792 hectáreas, esta área será ubicada de acuerdo a la disponibilidad de espacio que cuente el GAD municipal de Puerto Quito.

Tabla 62.

Resultados del sistema de lagunaje

Parámetro	Unidad	Valor inicial	Valor al finalizar tratamiento	Norma de descargas a cuerpos de agua dulce
Coliformes fecales	NMP/100 ml	2400000	19,46	2000
DBO5	mg/L	219	2,18	100

Nota: De acuerdo a los cálculos de diseño realizados se pudo obtener los resultados de la Tabla 62 de la eficiencia de las unidades del lagunaje. Elaborado por: Cueva y Eras, 2021.

Con estos resultados se puede evidenciar que el sistema de tratamiento por medio de lagunas es muy eficaz ya que cumple con valores muy por debajo con los límites máximos permisibles establecidos en el Acuerdo Ministerial 097-A. Texto Unificado de Legislación Ambiental, Libro VI, Anexo I para descarga a un cuerpo de agua dulce.

Por lo cual si las condiciones económicas del GADM de Puerto Quito no garantizan la implementación del tratamiento químico por medio del coagulante-floculante, no tendría mayor significancia ya que el sistema natural de lagunaje ya permite cumplir con la normativa eficazmente.

4.3.3. Análisis social

Para poder realizar el desarrollo de este proyecto se hizo contacto con el GADM del cantón Puerto Quito para realizar la propuesta del proyecto de construcción de la planta de tratamiento de aguas residuales para la cabecera cantonal, la cual fue aceptada por el departamento de Gestión Ambiental. Para ejecutar los avances del proyecto se necesitó información inicial sobre la cabecera cantonal que fue proporcionada por el mismo GADM de Puerto Quito.

Se realizó la primera socialización sobre el proyecto a funcionarios del GADM de Puerto Quito y a un número de habitantes de la cabecera cantonal, exponiendo datos importantes sobre el proyecto, las actividades que se realizarán y los beneficios para la ciudadanía de tratar las aguas residuales domésticas.

Por último, se realizó la socialización de finalización del proyecto con miembros del GADM y la ciudadanía, donde se presentó los resultados obtenidos en el diseño de la PTAR para la cabecera cantonal y datos relevantes sobre el proyecto. Por lo cual nuestra propuesta del diseño de la PTAR será entregada al GADM y analizada para considerar su posible factibilidad de ejecución.

4.4. Discusión

En la Cabecera Cantonal de Puerto Quito se genera actualmente un volumen significativo de agua residual, generando un caudal promedio de 6,29 L/s. Esta agua no cuenta con ningún tratamiento previo antes de su descarga, lo cual tiene repercusiones negativas en la calidad del agua del Río Caoní, al cual es vertida, a las comunidades aguas abajo, a la flora y la fauna de la zona.

Mediante la parametrización de las características físico-químicas y microbiológicas del agua residual se pudo conocer el estado de la misma, de manera que se pudo verificar que parámetros incumplían la normativa ambiental vigente y determinar si el método empleado iba a ser adecuado y suficiente para solventar la problemática actual.

De acuerdo a las características del agua residual determinadas en el laboratorio, esencialmente de la relación DBO5 (219 mg/L)/DQO (368,67 mg/L) siendo igual a 0,59, se estableció el método de tratamiento, el cuál fue la implementación de lagunas de oxidación, que van a permitir disminuir las concentraciones de coliformes fecales, DBO5 y DQO a

cantidades menores a la de los límites permisibles, tal y como el ACUERDO MINISTERIAL 097-A, publicado en el Registro Oficial N° 387 del 4 de Noviembre de 2015 en la TABLA 9, Límites de descarga a un cuerpo de agua dulce, indica. Autores como Herrera y Quisaguano (2020) plantearon la misma alternativa para una comunidad pequeña, similar a la Cabecera Cantonal de Puerto Quito, ya que solo una reducida parte de esta zona, cuenta con sistemas de alcantarillado.

A través de las pruebas de jarras desarrolladas, utilizando 2 tipos diferentes de coagulantes como el Sulfato de Aluminio y PAC, bajo diferentes dosis, con 6 repeticiones respectivas, se buscó definir el mejor coagulante, para iniciar con la identificación de la dosis, pH y velocidad adecuada para disminuir la turbidez de las muestras de agua residual.

Al finalizar este proceso se pudo determinar que el PAC a 600 ppm / 1 L de agua residual; con un pH de 8,10; con una velocidad de coagulación, floculación y tiempo de sedimentación adecuados se pudo obtener un 99,84 % de remoción de turbidez. Estos resultados se encuentran descritos en las Tablas 34 hasta la 48.

Al finalizar las pruebas de tratabilidad y análisis de laboratorio, se procedió a efectuar el dimensionamiento de cada unidad de la PTAR. Este sistema de tratamiento para la Cabecera Cantonal de Puerto Quito está pensado para un tiempo de vida de 25 años y una población futura de 4734 habitantes.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1. Conclusiones

Se pudo concluir que a partir de la caracterización del agua residual tomada en la última caja de revisión de la cabecera Cantonal de Puerto Quito, para la determinación de los parámetros físicos-químicos y microbiológicos, se pueden identificar los parámetros que están en cumplimiento con la normativa indicada en el Acuerdo 097-A, y en base a estos resultados obtenidos se pudo realizar el dimensionamiento de las unidades de tratamiento y calcular la eficiencia de remoción antes de ser vertidas al cuerpo de agua dulce.

Se diseñó la PTAR con una proyección poblacional y tiempo de vida útil de 25 años, es decir, hasta el año 2046. De igual forma se realizó el diseño del caudal de agua residual utilizando la proyección futura de la población de los 6 barrios implicados. De acuerdo a esto y a los análisis de laboratorio se calculó el índice de biodegradabilidad mediante la relación de DBO5/DQO el cual fue un valor de 0,59 por lo que se determinó que es factible un tratamiento por sistemas biológico al poseer el agua residual una materia orgánica muy degradable. Por lo cual se realizó un sistema de lagunaje el cual está conformado por un canal de ingreso, cribado, desarenador, floculador hidráulico, sedimentador, laguna anaerobia, facultativa, maduración 1, laguna de maduración 2 y una zona para el secado de lodos.

Mediante las pruebas de tratabilidad se determinó que el coagulante-floculante PAC es más eficiente y con el dimensionamiento de las lagunas de estabilización se logrará la remoción máxima de la carga contaminante, y con el sistema de lagunas para dar tratamiento a las aguas residuales habrá una eficiencia de remoción alta de la carga contaminante, lo que permitirá cumplir con la normativa ambiental.

De acuerdo al análisis económico se determinó que la construcción de la planta de tratamiento de agua residual de la cabecera cantonal de Puerto Quito tiene un costo de **250 597 503 USD** y la operación y mantenimiento representaría un valor de 1100 USD/MES. Por otro lado el tratamiento químico represento un valor de 0,54 \$/m³, por lo cual de acuerdo a estos costos se pudo determinar que el tratamiento químico del agua residual representa un gasto económico que debe ser considerado para su implementación ya que el sistema de lagunaje sin el uso del tratamiento químico cumple de forma muy eficiente con la depuración del agua residual cumpliendo con la normativa ambiental nacional de descargas a cuerpos de agua dulce de acuerdo a los resultados de los diseños.

5.2. Recomendaciones

De implementarse la propuesta de diseño, se deben desarrollar las actividades de mantenimiento y puesta en marcha de manera adecuada, para evitar el rápido deterioro de las unidades de tratamiento y asegurar una adecuada remoción de contaminantes del agua residual.

Se recomienda buscar la forma de adquirir un área para la implementación del presente proyecto, y en caso de ser necesario, compensar a los propietarios de los lotes necesarios con una compensación económica justa para adquirir los terrenos e iniciar con el proyecto.

Finalmente, se recomienda que el GAD cantonal desarrolle socializaciones en la comunidad de la cabecera Cantonal de Puerto Quito para dar a conocer los beneficios e impactos positivos que conlleva la implementación de una PTAR en la zona.

6. BIBLIOGRAFÍA

Álvarez Medina, L. (2016). *Establecimiento de los parámetros de diseño en el pretratamiento de pequeñas Plantas Depuradoras de Residuales*. (V. D. Suárez Chernov, Ed.) Obtenido de Universidad Central “Marta Abreu” de Las Villas: https://dspace.uclv.edu.cu/bitstream/handle/123456789/6582/Tesis_Final%28LeticiaAlvarez.pdf?sequence=1&isAllowed=y

Arocutipa Lorenzo, J. H. (2013). *Evaluación y propuesta técnica de una planta de tratamiento de aguas residuales en Massiapo del distrito de Alto Inambari - Sandia*. Puno: UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO. Obtenido de UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO: http://repositorio.unap.edu.pe/bitstream/handle/UNAP/4516/Arocutipa_Lorenzo_Juan_Hipolito.pdf?sequence=1

Arrieta Goyes, R. A. y Chica Santos, K. A. (31 de julio de 2019). *DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES CON TECNOLOGÍA DE LODOS ACTIVOS, PARA LA PARROQUIA DE SAN JOSÉ DE AYORA, CAYAMBE*. (R. G. Sánchez Proaño, Ed.) Recuperado el 15 de Mayo de 2021, de Universidad Politécnica Salesiana: <http://dspace.ups.edu.ec/bitstream/123456789/5081/1/UPS-CYT00109.pdf>

Barnuevo Poémape, E. (2018). *Nuevo diseño del desarenador desaguadero del canal Taymi en el Distrito de Pucalá, Provincia de Chiclayo, región Lambayeque*. Chiclayo: Universidad Católica Santo Toribio de Mogrovejo. Obtenido de https://tesis.usat.edu.pe/bitstream/20.500.12423/1479/1/TL_BarnuevoPoemapeEliza.pdf

Barrenechea. (2004). *Tratamiento de agua par consumo humano. Plantas de filtración rápida.*

Manual I: Teoría. Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente. Lima: Organización Panamericana de la Salud (OPS). Obtenido de http://www.ingenieriasanitaria.com.pe/pdf/manual1/tomo1/ma1_tomo1_indice.pdf

CÁMARA DE CONSTRUCCIÓN DE GUAYAQUIL. (2021). *CÁMARA DE CONSTRUCCIÓN DE GUAYAQUIL DIRECTORIO 2019-2021.* Obtenido de CÁMARA DE CONSTRUCCIÓN DE GUAYAQUIL: <http://www.cconstruccion.net/precios.html>

Córdova Sánchez, C. V. (2018). *DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO PARA LA DEPURACION DE AGUAS RESIDUALES EN LA PARROQUIA EL ROSARIO, CANTÓN GUANO, PROVINCIA DE CHIMBORAZO.* Riobamba: ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DE CHIMBORAZO. Obtenido de <http://dspace.esoch.edu.ec/bitstream/123456789/8645/1/96T00447.pdf>

Cortés Martínez, F., Treviño Cansino, A. y Tomasini Ortiz, A. C. (2017). *Dimensionamiento de lagunas de estabilización.* Durango, México: Instituto Mexicano de Tecnología del Agua.

DIRECCIÓN METROPOLITANA DE CATASTRO DEL GADM DE QUITO. (2021). *METODOLOGÍA PARA DETERMINAR EL VALOR UNITARIO DE LAS CONTRUCCIONES.* Quito: DIRECCIÓN METROPOLITANA DE CATASTRO.

Fajardo, D. (2005). *Plan de monitoreo para la planta de tratamiento de aguas residuales en el sur de Ahuachapán, El Salvador, C.A.* Ahuachapán: UNION MUNDIAL PARA LA NATURALEZA. Obtenido de <https://portals.iucn.org/library/sites/library/files/documents/2006-092.pdf>

Fernández Pichucho, G. L. y Tuso Analuisa, W. S. (2020). *DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE PARA LA POBLACIÓN DE MULALÓ, PROVINCIA DE COTOPAXI*. Obtenido de Universidad Politécnica Salesiana: <http://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/19175>

GAD Puerto Quito. (2015). *PDOT CANTÓN PUERTO QUITO*. GAD Puerto Quito, Gobierno Autónomo Descentralizado. Puerto Quito: Gobierno Autónomo Descentralizado Municipal de Puerto Quito. Obtenido de http://sitp.pichincha.gob.ec/repositorio/disenio_paginas/archivos/PDOT%20CANTON%20PUERTO%20QUITO.pdf

Galeano Nieto, L. J. y Rojas Ibarra, V. D. (2016). *Propuesta de diseño de una planta de tratamiento de agua residual por zanjón de oxidación para el casco urbano del municipio de Velez -Santander*. Obtenido de Universidad Católica de Colombia: <https://repository.ucatolica.edu.co/bitstream/10983/13930/4/PROPUESTA%20DE%20DISE%20UNO%20DE%20UNA%20PTAR%20PARA%20EL%20MUNICIPIO%20DE%20VELEZ%20-SANTANDER..pdf>

García Nuñez, J. A. y Garrigo Aljure, J. (1994). Evaluación de lagunas de estabilización: Planta extractora de Monterrey. *Revista Palmas*, 15(2), 15. Obtenido de <https://publicaciones.fedepalma.org/index.php/palmas/article/view/434>

Gómez A., P. (2015). *PLAN DE MANEJO AMBIENTAL DEL PROYECTO : CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL DE LOS BARRIOS ; NUEVO PUERTO QUITO , LUZ Y VIDA , PALESTINA , SIMON BOLIVAR Y AMPLIACION DE PLAN MAESTRO DEL ALCANTARILLADO DE LA CIUDAD DE PUERTO QUIT*. PUERTO QUITO: GAD PUERTO QUITO.

Herrera Quito, V. A. y Quisaguano Tipán, A. N. (2020). *DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES Y LA DETERMINACIÓN DE LAS PROPIEDADES FÍSICO-QUÍMICAS, EN LA POBLACIÓN DE MULALÓ PARA SU DIMENSIONAMIENTO*. Quito: Universidad Politécnica Salesiana. Obtenido de <http://dspace.ups.edu.ec/handle/123456789/19173>

INAH. (2013). *Anuario Meteorológico N° 53-2013*. Quito: INAH. Obtenido de https://www.inamhi.gob.ec/docum_institucion/anuarios/meteorologicos/Am_2013.pdf

INEC. (23 de diciembre de 2001). *Instituto Nacional de Estadísticas y Censos*. Obtenido de Resultados del Censos 2001 de Población y Vivienda en el Ecuador: https://www.ecuadorencifras.gob.ec/documentos/web-inec/Bibliotecas/Fasciculos_Censales/Fasc_Cantones/Pichincha/Fasciculo_Puerto_Quito.pdf

INEC. (2010). *Instituto Nacional de Estadísticas y Censos*. Obtenido de Resultados del Censo 2010 de Población y Vivienda en el Ecuador: https://www.ecuadorencifras.gob.ec/documentos/web-inec/Poblacion_y_Demografia/CPV_aplicativos/datos_generales_cpv/17puertoquito.pdf

Koncagül, E., Tran, M. y Connor, R. (2020). *Informe Mundial de las Naciones Unidas sobre el Desarrollo de los Recursos Hídricos*. UNESCO, WWA-P. Colombella: UNESCO. Obtenido de Agua y Cambio Climático, datos y cifras: https://unesdoc.unesco.org/ark:/48223/pf0000372876_spa

Lazcano Carreño, C. A. (2016). *Bioteología ambiental de aguas y aguas residuales* (Segunda ed.). Bogotá: Ecoe Ediciones. Obtenido de Lazcano Carreño, C. A. (2016).

Biotecnología ambiental de aguas y aguas residuales (2a. ed.). Ecoe Ediciones.
<https://bibliotecas.ups.edu.ec:3488/es/ereader/bibliotecaups/122526?page=1>

Lesikar, B. J. y Enciso, J. (2000). *Fosa séptica y campo de absorción*. Texas: Servicio de Extensión Agrícola de Texas, el Sistema Universitario Texas A & M. Obtenido de <http://agrifecdn.tamu.edu/envsys/files/2016/03/L5227S.pdf>

Mayorga Chávez, A. D. (2012). *OPTIMIZACION DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUA RESIDUAL DE LA PLANTA N° 2 SECTOR CACAHUANGO DEL CANTON MOCHA*. Riobamba: ESCUELA SUPERIOR POLITÉCNICA DE CHIMBORAZO. Obtenido de <http://dspace.esPOCH.edu.ec/bitstream/123456789/2032/1/96T00174.pdf>

Metcalf y Eddy. (2000). *Ingeniería de aguas residuales: Tratamiento, vertido y reutilización* (Vol. I). (A. García Brage, Ed.) Madrid, España: McGraw-Hill.

Moreno Merino, L., Fernández Jurado, M., Rubio Campos, J. C., Calaforra Chordi, J. M., López Geta, J. A., Beas Torroba, J., . . . Gómez López, J. A. (2003). *LA DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES URBANAS DE PEQUEÑAS POBLACIONES MEDIANTE INFILTRACIÓN DIRECTA EN EL TERRENO FUNDAMENTOS Y CASOS PRÁCTICOS*. (L. Moreno Merino, Ed.) Madrid, Madrid, España: Madrid: Instituto Geológico y Minero de España. Obtenido de https://books.google.com.ec/books?id=MBESfg8LP3gC&printsec=frontcover&hl=es&source=gbs_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false

RAS. (2000). *REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO*. Bogotá: Ministerio de Desarrollo Económico Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico. Obtenido de https://procurement-notices.undp.org/view_file.cfm?doc_id=16483

Registro Oficial 387 Año III. Ministerio del Ambiente,. (2015). *Acuerdo Ministerial 097-A, Anexos de Normativa, REFORMA LIBRO VI DEL TEXTO UNIFICADO DE LEGISLACION SECUNDARIA DEL MINISTERIO DEL AMBIENTE*. Quito: Ministerio del Ambiente y del Agua. Obtenido de https://www.gob.ec/sites/default/files/regulations/2018-09/Documento_Registro-Oficial-No-387-04-noviembre-2015_0.pdf

Rodríguez Ruíz, P. (2008). *HIDRÁULICA de CANALES*. México: HIDRÁULICA II. Obtenido de https://carlosquispeanccasi.files.wordpress.com/2011/12/hidraulica_ruiz.pdf

Romero Rojas, J. A. (2010). *Tratamiento de Aguas Residuales. Teoría y Principios de Diseño* (Tercera ed., Vol. III). (C. Salazar Perdomo, Ed.) Bogotá, Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería.

Secretaría del Agua. (2011). *NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES*. Quito: CÓDIGO ECUATORIANO DE LA CONSTRUCCIÓN DE PARTE IX. . Obtenido de <https://inmobiliariadja.files.wordpress.com/2016/09/norma-co-10-7-602-poblacion-mayor-a-1000-habitantes.pdf>

Secretariado Alianza por el Agua, Ecología y Desarrollo. (2008). *MANUAL DE DEPURACIÓN DE AGUAS RESIDUALES URBANAS*. Obtenido de Centro de las Nuevas Tecnologías del Agua de Sevilla: <http://idiaqua.eu/web/wp-content/uploads/2018/07/monografico3.pdf>

Servicio Nacional para la Sostenibilidad de Servicios en Saneamiento Básico . (2015). *Guía para la toma de muestras de agua residual*. La Paz, Bolivia: PERIAGUA.

Valencia López, A. E. (2013). *Diseño de un sistema de tratamiento de las aguas residuales de la cabecera parroquial de San Luis - Provincia de Chimborazo*. Parroquia San Luis: Escuela Superior Politécnica de Chimborazo. Obtenido de <http://dspace.esPOCH.edu.ec/handle/123456789/3118>

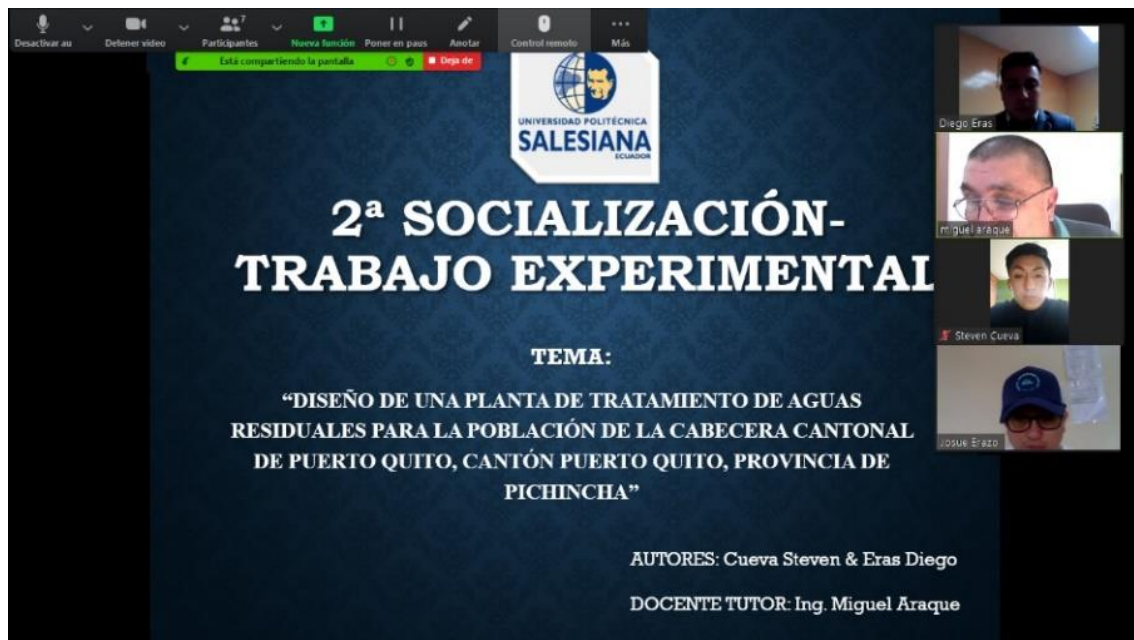
Villacis Proaño, A. G. (2011). *Estudio de un Sistema de Depuración de Aguas Residuales para reducir la contaminación de Río Ambato y los sectores aledaños, en el sector de Pisocucho, de la parroquia Izamba, del Cantón Ambato, Provincia de Tungurahua*. UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO, FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y MECÁNICA. Ambato: UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO. Obtenido de [UNIVERSIDAD TÉCNICA DE AMBATO FACULTAD: https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/1350](https://repositorio.uta.edu.ec/jspui/handle/123456789/1350)

7. ANEXOS

Anexo 1. Inicio de Socialización con los representantes del GAD de Puerto Quito, a través de la plataforma Zoom Video.



Anexo 2. Finalización de la Socialización con los representantes del GAD de Puerto Quito.



Anexo 3. Punto de muestreo de agua residual en la cabecera cantonal de Puerto Quito.



Anexo 4. Toma de muestras de agua residual.



Anexo 5. Medición de Caudal.



Anexo 6. Medición de parámetros in situ.



Anexo 7. Utilización del Turbidímetro.



Anexo 8. Utilización del pH-metro.



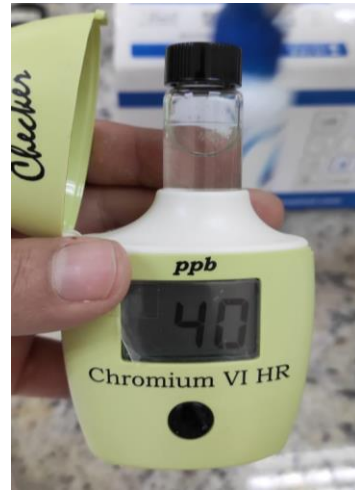
Anexo 9. Análisis de sólidos sedimentables.



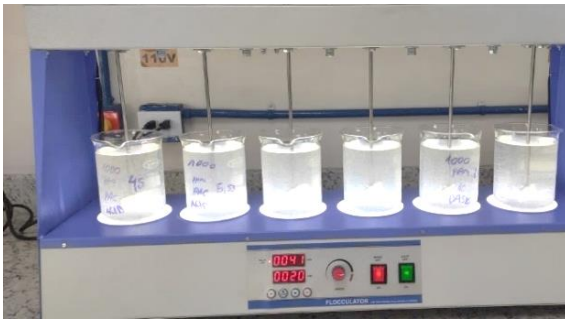
Anexo 10. Análisis de sólidos suspendidos con el equipo de filtración.



Anexo 13. Análisis de Cromo VI.



Anexo 11. Pruebas de tratabilidad.



Anexo 14. Determinación de valores de DQO.



Anexo 12. Determinación de la dosis óptima de coagulante.



Anexo 15. Calentamiento de viales de DQO en el Digestor.



Anexo 16. Resultados del laboratorio.



INFORME DE RESULTADOS LABORATORIO QUÍMICO AMBIENTAL

ANÁLISIS: Físicoquímico de Muestras de Agua
M022.1
Revisión: 11

CIU: M R: AJ-1M

CLIENTE EMPRESA: Sr. Diego Eras DIRECCIÓN: NA TELÉFONO: 096 16 78636 SOLICITADO POR: Sr. Diego Eras		TIPO DE MUESTRA: Agua Residual CÓDIGO DE MUESTREO: AJ-1M CUERPO RECEPTOR: Alcantarillado LOCALIZACIÓN DEL MUESTREO: Agua de alcantarilla - Puerto Quito Puerto Quito / Pichincha PEE01*			
PROCEDIMIENTO DE TOMA DE MUESTRAS:					
CONDICIONES AMBIENTALES		TEM AMB (°C):	33,3		
		HUMEDAD (%):	53		
COORDENADAS EN EL PUNTO DE MUESTREO			-791538.152		
			6729.013		
			Cúcuta		
TÉCNICO RESPONSABLE DE LA TOMA DE MUESTRA			Compuerta		
TIPO DE TOMA DE MUESTRA (Simple/Compuesta)			11/05/2021		
FECHA DE TOMA DE MUESTRA			7:30 - 17:00		
HORA DE TOMA DE MUESTRA			12/05/2021		
FECHA DE INGRESO DE MUESTRA			8:38		
HORA DE INGRESO			12/05/2021 - 28/05/2021		
FECHA DE ANÁLISIS			21/05/2021		
FECHA DE REALIZACIÓN DE INFORME			Cristóbal Sánchez		
ANALISTA RESPONSABLE DE ELABORACIÓN DE INFORME			Especial		
PARÁMETRO	UNIDAD	VALOR MAX. PERMISIBLE	MÉTODOS	± U (n=2)	AJ-1M
Nitros	mg/L	NA	PEE09 HACH 8507	26%	0,06
Coliformes Fecales	Colonias/100 mL	NA	PEE47 SM-E0-22-2017, 9222 D	9%	2,3x10 ⁶
Coliformes Totales	Colonias/100 mL	NA	PEE48 SM-E0-22-2017, 9222 B	8%	1,5x10 ⁷
Demanda Bioquímica de Oxígeno (5 días)	mg/L	250,0	PEE15 SM-E0-23-2017, 8210 D	6%	132
Fósforo Total	mg/L	15,0	PEE23 SM-E0-22, 4500 P E, HACH 8190	4%	1,57
Nitros*	mg/L	NA	PEE09 HACH 8171	NA	18,8

* Según Anexo 1 del libro VI del TULSMA del 30 de Julio del 2015, AM 097-A, Tabla 8. Límites de descarga al sistema de alcantarillado

LUGAR DE REALIZACIÓN DEL ANÁLISIS:

- Los parámetros Demanda Bioquímica de Oxígeno 5 días, Nitros, Nitros, Fósforo total fueron realizados en el Laboratorio Matriz Quito de CHAVEZSOLUTIONS
- El parámetro Coliformes fecales y Coliformes totales fueron realizados en la Unidad Técnica de Coca de CHAVEZSOLUTIONS



LUIS FERNANDO SOTO MORENO

Dr. Luis Soto
RESPONSABLE TÉCNICO

NOTA: C= Cumple con la norma, NC=No cumple con la norma, N= No indicado por el cliente, NA=No aplica

SM= Standard Methods; EPA= Environmental Protection Agency

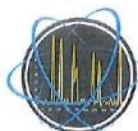
PEE= Procedimiento Específico de Ensayo U= Incertidumbre del Método

- El informe solo afecta a las muestras sometidas a ensayo

- Prohíbida la reproducción parcial, por cualquier medio sin el permiso escrito del laboratorio

- CHAVEZSOLUTIONS libera su responsabilidad por la información proporcionada por el cliente y por el uso que se le dará a los resultados

- Los ensayos marcados con (*) no están incluidos en el alcance de acreditación del SAE



INFORME DE RESULTADOS

INF.AFQ.14395a
Orden de Trabajo.14395a

DATOS DEL CLIENTE

Cientes:	DIEGO ERAS
Dirección:	AV AJAVI Y IGNACIO ARTETA
Teléfono:	0961678636

DATOS DE LA MUESTRA

Nombre de la Muestra:	MUESTRA COMPUESTA PUERTO QUITO LUNES 9, MARTES 10, MIERCOLES 11 AGOSTO 2021 7 am-17 pm	Lote:	X
		Fecha elaboración:	X
Tipo de muestra:	AGUA RESIDUAL	Fecha vencimiento:	X
		Contenido declarado:	1 litro
Muestreado por:	CLIENTE	Contenido encontrado:	1 litro
Color:	CARACTERISTICO	Fecha de recepción:	2021-08-12
		Hora de recepción:	11:45:16
Olor:	CARACTERISTICO	Fecha análisis:	13 al 19 de Agosto del 2021
Estado:	LIQUIDO	Fecha entrega:	2021-08-20

RESULTADOS FISICOQUIMICOS

PARAMETRO	RESULTADO	UNIDAD	METODO DE ANALISIS INTERNO	METODO DE ANALISIS DE REFERENCIA	INCERTIDUMBRE
*@DBO5	240	mg/l	PA-FQ-73	SM 5210 D	---
*@DQO	409	mg/l	PA-FQ-78	HACH 8000	---
*@FOSFORO,	5,69	mg/l	PA-FQ-298	HACH 804B	---
*@NITRATOS	5,31	mg/l	PA-FQ-137	SM 4500-NO3 B	---
*@NITRITOS,	< 0,039	mg/l	PA-FQ-139	SM 4500-NO2 B	-----

Nota 1: La información de datos del cliente y de la muestra que afecte a la validez de resultados es proporcionada y exclusiva del cliente.

Nota 2: Sin la aprobación escrita del Laboratorio no se debe reproducir el informe, excepto cuando se reproducen en su totalidad.

Nota 3: "@", Resultado proporcionado por Laboratorio AQLAB, con acreditación, Nº SAE LEN 14-009.

Nota 4: Los ensayos marcados con (*) NO están incluidos en el alcance de la acreditación del SAE.

Nota 5: El resultado se refiere únicamente a la muestra recibida o tomada por laboratorio, Ecuachemlab Cía. Ltda., se responsabiliza exclusivamente de los análisis


Dra. Sandra Morales
JEFE AREA FISICO QUIMICO


Dr. Bladimir Acosta
GERENTE GENERAL

Pasaje S/N y Simón Bolívar, Puente 9, Urbanización Armenia 1
Valle de Los Chillos - Quito - Ecuador
Telf: 6007470, 0963192976 / email: ecuachemlab@gmail.com



INFORME DE RESULTADOS

INF.AMB.14394a
Orden de Trabajo.14394a

DATOS DEL CLIENTE

Clientes:	DIEGO ERAS
Dirección:	AV AJAVI Y IGNACIO ARTETA
Teléfono:	0961678636

DATOS DE LA MUESTRA

Nombre de la Muestra:	MUESTRA COMPUESTA PUERTO QUITO LUNES 9, MARTES 10, MIERCOLES 11 AGOSTO 2021 7 am-17 pm,	Lote:	X
Tipo de muestra:	AGUA RESIDUAL	Fecha elaboración:	X
Muestreado por:	CLIENTE	Fecha vencimiento:	X
Color:	CARACTERISTICO	Contenido declarado:	1L
Olor:	CARACTERISTICO	Contenido encontrado:	1L
Estado:	LÍQUIDO	Fecha de recepción:	2021-08-12
		Hora de recepción:	11:43:08
		Fecha análisis:	2021-08-12
		Fecha entrega:	2021-08-16

RESULTADOS MICROBIOLÓGICOS

PARAMETRO	RESULTADO	UNIDAD	METODO DE ANALISIS INTERNO	METODO DE ANALISIS DE REFERENCIA	INCERTIDUMBRE
*RECUENTO COLIFORMES FECALES	21 x 10 ⁵	UFC/ml	PA-MB-53	INEN 1529-8	----

Nota 1: La información de datos del cliente y de la muestra que afecte a la validez de resultados es proporcionada y exclusiva del cliente.

Nota 2: Sin la aprobación escrita del Laboratorio no se debe reproducir el Informe, excepto cuando se reproducen en su totalidad.

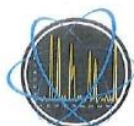
Nota 3: Los ensayos marcados con (*) NO están incluidos en el alcance de la acreditación del SAE.

Nota 4: El resultado se refiere únicamente a la muestra recibida o tomada por laboratorio, Ecuachemlab Cia. Ltda., se responsabiliza exclusivamente de los análisis

Quím. Alim. Karla Alvarez
JEFE AREA MICROBIOLOGIA

Dr. Bladimir Acosta
GERENTE GENERAL





INFORME DE RESULTADOS

INF.AFQ.14413a
Orden de Trabajo.14413a

DATOS DEL CLIENTE

Clientes:	DIEGO ERAS
Dirección:	AV AJAVI Y IGNACIO ARTETA
Teléfono:	0961678636

DATOS DE LA MUESTRA

Nombre de la Muestra:	MUESTRA COMPUESTA PUERTO QUITO MIERCOLES 18, JUEVES 19, VIERNES 20 AGOSTO 2021 7 am-17 pm	Lote:	X
Tipo de muestra:	AGUA RESIDUAL	Fecha elaboración:	X
Muestreado por:	CLIENTE	Fecha vencimiento:	X
Color:	CARACTERISTICO	Contenido declarado:	1 litro
Olor:	CARACTERISTICO	Contenido encontrado:	1 litro
Estado:	LIQUIDO	Fecha de recepción:	2021-08-21
		Hora de recepción:	09:17:20
		Fecha análisis:	23 al 30 de Agosto del 2021
		Fecha entrega:	2021-08-30

RESULTADOS FISICOQUIMICOS

PARAMETRO	RESULTADO	UNIDAD	METODO DE ANALISIS INTERNO	METODO DE ANALISIS DE REFERENCIA	INCERTIDUMBRE
*©DBO5	285	mg/l	PA-FQ-73	SM 5210 D	---
*©DQO	502	mg/l	PA-FQ-78	HACH 8000	---
*©FOSFORO,	5,90	mg/l	PA-FQ-298	HACH 8048	---
*©NITRATOS	9,51	mg/l	PA-FQ-137	SM 4500-NO3 B	---
*©NITRITOS,	< 0,048	mg/l	PA-FQ-139	SM 4500-NO2 B	-----

Nota 1: La información de datos del cliente y de la muestra que afecte a la validez de resultados es proporcionada y exclusiva del cliente.


Nota 2: Sin la aprobación escrita del Laboratorio no se debe reproducir el informe, excepto cuando se reproducen en su totalidad.

Nota 3: "©", Resultado proporcionado por Laboratorio AQLAB, con acreditación, N° SAE LEN 14-009.

Nota 4: Los ensayos marcados con (*) NO están incluidos en el alcance de la acreditación del SAE.

Nota 5: El resultado se refiere únicamente a la muestra recibida o tomada por laboratorio, Ecuachemlab Cía. Ltda., se responsabiliza exclusivamente de los análisis


Dra. Sandra Morales
JEFE AREA FISICO QUIMICO


Dr. Bladimir Acosta
GERENTE GENERAL

Pasaje S/N y Simón Bolívar, Puente 9, Urbanización Armenia 1
Valle de Los Chillos - Quito - Ecuador
Telf: 8007470, 0963192976 / email: ecuachemlab@gmail.com



INFORME DE RESULTADOS

INF.AFQ.14412a
Orden de Trabajo.14412a

DATOS DEL CLIENTE

Clientes:	DIEGO ERAS
Dirección:	AV AJAVI Y IGNACIO ARTETA
Teléfono:	0961678636

DATOS DE LA MUESTRA

Nombre de la Muestra:	MUESTRA COMPUESTA PUERTO QUITO MIERCOLES 18, JUEVES 19, VIERNES 20 AGOSTO 2021 7 am-17 pm	Lote:	X
		Fecha elaboración:	X
Tipo de muestra:	AGUA RESIDUAL	Fecha vencimiento:	X
		Contenido declarado:	1 litro
Muestreado por:	CLIENTE	Contenido encontrado:	1 litro
Color:	CARACTERISTICO	Fecha de recepción:	2021-08-21
		Hora de recepción:	09:10:10
Olor:	CARACTERISTICO	Fecha análisis:	2021-08-23
Estado:	LIQUIDO	Fecha entrega:	2021-08-28

RESULTADOS FISICOQUIMICOS

PARAMETRO	RESULTADO	UNIDAD	METODO DE ANALISIS INTERNO	METODO DE ANALISIS DE REFERENCIA	INCERTIDUMBRE
*RECUENTO COLIFORMES FECALES	28×10^5	UFC/100ml	PA-MB-53	INEN 1529-8	-----

Nota 1: La información de datos del cliente y de la muestra que afecte a la validéz de resultados es proporcionada y exclusiva del cliente.


Nota 2: Sin la aprobación escrita del Laboratorio no se debe reproducir el informe, excepto cuando se reproducen en su totalidad.


Nota 3: "©", Resultado proporcionado por Laboratorio AQLAB, con acreditación, Nº SAE LEN 14-009.

Nota 4: Los ensayos marcados con (*) NO están incluidos en el alcance de la acreditación del SAE.

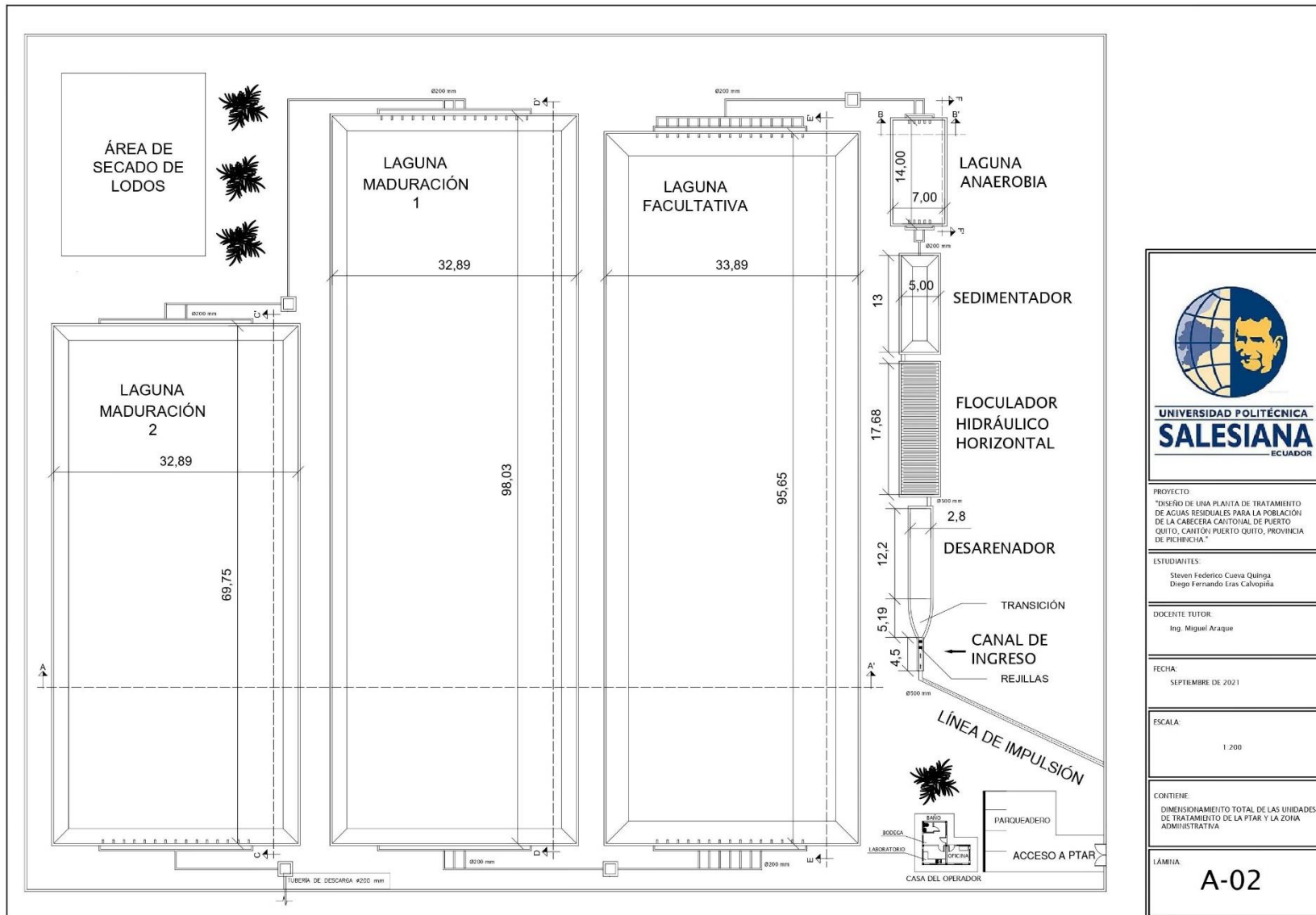
Nota 5: El resultado se refiere únicamente a la muestra recibida o tomada por laboratorio, Ecuachemlab Cía. Ltda., se responsabiliza exclusivamente de los análisis


Dra. Sandra Morales
JEFE AREA FISICO QUIMICO


Dr. Bladimir Acosta
GERENTE GENERAL



Anexo 17. Diseño de la PTAR realizado en AUTOCAD.



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA ECUADOR

PROYECTO:
DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA POBLACION DE LA CABECERA CANTONIAL DE PUERTO QUITO, CANTÓN PUERTO QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA.

ESTUDIANTES:
Steven Federico Cueva Quinga
Diego Fernando Eras Calvoña

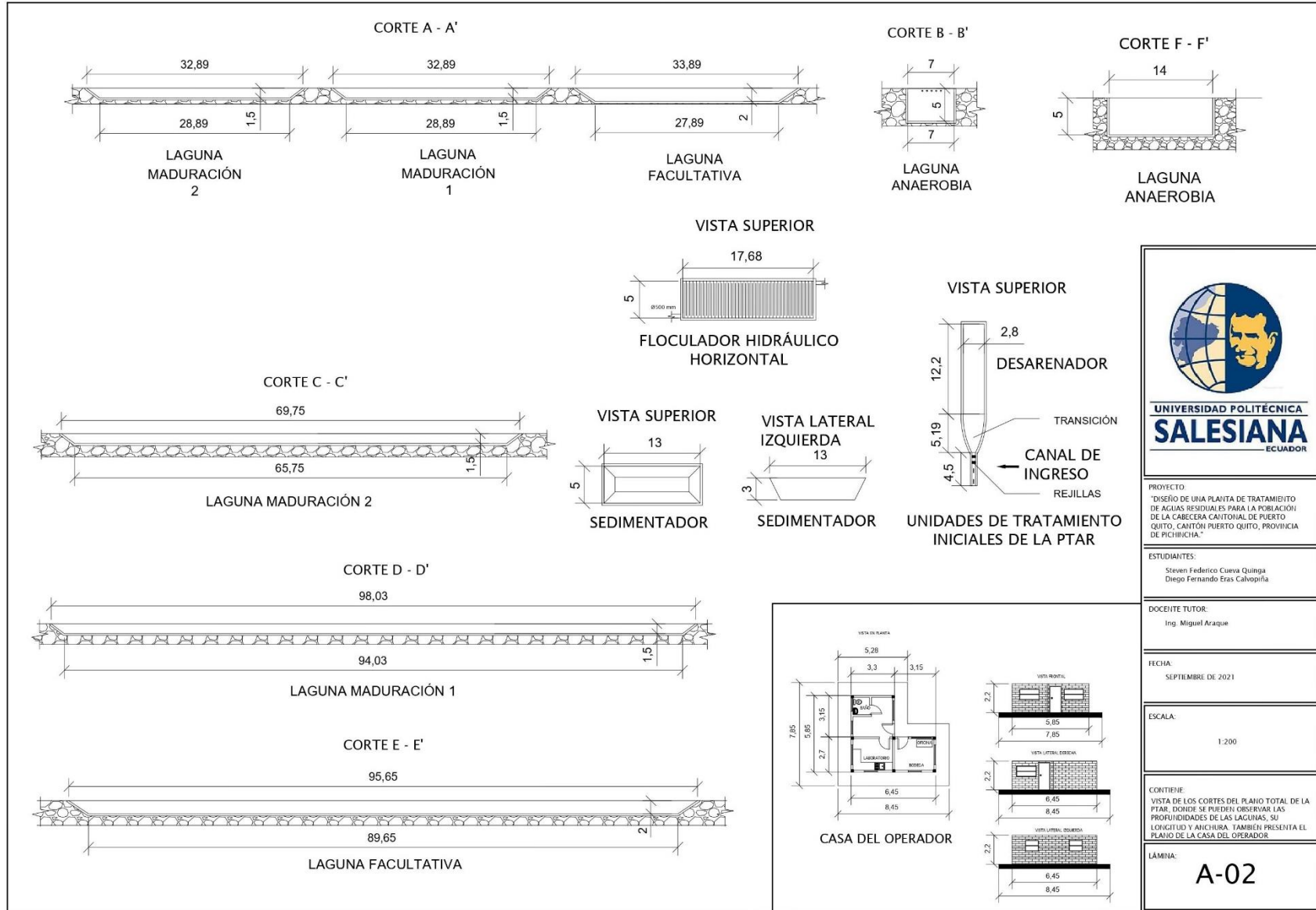
DOCENTE TUTOR:
Ing. Miguel Araque


FECHA:
SEPTIEMBRE DE 2021

ESCALA:
1:200

CONTIENE:
DIMENSIONAMIENTO TOTAL DE LAS UNIDADES DE TRATAMIENTO DE LA PTAR Y LA ZONA ADMINISTRATIVA

LÁMINA:
A-02




UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA ECUADOR

PROYECTO:
 "DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA LA POBLACIÓN DE LA CABECERA CAÑITOJAL DE PUERTO QUITO, CANTÓN PUERTO QUITO, PROVINCIA DE PICHINCHA."

ESTUDIANTES:
 Steven Federico Cueva Quinga
 Diego Fernando Eras Calvoporta

DOCENTE TUTOR:
 Ing. Miguel Araque

FECHA:
 SEPTIEMBRE DE 2021

ESCALA:
 1:200

CONTIENE:
 VISTA DE LOS CORTES DEL PLANO TOTAL DE LA PTAR, DONDE SE PUEDEN OBSERVAR LAS PROFUNDIDADES DE LAS LAGUNAS, SU LONGITUD Y ANCHURA. TAMBIÉN PRESENTA EL PLANO DE LA CASA DEL OPERADOR.

LÁMINA:
A-02

Anexo 18. Tablas de repeticiones para la prueba de jarras.

Determinación del pH óptimo de coagulación			
pH	Turbidez (NTU)	pH	Turbidez (NTU)
	3,93		2,36
	3,78		2,55
	3,77		2,53
4,5	3,95	7,53	2,43
	3,89		2,47
	3,9		2,53
	3,4		2,01
	3,52		2,04
5,53	3,67	8,1	2,14
	3,55		2,09
	3,64		2
	3,48		2,11
	2,45		2,3
	2,66		2,25
7,5	2,68	9	2,2
	2,49		2,34
	2,58		2,27
	2,56		2,31

Determinación del coagulante-floculante óptimo y la dosis óptima				
Coagulante-floculante	Dosis del coagulante (NTU)	Turbidez (NTU)	Coagulante-floculante	Dosis del coagulante (NTU)
Sulfato de Aluminio	400	3,45	PAC	400
		3,49		
		3,4		
		3,39		
		3,48		
Sulfato de Aluminio	600	3,52	PAC	600
		3,29		
		3,26		
		3,3		
		3,31		
Sulfato de Aluminio	800	3,38	PAC	800
		3,29		
		3,03		
		3,1		
		3,08		
		3,05		
		3,11		
		3,06		

Determinación de la velocidad y tiempo óptimo de coagulación. (Velocidad lenta)				
Gradiente de velocidad de floculación (rpm)	tiempo (min.)	Turbidez (NTU)	Gradiente de velocidad de floculación (rpm)	tiempo (min.)
30	15	2,22	40	20
		2,17		
		2,15		
		2,2		
		2,19		
30	20	2,14	60	15
		2,35		
		2,49		
		2,44		
		2,39		
40	15	2,41	60	20
		2,37		
		2,13		
		2,01		
		2,08		
		2,03		
		2,1		
		2,06		

Determinación de la velocidad y tiempo óptimo de coagulación. (Velocidad rápida)				
Gradiente de velocidad de coagulación (rpm)	tiempo (s)	Turbidez (NTU)	Gradiente de velocidad de coagulación (rpm)	tiempo (s)
100	60	2,41	150	120
		2,34		
		2,39		
		2,31		
		2,37		
100	120	2,4	180	60
		2,31		
		2,44		
		2,36		
		2,41		
150	60	2,34	180	120
		2,39		
		2,75		
		2,59		
		2,74		
		2,71		
		2,64		

Determinación del tiempo óptimo de sedimentación		
Tiempo (min)	Turbidez (NTU)	Turbidez (NTU)
10	2,25	2,01
	2,34	2,03
	2,36	2,01
	2,37	2
	2,29	2,04
20	2,41	2,03
	2,12	
	2,09	
	2,04	
	2,14	
	2,1	
	2,07	

Anexo 19. Procedimientos para DQO Y Cromo VI.

Procedimiento para DQO

1. Se precalentó el digestor de DQO DigiPREP CUBE-SCP SCIENCE a una temperatura de 150°C presionando el botón <↓>.
2. Se identificó los viales para el blanco y las muestras, en los cuales se trabajó con las especificaciones para viales de DQO de rango medio.
3. Se preparo el blanco utilizando 2 mL de agua destilada que se colocó en un vial inclinado en un ángulo de 45°, se cerró el vial y se agito invirtiéndolo.
4. Para la muestra se homogenizó el agua residual, se recolecto 2 mL de la muestra y se colocó en cada uno de los viales con un ángulo de 45°, se cerró y se agitaron los viales invirtiéndolos para que las muestras queden homogéneas.
5. Una vez calentado el digestor a 150°C se colocó los viales preparados durante 2 horas que transcurrieron apenas se completó la temperatura deseada.
6. Al finalizar la digestión se colocó los viales en una gradilla hasta que se enfríen a temperatura ambiente. (*Nota:* no invertir los viales demasiadas veces y cuando estén fríos ya que pueden causar turbidez en la muestra).
7. Se encendió el equipo **HI83399 Multiparameter Photometer with COD** y se seleccionó el método CHEMICAL OXYGEN DEMAND MEDIUM RANGE.
8. Se procedió a introducir el vial del blanco, posteriormente se presionó la tecla “CERO” para que el equipo lea la secuencia en cero y nos refleje en la pantalla “-0.0-”, teniendo este resultado está listo para medir las siguientes muestras.
9. Se introdujo en la celda el primer vial con la muestra y se presiona “Leer” con lo cual el equipo realiza la lectura y muestra el resultado directo de la DQO en mg/L, este procedimiento se realiza para las demás repeticiones.

Procedimiento para Cromo hexavalente

1. Se realiza la preparación del blanco llenando la cubeta o celda del equipo con 10 mL de agua destilada o hasta enrasar en la marca de la cubeta y se cierra.
2. Se preparo 3 cubetas de muestras, se recolecto 10 mL de agua residual previamente homogeneizada y se colocó en la cubeta en la cual se añadió el reactivo en polvo de cromo VI, se cerró y se agito lentamente por 20 segundos.
3. Se enciende el equipo y nos refleja en la pantalla C1 que es el indicativo para introducir la cubeta del blanco en el equipo, se introdujo, se cerró la caja y se midió presionando el botón de lectura.
4. Para medir las muestras de agua residual nos refleja en la pantalla C2, se introduce la cubeta de la muestra en el equipo, se cierra y se presiona el botón de lectura arrojándonos el resultado en ppb.
5. El resultado en ppb se lo procede a transformar en ppm o mg/L.