



**UNIVERSIDAD NACIONAL DEL ALTIPLANO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA**  
**ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERIA CIVIL**



**“ANÁLISIS DE LA OPERATIVIDAD DEL SISTEMA DE  
TRATAMIENTO POR LAGUNAS DE ESTABILIZACIÓN DE LAS  
AGUAS RESIDUALES DE LA CIUDAD DE HUANCANÉ Y  
PROPUESTA DE MEJORA”**

**TESIS**

**PRESENTADA POR:**

**Bach. OSCAR RICHARD GONZALES PALACIOS**

**PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**PUNO – PERÚ**

**2022**



## DEDICATORIA

*Dedico con bastante aprecio y cariño a mis padres, Ricardo y Luzmila por brindarme su apoyo incondicional, que con sus esfuerzos y sacrificios supieron guiarme hacia el logro de mis objetivos, de corazón se los agradezco. Con afecto a mi hermana Norma Eloísa por el apoyo moral brindado en todo momento para la finalización de este proyecto.*

**Oscar R. Gonzales**



## AGRADECIMIENTO

*A la Universidad Nacional del Altiplano y a la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, por brindarme una formación académica de vanguardia y competitiva.*

*A los docentes de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, quienes fueron participes de mi formación profesional, particularmente al Dr.Sc. Samuel Huaquisto Cáceres por haberme brindado su apoyo y conocimiento científico, para guiarme durante el desarrollo de la presente Tesis.*

*A mis jurados de tesis, el M.Ing. Mariano Roberto Garcia Loayza, Ing. Guillermo Néstor Fernández Sila e M.Ing. Boris Jaime Chique Calderón, por sus consejos y recomendaciones para la presentación final del trabajo de investigación.*

**Oscar R. Gonzales**



# ÍNDICE GENERAL

**DEDICATORIA**

**AGRADECIMIENTO**

**ÍNDICE GENERAL**

**ÍNDICE DE FIGURAS**

**ÍNDICE DE TABLAS**

**ÍNDICE DE ACRÓNIMOS**

**RESUMEN ..... 15**

**ABSTRACT ..... 16**

## **CAPÍTULO I**

### **INTRODUCCIÓN**

**1.1. PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA ..... 18**

**1.2. JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO ..... 20**

**1.3. OBJETIVOS. .... 21**

1.3.1. Objetivo General ..... 21

1.3.2. Objetivos Específicos ..... 21

## **CAPÍTULO II**

### **REVISIÓN DE LITERATURA**

**2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN. .... 23**

**2.2. LEGISLACIÓN PERUANA REFERIDA A LAS AGUAS RESIDUALES  
DOMÉSTICAS. .... 27**

**2.3. MARCO TEÓRICO. .... 28**

2.3.1. Agua residual ..... 28

2.3.2. Tipos de agua residual ..... 29

2.3.3. Composición de las aguas residuales ..... 31



2.3.4. Características de las aguas residuales.....	32
2.3.5. Tratamiento de aguas residuales .....	45
2.3.6. Tipos de tratamiento de aguas residuales .....	46
2.3.7. Otros procesos relacionados con el tratamiento de aguas residuales....	51
2.3.8. Tecnologías para el tren de tratamiento de aguas residuales .....	52
2.3.9. Tecnologías para el tratamiento de lodos .....	96
<b>2.4. LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA EFLUENTES DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES.....</b>	<b>101</b>

### CAPITULO III

#### MATERIALES Y MÉTODOS

<b>3.1. ASPECTOS GENERALES.....</b>	<b>105</b>
3.1.1. Ubicación del área de estudio .....	105
3.1.2. Ubicación política .....	105
3.1.3. Ubicación geográfica .....	105
3.1.4. Límites .....	106
3.1.5. Accesibilidad .....	107
3.1.6. Población .....	107
3.1.7. Situación socioeconómica.....	108
3.1.8. Servicios públicos .....	109
3.1.9. Servicios básicos.....	110
3.1.10. Topografía .....	110
3.1.11. Características climatológicas del ámbito de estudio.....	111
3.1.12. Balance hídrico .....	116
<b>3.2. MATERIALES Y EQUIPOS UTILIZADOS.....</b>	<b>120</b>
3.2.1. Materiales utilizados en gabinete.....	120



3.2.2. Equipos y materiales utilizados en campo .....	121
<b>3.3. ANÁLISIS DE LA OPERATIVIDAD DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EXISTENTE .....</b>	<b>121</b>
3.3.1. Área de influencia .....	121
3.3.2. Condiciones de servicio de alcantarillado .....	122
3.3.3. Descripción del sistema de tratamiento de aguas residuales del distrito, ciudad Huancané.....	125
<b>3.4. METODOLOGÍA DE INVESTIGACION.....</b>	<b>126</b>
3.4.1. Etapa de recolección de información .....	126
3.4.2. Etapa de campo .....	127
3.4.3. Etapa de laboratorio .....	137
3.4.4. Etapa de propuesta de mejora .....	139

## CAPITULO IV

### RESULTADOS Y DISCUSIÓN

<b>4.1. PROCESAMIENTO DE DATOS RECOLECTADOS EN CAMPO Y LABORATORIO .....</b>	<b>140</b>
4.1.1. Dimensiones de las lagunas .....	140
<b>4.2. RESULTADOS DE LA CARACTERIZACIÓN FÍSICOQUÍMICA Y MICROBIOLÓGICA DEL AFLUENTE.....</b>	<b>141</b>
4.2.1. Resultados del análisis físico químico .....	141
4.2.2. Resultados del análisis biológico.....	143
4.2.3. Comparación de los LMPs con los resultados de laboratorio.....	143
4.2.4. Relación entre DBO y DQO, como biodegradabilidad del agua residual .....	145
4.2.5. Medida de la biodegradabilidad.....	145



4.2.6. Conclusiones del análisis de datos de campo .....	145
<b>4.3. PROPUESTA DE MEJORA PARA LA OPERATIVIDAD DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO .....</b>	<b>146</b>
4.3.1. Pretratamiento .....	152
4.3.2. Tratamiento primario .....	152
4.3.3. Tratamiento secundario.....	153
4.3.4. Tratamiento de lodos .....	153
<b>4.4. ECUACIONES Y PARÁMETROS DE DISEÑO PARA LA PROPUESTA DE MEJORA.....</b>	<b>153</b>
4.4.1. Datos de medición y caudal del agua residual.....	153
4.4.2. Datos de medición de temperatura del agua residual .....	155
4.4.3. Periodo de diseño.....	156
4.4.4. Población de diseño .....	157
4.4.5. Métodos de proyección poblacional empleados .....	157
4.4.6. Cálculo del gasto de diseño .....	162
4.4.7. Diseño de hidráulico de unidades de pretratamiento propuesto .....	167
<b>V. CONCLUSIONES .....</b>	<b>260</b>
<b>VI. RECOMENDACIONES .....</b>	<b>262</b>
<b>VII. REFERENCIAS bibliograficas .....</b>	<b>263</b>
<b>ANEXOS.....</b>	<b>271</b>

**TEMA:** Tratamiento de aguas residuales

**LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:** Hidráulica y medio ambiente

**FECHA DE SUSTENTACIÓN:** 01 de julio del 2022



## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1:	Evidencia la contaminación de las aguas superficiales.....	21
Figura 2:	Normativa básica para el Tratamiento de Aguas Residuales .....	28
Figura 3:	Composición del agua residual domestica .....	31
Figura 4:	Concentracion aproximada de solidos de un agua residual bruta .....	33
Figura 5:	Escala del pH .....	38
Figura 6:	Escherichia coli y Shigella sp .....	44
Figura 7:	Esquema conceptual de un sistema de tratamiento de aguas residuales .....	46
Figura 8:	Proceso del tratamiento preliminar .....	47
Figura 9:	Proceso del tratamiento preliminar .....	48
Figura 10:	Proceso del tratamiento secundario.....	49
Figura 11:	Proceso del tratamiento terciario o avanzado .....	50
Figura 12:	Tren de tratamiento de aguas residuales .....	53
Figura 13:	Partes del medidor Parshall en planta y perfil.....	60
Figura 14:	Unidades de pretratamiento .....	61
Figura 15:	Esquema del tanque Imhoff .....	62
Figura 16:	Esquema del tanque de sedimentación .....	65
Figura 17:	Ciclo de la simbiosis entre algas y bacterias.....	70
Figura 18:	Proceso de Lagunas Facultativas .....	71
Figura 19:	Proceso de Lagunas Anaerobias .....	73
Figura 20:	Lagunas de estabilización en serie .....	74
Figura 21:	Lagunas de estabilización en paralelo.....	75
Figura 22:	Modelo de Mezcla Completa .....	76
Figura 23:	Modelo del Flujo Pistón.....	77
Figura 24:	Modelo del Flujo Disperso.....	77



Figura 25: Lagunas de estabilización del Distrito de Samán.....	79
Figura 26: Esquema del proceso de Lodos Activados.....	81
Figura 27: Esquema de un Filtro Percolador .....	83
Figura 28: Esquema de sistemas rotatorios de contacto .....	87
Figura 29: Humedal subsuperficial de flujo vertical .....	91
Figura 30: Humedal subsuperficial de flujo horizontal .....	92
Figura 31: Humedal de flujo superficial.....	93
Figura 32: Humedal de flujo superficial.....	95
Figura 33: Mapa de Macro y micro localización del distrito de Huancané.....	106
Figura 34: Variación mensual de la precipitación total promedio.....	112
Figura 35: Variación mensual de la temperatura máxima, mínima y promedio .....	113
Figura 36: Variación de horas (Hr) de sol promedio mensual .....	114
Figura 37: Variación de la velocidad del viento promedio mensual .....	115
Figura 38: Variación de la humedad relativa promedio mensual.....	116
Figura 39: Laguna primaria N°01.....	128
Figura 40: Talud y napa freática de la laguna primaria N° 01 .....	128
Figura 41: Laguna primaria N° 02.....	129
Figura 42: Crecimiento de yana llacho en la laguna primaria N°02 .....	129
Figura 43: Laguna secundaria.....	130
Figura 44: Interconexión hidráulica entre laguna primaria y secundaria .....	131
Figura 45: Buzones de recolección de aguas residuales del tratamiento secundario .	131
Figura 46: Buzón de llegada sistema de conducción de las aguas residuales .....	132
Figura 47: Zona de ingreso hacia las lagunas.....	133
Figura 48: Punto de descarga del sistema de alcantarillado de aguas residuales .....	134
Figura 49: Obtención de muestras del agua residual y agua del rio Huancané.....	136



Figura 50: Medición del caudal y temperatura del ARM.....	137
Figura 51: Proceso del análisis físico - químicos .....	138
Figura 52: Proceso del análisis biológico e equipos utilizados .....	139
Figura 53: Diagrama de masas de los gastos y/o caudal .....	154
Figura 54: Diagrama de temperatura del agua residual.....	156
Figura 55: Modelo de sedimentación de un grano de arena.....	181
Figura 56: Sección de la cámara de sedimentación.....	187
Figura 57: Canaleta Parshall al extremo de un desarenador.....	190
Figura 58: Esquema de transición entre canal y desarenador.....	193
Figura 59: Configuración en planta de la canaleta Parshall .....	197
Figura 60: Configuración en perfil del canal Parshall.....	198
Figura 61: Repartidor de caudales .....	205
Figura 62: Tanque de sedimentación primaria rectangular .....	209
Figura 63: Variación del tiempo de retención respecto a la temperatura en sedimentadores primarios .....	214
Figura 64: Medidas de la tolva de lodos.....	225
Figura 65: Características de la pantalla difusora.....	227
Figura 66: Ventana principal del CROPWAT 8.0.....	244
Figura 67: Evapotranspiración Vs Precipitación mensual.....	245



## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1:	Análisis de los parámetros físico químicos del río Huancané .....	20
Tabla 2:	Oxígeno disuelto de acuerdo a la temperatura .....	39
Tabla 3:	Biodegradabilidad del AR.....	41
Tabla 4:	Medida de la Biodegradabilidad AR.....	42
Tabla 5:	Clasificación de microorganismos .....	43
Tabla 6:	Características principales de los filtros percoladores .....	84
Tabla 7:	Límites Máximos Permisibles para los efluentes de PTAR.....	102
Tabla 8:	Recomendación de la calidad microbiológica del agua de reúso para riego .....	103
Tabla 9:	Concentración de patógenos, huevos helminto en el efluente de una PTAR .....	104
Tabla 10:	Vías de acceso a la localidad o ciudad de Huancané.....	107
Tabla 11:	Población total urbana, por edades simples – Huancané .....	108
Tabla 12:	Precipitación total mensual de la localidad de Huancané .....	112
Tabla 13:	Valores de temperatura promedio máxima, mínima y media .....	113
Tabla 14:	Valores promedio horas de sol mensual .....	113
Tabla 15:	Velocidad del viento mensual promedio.....	114
Tabla 16:	Humedad relativa promedio mensual .....	115
Tabla 17:	Usuarios que cuentan con los servicios de agua potable y alcantarillado..	123
Tabla 18:	Clasificación de las conexiones del servicio de agua y alcantarillado.....	124
Tabla 19:	Dimensiones de lagunas primarias.....	140
Tabla 20:	Dimensiones de laguna secundaria .....	140
Tabla 21:	Resultados del análisis físico químico de las ARM del afluente .....	141



Tabla 22: Resultados del análisis físico químico del río Huancané y afluente(ARM)	142
Tabla 23: Resultados del análisis biológico de las ARM del afluente	143
Tabla 24: Parámetros promedio de los resultados de las ARM del afluente	143
Tabla 25: Comparación de parámetros de los LMP con los del laboratorio	144
Tabla 26: Tecnologías de tratamiento y porcentajes de remoción	148
Tabla 27: Resultados del aforo de las aguas residual	153
Tabla 28: Medida de la temperatura del agua residual	155
Tabla 29: Censos de la población de 1993 - 2017	157
Tabla 30: Resumen de las poblaciones futuras	161
Tabla 31: Población futura por quinquenios	161
Tabla 32: Dotación de agua potable para proyectos de saneamiento	163
Tabla 33: Producción agua mensual por la EPS Nor Puno	164
Tabla 34: Resumen de gastos calculados	167
Tabla 35: Recomendaciones de para el diseño de rejillas	172
Tabla 36: Tipos de rejillas	174
Tabla 37: Coeficientes de rugosidad de Manning	176
Tabla 38: Valores de la constante “a”	186
Tabla 39: Fórmulas para canales Parshall	188
Tabla 40: Remoción de los agentes contaminantes del desarenador	196
Tabla 41: Dimensiones de la canaleta Parshall	199
Tabla 42: Área adicional por número de unidades y cargas superficiales	210
Tabla 43: Eficiencia de remoción del proceso de sedimentación	220
Tabla 44: Concentración esperada del fango del proceso de sedimentación	221
Tabla 45: Remoción de los agentes contaminantes por el sedimentador primario	236



Tabla 46: Evapotranspiración (ET <sub>o</sub> ) y precipitación (P) mensual.....	245
Tabla 47: Caudal de salida (Q <sub>s</sub> ) considerando ET <sub>o</sub> y P.....	246
Tabla 48: Digestión discontinua de lodos a diferentes temperaturas .....	257



## ÍNDICE DE ACRÓNIMOS

LMP: Límites Máximos Permisibles

ECA: Estándares de Calidad Ambiental

EPS: Empresas Prestadoras de Servicios de Saneamiento

MVCS: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento

PTAR: Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales

SUNASS: Superintendencia Nacional de Servicios de Saneamiento

MINAM: Ministerio del Ambiente

MMAA. Ministerio del Medio Ambiente y Agua

CEPIS: Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente

CONAGUA: Comisión de Nacional del Agua

DBO: Demanda Bioquímica de Oxígeno

DQO: Demanda química de oxígeno

AR: Agua residual

ARM: Agua Residual Municipal

RNE: Reglamento Nacional de Edificaciones

FONAM: Fondo Nacional del Ambiente

TRH: Tiempo de retención hidráulica

HFL: Humedales de flujo libre o superficial

HHAA FS: Humedales de flujo superficial

HHAAFV: Humedales artificiales de flujo vertical



HAFH: Humedales artificiales de flujo horizontal

INEI: Instituto Nacional de Estadística e Informática

SST: Sólidos suspendidos totales

NMP: Número más probable

SIGAR: Sistema Integral de Gestión de Aguas Residuales



## RESUMEN

El vertimiento de las aguas residuales no tratadas a los cuerpos receptores, es uno de los factores de contaminación de las fuentes de agua, generando daños al ecosistema y riesgos en la salud de la población. La ciudad de Huancané no es ajena a esta realidad, por lo que, en la presente investigación se determina la operatividad del sistema de tratamiento por lagunas de estabilización de aguas residuales que existe en la localidad de Huancané y se plantea una propuesta de mejora del mismo. El alcance de la investigación según su finalidad es de tipo aplicativo, diseño no experimental, pues no se manipula variable alguna (caudal, contaminación de los líquidos del afluente) y de nivel descriptivo porque la propuesta de mejora no necesariamente se ejecutará. Se hizo uso del método de la observación, para el análisis de la operatividad y se tomaron muestras en el punto de entrega del agua residual. Se realizó el análisis físico químico y biológico de los parámetros establecidos por DS N° 003-2010-MINAM. Los resultados obtenidos muestran que la demanda bioquímica de oxígeno ( $DBO_5$ ) es 104.80 mg/l, demanda química del oxígeno (DQO) es 262.00 mg/l y sólidos suspendidos totales (SST) es 260.00 mg/l, valores que se encuentran por encima del permitido por normativa. Del análisis de la operatividad se observó que las lagunas están en completo estado de deterioro, faltan tuberías de ingreso, interconexión y salida hacia el colector. Se plantea un tren de tratamiento que consta de una cámara de rejillas, un desarenador, un medidor Parshall, dos tanques de sedimentación rectangular y dos humedales superficiales de flujo horizontal. Con el tren de tratamiento propuesto se garantiza una remoción del 93.31% de SST, 65.28% de  $DBO_5$  y coliformes termotolerantes 92.5% cumpliendo con lo establecido en la normativa.

**Palabras Clave:** Análisis, Agua Residual, Operatividad, Propuesta, Remoción.



## ABSTRACT

The discharge of untreated wastewater into receiving bodies is one of the factors of contamination of water sources, causing damage to the ecosystem and health risks to the population. The city of Huancané is no stranger to this reality; therefore, this research determines the operability of the wastewater stabilization lagoon treatment system that exists in the town of Huancané and proposes an improvement proposal. The scope of the research, according to its purpose, is of an applicative type, non-experimental design, since no variable is manipulated (flow, contamination of the liquids of the affluent) and of a descriptive level because the improvement proposal will not necessarily be executed. The observation method was used to analyze the operation and samples were taken at the wastewater delivery point. The physical, chemical and biological analysis of the parameters established by DS N° 003-2010-MINAM was carried out. The results obtained show that the biochemical oxygen demand (BOD<sub>5</sub>) is 104.80 mg/l, chemical oxygen demand (COD) is 262.00 mg/l and total suspended solids (TSS) is 260.00 mg/l, values that are above those allowed by regulations. From the operational analysis, it was observed that the lagoons are in a complete state of deterioration; there is a lack of inlet, interconnection, and outlet pipes to the collector. The proposed treatment train consists of a grating chamber, a sand trap, a Parshall meter, two rectangular sedimentation tanks and two horizontal flow surface wetlands. With the proposed treatment train, a removal of 93.31% of TSS, 65.28% of BOD<sub>5</sub> and 92.5% of thermotolerant coliforms is guaranteed, complying with the regulations.

**Key words:** Analysis, Wastewater, Operability, Proposal, Removal..



# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN

El tratamiento de las aguas residuales domésticas, puede realizarse mediante múltiples secuencias de tratamiento, empleando una combinación de diversas tecnologías, para así, cumplir con las normativas vigentes referidas al vertimiento de aguas residuales domesticas a los cuerpos receptores. La finalidad de una planta de tratamiento de aguas residuales domesticas es disminuir la concentración de los elementos contaminantes mediante transformaciones físicas, químicas y biológicas del agua empleada en alguna actividad humana. En la provincia, distrito de Huancané se cuenta con un sistema de tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización, cuya construcción se inicia en el año 2013 no llegando a concluirse hasta la actualidad, por lo que, el agua residual se viene vertiendo directamente al rio Huancané. Por tal motivo, se plantea el proyecto de investigación denominado “Análisis de la Operatividad del Sistema de Tratamiento por Lagunas de Estabilización de las Aguas Residuales de la Ciudad de Huancané y Propuesta de Mejora” con el que se busca mejorar el sistema de tratamiento mediante la construcción de estructuras nuevas, con la finalidad de cumplir con los límites máximos permisibles establecidos en el DS N° 003-2010-MINAM.

Para una adecuada comprensión la presente investigación consta de siete capítulos y se distribuye del siguiente modo:

En el capítulo I: “Introducción”, se aborda los aspectos básicos de la investigación como el planteamiento del problema, justificación y objetivos.

En el capítulo II: “Revisión de literatura”, se presenta la información referida al tema estudio, antecedentes, marco normativo y marco teórico, donde se describe



conceptos generales, tecnologías utilizadas en el tratamiento de aguas residuales y tratamiento de lodos referidos al tema de investigación.

En el capítulo III: “Materiales y métodos” se presenta la ubicación, características climatológicas del área de estudio, materiales utilizados en campo y gabinete, también se describe el procedimiento seguido para la recolección de información del sistema de tratamiento existente para la obtención de los resultados.

En el capítulo IV: “Resultados y discusión” se presenta los datos reunidos del sistema de tratamiento, los resultados obtenidos de cada uno de los muestreos realizados en laboratorio y la propuesta de mejora para la operatividad del sistema de tratamiento.

En el capítulo V: “Conclusiones” se presentan las conclusiones respondientes a los objetivos planteados en la investigación.

En el capítulo VI: “Recomendaciones” se presenta las sugerencias que se debe tener para el correcto desempeño de la propuesta de mejora planteada y ampliar en un futuro la investigación con referencia al tratamiento de lodos.

En el capítulo VII: “Referencias Bibliográficas”, se presenta las referencias bibliográficas consultadas.

## **1.1. PLANTEAMIENTO DE PROBLEMA**

Según el Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento (MVCS), en el Perú solo el 62 % del desagüe recogido por el íntegro de Entidades Prestadoras de Servicios de Saneamiento (EPS) ingresaron a una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR) muchas de las cuales con deficiencias operativas y de mantenimiento, el resto se descarga directamente a un cuerpo de agua (mar, río o lagos).



El vertido de aguas residuales sin tratamiento genera daños, al medio ambiente (ecosistemas acuáticos) en algunos casos irreversibles y produce riesgos para la salud pública y contamina las fuentes de agua superficiales. Es por ello que el tratamiento de las aguas residuales domésticas y/o municipales y la operatividad del sistema de tratamiento de aguas residuales es de vital importancia, ya que, el adecuado desempeño de esta, nos ayuda a reducir la concentración de contaminantes, minimizando los riesgos de contaminación del cuerpo receptor, medio ambiente y poblaciones.

El sistema de tratamiento de las aguas residuales de la localidad de Huancané fue planteado mediante lagunas de estabilización inicia su construcción en el año 2013, dicho proyecto es uno de los componentes del proyecto denominado “Mejoramiento y Ampliación de los Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de la Localidad de Huancané” no llegándose a culminar, por lo que, actualmente las aguas residuales producidas por la localidad de Huancané vienen vertiéndose directamente al cuerpo receptor (rio Huancané).

Por tal razón, el proyecto de investigación denominado “análisis de la operatividad del sistema de tratamiento por lagunas de estabilización de las aguas residuales de la ciudad de Huancané y propuesta de mejora” busca caracterizar los parámetros fisicoquímicos y microbiológicos establecidos en el D.S. 003-2010 MINAN referido a los Límites Máximos Permisibles (LMP) y analizar la operatividad del sistema de tratamiento de aguas residuales por lagunas de estabilización para realizar un propuesta de mejora que ayude a reducir los agentes contaminantes en exceso como la demanda química de oxígeno DQO, demanda bioquímica del oxígeno DBO y solidos suspendidos totales SST.

## 1.2. JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

Las actividades de los seres humanos se encuentran ligadas a la utilización del agua, ya sea en actividades domésticas, industriales, pecuarias, agrícola o recreativa. Como consecuencia de este uso, el agua recoge materia en suspensión y disueltos que alteran sus características originales cuyo vertimiento al cuerpo receptor genera un impacto negativo (ecosistema y riesgos de enfermedades a la población que habita en sus circunscripciones).

La localidad de Huancané no es ajena al hecho descrito anteriormente, pues viene vertiendo directamente las aguas residuales domésticas al río Huancané sin autorización de la Autoridad Nacional del Agua (ANA) y sin cumplir con los parámetros de los límites máximos permisibles (LMP) establecidos por la normativa vigente para el vertimiento de aguas residuales domésticas, por lo que, el río Huancané viene siendo contaminado, no cumpliendo con los estándares de calidad ambiental (ECA) establecidos en el DS N° 004-2017-MINAN, ya que, el río Huancané se clasifica como categoría 3 (riego de vegetales y bebida de animales ) de acuerdo a la Resolución Jefatural N° 056-2018-ANA.

Tabla 1: *Análisis de los parámetros físico químicos del río Huancané*

Parámetros	Aguas		ECA	Excedencia
	Arriba	Abajo		
Temperatura (°C)	17.20	17.40	-	-
Potencial de hidrogeno (PH)	7.68	7.72	6.5-8.4	Permisible
Demanda química de oxígeno DQO (mg/l)	12.50	150.50	40.00	276.25%
Demanda bioquímica del oxígeno DBO (mg/l)	5.00	60.20	15.00	301.33%
Sólidos suspendidos totales (mg/L)	139.00	316.00	-	-
Aceites y grasas (mg/L)	0.42	3.55	5.0-10.0	Permisible

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo



*Figura 1: Evidencia la contaminación de las aguas superficiales*

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

Por lo que, la presente investigación se enfoca en determinar la operatividad del sistema de tratamiento por lagunas estabilización existente y presentar una propuesta de mejora, mediante la implementación de nuevas estructuras para el cumplimiento de los límites máximos permisibles del efluente para su vertimiento al cuerpo receptor, reduciendo así daños al ecosistema y riesgos de enfermedades a la población que habita en sus circunscripciones.

### **1.3. OBJETIVOS.**

#### **1.3.1. Objetivo General**

Determinar la operatividad del sistema de tratamiento por lagunas de estabilización de aguas residuales existente de la ciudad de Huancané y plantear una propuesta de mejora del mismo.

#### **1.3.2. Objetivos Específicos**

- Determinar las características fisicoquímicas y microbiológicas del afluente y efluente del sistema de lagunas de estabilización de aguas residuales existente de la ciudad de Huancané



- Elaborar una propuesta de mejora para la operatividad del sistema de tratamiento por lagunas de estabilización existente bajo un sustento teórico de forma que se cumpla con los límites máximos permisibles (LMP) para efluentes de aguas residuales establecidos por la normativa vigente de la investigación.



## CAPÍTULO II

### REVISIÓN DE LITERATURA

#### 2.1. ANTECEDENTES DE LA INVESTIGACIÓN.

Días A. (2009) en su tesis denominada: “Avaliação de desempenho operacional de estações de tratamento de águas residuais como instrumento associado à reutilização da água na rega de campos de Golfe” define una calidad genérica para el agua destinada al riego de campos de golf. Analiza los parámetros contemplados en el plano analítico de la ETAR de Almargem, en particular: pH, Cl-, turbidez, SST, CQO, CBO<sub>5</sub>, N-t, P-t y coliformes fecales, dichos parámetros son considerados peligros de la utilización del agua tratada. Además, define los límites críticos: pH [5; 9]; cloruro 355 mg/L; turbidez 10 UNT; SST 60 mg/L; CQO 100 mgO<sub>2</sub>/L; CBO<sub>5</sub> 30 mgO<sub>2</sub>/L; Nitrógeno total 11,3 mg/L; Fósforo total 0,4 mg/L y coliformes fecales 100 NMP/100mL. La evaluación del funcionamiento de la ETAR se basó en el control analítico histórico realizado por Aguas del Algarve, S.A. y Acciona Água, S.A. durante el período comprendido entre el 20 de abril de 2007 y el 30 de noviembre de 2008, estableciendo los PCC sobre esta base, constatándose que en el nivel del agua residual bruta se observa una concentración anormal de cloruro, superando los valores característicos de un agua residual doméstica. La concentración en SST en el agua residual bruta afluente a la ETAR puede clasificarse como media-fuerte, variando en la gama 123-1786 mg / L, así como la de CBO<sub>5</sub> (122 -683 mgO<sub>2</sub>/L). En cuanto al parámetro CQO, el afluente puede clasificarse como de concentración media-fuerte (316-2041 mgO<sub>2</sub>/L), siendo débil en aceites y grasas (2,40-64,40 mg/L) y media-fuerte en nitrógeno y fósforo total (respectivamente, 30-150 mg/L y 5,20-32 mg/l), a la vista de los resultados obtenidos de la evaluación del riesgo, sobre la base de la calidad deseada para el agua tratada para su reutilización, no se considera segura la reutilización



de la misma en el riego de los campos de golf, por lo que se sugiere la rehabilitación del proceso de afinación de la calidad del agua para su reutilización.

Medina M. (2018) en su tesis denominada: “Evaluación y Rediseño del Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de las Lagunas de Estabilización del Sector ‘Río Seco’, Distrito de La Joya, Provincia de Arequipa” evalúa la PTAR “Río Seco” ubicada en el distrito de La Joya, estableciendo una red de puntos de monitoreo para determinar si el sistema de tratamiento se encuentra operativo, para lo cual, se eligieron dos puntos de monitoreo una a la entrada (afluente) y otra en la salida (efluente) cuyos valores de este último exceden el Límite Máximo Permissible para efluentes de PTAR en los siguientes parámetros Aceites y grasas 33mg/L siendo el LMP 20 mg/L, DBO<sub>5</sub> 247.51 mg/L siendo el LMP100 mg/L, DQO 1170 mg/L siendo el LMP 200 mg/L. Concluye que la PTAR “Río Seco” no cumple con entregar un efluente con los niveles mínimos de contaminación exigidos por la normativa vigente debido a las malas condiciones físicas y operacionales del sistema. El agua tratada por esta PTAR se utiliza para riego de cultivos que corresponde a la categoría 3 D1 Riego de vegetales de acuerdo al Estándar de Calidad Ambiental (DS N°004-2017-MINAM), pero el agua tratada sobrepasa los parámetros como: Aceites y grasas 33mg/L siendo el ECA agua 5 mg/L, DBO<sub>5</sub> 247.51 mg/L siendo el ECA agua 15 mg/L, DQO 1170 mg/L siendo el ECA agua 40 mg/L, por lo que representan un riesgo para la salud de los consumidores. En función a los resultados obtenidos es necesario realizar un rediseño de la PTAR debido a que el actual no opera eficientemente, por lo que plantea tres alternativas de solución: Propuesta 01, tecnología de Zanjas de Oxidación; propuesta 02, tecnología de Lagunas de Oxidación y la propuesta 03, filtros percoladores, todos ellos como procesos biológicos. Luego de un análisis económico y de la eficiencia de la planta, elige la propuesta 02: Zanjas de Oxidación.



Debido a que, las demás propuestas requieren estructuras adicionales para su funcionamiento.

Mota K. (2017) en su tesis denominada: “Evaluación del Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de las Lagunas de Oxidación de la Ciudad de Casma- 2017” indica que la comodidad del poblador Casmeño se ve afectada por el mal funcionamiento de la planta de tratamiento de aguas residuales (Lagunas de Oxidación 1 y 2) convirtiéndose en un foco de infección y generador de malos olores. Evalúa el sistema de las lagunas de oxidación mediante una guía de observación (validada) y el protocolo establecido para PTAR’s por el Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento encontrándose problemas como: presencia de vegetación acuática, objetos extraños, desbordes del canal, falta de mantenimiento y limpieza; volumen de sedimentos de 35.6 %, superior al máximo permitido 20% por la Norma OS. 090. La eficiencia de remoción y depuración es del 66.67% (Laguna 1) y 69.98% (Laguna 2) valores no aceptados por la Norma OS 090, que indica que la eficiencia de remoción y depuración debe alcanzar mínimamente un 80%. Concluye que el PTAR no cumple con la función para la que fue diseñada y menos con los LMP’s y ECA’s, por lo que, plantea incorporar un pre-tratamiento con desarenadores y rejillas, como tratamiento terciario la construcción de humedales con siembra de totora, filtro de depuración y finalmente cercos de protección. Para las lagunas 1 y 2 se propone la rehabilitación, mantenimiento y colocación de geomembranas para evitar filtraciones en las zonas colindantes.

Mamani Y. (2017) en su trabajo de investigación denominado: “Evaluación de la Operatividad y Rediseño de la laguna de estabilización del Distrito de Ilave, Provincia de el Collao”. Realizó una evaluación de la operatividad actual del sistema de lagunas, que tiene una eficiencia de 7.9%, indicativo que estas lagunas no cumplen con los LMP, y ECA’s; para elevar la eficiencia del sistema y cumplir con los LMP’s y ECA’s, de la



normativa plantea un rediseño del sistema de tratamiento como alternativa de solución, que costa de una cámara de rejillas, desarenador, medidor de caudal del tipo Parshall, canal partidor de caudal, estructuras de entrada y salida de las lagunas, batería de lagunas de tipo facultativo puestas en paralelo seguido de una laguna de maduración que funcionara en serie. Con la incorporación de estos elementos se alcanza una eficiencia del: 85.242% (En términos de  $DBO_5$ ) y 99.69% (En términos de Coliformes fecales) y los valores finales de entrega de los parámetros fueron:  $DBO_5$  11.68 mg/l, y coliformes fecales 5,910.00 NMP/100ml, valores que se encuentran por debajo de los LMP; por otro lado, para el cumplimiento de los ECA's, efectúa un balance de masas y obtuvo  $DBO_5$ , de 4 mg/l; esta cumple los ECA's y por último presenta un manual de operación y mantenimiento integral del sistema.

Paricahua R. (2018) en su trabajo de investigación denominado: "Evaluación de la Operatividad de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales del Distrito de Ayaviri, Provincia de Melgar - Puno". Evalúa la operatividad de la PTAR de la ciudad de Ayaviri, realizando una evaluación de los parámetros físico-químicos y microbiológicos del afluente y efluente obteniendo que todos los parámetros del efluente se encuentran dentro de los Límites Máximos Permisibles (LMP's) a excepción del parámetro coliformes termotolerantes que tiene una concentración al ingreso de  $1.08E+08$  y a la salida una concentración  $1.5E+06$  NMP/100 ml, siendo el LMP de  $1.0E+04$ , por lo que plantea la Caceta de Dosificación de Cloración. Finalmente concluye que la PTAR de la localidad de Ayaviri cumple con la norma vigente de los LMP's y ECA's de manera parcial. Además, al realizar la evaluación de la planta de tratamiento se encontró estructuras colapsadas, deficiencias en la operación y mantenimiento no siendo optimo su desempeño. Como alternativa de solución propone adicionar estructuras a la PTAR como: cámara de rejillas, desarenador, medidor parshall, sedimentadores, lagunas de maduración,



cámara de contacto y una zona de disposición de lodos. La propuesta busca mejorar los procesos de remoción y cumplir con los LMP's de forma óptima. La metodología de la investigación es del tipo descriptivo.

## **2.2. LEGISLACIÓN PERUANA REFERIDA A LAS AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS.**

El Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (MVCS) emite un Protocolo de Monitoreo estableciendo procedimientos y metodologías que se deben cumplir en la ejecución de los Programas de Monitoreo, esta herramienta ayuda a la evaluación, mejora y verificación del funcionamiento de las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales (PTAR). Por otro lado, el Ministerio del Ambiente (MINAM) que tiene de la tarea de velar por la conservación y uso sostenible de los recursos naturales y la calidad ambiental emite Decreto Supremo N° 003-2010-MINAM y Decreto Supremo N° 004-2010-MINAM referidos a la calidad del agua. A continuación, se presenta algunas normas peruanas de importancia relacionada a la investigación.

- Decreto Supremo N° 003-2010-MINAM, Aprueban límites Máximos Permisibles para los efluentes de plantas de Tratamiento de Aguas residuales Domesticas o Municipales.
- Decreto Supremo N° 004-2017-MINAM, Aprueba los Estándares Nacionales de Calidad Ambiental para Agua y establecen disposiciones complementarias.
- Decreto Supremo N° 011 – 2012 – VIVIENDA, RNE OS.070 Redes De Aguas Residuales.
- Decreto Supremo N° 011 – 2012 – VIVIENDA, RNE OS.090 Plantas de Tratamiento de aguas residuales.
- Decreto Supremo N° 011 – 2012 – VIVIENDA, RNE OS.100 Consideraciones Básicas de Diseño de Infraestructura Sanitaria.

- Ley N° 29338, Ley de Recursos Hídricos.
- Ley N° 28611, Ley General del Ambiente.
- Ley N° 28245, Ley Marco del Sistema Nacional de Gestión Ambiental.
- Ley N° 29325, Ley del Sistema Nacional de Evaluación y Fiscalización Ambiental.
- “Decreto Legislativo N° 1278, Ley de Gestión Integral de Residuos Sólidos.
- “Decreto Legislativo N° 1285, El cual modifica el Artículo 79 de la Ley N° 29338, Ley de Recursos Hídricos y establece disposiciones para la adecuación progresiva a la autorización de vertimientos y a los instrumentos de gestión ambiental.



Figura 2: Normativa básica para el Tratamiento de Aguas Residuales

## 2.3. MARCO TEÓRICO.

### 2.3.1. Agua residual

“El agua residual es, agua que se desprende de una comunidad una vez que ha sido contaminada durante los diferentes usos, para los cuales ha sido empleada. Desde el



punto de vista de las fuentes de generación, el agua residual, se define como la combinación de los residuos líquidos o aguas portadoras de los residuos, procedentes de residencias, instituciones públicas, establecimientos industriales y comerciales; a los que pueden agregarse, eventualmente, aguas subterráneas, superficiales y pluviales” (Metcalf & Eddy, 1995, p.1).

Según Lozano (2012) “las aguas residuales son aquellas aguas de desecho que contienen una gran cantidad de sustancias contaminantes y que han sido empleadas en alguna actividad humana sea doméstica, industrial, pecuaria, agrícola o recreativa” (p.27).

Paricahua (2018) indica que “las aguas residuales, resultan de la combinación de líquidos y residuos sólidos transportados por el agua, que provienen de residencias, oficinas, edificios comerciales e instituciones, junto con los residuos de las industrias y de actividades agrícolas, así como de las aguas subterráneas, superficiales o de precipitación que también pueden agregarse eventualmente al agua residual” (p. 26).

El agua residual es el resultado de la utilización del agua para distintas actividades humanas, como consecuencia, el agua recoge materia en suspensión y disuelta que altera sus características originales. Dependiendo del tipo de actividad para la cual ha sido utilizada, las aguas residuales pueden presentar contaminación física hasta contaminación bioquímica de gran complejidad, por lo que son una amenaza para el medio que los recibe (cursos de agua, lagos, océanos, suelos). Por lo anterior, el agua residual antes de su descarga al cuerpo receptor, debe ser tratado para reducir los contaminantes que trae consigo.

### **2.3.2. Tipos de agua residual**

Las aguas residuales tienen características diferentes ya que tiene diversos orígenes y se clasifican de la siguiente manera:



- a) **Aguas residuales domesticas (ARD):** son aquellas que provienen de las viviendas, residencias, edificios comerciales e institucionales y se subdividen en:
- Aguas Negras: aguas que llevan consigo residuos fecales (heces y orina), que provienen del inodoro.
  - Aguas Grises: son aguas jabonosas que provienen de la ducha, tina, lavamanos, lavaplatos, lavadero y lavadora y que en algunos contiene grasa.
- b) **Aguas residuales industriales (ARI):** son las que se derivan de la transformación de materia que se realiza en las fábricas y establecimientos industriales de manufactura, también pueden ser origen agrícola o ganadero. Su composición es variable dependiendo de la actividad industrial en cada caso.
- c) **Aguas residuales municipales o urbanas (ARU):** es la composición del agua residual doméstica con el agua residual industrial y agua de escorrentía pluvial.

De estos tres componentes probables se afirma que:

- El agua residual doméstica siempre estará presente.
- La influencia del agua residual industrial en función del nivel de industrialización, cantidad de aglomeración y características de los vertidos que las manufactureras realicen a la red del desagüe municipal.
- La influencia de las aguas de lluvia se presenta en la saturación de las redes de saneamiento unitarias o no segregativas (lo más frecuente) en el momento que se registran lluvias (Fuentes, 2012, p.5).

**Infiltración y caudal adicional:** “Son aquellas que penetran en el sistema de alcantarillado a través de los empalmes de tubería, tuberías defectuosas, cajas de paso, registros, buzones, etc.” (Paricahua, 2018, p.27).

**Pluviales:** “Estas tienen procedencia atmosférica (lluvia, granizada y nieve) o del riego y limpieza de calles, que ingresan al alcantarillado por medio de domicilios e

infiltraciones por la tapa de los buzones o directamente a los componentes de la planta de tratamiento de aguas residuales; generando un incremento del caudal de diseño” (Paricahua, 2018, p.28).

### 2.3.3. Composición de las aguas residuales

El agua residual es básicamente: agua, sólidos disueltos y sólidos en suspensión. “Los sólidos son la fracción más pequeña (representan menos del 0.1 % en peso del agua residual), pero este representa el mayor problema a nivel del tratamiento. El agua provee el volumen y el transporte de los sólidos disueltos y en suspensión que se han agregado durante su uso y recorrido” (Vázquez, 2003, p.13).

Los elementos que contiene el agua residual se encuentra en función del uso que le dan al agua los pobladores de una determinada localidad dependiendo en cierta medida, de las costumbres sociales, aspectos socio – económicos, uso de los suelos entre otros, así como de la climatología de la zona y de la fuente de obtención del agua. A continuación, se muestra la composición del agua residual municipal.

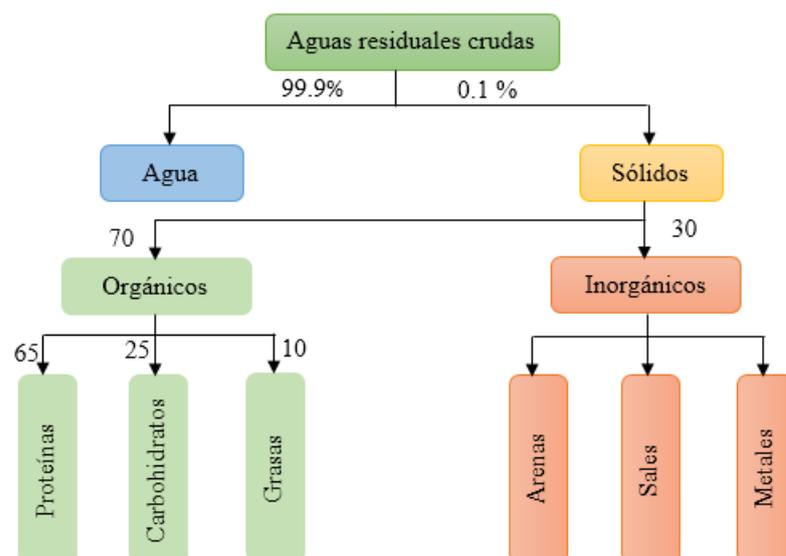


Figura 3: Composición del agua residual domestica

Fuente: (Noyola A., Vega E., Ramos J., Calderón C. 2000, p.10)



### **2.3.4. Características de las aguas residuales.**

Las aguas residuales se caracterizan por su composición física, química y biológica y se cuantifican mediante una secuencia de métodos desarrollados en laboratorio identificando los tipos de contaminantes y su concentración.

#### **2.3.4.1. Características Físicas.**

Metcalf & Eddy (1995) mencionan que: “Las características físicas más importantes del agua residual son el contenido total de sólidos, término que engloba la materia en suspensión, la materia sedimentable, la materia coloidal y la materia disuelta. Otras características físicas importantes son el olor, la temperatura, la densidad, el color y la turbiedad” (p. 59).

##### **2.3.4.1.1. Sólidos totales.**

Analíticamente se define el contenido de sólidos totales, como la materia que se obtiene como residuo después de someter al agua a un proceso de evaporación con una temperatura entre 103 a 105 °C. No se define como sólida aquella materia que se pierde durante la evaporación debido a su alta presión de vapor. Los sólidos sedimentables se definen como aquellos que sedimentan en el fondo de un recipiente de forma cónica (cono de Imhoff), en el transcurso de un periodo de 60 minutos. Los sólidos sedimentables, expresados en unidades de mg/l, constituyen una medida aproximada de la cantidad de fango que se obtendrá en la decantación primaria del agua residual. Los sólidos totales o residuos de la evaporación pueden clasificarse en filtrables o no filtrables (sólidos en suspensión) (Metcalf & Eddy, 1995, p. 59). La distribución de sólidos de un agua residual se muestra en la siguiente *Figura 4*.

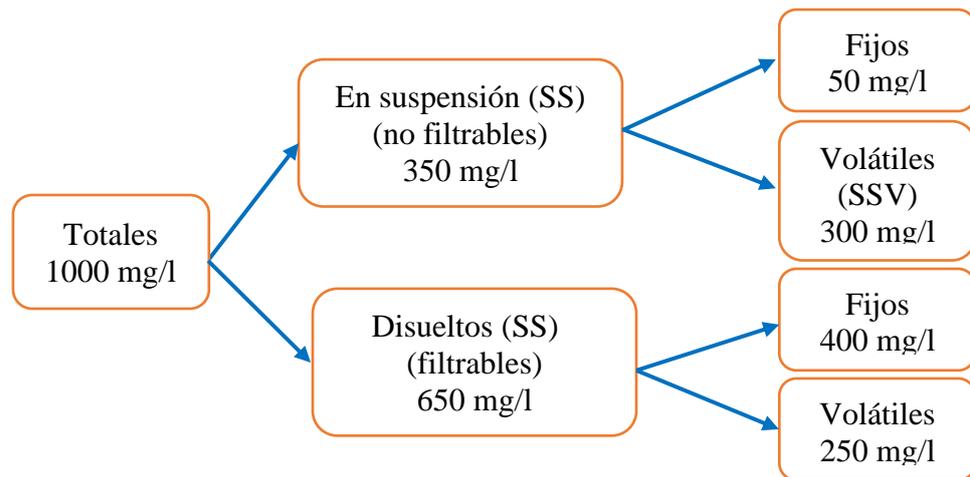


Figura 4: Concentración aproximada de sólidos de un agua residual bruta

Fuente: Von, 1998

Argandoña y Macías (2013) mencionan que en un metro cúbico de agua residual pesa aproximadamente 1'000,000 de gramos. Contiene alrededor de 500 gramos de sólidos totales; estos pueden estar en forma suspendida o en disolución. Los resultados se expresan en mg/L. De los aproximadamente 500 gramos de sólidos totales, la mitad son sólidos disueltos tales como calcio (Ca), sodio (Na) y compuestos orgánicos solubles. Los 250 gramos restantes son insolubles. La fracción insoluble consiste en aproximadamente 125 gramos de material que pueda sedimentarse en 30 minutos si se deja el agua en condiciones de quietud. Los 125 gramos restantes permanecerán en suspensión por mucho más tiempo (p.33).

#### 2.3.4.1.2. Olores.

“Normalmente, los olores se deben a los gases liberados durante el proceso de descomposición de la materia orgánica. El agua residual reciente tiene un olor peculiar, algo desagradable, que resulta más tolerable que el agua residual séptica. El olor más peculiar del agua residual séptica se debe a la presencia de sulfuro de hidrógeno que se produce al reducirse los sulfatos a sulfitos por acción de microorganismos anaerobios”



(Metcalf & Eddy, 1995, p. 63). Por otro lado, en Ayala y Gonzales (2008) se menciona que, “en condiciones extremas, los olores desagradables pueden conducir al deterioro de la dignidad personal y comunitaria, interferir en las relaciones humanas, desanimar las inversiones de capital, hacer descender el nivel socioeconómico y reducir el crecimiento” (p.53), por lo que en muchos lugares fueron la causa del rechazo de proyectos relacionados con el tratamiento de aguas residuales.

#### **2.3.4.1.3. Temperatura.**

La temperatura del agua residual suele ser siempre más elevada que la del agua del suministro, esto se debe a la incorporación de agua caliente procedente de las casas y los diferentes usos industriales. Dado que el calor específico del agua es mucho mayor que la del aire, las temperaturas registradas en las aguas residuales son más altas que la temperatura del aire durante la mayor parte del año y solo son menores que ella durante los meses más calurosos del verano. En función de la situación geográfica, la temperatura media anual del agua residual varía entre 10 y 21 °C, pudiéndose tomar 15.6 °C como valor representativo.

La temperatura es un parámetro importante dada su influencia, tanto sobre el desarrollo de la vida acuática como sobre las reacciones químicas y velocidades de reacción, así como sobre la aptitud del agua para ciertos usos útiles. Por otro lado, el oxígeno es menos soluble en agua caliente que en agua fría. El aumento en las velocidades de reacciones químicas que produce un aumento de temperatura, combinado con la reducción del oxígeno presente en las aguas superficiales, es causa frecuente de agotamiento de las concentraciones de oxígeno disuelto durante los meses de verano. Estos efectos se ven amplificados cuando se vierten cantidades considerables de agua caliente a las aguas naturales receptoras (Metcalf & Eddy, 1995, pp. 70-71).



#### **2.3.4.1.4. Densidad**

Se define la densidad del agua residual como su masa por unidad de volumen, expresada en  $\text{Kg/m}^3$ . Es una característica física importante del agua residual dado que de ella depende la potencial formación de corrientes de densidad en fangos de sedimentación y otras instalaciones de tratamiento. La densidad de las aguas residuales domesticas que no contengan grandes cantidades de residuos industriales es prácticamente la misma que la del agua a la misma temperatura. En ocasiones, se emplea como alternativa a la densidad el peso específico del agua residual, obtenido como cociente entre la densidad del agua residual y la densidad del agua. Ambos parámetros, la densidad y el peso específico, dependen de la temperatura y varían en función de la concentración total de sólidos en el agua residual (Metcalf & Eddy, 1995, p. 72).

#### **2.3.4.1.5. Color.**

Históricamente, para la descripción de un agua residual, se empleaba el término condición junto con la composición y la concentración. Este término se refiere a la edad del agua residual, que puede ser determinada cualitativamente en función de su color y su olor. El agua residual reciente suele tener un color grisáceo. Sin embargo, al aumentar el tiempo de transporte en las redes de alcantarillado y al desarrollarse condiciones más próximas a las anaerobias, el color del agua residual cambia gradualmente de gris a gris oscuro, para finalmente adquirir color negro. Llegado este punto, suele clasificarse el agua residual como séptica. Algunas aguas residuales industriales pueden añadir color a las aguas residuales domésticas. En la mayoría de los casos, el color gris, gris oscuro o negro del agua residual es debido a la formación de sulfuros metálicos por reacción del



sulfuro liberado en condiciones anaerobias con los metales presentes en el agua residual (Metcalf & Eddy, 1995, p. 72).

#### **2.3.4.1.6. Turbiedad.**

La turbiedad, como medida de las propiedades de transmisión de la luz de un agua, es otro parámetro que se emplea para indicar la calidad de las aguas vertidas o de las aguas naturales en relación con la materia coloidal y residual en suspensión. La medición de la turbiedad se lleva a cabo mediante la comparación entre la intensidad de la luz dispersada en la muestra y la intensidad registrada en una suspensión de referencia en las mismas condiciones. La materia coloidal dispersa o absorbe la luz, impidiendo su transmisión. Aun así, no es posible afirmar que exista una relación entre la turbiedad y la concentración de sólidos en suspensión de un agua no tratada (Metcalf & Eddy, 1995, p. 72).

#### **2.3.4.2. Características químicas**

Las características químicas más importantes del agua residual son los siguientes: materia orgánica, materia inorgánica y los gases presentes en el agua residual.

##### **2.3.4.2.1. Materia Orgánica**

Son sólidos que provienen de los reinos animal, vegetal y de las actividades humanas relacionadas con la síntesis de compuestos orgánicos. En un agua residual de concentración media, aproximadamente un 75% de los sólidos en suspensión y el 40% de los sólidos filtrables son de naturaleza orgánica. Los compuestos orgánicos de las aguas residuales son una mezcla de carbono, hidrógeno, oxígeno y nitrógeno (CHON). Los grupos esenciales de sustancias orgánicas presentes en el agua residual son las proteínas (40–60%), carbohidratos (25–50%), grasas y aceites (10%). La urea es otro compuesto orgánico que tiene



una gran presencia en el agua residual puesto que es el principal constituyente de la orina, pero rara vez se encuentra en las aguas residuales que no son muy recientes debido a su rápida descomposición (Metcalf & Eddy, 1995, p. 73).

#### **2.3.4.2.2. Materia inorgánica**

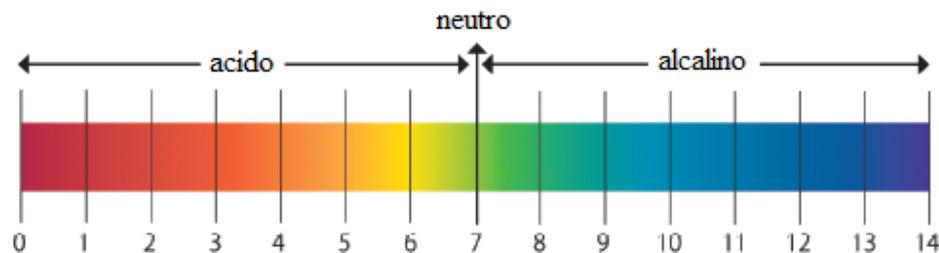
Son varios los componentes inorgánicos de las aguas residuales y naturales que tienen importancia para la determinación y control de la calidad del agua. Las concentraciones de las sustancias inorgánicas en el agua, aumentan tanto por el contacto del agua con las diferentes formaciones geológicas, como por las aguas residuales, tratadas o sin tratar, que a ella se descargan. Las aguas naturales disuelven parte de las rocas y minerales con los que entran en contacto. Las aguas residuales, salvo en caso de determinados residuos industriales, no se suelen tratar con el objetivo específico de eliminar los constituyentes inorgánicos que se incorporan durante el ciclo del uso. Las concentraciones de constituyentes inorgánicos aumentan, igualmente, debido al proceso natural de evaporación que elimina parte del agua superficial y deja las sustancias inorgánicas en el agua. Puesto que las concentraciones de los diferentes constituyentes inorgánicos pueden afectar mucho a los usos del agua, conviene examinar la naturaleza de algunos de ellos, especialmente aquellos que han sido incorporados al agua superficial durante su ciclo de uso (Metcalf & Eddy, 1995, p. 95).

#### **2.3.4.2.3. Potencial de hidrogeno (pH)**

Según Noyola (2000) la concentración de iones hidrógeno, es un parámetro de gran importancia, puesto que inciden en los métodos de tratamiento y en el equipo metálico que se encuentra expuesto al agua residual. La alcalinidad propia del agua residual actúa en muchos casos como un amortiguador suficiente para mantener un pH neutro ( $\text{pH}=7.0$ ), necesario para la actividad biológica. Si el pH se encuentra fuera del

rango (6.5 - 8.5), el tratamiento biológico no será posible por la inadecuada proliferación y desarrollo de la vida biológica, también se presenta problemas de corrosión (p.14).

Sexauer & Karn (2013) Indica que “la escala indicadora de pH fluctúa entre 0 y 14” (p.5) como se muestra en la figura.



*Figura 5:* Escala del pH

Fuente: Sexauer W., Karn R. 2013

#### **2.3.4.2.4. Cloruros**

Son sustancias orgánicas provenientes de las orinas y heces fecales humanas; cuando el agua es fresca su concentración es pequeña.

#### **2.3.4.2.5. Nitrógeno y Fósforo**

“El nitrógeno y el fósforo son esenciales para el crecimiento de organismos protistas y plantas, razón por la cual son llamados nutrientes o bioestimuladores” (Metcalf y Eddy, 1995, p.97)

#### **2.3.4.3. Gases presentes en el agua residual**

Los gases que con mayor frecuencia se encuentran en aguas residuales brutas son el nitrógeno, el oxígeno, el dióxido de carbono, el sulfuro de hidrogeno, el amoniaco y el metano. Los tres primeros son gases de común presencia en la atmósfera y se encuentran en todas las aguas en contacto con la misma. Los tres últimos proceden de la descomposición de la materia orgánica presente en las aguas residuales. Si bien no se encuentran en el agua residual sin tratar, existen

otros gases como por ejemplo del cloro y el ozono (desinfección y control de olores), y los óxidos de azufre y nitrógeno (procesos de combustión) (Paricahua, 2018, p.35).

#### 2.3.4.3.1. Oxígeno disuelto

Considerado el más importante, por ser necesario para la respiración de los microorganismos aerobios y otras formas de vida. Según Dueñas (2015) “La presencia de oxígeno disuelto en el agua residual evita la formación de olores desagradables por lo que es conveniente disponer de cantidades suficientes. La cantidad de oxígeno disuelto depende de muchos factores, como temperatura, altitud, actividad biológica, actividad química, etc.” (p. 22). La temperatura influye en la solubilidad del oxígeno, es decir, cuanto mayor sea la temperatura menor será el contenido del gas disuelto en el agua.

Tabla 2: *Oxígeno disuelto de acuerdo a la temperatura*

Temperatura °C	0	10	20	30
OD. ms/L	14.6	11.3	9.1	7.6

Fuente: Noyola, 2000

Las aguas ricas en oxígeno disuelto tienen un sabor agradable y el agua deficiente en oxígeno disuelto es insípido.

#### 2.3.4.3.2. Ácido sulfhídrico

“Se forma por la descomposición de la materia orgánica que contiene azufre o por la reducción de sulfitos y sulfatos minerales. Su presencia, que se manifiesta fundamentalmente por los olores que produce, es un indicativo de la evolución y estado de un agua residual” (Dueñas, 2015, p.22).



#### **2.3.4.3.3. Anhídrido carbónico**

“Se produce en la fermentación de los compuestos orgánicos de las aguas residuales negras” (Dueñas,2015, p.23).

#### **2.3.4.3.4. Metano**

“Se forma en la descomposición anaerobia de la materia orgánica por la reducción bacteriana de  $\text{CO}_2$ ”(Dueñas,2015, p.23).

#### **2.3.4.3.5. Otros gases**

“Se producen además gases malolientes, como ácidos grasos volátiles y otros derivados del nitrógeno” (Dueñas,2015, p.23).

#### **2.3.4.4. Demanda de oxígeno**

“Los compuestos orgánicos por lo regular son inestables y pueden oxidarse biológica o químicamente para obtener productos finales estables, relativamente inertes, tales como  $\text{CO}_2$ ,  $\text{NO}_3$ ,  $\text{H}_2\text{O}$ . La cantidad del contenido orgánico de un desecho se obtiene al medir la cantidad del oxígeno que se requiere para su estabilización” (Noyola et. al., 2000, p.16)

##### **2.3.4.4.1. Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO)**

El parámetro de contaminación orgánica válido tanto para aguas residuales como aguas superficiales, es la DBO a 5 días ( $\text{DBO}_5$ ). Según Fuentes (2012) da una “indicación de la cantidad de materia orgánica fácilmente biodegradable presente en el vertido e indirectamente, es una medida aproximada de la cantidad de oxígeno que requieren los microorganismos para biodegradarla materia orgánica presente en el  $\text{CO}_2$  y el nuevo material celular” (p.8). Por otro lado, sirve para establecer las medidas de los componentes del tratamiento de aguas residuales y determinar la efectividad de algunos

métodos de tratamiento verificando el cumplimiento de los límites al que están sujetos los vertidos.

#### 2.3.4.4.2. Demanda Química de Oxígeno (DQO)

El cálculo de la  $DBO_5$  tiene dos grandes dificultades: su lentitud (cinco días) y el hecho de que existen otras sustancias que no son fácilmente biodegradables por lo que no son evaluados. Por este motivo, se desarrolló un método ágil que determina todo el carbono oxidable en una muestra y fue denominado como la Demanda Química de Oxígeno (DQO) y se define como la cantidad de oxígeno consumido por una mezcla orgánica presente en el efluente o la cantidad equivalente de oxígeno (mg/l) requerido para oxidar los elementos orgánicos del agua a tratar usando agentes químicos oxidantes (Fuentes, 2012, p.8).

“El valor de la DQO da una idea del contenido de materia oxidable (orgánica e inorgánica). La magnitud de los resultados obtenidos normalmente es  $DBO < DQO$  debido al mayor número de compuestos cuya oxidación tiene lugar por vía química frente a los que se oxidan por vía biológica” (Noyola, et. al., 2000, p.17).

La biodegradabilidad del agua residual municipal o urbana es determinada por la relación  $DBO_5/DQO$ .

Tabla 3: *Biodegradabilidad del AR*

$\frac{DBO_5}{DQO}$	Afluente
$\geq 0.4$	Aguas muy biodegradables.
0,2 - 0,4	Aguas biodegradables
$\leq 0,2$	Aguas poco biodegradables

Fuente: Fuentes, 2012, p.8.

**La relación DQO/DBO<sub>5</sub>:** Indica la medida de la biodegradabilidad de las aguas residuales municipales o urbanas. La materia orgánica biodegradable se cuantifica en términos de la DBO y la materia orgánica total en términos de la DQO.

Tabla 4: *Medida de la Biodegradabilidad AR*

<b>K</b>	<b>Afluente</b>
1.5	Se biodegrada de naturalmente.
$2 < k < 3$	El afluente urbano se biodegrada si se trata.
$k > 5$	El afluente no se biodegrada. Propio de afluentes industriales.

Fuente: Mamani Yhony (2017)

#### **2.3.4.5. Características biológicas**

Según Lozano (2012) “un vertido de aguas residuales aporta una gran cantidad de materia orgánica que sirve de alimento para organismos microbiológicos (hongos y bacterias) encargados de la mayor parte de su descomposición” (p.30). Por ello, es necesario estar familiarizado con los grupos más importantes de microorganismos biológicos que están presentes en las aguas superficiales como en las aguas residuales y aquellos que participan en el tratamiento biológico.

Los principales grupos de organismos presentes en las aguas residuales como superficiales se agrupan en organismos eucariotas, eubacterias y arqueobacterias presentados en la *Tabla 5*, la mayoría de los organismos corresponden al grupo de eubacterias. La categoría protista, dentro de los organismos eucariotas, incluye las algas, los hongos y los protozoos. Las plantas tales como los helechos, los musgos, las plantas hepáticas y las plantas de semilla están clasificadas como eucariotas multicelulares. Los vertebrados y los invertebrados están clasificados como animales eucariotas multicelulares. Los virus, también presentes en el agua residual, se clasifican en función del sujeto infectado (Ayala & Gonzales, 2008, p 58 - 59).

Tabla 5: *Clasificación de microorganismos*

<b>Grupo</b>	<b>Estructura celular</b>	<b>Caracterización</b>	<b>Miembros representativos</b>
<b>Eucariotas</b>	Eucariota (contiene núcleo verdadero encerrado dentro de una membrana nuclear)	Multicelular, con gran diferenciación de las células y el tejido. Unicelular o coenocítica o micelial; con escasa o nula diferenciación de tejidos.	Plantas (plantas de semillas, musgos, helechos) Animales (vertebrados e invertebrados) Protistas (algas, hongos protozoos).
<b>Eubacterias</b>	Procariota (sin membrana nuclear)	Química celular parecida a las eucariotas.	La mayoría de las bacterias.
<b>Arqueobacterias</b>	Procariota (sin membrana nuclear)	Química celular Distintiva	Metanogenos, halofilos, termacidofilos.

Fuente: Metcalf &amp; Eddy 1995, p.103

Los principales microorganismos: bacterias, hongos, algas y protozoarios.

**a) Bacterias:** Estas son organismos protistas (eubacterias procariotas) unicelulares viven como autótrofos o heterótrofos y son fundamentales para los procesos naturales de estabilización de la materia orgánica y su descomposición siendo empleados ampliamente en el tratamiento de aguas residuales. La mayoría de las bacterias prosperan en condiciones de pH neutro, pero algunas especies pueden sobrevivir en ambientes muy ácidos. En condiciones favorables algunas bacterias requieren solo 20 minutos para generarse. Un organismo común en las heces humanas es el *Escherichia coli*, y sus dimensiones son del orden de 0,5 micras de ancho por 2 micras de largo. Para determinar la contaminación por desechos humanos se utiliza como parámetro el número de coliformes en una muestra (Metcalf & Eddy, 1995, p.104).



*Figura 6:* Escherichia coli y Shigella sp

Cortes, Treviño y Tomasini, 2017, p.115.

**b) Hongos:** Son protistas eucariotas aerobicos, multicelulares, no fotosintéticos y quimioheterótrofos. La materia orgánica muerta sirve de alimento para algunos hongos denominados saprofitos. Los encargados de la descomposición del carbón en la biosfera son los hongos junto a las bacterias. Los hongos pueden degradar compuestos orgánicos muy complejos y pueden crecer en áreas reducidas y a valores de pH bajos (Metcalf & Eddy,1995, p.104). Desde la perspectiva de la ecología, los hongos son los encargados de la mineralización de los materiales leñosos con alto contenido de lignina.

**c) Algas:** Las algas son microorganismos eucariontes, autotróficas, fotosintéticas, contienen clorofila y son los principales productores de materia orgánica en un entorno acuático. “Los compuestos inorgánicos tales como el bióxido de carbono, amoníaco, nitrato y fosfato son la fuente de alimento para la síntesis de nuevas células de algas y la producción de oxígeno” (Noyola, et. al., 2000, p.49 - 50).

**d) Protozoarios:** Son microorganismos eucariontes unicelulares. Algunos son depredadores y sus presas más típicas son las bacterias, algas, hongos y



protozoarios más diminutos. Son de vital importancia en la labor del tratamiento biológico como en la depuración de los cursos de agua pues regulan y controlan la población de los diversos microorganismos (Metcalf & Eddy,1995, p.105).

### **2.3.5. Tratamiento de aguas residuales**

El tratamiento de aguas residuales consiste en la reducción de los contaminantes, orgánicos e inorgánicos que se encuentran en forma de sólidos en suspensión y disueltas que se han agregado al agua potable, estos contaminantes se reducen a través de una serie de procesos fisicoquímicos y biológicos.

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) (2014), “indica que el objetivo del tratamiento de las aguas residuales es mejorar su calidad para cumplir con las normas de calidad del cuerpo receptor o las normas de reutilización” (p.192).

#### **2.3.5.1. Planta de Tratamiento de Aguas Residuales**

Es la infraestructura y procesos, cuyo propósito principal es separar el material contaminante (orgánico e inorgánico) del agua residual. La finalidad de una PTAR es entregar el agua tratada con la calidad requerida por normativa, sea para la descarga a un cuerpo receptor o para al reúso al que se destinará.

Noyola et. al. (2013) menciona que de acuerdo a la ley de la conservación de la materia un sistema de tratamiento de aguas residuales solo transforma, separa o transfiere los elementos contaminantes mediante diversos procesos, por lo que, siempre producirá residuos como emisiones gaseosas y lodos. La cantidad y calidad de estos residuos se encuentran sujetos a las características del agua tratada y de la disposición de las partes del sistema de tratamiento (p.7).

“Los sistemas de tratamiento de aguas residuales consisten generalmente en una secuencia de procesos que dependen de las características del agua residual a tratar y del grado de purificación requerido según los niveles de contaminación permitidos por la legislación, lo que depende fuertemente del lugar de descarga y cuerpo receptor” (Alasino, 2003, p. 3).

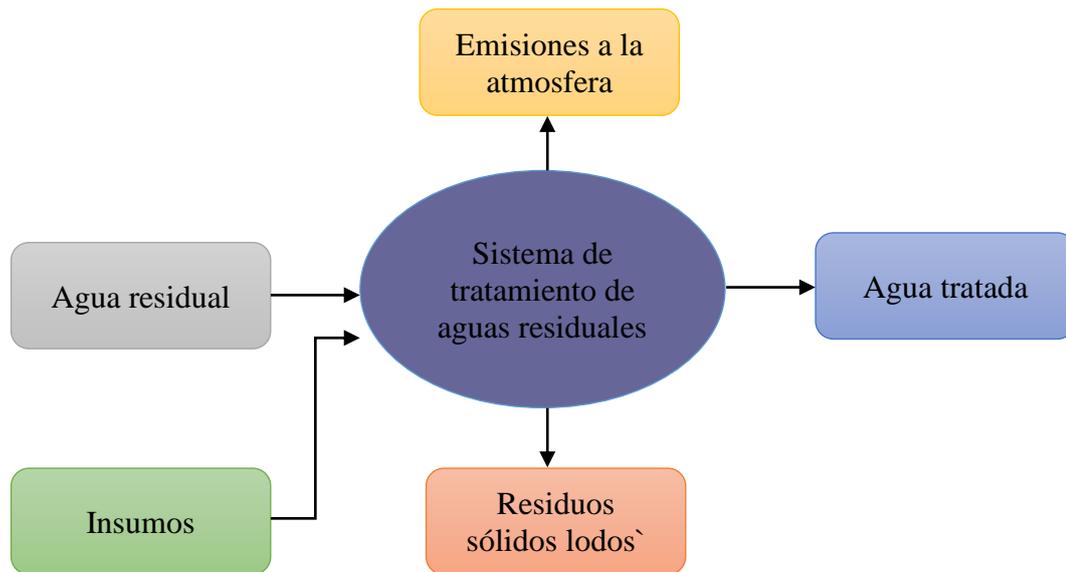


Figura 7: Esquema conceptual de un sistema de tratamiento de aguas residuales

Fuente: Noyola et.al.,2013

### 2.3.6. Tipos de tratamiento de aguas residuales

En forma global, “el tratamiento de aguas residuales se puede clasificar en cuatro tipos, de acuerdo a los procesos y operaciones unitarias que se llevan a cabo, éstos son el pre-tratamiento, tratamiento primario, tratamiento secundario y tratamiento terciario” (MMAA, 2013, p.22).

#### 2.3.6.1. Tratamiento preliminar o pretratamiento

“El tratamiento preliminar de las aguas residuales se define como el proceso de separación de los sólidos flotantes grandes y arenas constituyentes de las aguas residuales cuya presencia pueda provocar problemas de mantenimiento y funcionamiento de los

diferentes procesos, operaciones y sistemas auxiliares posteriores” (Fuentes, 2012, p.26).

El principal equipo utilizado en este tipo de tratamiento es la criba o rejilla y un triturador.

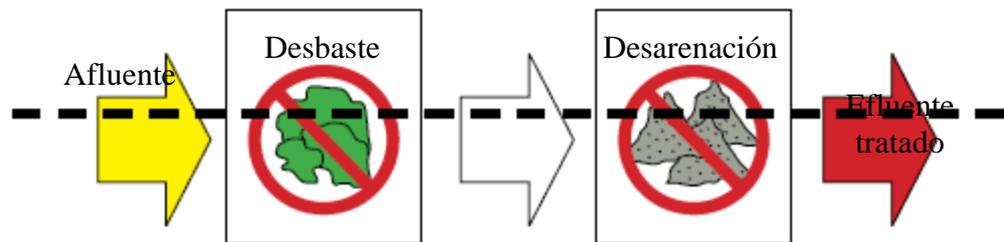


Figura 8: Proceso del tratamiento preliminar

Fuente: MMAA, 2013

### 2.3.6.2. Tratamiento primario

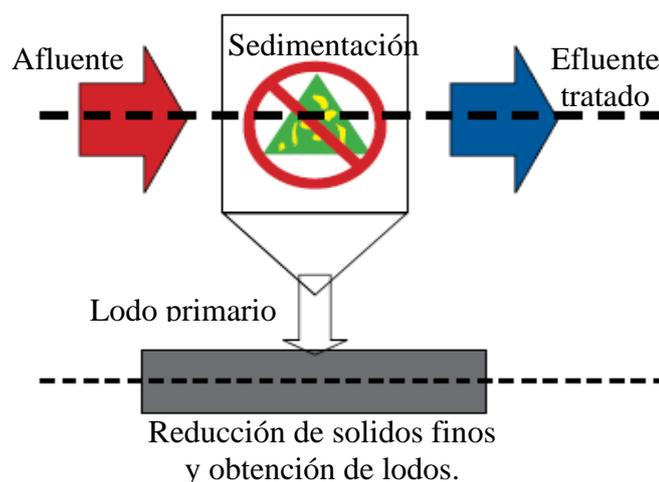
Según Murillo (2018) “los tratamientos primarios acondicionan las aguas residuales para su tratamiento biológico y reducen los sólidos en suspensión orgánicos e inorgánicos sedimentables, siendo poco efectivo en la eliminación de la materia orgánica que puede representar entre el 25% y el 40% de la DBO y entre el 50% y el 65% de los sólidos suspendidos” (p.17). El tratamiento primario se basa esencialmente en separar un porcentaje de sólidos del líquido por medios físicos (por acción de la gravedad) del total de sólidos en suspensión y puede lograrse una reducción variable hasta del 50% en la carga de DBO. Para mejorar la separación de los sólidos puede adicionarse productos químicos con lo que se tiene una mayor producción de lodos que serán tratados en las siguientes fases (MMAA.,2013, p. 24).

En esta etapa del tratamiento, una fracción de sólidos y materia orgánica suspendida es eliminada del agua residual por la acción de la fuerza de gravedad. Los valores de remoción que se alcanzan generalmente son del 60% en sólidos suspendidos y 30% en la Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO<sub>5</sub>), esto en aguas residuales

municipales. La separación sólido – líquido ocurre por sedimentación y se considera como un proceso previo al tratamiento secundario (Noyola, et. al., 2013, p. 12).

“Tratamiento primario es la remoción de sólidos orgánicos e inorgánicos sedimentables, para disminuir la carga en el tratamiento biológico. Los sólidos removidos en el proceso tienen que ser procesados antes de su disposición final” RNE (2014, p. 198).

La denominación de tratamiento primario se debe a que se limita a reducir la fracción de materia orgánica suspendida mas no la disuelta del agua tratada. Estas unidades se diseñan para reducir el contenido de sólidos en suspensión, grasas y aceites de las aguas residuales.



*Figura 9:* Proceso del tratamiento preliminar

Fuente: MMAA, 2013

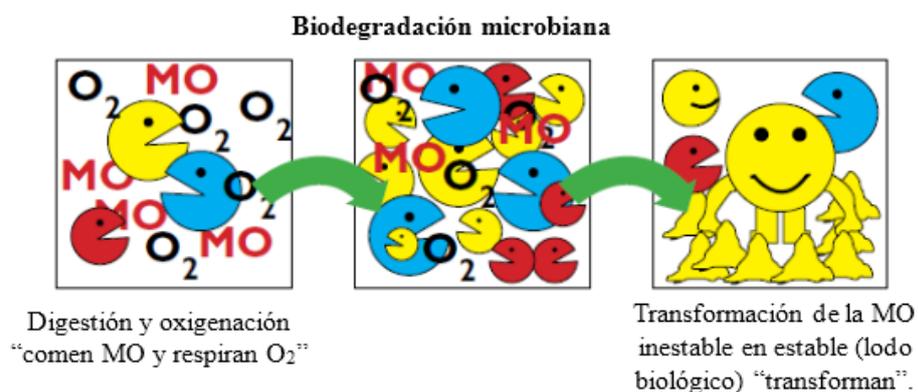
### 2.3.6.3. Tratamiento secundario o biológico

El tratamiento secundario o biológico de las aguas residuales (TBAR), busca eliminar la materia orgánica suspendida y disuelta que provienen del tratamiento primario, convirtiendo la materia orgánica suspendida y disuelta mediante procesos de oxidación química, en sólidos inorgánicos sedimentables, biomasa y sobre todo en DBO soluble.

Lozano (2012) menciona que “a pesar que el tratamiento secundario es capaz de remover DBO y SST en valores cercanos al 85%, no eliminará significativamente nutrientes como el fosforo, nitrógeno, ni metales pesados, ni patógenos, los cuales deben ser removidos posteriormente” (p.102).

Los métodos biológicos se clasifican en dos grupos: los anaerobios y aerobios. El método anaerobio (en ausencia de oxígeno) se caracteriza por tener una baja producción de lodos de desecho. El método aerobio (presencia de oxígeno), requiere un suministro de energía elevado para la síntesis celular, lo que trae consigo una mayor producción de biomasa como el lodo no estabilizado, cuyo tratamiento y disposición es costoso y requiere una operación especializada.

Según el RNE (2014) “se considera como tratamiento secundario los procesos biológicos con una eficiencia de remoción de DBO soluble mayor a 80%, pudiendo ser de biomasa en suspensión o de biomasa adherida y recomienda los siguientes sistemas de tratamiento” (p.200).



*Figura 10:* Proceso del tratamiento secundario

Fuente: MMAA, 2013

#### 2.3.6.4. Tratamiento Terciario

Por medio del tratamiento terciario se busca eliminar aquellos contaminantes orgánicos no biodegradables como organismos patógenos y nutrientes, nitrógeno y fósforo asegurando así la calidad físico química y biológica del AR. El objetivo del tratamiento varía de acuerdo al reúso posterior que se le quiera dar al agua residual tratada o agua residual regenerada.

El tratamiento terciario o avanzado se realiza con la finalidad de disminuir la cantidad de organismos vivos a niveles aceptables en las aguas tratadas de tal manera que se pueda reutilizar o solo para alcanzar los niveles de concentración que la norma indica para la descarga a los cuerpos de agua, asimismo reducen la carga de nutrientes que causan la eutrofización de los cuerpos de agua. El RNE (2014) indica que “este tipo de tratamiento se utilizara cuando el tratamiento fijado de acuerdo con las condiciones del cuerpo receptor o de aprovechamiento sea mayor que el que se pueda obtener mediante el tratamiento secundario” (p. 211).

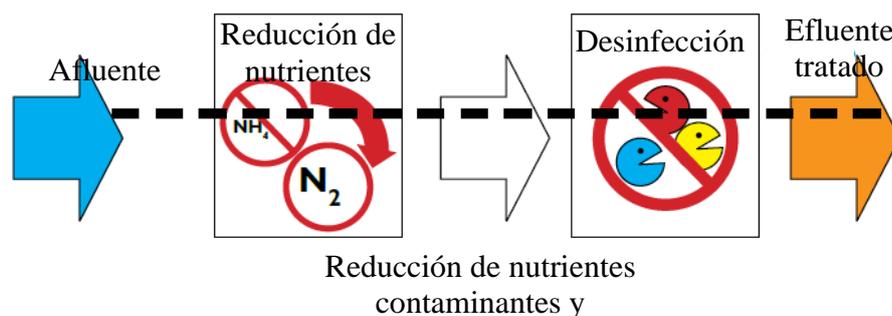


Figura 11: Proceso del tratamiento terciario o avanzado

Fuente: MMAA, 2013



## **2.3.7. Otros procesos relacionados con el tratamiento de aguas residuales**

### **2.3.7.1. Desinfección**

La desinfección es un proceso que se utiliza para destruir, inactivar o dañar la estructura genética de los organismos patógenos como virus, bacterias y parásitos haciéndolos incapaces de la reproducción ya que son perjudiciales para la salud. Este tratamiento se lleva mediante diversos procesos fisicoquímicos que incluyen la aplicación directa de energía, radiación ultravioleta, gamma, X, microondas y adición de reactivos químicos como cloro, hipoclorito sódico y dióxido de cloro. La eficacia de la purificación depende de la condición del agua tratada, la clase de desinfección empleada, la cantidad de desinfectante (concentración y tiempo) y de factores como altitud, latitud, temperatura, diseño, operación y mantenimiento. El desinfectante más utilizado en el tratamiento del agua es el cloro, esto por la capacidad oxidante para destruir los patógenos y su bajo costo. El RNE (2014) indica que “la desinfección se realizará solo en el caso que el cuerpo receptor demande una alta calidad bacteriológica, se considerará la desinfección de efluentes secundarios o terciarios, en forma intermitente o continua. La desinfección de desechos crudos o efluentes primarios no se considera una opción técnicamente aceptable” (p. 211).

#### **a) Condiciones de un desinfectante ideal**

Según Navarrete et al. (2018) “las condiciones que debe tener un desinfectante ideal para ser usado en las plantas de desinfección son:” (p.34)

- Capacidad de destrucción de organismos causantes de enfermedades.
- Debe trabajar a la temperatura del lugar y en un tiempo adecuado.
- Debe ser de fácil obtención, manejo sencillo y de un costo bajo.



- No debe volver el agua peligrosa para la salud o de aroma desagradable (cuando se potabiliza el agua); su cuantificación en el agua debe ser fácil de determinar.
- Debe dejar un efecto residual, para proteger al agua de una posible contaminación posterior.

### **2.3.7.2. Estabilización de lodos residuales**

Al realizar el tratamiento de aguas residuales se presenta un problema relacionado con el tratamiento y disposición de lodos, provenientes de los procesos del tratamiento. Los residuos sólidos son básicamente materiales retenidos en la cámara de rejillas y el desarenador. Por otro lado, los lodos con alto contenido de materia orgánica e inorgánica provienen de los tratamientos primario y secundario, Ayala (2000) indica “que estos lodos consisten de un 80 – 90% de agua por peso, donde se concentran los patógenos, y necesitan tratamiento para estabilizarlos” (p. 320).

En la R.M. N° 128 – 2017 – VIVIENDA indica que los lodos provenientes de una PTAR deben ser tratados mediante procesos de estabilización y deshidratación, siendo esto una condición para su transporte, disposición final o reutilización y considera que los lodos se encuentran estabilizados cuando la relación SV a ST es menor o igual que 60%.

### **2.3.8. Tecnologías para el tren de tratamiento de aguas residuales**

Un tren de tratamiento es la composición de procesos unitarios o sistemas determinados de tratamiento para conseguir los niveles de calidad del agua establecidos en la normativa sea para fines ambientales o de reúso.

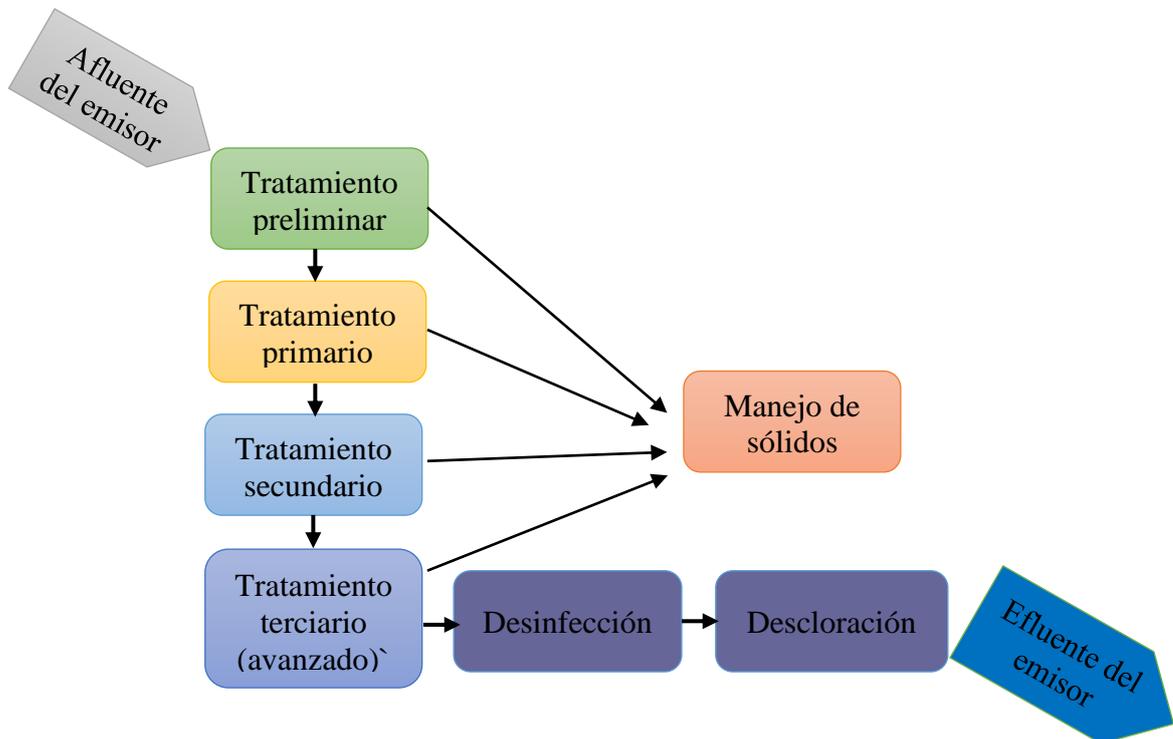


Figura 12: Tren de tratamiento de aguas residuales

Fuente: Sexauer y Karn (2013)

### 2.3.8.1. Tecnologías para el tratamiento preliminar o pretratamiento

Para las aguas residuales municipales, el equipo empleado está conformada por rejillas y un triturador para separado del material.

Las unidades de tratamiento preliminar más importantes son:

#### 2.3.8.1.1. Cribas o rejillas

El cribado es el procedimiento empleado para separar el material grueso del agua mediante el paso del mismo por una criba o rejilla. La criba puede ser de cualquier material agujereado ordenadamente y puede construirse con una celosía fija o emparrillado de barras o varillas de hierro o acero. Las cribas o rejillas son de limpieza manual o mecánica. De acuerdo al tamaño de las aberturas se clasifican como rejillas gruesas (aberturas mayores o iguales 0.64cm) o finas (aberturas menores a 0.64cm). En el tratamiento del agua residual se emplean rejillas gruesas de barras o varillas de acero



para proteger bombas, válvulas, tuberías, equipos, etc., de la obstrucción causada por trapos, tarros y objetos grandes. A continuación, se mencionan los tipos de rejas o cribas.

#### **a). Rejillas manuales**

##### **a.1) Ventajas**

- Eficiente en la separación de sólidos flotantes, especialmente plásticos.
- No requiere personal calificado para su construcción.
- Construcción sencilla y con materiales locales

##### **a.2) Desventajas**

- Si el material no se protege se corroe rápidamente.
- Necesita un mantenimiento diario para recolectar el material flotante atrapado.

#### **b). Rejas automáticas**

##### **b.1) Ventajas**

- Puede separar material flotante más fino.
- No requiere intervención en la recolección de materiales flotantes.
- La recolección es automática con tiempo programado.

##### **b.2) Desventajas**

- Consume energía eléctrica.
- Requieren un conjunto de operaciones y cuidados constantes.
- Usan motores y partes mecánicas no producidos en el país.

#### **2.3.8.1.2. Desarenador**

Se emplea para remover gravillas, arenas, material sólido pesado u otros materiales inorgánicos que tengan un peso específico elevado al de los sólidos orgánicos



degradables que contiene el agua residual y se ubican generalmente después del cribado. El desarenador protege el equipo mecánico del deterioro anormal y minimiza la formación de depósitos pesados en los conductos (tuberías, canales). Asimismo, disminuye la frecuencia de limpieza requerida en los digestores donde se presentan una acumulación excesiva de arena (Rojas, 2010, p. 293).

Billón (2005) indica que “un desarenador es una estructura hidráulica que sirve para separar (decantar) y remover (evacuar)” (p.97), arena, grava, cenizas, y cualquier otro material pesado cuya velocidad de sedimentación es superior al de los sólidos putrescibles presentes en el agua residual. El desarenador cumple con las funciones de; resguardar los componentes mecánicos móviles de la abrasión y desmesurado desgaste, disminuir la formación de depósitos pesados en el interior de los conductos (tuberías, canales) y reducir la periodicidad de limpieza de los digestores (anaerobios, aerobios, facultativos y tanques de aireación.) causada por la acumulación de excesiva de arena (Metcalf & Eddy, 1995, p. 521). “Los desarenadores se suelen colocar después del desbaste o cribado y antes de los tanques de sedimentación primaria, aunque en algunas instalaciones, el desarenador precede al desbaste” (CONAGUA, 2015, p.11).

Según Bravo (2007) “los desarenadores utilizados en las lagunas de estabilización minimizan la acumulación de sedimentos en las lagunas, que pueden provocar la formación de islas. La acumulación de materiales asentados no se debe únicamente a la arena, se debe también a la acumulación de lodos” (p. 49).

#### **a) Tipos de desarenadores**

Los desarenadores más simples, se utilizan en instalaciones pequeñas y tienen funcionamiento hidráulico para sedimentación y remoción de partículas. En instalaciones grandes se suele usar desarenadores aireados con movimiento en espiral que son



insensibles a los cambios de la velocidad de flujo. Existen tres tipos frecuentes de desarenadores:

- De flujo horizontal (Rectangulares y cuadrados)
- Aireados
- De vórtice

#### **a.1) De flujo horizontal rectangular**

“Son canales abiertos de configuración rectangular o cuadrangular con un tiempo de retención fijado que permite la sedimentación de partículas con un peso específico de 2.65 y una velocidad permanente del orden de 0.3 m/s que facilita el paso de la materia orgánica y proporciona el tiempo suficiente para que las partículas de arena puedan asentarse en el fondo del canal antes de llegar al extremo de la salida. La velocidad del flujo es controlada por las propias dimensiones del canal, así como también por una compuerta de entrada y por un vertedero al final del desarenador.”(Alegría,2018, p. 21). La dificultad de estas unidades, es que eliminan una cantidad significativa de materia orgánica al no controlarse el flujo de ingreso.

#### **a.2) Desarenadores Aireados.**

Consiste en un tanque de aireación de flujo helicoidal en el que se induce una velocidad en espiral controlada por la geometría del propio tanque y el volumen de aire proporcionado a la unidad.

Es un tanque en el que se introduce aire a través de un sistema de aireación colocado en la base del tanque en toda su longitud, esto genera un patrón de velocidad en espiral, perpendicular al flujo y al eje longitudinal del tanque. Las partículas más pesadas tienen mayor velocidad de sedimentación y caen al fondo,



mientras que el aire levanta las partículas orgánicas más livianas, que posteriormente serán conducidas fuera del tanque. Se debe tener en cuenta que la velocidad de rotación transversal o agitación es un factor de muy importante porque determina el tamaño de partículas que serán removidas, según su peso específico, es decir, si la velocidad es excesiva, la arena será arrastrada fuera del tanque; mientras que si la velocidad es insignificante la materia orgánica se sedimentara junto con la arena (Torre, 2018, p. 19).

“Los desarenadores aireados, generalmente, se diseñan para eliminar partículas de arena con gravedad específica de 2.5, y diámetro de 0.21 mm. Así mismo, pueden eliminar eficientemente, partículas más pequeñas al reducir la velocidad del aire. El sistema debe estar controlado hidráulicamente ya que de no hacerlo la operación será deficiente” (CONAGUA, 2015, p. 18).

### **a.3) Desarenador de vórtice**

“Consiste en un tanque cilíndrico en el que el agua entra siguiendo una dirección de flujo tangencial creando un flujo tipo vórtice” y aprovecha las fuerzas centrífugas y gravitatorias para separar arena de la materia orgánica.

Una particularidad de estos desarenadores es que el agua a tratar ingresa de forma tangencial cerca del fondo y sale de forma tangencial a través de la abertura en la parte superior del tanque. “Dada la magnitud de la fuerza centrífuga cerca del punto de descarga, algunas de las partículas, según su tamaño, densidad y fuerza de arrastre quedan retenidas dentro del vórtice, mientras que otras son arrastradas fuera de la unidad”. En resumen, la arena permanece en la unidad y los sólidos orgánicos salen con el efluente. La arena se saca de la abertura situada en



la parte inferior de las unidades o se aspira mediante una bomba de aire (CONAGUA, 2015, p. 19).

### **b) Componentes y zonas de un desarenador**

**b.1) Zona de entrada:** Es una transición de entrada que une el conducto (canal o tubería) que transporta el líquido a sedimentar con las naves del desarenador, cuya finalidad es uniformizar las líneas de corriente del líquido dentro de la unidad.

**b.2) Zona de sedimentación:** Es la zona donde las partículas sólidas más densas se sedimentan por acción de la gravedad.

**b.3) Zona de salida:** en esta zona se encuentra instalado un vertedero en todo el ancho de la zona de desarenación, lo que permite tener una velocidad que no altera el reposo del material sedimentado.

**b.4) Zona de depósito y eliminación de material sedimentado:** Conformado por una tolva con una pendiente lo suficiente para que el material sedimentado se deslice hacia el canal de limpieza.

### **c) Ventajas y desventajas**

#### **c.1) Ventajas**

- Son construcción es sencilla y se emplean materiales locales.
- Pueden usarse en conjunto con medidores de caudal.
- Su operación es manual y no requiere personal calificado.

#### **c.2) Desventajas**

- Se requiere por lo menos dos estructuras en paralelo por mantenimiento.
- Es necesario extraer el material sedimentado cuando la tolva esta colmatada.



- Los lodos acumulados requieren tratamiento.

#### **2.3.8.1.3. Desengrasador**

El desengrasador concentra las partículas en suspensión de baja densidad en la superficie del agua especialmente aceites y grasas, siendo empleados generalmente cuando hay desechos industriales que contienen grandes cantidades de aceites y grasas.

#### **2.3.8.1.4. Canal de aforo Parshall**

Es un sistema que permite cuantificar el agua que pasa por una sección de un canal determinado y se trata de una estructura de proporciones estandarizadas. Llamado así por el nombre del Ingeniero Ralph L. Parshall, estadounidense que lo concibió en el año de 1922 y lo denomina inicialmente como “Medidor de Ventura mejorado” y posteriormente se renombra como el “Conducto medidor Parshall”. Según Pedroza (2001) “el aforador es una reducción de la sección que obliga al agua a elevarse o remansarse y volver a caer hasta la elevación que se tenía sin la presencia del aforador. En este proceso se presenta una aceleración del flujo (régimen crítico en la garganta) que permite establecer una relación matemática entre la elevación del agua y el gasto” (p. 2).

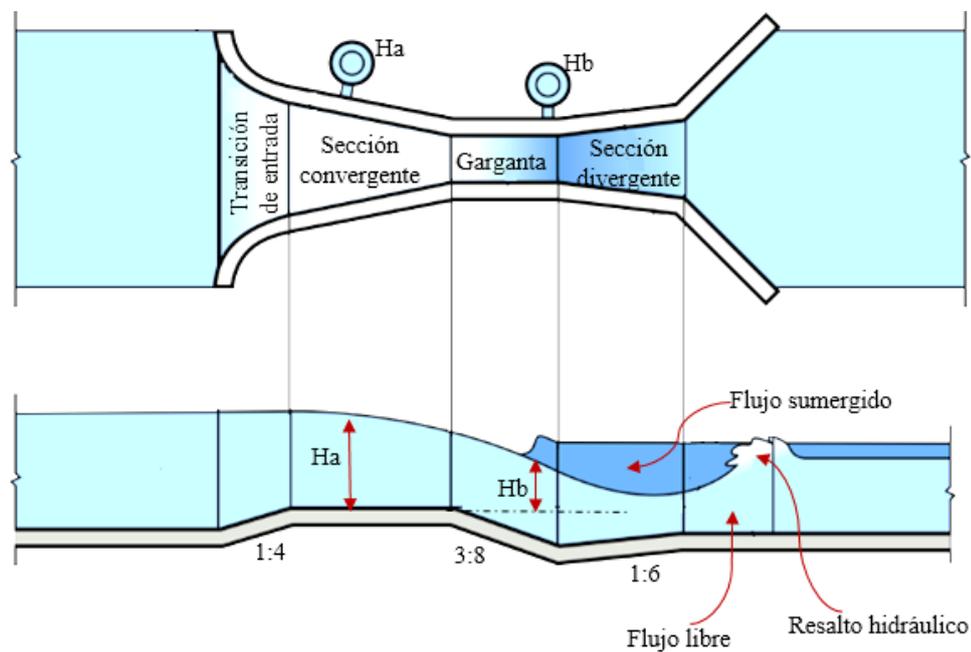
#### **a) Partes del medidor Parshall**

**a.1) Transición de entrada:** En la transición de entrada es conveniente elevar el piso por encima del fondo original del canal, con una pendiente ascendente de 1:4 (1 vertical y 4 horizontal), hasta comenzar la sección convergente, con paredes que se cierran en línea recta o circular de radio (R).

**a.2) Sección convergente:** El fondo es horizontal y el ancho va disminuyendo.

**a.3) Garganta:** El piso vuelve a bajar con una pendiente de 3:8 (3 vertical y 8 horizontal).

**a.4) Sección divergente:** En la sección divergente el piso sube nuevamente con pendiente de 1:6 (1 vertical y 6 horizontal).



*Figura 13: Partes del medidor Parshall en planta y perfil*

### **Ventajas.**

- Con una o dos lecturas de niveles es posible determinar el caudal.
- La pérdida de carga es mínima.
- El paso del flujo es libre y por lo tanto no presenta problemas de obstrucción con elementos arrastrados por la corriente.
- Como la velocidad del flujo en la garganta es mayor que la de aproximación, no hay posibilidad de que las sedimentaciones afecten a las mediciones.

Se han utilizado diversos materiales para fabricar los canales del aforador Parshall. Pueden ser prefabricados a partir de láminas de metal, madera o pueden construirse sobre el terreno con ladrillo y mortero o se pueden moldear en hormigón utilizando tablas reutilizables empleado un armazón de metal prefabricado para asegurar mediciones

precisas. Es recomendable utilizar equipos prefabricados para una fácil instalación y obtener medidas más exactas.



*Figura 14:* Unidades de pretratamiento

Fuente: SIGAR, 2014

### **2.3.8.2. Tecnologías para tratamiento primario.**

Las unidades o dispositivos de tratamiento recomendadas por el RNE (2014) para el proceso de sedimentación son:

- Tanques Imhoff.
- Tanques de Sedimentación.
- Tanques de flotación y/o Sépticos.

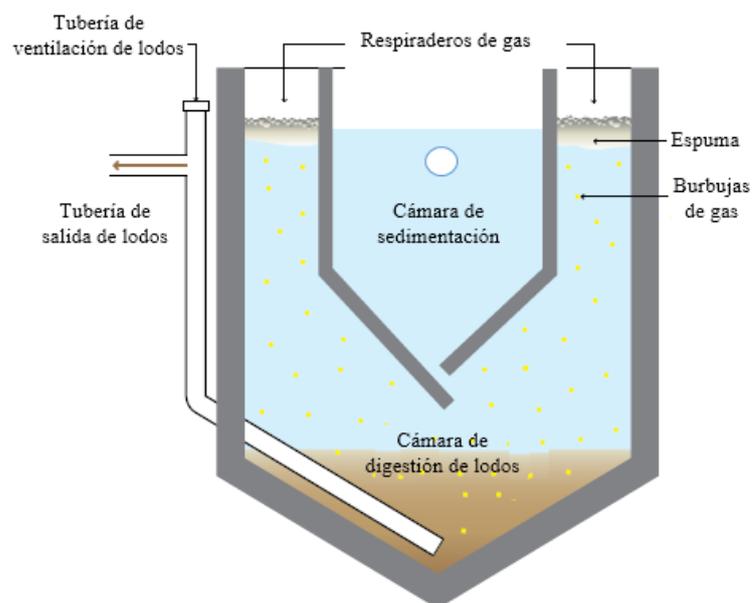
#### **2.3.8.2.1. Tanques Imhoff**

“Son tanques de sedimentación primaria en los cuales se incorpora la digestión de lodos en un compartimiento localizado en la parte inferior” (RNE, 2014, p.198).

“Son unidades de sedimentación primaria que tienen como finalidad la remoción del 40 al 50% de sólidos suspendidos (SST) así y reduce la DBO de 25 a 35% para luego pasar el material por el tratamiento secundario o biológico” (CEPIS/OPS, 2005, p.13).

Son unidades ideales para el tratamiento de aguas residuales domésticas para poblaciones menores a los 5,000 habitantes y para la eliminación de sólidos en suspensión. La eficiencia de los tanques Imhoff en la reducción de los contaminantes se encuentran entre el 40% al 50% de los sólidos suspendidos, 25% a 30% de la DBO, son adecuados para lugares que carecen de extensiones y su operación es simple ya que no posee partes mecánicas (Arana, 2009, p.21).

Los lodos almacenados en la base del tanque se extraen periódicamente y se trasladan a lechos de secado. Por la reducida eliminación de la DBO y coliformes, es preferible derivar el efluente hacia una laguna facultativa para la remoción de microorganismos. El tiempo de digestión del lodo varía en función de la temperatura del entorno.



*Figura 15:* Esquema del tanque Imhoff

Fuente: Tilley et.al., 2014.



## a) Ventajas y desventajas

### a.1) Ventajas

- Tecnología conocida y empleada mayormente en poblaciones rurales.
- Construcción con elementos locales.
- Tiene cámara de sedimentación y biodigestor en un solo reactor.
- Baja la carga de DBO hasta en un 40%.
- Ocupan poco terreno.
- Producen un lodo estable.

### a.2) Desventajas

- Muy poca o ninguna remoción de patógenos.
- Requiere mantenimiento periódico.
- Los lodos producidos deben ser extraídos con periodicidad y tratados.
- La cámara de sedimentación tiende a obstruirse fácilmente.
- Requieren de tratamientos posteriores para su uso como agua de riego.
- Construcción profunda no recomendable cuando el nivel freático está alto.
- Genera malos olores.
- Requiere de personal entrenado.

#### 2.3.8.2.2. Tanques de Sedimentación.

Las lagunas o tanques de sedimentación pueden ser considerados como el primer paso del tratamiento de acuerdo a la calidad del afluente. Los tanques de sedimentación separan por la acción de la gravedad las partículas cuyo peso específico es mayor que del agua y también remueven la DBO del agua residual.



El objetivo que tiene un tanque de sedimentación es la eliminación de los sólidos fácilmente sedimentables y el material flotante, reduciendo así el porcentaje de sólidos en suspensión del agua residual.

El proceso de sedimentación se lleva a cabo en tanques rectangulares o circulares y pueden ser del tipo de sedimentación primaria o secundaria

- El propósito de la sedimentación primaria es reducir los sólidos en suspensión de fácil sedimentación presentes en el agua residual y se ubican después del pretratamiento y antes de un proceso biológico.
- La sedimentación secundaria es una parte integral del proceso de lodos activados cuya función es la clarificación y el espesamiento.

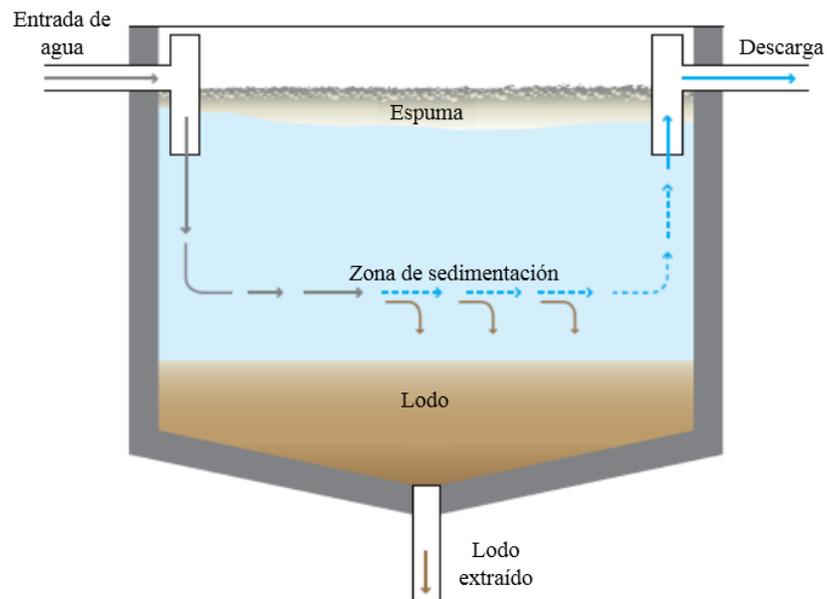
“Los tanques de sedimentación primaria dimensionados y operados de manera eficiente pueden eliminar entre el 50% y 70% de sólidos suspendidos y entre el 25% y 40% de la  $DBO_5$ ” (Noyola et. al., 2000, p. 37)

#### **a) Clasificación de los sedimentadores en función de la carga superficial**

Los sedimentadores se clasifican en dos tipos de baja y alta velocidad; en función de la carga superficial.

**a.1) Baja velocidad:** Estos pueden ser de flujo horizontal y de flujo vertical, los primeros son para cargas superficiales entre 15 a 30  $m^3/m^2$  día y los segundos son para cargas superficiales entre 30 a 120  $m^3/m^2$  día.

**a.2) Alta velocidad:** Se clasifican en sedimentadores de pantalla y de celdas. Siendo aplicables para cargas superficiales comprendidas entre 120 a 300  $m^3/m^2$  día.



*Figura 16:* Esquema del tanque de sedimentación

Fuente: Tilley et.al., 2014.

#### **2.3.8.2.3. Tanques de flotación**

El proceso de flotación se utiliza para remover partículas finas en suspensión y de baja densidad de las aguas residuales, usando el aire como agente de flotación. Una vez que los sólidos han subido a la superficie del líquido, se eliminan en una operación de desnatado. El proceso requiere un mayor grado de mecanización que los tanques convencionales de sedimentación; su uso debe ser justificarse ante el organismo competente (RNE, 2014, p.199).

La flotación es una operación unitaria usada para separar sólidos y líquidos contenidos en el agua residual (grasas, jabón, espumas, madera, corcho, vegetales, partículas en suspensión). Los líquidos y sólidos que tienen una densidad inferior a la del agua tratada flotan sobre ella lo que facilita su recojo y eliminación.



En el tratamiento por flotación se introducen burbujas de aire el agua a tratar, estas burbujas se adhieren a los sólidos en suspensión haciendo que floten hacia la superficie, facilitándose la eliminación de los sólidos con mayor densidad que el agua.

“Las unidades de flotación se han utilizado en lugar de la sedimentación en casos donde la mayor cantidad de las partículas en suspensión tiene densidad cercana a la del agua. Sin embargo, la aplicación más frecuente de la flotación es el espesamiento de lodos. La principal ventaja de la flotación sobre la sedimentación es que permite una mejor y más rápida eliminación de partículas pequeñas y ligeras cuya deposición es lenta”(Navarrete, Tinoco, Borudulina, Muñoz, 2018, p. 32).

### **2.3.8.3. Tecnologías para el tratamiento secundario o biológico**

El RNE (2014) indica que entre los métodos de tratamiento biológico con biomasa en suspensión se preferirán aquellos que sean de fácil operación y mantenimiento y que reduzcan al mínimo la utilización de equipos mecánicos complicados o que no puedan ser reparados localmente. Entre estos métodos están los sistemas de lagunas de estabilización y las zanjas de oxidación de operación intermitente y continua. El sistema de lodos activados convencional y las plantas compactas de este tipo podrán ser utilizados sólo en el caso en que se demuestre que las otras alternativas son inconvenientes técnica y económicamente (p.200) y se recomienda los siguientes sistemas de tratamiento.

- Lagunas de estabilización
- Lodos activados
- Filtros biológicos
- Módulos rotarios de contacto



### 2.3.8.3.1. Lagunas de estabilización

Según Rolim (2000) “las lagunas de estabilización son el método más simple de tratamiento de aguas residuales que existe y están constituidas por excavaciones poco profundas cercadas por taludes de tierra” (p.1).

Según RNE (2014) “las lagunas de estabilización son estanques diseñados para el tratamiento de aguas residuales mediante procesos biológicos naturales de interacción de la biomasa (algas, bacterias, protozoarios, etc.) y la materia orgánica contenida en el agua residual” (p. 200) y es recomendable su utilización cuando:

- La biomasa de las algas y los nutrientes que se descargan con el efluente pueden ser asimilados por el cuerpo receptor.
- Se requiere un alto grado de remoción de organismos patógenos.

Cuando se quiera evacuar el efluente a un lago o estanque, se debe contemplar el nivel de eutrofización que puede causarse antes de verlo como alternativa de descarga o realizar un estudio sobre las necesidades de un pos-tratamiento.

Las lagunas de estabilización se definen como un cuerpo de agua lenticó, construido por el hombre y destinado a almacenar y tratar residuos líquidos de naturaleza orgánica (agua residual cruda y sedimento), descargas industriales orgánicas y oxidables o aguas residuales oxidadas. El tratamiento de las aguas residuales se realiza a través de un proceso natural llamado auto purificación o estabilización en condiciones parcialmente controladas, transformando mezclas orgánicas putrescibles en mezclas minerales u orgánicas más estables a través de organismos vivos (bacterias, algas, macro - invertebrados, protozoos).

Una laguna de estabilización es una estructura artificial sencilla abierta al sol y al aire, donde son almacenados las aguas residuales para dar inicio el proceso de autodepuración o estabilización natural del material orgánico. La autodepuración en el



agua se realiza por organismos aerobios cuando presente el oxígeno disuelto y por organismos anaerobios cuando no se tiene la presencia del oxígeno disuelto en el agua, este proceso se lleva a cabo en la mayoría de las aguas que contienen materia orgánica biodegradable elevada.

Según Silva (2004) los factores que intervienen en el proceso de las lagunas de estabilización son:

- **Físicos:** Temperatura, insolación, infiltración y evaporación, precipitación pluvial y vientos.
- **Químicos:** Demanda bioquímica de oxígeno, pH, nutrientes, contaminantes resistentes.
- **Biológicos:** Algas y bacterias.

Las lagunas de estabilización son las más sencillas de diseñar, construir, operar y mantener que cualquier otro sistema de tratamiento, estas lagunas de estabilización son depósitos artificiales poco profundas (1 a 4 m) que incluyen una o varias series de lagunas aerobias, facultativas y de maduración con períodos de retención relativamente considerables de uno a cuarenta días.

El objetivo de las lagunas de estabilización en el tratamiento de las aguas residuales es:

- Protección epidemiológica, mediante la reducción de los organismos patógenos presentes en el agua residual, evitando así su transmisión.
- Protección ecológica, al eliminar la carga orgánica (DBO) de las aguas residuales, la proporción del oxígeno disuelto en los cuerpos receptores se encuentra menos expuesto, siendo favorables para la reutilización.
- Reutilización directa del agua servida tratada sin riegos en la agricultura, piscicultura, etc.



## a) Clasificación de las lagunas

Se clasifican de acuerdo a sus características como:

### a.1) Según su funcionamiento:

**a.1.1) Lagunas Aeróbicas:** Bajo esta denominación se incluyen aquellas lagunas cuya descomposición de la materia orgánica se desarrolla en una masa líquida que incluye oxígeno disuelto. El oxígeno disuelto se transfiere al líquido por medio de algas fotosintéticas y la interacción del aire con la superficie del agua. Los principales microorganismos que intervienen en la descomposición de la materia orgánica son las bacterias aerobias y facultativas, originando compuestos inorgánicos que son fuente de nutrientes de las algas. Las algas mediante el proceso de fotosíntesis generan gran cantidad de oxígeno disuelto produciéndose así una simbiosis entre bacteria y alga.

Debido a que la luz solar es esencial para la producción de oxígeno disuelto mediante algas, la profundidad de estas lagunas está condicionado a la profundidad de alcance de la luz solar, que normalmente es menor de 0.50 m.

“Son lagunas poco profundas de 1 a 1.5 m de fondo con tiempos de retención elevada de 20-30 días” (Romero, 1999).

Las lagunas aerobias se clasifican según el método de aireación utilizado que puede ser natural o mecánico.

- **Lagunas aerobias:** en este tipo de lagunas el oxígeno suministrado se brinda a mediante la interface aire-agua y básicamente por la actividad fotosintética de las algas por lo que la aireación es natural.

- **Lagunas aireadas:** en este tipo de lagunas la cantidad de oxígeno dotada por medios naturales no es suficiente para la oxidación de la materia orgánica, requiriéndose añadir por medios mecánicos una cantidad adicional de oxígeno.

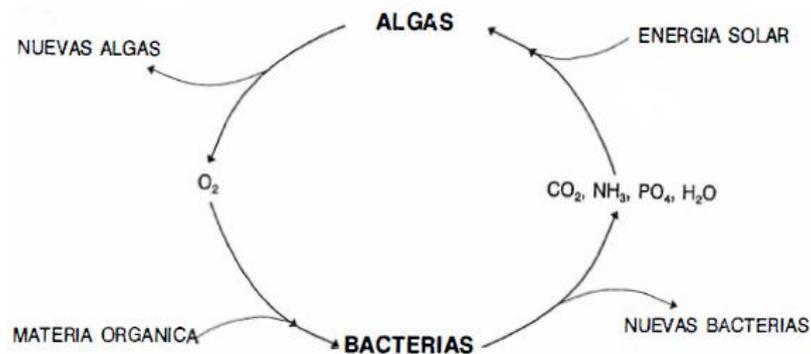


Figura 17: Ciclo de la simbiosis entre algas y bacterias

Fuente: Romero, 2010

**a.1.2) Lagunas Facultativas:** una laguna facultativa también denominada fotosintética o lagunas de oxidación, consigue la estabilización del agua residual por medio de microorganismos (anaerobios, aerobios, facultativos) y posee tres zonas:

- **Zona superior o aerobia:** se establecen condiciones aerobias por la presencia del oxígeno disuelto, es decir que el oxígeno disuelto se suministra por medio de las algas en presencia de la luz solar mediante la fotosíntesis o por un proceso de reaireación.
- **Zona intermedia o facultativa:** es donde las bacterias aerobias, anaerobias y facultativas (las bacterias facultativas viven en condiciones anaerobias como aerobias y son las más abundantes) llevan a cabo la descomposición de la materia orgánica (DBO).
- **Zona inferior o anaerobia:** es el fondo del estanque donde se acumulan los sólidos sedimentables y son descompuestos anaerobicamente.

“El tiempo de retención hidráulica (t) varía de 5 a 30 días y la profundidad de 1.50 a 2.00 m, dependiendo de la ubicación geográfica, clima y del volumen requerido para almacenar el lodo sedimentado. Se recomienda mantener un bordo libre de 0.50 a 0.80 m para minimizar los efectos del viento y el oleaje así como absorber temporalmente sobrecargas hidráulicas” (CONAGUA, 2015, p. 52).

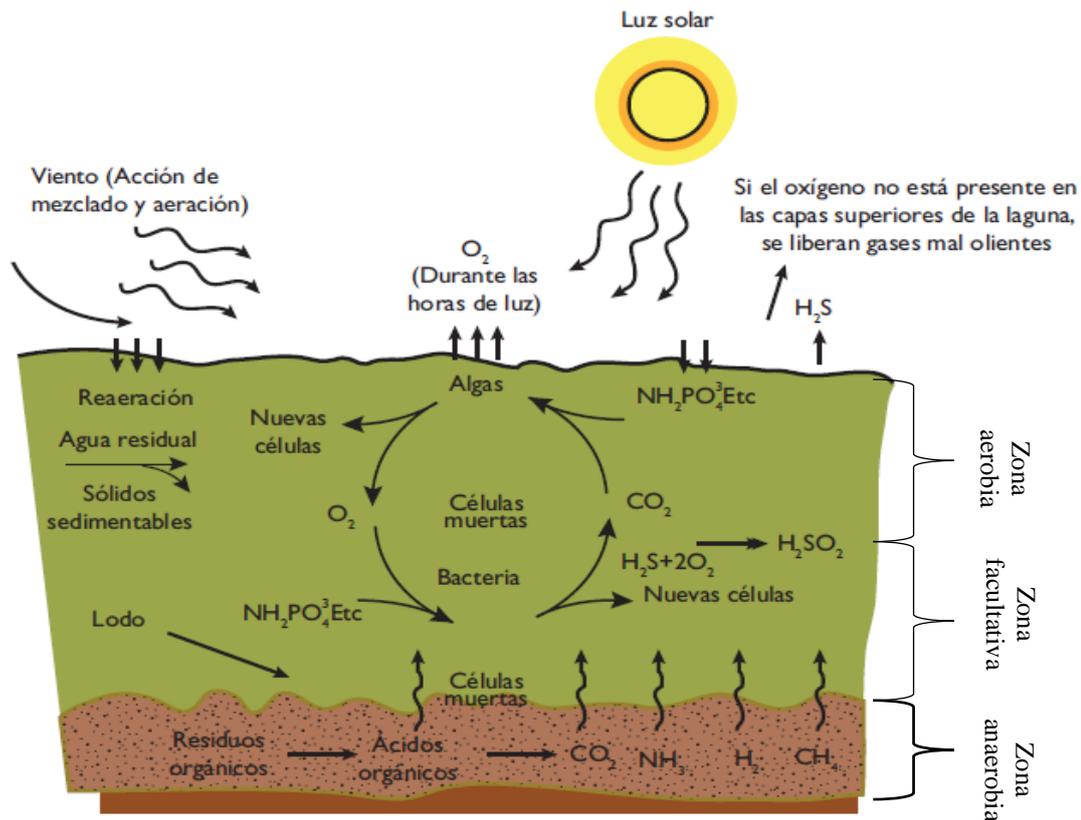


Figura 18: Proceso de Lagunas Facultativas

Fuente: Cortes et. al. 2017

**a.1.3) Lagunas anaeróbicas:** Las lagunas anaerobias tienen la capacidad de recibir altas cargas orgánicas y no cuentan con zonas aerobias, es decir, el tratamiento se lleva por medio de bacterias anaerobias. La digestión de la materia orgánica en condiciones anaeróbicas es lenta, debido a la baja velocidad de reproducción que



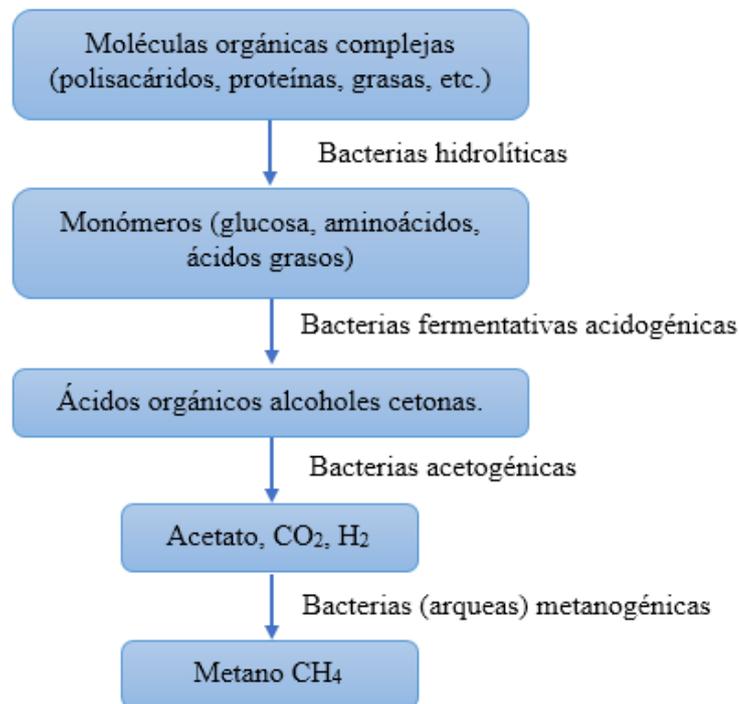
presentan las bacterias anaerobias. La temperatura del medio tiene una gran influencia en las tasas de reproducción de la biomasa y la conversión del sustrato.

Las lagunas anaerobias son usualmente profundas del orden de 3.00 m a 5.00 m. la profundidad es importante en el sentido de reducir la posibilidad de penetración del oxígeno producido en la superficie. Como las lagunas son de gran profundidad no requieren de grandes áreas.

“Las lagunas anaerobias no requieren equipamiento especial y tienen un consumo despreciable de energía. La eficiencia de remoción del DBO es usualmente del orden de 50% a 70% por lo que es necesario una unidad de tratamiento posterior” (Sperling, 1993 p. 61).

La estabilización en lagunas anaerobias se lleva a cabo mediante las siguientes etapas.

- **Hidrólisis:** los compuestos orgánicos complejos e insolubles son transformados en compuestos más sencillos y solubles.
- **Formación de ácidos:** los compuestos orgánicos simples generados en la etapa anterior son fuente de alimento de las bacterias generadoras de ácidos, transformándolos en ácidos orgánicos volátiles.
- **Formación de metano:** una nueva categoría de bacterias transforma los ácidos orgánicos de la fase anterior en metano y dióxido de carbono.



*Figura 19:* Proceso de Lagunas Anaerobias

Fuente: Romero, 2005.

**a.2) De acuerdo a su posición física en el sistema lagunar son:**

**a.2.1) Primarias:** Recepcionan el agua residual cruda de un tratamiento preliminar y pueden ser lagunas facultativas o anaerobias.

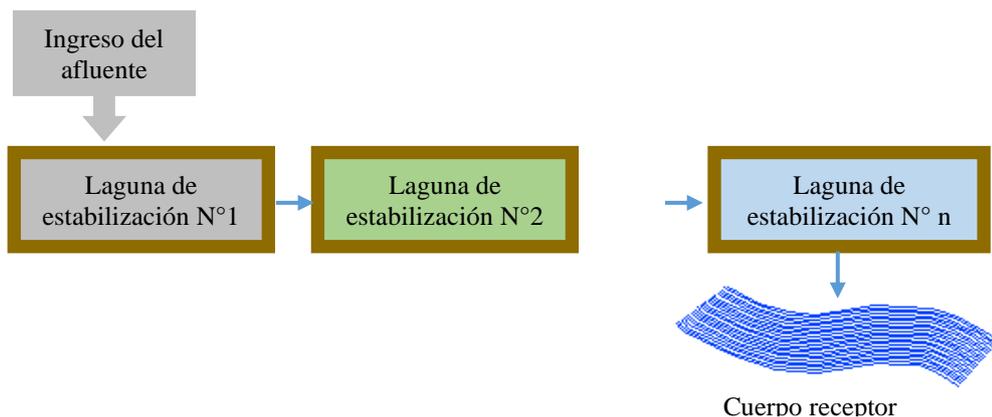
**a.2.2) Secundarias:** Reciben el agua residual luego del proceso de sedimentación (efluente de lagunas facultativas o anaerobias, donde además de la sedimentación se producen complejos procesos de digestión del lodo resultante) o cualquier otro proceso de tratamiento.

**a.2.3) Terciarias:** “Estas lagunas se utilizan cuando se pretende disminuir la concentración de coliformes fecales y son la última etapa del tratamiento con sistemas lagunares” (CONAGUA/IMTA, 2007a; 2007b).

**a.3) De acuerdo a sus conexiones:**

Las aguas residuales pueden ser tratadas en una o más lagunas, cada laguna se denomina célula y el grupo sistema de lagunas. Se ha demostrado que la disposición de las lagunas sea en serie o en paralelo traen más beneficios en la eficiencia del tratamiento.

**a.3.1) En serie:** son un grupo de lagunas que se suceden unas a otras y que están interconectadas secuencialmente entre sí. En esta clase de combinación el agua residual fluye de una laguna a otra de forma secuencial. La primera laguna recibe el agua residual cruda y se denomina laguna primaria, la segunda laguna recibe el agua residual tratada por la primera y se denomina laguna secundaria y así sucesivamente. Se observa comúnmente que el efluente de una serie de lagunas es de mejor calidad que el de una sola laguna del mismo tamaño, pues mejora la calidad bacteriológica del agua residual, también reduce el cortocircuito y se obtiene mayor economía del área. Por otro lado, una de las principales desventajas de la operación en serie es la gran carga puesta en la primera laguna llegando a convertirse en anaerobia generando malos olores y requieren extensiones de terreno grandes.



*Figura 20:* Lagunas de estabilización en serie

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

**a.3.2) En paralelo:** Son dos o más lagunas que se conectan por separado a uno principal. El uso de estas lagunas no mejora la calidad del efluente, pero si ofrece ventajas de construcción y operación, una de las ventajas, es que las lagunas primarias pueden soportar cargas más pesadas sin convertirse en anaeróbicas y para la limpieza o mantenimiento puede cerrarse una de ellas desviando el flujo a la otra laguna., además de ello estas lagunas, tienen la capacidad de recibir simultáneamente las aguas residuales crudas o parcialmente tratadas, proporcionándose una mejor distribución de solidos sedimentables.

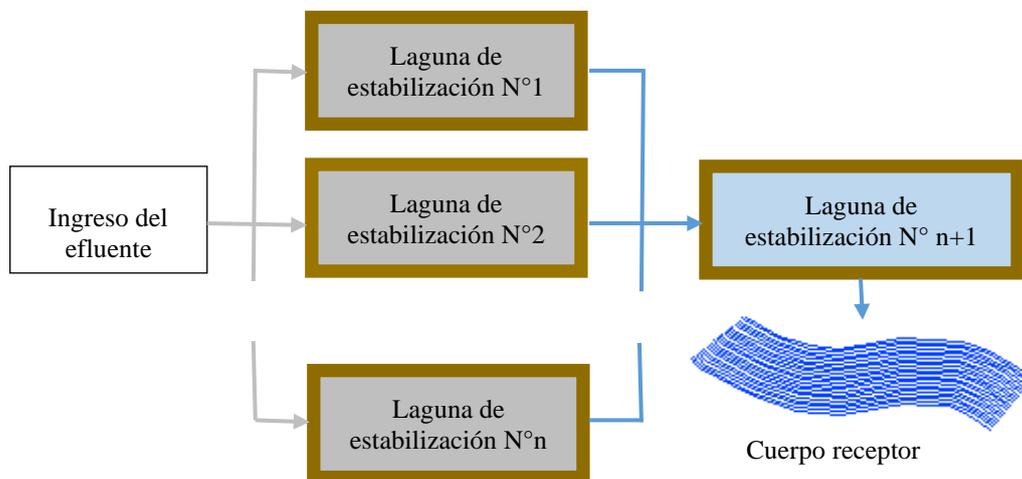


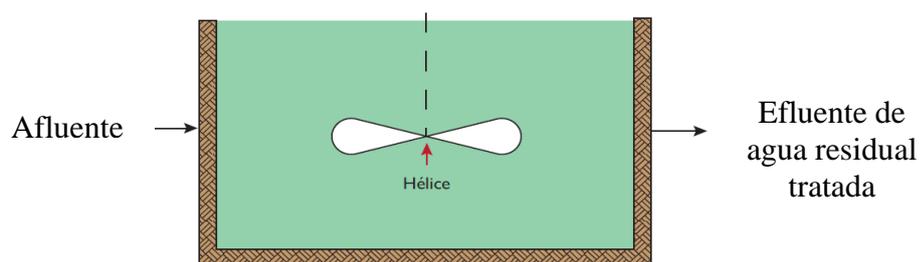
Figura 21: Lagunas de estabilización en paralelo

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

## b) Características del Flujo Hidráulico en Lagunas de Estabilización

**b.1) Flujo de Mezcla Completa:** en estos sistemas el agua que ingresa es dispersada inmediatamente y sus propiedades son iguales en cualquier punto de la laguna, esta particularidad hace que las tasas de reacción sean constantes, es decir que la demanda de oxígeno y la eliminación de solidos es la misma en cualquier punto de la laguna. En este tipo de mezcla el consumo de oxígeno por parte de los microorganismos es constante y las cargas de choque son amortiguadas fácilmente sin afectar gravemente

a la población de organismos. La gran parte de las lagunas de estabilización no logran alcanzar la condición de mezcla completa. El transporte hidráulico en lagunas se puede aproximar mediante este modelo, pero debe cumplirse la condición de que el volumen de la zona activa es casi la mitad del volumen de la laguna. La mezcla se produce cuando las lagunas están expuestas a buenos vientos y sin estratificación térmica. Generalmente este tipo de lagunas presenta zonas muertas o cortocircuitos (Cruz, Alayón, Monsegny, 2000, p. 2).



*Figura 22: Modelo de Mezcla Completa*

Fuente: Cortes et. al., 2017

**b.2) Flujo de Pistón:** en este tipo de sistemas la masa de agua que ingresa a la laguna se descarga en el mismo orden de ingreso esto debido a que la masa de agua en su desplazamiento a través de la laguna se extiende en una misma capa, pero en las capas anteriores ni posteriores. Cada elemento del agua residual seguirá un patrón de eliminación de nutrientes, con una tasa de remoción inicial rápida que se relentiza a medida que el agua avanza por la laguna. La demanda de oxígeno es elevada al inicio por la concentración de nutrientes al ingreso de la laguna. La dificultad que presenta este tipo de flujo es que la población de los microorganismos puede verse afectada cuando las cargas orgánicas varían a causa de algún vertimiento de choque. Todos los contaminantes presentes en el agua residual están expuestos al mismo tiempo de

retención. El flujo pistón se lleva a cabo en lagunas alargadas donde la relación largo ancho es mayor o igual a 3 ( $L/B \geq 3$ ) (Guevara, 1996, p. 6).

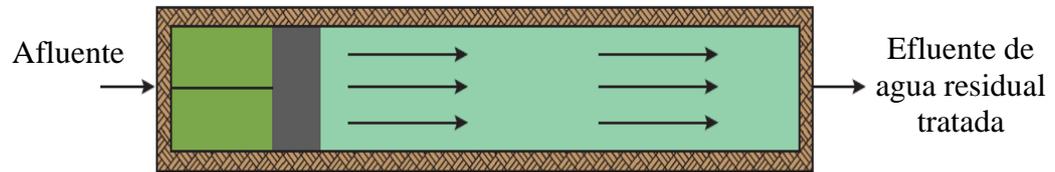


Figura 23: Modelo del Flujo Pistón

Fuente: Cortes et. al., 2017.

**b.3) Flujo Arbitrario o Disperso:** El flujo arbitrario se define como la transición entre el flujo de pistón y el de mezcla completa, cada elemento del caudal tiene un tiempo de retención diferente para cada periodo de tiempo y está determinado por las cualidades geométricas de la laguna como ancho de la laguna, ubicación de las estructuras de entrada, salida, longitud de recorrido, y profundidad. También tienen incidencia las condiciones ambientales propias del lugar donde se encuentra la laguna, como el viento, la temperatura y otros como la aparición de cortocircuitos, zonas muertas, dispersión causada por turbulencia y mezcla local (Cruz, et. al., 2000, p. 14).

Según Guevara (1996) “la dispersión se encuentra entre 0.2 y 1, la relación geométrica largo – ancho en estas lagunas es de 1 a 3” (p. 6).

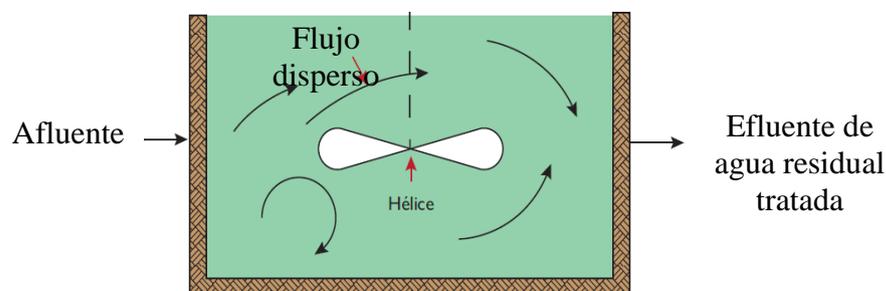


Figura 24: Modelo del Flujo Disperso

Fuente: Cortes et. al. 2017.



## **c) Ventajas y desventajas de las lagunas de estabilización**

### **c.1) Ventajas**

- Utilizados para tratar vertidos industriales fácilmente biodegradables (mataderos, lecherías, industria de frutas, etc.).
- Alta eficiencia
- Costo inicial bajo.
- Bajos costos de operación y mantenimiento.
- Buena capacidad para recibir sobrecargas.
- Simplicidad en la construcción y operación.
- Simplicidad de operación, por lo que no requiere personal calificado.
- No requiere equipo mecánico para la producción de oxígeno, pues el sistema lo produce de forma natural.
- Pueden retener grandes cantidades de agua residual y soportan sobrecargas hidráulicas en comparación a otros sistemas de tratamiento.

### **c.3) Desventajas**

- Necesita grandes áreas para su construcción (factor importante cuando el costo del terreno es alto y/o la disponibilidad de espacio para construcción es limitada).
- Suele ocasionar problemas de olores (generalmente las lagunas anaerobias).
- Puede producir vectores.
- En temporadas de frío se reduce su eficiencia.

## **d) Remoción de patógenos y parámetros convencionales**

En las aguas residuales domesticas pueden encontrarse todas las formas de microorganismos patógenos e incluyen: virus, bacterias, helmintos y protozoarios. Algunos de estos microorganismos son descargados al ambiente por portadores. Aunque los microorganismos que causan algunas enfermedades severas rara vez están presentes, por seguridad se supone que están presentes en cantidades significativas y que representan un peligro para la salud. Por fortuna solo unos pocos microorganismos patógenos sobreviven al tratamiento.

Las lagunas de estabilización son uno de los tratamientos naturales más eficientes en la remoción de patógenos (bacterias y protozoarios que pueden causar enfermedades en el ser humano) debido a la prolongada permanencia de los organismos en el interior del reactor, lo que favorece la muerte natural y la remoción de los huevos helmintos (gusanos que se desarrollan en los intestinos) se realiza generalmente por sedimentación, por lo que no es necesario adicionar cloro al efluente para su desinfección, lo que las hace más atractivas por la reducción de costos. En relación con este aspecto, ninguno de los procesos de tratamiento conocidos puede competir con la laguna (Correa, 2008 pág. 28).



*Figura 25: Lagunas de estabilización del Distrito de Samán*

Fuente: SIGAR, 2014



### 2.3.8.3.2. Lodos activados

“El proceso de lodos activados fue desarrollado en Inglaterra en 1914 por Ardem y Lockett, y su nombre proviene de la producción de una masa activada de microorganismos capaz de estabilizar un residuo por vía aeróbica” (Metcalf & Eddy, 1995, p. 436).

En general, el proceso de lodos activados (fangos activados) es un tratamiento biológico en el que una mezcla de agua residual y lodo de microorganismos (lodo residual) se somete a aireación, con la finalidad de suspender la materia orgánica y transferir oxígeno a las bacterias que la degradan. Las bacterias aeróbicas, que se encuentran en este medio rico en nutrientes se desarrollan aceleradamente y conforman una masa dinámica llamada “lodos activados”, estos de depuran y reducen la carga orgánica de manera eficiente del agua residual. Este proceso se realiza en un tanque denominado aereador luego los flóculos biológicos que se forman se sedimentan en un tanque de sedimentación secundario donde permanece en reposo favoreciendo la sedimentación del lodo activado en el fondo del estanque del cual se recircula nuevamente al tanque aereador o de aeración. Una parte del lodo sedimentado se recircula para mantener la concentración en el reactor, mientras que la otra parte se purga del sistema para su estabilización y posterior deshidratación.

El paso de burbujas de aire a través de las aguas residuales coagula los coloides, las grasas, satisface parte de la DBO y reduce en cierta medida el nitrógeno amoniacal. Para mantener las condiciones aeróbicas y los lodos activados en suspensión, es necesario un suministro oportuno y continuo de oxígeno.

El ambiente aerobio en el reactor se consigue por medios mecánicos (aeradores superficiales, sopladores, etc.) que tienen una doble función, producir una mezcla completa y agregar oxígeno al agua a tratar para que se desarrolle el proceso.

Como tratamiento secundario la unidad de lodos activados ha demostrado eficacia en la eliminación de la DBO de hasta el 95%, por lo que el efluente contiene pocos sólidos y puede utilizarse en el riego.

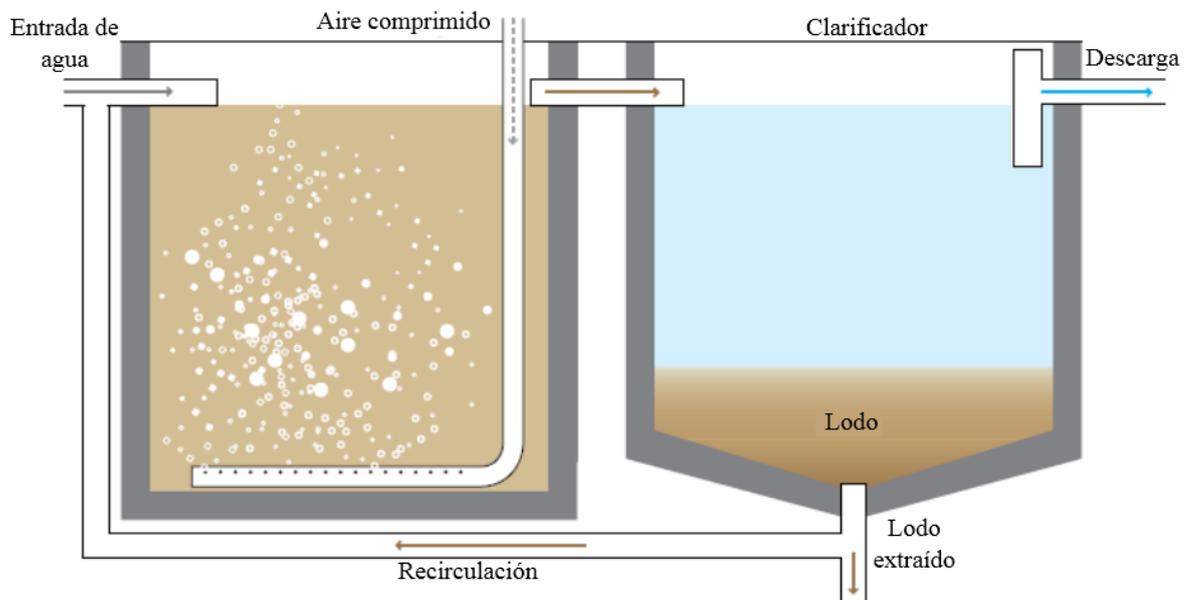


Figura 26: Esquema del proceso de Lodos Activados

Fuente: Tilley et. al., 2014.

## a) Ventajas y desventajas de lodos activados

### a.1) Ventajas

- Se pueden implementar en áreas pequeñas siempre que su mantenimiento y operación sean las más idóneas.
- Es un modelo usual probado y difundido largamente.
- Como tratamiento secundario se ha evidenciado que reduce la DBO hasta en un 95%.



- Por ser un proceso aerobio no produce olores desagradables y es muy apropiado para zonas intraurbanas.

#### **a.2) Desventajas**

- Requiere de una elevada inversión en infraestructura y equipos, lo cual incrementa el costo del tratamiento.
- Exige energía eléctrica para el funcionamiento de los equipos elevando el costo de operación y mantenimiento.
- Para su operación es necesario personal especializado.
- Es susceptible a cambios de caudal, temperatura y carga orgánica.
- Requiere de un procedimiento de desinfección adicional para eliminar organismos patógenos.
- El manejo de lodos debe realizarse permanentemente.

#### **2.3.8.3.3. Filtros percoladores (rociadores)**

Los filtros percoladores, conocidos también como filtros biológicos o biofiltros, son unidades de tratamiento de biomasa adherida, es decir que el agua residual pasa por un medio filtrante donde un grupo de microorganismos y bacterias se desarrollan gradualmente adhiriéndose al medio filtrante, formando una biopelícula bacteriana responsable de degradar biológicamente la materia orgánica (oxidación biológica), reduciéndose la carga contaminante del efluente.

“Los filtros percoladores tienen por objetivo reducir la carga orgánica existente en aguas residuales domésticas o industriales y consiste en un lecho de piedras u otro medio natural o sintético, sobre el cual se aplican las aguas residuales, con el consecuente crecimiento de microorganismos, lamas o películas microbianas sobre el lecho” (Romero 2010, p. 553).

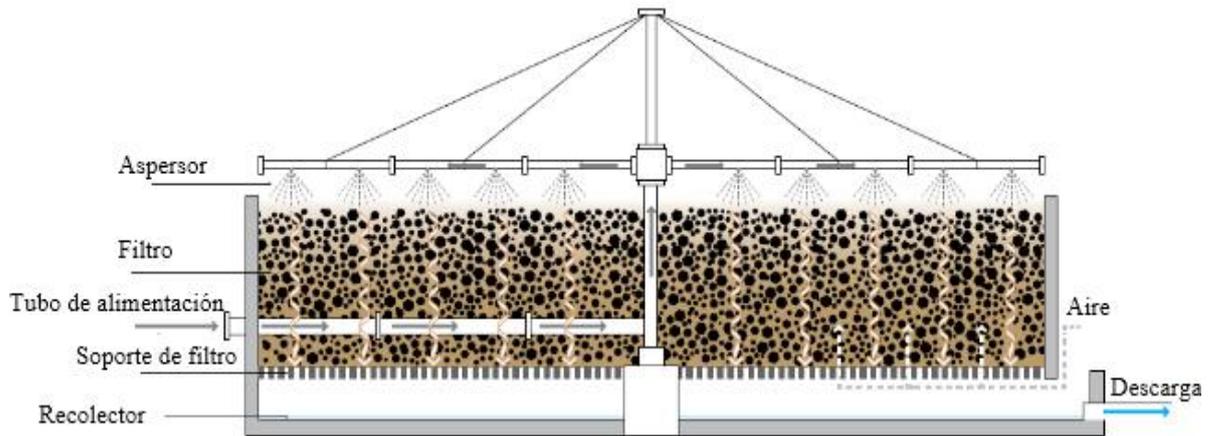


Figura 27: Esquema de un Filtro Percolador

Fuente: Tilley et. al. 2014

Los filtros percoladores comunes llevan como medio filtrante fijo a piedras de tamaño cambiante entre 0.25 y 0.10 m con profundidades variables según el diseño, generalmente entre 1 y 2.5 m, en promedio 1.8 m. El filtro es usualmente circular y el agua residual es distribuida por brazos giratorios con perforaciones, también se pueden usar filtros percoladores rectangulares donde el AR circula mediante tuberías perforadas fijas. Cada uno de estos filtros tienen un sistema de drenaje en la parte inferior con la finalidad de recoger el AR tratada y solidos biológicos. El sistema de drenaje es importante como unidad de recolección y como estructura porosa por donde circula el aire. Los organismos biológicos presentes en el filtro son esencialmente protistas: bacterias aerobias (parte superior), facultativas (parte intermedia) y anaerobias (parte inferior), hongos, algas y protozoos

#### a) Tipos de filtros percoladores

La clasificación de los filtros percoladores se realiza en función de las cargas orgánicas e hidráulicas. La carga hidráulica viene a ser la cantidad total del líquido, en el que va incluido la recirculación por unidad de tiempo y por unidad de área superficial del

filtro ( $\text{m}^3/\text{d} \cdot \text{m}^2$ ). La carga orgánica se expresa como la relación de la carga de DBO por unidad de tiempo y por unidad de volumen del filtro ( $\text{kg DBO}/\text{d} \cdot \text{m}^3$ ), pero no se incluye la carga orgánica recirculada. Los principales parámetros usados para la clasificación de los filtros percoladores se muestran en la Tabla 6.

Tabla 6: *Características principales de los filtros percoladores*

Características	Tasa			Torres biológicas	Desbaste
	Baja o estándar	Intermedia	Alta		
Carga hidráulica					
$\text{M}^3/\text{m}^2 \cdot \text{d}$	1 – 4	4 – 9*	9 – 37*		
$\text{M}^3/\text{m}^3 \cdot \text{d}$	0,5 – 2,5	-	-	14 – 240*	57 – 171*
Carga orgánica					
$\text{Kg DBO}/\text{m}^3 \cdot \text{d}$	0,08 – 0,32	0,24 – 0,48+	0,32 – 1,8+	$\leq 4,8+$	$>2+$
Profundidad, m	1,5 – 3,0	1,0 – 2,5	0,9 – 2,5	$\leq 12$	0,9 - 6
Medio	Piedra, escoria	Piedra, escoria	Piedra, escoria, sintético	Sintético	Piedra o sintético
Dosificación	Intermitente	Continua	Continua	Continua	Continua
Moscas de filtros	Muchas	Pocas	Pocas	Pocas	Pocas
Calidad del efluente	Nitrificado	Nitrificación parcial	No nitrificado	Nitrificación baja	No nitrificado
% de remoción de DBO	80 - 85	50 - 70	40 - 80	65 - 85	40 - 85

\*Incluye recirculación.

+Excluye recirculación.

Con cargas menores de  $0,08 \text{ kg DBO}/\text{m}^3\text{d}$  y  $T > 20^\circ\text{C}$  se puede lograr una nitrificación  $>80\%$ .

Con cargas menores de  $0,1 \text{ kg DBO}/\text{m}^3\text{d}$  se logran efluentes con  $\text{DBO} < 20 \text{ mg/L}$  y  $\text{SS} < 30 \text{ mg/L}$ .

## b) Forma de operación

- El agua residual proveniente del tratamiento primario, ingresa al filtro percolador por la parte superior.



- Un brazo gira sobre su propio eje rociando el agua sobre la superficie del filtro. La velocidad del brazo rotatorio es constante de modo el agua bañe toda el área superficial del filtro.
- El brazo rotatorio se encuentra a 0.30 m de la superficie del medio filtrante y al caer el agua permite la oxigenación de sus moléculas, creando una aireación artificial que favorece al proceso del tratamiento biológico.
- La materia orgánica presente en el agua residual es degradada por bacterias presentes en el lecho filtrante.
- El agua se recolecta mediante un canal de drenaje instalado en el fondo y se deriva a una unidad de sedimentación secundaria.

### **c) Ventajas y desventajas de los percoladores**

#### **c.1) Ventajas**

- Se desempeña con una gama de proporciones de carga hidráulica y orgánica.
- Proporciona una nitrificación eficiente (oxidación de amonio).
- Requiere de áreas pequeñas de terreno en comparación con los humedales artificiales.

#### **c.2) Desventajas**

- Requiere una inversión elevada.
- Se necesita experiencia para su diseño y construcción, sobre todo para el sistema de dosificación.
- Es necesario personal calificado para su operación y mantenimiento.
- Los malos olores y las moscas suelen ser un problema.
- Presenta riesgos de obstrucción que depende del pretratamiento y el tratamiento primario.



- Requiere de un flujo constante de agua.
- Sólo trata desagüe doméstico.
- Requiere que la temperatura externa no sea menor a 10°C.
- Tiene un desempeño adecuado hasta altitudes máximas 1,500 msnm.

#### **2.3.8.3.4. Sistemas rotatorios de contacto**

Los reactores biológicos rotatorios de contacto, conocidos también como biodiscos, son módulos cilíndricos que rotan lentamente (2 a 5 rpm) alrededor de su propio eje y que están sumergidos hasta un 40% de su diámetro, lo que permite que la biopelícula bacteriana adherida en los discos entre en contacto directo con la materia orgánica y el aire. Al estar expuesto al aire se produce transferencia de oxígeno y la biomasa se mantiene satisfactoriamente en condiciones aeróbicas, resultando productos como: agua, bióxido de carbono y más microorganismos. Al pasar los discos por el agua se originan fuerzas cortantes por la rotación de estos, lo que causa el desprendimiento de la biopelícula en exceso. Luego el agua tratada se conduce a un sedimentador secundario para la separación de la biopelícula bacteriana desprendida de los discos, que viene a ser el lodo de purga del sistema y debe ser tratado para su disposición final. El tratamiento no requiere recirculación y los costos de operación son reducidos.

En la instalación de los discos biológicos se recomienda realizar arreglos de dos o tres tanques en serie, lo que conduce a altas eficiencias de remoción de materia orgánica y de nitrificación. Las eficiencias alcanzadas por este tratamiento son del 90 al 95% en la remoción de la DBO<sub>5</sub> del agua residual doméstica. Los biodiscos tienen la capacidad de adaptarse mejor que otros a climas fríos, ya que funcionan protegidos por una cubierta.

“Cuando el agua de desecho es tratada entre 12 y 32°C, la operación se lleva a cabo en forma satisfactoria. Si la temperatura del proceso es menor de 12°C, la eficiencia

del tratamiento decrecerá significativamente. A más de 32°C, la población bacteriana cambia de mesófila a termófila, y este último tipo de bacterias es menos eficiente en la eliminación de contaminantes” (Autotrol, 1978 citado en Noyola, 2013).

Sin embargo, “el punto débil del sistema se encuentra en el proceso mecánico, ya que el sistema se encuentra soportado en un eje metálico que descansa en rodamientos (chumaceras), elementos que pueden fallar durante la operación debido a desalineamiento o por mala lubricación” (Noyola, Morgan, Guereca 2013, p. 22).

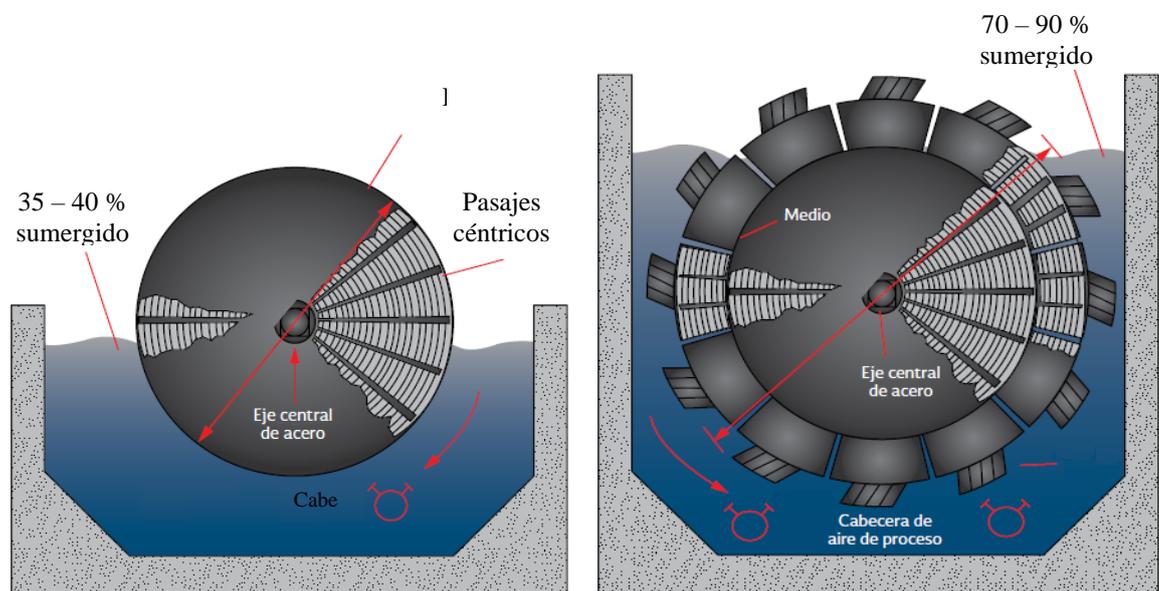


Figura 28: Esquema de sistemas rotatorios de contacto

Fuente: CONAGUA, 2015

## a) Ventajas y desventajas de los discos rotatorios

### a.1) Ventajas

- No requiere equipos complejos
- Alta eficiencia de remoción de carbono y nitrógeno.
- Periodos de retención cortos.



- Consumo energético bajo, costos de operación y mantenimiento reducidos.
- Lodos de buena sedimentabilidad.
- Generalmente no hay recirculación de efluente ni de lodos.
- Construcción modular.

#### a.2) Desventajas

- Fallas en sus elementos como los discos, ejes y motores.
- Derrame de lubricantes.
- Criterios de diseño no estandarizados.

#### 2.3.8.4. Tecnologías para el tratamiento Terciario o Avanzado.

Se emplean para disminuir el número de organismos vivos a valores permisibles para reutilizar el agua en riego o para alcanzar valores de concentración dictados por la normativa para su vertimiento a los cuerpos de agua, además, ayuda a reducir la carga de nutrientes que causan de la eutrofización de los cuerpos de agua. El RNE (2014) indica que los métodos empleados para el tratamiento terciario son (p. 211):

- “Ósmosis Inversa”
- “Electrodialisis”
- “Destilación”
- “Coagulación”
- “Adsorción”
- “Remoción por espuma”
- “Filtración”
- “Extracción por solvente”
- “Intercambio iónico”
- “Oxidación química”
- “Precipitación”
- “Nitrificación – Desnitrificación”

#### 2.3.8.4.1. Humedales

Son zonas inundadas por aguas superficiales o subterráneas, con una frecuencia, duración y profundidad suficientes que permiten el crecimiento de especies de plantas adaptadas a crecer en suelos saturados y tienen un gran valor ecológico porque permiten



la presencia de una gran variedad de especies entre ellas microorganismos potenciales de filtración (Sanabria, A. p 86.).

Los humedales son sistemas de tratamiento natural que actúan como filtradores naturales del agua mediante la intervención primordial de los micro organismos, animales y plantas hidrofitas, eliminado así grandes cantidades de materia orgánica, solidos, nitrógeno y fosforo mejorando considerablemente la calidad del agua tratada.

#### **a) Humedales artificiales**

Los Humedales Artificiales se consideran como una tecnología totalmente alineada con la sostenibilidad ambiental y “son concebidos como sistemas de depuración de aguas residuales en los que se incorporan elementos de ingeniería, diseñados, construidos y operados con propósitos específicos para una calidad de agua esperada, en función de requerimientos normativos” (CONAGUA, 2015, p.2).

Los Humedales artificiales aprovechan la capacidad de depuración que tienen las plantas macrofitas por lo que se denominan fitodepuradores. La depuración ocurre al hacer circular el flujo a través de estas zonas húmedas artificiales. La tecnología de Humedales Artificiales opera como un complejo microecosistema conformado por elementos como: el agua a tratar, sustrato y plantas emergentes acuáticas (macrofitas).

#### **b) Elementos presentes en un humedal**

- **Agua a tratar:** Es la que circula a través del sustrato filtrante o vegetación.
- **Sustrato:** “Sirve de soporte a la vegetación y permite la fijación de la biopelícula bacteriana que participa en la mayoría de los procesos de remoción de los contaminantes presentes en el agua a tratar.”
- **Plantas emergentes acuáticas (macrofitas):** Ofrecen la superficie para la formación de biopelículas bacterianas, facilitan la filtración y la adsorción de los



componentes del agua residual, ayudan a la oxigenación del sustrato, eliminan nutrientes y controlan el crecimiento de algas, al limitar la penetración de la luz solar.

En la actualidad, “se ha demostrado que la utilización de humedales puede llegar a ser muy eficiente, ya que son capaces de reducir de modo importante los sólidos en suspensión (SS), la demanda biológica de oxígeno (DBO), la demanda química de oxígeno (DQO), nitrógeno (N), fósforo (P), coliformes fecales, metales pesados y patógenos” (Sánchez, 2013, p.28).

### **c) Clasificación de humedales artificiales**

Se clasifican en humedales de flujo subsuperficial (HFSS) y humedales de flujo superficial (HFS).

#### **c.1) Humedales de flujo subsuperficial (HFSS)**

En los sistemas de flujo subsuperficial la circulación del agua se desarrolla por un estrato poroso de grava gruesa sin espejo de agua, es decir, que el agua fluye debajo de la superficie del estrato poroso de grava, con una profundidad que depende de la longitud que puedan alcanzar las raíces de las plantas. La vegetación se planta en este medio granular y el agua proporciona nutrientes a las plantas emergentes. Las ventajas de un sistema de flujo subsuperficial son la prevención de mosquitos y olores. Como desventaja, requiere una inversión elevada por el medio de depuración (grava) y se tiene el riesgo de taponamiento.

Para la instalación de este sistema es necesario:

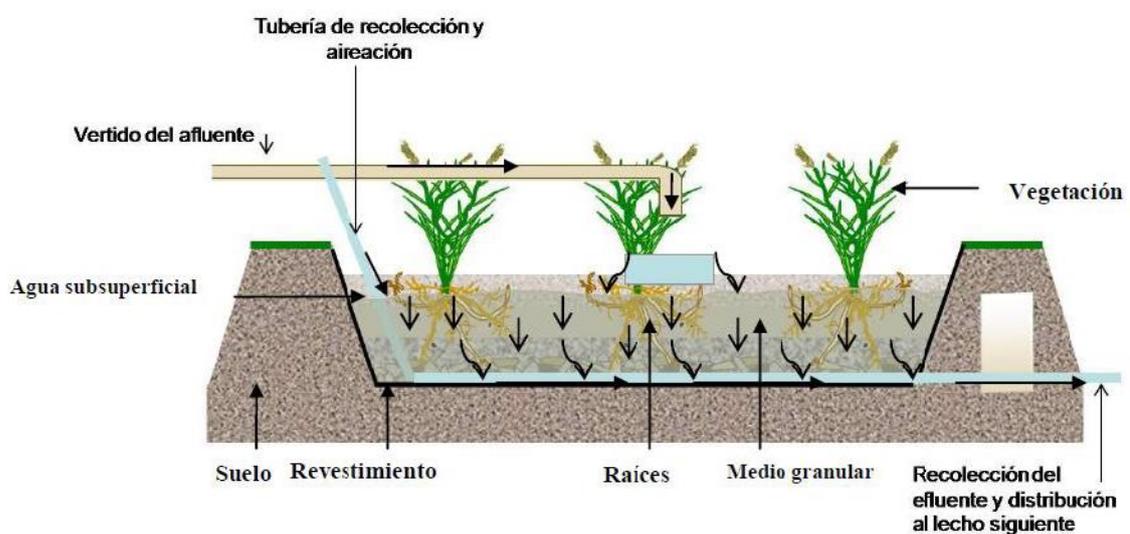
- Suelos arcillosos relativamente impermeables
- Rango de profundidad del lecho entre 0.5 a 0.9 m

- Pendiente del terreno menores al 5%.
- Área requerida por el tratamiento: 1,5 - 7 m<sup>2</sup>/hab.
- El nivel freático no es un limitante.

En función de su configuración hidráulica el humedal subsuperficial se puede clasificar en: humedal de flujo vertical y humedal de flujo horizontal.

### c.1.1) Humedal de flujo vertical:

En los humedales de flujo vertical el agua a tratar se infiltra verticalmente a través de un estrato inerte (arenas, gravas) y se recolecta por medio de un sistema de drenaje que se encuentra instalado en el fondo del humedal, como se ve en la *Figura 29*. El suministro del agua se efectúa en forma intermitente para estimular y preservar al máximo las condiciones aeróbicas.



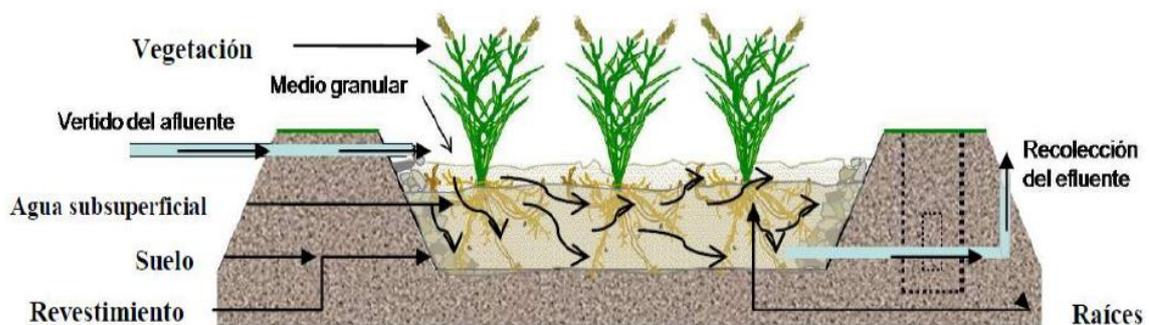
*Figura 29:* Humedal subsuperficial de flujo vertical

Fuente: García Serrano & Corzo Hernández, 2008

### c.1.2) Humedal de flujo horizontal:

El afluente ingresa al humedal por todo su ancho y fluye horizontalmente por gravedad (debido a la pendiente de la base) entrando en contacto con el estrato o medio de soporte de unos 0.3 a 0.6 m de espesor y también con los rizomas de las plantas y microorganismos, ver *Figura 30*.

“Los Humedales de Flujo Subsuperficial bien diseñados son muy eficientes para eliminar sólidos en suspensión y cuyos porcentajes de eliminación se encuentran entre el 85% al 95%” (Delgadillo, Camacho, Pérez y Andrade, 2010).



*Figura 30:* Humedal subsuperficial de flujo horizontal

Fuente: García Serrano & Corzo Hernández, 2008

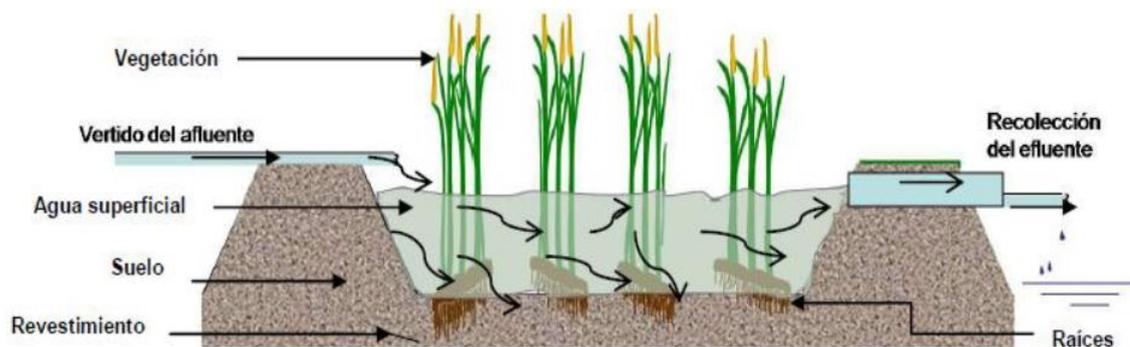
### c.2) Humedales de flujo superficial (HFS)

Sánchez (2013) menciona que, “en este tipo de humedales el agua fluye sobre la superficie del sustrato desde el ingreso hasta la salida del flujo de agua y la vegetación se desarrolla en condiciones de inundación total o parcial desarrollándose un proceso de carácter aeróbico” (p.49).

Según CONAGUA (2015) “los humedales superficiales son una modificación al sistema de lagunas convencionales en el que el agua circula

preferentemente a través de los tallos de las plantas y está directamente expuesta a la atmosfera. Este tipo de humedales tienen una profundidad no mayor a 0.60 m y requieren más área que los humedales de tipo sub-superficial” (p.2).

Es necesario tener una población densa de macrofitas (vegetación acuática) en toda la superficie del humedal para el proceso de depuración que se realiza mediante el tránsito del agua a través de los tallos y raíces de la vegetación emergente cultivada para lo cual es necesario que el humedal sea de poca profundidad. Los tallos, raíces y hojas caídas cumplen la función de soporte para la fijación de la película bacteriana encargada de los procesos de biodegradación, por otro lado, las hojas que reposan en la superficie del agua dan sombra a la masa de agua, impidiendo el crecimiento de microalgas (Sánchez, 2013).



*Figura 31: Humedal de flujo superficial*

Fuente: García Serrano & Corzo Hernández, 2008

“Los sitios con uno a tres por ciento de pendiente son a menudo los más fáciles de trabajar en términos de establecer un perfil hidráulico que fluye por gravedad, sin embargo, se han realizado investigaciones para determinar una inclinación óptima, recomienda una pendiente de 0.5 – 1.0% para un drenaje adecuado en los humedales artificiales” (CONAGUA, 2015, p.23).



Para la instalación de este sistema es necesario:

- Suelos arcillosos de baja permeabilidad.
- Vegetación inundada hasta una profundidad de 10 a 60 cm.
- La vegetación puede ser cañas o juncos.
- Pendiente del terreno < 5 %
- La profundidad del nivel freático no es un limitante.
- Área requerida por el tratamiento: 2,5 a 9 m<sup>2</sup>/hab.

Los humedales superficiales se clasifican de acuerdo al tipo vegetación dominante (macrofita) como sigue:

#### **c.2.1) Humedales de Flujo Superficial dominados por macrófitas emergentes**

Las plantas macrófitas emergentes más utilizadas son las cañas, la enea y juncos. “Las macrófitas que se desarrollan en el humedal deben tener una superficie amplia para la fijación de microorganismos y deben ser capaces de transportar el oxígeno de forma eficiente desde las hojas hasta las raíces creando una zona aerobia en el sustrato que favorece a la nitrificación, la ventaja de este tipo de sistemas es que su costo de construcción y de mantenimiento es reducido.” La desventaja que presenta es la necesidad de un espacio más amplio que otros sistemas para tener la misma eficacia en la reducción de carga contaminante del agua (Sánchez, 2013).

#### **c.2.2) Humedales de Flujo Superficial dominados por macrófitas sumergidas**

Las plantas sumergidas se encuentran suspendidas en la columna de agua o enraizadas en el sedimento. Las partes fotosintéticas de la planta suelen estar en la columna de agua y su aporte de oxígeno al agua durante el día es abundante

por la actividad fotosintética, lo que favorece la mineralización y la nitrificación. El consumo del dióxido de carbono ( $\text{CO}_2$ ) del agua para la realización de la fotosíntesis durante el día hace que el potencial hidrógeno (pH) se eleve en la columna de agua, favoreciendo a la volatilización del amonio.

El uso de las plantas sumergidas para la depuración de aguas, debido a su capacidad de eliminación de contaminantes, es también una opción en teoría válida. Sin embargo, su utilidad se ve limitada debido a su escasa resistencia en aguas en las que se produce el crecimiento simultáneo de algas, viéndose perjudicadas por las condiciones anaeróbicas que se dan en esos casos, hasta el punto de sufrir severos daños o incluso morir (Sánchez, 2013, p.50).

### **c.2.3) Humedales de Flujo Superficial dominados por macrófitas flotantes**

El mejor representante de este tipo de macrofitas es el jacinto de agua (*Eichhornia crassipes*), y es el más estudiado en el proceso de depuración de aguas residuales y remoción de metales pesados. La ventaja primordial del jacinto de agua, es que tiene una sensibilidad relativamente menor a las temperaturas bajas, lo que no quiere decir que al ser expuestos a heladas vayan a sobrevivir (Sánchez, 2013).



*Figura 32: Humedal de flujo superficial*

Fuente: SIGAR, 2014



### **2.3.9. Tecnologías para el tratamiento de lodos**

Las más tecnologías más usadas para la estabilización de los lodos son:

- Digestión aerobia.
- Digestión anaerobia.
- Estabilización con cal.
- Tratamiento térmico.
- Compostaje.

#### **2.3.9.1. Digestión aerobia**

El proceso de digestión aerobia se recomienda para el tratamiento de lodos que provienen de plantas de tratamiento con capacidad relativamente baja. La aplicación de la digestión aerobia tiene ventajas como: producen menores concentraciones de DBO en el líquido sobrenadante; inversión inicial mínima; nos brinda un producto final biológicamente estable y sin olores. La desventaja es que requiere la entrega de energía para suministrar el oxígeno elevándose el costo. La cal se utiliza para producir un lodo de características inadecuadas para la supervivencia de microorganismo, para ello se añade suficiente material alcalino hasta lograr un pH de 12 unidades a más, de esta manera se detienen o relentizan las reacciones que conducen a la producción de olores y atracción de vectores. Mientras el pH sea mayor o igual a 12 unidades, el lodo tratado no se descompone, no crea olores ni es una amenaza para la salud, paralelamente inactivan los virus, bacterias y otros microorganismos.

#### **2.3.9.2. Tratamiento térmico**

El tratamiento térmico transforma totalmente los sólidos orgánicos a productos oxidados como: bióxido de carbono, agua y cenizas mediante la incineración a temperaturas de 850 y 900 °C.



### 2.3.9.2.1. Ventajas y desventajas

#### a) Ventajas

- Reduce al máximo el volumen y minimiza los costos de disposición
- Destrucción de patógenos y compuestos tóxicos

#### b) Desventajas

- Requiere altos costos de inversión y una alta especialización en su operación.
- Contaminación del aire (ceniza y emisiones a la atmósfera).

### 2.3.9.3. Digestión anaerobia

Según el RNE (2014) “la digestión anaerobia es un proceso de tratamiento de lodos que tiene por objeto la estabilización, reducción del volumen e inactivación de organismos patógenos de los lodos” (p.212), basado en la degradación de la materia orgánica, en ausencia de oxígeno molecular. La materia orgánica contenida en la mezcla de lodos primarios y secundarios, se convierten en biogás ( $\text{CH}_4$  y  $\text{CO}_2$ ) en un reactor completamente hermético al que se suministra lodos de forma continua o intermitente. El lodo estabilizado que produce el reactor tiene una concentración reducida de materia orgánica y agentes patógenos vivos, pudiendo ser utilizada para la mejora de suelos. Este tratamiento es recomendado para:

- Lodos de plantas primarias
- Lodos primario y secundario de plantas de tratamiento con filtros biológicos.
- Lodo primario y secundario de planta de tratamiento de lodos activados, exceptuando los lodos de plantas de aeración prolongada.

Se tienen dos tipos de digestores anaerobios:



**a) Digestores de baja carga:** “en ella la mezcla de lodos no se calienta ni se mezcla su contenido, los tiempos de retención varían entre 30 y 60 días” (CONAGUA, 2015, p. 128).

**b) Digestores de alta carga:** “disponen de dispositivos para el calentamiento y mezcla del lodo contenido en el digestor y el tiempo de retención para este tipo de digestores generalmente es menor a 15 días” (CONAGUA, 2015, p. 128).

Según el RNE (2014) “los digestores abiertos pueden ser tanques circulares cuadrados o lagunas de lodos y en ningún caso deberá proponerse sistemas con calentamiento y no es recomendable la aplicación de estos sistemas para temperaturas promedio mensuales menores de 15 °C” (p. 212).

#### **2.3.9.4. Estabilización química**

La estabilización química de lodos se lleva a cabo con la adición de cal. El objetivo de la estabilización química es crear un ambiente alcalino desfavorable para la supervivencia de los microorganismos, eliminándolos y en otros inactivándolo en la mayoría de los casos, para ello se añade cal al lodo en cantidades suficientes hasta elevar el pH del mismo por encima de 12. Mientras se mantenga este valor del pH, el lodo no se descompondrá, ni generará olores, ni causará riesgos para la salud pública (Medina, 2018, p. 127). Para la estabilización del lodo con cal, se emplean dos métodos:

- Pretratamiento con cal: se adiciona la cal al lodo antes del proceso de deshidratación.
- Postratamiento con cal: se adiciona la cal al lodo después del proceso de deshidratación.

La mejor manera de mezclar los lodos líquidos con la cal es a través de un mezclador de aire. El tratamiento con cal no produce una destrucción orgánica de los



organismos, por lo que, se debe tener especial atención con la disposición de estos en el suelo. Al disponerse en capas gruesas los lodos con cal pueden provocar una caída del pH cerca de 7 unidades después del desecado, esto genera el crecimiento de organismos patógenos y producción de olores indeseables. El lodo estabilizado con cal se deshidrata eficientemente en lechos de arena, sin problemas de olor.

“Las principales desventajas de esta técnica son la consecución de la cal y disposición de un ambiente seco para su acopio. Existe la posibilidad de recrecimiento de los organismos patógenos posterior al tratamiento. La cal es muy peligrosa para los ojos, la piel y el sistema respiratorio por ser un material alcalino que reacciona intensamente con la humedad, por lo que, el personal debe estar capacitado en su manipulación para evitar problemas en materia de salud y el uso correcto del equipo de protección en materia seguridad” (Ronteltap M., Dodane P. H. y Bassan M. 2014, p. 108)

#### **2.3.9.5. Lecho de secados**

Los lechos de secado son el método más simple y económico para deshidratar los lodos digeridos o estabilizados. El lodo se dispone sobre los lechos en capas de 20 a 40 cm para su secado, estos valores se utilizan para determinar el área requerida de los lechos. Pueden ser construidos de concreto, mampostería, o tierra (con diques) con una profundidad total útil de 50 a 60 cm. Las dimensiones de los lechos varían desde 3 a 6 m, de ancho, pero en recintos grandes pueden llegar hasta los 10 m.

Según el RNE (2014) los periodos de operación de los lechos de secado son los siguientes:

- Período de aplicación: 4 a 6 horas.



- Período de secado: entre 3 y 4 semanas para climas cálidos y entre 4 y 8 semanas para climas más fríos.
- Período de remoción del lodo seco: entre 1 y 2 semanas para instalaciones con limpieza manual (dependiendo de la forma de los lechos) y entre 1 y 2 días para instalaciones pavimentadas en las cuales se pueden remover el lodo seco, con equipo.

Una vez seco el lodo, se remueve del lecho y se pone a disposición de un relleno sanitario o la utilización como fertilizante. Los lechos se clasifican en lechos abiertos a la intemperie y lechos cubiertos. Los lechos abiertos son recomendables cuando se tiene un área adecuada para evitar problemas que los malos olores pueden causar en sus alrededores. Los lechos cubiertos con techumbre tipo invernadero son más convenientes cuando se requiere deshidratar el lodo ininterrumpidamente durante todo el año independientemente del clima y cuando no hay el suficiente aislamiento para la instalación de lechos abiertos. El área total de secado se reparte en lechos individuales. La deshidratación de lodos en los lechos de secado se realiza por medio de la filtración del agua a través del estrato filtrante y por evaporación del agua de la superficie del lodo. La filtración se lleva a cabo en 1 o 2 días dependiendo de las características del lodo y el lecho de secado (CONAGUA, 2015, 142).

#### **2.3.9.6. Laguna de lodos**

Las lagunas son estanques de tierra que pueden emplearse como digestor o para almacenamiento de lodos digeridos y es el más simple para el tratamiento de lodos. Es recomendable recubrir e impermeabilizar los diques y fondos de estas.

Las lagunas de lodos crudos (digestor), estabilizan los sólidos orgánicos por descomposición anaerobia y aeróbica, esto puede causar olores desagradables y



problemáticos. Los lodos digeridos que se disponen en las lagunas son secados por medio del proceso físico de percolación y evaporación, por lo que deben diseñarse para periodos largos. El proceso es relativamente simple y se debe eliminar periódicamente el sobrenadante, el cual retorna al afluente de la planta de tratamiento y se debe realizar excavaciones ocasionales del lodo seco para transportarlo al lugar de disposición final. El producto final puede emplearse en el acondicionamiento de suelos o para relleno de terrenos.

La eficiencia de las lagunas está condicionada a la climatología del lugar de emplazamiento y al tratamiento previo de los lodos.

#### **2.3.9.6.1. Ventajas y desventajas**

##### **a) Ventajas**

- Requerimiento mínimo de operación y mantenimiento
- Costo relativamente bajo

##### **b) Desventajas**

- Disposición de áreas de terreno grandes.
- Tiempos largos de secado (evaporación)
- Requiere de celdas múltiples para una operación eficiente

### **2.4. LÍMITES MÁXIMOS PERMISIBLES PARA EFLUENTES DE PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES**

Según la norma del estado peruano, Decreto Supremo N° 003-2010-MINAM (2010) en su artículo 1 indica “Aprobar los Límites Máximos Permisibles para efluentes de las Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas o Municipales, los que en

Anexo forman parte integrante del presente Decreto Supremo y que son aplicables en el ámbito nacional.” (p.6), y en su artículo 2 indica:

**a) Límite Máximo Permisible (LMP):** “Es la medida de la concentración o del grado de elementos, sustancias o parámetros físicos, químicos y biológicos, que caracterizan a una emisión, que al ser excedida causa o puede causar daños a la salud, al bienestar humano y al ambiente” (N° 003-2010-MINAM).

A continuación, se presentan los LMP para efluentes de PTAR.

Tabla 7: *Límites Máximos Permisibles para los efluentes de PTAR*

<b>Parámetros</b>	<b>Unidad</b>	<b>LMP</b>
Aceites y grasas	mg/l	20
Coliformes Termotolerantes	NMP/100ml	10,000
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/l	100
Demanda Química del Oxígeno	mg/l	200
Potencial de hidrogeno (PH)	unidad	6.5-8.5

Fuente: D.S. N° 003-2010-MINAM

**b) Guías de la Organización Mundial de la Salud para el reúso de aguas residuales.**

“Las Directrices o guías de la Organización Mundial de la Salud (OMS) son un marco de gestión preventiva integrado para maximizar los beneficios para la salud pública del uso de aguas residuales, excretas y aguas grises en la agricultura y la acuicultura. En 1989, la OMS publicó las Guías sobre el Uso Seguro de Aguas Residuales en la Agricultura y Acuicultura. Estas tienen 3 categorías de acuerdo con el tipo de reúso.”

Tabla 8: Recomendación de la calidad microbiológica del agua de reúso para riego

Categoría	Condiciones del reúso	Grupo expuesto	Helmintos intestinales <sup>a</sup> (Huevos/L) <sup>b</sup>	Coliformes (promedio/100ml) <sup>b</sup>	Tratamiento de aguas residuales
A	Riego de cultivos que se consumen crudos y parques públicos <sup>c</sup> .	Trabajadores, consumidores, usuarios	$\leq 1$	$\leq 1000^c$	Lagunas de estabilización, en serie, diseñadas para lograr la calidad microbiológica indicada o tratamiento similar.
B	Riego de cereales, cultivos industriales, forrajes y arboles <sup>d</sup> .	Trabajadores	$\leq 1$	No hay un estándar de calidad recomendado.	Retención en lagunas de estabilización entre 8 y 10 días o remoción equivalente de helmintos y coliformes fecales.
C	Riego de cultivos de la categoría B, si no hay exposición de trabajadores y del público.	Ninguno	Sin aplicación	Sin aplicación	Tratamiento preliminar según el requerimiento de la tecnología de riego, pero no menor que la sedimentación primaria.

Fuente: Guidelines for the safe use of wastewater, excreta and greywater

Tabla 9: Concentración de patógenos, huevos helminto en el efluente de una PTAR

Tipo de riego	Opción <sup>1</sup>	Coli/100ml y Huevos/L)							
		OMS, 2006 <sup>5</sup>	Huevos	E. Coli	Huevos	E. Coli	Huevos	Riego de vegetales tallo bajo	Riego de vegetales tallo alto
Cultivo de consumo directo	A	$\leq 10^3$	$\leq 1$	$\leq 10^3$	$\leq 1$	$\leq 10^3$	$\leq 1$	$\leq 10^3$	$\leq 2*10^3$
	B	$\leq 10^4$	$\leq 1$	$\leq 10^3$	$\leq 1$	$\leq 10^3$	$\leq 1$	$\leq 10^3$	$\leq 2*10^3$
	C	$\leq 10^5$	$\leq 1$	$\leq 10^3$	$\leq 1$	$\leq 10^3$	$\leq 1$	-	$\leq 2*10^3$
	D	$\leq 10^3$	$\leq 1$	$\leq 10^3$	$\leq 1$	$\leq 10^3$	$\leq 1$	$\leq 10^3$	$\leq 2*10^3$
Otros cultivos		$\leq 10^3, \leq 10^1$ o $\leq 10^0$ dependiendo de la norma nacional	Sin recomendación	$\leq 10^3$	$\leq 1$	$\leq 10^3$	$\leq 1$	$\leq 10^3$	$\leq 2*10^3$
	F	$\leq 10^4$	$\leq 1$	Sin recomendación	$\leq 1$	Sin recomendación	$\leq 1$	$\leq 10^3$	$\leq 2*10^3$
	G	$\leq 10^5$	$\leq 1$	Sin recomendación	$\leq 1$	Sin recomendación	$\leq 1$	$\leq 10^3$	$\leq 2*10^3$
	H	$\leq 10^6$	Sin recomendación	Sin recomendación	No aplica	Sin recomendación	No aplica	$\leq 10^3$	$\leq 2*10^3$

Fuente: Guidelines for the safe use of wastewater, excreta and greywater



## CAPITULO III

### MATERIALES Y MÉTODOS

#### 3.1. ASPECTOS GENERALES

##### 3.1.1. Ubicación del área de estudio

El área de estudio se encuentra ubicado en la parcialidad de Chaca Cruz del distrito y provincia de Huancané de la región de Puno a una altitud de 3821m.s.n.m. a 1+900 Km de la ciudad de Huancané, al margen derecho de la carretera Huancané desvío Acoccollo.

##### 3.1.2. Ubicación política

Región	: Puno
Provincia	: Huancané
Distrito	: Huancané

##### 3.1.3. Ubicación geográfica

El distrito de Huancané, capital de la Provincia de Huancané, está ubicado en la cuenca hidrográfica del Titicaca, en el centro oriental del departamento de Puno, al sur de la Cordillera Oriental y al norte del Lago Titicaca. Cuenta con una superficie de 381.62 km<sup>2</sup>, y representa un 13.60 % de la superficie total de la provincia, con una población de 21 089 habitantes. Considerada una de las provincias más antiguas del Perú, cuya creación fue el 19 de Setiembre de 1827.

Latitud Sur	: 15°12'06"
Longitud Oeste	: 69°45'41"
Altitud	: 3,848 m.s.n.m.

Fuente: INEI (compendio estadístico 2017, p. 28)

### 3.1.4. Límites

- **POR EL NORTE** : Distritos de Huatasani e Inchupalla.
- **POR EL SUR** : Lago Titicaca.
- **POR EL ESTE** : Distrito de Vilquechico.
- **POR EL OESTE** : Distrito de Taraco y provincia de Azángaro.

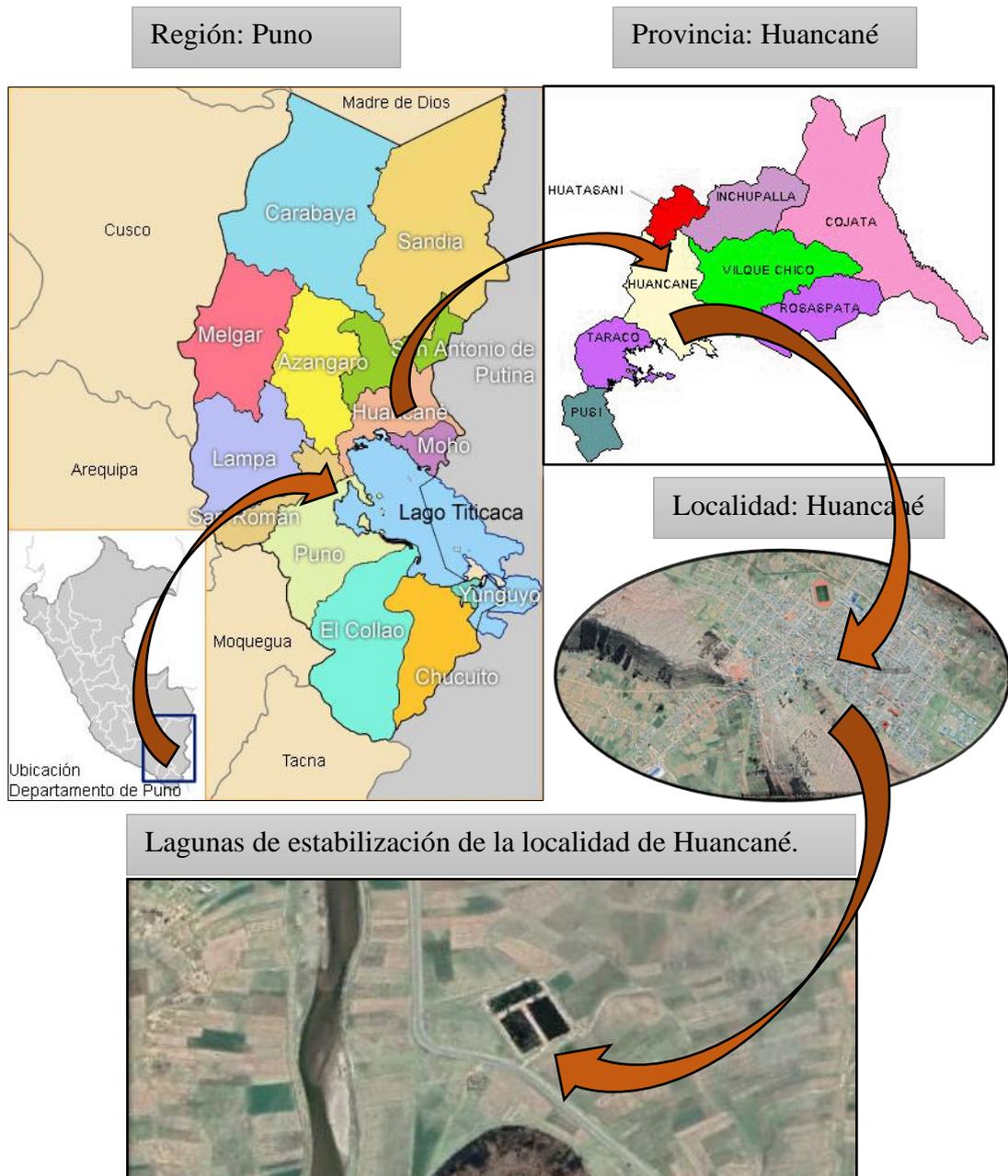


Figura 33: Mapa de Macro y micro localización del distrito de Huancané

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

### 3.1.5. Accesibilidad

El acceso a la localidad de Huancané, se realiza desde la ciudad de Puno, Pasando por la ciudad de Juliaca por una vía asfaltada, en una distancia aproximada de 45 km, y finalmente se toma la vía Juliaca - Huancané, por una vía asfaltada de longitud de 59 km. Las salidas hacia la localidad de Huancané desde la ciudad de Juliaca, son diarias a partir de las 3:00 am hasta 21:00 pm durante toda la semana y la movilidad de transporte más empleada son las camionetas rurales. Se muestra en la Tabla 10 las vías de comunicación hacia el Distrito de Huancané, lugar de la investigación.

Tabla 10: *Vías de acceso a la localidad o ciudad de Huancané*

Partida	Fin	Distancia	Tiempo	Tipo de vía	Estado de vía	Medio de transporte	Costo (S/)
Puno	Juliaca	45 Km	45'	Asfaltada	Buena	Bus/autom	3.00
Juliaca	Huancané	59 Km	60'	Asfaltada	Buena	Camioneta rural	3.50
Vilquechico	Huancané	11.5 Km	30'	Asfaltado	Regular	Autos	2.00

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

### 3.1.6. Población

En la localidad de Huancané la población en el año 2017 fue de 7,714 habitantes, con un crecimiento promedio anual de 0.42% durante el periodo intercensal de los años 2007 a 2017. En la zona urbana del distrito de Huancané se puede apreciar que la composición de la población por edad evidencia la existencia de una población joven, en el cual el 24.02% de la población es menor de 15 años. Donde el mayor contingente poblacional se da en la población de 15 a 64 años, los que constituyen la fuerza potencial de trabajo, representando el 67.64 % del total de la población. Finalmente, la proporción de la población de 65 y más años de edad llega al 8.3% en el año 2017. Como se observa en la Tabla 11.

Tabla 11: *Población total urbana, por edades simples – Huancané*

Edades simples	Total	Urbana		
		Hombres	Mujeres	Porcentaje
Menores de 1 año	102	54	48	1.32%
De 1 a 4 años	501	248	253	6.49%
De 5 a 9 años	617	311	306	8.00%
De 10 a 14 años	633	342	291	8.21%
De 15 a 19 años	725	352	373	9.40%
De 20 a 24 años	691	345	346	8.96%
De 25 a 29 años	627	275	352	8.13%
De 30 a 34 años	605	296	309	7.84%
De 35 a 39 años	526	251	275	6.82%
De 40 a 44 años	492	219	273	6.38%
De 45 a 49 años	513	243	270	6.65%
De 50 a 54 años	438	208	230	5.68%
De 55 a 59 años	366	174	192	4.74%
De 60 a 64 años	235	121	114	3.05%
De 65 años a más	643	301	342	8.34%
<b>TOTAL</b>	<b>7 714</b>	<b>3 740</b>	<b>3 974</b>	<b>100%</b>

Fuente: INEI - Censos Nacionales 2017: XII de Población, VII de Vivienda y III de Comunidades Indígenas

### 3.1.7. Situación socioeconómica

Los pobladores desarrollan actividades en el sector educación, salud y justicia seguido de los que trabajan independientemente en actividades comerciales y productivas. Las actividades predominantes en el distrito de Huancané son la ganadería, agricultura y acuicultura.

La ciudad de Huancané en su condición de capital de distrito y provincia, por su ubicación estratégica es un eje de comercialización y aprovisionamiento de productos básicos, que provienen de las comunidades, distritos y de la ciudad de Juliaca e incluso algunos productos que provienen de la república de Bolivia. El intercambio comercial se



desarrolla con mayor intensidad los días jueves y domingos; realizándose todo tipo de intercambios como productos agrícolas, frutícolas, acuícolas, abarrotes, vestimenta, artefactos, entre otros. En la ciudad de Huancané no se desarrollan actividades industriales.

### **3.1.8. Servicios públicos**

En la actualidad el distrito de Huancané cuenta con los siguientes servicios públicos:

- “En el área del sector salud, cuenta con el hospital Lucio Aldazabal Pauca y una dependencia de ESSALUD.”
- “En el área de justicia, dependencia del poder judicial, Comisaría de la Policía Nacional del Perú.”
- En el área de defensa, cuenta con un cuartel “batallón de infantería motorizado N° 21 de Huancané.”
- “En el área de energía eléctrica, cuentan con el servicio de energía eléctrica durante las 24 horas del día que lo brinda la empresa Electro Puno.”
- “En el área de comunicaciones, cuentan con el servicio de radio emisoras, televisora que permiten captar la señal de cobertura nacional y diarios de circulación nacional y regional.”
- “En el área de telecomunicaciones, cuentan con el servicio de teléfonos fijos y celulares.”
- “Área educativa, cuentan con siete (07) instituciones educativas de nivel inicial, del cual uno (01) es particular, siete (07) instituciones educativas de nivel primario del cual tres (03) son particulares, tres (03) instituciones educativas de nivel secundario del uno (01) es particular, un (01) instituto



superior pedagógico público y un (01) instituto superior tecnológico público.”

- “En el área del medio ambiente, cuenta con la dependencia de la Autoridad Nacional del Agua (ANA).”

### **3.1.9. Servicios básicos**

#### **3.1.9.1. Agua**

La empresa prestadora de servicios NOR – PUNO S.A.C. es la encargada de brindar el servicio de agua potable a la población de la ciudad de Huancané. La mencionada empresa, para cumplir con dicho fin, realiza la captación de dos (02) manantiales denominados, Paccha N° 1 y Paccha N° 2 ubicados en la misma ciudad y un (01) manantial de Cuyuraya, ubicado en la comunidad campesina del mismo nombre. La producción de agua de estas tres (03) unidades asciende a un aproximado de 1,167.92 m<sup>3</sup> por día con una dotación aproximada de 150 l/h/d.

#### **3.1.9.2. Desagüe**

El sistema de alcantarillado tiene un funcionamiento por gravedad, la oferta es de 21,101 m de redes colectoras entre tuberías de 10 y 8 pulgadas, las cuales satisfacen la demanda de recolección de aguas residuales. En la actualidad cuenta con un sistema de tratamiento de aguas residuales por lagunas estabilización (primarias y secundarias), construcción que ha quedado inconclusa y que a la fecha no se encuentra operativa.

### **3.1.10. Topografía**

El distrito de Huancané tiene una topografía conformada por terrenos llanos con pendientes de 0.0° a 1.0° y terrenos con pendiente suave de 1.0° a 5.0° mientras que en



la ciudad en algunas zonas se encuentran pendientes moderadas de 5.0° a 15.0°. Dentro del área del proyecto se encuentran pendientes de terrenos llanos y con pendiente suave. La superficie del suelo está conformada por suelo agrícola hasta una altura variable de 0.50 metros, pasado esta medida se tiene material limo arcilloso.

### **3.1.11. Características climatológicas del ámbito de estudio**

El clima de la localidad de Huancané es lluvioso en los meses de setiembre a abril (verano y primavera) y en los meses de mayo a agosto se presenta deficiencia de lluvias y una caída de la temperatura considerable (otoño e invierno). En los meses de invierno y primavera, se presentan cielos despejados con prolongadas horas sol y durante la noche la temperatura desciende significativamente por la escasa humedad del aire; el gradiente térmico es elevado entre el día y la noche, así como entre zonas expuestas al sol y la sombra. A continuación, se muestran las características meteorológicas del distrito de Huancané.

#### **3.1.11.1. Precipitación**

“Se llama precipitación a cualquier tipo de agua que cae de las nubes sobre la superficie de la tierra, ya sea en estado sólido o en estado líquido, esto incluye lluvia, llovizna, nieve, granizo, generalmente, menos la neblina y rocío” (MINAG-ANA,2010, p.96).

En la *Tabla 12* se presentan los valores de precipitación total mensual promedio de 53 años de registro de la estación de Huancané, en ella se aprecia que la precipitación en el distrito de Huancané varía de 4.0 mm a 140.9 mm, que corresponden a los meses de julio y enero, respectivamente; y en la *Figura 34*, se muestra la variación mensual de la precipitación total promedio en la provincia de Huancané.

Tabla 12: *Precipitación total mensual de la localidad de Huancané*

Parámetro de precipitación en mm												
Mes	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
P(mm)	140.9	114.6	97.0	40.7	11.4	4.5	4.0	9.5	30.0	48.7	59.7	108.3

Fuente: Adaptado de Condori, 2018.

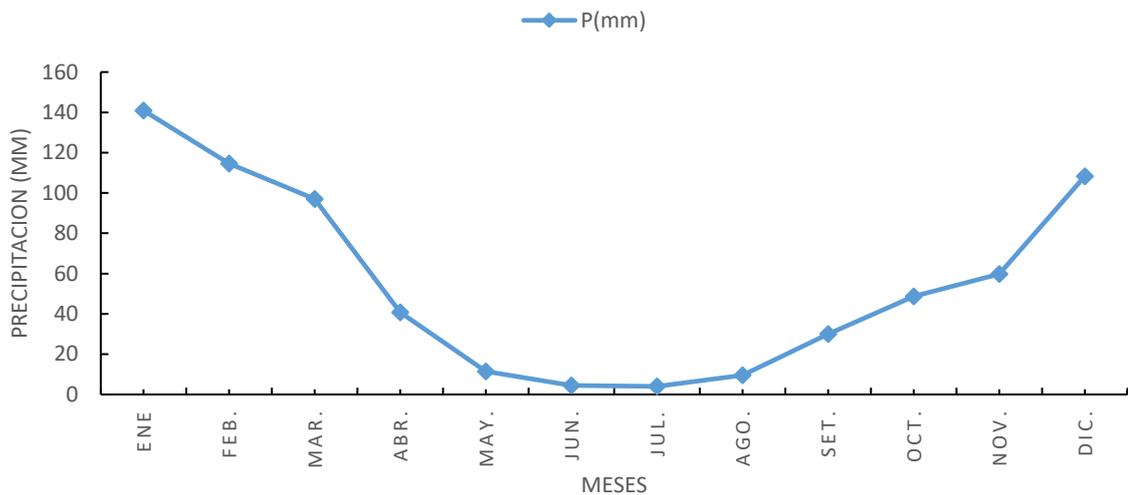


Figura 34: Variación mensual de la precipitación total promedio

### 3.1.11.2. Temperatura

“La temperatura expresa numéricamente el efecto que en los cuerpos produce el calor originado por el balance entre la radiación emitida y recibida. El aire se calienta o enfría a partir del suelo por distintos métodos de transmisión y por los cambios de estado físico del agua atmosférica” (MINAG – ANA, 2010, p.105).

En la *Tabla 13*, se presentan los valores de temperatura promedio máxima, mínima y media de 53 años de registro de la estación de Huancané, en ella se aprecia que la temperatura máxima varía de 15.9 a 18.6 °C, que corresponde a los meses de julio y noviembre, la mínima varía de -8.3 a 1.7 °C correspondiente a los meses de julio y febrero y la media varía de 3.8 – 9.6 °C que corresponden a los meses de julio y diciembre.

Tabla 13: *Valores de temperatura promedio máxima, mínima y media*

<b>Parámetros de temperatura de la localidad de Huancané T(°C)</b>												
<b>Mes</b>	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
T. Max.	16.9	16.7	16.4	16.7	16.7	16.4	15.9	17.1	17.8	17.9	18.6	18
T. Min.	1.5	1.7	0.7	-1.6	-5.6	-7.6	-8.3	-7.2	-4.1	-1.6	-0.5	1.2
T. Media	9.2	9.2	8.55	7.55	5.55	4.4	3.8	4.95	6.85	8.15	9.05	9.6

Fuente: Adaptado de Condori W., 2018

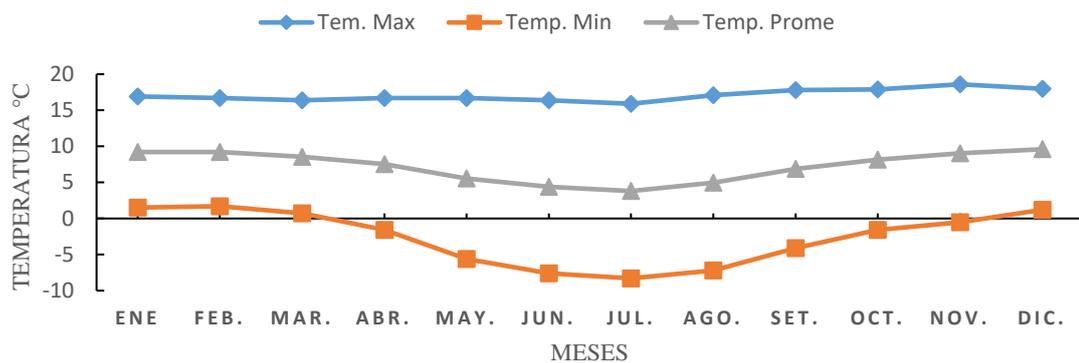


Figura 35: *Variación mensual de la temperatura máxima, mínima y promedio*

### 3.1.11.3. Horas de sol

Es el número de horas de luz solar brillante por día, sus valores sirven para determinar las demandas hídricas y la evapotranspiración del lugar. “La distribución de las horas de sol varia de mes a mes, acentuándose los valores más altos durante los meses de Mayo hasta Noviembre, centrado en los meses de Mayo hasta Julio que registra los valores más altos” (Ministerio de Agricultura, 2008, p.105).

Tabla 14: *Valores promedio horas de sol mensual*

<b>Horas de Sol Promedio Mensual (hr)</b>												
<b>Mes</b>	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Hr	5.8	6.1	6.7	7.7	9.5	9.3	9.2	8.9	9.1	8.7	7.7	6.4

Fuente: Ministerio de Agricultura, 2008.

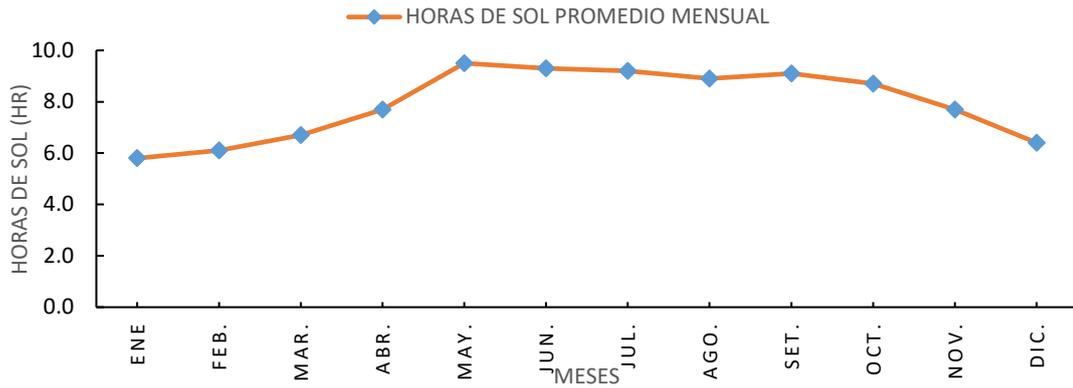


Figura 36: Variación de horas (Hr) de sol promedio mensual

#### 3.1.11.4. Viento

Según MINAG – ANA (2010) “El viento es el movimiento de aire en la superficie terrestre. Es generado por la acción de gradientes de presión atmosférica producida por el calentamiento diferencial de las superficies y masas de aire” (p. 131).

En la Tabla 15, se presenta los valores de velocidad promedio mensual del viento de 10 años de registro de la estación de Huancané, en ella se aprecia que la velocidad del viento en el distrito de Huancané varía de 2.11 m/s a 3.53 m/s, siendo catalogado como vientos suaves, moderados y fuertes, que corresponden a los meses de junio y noviembre y en la Figura 37, se muestra la variación mensual de la velocidad del viento del distrito de Huancané. Con respecto a la dirección el viento sopla generalmente de oeste a este y de este a oeste, pero estos se acentúan con mayor intensidad en los meses de julio a setiembre, en los demás meses se presenta con menor intensidad y en algunos casos del sudeste y otros del noreste.

Tabla 15: *Velocidad del viento mensual promedio*

Parámetro de velocidad del viento en (m/s)												
Mes	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
<b>V(m/s)</b>	2.92	2.64	2.65	2.49	2.33	2.11	2.52	2.93	3.38	3.51	3.53	3.11

Fuente: Adaptado de Condori, 2018

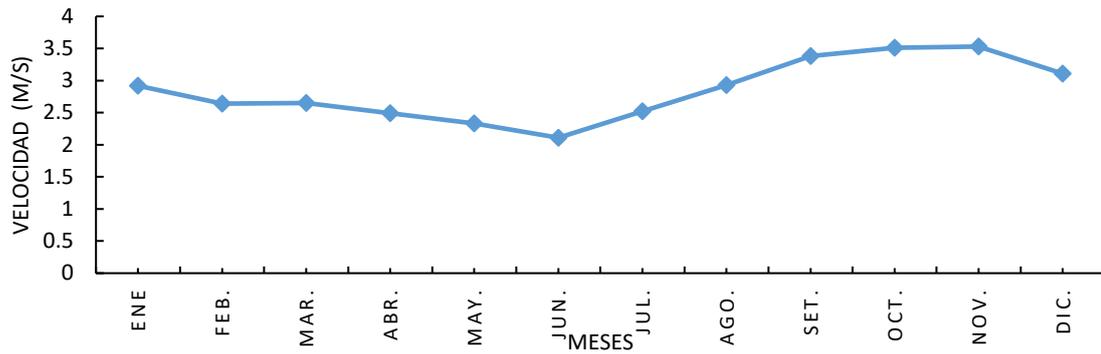


Figura 37: Variación de la velocidad del viento promedio mensual

### 3.1.11.5. Humedad relativa

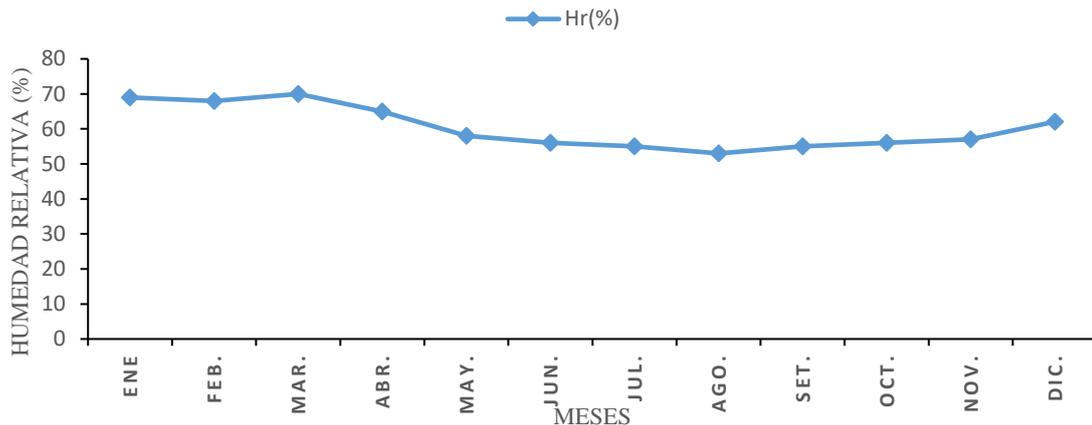
“Es el porcentaje de saturación del aire con vapor de agua. El factor determinante de la humedad relativa es la temperatura, el cual permite saber cuánto de vapor de agua hay en la atmósfera” (MINAG – ANA, 2010, p. 118).

En la Tabla 16 se presenta los valores de la humedad relativa mensual de la estación de Huancané ubicada en el distrito del mismo nombre y se aprecia que varía del 53% al 70%, que corresponden a los meses de junio y noviembre, respectivamente; en la Figura 38 se ve la variación promedio mensual de la humedad relativa.

Tabla 16: Humedad relativa promedio mensual

Parámetro de humedad relativa (%)												
Mes	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
Hr(%)	69	68	70	65	58	56	55	53	55	56	57	62

Fuente: Carcasi, 2015, p. 60



*Figura 38:* Variación de la humedad relativa promedio mensual

### 3.1.12. Balance hídrico

Según la UNESCO (2006) “un balance hídrico es la cuantificación tanto de los parámetros involucrados en el ciclo hidrológico, como de los consumos de agua de los diferentes sectores de usuarios, en un área determinada, cuenca, y la interrelación entre ellos, dando como resultado un diagnóstico de las condiciones reales del recurso hídrico en cuanto a su oferta, disponibilidad y de manda en dicha área” (p.12).

El balance hídrico es la evolución volumétrica de las entradas y salidas de agua de un sistema para conocer su disponibilidad. Para establecer hay que reconocer las entradas de agua que están dadas por el riego medido volumétricamente y las salidas de agua de un cultivo que se dan por evapotranspiración, que es la pérdida de agua por evaporación desde cualquier superficie evaporante mas la transpiración de la vegetación existente y por el drenaje que es la perdida de agua por percolación a través del suelo por efecto de la gravedad (Churasacari, 2012, p.40).

El balance hídrico consiste en la aplicación del principio de conservación de masas, conocido también como la ecuación de la continuidad. Este principio indica que

la diferencia entre las entradas y salidas está condicionada por el cambio del volumen de agua almacenada en un periodo de tiempo para cualquier volumen arbitrario.

Para la presente investigación, con el balance hídrico se estima los cambios que se producen en el caudal vertido por efecto de los factores climatológicos que se presentan durante el tiempo de retención del agua a tratar en el humedal. Se considera el humedal como un sistema abierto donde la diferencia entre las entradas y salidas nos da la variación de almacenamiento.

$$\text{Entrada} - \text{salida} = \text{Variación de almacenamiento}$$

**Entradas:** Precipitaciones (P), Afluente (A), Producto recirculado (R).

**Salidas:** Efluente (E), Evapotranspiración (ETP), Consumo de la constitución de los tejidos de la biocenosis (C), Infiltración (I).

#### **3.1.12.1. Evapotranspiración (ET)**

La evapotranspiración se define:

“La evapotranspiración es la combinación de evaporación desde la superficie del suelo y la transpiración de la vegetación. Los mismos factores que dominan la evaporación desde una superficie de agua abierta también dominan la evapotranspiración, los cuales son: el suministro de energía y el transporte de vapor. Además, el suministro de humedad a la superficie de evaporación es un tercer factor que se debe tener en cuenta. A medida que el suelo se seca, la tasa de evapotranspiración cae por debajo del nivel que generalmente mantiene en un suelo bien humedecido” (Chow, Maidment y Mays, 2000, p.93).



Guevara (2006) menciona que “la evapotranspiración es un proceso a conjunto de sustracción de agua desde el suelo húmedo, mediante su evaporación y mediante la transpiración de las plantas, hacia la atmosfera” (p.47).

Del agua que la planta absorbe del suelo solo una parte muy pequeña se queda para formar los tejidos de la planta; el resto regresa a la atmosfera en forma de vapor, configurando la transpiración. Este fenómeno de la transpiración constituye una fase muy importante del ciclo hidrológico, porque es el mecanismo principal por medio del cual el agua precipitada a tierra regresa a la atmosfera.

“Al estudiar el balance hídrico de una cuenca, el interés recae en la determinación de las pérdidas totales de agua, es decir por evaporación y transpiración. Además, desde el punto de vista práctico es muy difícil evaluar por separado cada pérdida. Las pérdidas totales de agua constituyen la evapotranspiración” (Cherenque, 1989, p.55).

El término “evapotranspiración potencial fue introducido por Thornthwaite y se define como la pérdida total de agua que ocurriría si en ningún momento existiera deficiencia de agua en el suelo para el uso de la vegetación” (Cherenque, 1989, p.55).

Según Guevara (2006) la evapotranspiración potencial ETP o ET, es la máxima evapotranspiración que ocurre en una cubierta vegetal de un cultivo verde corto, pero sin ser especificado y el suelo sin limitaciones de agua. Desde la década de 1970 el termino de evapotranspiración potencial ha sido reemplazada por el de evapotranspiración de referencia. La evapotranspiración de referencia (ET<sub>o</sub>), no depende del tipo de cultivo, de las prácticas de cultivo, de los factores edáficos ni de la etapa de su desarrollo, lo que representa una gran ventaja porque los valores de la ET<sub>o</sub> en cualquiera de las cuatro estaciones del año o de las diferentes son comparables entre sí, ya que su estimación se



realiza en relación con la misma superficie de referencia en todos los lugares del mundo (p.47). en la presente investigación se opta por trabajar con la evapotranspiración de referencia (ET<sub>o</sub>).

### **3.1.12.1.1. Evaporación**

“Es el proceso por el cual el agua líquida se convierte en vapor de agua (vaporización) y se retira de la superficie evaporante (remoción de vapor). El agua se evapora de una variedad de superficies, tales como lagos, ríos, caminos, suelos y la vegetación mojada” (Allen, Pereira, Raes y Smith, 2006, p.01).

Según Aparicio (1992) “la evaporación es el proceso por el cual el agua pasa del estado líquido en que se encuentra en los almacenamientos, conducciones y en el suelo en las capas cercanas a su superficie, ha estado gaseoso y se transfiere a la atmosfera” (p.47).

La energía requerida para modificar el estado de las moléculas del agua de la fase líquida a vapor es provista por la radiación solar directa y en menor escala por la temperatura ambiente del aire. La separación del vapor de una superficie evaporante se debe al gradiente de presiones entre el vapor de agua en la superficie evaporante y vapor de agua de la atmósfera circundante. Al evaluar el proceso de evaporación de tener en cuenta los parámetros climatológicos como la humedad atmosférica, la temperatura del aire, la radiación y la velocidad del viento.

Cuando la superficie evaporante es la superficie del suelo se debe tener en cuenta que los factores que intervienen en el proceso de evaporación son el porcentaje de cobertura del suelo por parte del cultivo y la cantidad de agua disponible en la superficie evaporante. Los fenómenos meteorológicos que mantienen la superficie del suelo mojada son las Lluvias frecuentes, el ascenso capilar en un suelo con manto freático poco profundo y el



riego. Pero si existe una gran diferencia de tiempo entre la lluvia y el riego y no existe ascenso capilar la superficie tiende a secarse, por lo que la evaporación cesa (Allen et al., 2006, p.01).

### **3.1.12.1.2. Transpiración**

La transpiración consiste en la evaporación del agua líquida contenida en los tejidos de la planta que son transferidos a la atmósfera. Los plantíos pierden agua predominantemente por sus estomas. El agua es absorbida por las raíces del plantío junto con algunos nutrientes que se transportan por medio de ella. La vaporización ocurre dentro de las hojas del plantío en los espacios intercelulares, y la transferencia del vapor hacia la atmósfera se controla por la abertura estomática. La mayor parte del agua absorbida se pierde por transpiración y solo una pequeña fracción forma parte de los tejidos vegetales (Allen, 2006, p.03).

Según Cherenque (1989) “del agua absorbida por el sistema de raíces de una planta, sólo una porción minúscula permanece en los tejidos de la misma; virtualmente, toda el agua retorna a la atmósfera en forma de vapor, debido a la transpiración. Este proceso constituye una fase importante del ciclo hidrológico debido a que es el mecanismo principal por medio del cual el agua precipitada sobre la superficie de la tierra regresa a la atmósfera” (p.55).

Según Aparicio (1992) “la transpiración es el agua que se despiden en forma de vapor de las hojas de las plantas. Esta agua es tomada por las plantas, naturalmente, del suelo” (p.47).

## **3.2. MATERIALES Y EQUIPOS UTILIZADOS**

### **3.2.1. Materiales utilizados en gabinete**

1. Laptop TOSHIBA



2. Memoria USB 8 Gb.
3. Impresora
4. Software (Word, Excel, Autocad 2013)
5. Útiles de escritorio

### **3.2.2. Equipos y materiales utilizados en campo**

- Wincha de lona 50 m.
- Recipiente de volumen conocido (22 Lts.)
- Cronometro
- GPS Garmin
- Termómetro de laboratorio
- Guantes quirúrgicos, Mandil
- Guantes de látex descartables
- Botas de goma
- Gafas de seguridad
- Frascos para muestras debidamente etiquetados
- 01 Culer
- Flexómetro de 7m
- Cámara fotográfica

## **3.3. ANÁLISIS DE LA OPERATIVIDAD DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES EXISTENTE**

### **3.3.1. Área de influencia**

El área de influencia es el territorio geográfico en el que se ubican los beneficiarios de los servicios de agua potable y alcantarillado actualmente, incluido las familias que no cuentan con los servicios ya mencionados.



En la presente investigación el área de Influencia del proyecto es la zona urbana del distrito de Huancané, el cual está compuesto por 16 barrios que se listan a continuación.

- |                             |                            |
|-----------------------------|----------------------------|
| 1. Barrio San Martín        | 9. Barrio Alto Miraflores  |
| 2. Barrio Taparaque         | 10. Barrio Santa Rosa      |
| 3. Barrio Centro            | 11. Barrio Pajcha          |
| 4. Barrio 19 de Setiembre   | 12. Barrio Los Pinos       |
| 5. Barrio Rinconada         | 13. Barrio Señor de Huanca |
| 6. Barrio Virgen del Carmen | 14. Barrio Huallatiri      |
| 7. Barrio Pampilla          | 15. Barrio Túpac Amaru     |
| 8. Barrio Progreso          | 16. Barrio Santa Bárbara   |

### **3.3.2. Condiciones de servicio de alcantarillado**

#### **3.3.2.1. Proporción de aguas residuales**

La EPS. NOR - PUNO S.A.C. no cuenta con información sobre la proporción de aguas residuales que se recolectan en las redes de alcantarillado de la ciudad de Huancané.

#### **3.3.2.2. Características de los elementos del sistema de alcantarillado sanitario**

El servicio de alcantarillado actualmente en la localidad de Huancané cuenta con una red de colectores, buzones de inspección y un (01) sistema de tratamiento de aguas residuales que se ha ejecutado en el último proyecto, pero que no se ha concluido en su integridad.

El sistema de desagüe o alcantarillado sanitario de la ciudad de Huancané, está diseñado para recolectar las aguas residuales y conducir las directamente al río Huancané, esta red trabaja netamente por gravedad. Los encargados de la EPS. NOR PUNO S.A.C.

refiere que se cuenta con buzones de concreto y una red de colectores de 4,173 ml de tubería de 10 pulgadas de diámetro y 16 928 ml de tubería de 8 pulgadas de diámetro, y que la antigüedad de los mismos oscila entre 5 a 50 años. Los materiales de los tubos de la red de colectores son de concreto normalizado, asbesto cemento, PVC y buzones de concreto con tapas de fierro fundido, tapas de concreto prefabricado, todas accesibles para facilitar la limpieza y mantenimiento de redes.

Tabla 17: *Usuarios que cuentan con los servicios de agua potable y alcantarillado*

<b>Conexiones</b>	<b>Activos</b>	<b>Cortados</b>	<b>Anulados</b>	<b>Total</b>	<b>Porcentaje</b>
Desagüe	2,219	496	0	2,715	78.17%
Agua	2,801	672	0	3,473	100%

Fuente: EPS. Nor Puno 2019.

En cuanto al número de conexiones en toda la ciudad de Huancané según la Tabla 17, existen 2, 715 conexiones domiciliarias entre activas y cortadas, entre las que se encuentran conexiones domésticas, comerciales, estatales y sociales, que beneficia a una población de 7,783 habitantes hasta finales del año 2019.

La red colectora tiene su punto de entrega en el Barrio Huallatiri, a partir de este punto se conduce todos los desagües recolectados hacia el sector denominado Chigullmocco ubicado en la parcialidad de Chaca Cruz, donde se hace la descarga sin ninguna clase de tratamiento al río Huancané.

Existe población que evacua sus aguas servidas a las riberas del río Maravillas, las cuales son mínimas pero que generan mal olor y proliferación de mosquitos e insectos infectocontagiosos, que dañan la salud humana.

En el último proyecto que se ejecutó en el año 2013 - 2015, se realizó una ampliación de las redes agua potable y alcantarillado para todos aquellos que no contaban con el mencionado servicio, además se realizaron trabajos de mejora en las líneas de

conducción y reservorios para el agua potable con la finalidad de incrementar el número horas de dotación de agua potable. Por otro lado, se ha realizado el tendido de la línea de aducción de la red de alcantarillado para direccionamiento de las aguas residuales a las lagunas de estabilización facultativas y de maduración.

De acuerdo a la Tabla 17 con respecto al servicio de alcantarillado actualmente existen 2,715 conexiones domiciliarias de desagüe de los cuales 2,219 conexiones se encuentran activas y 496 conexiones se encuentran en corte. Las conexiones totales representan el 78.17% con respecto a las conexiones de agua. La población total estimada es 7,714 habitantes, según el último Censo realizado por el INEI 2017.

El número de conexiones activas se incrementaron de 1,669 en el 2008, a 2,219 en el 2019. La clasificación de las conexiones del servicio de agua y alcantarillado se presentan en la Tabla 13 que se presenta a continuación:

Tabla 18: *Clasificación de las conexiones del servicio de agua y alcantarillado*

<b>Tipo de cliente</b>	<b>Conexiones</b>	<b>Activos</b>	<b>Cortados</b>	<b>Anulados</b>	<b>Total</b>
Domestico	Desagüe	2132	487	0	2619
	Agua	2715	663	0	3378
Comercial	Desagüe	52	9	0	61
	Agua	51	9	0	60
Estatad	Desagüe	33	0	0	33
	Agua	32	0	0	32
Social	Desagüe	2	0	0	2
	Agua	2	0	0	2

Fuente: EPS. Nor Puno 2019.

De acuerdo a la Tabla 18, la mayor concentración de conexiones se encuentra en el tipo doméstico en comparación con los de tipo comercial, estatal y social.



### **3.3.3. Descripción del sistema de tratamiento de aguas residuales del distrito, ciudad Huancané.**

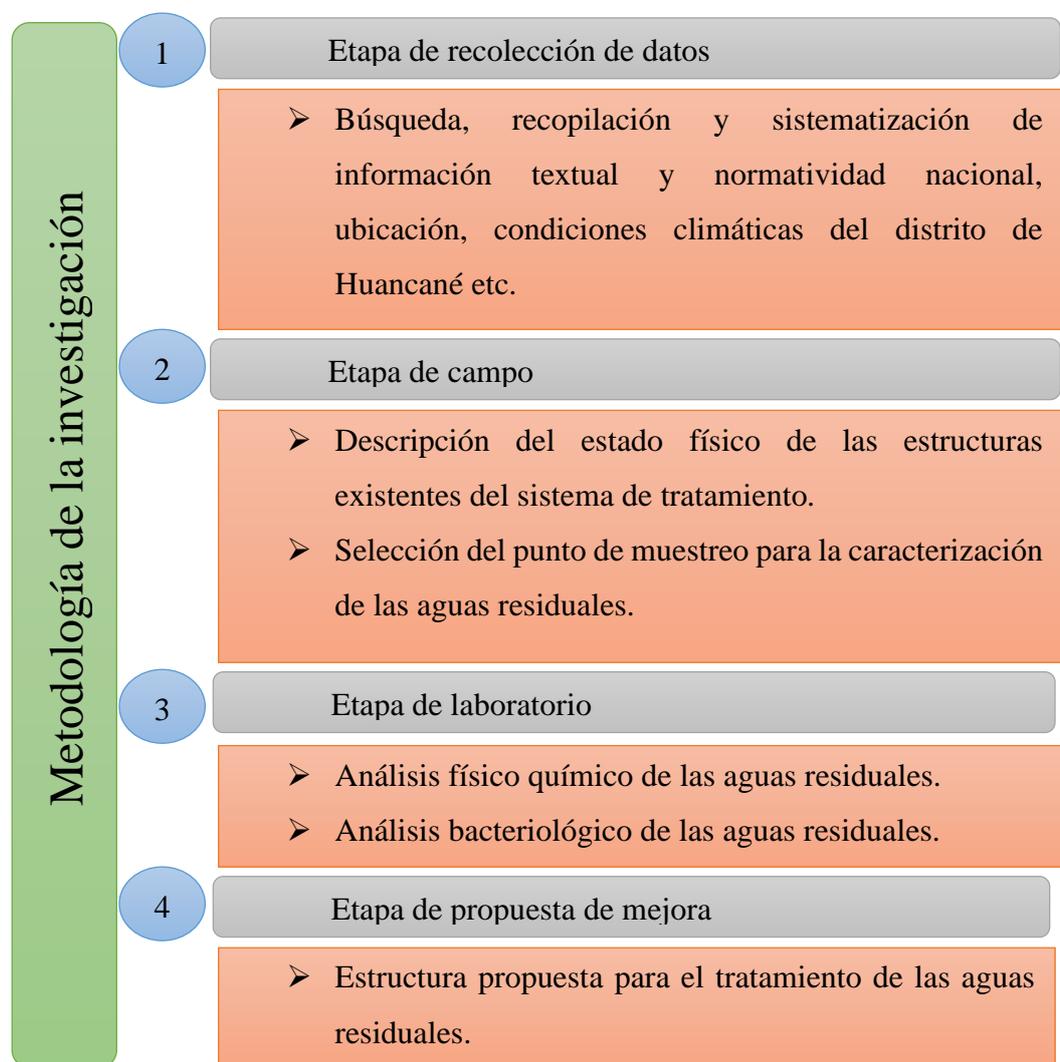
El sistema de tratamiento de aguas residuales domesticas de la localidad de Huancané ha sido construido en los años 2013 a 2015, dicho proyecto es uno de los componentes del proyecto denominado “MEJORAMIENTO Y AMPLIACION DE LOS SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LA LOCALIDAD DE HUANCANE”, que consta de 13 componentes y cuyo presupuesto fue de catorce millones doscientos cincuenta mil novecientos sesenta y uno nuevos soles (S/.14'250,961.00). El sistema de tratamiento de aguas residuales domesticas (lagunas de estabilización u oxidación) se encuentra dentro de este proyecto con un presupuesto de dos millones setecientos cinco mil setecientos noventa y cuatro nuevos soles (S/.2'705,794.00). El plazo de ejecución de todo el proyecto fue de ciento veinte días (120) días calendarios. El inicio de obra se dio en la fecha nueve de agosto del dos mil trece (09/08/2013), en el que la empresa denomina CONTRATISTA CONSORCIO BINARIA MANFER PERU S.A.C. fue la encargada de la ejecución y la empresa TAUROS INGENIRIA & CONSTRUCCIONES S.A.C. fue la encargada de la supervisión del proyecto, culminándose la ejecución de la obra en la fecha veintisiete de marzo del dos mil quince (27/03/2015), sin la culminación correspondiente del sistema de tratamiento de aguas residuales, por falta de presupuesto.

El sistema de tratamiento se encuentra ubicado en el margen derecho de la carretera Huancané desvío Acoccollo en las coordenadas latitud sur  $15^{\circ}11'5.85''$  y longitud oeste  $69^{\circ}47'2.28''$  a una altitud de 3,821 msnm, a 1+900 Km de la ciudad de Huancané, se encuentra fundado en un terreno con área de 11,395.12 m<sup>2</sup> con un perímetro lineal de 437.51 m, y está compuesta por un conjunto de tres lagunas, dos lagunas primarias diseñadas para operar en paralelo y una laguna secundaria. La salida del

efluente de la laguna secundaria se realiza por medio de dos de buzones interconectados a una tubería de PVC de 10.0” con una longitud de 291.46 m. que desemboca en el río Huancané. Cabe resaltar que el sistema no cuenta con estructuras de pretratamiento ni tratamiento terciario. Así mismo se observa que no cuenta las estructuras complementarias como obras de llegada, interconexiones hidráulicas y obras de salida.

### 3.4. METODOLOGÍA DE INVESTIGACION

La metodología utilizada para el presente trabajo es como sigue:



#### 3.4.1. Etapa de recolección de información

En esta fase se realizó la búsqueda, recopilación y sistematización de toda la información textual y normatividad nacional existente; referidos a la generación y

tratamiento de aguas residuales, información sobre la ubicación del sistema de tratamiento, condiciones climáticas del distrito de Huancané, así como trabajos de investigación realizados en los diferentes distritos de nuestra región, todo ello con la finalidad de asentar una base teórica sólida para el trabajo de investigación.

### **3.4.2. Etapa de campo**

La fase de campo se realizó en función a los siguientes puntos:

#### **3.4.2.1. Descripción del estado físico de las estructuras existentes del sistema de tratamiento**

Se realizó una visita al sitio donde se encuentra el sistema de tratamiento, para el reconocimiento y descripción del estado físico de las estructuras que componen la infraestructura del sistema de tratamiento. Paralelamente se ha identificado las estructuras faltantes para una adecuada operatividad del sistema.

##### **3.4.2.1.1. Tratamiento primario**

El tratamiento primario consta de dos lagunas anaerobias en paralelo que se encuentran en un estado de colapso, debido a las inclemencias climatológica y a la falta de presupuesto para su culminación. Se aprecia piedra de tamaño mediano esparcida en algunas zonas de los taludes de los diques perimetrales, dichas piedras no se encuentran fijadas con ninguna clase de material cementante. En el vaso de la laguna se observa el afloramiento del agua subterránea debido a que el nivel freático se encuentra a 2.00 m por debajo de la cota del terreno natural y en medio de ella se manifiesta el crecimiento de plantas acuáticas como son: la totora (*Schoenoplectus Californicus*), yana llacho (*Elodea potamogeton*), como se puede observar en la *Figura 39, Figura 40, Figura 41 y Figura 42*.



*Figura 39: Laguna primaria N°01*



*Figura 40: Talud y napa freática de la laguna primaria N° 01*

*Se aprecia piedra tamaño mediana suelta en la zona de los taludes perimetrales, estos no se han culminado generándose el crecimiento de plantas de la zona. Se aprecia también el afloramiento de agua subterránea que generan el crecimiento de plantas acuáticas como son: la totora y yana llacho. El agua subterránea aflora durante todo el año.*



*Figura 41: Laguna primaria N° 02*



*Figura 42: Crecimiento de yana llacho en la laguna primaria N°02*

*Se aprecia piedra tamaño mediana suelta en la zona de los taludes perimetrales, estos taludes no han sido concluidos generándose el crecimiento de malezas propias de la zona. Por otro lado, se aprecia el afloramiento del agua subterránea, esta se mantiene durante todo el año, generando el crecimiento del yana llacho que cubre casi el 100% de la laguna. Se aprecia también que en la corona se ha elevado con material de relleno con una altura de aproximada de 1.0 m.*

#### 3.4.2.1.2. Tratamiento secundario

El tratamiento secundario consta de una laguna de facultativa en serie con respecto a las lagunas de tratamiento primario, esta laguna secundaria se encuentra en un estado de colapso, debido a las inclemencias climatológicas propias del lugar y por la falta de presupuesto para su culminación. En sus taludes se aprecia el crecimiento de hierbas, malezas y erosión por factores climatológicos. Se aprecia también, piedra de tamaño mediano extendida en algunas zonas de los taludes del dique perimetral, dichas piedras no encuentran fijadas con ningún material cementante y en la parte inferior del talud se aprecia crecimiento de totora. En el vaso de la laguna se observa el afloramiento del agua subterránea debido a que el nivel freático se encuentra a 2.00 m por debajo de la cota del terreno natural y en ella existe crecimiento de plantas acuáticas como: la totora (*Schoenoplectus Californicus*), yana llacho (*Elodea potamogeton*) como se observa en la *Figura 43*.



*Figura 43:* Laguna secundaria

#### 3.4.2.1.3. Interconexiones hidráulicas

Las interconexiones de las dos (02) lagunas pertenecientes al tratamiento primario con la laguna del tratamiento secundario no se encuentran culminadas, pues

solo se observa zanjas excavadas para el trasvase del agua residual como se observa en la *Figura 44*.



*Figura 44:* Interconexión hidráulica entre laguna primaria y secundaria

#### 3.4.2.1.4. Obras de salida

Se cuenta con dos (02) buzones, como recolector de las aguas residuales del tratamiento secundario (laguna facultativa), interconectados entre sí, como se observa en la *Figura 45*, la profundidad de estos buzones es de 2.70 m, el espejo de agua se encuentra a 1.80 m, por otro lado, para la conducción del agua residual se ha encontrado dos (02) buzones con dirección al cuerpo receptor (río Huancané).



*Figura 45:* Buzones de recolección de aguas residuales del tratamiento secundario

#### 3.4.2.1.5. Estructuras u obras faltantes

El RNE (2014) exige que toda planta de tratamiento deberá contar estructuras de pretratamiento como: cámara de rejillas o cribas, desarenadores y “se debe incluir en forma obligatoria un medidor de caudal de régimen crítico, pudiendo ser del tipo Parshall o Palmer Bowlus. No se aceptará el uso de vertederos” (p.199). Además, indica también que deberá contar con un cerco perimétrico y medidas de seguridad, no siendo el caso del sistema de tratamiento de la localidad de Huancané.

##### a) Obras de entrada

Se cuenta con un buzón para la llegada de las aguas residuales desde la ciudad hasta el sistema de tratamiento *Figura 46*, mas no cuenta con ninguna salida hacia las lagunas.



*Figura 46:* Buzón de llegada sistema de conducción de las aguas residuales

##### b) Obras de pretratamiento

Como se puede observar en la *Figura 47*, el sistema de tratamiento no cuenta con una cámara de rejillas o separador de sólidos mucho menos con medidores de caudal a la entrada de las lagunas.



*Figura 47: Zona de ingreso hacia las lagunas*

#### **3.4.2.2. Selección de los puntos de muestreo para la caracterización de las aguas residuales**

En el RNE (2014) se indica que “la caracterización de aguas residuales domésticas se realizará, para cada descarga importante, cinco campañas de medición y muestreo horario de 24 horas de duración y se determinará el caudal y temperatura en el campo. Las campañas deben efectuarse en días diferentes de la semana” (p.195). Sin embargo, el punto de muestreo se escoge acorde al problema individual planteado y situación actual del sistema de tratamiento, la frecuencia de muestreo depende del régimen de variación del caudal y fundamentalmente de la disponibilidad de los recursos económicos. Para establecer el punto de muestreo se tiene en cuenta los siguientes criterios:

- Que el punto de muestreo permita que la muestra tomada sea representativa.
- Que el punto de muestreo sea de fácil acceso para su ubicación posterior.

#### 3.4.2.2.1. Punto de muestreo del efluente

No se logra identificar el punto de muestreo del efluente debido a que el sistema de tratamiento no se encuentra operativo, por lo que, no se realiza la toma de muestras para el efluente.

#### 3.4.2.2.2. Punto de muestreo del afluente

Se ha identificado un (01) punto de muestreo, donde se entregan las aguas residuales al cuerpo receptor (afluente del sistema de alcantarillado) con coordenadas UTM (415509.20 E, 8320760.50 N). Si bien en los objetivos de la investigación se ha planteado la toma de muestras en el afluente y efluente, en el presente trabajo se ha considerado un solo punto de muestreo que es del afluente, ya que, el sistema de tratamiento no se encuentra operativo.



*Figura 48:* Punto de descarga del sistema de alcantarillado de aguas residuales

#### 3.4.2.3. Toma de muestras

La finalidad de la toma de muestras in – situ se desarrolla para la obtención de las características físico – químicas y biológicas del agua residual. En la RM 273-2013-MVCS se indica que “las características de los recipientes, volumen requerido (dependerá del laboratorio) y tipo de reactivo para preservación de la muestra se contemplan en el Anexo N° III” (p.10), por lo cual se recolecta un volumen determinado en recipientes fácilmente transportables y manipulables hacia el laboratorio sin que deje de ser



representativo, siguiendo las recomendaciones de los encargados de los laboratorios donde se realiza el análisis de las aguas residuales.

Los días seleccionados para la recolección de muestras se establece en los días de descargas importantes, en el presente trabajo se consideran: El primer día de la semana (lunes), debido al inicio de las actividades en las instituciones públicas y privadas presentes en la ciudad de Huancané, el cuarto día de la semana (jueves) debido a que es un día laborable y las instituciones públicas y privadas se encuentran en actividad añadiéndose a esto la realización de la feria de los jueves con la concurrencia de los vendedores y compradores de provenientes de las zonas rurales y otras localidades.

La recolección de la muestra se ha realizado en cuatro campañas, en las fechas 07/10/2019, 21/10/2019, que son los días lunes y en la fecha 21/11/2019 y 20/01/2022 en que son los días jueves. El muestreo se ha desarrollado manualmente en una hora adecuada, es decir, en un momento determinado, del tipo puntual o simple. Por cada campaña se recogieron tres muestras:

- Una muestra de 1000 ml para el análisis físico químico.
- Una muestra de 1000 ml para la determinación de las grasas.
- Una muestra de 400 ml para el análisis microbiológico y/o bacteriológico.

La recolección de muestras se realizó entre las 08:30 a 9:20 de la mañana momento en el que se presenta la máxima descarga en los recipientes preparados para dicho fin. Una vez obtenida las muestras se procede a etiquetar cada uno de los recipientes, indicando: la fecha, hora, sitio de toma, origen del agua, temperatura de la muestra, luego se deposita en un recipiente y se transporta inmediatamente hacia los laboratorios de la facultad de ingeniería química y facultad de ciencias biológicas de la universidad nacional del altiplano. En las muestras no se emplean reactivos ni técnicas de

congelación, pues estas llegaron al laboratorio mucho antes de lo establecido en la RM 273-2013-MVCS protocolo de monitoreo de la calidad de los efluentes de las plantas de tratamiento de aguas residuales domésticas o municipales (anexo III p.20), para el análisis físico químico y biológico. Por otro lado, se ha realizado un muestreo a una distancia de 100 metros aguas arriba cuya coordenada UTM es (415524.70 E, 8320860.40 N) y 100 metros aguas abajo cuya coordenada es UTM (415424.30 E, 8320716.30 N) del río Huancané con respecto al punto de entrega del sistema de alcantarillado.



*Figura 49: Obtención de muestras del agua residual y agua del río Huancané*

#### **3.4.2.4. Aforo y temperatura**

Se identificó el punto de aforo para determinar el caudal de las aguas residuales que el sistema de alcantarillado vierte al río, se procedió a utilizar el método volumétrico para la medición del caudal, para el cual se utilizó un recipiente de volumen conocido (22 litros) además de un cronometro, para la determinación del caudal. Las mediciones se realizaron en las mismas fechas que la toma muestra desde las 6:00 horas hasta las 18:00 horas en intervalos de tiempo de una hora. Por otro lado, se ha registrado la temperatura del agua residual con un termómetro de laboratorio y también se han registrado las coordenadas del punto de aforo con un GPS.



*Figura 50: Medición del caudal y temperatura del ARM*

### **3.4.3. Etapa de laboratorio**

Las muestras obtenidas en el punto de muestro fueron trasladadas a los laboratorios de la Universidad Nacional del Altiplano – Puno, específicamente a los Laboratorios de Ingeniería química y de la Facultad de ciencias biológicas para determinar las características físicas, químicas y biológicas del agua residual, de acuerdo a los estándares utilizados en los mismos.

#### **3.4.3.1. Análisis físico químico realizado**

Los parámetros determinados en el laboratorio de ingeniería química son: demanda bioquímica de oxígeno DBO, demanda química de oxígeno DQO, conductividad, potencial de hidrogeno pH, sólidos suspendidos totales SST.

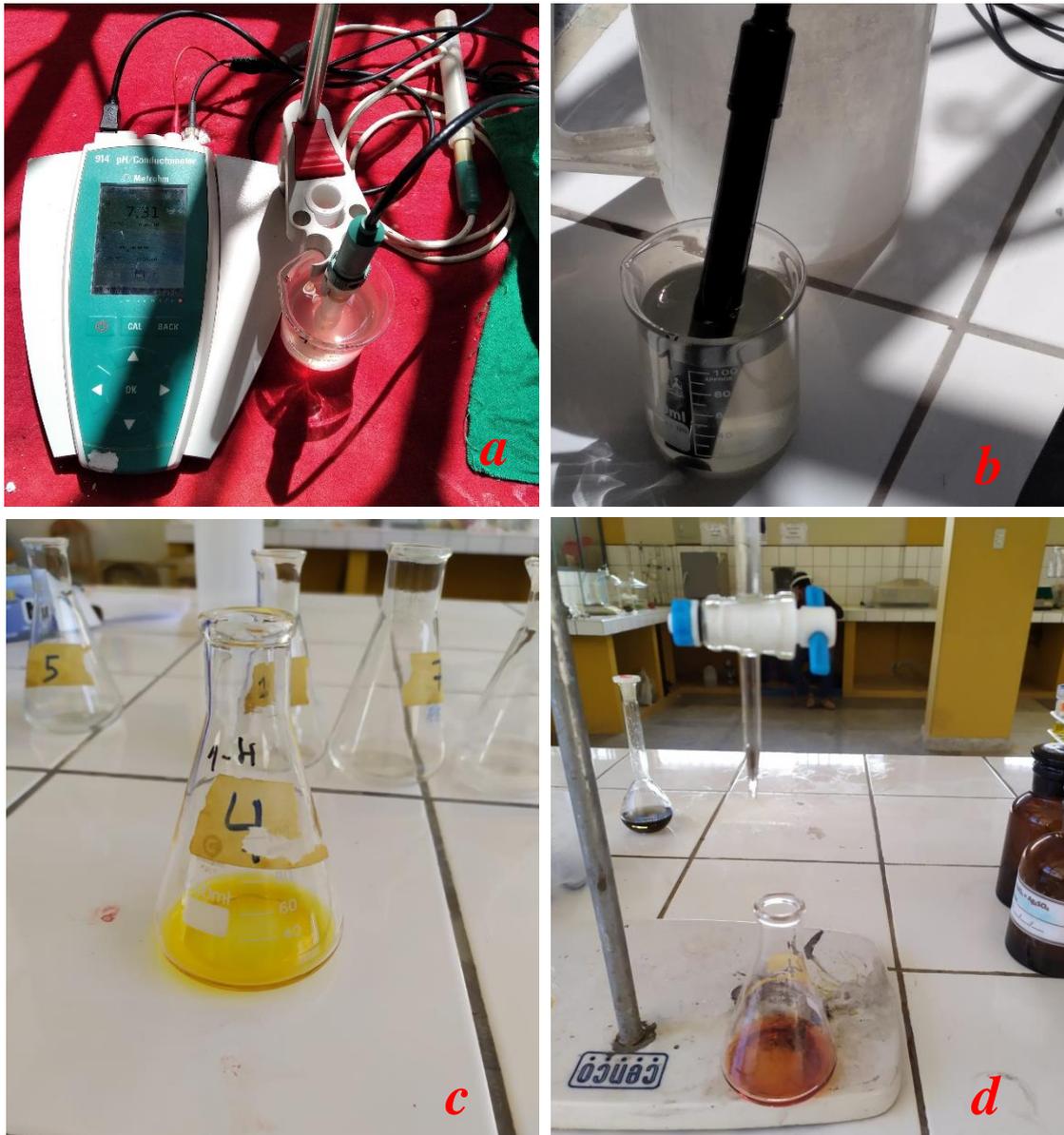


Figura 51: Proceso del análisis físico - químicos

En “a” se muestra el equipo de medición para el PH

En “b” se muestra el equipo de medición para la conductividad eléctrica del agua

En “c” se muestra la combinación del ARM con el dicromato de potasio para luego llevarlo al horno a 150°C.

En “d” se muestra la muestra después de retirarlo del horno, estando lista para su lectura.

### 3.4.3.2. Análisis bacteriológico

Los parámetros determinados en el laboratorio de la facultad de ciencias biológicas son los siguientes: coliformes totales (NMP/100ml), coliformes fecales (E. coli) (NMP/100ml), Escherichia coli (NMP/100ml) Salmonella SP. UFC/ml.



Figura 52: Proceso del análisis biológico e equipos utilizados

En “a” se muestra los tubos durham con caldo lauril sulfato, mechero de alcohol

En “b” se muestra los tubos durham después de 48 horas en el horno a 37 -45°C

En “c” se muestra la siembra del inóculo en la placa pedri.

En “d” se muestra el crecimiento microbiano

### 3.4.4. Etapa de propuesta de mejora

En esta fase se presenta la solución más factible en función de los resultados que se obtienen de la recolección de datos in-situ y los resultados de los análisis de laboratorio.

## CAPITULO IV

### RESULTADOS Y DISCUSIÓN

#### 4.1. PROCESAMIENTO DE DATOS RECOLECTADOS EN CAMPO Y

#### LABORATORIO

En la Tabla 19 y Tabla 20 se muestran las dimensiones, el área superficial total, la capacidad de cada una de las lagunas, factor de forma producto de la relación largo y ancho de las lagunas del sistema de tratamiento.

##### 4.1.1. Dimensiones de las lagunas

a) **Tratamiento primario:** Ambas lagunas tienen las mismas dimensiones.

Tabla 19: *Dimensiones de lagunas primarias*

Medidas			
	Superior	Inferior	
Ancho:	36.50 m	Ancho:	28.50 m
Largo:	70.00 m	Largo:	62.00 m
Área:	2,555.00 m <sup>2</sup>	Área:	1767.00 m <sup>2</sup>
Profundidad:			3.00 m
Volumen:			4297.85 m <sup>3</sup>
Factor de forma:			2

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

b) **Tratamiento secundario:** Las dimensiones de la laguna secundaria son:

Tabla 20: *Dimensiones de laguna secundaria*

Medidas			
	Superior	Inferior	
Ancho:	28.00 m	Ancho:	22.00 m
Largo:	78.00 m	Largo:	72.00 m



Área:	2,184.00 m <sup>2</sup>	Área:	1,584.00 m <sup>2</sup>
...Continuación			
<b>Medidas</b>			
	<b>Superior</b>		<b>Inferior</b>
Profundidad :			2.50 m
Volumen:			2813.98 m <sup>3</sup>
Factor de forma:			2.8

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

## 4.2. RESULTADOS DE LA CARACTERIZACIÓN FÍSICOQUÍMICA Y MICROBIOLÓGICA DEL AFLUENTE

### 4.2.1. Resultados del análisis físico químico

Tabla 21: Resultados del análisis físico químico de las ARM del afluente

Análisis de los parámetros físico químicos de aguas residuales	Resultados del afluente		
	07/10/2019	21/10/2019	21/11/2019
Temperatura (°C)	14.9	15.0	14.9
Potencial de hidrogeno (PH)	7.13	7.31	6.94
Conductividad eléctrica	755.0	415.0	6.11
Demanda química de oxígeno DQO (mg/l)	224.0	64.0	160.0
Demanda bioquímica del oxígeno DBO (mg/l)	89.6	25.6	64.0
Sólidos totales disueltos (mg/L)	377.0	207.0	306.0
Aceites y grasas (mg/L)	2.23	2.01	2.16
Porcentaje de salinidad (%)	0.40	0.20	0.30

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

Para el cálculo de los sólidos suspendidos totales se recurre a la condición de que los sólidos totales (ST) es igual a la suma de los sólidos suspendidos totales (SST) más sólidos totales disueltos (SSD), es decir:  $ST = SST + STD$

De la *Figura 4* el 0.65 de los sólidos totales son los sólidos totales disueltos, lo mencionado, es válido para aguas residuales no tratadas.

$$STD = 0.65 * ST \rightarrow ST = \frac{377}{0.65} = 580 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

Luego los SST se determina como sigue:

$$SST = ST - STD \rightarrow SST = 580 - 377 = 203 \frac{\text{mg}}{\text{l}}$$

Por otro lado, de lo mencionado por Pérez y Camacho (2011) en el ítem de los sólidos totales indican que tanto los SST y STD se encuentran en una proporción del 50% cada uno de ellos, por los que:  $SST = 377 \text{ mg/l}$  y  $STD = 377 \text{ mg/l}$ , esto para aguas residuales no tratadas. Luego se realiza un promedio de estos valores y se tienen que los sólidos suspendidos totales son:  $SST=290 \text{ mg/l}$ .

A continuación, se presentan los resultados del muestreo realizado en las aguas del río Huancané con la finalidad de verificar la contaminación de sus aguas superficiales y el resultado del afluente del sistema de alcantarillado de la localidad Huancané. (ver Anexo A)

Tabla 22: *Resultados del análisis físico químico del río Huancané y afluente(ARM)*

Análisis de los parámetros físico químicos de las aguas	Resultados del muestreo		
	20/01/2022		
	Río Huancané aguas		Afluente
	Arriba	Abajo	
Temperatura (°C)	17.20	17.40	17.50
Potencial de hidrogeno (PH)	7.68	7.72	7.45
Demanda química de oxígeno DQO (mg/l)	12.50	150.50	300.00

Demanda bioquímica del oxígeno	5.00	60.20	120.00
DBO (mg/l)			
Sólidos suspendidos totales (mg/L)	139.0	316.00	230.00
Aceites y grasas (mg/L)	0.42	3.55	4.19

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

#### 4.2.2. Resultados del análisis biológico

Tabla 23: Resultados del análisis biológico de las ARM del afluente

Análisis de los parámetros biológicos de aguas residuales	Resultados del afluente 07/10/2019	Resultados del afluente 21/10/2019	Resultados del afluente 21/11/2019
Coliformes totales (NMP/100ml)	11,000.0	11,000.0	11,000.0
Coliformes fecales (E. coli) (NMP/100ml)	750.0	2,800	2,800.0
Escherichia Coli (NMP/100ml)	750.0	640.0	530.0
Salmonella SP. UFC/ml	0.0	01.0	0.0

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

#### 4.2.3. Comparación de los LMPs con los resultados de laboratorio

Los valores de los parámetros físico químicos con los que se trabaja, son los valores del muestreo de fecha 07/10/2019 y 20/01/2022 realizándose un promedio entre los mismos y para los parámetros de biológicos el valor de 21/10/2019, cuyo resultado se presenta en la *Tabla 23*:

Tabla 24: Parámetros promedio de los resultados de las ARM del afluente

Parámetros	Unidad	Datos de Laboratorio
Aceites y grasas	mg/l	3.21
Coliformes Termotolerantes	NMP/100ml	2,800
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/l	104.80
Demanda Química del Oxígeno	mg/l	262.00
Potencial de Hidrogeno (PH)	unidad	7.29
Solidos Suspendidos Totales	mg/L	260.00

---

Temperatura	°C	16.20
-------------	----	-------

---

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

Se realiza una comparación de los resultados (parámetros físicos, químicos y biológicos) obtenidos con los Límites Máximos Permisibles (LMP) para efluentes de Plantas de Tratamiento de Agua Residuales Domésticas o Municipales (PTAR), establecidos en el D.S. N° 003-2010-MINAM del Ministerio del Ambiente.

Tabla 25: Comparación de parámetros de los LMP con los del laboratorio

---

Parámetros	Unidad	LMP	Datos de Laboratorio	Excedencia
Aceites y grasas	mg/l	20	3.21	No excede
Coliformes Termotolerantes	NMP/100ml	10,000	2,800	No excede
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/l	100	104.80	4.80%
Demanda Química del Oxígeno	mg/l	200	262.00	31.00%
Potencial de hidrogeno (PH)	unidad	6.5-8.5	7.29	No excede
Solidos Suspendidos Totales	mg/L	150	260.00	73.33 %
Temperatura	°C	<35	16.20	No excede

---

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

De la *Tabla 25* se llega a la conclusión que es necesario reducir la concentración de los siguientes parámetros: Demanda bioquímica del oxígeno (DBO) 4.80%, Demanda química del oxígeno (DQO) 31.00 %, Solidos suspendidos totales (SST) 73.33 % y los parámetros que se encuentran dentro del rango permisible son: Coliformes termotolerantes, Temperatura Potencial de hidrogeno (PH), Aceites y grasas,



De donde se afirma que el agua residual generada por la ciudad de Huancané contamina el río Huancané y es necesario mejorar y construir estructuras para el tratamiento de aguas las residuales para el cumplimiento de los LMP.

#### 4.2.4. Relación entre DBO y DQO, como biodegradabilidad del agua residual

Relación  $DBO_5/DQO$ : indica la biodegradabilidad de las aguas residuales urbanas, para el caso de la ciudad de Huancané el valor es:

$$\frac{DBO_5}{DQO} = \frac{104.80}{262} = 0.4$$

De acuerdo al valor obtenido la biodegradabilidad del agua residual es alta, esto de acuerdo a la *Tabla 3* del capítulo II.

#### 4.2.5. Medida de la biodegradabilidad.

La materia orgánica biodegradable se mide en términos de la  $DBO_5$  y la materia orgánica total por la DQO. Determinamos la relación:

$$k = \frac{DQO}{DBO_5} \rightarrow k = \frac{262}{104.8} \rightarrow k = 2.5$$

El valor de  $k=2.5$  nos indica que las aguas residuales generadas por la ciudad de Huancané son biodegradables, pero requiere de un tratamiento secundario, esto de acuerdo a la *Tabla 4* del Capítulo II.

#### 4.2.6. Conclusiones del análisis de datos de campo

- El sistema de tratamiento por lagunas de estabilización de las aguas residuales de la ciudad de Huancané no se encuentra en condiciones de operación por falta de estructuras de llegada, protección del talud de los diques, interconexiones entre



las lagunas y estructuras de salidas hacia la tubería del emisor, todo ello porque la obra se no se encuentra concluida.

- No tiene un área para la disposición del lodo por falta de área del terreno. Los lodos se tienen que transportar a un lugar dispuesto para el mismo, lo que implica costo de transporte.
- El área del terreno, donde se encuentran construidas las lagunas de estabilización no cuenta con la posibilidad de ampliarse por la negativa a la venta de los terrenos circundantes al terreno de fundación, lo que a futuro sería un problema para la posible ampliación del sistema de tratamiento.
- Si las lagunas de estabilización no cuentan con la protección adecuada, puede ocurrir contaminación de acuíferos por infiltración, particularmente en las lagunas que fueron construidas sobre suelos arenosos.
- Por otro lado, el manto freático elevado (2.00 m por debajo de la cota terreno) trae consigo problemas en la operación y no se garantiza la durabilidad óptima en el tiempo de las lagunas de estabilización.
- Por todo lo mencionado, se infiere que se requiere un sistema de tratamiento de aguas residuales compacto y que la capa freática no tenga mucha incidencia en los procesos de la depuración del agua residual.

#### **4.3. PROPUESTA DE MEJORA PARA LA OPERATIVIDAD DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO**

De los resultados presentados en la Tabla 25, los parámetros que se requieren reducir son la DBO<sub>5</sub> (4.80%), DQO (31.00 %) y los SST (73.33 %), para lo cual, es necesario seleccionar las tecnologías adecuadas.



En la Tabla 26 se presentan las tecnologías de tratamiento y la eficiencia de reducción de los parámetros en exceso ya mencionados...

Tabla 26: Tecnologías de tratamiento y porcentajes de remoción

TECNOLOGIA DE TRATAMIENTO	REFERENCIA	SST	DBO <sub>5</sub>	DQO	NH <sub>3</sub>	N	N	N	N	N	P	P	COLIFORMES		
													NO <sub>3</sub>	TOTAL	PO <sub>4</sub>
Desarenador convencional	RAS (2000)	0-10	0-5	0-5	0-5										
	Metcalf & Eddy (2001)	0-10	0-5	0-5											
Sedimentador primario	Metcalf & Eddy (2001)	50-56	30-40	30-40	10-20										10-20
	Fair (1954)	40-70	25-40	20-35											25-75
	Yañez (1995)	40-70	25-40												25-75
Tanque séptico	Batalha (1989)	50-70	40-62						<10						<60
Tanque séptico – Filtro	Von Sperling (1996)		70-90						10-25						10-20
Tanque Imhoff	Tchobanoglous (2000)	50	40												
Primario avanzado	Yañez (1995)	70-90	50-85												40-80
	Tsakamoto (2002)	73-84	46-70												80-90
	RAS (2000)	60-70	65-80	60-80											10-20
Filtro anaerobio	Rodriguez et al. (2006)		75-85												
	Torres (2000)	60-80	60-70						10-25						10-20
UASB	RAS (2000)	60-70	65-80	60-80											30-40

... Continuación

TECNOLOGIA DE TRATAMIENTO	REFERENCIA	SST	DBO <sub>5</sub>	DQO	N			P			COLIFORMES						
					NH3	ORG	NO3	TOTAL	NO3	TOTAL	PO4	TOTAL	TOTAL	PO4	TOTAL		
UASB	Valencia (2002)	72	83	74													
	Lettinga et al.(1983)			55-78													
UASB - laguna facultativa	CDMB (2006)	84	88														
UASB - lodo activado	Van Hann del - Lettinga	85-95	85-95				15-25					10-20					70-95
UASB - lodo activado SBR	Torres (2000)	84-86	87-93				20-90					23-72					
Reactor anaerobio de flujo piston RAP	RAS (2000)	60-70	65-80	60-80													30-40
Reactor anaerobio de contacto	Rodriguez et al. (2006)			75-80													
Reactor anaerobio de lecho fluidizado	Rodriguez et al. (2006)			80-85													
	RAS (2000)	80-90	80-95	80-95			15-20										10-25
	Yañez (1995)	85-98	70-98														95-98
Lodo activado convencional	Fair (1954)	55-95	55-95	50-80													90-98
	Von Sperling (1996)	80-90	85-93				30-40					30-45					60-90
Lodo activado – SBR	Von Sperling (1996)	80-90	85-95				30-40					30-45					60-90
Lodo activado - aireación prolongada	Von Sperling (1996)	80-90	93-98				15-30					10-20					65-90

... Continuación

TECNOLOGIA DE TRATAMIENTO	REFERENCIA	SST	DBO <sub>5</sub>	DQO	N			NH <sub>3</sub>	ORG	NO <sub>3</sub>	TOTAL	P	PO <sub>4</sub>	TOTAL	COLIFORMES
					NH <sub>3</sub>	ORG	NO <sub>3</sub>								
	Yañez (1995)	70-90	60-85												90-95
Filtro percolador de alta tasa	Metcalf & Eddy (2001)	60-85	65-80	60-80	8-15	15-30					8-12				90-95
	Von Sperling (1996)	85-95	80-93			30-40					30-45				60-90
Filtro percolador súper tasa	RAS (2000)	65-85	65-85	65-85	8-15	15-50					8-12				
Laguna aerobia	Ferrer (2009)		60-80												
	Mara (1980)		50-85												
Laguna anaerobia	Arceivala (1984)		30-70												90-99,99
	RAS (2000)	20-60	50-70												
	Mara (1980)		80-95												
Lagunas aireadas	Mendoza (2000)		50-60												
	RAS (2000)	85-95	80-95												90-99,99
	RAS (2000)	63-75	80-90								30				90-99,99
Lagunas facultativas	Fair (1954)	85-95	90-95	70-80											95-98
	Yañez (1995)	90-99	75-95												98-99,99

... Continuación

TECNOLOGÍA DE TRATAMIENTO	REFERENCIA	SST	DBO <sub>5</sub>	DQO	N		NO <sub>3</sub>	N		PO <sub>4</sub>	P	COLIFORMES
					NH <sub>3</sub>	ORG		TOTAL	TOTAL			
Lagunas de maduración	Mara (1980)		80-95									90-99,99
	RAS (2000)	85-95	60-80									
Laguna anaerobia – humedal	Caicedo (2005)	87-93	80-90				37-48					45-50
	Liu & Liptack (2000)		85-95									
Biodiscos	Torres et al. (2006)	85-95	85-93				30-40					60-90
	Metcalf & Eddy (2001)	80-85	80-85	80-85	8-15		15-20					10-25

Fuente Rodríguez J., García C. y Pardo J. (2015).



Por lo mencionado, en el ítem 4.2.5 que indica “las aguas residuales son biodegradables, pero requiere de un tratamiento secundario” se plantea un tratamiento primario y un tratamiento secundario para la reducción de la concentración de los parámetros físicos, químicos y biológicos del afluente, para cumplir con los valores de los LMP establecidos en el D.S. N° 003-2010-MINAM, planteándose para ello el siguiente tren de tratamiento como propuesta de mejoramiento, esto, en la línea de tratamiento del agua residual.

#### **4.3.1. Pretratamiento**

Tomando en cuenta las recomendaciones del RNE el tren de tratamiento preliminar estará conformado por los siguientes elementos.

- Cámara de rejillas
- Desarenador
- Medidor de caudal Parshall
- Cámara partidora de caudales y de excesos

#### **4.3.2. Tratamiento primario**

Para la elección de la tecnología del tratamiento primario se tiene en cuenta los parámetros a reducir, la extensión de la superficie, la napa freática, la complejidad de construcción de la estructura, requerimiento de energía y nivel de calificación del personal. Teniendo en cuenta estas consideraciones y la *Tabla 26* se optado por:

- Dos cámaras de sedimentación

Con el que se busca reducir el contenido de los sólidos suspendidos totales, DBO y DQO, parámetros en exceso según resultados de los análisis.

### 4.3.3. Tratamiento secundario

Para el tratamiento secundario se tiene en cuenta las mismas condiciones del tratamiento primario y el resultado del ítem 4.2.5. Por lo que, se ha optado por:

- Humedal artificial de flujo superficial

### 4.3.4. Tratamiento de lodos

Los lodos acumulados en el sedimentador requieren ser digeridos por lo que se opta por un:

- Digestor de lodos superficial.

## 4.4. ECUACIONES Y PARÁMETROS DE DISEÑO PARA LA PROPUESTA DE MEJORA

Para la propuesta de mejora se requieren datos como:

### 4.4.1. Datos de medición y caudal del agua residual

Las coordenadas del punto de muestreo son: longitud Oeste:  $69^{\circ}47'11.67''$  y latitud Sur:  $15^{\circ}11'15.75''$ . El caudal se obtiene de la división del volumen medido sobre el tiempo de llenado medido. Los datos recolectados se muestran en la Tabla 27

Tabla 27: *Resultados del aforo de las aguas residual*

Hora	Fechas de medición del caudal del agua residual								
	07/10/2019			21/10/2019			21/11/2019		
	T (s)	V (l)	Q(l/s)	T(s)	V(l)	Q(l/s)	T(s)	V(l)	Q(l/s)
06:00	1.5	22	14.35	1.5	22	14.67	1.5	22	14.35
07:00	1.5	22	14.67	1.5	22	15.00	1.5	22	14.76
08:00	1.6	22	14.04	1.2	22	17.84	1.4	22	16.21
09:00	1.4	22	16.10	1.3	22	17.37	1.3	22	16.83
10:00	1.4	22	15.71	1.5	22	15.00	1.4	22	16.20

... Continuación

Hora	Fechas de medición del caudal del agua residual								
	07/10/2019			21/10/2019			21/11/2019		
	T (s)	V (l)	Q(l/s)	T (s)	V (l)	Q(l/s)	T (s)	V (l)	Q(l/s)
11:00	1.6	22	14.04	1.4	22	15.35	1.4	22	15.53
12:00	1.9	22	11.38	1.5	22	14.67	1.6	22	13.86
13:00	2.3	22	9.43	2.0	22	11.00	2.0	22	11.05
14:00	2.4	22	9.30	2.4	22	9.30	2.2	22	10.13
15:00	2.7	22	8.05	2.4	22	9.04	2.3	22	9.38
16:00	2.9	22	7.67	2.6	22	8.35	2.5	22	8.85
17:00	2.5	22	8.92	2.8	22	7.95	2.4	22	9.27
18:00	2.1	22	10.65	2.0	22	11.00	1.9	22	11.66
	Qprom=		11.87	Qprom=		12.81	Qprom=		12.93
	Qmaxh=		16.10	Qmaxh=		17.84	Qmaxh=		16.83
	Qminh=		7.67	Qminh=		7.95	Qminh=		8.85

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

Nota: T: tiempo en segundos (s), V: volumen del agua residual medido en litros (l), Q: caudal resultante (l/s), Qprom: gasto promedio, Qmxh: gasto máximo horario y Qminh: gasto mínimo horario.

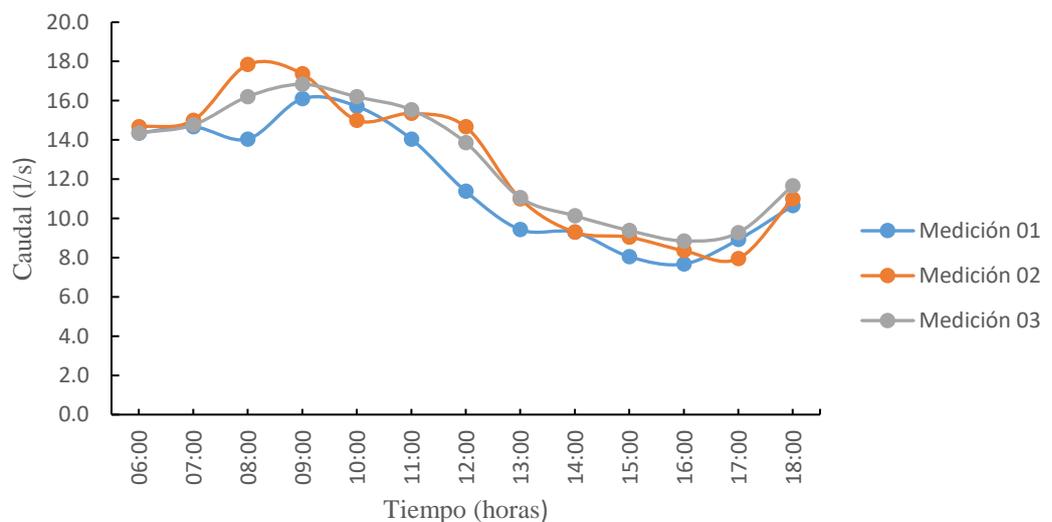


Figura 53: Diagrama de masas de los gastos y/o caudal

El caudal que se considera para la propuesta de mejora del sistema de tratamiento de aguas residuales es el caudal y/o gasto promedio:

$$Q_{\text{promedio}} = \frac{11.87 + 12.81 + 12.93}{3} \rightarrow Q_{\text{promedio}} = 12.53 \text{ l/s}$$

#### 4.4.2. Datos de medición de temperatura del agua residual

Tabla 28: *Medida de la temperatura del agua residual*

Hora	Fechas de medición de la temperatura del agua residual (°C)					
	07/10/2019	21/10/2019	21/11/2019	24/06/2020	25/06/2020	26/06/2020
06:00	13.5	13.7	13.4	7	8	7
07:00	13.8	14.0	13.7	8.5	9	7.8
08:00	14.2	14.2	13.9	9.5	9.5	8.9
09:00	14.6	15.0	14.5	10.5	10.2	9.5
10:00	15.0	15.0	15.2	11	11.5	10.7
11:00	15.0	15.2	15.2	11.7	11.9	11.8
12:00	15.3	15.2	15.4	12.2	12.5	11.8
13:00	15.3	15.8	15.5	12.6	12.8	12.3
14:00	15.5	15.8	15.6	12.5	12.4	12.3
15:00	15.5	15.8	15.4	12.3	12	12
16:00	15.5	15.5	15.4	11.9	11.8	11.7
17:00	15.3	15.3	15.3	11.7	11.5	11.7
18:00	14.8	14.5	14.9	11.3	11.2	11.4
<b>Promedio</b>	14.9	15.0	14.9	10.98	11.10	10.68
<b>Máximo</b>	15.5	15.8	15.6	12.6	12.8	12.3
<b>Mínimo</b>	13.5	13.7	13.4	7	8	7

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

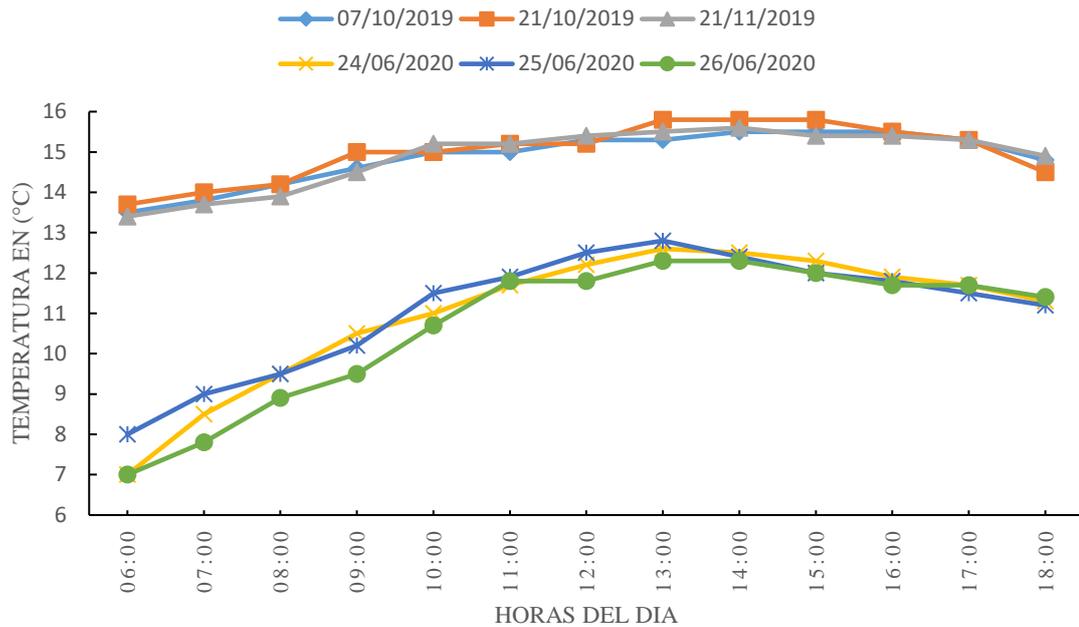


Figura 54: Diagrama de temperatura del agua residual

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

La temperatura del agua residual que se considerará para la propuesta de mejora será el promedio de las tres mediciones de temperatura:

$$T = \frac{10.98 + 11.10 + 10.68}{3} \rightarrow T = 10.92 \text{ } ^\circ\text{C}$$

#### 4.4.3. Periodo de diseño

Se le denomina período de diseño al lapso de tiempo para el cual se proyecta el funcionamiento adecuado del sistema de tratamiento de aguas residuales realizando un buen mantenimiento periódico.

Para seleccionar el período de diseño se debe de considerar factores como el desgaste natural que sufren los materiales, la vida útil de las estructuras, equipos y componentes con los que contará el sistema, incluyendo el posible desarrollo urbanístico comercial o industrial de las áreas adyacentes.

Según el RNE (2014) se “considerará un horizonte de diseño (periodo de diseño) entre 20 y 30 años para plantas de tratamiento de aguas residuales” (p.194). y, además, se considerará un tiempo de 1 o 2 años adicionales debido al tiempo que se lleva gestionar el proyecto, para su respectiva autorización.

#### 4.4.4. Población de diseño

La población de diseño está conformada por la población futura servida, para su cálculo se emplea los métodos de proyecciones de crecimiento como: proyección aritmética, geométrica, ministerio de salud, interés simple, etc. que permiten establecer la población futura para el diseño.

La población actual y su proyección se determina en base a los datos de los censos proporcionados por el Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI), para lo cual se toma en cuenta los últimos tres censos disponibles (1993, 2007, 2017).

Tabla 29: *Censos de la población de 1993 - 2017*

Censos	
Año	Población
1993	6,962 Hab
2007	7,332 Hab
2017	7,714 Hab

Fuente: Instituto Nacional de Estadística e Informática

Con base en estos datos iniciales se realiza el procedimiento de estimación de población futura para 20 años.

#### 4.4.5. Métodos de proyección poblacional empleados

Para determinar la población futura se emplean los métodos analíticos que se presentan en Vierendel en las paginas 11 al 14.

#### 4.4.5.1. Método aritmético

Se emplea para poblaciones antiguas y desarrolladas que tienen una tasa de crecimiento constante y lineal en el tiempo.

$$P_f = P_o + r * (t - t_o), \text{ donde } r = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \left( \frac{P_{i+1} - P_i}{t_{i+1} - t_i} \right)}{n - 1} \quad (1)$$

Donde:  $P_f$ : Población futura a calcular (hab.)

$P_o$ : Población inicial (hab.)

$r$ : Coeficiente de crecimiento (%).

$t$ : tiempo futuro

$t_o$ : tiempo inicial

$n$ : número de censos

Con los datos de la Tabla 29 y la ecuación (1) se determina el coeficiente de crecimiento “ $r$ ” obteniéndose el valor de:  $r = 32.31$  y la proyección de la población para los diferentes periodos es:

$t = 0$ años	$P_f = 7,779$ hab.
$t = 5$ años	$P_f = 7,940$ hab.
$t = 10$ años	$P_f = 8,102$ hab.
$t = 15$ años	$P_f = 8,263$ hab.
$t = 20$ años	$P_f = 8,425$ hab.

#### 4.4.5.2. Método geométrico

Se emplea para poblaciones que crecen a una misma tasa en el último periodo censal pero no para poblaciones que se encuentran en el inicio desarrollo.

$$P_f = P_o * r^{(t-t_o)}, \text{ donde } r = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \sqrt[t_{i+1}-t_i]{\frac{P_{i+1}}{P_i}}}{n - 1} \quad (2)$$

Donde:  $P_f$ : Población futura a calcular (hab.)

$P_o$ : Población inicial (hab.)

r: Coeficiente de crecimiento (%).

t: tiempo futuro

$t_o$ : tiempo inicial

n: número de censos

Con los datos de la Tabla 29 y la ecuación (2) se determina el coeficiente de crecimiento “r” cuyo valor es de:  $r = 1.0044$  y la proyección de la población para los diferentes periodos es:

t = 0 años	$P_f = 7,782$ hab.
t = 5 años	$P_f = 7,955$ hab.
t = 10 años	$P_f = 8,131$ hab.
t = 15 años	$P_f = 8,312$ hab.
t = 20 años	$P_f = 8,496$ hab.

#### 4.4.5.3. Método del Ministerio de Salud

$$P_f = P_o \left( 1 + \frac{r \times (t - t_o)}{1000} \right) \text{ donde } r = 1000 * \left[ \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \left( \frac{P_{i+1}}{P_i} - 1 \right)}{\sum_{i=1}^{n-1} (t_{i+1} - t_i)} \right] \quad (3)$$

Donde:  $P_f$ : Población futura a calcular (hab.)

$P_o$ : Población inicial (hab.)

r: Coeficiente de crecimiento (%).

t: tiempo futuro

$t_o$ : tiempo inicial

n: número de censos

Con los datos de la Tabla 29 y la ecuación (3) se determina el coeficiente de crecimiento “r” cuyo valor es de:  $r = 4.3853$  y la proyección de la población para los diferentes periodos es:

t = 0 años	$P_f = 7,782$ hab.
t = 5 años	$P_f = 7,951$ hab.
t = 10 años	$P_f = 8,120$ hab.
t = 15 años	$P_f = 8,289$ hab.
t = 20 años	$P_f = 8,458$ hab.

#### 4.4.5.4. Método del interés simple

Se emplea para poblaciones que se encuentran en un proceso de franco crecimiento.

$$P_f = P_o(1 + r * (t - t_o)) \text{ donde } r = \frac{\sum_{i=1}^{n-1} \left( \frac{P_{i+1} - P_i}{P_i * (t_{i+1} - t_i)} \right)}{n - 1} \quad (4)$$

Donde:  $P_f$ : Población futura a calcular (hab.)

$P_o$ : Población inicial (hab.)

r: Coeficiente de crecimiento (%).

t: tiempo futuro

$t_o$ : tiempo inicial

i: Índice de crecimiento anual (%)

n: número de censos

Con los datos de la Tabla 29 y la ecuación (4) se determina el coeficiente de crecimiento “r” cuyo valor es de:  $r = 0.0045$  y la estimación de la población para los diferentes periodos es:

t = 0 años	P <sub>f</sub> = 7,783 hab.
t = 5 años	P <sub>f</sub> = 7,957 hab.
t = 10 años	P <sub>f</sub> = 8,131 hab.
t = 15 años	P <sub>f</sub> = 8,305 hab.
t = 20 años	P <sub>f</sub> = 8, 478 hab.

#### 4.4.2.1. Resumen de las poblaciones futuras de los diferentes métodos

Tabla 30: *Resumen de las poblaciones futuras*

Método	Población futura (2039)
Método aritmético	8425 Hab
Método geométrico	8496 Hab
Método del Ministerio de Salud	8458 Hab
Método del interés simple	8478 Hab

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

Para determinar la población futura se descartan los valores extremos que corresponden al método aritmético y geométrico, se obtiene la media aritmética de los valores restantes que corresponden al método de interés simple y ministerio de salud.

$$P_f = \frac{8,458 + 8,478}{2} \text{ de donde } P_f = 8,468 \text{ habitantes}$$

Tabla 31: *Población futura por quinquenios*

Año	2017	2019	2024	2029	2034	2039
Población	7714	7783	7954	8125	8297	8468

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

De la Tabla 31, se observa que el resultado obtenido para la población futura es de 8,468 pero se opta por un valor de 8,470 habitantes para el año 2,039.

#### 4.4.6. Cálculo del gasto de diseño

Para el diseño de infraestructura hidráulica para plantas de tratamiento de aguas residuales es necesario conocer los caudales de diseño, ya que por la red de abastecimiento no siempre circula un régimen de flujo constante.

En el caudal de las aguas residuales ocurren variaciones horarias, diarias y anuales debido a los usos y costumbres propios de cada población, además del comportamiento climatológico de la región (temperatura, precipitaciones pluviales).

El RNE (2014) refiere que “para el caso de sistemas nuevos se determinará el caudal de diseño tomando como base la población servida, las dotaciones de agua para consumo humano y los factores de contribución contenidos en la norma de redes de alcantarillado, considerándose además los caudales de infiltración y los aportes industriales” (p.194) como sigue:

$$Q_{\text{Diseño}} = Q_{\text{Dom}} + Q_{\text{Inf}} + Q_{\text{Ind}} \quad (5)$$

Donde:

$Q_{\text{Dom}}$ : “Tasa de contribución doméstica provenientes de actividades de tipo doméstico, establecimientos comerciales e instituciones como hospitales, escuelas, universidades, edificios, etc.”

$Q_{\text{Inf}}$ : “Es la tasa de contribución por infiltración de las aguas subsuperficiales a través de fisuras, unión de tuberías defectuosas y material de la tubería el valor adoptado debe ser justificado.” 0.05-1.0 l/(s\*km) (RNE, 2014, p.184)

$Q_{Ind}$ : “Tasa de contribución de aguas residuales industriales que la constituyen líquidos provenientes de una fábrica o empresa que produce cualquier material o artículo.”

Por otro lado, se debe revisar la norma OS.070 (redes de aguas residuales), y a la norma OS.100 (consideraciones básicas de diseño de infraestructura sanitaria).

#### 4.4.6.1. Dotación de agua potable

“La dotación es la cantidad de agua asignada a cada habitante, considerando todos los consumos de los servicios y las pérdidas físicas en el sistema, en un día medio anual; sus unidades son en L/hab/día” (Conagua/ IMTA, 2007d, p.14). Para establecer la cantidad de agua por día se realiza en función a la Tabla 32.

Tabla 32: *Dotación de agua potable para proyectos de saneamiento.*

Descripción	Dotación (l/hab.d)		
	Clima templado	Clima frío	Clima cálido
Sistemas con conexiones domiciliarias.	220	180	220
Lotes de área menor o igual a 90 m <sup>2</sup>	150	120	150
Sistemas de abastecimiento por surtidores, camión cisterna o piletas públicas.	30 - 50	30 - 50	30 - 50

Fuente: Norma OS.100

La EPS NOR-PUNO S.A. indica que el volumen de producción de agua potable durante el mes de octubre fue de 37,411m<sup>3</sup> y la del mes de diciembre fue de 36,740 m<sup>3</sup>. Con estos valores se estima la dotación diaria por habitante.

Tabla 33: *Producción agua mensual por la EPS Nor Puno*

<b>Producción de agua de dos meses del año 2019.</b>				
<b>Mes</b>	<b>Producción de agua (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Días del mes</b>	<b>Población en el año 2019</b>	<b>Dotación en l/ha/d</b>
Octubre	37,411	31	7,783	155.06
Diciembre	36,740	31	7,783	152.28

De donde se observa que se tiene un promedio de dotación de 153.67 l/hab/d.

#### **4.4.6.2. Aporte de aguas residuales**

“El caudal de contribución al alcantarillado debe ser calculado con un coeficiente de retorno (C) del 80% del caudal de agua potable consumida” (RNE, 2014, p.182).

##### **4.4.6.2.1. Gasto medio diario**

Es la cantidad de agua que requiere un habitante en un día cualquiera del año de consumo promedio y se determina en base la población servida y las dotaciones de agua para consumo humano recomendada por el RNE ver Tabla 32.

$$Q_{md} = C * \left( \frac{D * P_f}{86400} \right) \quad (6)$$

Donde: C: Coeficiente de retorno C= 0.8

D: Dotación (l/s)

P<sub>f</sub>: Población proyectada y/o futura (habitantes)

Mediante la ecuación (6) se determina la dotación (l/h/d), teniendo en cuenta que el aporte por industrias es nulo ya que en el distrito de Huancané no se tiene industria alguna, el aporte por infiltración se determina por  $Q_{inf} = q * L$ , donde  $q = 0.525 \frac{l}{s*km}$  y la longitud de la tubería  $L = 2\,345m$  por los que se tiene  $Q_{inf} = 1.23 \frac{l}{s}$ . por otro lado, se tiene el caudal medido en el punto de aforo es de 12.53 l/s, siendo la dotación:

Cálculo de la dotación (l/h/d)

**Datos:**

$$C = 0.8$$

$$Q_{md} = 12.53 \text{ l/s}$$

$$P_f = 7783 \text{ hab}$$

$$Q_{inf} = 1.23 \text{ l/s}$$

**Cálculo**

$$12.53 = 0.80 \left( \frac{D * 7783}{86400} \right) + 1.23$$

$$D = 156.80 \text{ l/h/d} \approx 160.00 \text{ l/h/d}$$

El valor de la dotación es de 156.80 l/h/d es consistente con el valor de 153.67 l/h/d, pero se adopta una dotación de 160 l/h/d.

Con los datos ya establecidos se determina el gasto medio con la ecuación (6).

**Datos:**

$$C = 0.8$$

$$D = 160.00$$

$$P_f = 8470$$

**Cálculo**

$$Q_{md} = 0.80 \left( \frac{160 * 8470}{86400} \right)$$

$$Q_{md} = 12.55 \text{ l/s}$$

#### 4.4.6.2.2. Gasto mínimo horario ( $Q_{minh}$ )

$$Q_{minh} = K_1 * Q_{md} \quad (7)$$

Donde:  $Q_{minh}$ : Caudal mínimo (l/s)

$Q_{md}$ : Gasto medio diario (l/s)

$K_1$ : Coeficiente de caudal mínimo horario ( $K_1 = 0.5$ ) (RNE ,2014, p.184)

Con los datos ya establecidos se determina el gasto mínimo horario con la ecuación (7).

**Datos:**

$$K_1 = 0.5$$

$$Q_{md} = 12.55 \text{ l/s}$$

**Cálculo:**

$$Q_{minh} = 0.5 * 12.55 + 1.13$$

$$Q_{minh} = 7.41 \text{ l/s}$$

#### 4.4.6.2.3. Gasto máximo diario ( $Q_{\text{mxd}}$ )

El consumo medio anual presenta variaciones en mayor o menor cuantía debido a alguna actividad, temperatura u otra causa, lo genera un consumo mayor que el medio anual y se denomina "gasto máximo diario", definido también como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante un año.

$$Q_{\text{mxd}} = K_2 * Q_{\text{md}} \quad (8)$$

Donde:  $Q_{\text{mxd}}$ : Gasto máximo diario (l/s)

$Q_{\text{md}}$ : Gasto medio diario (l/s)

$K_2$ : Coeficiente de caudal máximo diario ( $K_2 = 1.3$ ) (RNE ,2014, p.184)

Con los datos definidos, se determina el gasto máximo diario con la ecuación (8).

##### **Datos:**

$$K_2 = 1.3$$

$$Q_{\text{md}} = 12.55 \text{ l/s}$$

##### **Cálculo:**

$$Q_{\text{mxd}} = 1.3 * 12.55 + 1.13$$

$$Q_{\text{mxd}} = 17.45 \text{ l/s}$$

#### 4.4.6.2.4. Gasto máximo horario ( $Q_{\text{mxh}}$ )

Se define como la hora de máximo consumo del día de máximo consumo, es decir, el gasto mayor durante las 24 horas del día de máximo consumo y se define como sigue:

$$Q_{\text{mxh}} = K_3 * Q_{\text{md}} \quad (9)$$

Donde:  $Q_{\text{mxh}}$ : Gasto máximo horario

$Q_{\text{md}}$ : Gasto medio diario

$K_3$ : Coeficiente de caudal máximo horario ( $K_3 = 1.8 - 2.5$ ) (RNE ,2014, p.184)

Con los datos establecidos se calcula el gasto máximo horario con la ecuación (9).

**Datos:**

$$K_3 = 1.8$$

$$Q_{md} = 12.55 \text{ l/s}$$

**Cálculo:**

$$Q_{mxh} = 1.8 * 12.55 \text{ l/s} + 1.13 \text{ l/s}$$

$$Q_{mxh} = 23.72 \text{ l/s}$$

En la Tabla 34 se presentan los resultados de los cálculos realizados para la determinación de los gastos y/o caudales.

Tabla 34: *Resumen de gastos calculados*

<b>Gastos y/o caudales</b>	<b>Cantidad</b>
Gasto medio diario ( $Q_{md}$ )	13.68 l/s
Gasto mínimo horario ( $Q_{minh}$ )	7.41 l/s
Gasto máximo diario ( $Q_{mxd}$ )	17.45 l/s
Gasto máximo horario ( $Q_{mxh}$ )	23.72 l/s

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

#### 4.4.7. Diseño de hidráulico de unidades de pretratamiento propuesto

##### 4.4.7.1. Diseño hidráulico de la tubería de conducción

Para el diseño de la tubería de conducción en el RNE (2014) indica “que la velocidad mínima no debe producir depósitos ni erosiones, en ningún caso será menor de 0.60 m/s y la velocidad máxima admisible para tubos de asbesto-cemento, acero y PVC será de 5 m/s” (p. 131). Así mismo, el RNE (2014) indica que “las tuberías del sistema de alcantarillado deben cumplir con la condición de autolimpieza, aplicando el criterio de tensión tractiva. Cada tramo debe ser verificado por el criterio de la tensión tractiva media ( $\sigma_t$ ) con un valor mínimo de  $\sigma_t = 1.0 \text{ Pa}$  calculada para un caudal inicial ( $Q_i$ ) valor correspondiente para un coeficiente de Manning  $n=0.013$ . La pendiente mínima que satisface esta condición es determina por la siguiente expresión” (p.181).



$$S_0 = 0.0055 * Q^{-0.47} \quad (10)$$

La pendiente mínima requerida para la tubería de conducción hacia la cámara de rejillas se obtiene con la ecuación (10), donde, el caudal es:  $Q_{mxh} = 23.72 \text{ l/s} = 0.02372 \text{ m}^3/\text{s}$ .

$$S_0 = 0.0055 * 0.02372^{-0.47} \rightarrow S_0 = 0.03$$

El valor determinado indica que se debe de tener una pendiente del 3%.

Para el diseño de la tubería de conducción desde el buzón 01 hacia el canal de rejillas, se utiliza los principios del diseño para alcantarillas y de acuerdo con el RNE (2014) “la altura de la lámina de agua debe ser siempre calculada admitiendo un régimen de flujo uniforme y permanente, siendo el valor máximo para el caudal final, igual o inferior a 75% del diámetro del colector” (p.181). Es decir, que los colectores se deben diseñar para trabajar a flujo libre por gravedad, para ello se debe cumplir la relación tirante de agua y diámetro de la tubería (D) debe ser de 0.75 ( $\frac{y}{D} = 0.75$ ). Para la evaluación de estas condiciones se emplean las ecuaciones de Manning, ecuaciones para tuberías de alcantarillado y tensión tractiva media que se presentan a continuación:

$$v = \frac{1}{n} * S_0^{\frac{1}{2}} * R_h^{\frac{2}{3}} \quad (11)$$

$$\sigma_t = \gamma * R_h * S_0 \quad (12)$$

$$R_h = \frac{A_h}{P_m} = \frac{D}{4} * \left(1 - \frac{360 * \text{sen}\theta}{2\pi\theta}\right) \quad (13)$$

$$y = \frac{D}{2} * \left[1 - \cos\left(\frac{\theta}{2}\right)\right] \quad (14)$$

Donde: D: diámetro de tubería (m)

Q: caudal de aguas ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

n: coeficiente de rugosidad de Manning.

$S_0$ : pendiente de la línea de energía (m/m)

Y: tirante hidráulico en la tubería (m)

$R_h$ : radio hidráulico

$\Theta$ : ángulo central (sexagesimal)

$\sigma_t$ : tensión tractiva media (Pa)

CEPIS (2005) indica que “el valor del coeficiente de Manning a adoptar para el diseño de todos los sistemas de alcantarillado no debe de ser inferior de 0.013”. (p.27)

Para determinar el diámetro de la tubería se emplea la ecuación (11) con los arreglos correspondientes para el cumplimiento de la condición ( $\frac{y}{D} = 0.75$ ) se tiene:

$$D = 1.6028 * \left( \frac{n * Q}{S_0^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} \rightarrow D = 1.6028 * \left( \frac{0.013 * 0.02372}{0.03^{\frac{1}{2}}} \right)^{\frac{3}{8}} = 0.15 \text{ m} \cong 160.00\text{mm}$$

Por conveniencia se adopta un diámetro de 10 pulgadas ( $D = 0.25 \text{ m}$ ), se asume una pendiente de ( $S=0.02$ ) y se determina los valores del ángulo central, radio hidráulico, tirante normal y velocidad con las ecuaciones (11),(13) y (14) cuyos valores son:  $\Theta=150.42$ ,  $R_h=0.051$ ,  $Y=0.093 \text{ m}$  y  $v = 1.50 \frac{\text{m}}{\text{s}} > 0.6 \frac{\text{m}}{\text{s}}$ . Se determina la tensión tractiva media con la ecuación (12) cuyo resultado es:  $\sigma_t = 1.01 \text{ Pa} > 1.0 \text{ Pa}$ . Se determina la relación  $\frac{y}{D} = \frac{0.093}{0.25} = 0.37 < 0.75$ . De los resultados se afirma que se cumple con las restricciones del RNE.

#### 4.4.7.1.1. Pérdida de energía

Para determinar las pérdidas que se generan al ingreso y a lo largo de la tubería por la circulación del ARM se emplean las siguientes ecuaciones. La ecuación (15) es referida a la pérdida por ingreso y salida de la tubería y la ecuación (16) es referida a la pérdida de energía en un canal de tubería.

$$h_f = k_e * \frac{v^2}{2g} \quad (15)$$



$$h_T = \left( \frac{nv}{R_h^{\frac{2}{3}}} \right)^2 L \quad (16)$$

Donde: v Velocidad del ARM en el conducto (m/s)

$R_h$ : Radio hidráulico (m)

n: Coeficiente de Manning para alcantarillado (n=0.013)

D: Diámetro de tubería (m)

L: Longitud de la tubería (m)

$K_e$ : Coeficiente de pérdida (por ingreso a la tubería  $K_e=0.5$ , por salida de la tubería  $K_e=1.0$ )

Para la aplicación de la ecuación (16) se toman los resultados obtenidos para la tubería:

La velocidad en el conducto es  $v = 1.50 \frac{m}{s}$ , con este valor de la velocidad se obtiene la pérdida por salida de la tubería mediante la ecuación (15):

$$h_f = 1.0 * \frac{1.50^2}{2 * 9.81} \rightarrow h_f = 0.11 \text{ m}$$

Para la pérdida en la tubería, se tiene que:  $R_h = 0.051$ , la longitud de la tubería es  $L=18.00$  m y reemplazando en la ecuación (16) se tiene:

$$h_T = \left( \frac{0.013 * 1.50}{0.051^{\frac{2}{3}}} \right)^2 * 18.00 = 0.36 \text{ m}$$



#### 4.4.7.2. Diseño hidráulico de la cámara de rejas de limpieza manual

Según el RNE (2014) “Las cribas deben utilizarse en toda planta de tratamiento, aun en las más simples. Se diseñarán preferentemente cribas de limpieza manual, salvo que la cantidad de material cribado justifique las de limpieza mecanizada” (p. 197).

Para ello se tiene en cuenta ciertos factores como: tipo de material del canal, coeficiente de rugosidad, velocidad máxima y mínima permitida, pendiente etc.

##### 4.4.7.2.1. Cálculo del área transversal del canal

Para determinar el área transversal del canal ( $A_t$ ) se asume la velocidad del flujo en el canal de acuerdo a los criterios de velocidades de la Tabla 35 que recomienda el RNE, luego se aplica la ecuación de la continuidad para flujo constante incompresible.

$$A_t = \frac{Q_{mxh}}{v} \quad (17)$$

Donde:  $Q_{mxh}$ = Caudal máximo horario ( $m^3/s$ )

$v$ = Velocidad de flujo en el canal (m/s)

$A_t$ = Área transversal total del canal ( $m^2$ )

A continuación, se presentan recomendaciones de los diversos autores y el RNE que serán de utilidad para el diseño del mismo.

Tabla 35: *Recomendaciones de para el diseño de rejás*

Parámetro	Und.	RNE	Romero Rojas	Metcalf & Eddy
Espesor	mm	5 – 15	5 – 15	5.08 – 15.24
Ancho	mm	30 – 75	25 – 75	25.4 – 38.1
Espaciamiento entre barras	mm	20 – 50	25 – 50	25.4 – 50.8
Velocidad a través de las rejás	m/s	0.60 – 0.75	-	-
Velocidad en el canal antes de las rejás	m/s	0.30 – 0.60	0.30 – 0.60	0.30 – 0.60
Angulo de inclinación respecto a la horizontal	°	45 – 60	45 – 60	45 – 60
Perdida de carga máxima permisible	m	-	0.15	0.152

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

Según el RNE (2014) “la velocidad del flujo en el canal antes de las barras debe mantenerse entre 0.30 y 0.60 m/s siendo 0.45 m/s el valor comúnmente utilizado” (p. 197). Con los datos definidos se determina el área transversal mediante la ecuación (17).

**Datos:**

$$Q_{mxh} = 0.02382 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v = 0.45 \text{ m/s}$$

**Cálculo:**

$$A_t = \frac{0.02372}{0.45}$$

$$A_t = 0.053 \text{ m}^2$$

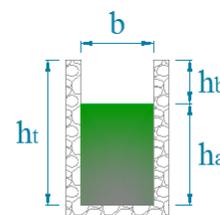
**4.4.7.2.2. Cálculo del tirante de agua**

Para el cálculo del tirante de agua se asume la base del canal de rejás con la consideración que el ancho del canal debe ser mayor o igual que el diámetro del emisario e igual al ancho de las rejás, para evitar espacios muertos.

$$h_a = \frac{A_t}{b} \tag{18}$$

Donde: b: ancho del canal (m)

$h_a$ : tirante de agua máximo en el canal (m)



Con los datos ya definidos y la ecuación (18) se determina el tirante de agua.

**Datos:**

$$A_t = 0.053 \text{ m}^2$$

$$b = 0.25 \text{ m (asumido)}$$

**Cálculo:**

$$h_a = \frac{0.053}{0.25}$$

$$h_a = 0.21 \text{ m}$$

Una vez determinado el tirante de agua máximo del canal, sobre ella se le agrega la longitud del borde libre  $h_b = 0.50 \text{ m}$ , siendo la altura total del canal  $h_t = h_a + h_b$ .

**4.4.7.2.3. Cálculo de la altura total del canal**

**Datos:**

$$h_a = 0.21 \text{ m}$$

$$h_b = 0.50 \text{ m}$$

**Cálculo:**

$$h_t = h_a + h_b$$

$$h_t = 0.21 + 0.50$$

$$h_t = 0.70 \text{ m}$$

**4.4.7.2.4. Cálculo de la longitud y ángulo de barras**

De acuerdo a la Tabla 35, el ángulo de inclinación de las barras de una criba de limpieza manual debe tener una inclinación de 45 y 60 grados con respecto a la horizontal. Para el presente trabajo se adopta por un ángulo de 60 grados y la longitud de las barras se calcula por la ecuación:

$$L_b = \frac{h_a + h_b}{\text{sen } \theta} \quad (19)$$

Donde:  $L_b$ : Longitud de la barra (m)

$h_a$ : Tirante de agua máximo del canal (m)

$h_b$ : Longitud de borde libre (m)

$\theta$ : Ángulo de inclinación de las barras con respecto a la horizontal ( $^\circ$ )

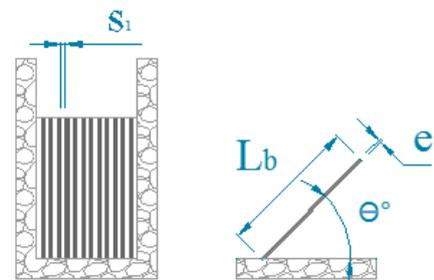


Tabla 36: *Tipos de rejjas*

Tipo de reja	Abertura	Descripción
Rejas	Hasta 15cm	“Sirven para retener basura”
Rejillas gruesas	De 6mm a 2.5cm	“Eliminan solidos grandes, trapos, y solidos de gran tamaño de las aguas residuales.”
Rejillas finas	De 1.5 a 6 mm	“Se utilizan en sistemas sin tratamiento primario, para eliminar material que puede alterar su funcionamiento significativamente.”
Rejillas muy finas	De 0.2 a 1.5 mm	“Reducen sólidos en suspensión cerca del nivel del tratamiento primario.”
	De 1µm a 0.3 mm	“Se utiliza para pulir el efluente del tratamiento secundario.”

Fuente: Adaptado de CONAGUA, 2015

Con las consideraciones establecidas y la ecuación (19) se tiene  $L_b$ .

**Datos:**

$$h_t = 0.70 \text{ m}$$

$$\Theta = 60^\circ$$

**Cálculo:**

$$L_b = \frac{0.70}{\text{sen } 60}$$

$$L_b = 0.80 \text{ m}$$

**4.4.7.2.5. Cálculo del número de barras**

El número de barras se determina mediante la siguiente ecuación

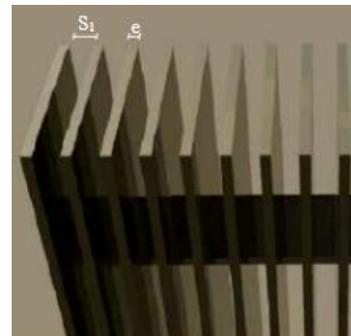
$$N_b = \frac{b - S_1}{e + S_1} \quad (20)$$

Donde:

b: Ancho del canal (m).

e: Espesor de barras (m).

$S_1$  : Separación entre barras (m).



Con los valores se determina el número de barras con la ecuación (20).

**Datos:**

$$b = 0.25 \text{ m}$$

$$S_1 = 0.018 \text{ m}$$

$$e = 0.010 \text{ m}$$

**Cálculo:**

$$N_b = \frac{0.25 - 0.018}{0.010 + 0.018}$$

$$N_b = 8.00 \text{ barras}$$

**4.4.7.2.6. Cálculo de la base corregida en función de  $N_b$** 

Se determina la base corregida (ancho útil) realizando con el número de barras obtenido anteriormente y realizando los despejes correspondientes a la ecuación (20).

**Datos:**

$$N_b = 8.00 \text{ barras}$$

$$S_1 = 0.018 \text{ m}$$

$$e = 0.010 \text{ m}$$

**Cálculo:**

$$b = N_b * (e + S_1) + S_1$$

$$b = N_b * (e + S_1) + S_1$$

$$b = 8.00 * (0.010 + 0.018) + 0.018$$

$$b = 0.242 \approx 0.25 \text{ cm}$$

Del resultado se considera el valor inicial asumido  $b=0.25 \text{ m}$

**4.4.7.2.7. Cálculo de la pendiente del canal**

Para evitar la acumulación de sólidos es necesario que el canal no tenga baches o imperfecciones y se le debe dar una pendiente en la dirección de circulación del flujo.

La pendiente se calcula mediante la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} A * R_h^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}} \rightarrow S = \left( \frac{n * v}{R_h^{\frac{2}{3}}} \right)^2 \quad (21)$$

Donde:  $S$  = Pendiente del canal, adimensional

$R_h$  = Radio hidráulico, m

$v$  = Velocidad de aproximación, m/s

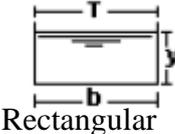
$n$  = Coeficiente de rugosidad de Manning.

Tabla 37: *Coefficientes de rugosidad de Manning*

Material	n
Asbesto cemento	0.010
Hierro fundido dúctil	0.010
Cloruro de polivinilo	0.010
Poliéster reforzado con fibra de vidrio	0.010
Concreto armado liso	0.013
Concreto armado con revestimiento de PVC	0.010
Arcilla vitrificada	0.010

Fuente: RNE, 2014

Como el canal es considerado de sección rectangular, el radio hidráulico viene dado por:

Sección	Área hidráulica (A)	Perímetro mojado (P)	Radio hidráulico (R <sub>h</sub> )	Espejo de agua (T)
 Rectangular	$b * y$	$b + 2y$	$\frac{b * y}{b + 2y}$	b

Establecidos lo parámetros y la ecuación (21) se determina la pendiente del canal.

**Datos:**

$$v = 0.45 \text{ m/s}$$

$$R_h = 0.080 \text{ m}$$

**Cálculo**

$$S = \left( \frac{0.013 * 0.45}{0.080^{\frac{2}{3}}} \right)^2 = 0.001$$

#### 4.4.7.2.8. Cálculo de la longitud del canal

La longitud del canal se determinará mediante la siguiente ecuación:

$$L = 3.5 * b \tag{22}$$

Dónde: L: Longitud del depósito o canal (m).

b: Ancho útil del canal (m)

Con los datos ya determinados y la ecuación (22) se calcula la longitud del canal.



**Datos:**

$$b = 0.25 \text{ m}$$

**Cálculo:**

$$L = 3.5 * 0.25$$

$$L = 0.875 \text{ m}$$

La longitud del canal se considera  $L = 1.50 \text{ m}$ .

**4.4.7.2.9. Cálculo de la pérdida de carga**

La pérdida de carga del flujo a través las rejillas se estima mediante la expresión de Metcalf & Eddy que se caracteriza por su simplicidad. Para ello es necesario conocer la velocidad de aproximación del flujo hacia las rejillas (velocidad del flujo en el canal) y de la velocidad de circulación a través de las rejillas.

$$h_L = \frac{1}{0.7} * \left( \frac{v_r^2 - v_a^2}{2g} \right) \quad (23)$$

Donde:  $h_L$ : Pérdida hidráulica (m)

$v_r$ : Velocidad a través de la rejilla (m/s)

$v_a$ : velocidad de acercamiento (m/s)

$g$ : Gravedad ( $9.81 \text{ m/s}^2$ )

Para determinar la pérdida de carga en el canal se requieren determinar los siguientes parámetros:

**a) Velocidad de acercamiento aguas arriba ( $v_a$ )**

$$v_a = \frac{Q_{mxh}}{(b - e)h_a} \quad (24)$$

Donde:  $v_a$ : Velocidad de acercamiento (m/s)

$Q_{mxh}$ : Caudal máximo horario ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$b$ : Ancho del canal (m)



$h_a$ : Tirante hidráulico (m)

$e$ : Espesor de la barra (m)

Se determina la velocidad de acercamiento con la ecuación (24) y datos requeridos.

**Datos:**

$$b = 0.25$$

$$Q_{\max h} = 0.02372 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_a = 0.21 \text{ m}$$

$$e = 0.01 \text{ m}$$

**Cálculo:**

$$v_a = \frac{0.02372}{(0.25 - 0.01) * 0.21}$$

$$v_a = 0.47 \text{ m/s}$$

Del resultado, se comprueba que la velocidad de acercamiento se encuentra en el intervalo:  $0.30 \leq v_a \leq 0.60$ , esto según el RNE (2014).

**b) Velocidad a través de las barras:**

La velocidad entre las barras viene definida por la ecuación (25)

$$v_r = \frac{Q_{\max h}}{A - A_r} \quad (25)$$

$$A_r = N_b * e * h_a \quad (26)$$

Donde:  $v_r$ : Velocidad a través de las barras de la reja (m/s)

$Q_{\max h}$ : Caudal ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

$A$ : Área efectiva del canal ( $\text{m}^2$ )

$A_r$ : Área de las rejas ( $\text{m}^2$ )

$N_b$ : Número de barras

$h_a$ : Tirante hidráulico (m)

$e$ : Espesor de la barra (m)



Con las ecuaciones (25) y (26) se determina la velocidad a través de las barras.

**Datos:**

$$Q_{mxh} = 0.02372 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = 0.25 * 0.21 = 0.053 \text{ m}^2$$

$$A_r = N_b * e * h_a$$

$$A_r = 8 * 0.01 * 0.21$$

$$A_r = 0.017 \text{ m}^2$$

**Cálculo:**

$$v_r = \frac{0.02372}{(0.053 - 0.017)}$$

$$v_r = 0.66 \text{ m/s}$$

Del resultado se verifica con lo establecido por el RNE (2014), ya que la velocidad a través de las barras se encuentra en el intervalo:  $0.60 \leq v_r \leq 0.75$ .

Finalmente se obtiene la pérdida de carga con los valores obtenidos anteriormente y se remplazan en la ecuación (23) se tiene.

**Datos:**

$$v_r = 0.66 \text{ m/s}$$

$$v_a = 0.47 \text{ m/s}$$

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

**Calculo:**

$$h_L = \frac{1}{0.7} * \left( \frac{0.66^2 - 0.47^2}{2 * 9.81} \right)$$

$$h_L = 0.016 \text{ m} \approx 2.00 \text{ cm}$$

#### 4.4.7.2.10. Espesor mínimo de paredes del canal

Según U.S. Bureau of Reclamation (1978) “para proporcionar facilidad en el vaciado del concreto y asegurar un buen agarre entre el refuerzo y el concreto, el espesor mínimo de las paredes de concreto debe ser 1 pulg. por pie de altura (5” como mínimo) para paredes hasta 8 pies de alto. Para paredes que exceden los 8 pies de altura, el espesor mínimo de concreto debe ser de 8” más  $\frac{3}{4}$ ” por cada pie de altura mayor a 8 pies” (p.11).

Por lo anterior, se adopta un espesor del canal:

$$e = 5 * 0.0254 = 0.127 \rightarrow e = 0.15 \text{ cm.}$$

#### 4.4.7.2.11. Dimensiones finales del cámara de rejas

Ancho del canal (W)	=	0.25	m
Longitud del canal (L)	=	1.50	m
Tirante hidráulico (h)	=	0.21	m
Borde libre ( $h_b$ )	=	0.50	m
Espaciamiento entre barras ( $S_1$ )	=	0.018	m
Número de barras ( $N_b$ )	=	8	Und.
Espesor de la barra (e)	=	0.010	m
Longitud de las barras ( $L_b$ )	=	0.80	m
Inclinación de la reja ( $\Theta$ )	=	60	°
Pérdida hidráulica ( $h_L$ )	=	0.02	m
Velocidad de acercamiento ( $v_a$ )	=	0.47	m/s
Velocidad a través de la reja ( $v_r$ )	=	0.66	m/s

#### 4.4.7.3. Diseño hidráulico del desarenador de flujo horizontal

El diseño hidráulico de un desarenador se basa en reducir a una velocidad mínima el flujo del agua y distribuirla uniformemente en toda su longitud y ancho de la cámara. El tiempo que el agua emplea para atravesar la cámara de sedimentación, debe ser mayor que el tiempo de sedimentación de la partícula en suspensión (tiempo de para llegar al fondo de la cámara). El tiempo de sedimentación ( $t_s$ ) debe ser menor en comparación al tiempo de desplazamiento ( $t_d$ ) del agua a lo largo de la cámara. Se debe tener en cuenta que el agua puede ingresar al desarenador con turbulencia por lo que se debe prever un tramo de transición diseñado para lograr una corriente tranquila y uniforme. El agua residual trae consigo materia suspendida (orgánicas e inorgánicas) de diversos tamaños.

“Las secciones de control con lados verticales paralelos producen menos pérdidas de carga. Teóricamente, éstas requieren un canal de sección transversal

parabólico, para que la velocidad permanezca constante al variar la profundidad. Si el desarenador se localiza antes de un canal Parshall, éste deberá instalarse a 150 o 300 mm, previendo el depósito, arrastre y resuspensión de las partículas de arena” (Noyola, 2000, p. 24).

Los desarenadores de flujo horizontal deben diseñarse para trabajar bajo las condiciones más adversas posibles, es decir que la partícula de arena más ligera debe alcanzar el fondo del canal antes de llegar al extremo de la salida.

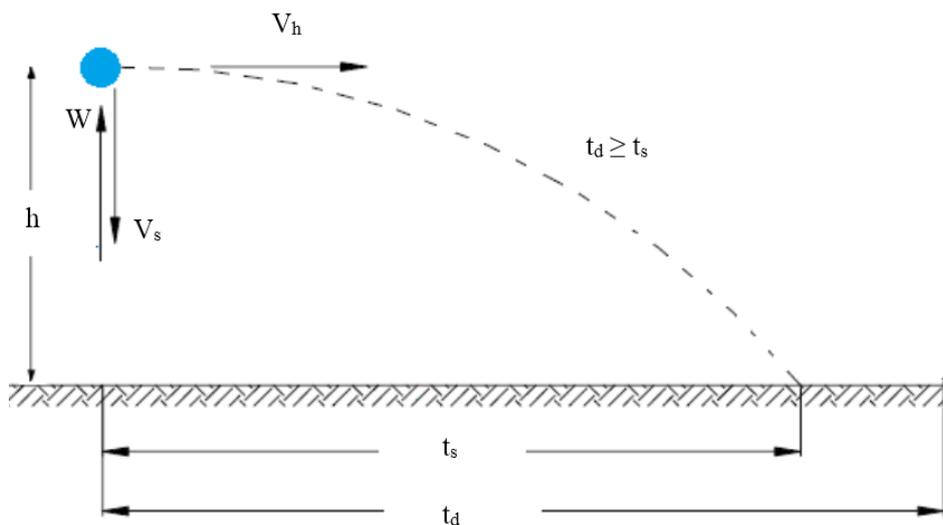


Figura 55: Modelo de sedimentación de un grano de arena

“Las notaciones de la Figura 55 son:  $v_d$ : Velocidad horizontal (m/s),  $v_s$ : Velocidad vertical de sedimentación (m/s),  $W$ : Empuje ascensional dinámico que se debe a turbulencias,  $t_s$ : Tiempo de sedimentación (s),  $t_d$ : Tiempo de desplazamiento (s) y  $h$ : Profundidad de sedimentación (m)”.

#### 4.4.7.3.1. Cálculo de la velocidad de sedimentación

Según Pöpel la velocidad de sedimentación ( $v_s$ ) depende de factores como: condición de la corriente, viscosidad cinemática, forma y dimensión de la partícula



suspendida y el peso específico de las partículas. Además, depende del estado de escurrimiento del agua durante la sedimentación, por ende, del número de Reynolds.

Los valores del número de Reynolds inferiores a 1.0 corresponden a un flujo laminar, mientras valores mayores a 2000 corresponden a flujo turbulento, los valores intermedios corresponden a un flujo en transición. El cálculo de la velocidad de sedimentación ( $v_s$ ) se inicia con una primera aproximación aplicando la ley de Stokes.

**a)  $Re < 1$ : Ley de Stokes (flujo laminar)**

$$v_s = \frac{(S - 1) * g * d^2}{18 * \nu} \quad (27)$$

Donde:  $v_s$ : Velocidad de sedimentación (cm/seg)

S: Gravedad específica de las partículas (2.65 para arenas)

d: Diámetro de la partícula (cm)

$\nu$ : Viscosidad cinemática del agua (cm<sup>2</sup>/seg)

g: Gravedad (cm/s<sup>2</sup>)

Primero se calcula la velocidad de sedimentación ( $v_s$ ) con la ley de Stokes (ec. (27)). Para una temperatura promedio de  $T = 10.92^\circ\text{C}$  la viscosidad cinemática es 0.012769 cm<sup>2</sup>/s.

**Datos:**

$$s = 2.65 \text{ gr/cm}^3$$

$$d = 0.02 \text{ cm}$$

$$g = 981 \text{ cm/s}^2$$

$$T = 10.92 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$\nu = 0.012769 \text{ cm}^2/\text{s}$$

**Cálculo:**

$$v_s = \frac{(2.65 - 1) * 981 * 0.02^2}{18 * 0.012769}$$

$$v_s = 2.816 \text{ cm/s}$$

Se comprueba el número de Reynolds.

$$Re = \frac{v_s * d}{\nu} \quad (28)$$

Con la velocidad calculada y la viscosidad se determina el número de Reynolds (Re) con la ecuación (28).

**Datos:**

$$v_s = 2.816 \text{ cm/s}$$

$$d = 0.02 \text{ cm}$$

$$\nu = 0.012769 \text{ cm}^2/\text{s}$$

**Cálculo:**

$$Re = \frac{2.816 * 0.02}{0.012769}$$

$$Re = 4.41$$

El número de Reynolds ( $Re=4.41>1$ ), no cumple con la ley de Stokes.

Si el número de Reynolds no se ajusta a la ley de Stokes, es decir, ( $Re < 1$ ), se realiza un reajuste al valor de la velocidad de sedimentación ( $v_s$ ) con la condición que la partícula sedimenta en un régimen turbulento, es decir,  $Re > 2000$ , para ello rige la ley de Newton, la cual, se obtiene reemplazando el valor del coeficiente de arrastre ( $C_d=0.5$ ) para granos esféricos en la ecuación general de sedimentación.

**b)  $Re > 2000$ : Ley de Newton (flujo turbulento)**

$$v_s = \sqrt{\frac{4 * g * d * (S - 1)}{3 * C_d}} \quad (29)$$

Donde:  $v_s$ : Velocidad de sedimentación (cm/seg)

S: Gravedad específica de las partículas (2.65 para arenas)

d: Diámetro de la partícula (cm)

$C_d$ : Coeficiente de arrastre

g: Gravedad ( $\text{cm/s}^2$ )



Se determina la velocidad de sedimentación ( $v_s$ ) con la ecuación (29), considerando que se desarrolla en un flujo turbulento .

**Datos:**

$$s = 2.65 \text{ gr/cm}^3$$

$$d = 0.02 \text{ cm}$$

$$g = 981 \text{ cm/s}^2$$

$$C_d = 0.5$$

**Cálculo:**

$$v_s = \sqrt{\frac{(2.65 - 1) * 981 * 0.02}{3 * 0.5}}$$

$$v_s = 4.646 \text{ cm/s}$$

Se comprueba el número de Reynolds (Re) para verificar que se desarrolla un flujo turbulento con la ecuación (28).

**Datos:**

$$v_s = 4.646 \text{ cm/s}$$

$$d = 0.02 \text{ cm}$$

$$\nu = 0.012769 \text{ cm}^2/\text{s}$$

**Cálculo:**

$$Re = \frac{4.646 * 0.02}{0.012769}$$

$$Re = 7.277$$

El numero Reynolds  $Re=7.28 < 2000$ , no cumple con la ley de Newton.

Si el número de Reynolds no cumple para la aplicación de la ley de Newton, es decir,  $Re > 2000$ , se realiza nuevamente un reajuste al valor de  $v_s$  con la condición que la partícula sedimenta en un régimen de transición según Rubey.

**c)  $1 < Re < 2000$ : Zona en transición según Rubey**

$$v_s = \sqrt{\frac{4 * g * d * (s - 1)}{3 * C_d}} \quad (30)$$

$$C_d = \frac{24}{Re} + \frac{3}{\sqrt{Re}} + 0.34 \quad (31)$$

Para determinar la velocidad de sedimentación es necesario calcular el coeficiente de arrastre ( $C_d$ ), por lo que, se realiza una combinación de las

ecuaciones (28), (30) y (31) para la obtención del  $C_d$ , luego se determina la velocidad de sedimentación en función del coeficiente de arrastre con los datos numéricos ya establecidos anteriormente.

**Datos:**

$$s = 2.65 \text{ gr/cm}^3$$

$$d = 0.02 \text{ cm}$$

$$g = 981 \text{ cm/s}^2$$

**Cálculo:**

$$v_s = \sqrt{\frac{4 * 981 * 0.02 * (2.65 - 1)}{3 * C_d}}$$

$$v_s = \frac{6.570}{\sqrt{C_d}}$$

Se determina el número de Reynolds ( $Re$ ) con la ecuación (28) en función del coeficiente de arrastre:

**Datos:**

$$d = 0.02 \text{ cm}$$

$$v = 0.012769 \text{ cm}^2/\text{s}$$

**Cálculo.**

$$Re = \frac{6.570 * 0.02}{0.012769 * \sqrt{C_d}} \rightarrow Re = \frac{10.290}{\sqrt{C_d}}$$

Finalmente se sustituye el valor de  $Re$  en la ecuación (31) y se obtiene una ecuación en función solo del coeficiente de arrastre ( $C_d$ ), de donde se determina su valor.

$$C_d = \frac{24}{\frac{10.290}{\sqrt{C_d}}} + \frac{3}{\sqrt{\frac{10.290}{\sqrt{C_d}}}} + 0.34$$

$$C_d = 2.332 * \sqrt{C_d} + 0.9352 * \sqrt[4]{C_d} + 0.34$$

Realizando iteraciones se tiene que el coeficiente de arrastre es:  $C_d = 8.922$

Con el valor del coeficiente de arrastre ( $C_d$ ) se determina la velocidad de sedimentación reemplazándolo en la ecuación (30).

$$v_s = \frac{6.570}{\sqrt{C_d}} \rightarrow v_s = \frac{6.570}{\sqrt{8.922}} \rightarrow v_s = 2.20 \text{ cm/s}$$

Entonces la velocidad de sedimentación de la partícula es  $v_s=2.2\text{cm/s} = 0.022 \text{ m/s}$ .

#### 4.4.7.3.2. Cálculo de la velocidad horizontal crítica

Para establecer la velocidad horizontal crítica de la partícula se debe tener en cuenta que: La partícula pueda depositarse, no sea arrastrada nuevamente y que cuando está en descenso no sea puesta nuevamente en flotación. Por lo que, no debe sobrepasar un valor máximo.

Según Camp el cálculo de la velocidad horizontal de arrastre crítica en la cámara de sedimentación viene dado por:

$$v_d = a \sqrt{d} \quad (32)$$

Donde:  $v_d$ : Velocidad horizontal crítica del flujo en el tanque (cm/s).

$d$ : Diámetro granular (mm).

$a$ : Constante en función del diámetro.

Tabla 38: *Valores de la constante "a"*

<b>a</b>	<b>d(mm)</b>
51	0.1
44	0.1 – 1
36	1

Se tiene que le diámetro de la partícula a sedimentar es:  $d=0.2 \text{ mm}$ , este valor se encuentra en el intervalo 0.1 – 1, entonces  **$a=44$** . Con los valores ya definidos y la ecuación (32), se obtiene la velocidad de horizontal crítica ( $v_d$ ).

#### Datos:

$d = 0.2 \text{ mm}$

$a=44$

#### Cálculo.

$$v_d = 44 * \sqrt{0.2}$$

$$v_d = 19.677 \text{ cm/s}=0.20 \text{ m/s}$$

Del cálculo se observa que  $v_d = 0.20$  m/s, no obstante, el RNE (2014) indica que “la velocidad en la cámara del desarenador debe mantenerse en alrededor de 0.30 m/s  $\pm 20\%$ ” (p.184). por lo que, se optara por una  $v_d = 0.30$ m/s.

#### 4.4.7.3.3. Cálculo de las dimensiones de la cámara de sedimentación

Para determinar las dimensiones de la cámara de sedimentación se desprecia el efecto del flujo turbulento sobre la velocidad de sedimentación y se plantean las siguientes ecuaciones:

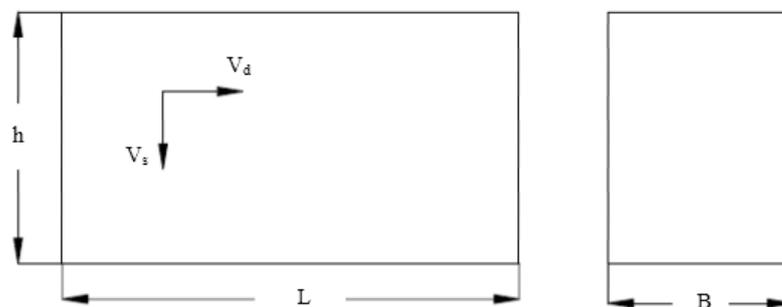


Figura 56: Sección de la cámara de sedimentación

Tiempo de caída:

$$t = \frac{h}{v_s} \quad (33)$$

Tiempo de sedimentación:

$$t = \frac{L}{v_d} \quad (34)$$

Como los tiempos de caída y sedimentación son los mismos, se igualan las ecuaciones (33) y (34) se tiene la longitud del sedimentador:

$$\frac{h}{v_s} = \frac{L}{v_d} \rightarrow L = \frac{v_d * h}{v_s}$$

Por otro lado, según el RNE (2014) indica que “para el control de velocidad para diferentes tirantes de agua se efectuara la instalación de un vertedero a la salida

del desarenador, pudiendo ser del tipo proporcional (sutró), trapezoidal o un medidor de régimen crítico (Parshall o Palmer Bowlus), después de las cribas y desarenadores se debe incluir en forma obligatoria un medidor de caudal de régimen crítico, pudiendo ser del tipo Parshall o Palmer Bowlus. No se aceptará el uso de vertederos” (p.198).

### a) Cálculo del tirante de agua en el desarenador

Para regular la velocidad horizontal crítica en el desarenador se opta por un medidor de régimen crítico tipo Parshall, a la par, se determina el tirante de agua en el desarenador. Se emplea las ecuaciones del medidor Parshall, que se presentan en la Tabla 39 y se selecciona la ecuación correspondiente con referencia al caudal máximo horario  $Q_{mxh} = 23.72$  L/s.

Tabla 39: Fórmulas para canales Parshall

Ancho de garganta (w)		Ecuación	Capacidad (L/s)
cm	pulg.		
2.5	(1")	$Q = 0.055 (H_a)^{1.5}$	0.3 - 5
5	(2")	$Q = 0.110 (H_a)^{1.5}$	0.6 - 13
7.6	(3")	$Q = 0.176 (H_a)^{1.547}$	0.8 - 55
15.2	(6")	$Q = 0.381 (H_a)^{1.58}$	1.5 - 110
22.9	(9")	$Q = 0.535 (H_a)^{1.53}$	2.5 - 250
30.5	(12")	$Q = 0.690 (H_a)^{1.522}$	3.1 - 455
45.7	(18")	$Q = 1.054 (H_a)^{1.538}$	4.3 - 700
61.0	(24")	$Q = 1.426 (H_a)^{1.55}$	12 - 950
91.4	(36")	$Q = 2.182 (H_a)^{1.566}$	17 - 1400
121.9	(48")	$Q = 2.935 (H_a)^{1.578}$	37 - 1900
152.4	(60")	$Q = 3.728 (H_a)^{1.587}$	60 - 2400

...Continuación

Ancho de garganta (w)		Ecuación	Capacidad (L/s)
cm	pulg		
182.8	(72")	$Q = 4.515 (H_a)^{1.595}$	70 - 2 900
213.4	(84")	$Q = 5.306 (H_a)^{1.601}$	115 - 3450
243.8	(96")	$Q = 6.101 (H_a)^{1.606}$	130 - 3950
305.0	(120")	$Q = 7.463 (H_a)^{1.6}$	250 - 5660

Fuente: CONAGUA (2015)

De acuerdo a la *Tabla 39*, el caudal  $Q_{mxh} = 23.72$  l/s, se encuentra en el intervalo 0.8 a 55 L/s, entonces al medidor Parshall le corresponde un ancho de garganta de:  $w = 7.6$  cm y correspondiendo la ecuación de trabajo:

$$Q = 0.176 * H_a^{1.547} \quad (35)$$

Donde: Q: Caudal ( $m^3/s$ )

Ha: Tirante hidráulico medido a 2/3 de la cresta de canal.

El tirante máximo a nivel del medidor Parshall está dado por:

$$H_{max} = H_a + 0.1H_a = 1.1H_a \quad (36)$$

Donde  $H_a$  es el tirante hidráulico medido a 2/3 del canal Parshall.

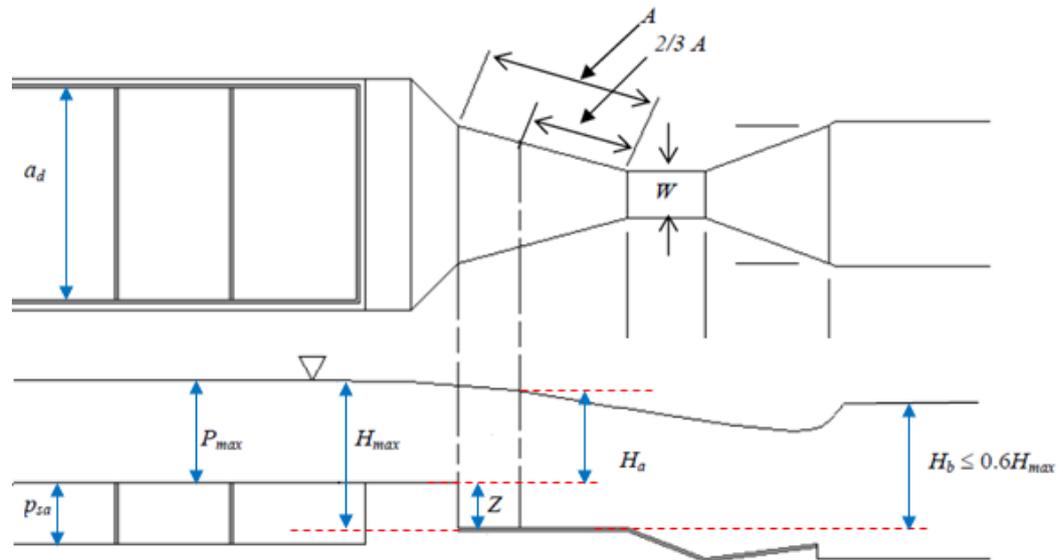


Figura 57: Canaleta Parshall al extremo de un desarenador

Fuente: Oakley (2005)

### b) Cálculo de del tirante máximo ( $H_{max}$ ) a nivel del medidor Parshall

Para el cálculo del tirante máximo se usan las ecuaciones (35) y (36).

**Dato:** Se reemplaza la  $H_a$  por  $H_{max}$  y se tiene.

$$Q_{mxh} = 0.02372 \text{ m}^3/\text{s} \quad 0.02372 = 0.176 * \left( \frac{H_{max}}{1.1} \right)^{1.547}$$

$$H_{max} = 0.30 \text{ m}$$

El tirante máximo ( $H_{max}$ ) para un caudal  $Q_{mxh}$  es de  $H_{max} = 0.30 \text{ m}$

### c) Cálculo de del tirante mínimo ( $H_{min}$ ) a nivel del medidor Parshall

Para el cálculo del tirante mínimo se usan las ecuaciones (35) y (36).

**Dato:** Se reemplaza  $H_a$  por  $H_{min}$  y se tiene.

$$Q_{minh} = 0.00741 \text{ m}^3/\text{s} \quad 0.00741 = 0.176 * \left( \frac{H_{min}}{1.1} \right)^{1.547}$$

$$H_{min} = 0.14 \text{ m}$$

El tirante mínimo ( $H_{min}$ ) para un caudal  $Q_{min}$  es de  $H_{min} = 0.14 \text{ m}$

**d) Cálculo de la profundidad máxima de agua en el canal del desarenador con referencia a la cota del canal Parshall, véase la Figura 57.**

$$P_{\max} = H_{\max} - Z \quad (37)$$

Donde: Z: es el resalto, es decir, la diferencia de cota entre la canaleta Parshall y el canal del desarenador, como se muestra en la *Figura 57*.

**e) Cálculo del resalto (Z)**

El resalto se determina con las siguientes ecuaciones: (Babbitt y Baumann, 1958; Gloyna, 1971; Marais y van Haandel, 1996):

$$Z = C_r * H_{\max}, \quad \text{con} \quad C_r = \frac{R^{\frac{1}{3}} - 1}{R - 1}, \quad \text{y} \quad R = \frac{Q_{\max h}}{Q_{\min}} \quad (38)$$

Con los datos de caudal y la ecuación (38), se procede al cálculo.

**Datos:**

$$Q_{\max h} = 0.02372 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_{\min} = 0.00741 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Cálculo:**

$$R = \frac{0.02372}{0.00741} \rightarrow R = 3.2$$

$$C_r = \frac{3.2^{\frac{1}{3}} - 1}{3.2 - 1} \rightarrow C_r = 0.22$$

$$\text{Luego: } Z = C_r * H_{\max} = 0.22 * 0.30 = 0.07 \text{ m}$$

Remplazando los valores obtenidos en la ecuación (37) se calcula las profundidades máximas ( $P_{\max}$ ) y mínimas ( $P_{\min}$ ) del agua en el canal del desarenador con referencia a la cota del canal.

$$P_{\max} = H_{\max} - Z = 0.30 - 0.07 \rightarrow P_{\max} = 0.23 \text{ m}$$

$$P_{\min} = H_{\min} - Z = 0.14 - 0.07 \rightarrow P_{\min} = 0.07 \text{ m}$$

Del resultado  $P_{\max} = 0.23 \text{ m}$  es el tirante de agua máximo que circula en el desarenador.

#### 4.4.7.3.4. Cálculo de base del desarenador (B)

Para calcular la base del desarenador se utiliza la ecuación de la continuidad.

$$Q = v * A \quad (39)$$

Donde: Q: caudal (m<sup>3</sup>/s)

v: velocidad del flujo (m/s)

A: área del canal (m<sup>2</sup>)

Realizando los arreglos correspondientes a la ecuación (39) se tiene:

**Datos:**

$$v_d = 0.30 \text{ m/s según RNE}$$

$$Q_{\text{maxh}} = 0.02372 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$P_{\text{max}} = 0.23 \text{ m}$$

**Cálculo:**

$$B = \frac{Q_{\text{max}}}{v_d * P_{\text{max}}} = \frac{0.02372}{0.30 * 0.23}$$

$$B = 0.34 \text{ m} \approx 0.35 \text{ m}$$

Por lo tanto, la base del desarenador es: B=0.35 m, con este dato, se verifica la velocidad de circulación a través del desarenador.

##### a) Verificación de velocidad de desplazamiento (v<sub>d</sub>) para Q<sub>mxh</sub>

Realizando los arreglos correspondientes a la ecuación (39) se tiene:

**Datos:**

$$Q_{\text{mxh}} = 0.02372 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$P_{\text{max}} = 0.23 \text{ m}$$

**Cálculo:**

$$v_d = \frac{Q_{\text{mxh}}}{P_{\text{max}} * B} = \frac{0.02372}{0.23 * 0.35}$$

$$v_d = 0.295 \approx 0.30 \text{ m/s}$$

##### b) Verificación de velocidad de desplazamiento (v<sub>d</sub>) para Q<sub>min</sub>

De manera análoga al caso anterior y realizando los arreglos correspondientes a la ecuación (39) se tiene lo siguiente:

**Datos:**

$$Q_{\min} = 0.00741 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$P_{\min} = 0.07 \text{ m}$$

**Cálculo:**

$$v_d = \frac{Q_{\min}}{P_{\min} * B} = \frac{0.00741}{0.07 * 0.35}$$

$$v_d = 0.30 \text{ m/s}$$

Del resultado, la velocidad de desplazamiento a través del desarenador se encuentra en el rango del  $\pm 20\%$  de 0.30 m/s, de acuerdo al RNE (2014).

**4.4.7.3.5. Cálculo de la longitud total del desarenador ( $L_T$ )**

Según RNE (2014) indica que “la relación entre el largo y la altura del agua debe ser como mínimo 25” (p.184) es decir:

$$\frac{L}{P_{\max}} = 25 \rightarrow L = 25 * 0.23 \rightarrow L = 5.75 \approx 5.80 \text{ m}$$

Según Ayala (2008) “para evitar que el paso de una sección a otra de dimensiones y características diferentes, se realice de un modo suave y no brusco, hay que prever un tramo de transición bien diseñado para lograr que la corriente de flujo sea tranquila y uniforme en el desarenador” (p.86).

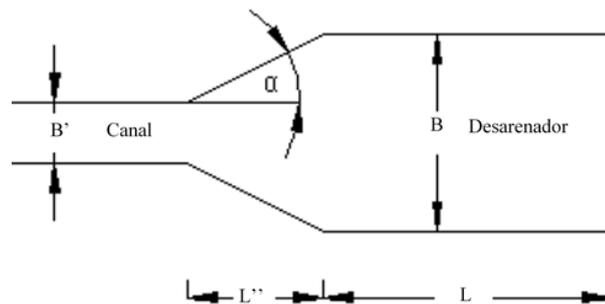


Figura 58: Esquema de transición entre canal y desarenador

Fuente: Ayala y Gonzales (2008)

Para determinar la longitud de transición se emplea la formula presentada en

Ayala:



$$L'' = \frac{B - B'}{2 * \tan \alpha} < \frac{L}{3} \quad (40)$$

Donde: L: Longitud específica del desarenador (m.)

L'': Longitud de transición (m.)

B: Ancho del desarenador (m.)

B': Ancho del canal (m.)

$\alpha$ : Angulo de ensanchamiento gradual de la transición. Recomendable ( $\alpha=22.5^\circ$ ).

Aplicando la ecuación (40) y los valores respectivos de las variables se tiene:

$$L'' = \frac{0.85 - 0.25}{2 * \tan(22.5)} = 0.72 = 0.75 \text{ m} < \frac{L}{3}$$

Entonces, para la longitud total del desarenador se considera la misma medida tanto al ingreso como a la salida, siendo el resultado:

$$L_T = L + 2 * L'' = 5.80 + 2 * 0.75 \rightarrow L_T = 7.30 \text{ m}$$

Para garantizar que la partícula de arena alcanza el fondo de la cámara desarenadora bajo las condiciones más desfavorables debe cumplir que:

$$t_d > t_s$$

El periodo teórico de sedimentación o tiempo de sedimentación ( $t_s$ ), es el tiempo que requiere una partícula de arena, para depositarse en el fondo de la cámara desarenadora desde el momento que ingresa a la cámara.

$$t_s = \frac{P_{\max}}{v_s} \quad (41)$$

Aplicando la ecuación (41) se determina el tiempo de sedimentación ( $t_s$ )

**Datos:**

$$v_s = 0.022 \text{ m/s}$$

$$P_{\max} = 0.23 \text{ m}$$

**Cálculo:**

$$t_s = \frac{0.23}{0.022}$$

$$t_s = 10.45 \text{ s} \approx 11.00 \text{ s}$$

El periodo de desplazamiento ( $t_d$ ), es el tiempo que tarda una unidad de volumen de agua en llegar a la salida del desarenador desde que ingresa al mismo.

$$t_d = \frac{L}{v_d} \quad (42)$$

Con la ecuación (42) se determina el tiempo de desplazamiento ( $t_d$ ).

**Datos:**

$$v_d = 0.30 \text{ m/s según RNE}$$

$$L_T = 7.30 \text{ m}$$

**Cálculo:**

$$t_d = \frac{7.30}{0.30}$$

$$t_d = 24.33 \text{ s}$$

De los resultados, se concluye  $t_d > t_s$ , entonces, las partículas arenosas no logran salir del desarenador.

**4.4.7.3.6. Pérdida de carga en el desarenador**

La pérdida, se determina con la ecuación (16) y con los siguientes datos:  $n=0.013$ ,  $v=0.30 \text{ m/s}$ ,  $R_h=0.099$  y  $L=5.80 \text{ m}$ .

$$h_T = \left( \frac{0.013 * 0.30}{0.099 \left(\frac{2}{3}\right)} \right)^2 * 6.00 \rightarrow h_T = 0.002 \text{ m}$$

**4.4.7.3.7. Disposición final de sólidos arenosos**

Según Romero (2010) “Los métodos para la disposición final de la arena incluyen rellenos sanitarios, lagunas, suelos extensos e incineración. La arena removida, de un desarenador de aguas residuales, se encuentra bastante alejado de ser considerado una arena limpia, porque la arena retirada incluye una gran cantidad de impurezas y de material orgánico putrescible” (p.295), por lo que el operador al

momento de remover el material del desarenador debe contar con los equipos de protección necesarios. La arena proveniente de una planta de tratamiento es preferible incinerarla que enterrarla y cubrirla siempre que, no afecte al medio ambiente.

#### 4.4.7.3.8. Características y dimensiones del desarenador

Tiempo de retención	=	25.00	s
Velocidad horizontal	=	0.30	m/s
Velocidad de sedimentación del material	=	0.022	m/s
Ancho del canal	=	0.35	m
Área	=	0.08	m <sup>2</sup>
Tirante	=	0.23	m
Borde libre	=	0.50	m
Altura total del desarenador	=	0.70	m
Longitud	=	5.80	m
Longitud en exceso	=	1.50	m
Longitud total	=	7.30	m
Perdida de energía	=	0.002	m

#### 4.4.7.3.9. Cálculo de remoción de los parámetros

Los valores de los parámetros iniciales del afluente de las aguas residuales se muestran en la Tabla 25. Por otro lado, de acuerdo a la Tabla 26 se tiene los porcentajes de remoción cada uno de los parámetros.

Tabla 40: Remoción de los agentes contaminantes del desarenador

Parámetros	Reducción %	Entrada (mg/l)	Salida (mg/l)
DBO <sub>5</sub>	2.5	104.80	102.18
DQO	2.5	262.00	255.45
SST	5.0	260.00	247.00

Fuente: Elaborado por el equipo de trabajo

#### 4.4.7.4. Diseño hidráulico del aforador Parshall

Mediante experimentos y ensayos realizados en los canales Parshall se han obtenido ecuaciones para calcular el caudal de tipo potencial:

$$Q = K H^n \quad (43)$$

En la Tabla 39 se presentan los valores del coeficiente "K" para el sistema métrico, y valores del exponente "n" ( cercano a 3/2 según ensayos), para diferentes anchos de garganta y capacidades de medición de caudales. Los medidores Parshall son indicados nominalmente por el ancho de la sección estrangular.

##### 4.4.7.4.1. Configuración del canal Parshall

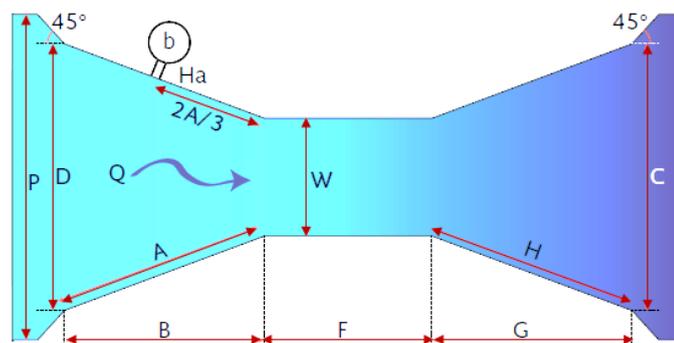


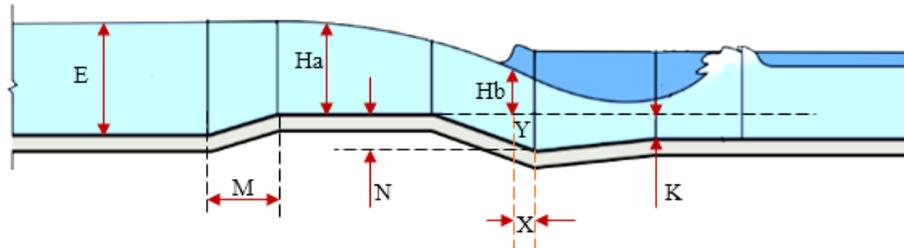
Figura 59: Configuración en planta de la canaleta Parshall

Fuente: CONAGUA (2015)

Donde:

W:	Ancho de la garganta	H:	Longitud de las paredes de la sección divergente
A:	Longitud de las paredes de la sección convergente	K:	Diferencia de la elevación entre la salida y la cresta
B:	Longitud de la sección convergente	M:	Longitud de la transición de entrada
C:	Ancho de la salida	N:	Profundidad de la cubeta
D:	Ancho de la entrada de la sección convergente	P:	Ancho de la entrada de la transición

- |                                      |                                     |
|--------------------------------------|-------------------------------------|
| E: Profundidad total                 | R: Radio de curvatura               |
| F: Longitud de la garganta           | X: Abscisa del punto de medición Hb |
| G: Longitud de la sección divergente | Y: Ordenada del punto de medición   |



*Figura 60:* Configuración en perfil del canal Parshall

Tabla 41: Dimensiones de la canaleta Parshall

W(cm)	A(cm)	B(cm)	C(cm)	D(cm)	E(cm)	F(cm)	G(cm)	K(cm)	N(cm)	R(cm)	M(cm)	P(cm)	X(cm)
2.5	36.3	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9	-	-	50	0.8
5.1	41.4	40.6	13.5	21.4	35.6	11.4	25.4	2.2	4.3	-	-	70	1.6
7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7	40.6	30.5	76.8	2.5
15.2	62.1	61	39.4	40.3	45.7	30.5	61	7.6	11.4	40.6	30.5	90.2	5.1
22.9	88	86.4	38	57.5	61	30.5	45.7	7.6	11.4	40.6	30.5	108	5.1
30.5	137.2	134.4	61	84.5	91.5	61	91.5	7.6	22.9	50.8	38.1	149	5.1
45.7	144.9	142	76.2	102.6	91.5	61	91.5	7.6	22.9	50.8	38.1	168	5.1
61	152.5	149.6	91.5	120.7	91.5	61	91.5	7.6	22.9	50.8	38.1	185	5.1
91.5	167.7	164.5	122	157.2	91.5	61	91.5	7.6	22.9	61	38.1	222	5.1
122	183	179.5	152.5	193.8	91.5	61	91.5	7.6	22.9	61	45.7	271	5.1
152.5	198.3	194.1	183	230.3	91.5	61	91.5	7.6	22.9	61	45.7	308	5.1
182.8	213.5	209	213.5	266.7	91.5	61	91.5	7.6	22.9	61	45.7	344	5.1
213.5	228.8	224	244	303	91.5	61	91.5	7.6	22.9	61	45.7	381	5.1
244	244	239.2	274.5	340	91.5	61	91.5	7.6	22.9	61	45.7	417	5.1
305	274.5	427	366	475.9	122	91.5	183	15.3	34.3	-	-	-	30.5

Fuente: CONAGUA 2015



Para el control de caudal se ha seleccionado un canal Parshall de garganta  $w=0.076$  m cuyas medidas y/o dimensiones son las siguientes:

W= 0.076 m	D= 0.259 m	H=	P= 0.738 m
A= 0.466 m	E= 0.381 m	K= 0.025 m	R= 0.406 m
B= 0.457 m	F= 0.152 m	M= 0.305 m	X= 0.025 m
C= 0.178 m	G= 0.305	N= 0.057	Y= 0.0380 m

La canaleta Parshall funciona tanto a descarga libre como sumergida, para diferenciarlos se introduce el parámetro: grado de sumergencia, S, definido como:

$$S = \frac{H_b}{H_a} \quad (44)$$

Donde: S: Sumergencia

$H_a$  : profundidad del flujo aguas arriba de la garganta.

$H_b$ : profundidad del flujo, situada justo al final de la garganta.

La descarga libre se da cuando el valor de  $H_b$  no supera de 60 a 70% de  $H_a$ , es decir, se presenta cuando las condiciones aguas abajo no tienen ninguna influencia en la lámina vertiente del medidor Parshall y solo requiere una lectura para obtener el caudal.

La descarga sumergida se presenta cuando la canaleta trabaja ahogada debido a que aguas abajo se presenta un flujo subcrítico provocando la formación de un resalto hidráulico entre la garganta y la zona de salida de la canaleta, esto hace que la medida del caudal sea mayor que la real. Este comportamiento se presenta cuando  $H_b$  es menor, pero comparable con  $H_a$ , es decir,  $H_b \sim H_a$ , S toma un valor relativamente alto y cercano a la unidad *Figura 60*.

Verificación que el canal Parshall trabaja a descarga libre:  $\frac{H_b}{H_a} \leq 0.60$ .

#### 4.4.7.4.2. Cálculo de $H_a$ en el canal Parshall

El cálculo de  $H_a$  se realiza mediante la ecuación (35).

##### a) Cálculo en los $2A/3$ de $H_a$

**Datos:**

$$Q_{mxh} = 0.02372 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Cálculo:**

$$0.02372 = 0.176 * H_a^{1.547}$$

$$H_a = 0.27 \text{ m}$$

##### b) Cálculo de $D'$ en los $2A/3$

**Datos:**

$$D = 0.259 \text{ m}$$

$$W = 0.076$$

**Cálculo:**

$$D' = \frac{2}{3}(D - w) + w$$

$$D' = \frac{2}{3}(0.259 - 0.076) + 0.076$$

$$D' = 0.198 \text{ m}$$

##### c) Cálculo de velocidad en los $2A/3$ ( $v_a$ )

**Datos:**

$$Q_{mxh} = 0.02372 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D' = 0.198 \text{ m}$$

$$H_a = 0.27 \text{ m}$$

**Cálculo:**

$$v_a = \frac{Q_{mxh}}{D' * H_a}$$

$$v_a = \frac{0.02372}{0.198 * 0.27}$$

$$v_a = 0.444 \text{ m/s}$$

##### d) Cálculo de energía en los $2A/3$ ( $E_a$ )

**Datos:**

$$v_a = 0.444 \text{ m/s}$$

$$H_a = 0.27 \text{ m}$$

$$N = 0.057 \text{ m}$$

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

**Cálculo:**

$$E_a = \frac{v_a^2}{2g} + H_a + N$$

$$E_a = \frac{0.444^2}{2 * 9.81} + 0.270 + 0.057$$

$$E_a = 0.337 \text{ m}$$



## e) Condiciones de garganta

### e.1) Velocidad antes del resalto ( $v_1$ )

#### Datos:

$$Q_{mxh} = 0.02372 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$w = 0.076 \text{ m}$$

$$E_a = 0.337$$

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

#### Cálculo:

$$v_1^3 - 2gE_a v_1 = \frac{-2gQ_{mxh}}{w}$$

$$v_1^3 - 6.612 * v_1 = -6.124$$

$$V_1 = 1.782, v_1 = 1.166, v_1 = -2.95 \text{ m/s}$$

De los valores se trabaja con el mayor. ( $v_1 = 1.782 \text{ m/s}$ )

### e.2) Cálculo de $H_1$

#### Datos:

$$Q_{mxh} = 0.02372 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$v_1 = 1.782 \text{ m/s}$$

$$w = 0.076 \text{ m}$$

#### Cálculo:

$$H_1 = \frac{Q_{mxh}}{v_1 * w} = \frac{0.02372}{1.782 * 0.076}$$

$$H_1 = 0.175 \text{ m}$$

## d) Condiciones de salida

### d.1) Cálculo de la altura de la lámina de agua a la salida ( $H_b$ )

#### Datos:

$$H_1 = 0.175 \text{ m}$$

$$N_f = \frac{v_1}{\sqrt{g * H_1}} = \frac{1.782}{\sqrt{9.81 * 0.175}}$$

$$N_f = 1.36$$

#### Cálculo:

$$H_2 = \frac{H_1}{2} \left( \sqrt{1 + 8 * N_f^2} - 1 \right)$$

$$H_2 = \frac{0.175}{2} \left( \sqrt{1 + 8 * 1.36^2} - 1 \right)$$

$$H_2 = 0.26 \text{ m}$$

### d.2) Cálculo de sumergencia (S)

#### Datos:

$$H_a = 0.270 \text{ m}$$

$$H_1 = 0.175 \text{ m}$$

#### Cálculo:

$$S = \frac{H_b}{H_a} = \frac{H_1 - N}{H_a} \leq 0.60$$



$$N = 0.057 \text{ m}$$

$$S = \frac{0.175 - 0.057}{0.27} \leq 0.60$$

$$S = 0.44 \leq 0.60$$

Por lo que, del resultado se afirma que el canal trabaja a descarga libre.

La medida del tirante del AR a la salida del canal Parshall es:

$$H_3 = H_2 - N + K = 0.26 - 0.057 + 0.025 \rightarrow H_3 = 0.23 \text{ m}$$

Perdida de carga:

$$h_f = H_a + N - H_2 = 0.270 + 0.057 - 0.26 = 0.067 \text{ m}$$

#### 4.4.7.5. Diseño de caída vertical sin obstáculos

La caída vertical se diseña con la finalidad de adecuar el tirante de salida del canal Parshall a una tubería de conducción de PVC. Para determinar las dimensiones de la caída vertical se emplean las ecuaciones de Rand:

$$D = \frac{q^2}{gh^3} \quad (45)$$

$$L_d = 4.30hD^{0.27}, \quad y_1 = 0.54hD^{0.425}, \quad y_2 = 1.66hD^{0.27} \quad (46)$$

$$L = 5(y_2 - y_1) \quad (47)$$

Donde: D: Numero de caída

q: Caudal unitario

h: Desnivel

L: Longitud del resalto

Se debe tener presente que el caudal unitario es el caudal por unidad de longitud, por lo que,  $q=0.1378 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$ , se considera un desnivel de  $h=0.03 \text{ m}$  y  $g=9.81 \text{ m}/\text{s}^2$ , con los datos ya establecidos se determina el número de caída con la ecuación (45).



$$D = \frac{0.1378^2}{9.81 * 0.03^3} \rightarrow D = 71.88$$

Luego se determinan la longitud de caída y los tirantes hidráulicos con las ecuaciones (46) y (47).

Longitud de caída

$$L_d = 4.3 * 0.03 * 71.888^{0.27}$$

$$L_d = 0.40 \text{ m}$$

Tirante a la salida del resalto

$$y_2 = 1.66 * 0.03 * 71.888^{0.27}$$

$$y_2 = 0.158 \text{ m}$$

Tirante después de la caída

$$y_1 = 0.54 * 0.03 * 71.888^{0.425}$$

$$y_1 = 0.10 \text{ m}$$

Longitud del resalto

$$L = 5 * (0.17 - 0.087)$$

$$L = 0.30 \text{ m}$$

La longitud total de la caída vertical sin obstáculos es:  $L_t = 0.40 + 0.30 = 0.70$

#### 4.4.2.2. Cálculo hidráulico del colector hacia la cámara de partidora

Para el diseño del colector se emplea las ecuaciones (10), **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.**, (16), (12), **¡Error! No se encuentra el origen de la referencia.** y (13) presentadas anteriormente y bajo las mismas condiciones.

Es decir,  $D=250 \text{ mm}$ ,  $v = 1.50 \frac{\text{m}}{\text{s}}$  en el interior de la tubería, con un radio hidráulico  $R_h=0.051$  y con una longitud de  $L=10.75 \text{ m}$ . Se determina perdida por salida de la tubería con la ecuación (15)

$$h_f = 0.5 * \frac{1.50^2}{2 * 9.81} \rightarrow h_f = 0.06 \text{ m}$$

Se determina la perdida en la tubería con la ecuación (16).

$$h_T = \left( \frac{0.013 * 1.50}{0.051^{\frac{2}{3}}} \right)^2 * 10.75 = 0.21 \text{ m}$$

#### 4.4.2.3. Diseño hidráulico del repartidor de caudales

“Cuando en una PTAR, existen dos o más unidades que cumplen con la misma función y operadas en paralelo, se deben emplear distribuidores de flujo para que reciban cargas hidráulicas proporcionales a su capacidad, la distribución de la carga se puede realizar con repartidores ajustables a canales abierto” (Mamani, 2017, p.280).

Según el RNE (2014) “las estructuras de repartición de caudal permiten la distribución del caudal considerando todas sus variaciones, en proporción a la capacidad del proceso inicial de tratamiento para el caso del tratamiento convencional y en proporción a las áreas de las unidades primarias. Los repartidores pueden ser de los siguientes tipos”:

- “Cámara de repartición de entrada central y flujo ascendente, con vertedero circular o cuadrado e instalación de compuertas manuales, durante condiciones de mantenimiento correctivo”.
- “Repartidor con tabiques en régimen crítico, el mismo que se ubicará en el canal”.



*Figura 61:* Repartidor de caudales

Fuente: Oakley (2005)



El repartidor de caudales se diseña con el gasto máximo horario y su funcionamiento se comprueba para el gasto mínimo al principio de la operación. En el presente trabajo se plantea dos unidades de sedimentadores puestas en paralelo, por lo que, es necesario realizar una distribución del caudal de llegada del AR, para lo cual se plantea una cámara partidora de caudales con tabique.

#### 4.4.7.5.1. Cálculo de las dimensiones de la cámara repartidora de caudales

Para asegurar una distribución equitativa del ARM en las cámaras de sedimentación se emplea una cámara distribuidora de caudales con vertederos, para que, cada unidad reciba el ARM proporcionalmente a su capacidad.

Para determinar la altura del vertedero se utiliza la ecuación de vertederos triangulares de pared delgada, es decir, que el contacto entre el agua y la cresta es solo una línea. Para que un vertedero sea considerado de pared delgada, el espesor de la pared debe ser menor que  $2H/3$ . A continuación se presenta la fórmula de Barr para vertederos triangulares rectos ( $\Theta=90^\circ$ ), esta, se emplea para cargas de  $0,05 \text{ m} \leq H \leq 0,25 \text{ m}$ , y para profundidades con un límite máximo de  $3h$ ; y un ancho del canal máximo de  $8h$ . Aparicio (1992) recomienda utilizar vertederos triangulares rectos para gastos pequeños (de 0 a 100 l/s) (p.36).

$$Q = 1.42 * H^{\frac{5}{2}} \quad (48)$$

Donde: Q: Caudal en ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

H: Carga sobre el vertedero (m)

Se determina la carga sobre el vertedero triangular con la ecuación (48), con la condición que cada cámara de sedimentación recibe un  $Q=0.01186\text{m}^3/\text{s}$  y se tiene:



$$H = \left( \frac{0.01186}{1.42} \right)^{\frac{2}{5}} \rightarrow H = 0.15 \text{ m}$$

Se tienen dos tipos de vertederos triangulares: los que son totalmente contraído, para ello, sus extremos están suficientemente lejos de los costados y del canal del fondo. Parcialmente contraídos, en estos sus costados se encuentran cerca de las paredes del canal ( $b \approx 0$ ). Para la presente investigación se opta por vertederos parcialmente contraídos.

Las dimensiones del vertedero triangular son:

Carga sobre el vertedero (H)	=	0.15 m
Longitud del vertedero (L)	=	0.30 m
Longitud del umbral (P)	=	0.10 m
Ancho sobre los costados (b)	=	0.025 m

Las dimensiones del vertedero de excesos se considera este mismo diseño.

Para la partición y soporte de los vertederos se considera un pilar de 0.10 m de espesor, sumado al ancho asumido se tiene un ancho total de 1.00 m. Para determinar la longitud de la cámara de repartición de caudales se emplea las ecuaciones de alcance de un chorro de agua y que se debe cumplir la condición de rigor que la velocidad de entrega ( $v_e$ ) a la cámara de recolección debe ser mayor de 0.3m/s y menor de 3.0 m/s (López, 2000, p.88).

$$X_s = 0.36 * v_e^{\frac{2}{3}} + 0.60 * h_e^{\frac{4}{7}} \quad (49)$$

$$X_i = 0.18 * v_e^{\frac{4}{7}} + 0.74 * h_e^{\frac{3}{4}} \quad (50)$$

$$L = X_s + 0.30 \quad (51)$$

Donde:  $X_s$ : Alcance del filo superior (m)



$X_i$ : Alcance del filo inferior (m)

$v_e$ : Velocidad de ingreso (m/s)

$h_e$ : Profundidad de la lámina de agua sobre el vertedero(m)

$B$ : base de la cámara (m)

La velocidad a través del vertedero se calcula con la ecuación de la continuidad.

$$Q = A * v_e \rightarrow v_e = \frac{Q}{A} = \frac{0.01186}{0.15 * 0.15} \rightarrow v_e = 0.53 \text{ m/s}$$

Luego reemplazando los valores calculados en la ecuación (49) se tiene:

$$X_s = 0.36 * 0.53^{\frac{2}{3}} + 0.60 * 0.15^{\frac{4}{7}} \rightarrow X_s = 0.44 \cong 0.45 \text{ m}$$

Luego la longitud recomendada de acuerdo a la ecuación (51) es:

$$L = 0.45 + 0.30 = 0.75 \text{ m}$$

Por otro lado, la cámara de aquietamiento debe tener una longitud  $4H$  cuyo resultado es ( $L_a = 0.60 \text{ m}$ ) entonces la longitud total de la cámara de distribución de caudales es:

$$L_t = L + L_a = 0.75 + 0.60 \rightarrow L_t = 1.35 \text{ m}$$

De acuerdo a López (2004) “el valor de la pérdida de carga por ensanchamiento brusco se determina por la expresión” (p.154).

$$h_s = \left(1 - \frac{S_1}{S_2}\right)^2 * \frac{v^2}{2g} \quad (52)$$

Donde:  $S_1$ : Ancho del canal de ingreso (m)

$S_2$ : Ancho del ensanchamiento (m)

$v$ : Velocidad media antes del ensanchamiento (m/s)

g: Aceleración de la gravedad ( $m/s^2$ )

Con los datos ya obtenidos ( $S_1=0.20$  m,  $S_2 = 1.00$  m,  $v = 1.55$  m/s,  $g = 9.81$  m/s<sup>2</sup>) y la aplicación de la ecuación (52) se tiene una pérdida de:  $h_s=0.07$  m y la pérdida para el vertedero rectangular de pared delgada es de:  $H=0.15$  m.

#### 4.4.7.6. Diseño del hidráulico del sedimentador primario

Para dimensionar el tanque sedimentador se tiene en cuenta los criterios de la Norma OS 090 “Planta de Tratamiento de Aguas Residuales” del Reglamento Nacional de Edificaciones. El tanque sedimentador con forma rectangular tiene cuatro (04) zonas, ver Figura 62.

- a) Zona de entrada
- b) Zona de sedimentación
- c) Zona de salida
- d) Zona de lodos

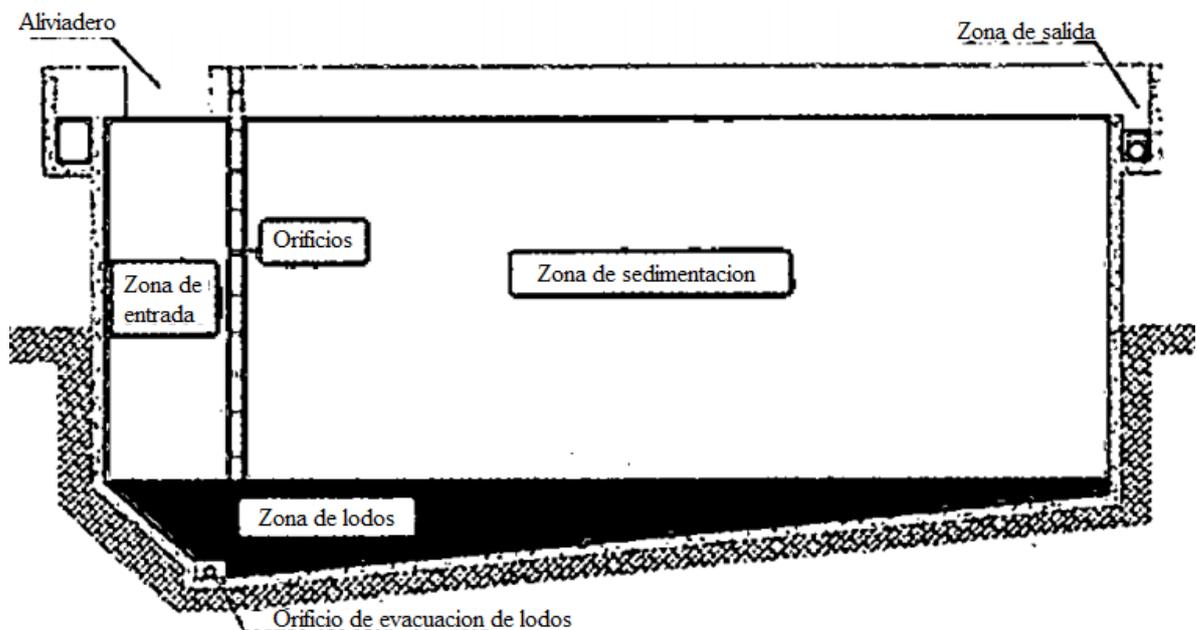


Figura 62: Tanque de sedimentación primaria rectangular

Fuente: MVCS (2016)

El sedimentador seleccionado como tratamiento primario, es de flujo horizontal y de baja velocidad. Para la selección de la carga superficial se emplea el criterio que recomienda el RNE (2014). La forma del sedimentador es rectangular.

#### 4.4.7.6.1. Diseño de la zona de sedimentación

##### a) Caudal de diseño

El caudal de diseño para el sedimentador es el caudal máximo diario

$$Q_{\text{mxd}} = 17.45 \frac{l}{s}$$

##### b) Número de unidades

Ayala (2008) indica que, toda planta debe tener por lo menos dos unidades de sedimentación como mínimo, aun cuando los sistemas sean muy pequeños, esto con la finalidad de continuar operando a pesar que una de las unidades sea suspendida por mantenimiento o desperfectos, garantizando la eficiencia del tratamiento. Por este motivo, el área total de los sedimentadores debe incrementarse en un porcentaje adicional como se indica en la *Tabla 42*, (p.18).

Tabla 42: Área adicional por número de unidades y cargas superficiales

Número de unidades	Carga superficial				
	20	30	40	50	60
2	0	0	33	67	100
3	0	0	11	22	33
4	0	0	8.5	17	25
5 o mas	0	0	7.0	13	20

Fuente: Ayala, 2018

##### c) Cálculo del área del sedimentador

Se determina el área superficial de la zona de sedimentación (As).



$$A_s = \frac{Q}{v_s} \quad (53)$$

Donde:  $A_s$ : área superficial de la unidad ( $m^2$ )

$v_s$ : Velocidad de sedimentación (m/seg)

$Q$ : Caudal de diseño ( $m^3/seg$ )

Según el RNE (2014) indica que “los requisitos de área deben determinarse usando cargas superficiales entre 24 y 60  $m^3/d$  basado en el caudal medio de diseño, lo cual equivale a una velocidad de sedimentación de 1.00 a 2.5  $m/h$ ” (p.199).

Según SIGAR (2014) indica que, “es recomendable que la carga superficial de un sedimentador primario para aguas residuales domésticas no exceda el valor de 24  $m^3/día/m^2$ , cuando el caudal de tratamiento es inferior a 4000  $m^3/día$ ” (p.14).

Para el presente diseño se asume una carga superficial de 24  $m^3/(m^2.día)$  equivalente a una velocidad de 0.000278  $m/s$

$$A_s = \frac{Q}{v_s} \rightarrow A_s = \frac{0.00873}{0.000278} \rightarrow A_s = 31.40 \text{ m}^2$$

#### **d) Dimensiones del sedimentador**

El RNE (2014) indica que “la relación, largo/ancho debe estar entre 3 y 10 (recomendable 4) y la relación, largo/profundidad entre 5 y 30” (p.199).

Para el diseño se asumirá una relación entre largo y ancho de 4.

$$\frac{L_2}{B} = 4 \rightarrow L_2 = 4 * B$$

Donde:  $L_2$ : longitud de la zona de sedimentación (m)

B: ancho de la unidad (m)

### e) Cálculo de la base del sedimentador (B)

Para determinar la base del sedimentador se tiene en cuenta que  $A_s = L_2 * B$ , y se sabe que  $L_2 = 4 * B$ . reemplazando se obtiene la siguiente ecuación:

$$B = \sqrt{\frac{A_s}{4}} \quad (54)$$

Donde: B: base del sedimentador

$A_s$ : área del sedimentador

$$B = \sqrt{\frac{A_s}{4}} \rightarrow B = \sqrt{\frac{31.40}{4}} \rightarrow B = 2.80 \text{ m}$$

### f) Cálculo de la longitud del sedimentador ( $L_2$ )

Se tiene que la longitud del sedimentador es:  $L_2 = 4 * B$ , entonces:

$$L_2 = 4 * 2.80 \rightarrow L_2 = 11.20 \text{ m}$$

Comprobando la carga superficial con las dimensiones obtenidas mediante la ecuación (53) se tiene:

$$C_s = \frac{Q}{A_s} \rightarrow C_s = \frac{753.84 \frac{\text{m}^3}{\text{día}}}{11.20 * 2.80 \text{ m}^2} \rightarrow C_s = 24.00 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \cdot \text{día}}$$

Las dimensiones de la zona de sedimentación son: ancho  $W = 2.80 \text{ m}$  y un largo  $L_2 = 11.20 \text{ m}$

#### 4.4.7.6.2. Longitud de entrada al sedimentador $L_1$ (m)

En un tanque rectangular, la ubicación de la pantalla difusora debe estar entre 0.7 a 1.00 m de distancia de la pared de entrada al sedimentador. En la R.M.

173-2016- vivienda, “indica que la pantalla difusora debe estar ubicada a una distancia no menor de 0.80 m del vertedero de entrada” (p.79).

Se asume una longitud:  $L_1 = 0.80$  m

#### 4.4.7.6.3. Longitud total del sedimentador

La longitud total del sedimentador será la suma de la longitud de la zona de sedimentación y la longitud de entrada al sedimentador ( $L_1$  y  $L_2$ ):

$$L_T = L_1 + L_2 \rightarrow L_T = 0.80 + 11.20 \rightarrow L_T = 12.00 \text{ m}$$

#### 4.4.7.6.4. Profundidad del sedimentador (H)

La profundidad del sedimentador se asume en una longitud de: 2.00 m.

#### 4.4.7.6.5. Cálculo del tiempo de detención hidráulica

El periodo de detención es el tiempo máximo que la partícula tarda en llegar hasta el fondo del sedimentador con una velocidad mínima de sedimentación elegida. Por lo anterior, el tiempo de detención depende de la profundidad del tanque, es decir, cuando menor sea la profundidad, menor será el tiempo de detención necesario para la recolección de las partículas y se obtiene con la siguiente ecuación.

$$T_r(h) = \frac{V(m^3) * 24 \left(\frac{h}{d}\right)}{Q \left(\frac{m^3}{d}\right)} \quad (55)$$

Donde: V: Volumen del sedimentador ( $m^3$ )

Q: caudal de diseño ( $m^3/d$ )

Sustituyendo los valores en la ecuación (55) se tiene:

$$T_r(h) = \frac{62.72(m^3) * 24 \left(\frac{h}{d}\right)}{753.84 \left(\frac{m^3}{d}\right)} \rightarrow T_r(h) = 2.00 h$$

En los proyectos de tanques de sedimentación primaria, los efectos de la temperatura no requieren una atención particular cuando las unidades se diseñan en países donde la temperatura se encuentra alrededor de los 20°C, sin embargo en las regiones de climas fríos, las temperaturas inferiores a los 20°C producen un incremento en la viscosidad del agua, lo que retarda la sedimentación de las partículas en las unidades de sedimentación y esto hace que disminuya el rendimiento de las instalaciones (Ayala, 2008, p.214). Para conseguir rendimientos adecuados, es necesario realizar una corrección por temperatura al tiempo de retención hidráulica.

En la recolección de datos realizada se obtuvo que la temperatura promedio del agua residual en la época de invierno es 10.92 °C, temperatura con la cual se hará la corrección del tiempo de retención mediante la Figura 63.

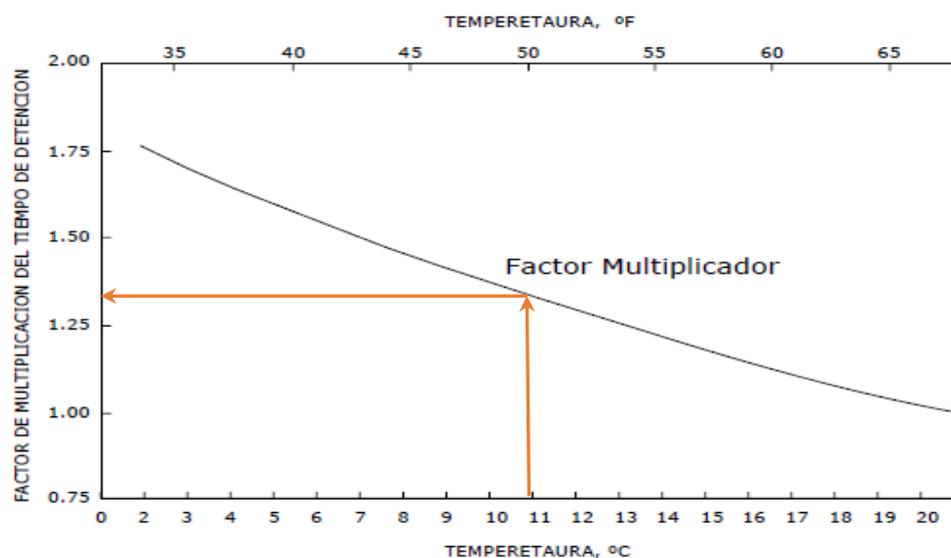


Figura 63: Variación del tiempo de retención respecto a la temperatura en sedimentadores primarios



De la Figura 63 el factor multiplicador  $FC=1.3$ , con este valor se obtiene el nuevo tiempo de retención hidráulico corregido por temperatura.

#### 4.4.7.6.6. Cálculo del tiempo de retención hidráulico corregido

$$T_{rc} = Fc * T_r \quad (56)$$

Donde:  $T_{rc}$ : Tiempo de retención corregido

$T_r$ : Tiempo de retención nominal

Aplicando la ecuación (56) se tiene:

$$T_{rc} = 1.3 * 2.00 \rightarrow T_{rc} = 2.6 \text{ h}$$

Con el tiempo de retención corregido y realizando algunos acomodados a la ecuación (55), ( $V=V_{sc}$ ,  $T = T_{rc}$ ), se determina las nuevas dimensiones del sedimentador.  $V_{sc}$ : volumen del sedimentador corregido y  $T_{rc}$ : tiempo de detención corregido ( $V=V_{sc}$ ,  $T = T_{rc}$ ).

$$V_{sc} = \frac{Q(m^3/d) * T_{rc}(h)}{24 \left(\frac{h}{d}\right)} \rightarrow V_{sc} = \frac{753.84 * 2.6}{24} = 81.67 \text{ m}^3$$

#### 4.4.7.6.7. Cálculo de la profundidad

Según el RNE (2014) “la profundidad es el producto de la carga superficial y el período de retención y debe estar entre 2 y 3,5 m. (recomendable 3 m)” (p.199).

$$H = Cs * T_r \quad (57)$$

Donde:  $Cs$ : carga superficial [ $m^3/(m^2 * dia)$ ]

$T_r$ : tiempo de retención

$$H = Cs * T_r \rightarrow H = 24 \frac{m^3}{m^2 * dia} * 2.60 \text{ h} = 2.60 \text{ m}$$



Con la profundidad calcula se determina el área corregida, teniendo en cuenta que la profundidad es:  $H= 2.60\text{m}$ .

$$A_{sc} = \frac{V_{sc}}{H} \rightarrow A_{sc} = \frac{81.67}{2.60} \rightarrow A_{sc} = 31.41 \text{ m}^2$$

Para el presente diseño se mantendrá la dimensión inicial de la base o ancho del sedimentador en  $B=2.85 \text{ m}$  entonces:

$$L_{2c} = \frac{A_{sc}}{B} \rightarrow L_{2c} = \frac{31.41}{2.80} \rightarrow L_{2c} = 11.22 \cong 11.30 \text{ m}$$

#### 4.4.7.6.8. Verificación de la relación de las dimensiones del sedimentador

Según el RNE (2019) “la relación larga/ancho entre 3 y 10 (recomendable), y la relación largo/profundidad entre 5 y 30” (p.199).

- Relación ( $L_{2c}/B$ ) en la zona de sedimentación (adim)

$$3 < \frac{L_{2c}}{B} < 10 \rightarrow 3 < \frac{11.30}{2.80} < 10 \rightarrow 3 < 4.04 < 10 \text{ cumple}$$

- Relación ( $L_{2c}/H$ ) en la zona de sedimentación

$$5 < \frac{L_{2c}}{H} < 30 \rightarrow 5 < \frac{11.30}{2.60} < 30 \rightarrow 5 < 4.35 < 30 \text{ no cumple}$$

Debido a que la  $L_{2c}/H$  no cumple se busca valores que si cumplan con todas las condiciones. Para lo cual, se disminuirá la profundidad a  $H = 2.35\text{m}$ .

$$A_{sc} = \frac{V_{sc}}{H} \rightarrow A_{sc} = \frac{81.67}{2.35} \rightarrow A_{sc} = 34.75 \text{ m}^2$$

Para la obtención de las medidas del sedimentador (ancho y largo) se tendrá en cuenta el cumplimiento de las restricciones establecidas en el RNE (2014). Con el área del sedimentador corregido ( $A_{sc}$ ) se vuelve a determinar al ancho del sedimentador con la ecuación (54), resultando un ancho de  $B=3.00 \text{ m}$ :



$$L_{2c} = \frac{A_{sc}}{B} \rightarrow L_{2c} = \frac{34.75}{3.00} \rightarrow L_{2c} = 11.58 \cong 12.00 \text{ m}$$

#### 4.4.7.6.9. Verificación de la relación de las dimensiones del sedimentador

Según el RNE (2014) “la relación largo/ancho entre 3 y 10 (recomendable) y la relación largo/profundidad entre 5 y 30” (p.199).

- Relación ( $L_{2c}/B$ ) en la zona de sedimentación (adimensional)

$$3 < \frac{L_{2c}}{B} < 10 \rightarrow 3 < \frac{12.00}{3.00} < 10 \rightarrow 3 < 4.00 < 10 \text{ cumple}$$

- Relación ( $L_{2c}/H$ ) en la zona de sedimentación

$$5 < \frac{L_{2c}}{H} < 30 \rightarrow 5 < \frac{12.00}{2.35} < 30 \rightarrow 5 < 5.11 < 30 \text{ cumple}$$

#### 4.4.7.6.10. Cálculo de la velocidad horizontal $V_h$

En la R.M. 173-2016, indica que la velocidad horizontal del flujo será < 0.55 cm/s.

$$v_h = \frac{100 * Q}{B * H} \left( \frac{\text{cm}}{\text{s}} \right) \quad (58)$$

Donde:  $v_h$ : Velocidad horizontal del flujo (cm/s)

Q: Caudal de diseño ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

H: altura de agua del sedimentador (m)

B: ancho de la unidad (m)

$$v_h = \frac{100 * 0.00873}{3.00 * 2.35} \rightarrow v_h = 0.124 \frac{\text{cm}}{\text{s}} < 0.55 \frac{\text{cm}}{\text{s}} \text{ cumple}$$

#### 4.4.7.6.11. Cálculo de la altura máxima en la tolva de lodos $H_1$ (m)

Para determinar la altura máxima, se considera la recomendación de la R.M. 173-2016- VIVIENDA que indica “que la tolva debe tener una pendiente de 10% para facilitar el deslizamiento de lodo hacia el mismo”. La profundidad total se calcula mediante la siguiente fórmula:

$$H_1 = H + (S) * L_{2c} \quad (59)$$

Donde:  $H_1$ : altura máxima del sedimentador (m)

H: altura de agua del sedimentador (m)

S: pendiente (%)

$L_{2c}$ : longitud de la zona de sedimentación (m)

$$H_1 = H + (S) * L_{2c} \rightarrow H_1 = 2.35 + (0.10) * 11.20 \rightarrow H_1 = 3.47 \cong 3.50 \text{ m}$$

#### 4.4.7.6.12. Espesor preliminar de los muros y losa del sedimentador

“Las paredes de los depósitos se dimensionan normalmente con espesor constante con objeto de facilitar la ejecución, y de modo que no necesiten armadura transversal. En los casos más frecuentes de altura de agua  $h \leq 6.00$  m como espesor de la pared puede adoptarse, en principio  $e = 0.10 * h$ , no inferior a 0.20 m, el espesor de la solera  $e'$  no debe ser inferior al de la pared, es decir  $e' \geq e$ ” (Jiménez, García y Moran, 2000, p.588). Se opta por trabajar con las dimensiones de profundidad crítica y con la profundidad mínima del sedimentador.

$$h_{\text{prom}} = \frac{3.50 + 2.35}{2} \rightarrow h_{\text{prom}} = 2.93 \text{ m}$$

$$e = 0.10 * h \rightarrow e = 0.1 * 2.93 \rightarrow e = 0.29 \cong 0.30 \text{ m}$$



### 1.1) Espesor de la losa

Se diseña una losa de fondo con unión empotrada con las paredes, cuya medida es:

Espesor de la losa de fondo:

$$e' = \frac{\text{Perimetro}}{150} \rightarrow e' = \frac{2 * (12 + 3)}{150} \rightarrow e' = 0.20 \text{ m}$$

De acuerdo a lo mencionado, se tiene que  $e' \geq e$ , por lo que se adoptara  $e' = 0.30 \text{ m}$ .

#### 4.4.7.6.13. Dimensiones del sedimentador

Longitud total	=	12.00 m
<hr/>		
Ancho	=	3.00 m
<hr/>		
Profundidad de sedimentador	=	2.35 m
<hr/>		
Profundidad total	=	3.50 m
<hr/>		
Borde libre	=	0.60 m
<hr/>		
Espesor de paredes y losa	=	0.30 m
<hr/>		

#### 4.4.7.6.14. Diseño del canal de lodos

Para el cálculo del canal de lodos se tiene en cuenta la eficiencia de remoción de los sólidos suspendidos por el sedimentador, determinando así, el peso de lodos y posteriormente el volumen del mismo.

##### n.1) Cálculo peso de lodos

La técnica usada para obtener la producción de lodos es la estimación empírica. Para los sedimentadores primarios, la producción de lodos a partir de los sólidos suspendidos se determina como sigue: (CONAGUA, 2015, p.58).



$$P = \frac{SST * Q * E}{N_s * 1000} \quad (60)$$

Donde: P: peso de lodos primarios (kg/d)

Q: Caudal de diseño (m<sup>3</sup>/d)

SST: Sólidos en suspensión (mg/l)

E: Remoción de sólidos en suspensión por decantación (%)

Ns: Número de sedimentadores

Según el RNE (2014) indica que “el volumen de lodos primarios debe calcularse para el final del período de diseño (con el caudal medio) y evaluarse para cada 5 años de operación y la eficiencia de remoción del proceso de sedimentación puede estimarse de acuerdo a la siguiente *Tabla 43*” (p.199).

Tabla 43: *Eficiencia de remoción del proceso de sedimentación*

Periodo de retención (horas)	DBO 100 a 200 mg/l		DBO 200 a 300 mg/l	
	DBO	SS*	DBO	SS*
1,5	30	50	32	56
2,0	33	53	36	60
3,0	37	58	40	64
4,0	40	60	42	66

Fuente: RNE, 2014

El tiempo de retención necesario corregido por temperatura es:  $T_{rc} = 2.63$  h. Para determinar el porcentaje de remoción se realiza la interpolación correspondiente.

$$SS^* = 53 - \left( \frac{2 - 2.6}{2 - 3} \right) * (53 - 58) \rightarrow SS^* = 56.0\%$$

Una vez determinado el porcentaje de remoción y con los datos ya establecidos se aplica la ecuación (60) obteniéndose:

$$P = \frac{260.00 \left(\frac{\text{mg}}{\text{l}}\right) * 1181.95 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{d}}\right) * 56.0\%}{2 * 1000} \rightarrow P = 86.05 \frac{\text{kg}}{\text{d}}$$

Del resultado, se concluye que los dos (02) sedimentadores primarios producirán al día 172.10 kg de lodos.

La concentración esperada del fango en un proceso de sedimentación se presenta en la *Tabla 44*.

Tabla 44: *Concentración esperada del fango del proceso de sedimentación*

Tipo de lodo primario	Gravedad específica	Concentración de sólidos	
		Rango	% Recomendado
Con alcantarillado sanitario	1,03	4 – 12	6,0
Con alcantarillado combinado	1,05	4 – 12	6,5
Con lodo activado de exceso	1,03	3 - 10	4,0

Fuente: RNE, 2014

La ciudad Huancané cuenta con un sistema de drenaje natural y artificial para la recolección de las aguas pluviales con una pendiente favorable, por lo que, se usara la gravedad específica sugerida en la *Tabla 44*, referida al alcantarillado sanitario  $\gamma_{\text{Lodo}} = 1.03 \text{ g/cm}^3 = 1030 \text{ kg/m}^3$  y para la concentración de solidos se considera la recomendada por el RNE(2014)  $C_{\text{ssLodo}} = 6\%$ .

Con las condiciones establecidas se determina el volumen del lodo generado por las aguas residuales en un día con la siguiente ecuación:



$$V_L = \frac{P}{\rho * \left(\frac{\gamma_{Lodo}}{\gamma}\right) * C_{SS Lodo}} \quad (61)$$

Donde:  $V_L$ : Volumen del lodo producido en ( $m^3/d$ )

P: Peso de sólidos en suspensión (kg/d)

$\rho$ : Densidad del agua ( $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ );

$\gamma_{Lodo}$ : Peso específico del lodo ( $\text{kg/m}^3$ )

$\gamma$ : Peso específico da agua ( $\gamma = 1000 \text{ kg/m}^3$ )

$C_{SS Lodo}$ : Concentración de sólidos en suspensión (%)

Remplazando los obtenidos y definidos en la ecuación (61) se tiene:

$$V_L = \frac{86.05 \left(\frac{\text{kg}}{\text{d}}\right)}{1000 \left(\frac{\text{kg}}{\text{m}^3}\right) * \left(\frac{1030}{1000}\right) * 0.06} \rightarrow V_L = 1.4 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{d}}\right)$$

Se concluye que el volumen total de lodos producidos por ambos sedimentadores en un día es:  $V_{Lt} = 2.8 \frac{\text{m}^3}{\text{d}}$ .

#### 4.4.7.6.15. Cálculo del tiempo de retención del lodo en el sedimentador

Para el cálculo del tiempo de retención de los lodos en el sedimentador, es necesario conocer el volumen de la tolva o tanque de lodos del sedimentador en función a la restricción de la profundidad máxima que debe tener el sedimentador, establecido anteriormente.

##### a) Volumen de la tolva de almacenamiento del lodo

Se tiene que la base del sedimentador es de  $B=3.00 \text{ m}$ , la longitud total del sedimentador es  $L=12.00 \text{ m}$  y el fondo máximo desde la cara superior debe de ser  $4.00 \text{ m}$ .



### b) Tiempo de vaciado

El tiempo de vaciado propuesto para el retiro del lodo de la cámara o zona de lodos es de 60 minutos equivalente a  $t = 1.00$  h

### c) Compuerta para la evacuación de lodos

Para determinar la sección de la compuerta ( $A_2$ ) para la evacuación de lodos se realiza mediante las siguientes ecuaciones (RM-173-2016, p.79).

$$A_2 = \frac{A_{sc} * H^{0.5}}{4850 * t} \text{ m}^2 \quad (62)$$

$$D_{TD} = \left( \frac{4 * A_2}{\pi} \right)^{0.5} \text{ m} \quad (63)$$

Donde:  $A_2$ : Área requerida para la descarga del lodo

$A_{sc}$ : Área del sedimentador corregido

H: Altura o profundidad del sedimentador

t: Tiempo de vaciado

$D_{TD}$ : Diámetro de la tubería de descarga

Determinamos área requerida para la descarga de lodos

$$A_2 = \frac{A_{sc} * H^{0.5}}{4850 * t} \rightarrow A_2 = \frac{36 * 2.35^{0.5}}{4850 * 1.00} \rightarrow A_2 = 0.0114 \text{ m}^2$$

Entonces el diámetro de la tubería de descarga es:

$$D_{TD} = \left( \frac{4 * A_2}{\pi} \right)^{0.5} \rightarrow D_{TD} = \left( \frac{4 * 0.0114}{\pi} \right)^{0.5} \rightarrow D_{TD} = 0.12 \text{ m}$$

Se opta por una tubería de 160 mm de diámetro.



#### d) Área de la base mayor

El área de la base mayor viene determinada por:

$$A_{BM} = L_t * B$$

Donde:  $L_t$ : Longitud total del sedimentador

$B$ : Ancho del sedimentador

$$A_{BM} = L_t * B \rightarrow A_{BM} = 12.00 * 3.00 \rightarrow A_{BM} = 36.00 \text{ m}^2$$

#### e) Área de la base menor

Se considera en el fondo del sedimentador una longitud de 0.60 m entonces se tiene un área de:  $A_{Bm} = 0.60 * 3.00 = 1.80 \text{ m}^2$

#### f) Altura de la tolva $h_1$

La altura de la tolva de lodos se determina en función de la profundidad máxima establecida para el sedimentador en  $h_1 = 1.40 \text{ m}$ .

#### g) Volumen de la tolva

El volumen de la tolva o tanque de lodos viene dado por:

$$V_{TL} = \frac{H_{lodos}}{3} * (A_{BM} + A_{bm} + \sqrt{A_{BM} * A_{bm}}) \quad (64)$$

Donde:  $V_{TL}$ : Volumen de la tolva de lodos

$H_{lodos}$ : altura de la cámara de lodos

$A_{BM}$ : área de la base del sedimentador

$A_{bm}$ : Área de la base de la cámara de lodos.

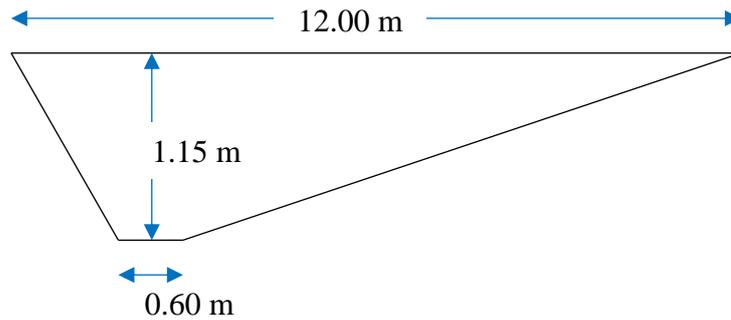


Figura 64: Medidas de la tolva de lodos

Remplazando los valores en la ecuación (64) se tiene:

$$V_{TL} = \frac{1.15}{3} * (36.00 + 1.80 + \sqrt{36.00 * 1.80})$$

$$V_{TL} = 19.35 \text{ m}^3$$

#### h) Frecuencia de descarga de lodos del sedimentador.

$$F_{DL} = \frac{V_{TL}}{V_{Lt}} \text{ días} \quad (65)$$

Donde:  $V_{TL}$ : Volumen de la tolva de lodos( $\text{m}^3$ )

$V_{Lt}$ : volumen total lodos producidos en un día por un sedimentador ( $\text{m}^3/\text{d}$ ).

Remplazando los valores ya determinados en párrafos anteriores y aplicando la ecuación (65) se tiene:

$$F_{DL} = \frac{V_{TL}}{V_{Lt}} d \rightarrow F_{DL} = \frac{19.35 \text{ m}^3}{1.4 \left(\frac{\text{m}^3}{\text{d}}\right)} \rightarrow F_{DL} = 13.82 \cong 15 \text{ días}$$

De acuerdo al resultado, el periodo de retención del lodo en el sedimentador será de 15 días, lo que, concuerda con la recomendación de que indica que: El lodo puede mantenerse durante 15 días a lo mucho en la tolva de



lodos, ya que, pasado este periodo ocurre un proceso de digestión anaerobia, lo que hará que los sólidos se resuspendan.

#### 4.4.7.6.16. Diseño de la zona de entrada al sedimentador

Según el RNE (2014) indica que “los canales de repartición y entrada a los tanques deben ser diseñados para el caudal máximo horario” (p.199). Por lo que, el caudal de diseño es 23.72 l/s.

Según la RM-173-2016 indica que la “estructura de entrada debe comprender un vertedero en todo lo ancho de la unidad y una pantalla o cortina difusora” (p.79).

Se considera un vertedero rectangular sin contracciones al ingreso de la estructura del sedimentador:

$$H = \left( \frac{Q}{1.84 * L} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (66)$$

Remplazando el valor del caudal y la longitud del sedimentador, se tiene:

$$H = \left( \frac{0.02372}{1.84 * 3} \right)^{\frac{2}{3}} \rightarrow H = 0.03 \text{ m} \cong 5.00 \text{ cm}$$

##### a) Cálculo de la pantalla difusora

En un tanque rectangular de sedimentación primaria, “la ubicación de la pantalla difusora, en la zona de entrada debe ser entre 0.7 a 1.00 m de distancia de la pared de entrada” (CEPIS, 1995, p.19). Tal como se indica en la *Figura 65*.

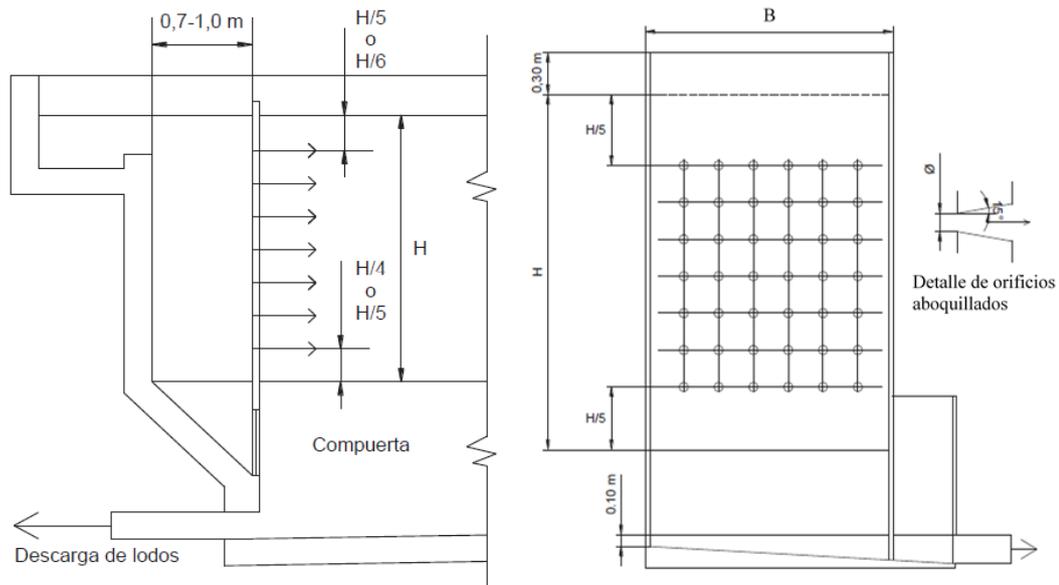


Figura 65: Características de la pantalla difusora

Fuente: Adaptado de CEPIS, 1995

La cantidad total de orificios se determina cumpliendo los criterios de diseño, los orificios van distribuidos de manera equidistante uno del otro en toda la altura útil y ancho del sedimentador, cuya separación entre ellos debe ser menor a 0.50 m. Según CEPIS (2005) “la velocidad en los orificios no debe ser mayor a 0,15 m/s para no crear perturbaciones dentro de la zona de sedimentación” (p.18) por lo que, se adopta una velocidad de  $v_p = 0.00841$  m/s a través de los orificios.

Para la pantalla de ingreso o difusora, se asume un diámetro de orificio de 0.1524 m (6.00”). Con estos valores optados, se determina el área total de los orificios ( $A_o$ ) mediante la relación:

$$A_p = \frac{Q}{v_p} \quad (67)$$

Donde:  $A_p$ : área paso total de los orificios ( $m^2$ )

$Q$ : Caudal de diseño ( $m^3/s$ )



$v_p$ : velocidad de paso en los orificios (m/s)

Se reemplazando los datos adoptados en la ecuación (67) se tiene:

$$A_p = \frac{0.01186}{0.00841} \rightarrow A_p = 1.41 \text{ m}^2$$

**b) Área de cada orificio  $a_o$  (m<sup>2</sup>)**

Para el cálculo de área de cada orificio se hace uso de la relación.

$$a_o = 0.7854 * D^2 \quad (68)$$

Donde:  $a_o$ : área de cada orificio (m<sup>2</sup>)

D: diámetro de cada orificio (m)

Para el presente diseño se asume un diámetro para cada orificio de:  
 $D=0.1524 \text{ m} \approx 6''$  y se reemplaza en la ecuación (68).

$$a_o = 0.7854 * 0.1524^2 \rightarrow a_o = 0.01824 \text{ m}^2$$

Luego, se calcula el número de orificios requeridos con la siguiente ecuación.

$$n = \frac{A_p}{a_o} \quad (69)$$

Donde:  $A_p$ : área de paso total de los orificios (m<sup>2</sup>)

$a_o$ : Área de cada orificio (m<sup>2</sup>)

n: número de orificios (adimensional)

Reemplazando los datos en la ecuación (69) se tiene:

$$n = \frac{1.41}{0.01824} \rightarrow n = 77.00 \text{ orificios}$$

**c) Altura de la pantalla cubierta con orificios h (m)**



Según CEPIS (2005) indica que “los orificios más altos de la pantalla difusora deben estar a  $1/5$  o  $1/6$  de la altura (H) a partir de la superficie del agua y los más bajos entre  $1/4$  ó  $1/5$  de la altura (H) a partir de la superficie del fondo” (p.18).

Para el diseño de la pantalla difusora la altura (h) se considera a  $1/5$  de (H) a partir de la superficie con agua como de la superficie del fondo. Por lo que, se determina con la siguiente ecuación:

$$h = H - K * H \quad (70)$$

Donde: h: Altura de la pantalla de con orificios

H: Altura del sedimentador

Luego aplicando la ecuación (70) se tiene:

$$h = 2.35 - \left(\frac{2}{6}\right) * 2.35 \rightarrow h = 1.55 \text{ m}$$

**d) Numero de filas de orificios en el alto de la pantalla ( $n_f$ )**

Se asume un numero de filas de orificios  $n_f = 7.00$

**e) Numero de columnas de orificios a lo ancho de la pantalla ( $n_c$ )**

En función del número de filas de orificios se determina el número de columnas de orificios.

$$n_c = \frac{n}{n_f} \quad (71)$$

Donde: n: Número de orificios

$n_f$ : Número de filas

Remplazando valores en la ecuación (71), se tiene:



$$n_c = \frac{77}{7} \rightarrow n_c = 11.00$$

**f) Espaciamiento entre orificios (entre filas)  $e_f$  (m)**

En la R.M. 173-2016- vivienda, indica que “la pantalla difusora debe estar ubicada a una distancia no menor de 0.80 m del vertedero de entrada y tendrá el mayor número posible de orificios uniformemente espaciados en todo el ancho y la altura útil del sedimentador, la distancia entre los orificios será  $\leq 0.50$  m” (p.79).

$$e_f = \frac{h}{n_f - 1} \quad (72)$$

Donde:  $e_f$ : Espaciamiento entre filas (m)

$h$ : Altura de la pantalla con orificios

$n_f$ : Número de filas

Reemplazando los datos en la ecuación (72), se tiene:

$$e_f = \frac{1.50}{7 - 1} \rightarrow e_f = 0.25 \text{ m} < 0.50 \text{ m ok}$$

**g) Espaciamiento lateral respecto a la pared  $e_c$  (m)**

$$e_c = \frac{B}{n_c + 1} \quad (73)$$

Donde:  $e_c$ : espaciamiento entre columnas

$n_c$ : Número de columnas

$B$ : base del sedimentador

Reemplazando los valores en la ecuación (73), se tiene:

$$e_c = \frac{3.00}{11 + 1} \rightarrow e_c = 0.25 \text{ m} < 0.50 \text{ m ok}$$

La pérdida de energía que se genera por el paso del AR por la pantalla difusora se determina mediante la ecuación general de un orificio, que es, la siguiente.

$$h = \frac{1}{2g} * \left( \frac{Q}{C * A_p} \right)^2 \quad (74)$$

Donde: Q: caudal de diseño ( $\text{m}^3/\text{s}$ )

C: coeficiente de contracción ( $C=0.607$ )

$A_p$ : área de paso ( $\text{m}^2$ )

g: aceleración de la gravedad ( $\text{m}/\text{s}^2$ )

Reemplazando los datos ya conocidos en la ecuación (74)

$$h = \frac{1}{2 * 9.81} * \left( \frac{0.01186}{0.607 * 1.404} \right)^2 \rightarrow h = 0.00001 \text{ m}$$

#### 4.4.7.6.17. Diseño del vertedero de salida

Según Rocha (2015) indica que los vertederos triangulares tienen grandes ventajas como:

- Medición de caudales pequeños con gran precisión debido a que flujo depende de la potencia  $5/2$  de la altura de carga.
- La medición del flujo no se ve afectada en gran medida por la altura del umbral ni por la velocidad de llegada, siempre que el ancho del canal de aproximación sea mayor o igual a 5 veces la carga sobre el vertedero (p.10).

Para el cálculo de H se utiliza la fórmula de Thomson que es válida desde  $H= 5\text{cm}$  hasta  $30\text{cm}$  y para vertederos donde el ángulo  $2\alpha = 90^\circ$ .



$$Q = 1.4 * H^{\frac{5}{2}} \quad (75)$$

Donde, el caudal esta en  $Q(m^3/s)$  y  $H (m)$ .

Según el RNE (2014) indica que “la carga hidráulica en los vertederos será de 125 a 500  $m^3/d$  por metro lineal (recomendable 250), basado en el caudal máximo diario de diseño” (p.199).

La tasa de recolección de aguas residuales viene dada por:

$$Q_r = \frac{Q_{mxd}}{N_s * B} * 1000 \left( \frac{l}{m * s} \right) \quad (76)$$

Donde:  $Q_r$ : tasa de recolección

$Q_{mxd}$ : Caudal máximo diario ( $m^3/s$ )

B: Base del sedimentador (m)

$N_s$ : Número de sedimentadores

De cálculos anteriores el caudal máximo diario es  $Q_{mxd} = 0.01784 m^3/s$  y la base del sedimentador  $B=3.00 m$ , dichos valores se remplazan en la ecuación (76).

$$Q_r = \frac{0.01745}{2 * 3.00} * 1000 \rightarrow Q_r = 2.91 \left( \frac{l}{s. m} \right) = 251.42 \left( \frac{m^3}{d. m} \right)$$

Comprobando la carga hidráulica:

$$125 \frac{m^3}{d. m} \leq Q_r \leq 500 \frac{m^3}{d. m} \rightarrow 125 \frac{m^3}{d. m} \leq 251.42 \frac{m^3}{d. m} \leq 500 \frac{m^3}{d. m} \text{ cumple}$$

Para la presente investigación se propone una altura de agua sobre el vertedero triangular de  $H=0.10 m$ . Se determina el caudal por vertedero triangular utilizando la ecuación (75).



$$q = 1.4 * 0.10^{\frac{5}{2}} \rightarrow q = 0.0044 \frac{m^3}{s}$$

El número de vertederos para recolectar el flujo se determina por:

$$N_v = \frac{Q}{q * N_s} \quad (77)$$

Donde: Q: Caudal de diseño ( $Q_{mxd}$ ,  $m^3/s$ )

q: Caudal por cada vertedero triangular ( $m^3/s$ )

Ns: Numero de sedimentadores

Reemplazando los valores en la ecuación (77), se tiene:

$$N_v = \frac{0.01745}{0.0044 * 2} \rightarrow N_v = 1.98 \cong 2.00$$

La longitud del vertedero se determina mediante la siguiente ecuación:

$$L_v = \frac{Q * 86400}{Q_r * N_v} \quad (78)$$

Donde: Q: Caudal de diseño ( $Q_{mxd}$ ,  $m^3/s$ )

$Q_r$ : Tasa de recolección de las aguas residuales ( $m^3/d*m$ )

$N_v$ : Numero de vertedores.

Reemplazando valores en la ecuación (78) se tiene:

$$L_v = \frac{0.01745 * 86400}{251.42 * 2} = 3.00 \text{ m}$$

Esto indica que se requiere una longitud de 3.00 m para la instalación de los 2.00 vertedores. Para la presente investigación se propone distribuir los 2.00 vertedores triangulares en todo el ancho ( $B = 3.00$  m) del sedimentador.

La pérdida generada por los vertedores triangulares es de 0.10 m.

#### 4.4.7.6.18. Cálculo de la cámara de recolección

Para determinar las dimensiones de la cámara de recolección de las aguas residuales tratadas se utilizará las ecuaciones (49) y (51). Para la aplicación de estas relaciones es necesario que la velocidad de entrega ( $v_e$ ) a la cámara de recolección este en el rango de 0.3 a 3.0 m/s.

Se comprueba que la velocidad se encuentre en el rango sugerido, esto se realiza mediante la ecuación de la continuidad. Se tiene los resultados del vertedero triangular recto del ítem (o), donde,  $H=he=0.10$  m,  $A_v=0.01$ m<sup>2</sup>.

$$v_e = \frac{1.4 * H^{\frac{5}{2}}}{A_v} = \frac{1.4 * 0.10^{\frac{5}{2}}}{0.01} = 0.44 \frac{m}{s}, \text{ cumple}$$

Se verifica la condición:  $0.30 \text{ m/s} < v_e < 3.00 \text{ m/s}$ , para la aplicación de las ecuaciones

$$X_s = 0.36 * v_e^{\frac{2}{3}} + 0.60 * he^{\frac{4}{7}} = 0.36 * 0.44^{\frac{2}{3}} + 0.60 * 0.10^{\frac{4}{7}} = 0.37 \cong 0.40 \text{ m}$$

$$L = X_s + 0.30 = 0.40 + 0.30 = 0.70$$

Por lo que, las dimensiones de la cámara de recolección serán: largo ( $L=2.10$  m), ancho ( $A=0.70$  m) y una profundidad ( $H=0.70$ )

#### 4.4.7.6.19. Diseño de canal de ingreso

##### a) Ancho de canal ( $B_c$ )

El ancho del canal se considera como:  $B_c = 3.00$  m

##### b) Velocidad de canal ( $v_c$ )

Se considera una velocidad de:  $v_c = 0.1$  m/s

##### c) Área del canal de ingreso: ( $A_i$ )

$$A_i = \frac{Q_{mxh}}{v_c} \quad (79)$$

Donde:  $Q_{mxh}$ : Caudal máximo horario ( $m^3/s$ )

$v_c$ : Velocidad del agua en el canal. ( $m/s$ )

Sustituyendo los valores de cada variable en la ecuación (79), se tiene:

$$A_i = \frac{0.02372}{0.1} \rightarrow A_i = 0.2372 \text{ m}^2$$

#### d) Altura útil del canal de ingreso ( $H_c$ )

$$H_c = \frac{A_i}{B_c} \quad (80)$$

Donde:  $A_i$ : Área del canal de ingreso ( $m^2$ )

$B_c$ : Base del canal de ingreso ( $m$ )

Remplazando valores en la ecuación (80), se tiene:

$$H_c = \frac{0.2372}{3.00} \rightarrow H_c = 0.08 \text{ m} \cong 0.10 \text{ m}$$

#### 4.4.7.6.20. Cálculo de remoción de parámetros por el sedimentador

##### primario.

El porcentaje de reducción de los parámetros contaminantes ( $DBO_5$ ,  $DQO$ ,  $SST$ ) se obtienen de la Tabla 43 proporcionada por el RNE, mientras la remoción de los coliformes se obtiene de la Tabla 26. Los valores a la salida del tratamiento preliminar se muestran en la Tabla 40, estos valores se convierten en los valores de ingreso al tratamiento primario.

Tabla 45: *Remoción de los agentes contaminantes por el sedimentador primario*

<b>Parámetros físico-químicos</b>	<b>Reducción %</b>	<b>Entrada (mg/l)</b>	<b>Salida (mg/l)</b>
DBO <sub>5</sub>	36.20	102.18	65.19
DQO	36.20	255.45	162.98
SST	57.00	247.00	106.21
<b>Biológicos</b>	<b>Reducción</b>	<b>Entrada NMP/100ML</b>	<b>Salida NMP/100ML</b>
Coliformes termotolerantes	62.5	2800.00	1750.00

De los valores obtenidos, se concluye que se cumplen con los LMP establecidos en la normativa vigente.

Se propone el diseño del humedal artificial superficial en función del resultado obtenido en el ítem 4.2.5. cuya significancia se encuentra en la Tabla 4 del Capítulo II.

#### **4.4.7.7. Diseño de hidráulico de humedales artificiales**

Para el tratamiento de aguas residuales mediante humedales se considera básicamente las variables como: superficie, relación largo-ancho, profundidad y el gasto promedio.

El dimensionamiento depende del objetivo que tiene el tratamiento, para nuestro caso es la mejora de la calidad de las aguas residuales antes de su descarga al cauce del río Huancané. A parte de lo mencionado el humedal se puede “diseñar para la recarga artificial de un acuífero mediante la retención y depuración del agua en el humedal, la retención y tratamiento de escorrentías por avenidas, o conseguir una cierta calidad del agua para su posterior reutilización en riego u otros usos” (Sánchez, 2013, p.63).



El rendimiento de los humedales artificiales (reactores biológicos) se estima mediante el método de la cinética de primer orden de flujo pistón (ecuación (82), a partir del cual se obtiene el área del humedal.

#### **4.4.7.7.1. Selección del tipo de humedal**

El tipo de humedal seleccionado es el de flujo superficial, para ello se ha tenido en cuenta:

- Ubicación de la planta de tratamiento de aguas residuales: La planta de tratamiento se encuentra fuera de la zona urbana a una distancia de 1.9 km de la ciudad de Huancané, a la vez, no se encuentra población rural que habite en sus alrededores.
- Grado de tratamiento necesario del afluente proveniente del sedimentador: De acuerdo a la reducción de los agentes contaminantes mostrados en la Tabla 45 no es necesario un tratamiento secundario, pues dichos parámetros ya encuentran dentro de los LMP. Pero de acuerdo al ítem 4.2.5. requiere de un tratamiento secundario, por lo que se opta por el humedal.
- Costo de construcción del humedal: con respecto al costo de construcción, HHAA FS es más barato con respecto a un HHAA FSS. Además de que el proceso constructivo es más simple.

#### **4.4.7.7.2. Temperatura del humedal**

La temperatura media se determinó durante la junto de con la medición de los caudales y en el mes de mayor disminución de la temperatura. Según Huallpa et. al. (2010) indica que la temperatura en el humedal por lo general baja 1 °C, es decir:

$$\text{Temp. Humedal} = \text{Temp. Agua} - 1 \quad (81)$$

#### 4.4.7.7.3. Diseño para la remoción de DBO

##### a) Ecuación básica de los reactores de flujo pistón:

$$\frac{C_e}{C_o} = e^{-K_T * t} \quad (82)$$

La constante cinética de primer orden requiere ser corregida por temperatura antes de su aplicación mediante la ecuación de Arrhenius:

$$K_T = K_{20} * \theta^{T-20} \quad (83)$$

Donde: T: Temperatura promedio del agua (°C)

$K_{20}$ : constante cinetica a 20 °C

$\theta$ : Coeficiente de Arrhenius

Humedal de flujo:	$K_{20}$ (d <sup>-1</sup> )	$\theta$
Subsuperficial	1.104	1.06
Superficial	0.678	1.06

Fuente: Adaptado de CONAGUA, 2015

Para dar solución a la ecuación (82) es necesario conocer el tiempo de retención hidráulica (t), que indica el tiempo aproximado que permanecerá el agua residual en el humedal desde el ingreso hasta la salida y se determina por la ecuación:

$$t = \frac{L * W * y * n}{Q} \quad (84)$$

Donde: t: tiempo de detención hidráulica (días)

Q: Caudal medio (L/s)

L: Longitud del humedal (m)

W: Ancho del humedal (m)

y: Profundidad diseño del sistema (m)

n: Porosidad del sustrato

Para determinar el área inicial del humedal se supone que los caudales de entrada y salida son iguales, “Q” es el caudal medio a través del humedal.

$$Q = \frac{Q_e + Q_s}{2} \quad (85)$$

Mediante la ecuación (85) se determina el caudal medio bajo la influencia de las precipitaciones y evapotranspiración que se producen a lo largo del humedal y para determinar el caudal de salida se utiliza la siguiente ecuación:

$$Q_s = Q_e - A_s * t * (ET_o - P) \quad (86)$$

Donde:  $Q_s$ : Caudal de salida

$Q_e$ : Caudal de entrada

$A_s$ : Área superficial preliminar

t: Periodo de detención

$ET_o$ : Evapotranspiración referencial

P: Precipitación

Realizando las combinaciones de las ecuaciones (82) y (84) se obtiene la ecuación (87):

$$L * W = A_s = \frac{Q * (\ln(C_o) - \ln(C_e))}{K_T * y * n} \quad (87)$$

Donde:  $K_T$ : Constante cinética de primer orden (ecuación (83))

y: Propuesta de profundidad de diseño del sistema, m



n: Porosidad del humedal, 0,65 a 0,75

Q: Caudal del efluente (l/s)

“La ecuación para la determinación el área superficial en los humedales de flujo superficial, es la misma; solo que no se toma en cuenta los valores de porosidad (n) y el valor de la constante  $K_{20}$  es diferente” (Reed et al., 1995, citado en CONAGUA,2015, p.21).

El régimen hidráulico y la resistencia al flujo del sistema se ven afectados por la relación, por lo que para el diseño se recomienda relaciones largo/ancho 10/1 o mayores que aseguran el flujo a pistón, pero estos suelen inundarse en las cercanías del ingreso del flujo por la acumulación de residuos sedimentados y de vegetación, principalmente en sistemas de flujo libre. La proporción largo/ancho de 1/1, 3/1 o 4/1 son aceptables (Rabat, 2016, p.46).

#### 4.4.7.7.4. Eliminación de sólidos en suspensión

Según Pidre (2010) indica que “los mecanismos que intervienen en la eliminación de la materia en suspensión en los Humedales Artificiales son”: (p.79).

- **Sedimentación:** Los sólidos suspendidos (principalmente de naturaleza orgánica) en el agua a tratar se decanta únicamente por la acción de la gravedad.
- **Floculación:** Permite la sedimentación de partículas que tienen menor densidad que el agua, que son transformados en agregados capaces de decantar.
- **Filtración:** La retención de los sólidos en suspensión se produce a medida que el agua atraviesa el estrato conformado por el medio sólido, rizomas, raíces y tallos de la vegetación, a lo largo y ancho del humedal.



#### 4.4.7.7.5. Remoción de sólidos en suspensión en humedales artificiales de flujo superficial

En los Humedales Artificiales de Flujo Superficial, la eliminación de la materia en suspensión se da por los procesos de sedimentación y filtración, es decir que el agua a tratar atraviesa la masa de tallos y restos de vegetación presentes en el agua.

En este tipo de humedales, Pidre (2010) indica que “para conseguir elevados rendimientos de sólidos en suspensión, requiere disponer de zonas de vegetación abundante, que faciliten la sedimentación (al disminuir la velocidad de paso de las aguas) y la filtración, a la vez que, por el efecto sombra, se evita el crecimiento excesivo de microalgas” (p.74).

“Para la evaluación de la eliminación de materia en suspensión en los Humedales Artificiales de Flujo Superficial, Reed y colaboradores proponen la siguiente ecuación” (Reed et al., 1995, citado en Pidre, 2010, p.74).

$$SS_e = SS_i * (0.1139 + 0.00213 * CHS) \quad (88)$$

Donde:  $SS_e$ : concentración de sólidos en suspensión en el efluente (mg/l)

$SS_i$ : concentración de sólidos en suspensión en el influente (mg/l)

CHS: carga hidráulica superficial (cm/d)

$$CHS = 100 * \frac{Q}{S} \left( \frac{cm}{d} \right) \quad (89)$$

Donde: Q: Caudal del influente ( $m^3/d$ )

S: Superficie o área del humedal ( $m^2$ )

Para el diseño de los humedales se debe tener en cuenta que el agua a tratar debe vencer la resistencia por fricción que ocasiona la vegetación y la capa de sedimentos en



los humedales de flujo libre y en los de flujo subsuperficial, la resistencia es generada por las raíces de las plantas, sustrato y los sólidos acumulados en el mismo.

Para la presente investigación no se tendrá en cuenta la remoción del nitrógeno y la remoción del fosforo.

#### **4.4.7.8. Cálculo de las dimensiones preliminares del humedal artificial de flujo superficial (HAFS).**

##### **4.4.7.8.1. Temperatura del humedal**

Para ello se tiene en cuenta la temperatura promedio del agua residual, que se ya se estableció en el ítem 4.4.2., cuyo valor es:  $T = 10.92 \text{ }^\circ\text{C}$ . Luego con la ecuación (81) se tiene la temperatura del agua en el humedal.

$$\text{Temp. Humedal} = 10.92 - 1 \rightarrow \text{Temp. Humedal} = 9.92 \text{ }^\circ\text{C}.$$

##### **4.4.7.8.2. Diseño para la remoción de DBO**

Para el cálculo de la constante cinética corregida por temperatura se recurre a la ecuación (83). Se tiene los siguientes valores para un humedal de flujo superficial, para las constantes que se muestran en la ecuación. Constante cinética para un humedal de flujo superficial,  $K_{20} = 0.678$ , Coeficiente de Arrhenius,  $\Theta = 1.06$ , con estos valores y la temperatura se determina  $K_T$ .

$$K_T = 0.678 * 1.06^{9.92-20} \rightarrow K_T = 0.3768$$

Para determinar la superficie requerida para el humedal se aplica la ecuación (87) para ello se definen los valores de las variables a remplazar en la misma.

- Caudal medio,  $Q = 1181.95 \text{ m}^3/\text{d}$ , (se propone la construcción de 02 unidades por lo que  $Q = 590.98 \text{ m}^3/\text{d}$ )



- $C_o$ : Demanda bioquímica de oxígeno proveniente del sedimentador,  $DBO = 65.19$  mg/l.
- $C_e$ : Demanda bioquímica de oxígeno a la salida del humedal, se asume,  $DBO = 36.39$  mg/l.
- Profundidad de diseño adoptada para el sistema,  $y = 0.60$  m, según lo visto en el capítulo 2 de la presente investigación.
- La porosidad del sistema se considera un valor de  $0.70$  m, ya que esta, se encuentra en el rango recomendado de  $0.65 - 0.75$ .

Con los valores definidos de cada variable y la se determina el área superficial.

**Datos:**

$$C_o = 65.19 \text{ mg/l}$$

$$C_e = 36.39 \text{ mg/l}$$

$$y = 0.60$$

$$n = 0.70$$

$$K_T = 0.377$$

**Cálculo:**

$$A_s = \frac{590.98 * [\ln 65.19 - \ln 36.39]}{0.377 * 0.60 * 0.70}$$

$$A_s = 2176.00 \text{ m}^2$$

Para el cálculo del ancho  $W$ , se tendrá en cuenta lo mencionado con respecto a la relación largo/acho, que para nuestro caso se considera 3 es decir:  $\left(\frac{L}{W} = \frac{3}{1}\right)$ .

$$W = \sqrt{\frac{A_s}{3}} \rightarrow W = \sqrt{\frac{2176}{3}} \rightarrow W = 26.93 \cong 27.00 \text{ m}$$

Entonces de la longitud del humedal será:

$$L = 3 * W \rightarrow L = 3 * 26.93 \rightarrow L = 80.79 \cong 80.80 \text{ m}$$

El tiempo de retención preliminar del humedal se determina con la ecuación (84).

$$t = \frac{80.80 * 27.00 * 0.60 * 0.70}{590.98} \rightarrow t = 1.55 \text{ días}$$

#### 4.4.7.9. Cálculo de la evapotranspiración por el método de Penman – Monteith

La ETP se calcula por el método Penman – Monteith, el cual depende básicamente de la combinación de las temperaturas máximas y mínimas, la humedad relativa el brillo solar o radiación y la velocidad del viento en superficie.

Para determinar la evapotranspiración existen diferentes métodos empíricos. En el presente trabajo se opta por utilizar el programa informático CROPWAT 8.0 de la FAO, el cual puede descargarse de la página web de la FAO, ya que es gratuita.

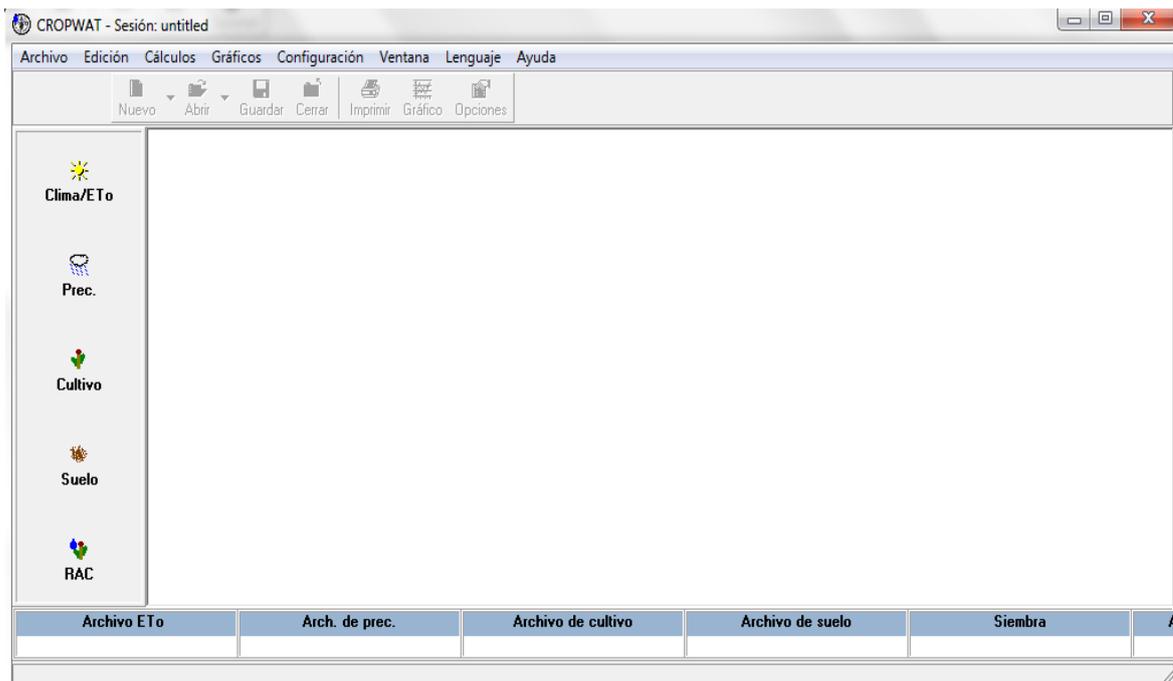
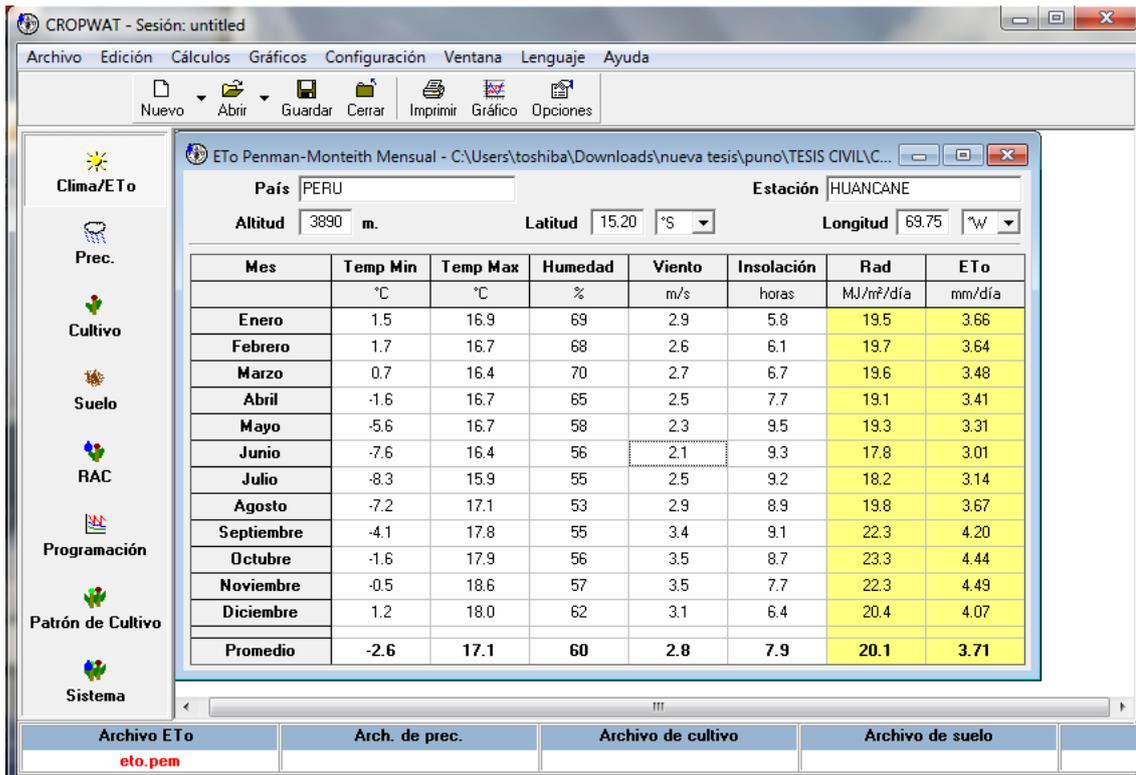


Figura 66: Ventana principal del CROPWAT 8.0

Para el cálculo de la evapotranspiración es necesario insertar los valores de la climatología del lugar presentados en el ítem 3.11.1 obteniéndose los siguientes valores:



Se presenta los datos de la evapotranspiración y precipitación mensual.

Tabla 46: Evapotranspiración (ETo) y precipitación (P) mensual

Evapotranspiración ETo (mm/día) y precipitación P(mm) mensual												
Mes	Ene.	Feb.	Mar.	Abr.	May.	Jun.	Jul.	Ago.	Sep.	Oct.	Nov.	Dic.
ETo(mm/mes)	113.5	101.9	107.9	102.3	102.6	90.3	97.3	113.8	126.0	137.6	134.7	126.2
P(mm)	140.9	114.6	97.0	40.7	11.4	4.5	4.0	9.5	30.0	48.7	59.7	108.3

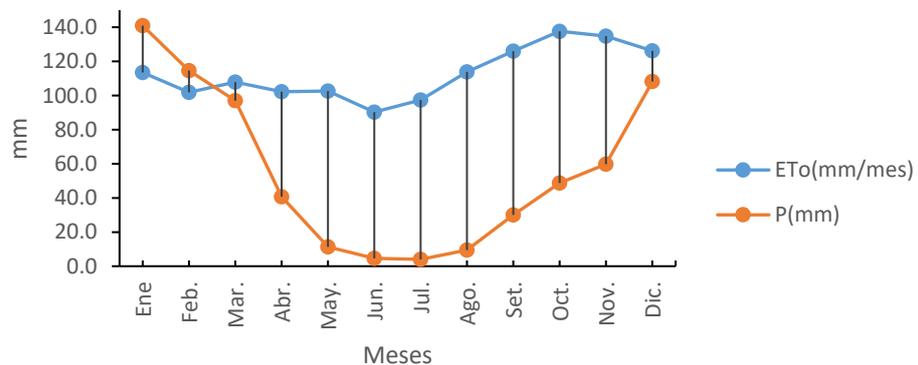


Figura 67: Evapotranspiración Vs Precipitación mensual

De la *Figura 67*, se interpreta que en el mes de enero hasta mediados del mes de febrero se presenta exceso de agua y el resto de los meses se presenta déficit de agua.

#### 4.4.7.10. Cálculo del caudal de salida del humedal por efectos de precipitación y evapotranspiración.

El caudal de salida ( $Q_s$ ), se obtiene de aplicando la ecuación (86) con los datos preliminares ya obtenidos como: área, tiempo de detención, evapotranspiración, precipitación y el caudal de diseño, con estos valores se determina los caudales salida para cada mes, , cuyo resultado se muestra en la *Tabla 47*.

Se tiene en cuenta que: caudal de entrada  $Q_e = 13.68$  (l/s) = 1181.95 (m<sup>3</sup>/día), tiempo de detención  $t = 1.55$  días y área preliminar del humedal  $A_s = 2176.00$  m<sup>2</sup>.

Una vez determinado el caudal de salida ( $Q_s$ ), se determina el caudal medio ( $Q_{med}$ ) con la ecuación (85), cuyos valores se presentan en la sexta columna de la *Tabla 47*.

Tabla 47: Caudal de salida ( $Q_s$ ) considerando ETo y P

Meses	ETo (mm/día)	P (mm/día)	ETo - P (m/día)	Qs (m <sup>3</sup> /h)	Qmed (m <sup>3</sup> /h)	Qmed (l/s)
Enero	3.66	4.55	-0.89	27.63	26.13	14.52
Febrero	3.64	4.09	-0.45	26.14	25.38	14.10
Marzo	3.48	3.13	0.35	23.44	24.03	13.35
Abril	3.41	1.36	2.05	17.71	21.17	11.76
Mayo	3.31	0.37	2.94	14.71	19.67	10.93
Junio	3.01	0.15	2.86	14.98	19.80	11.00
Julio	3.14	0.13	3.01	14.47	19.55	10.86
Agosto	3.67	0.31	3.36	13.29	18.96	10.53
Septiembre	4.20	1.00	3.20	13.83	19.23	10.68
Octubre	4.44	1.57	2.87	14.94	19.78	10.99
Noviembre	4.49	1.99	2.50	16.19	20.41	11.34
Diciembre	4.07	3.49	0.58	22.67	23.65	13.14

#### 4.4.7.11. Cálculo de las dimensiones definitivas del humedal superficial

##### 4.4.7.11.1. Cálculo del área superficial

De la *Tabla 47* se obtiene los caudales máximo y mínimo en los meses de enero y agosto. Las dimensiones definitivas del humedal se diseñan con el caudal máximo medio del mes de enero  $Q_{med} = 14.52 \text{ (l/s)} = 1254.53 \text{ (m}^3/\text{d)}$

**Datos:**

$$C_o = 65.19 \text{ mg/l}$$

$$C_e = 36.39 \text{ mg/l}$$

$$y = 0.60$$

$$n = 0.70$$

$$K_T = 0.377$$

**Cálculo:**

$$A_s = \frac{627.26 * [\ln 65.19 - \ln 36.39]}{0.377 * 0.60 * 0.70}$$

$$A_s = 2309.60 \text{ m}^2$$

##### 4.4.7.11.2. Cálculo de las medidas del humedal

Para el cálculo del ancho  $W$ , se tendrá en cuenta lo mencionado con respecto a la relación largo/cho, que para nuestro caso se considera 3 es decir:  $\left(\frac{L}{W} = \frac{3}{1}\right)$ .

$$W = \sqrt{\frac{A_s}{3}} \rightarrow W = \sqrt{\frac{2309.60}{3}} \rightarrow W = 27.75 \cong 27.80 \text{ m}$$

Entonces de la longitud del humedal será:

$$L = 3 * W \rightarrow L = 3 * 27.75 \rightarrow L = 83.25 \cong 83.40 \text{ m}$$

##### 4.4.7.11.3. Altura de diseño ( $H_d$ )

Según Tammes et. al. (2000) “es aquella distancia que existe entre la salida del tubo de desfogue y el nivel máximo de almacenamiento de las aguas cuyo valor no debe ser mayor a los 2.00 metros, ya que, la estabilidad de los terraplenes disminuye por la presión hidráulica a medida que incrementa el espejo del agua” (p. 39-40).

Para el diseño de los humedales superficiales, en la presente investigación se adopta una altura promedio de 0.60 m.

#### 4.4.7.11.4. Altura del volumen muerto

“Es la altura entre la base del atajado y el tubo de desfogue de agua. Esta altura está incorporada como depósito de sedimentos y generalmente no sobrepasa 0.35 m. si por alguna razón entraran sedimentos en el atajado, el tubo de desfogue no se colmatará y el sistema puede seguir funcionando” (Tammes et. al, 2000, p.39). La altura muerta se expresa de la siguiente forma:

$$H_m = 0.15 H_d \quad (90)$$

Donde:  $H_m$ : altura muerta(m)

$H_d$ : altura de diseño (m)

Se determina la altura del borde libre con la ecuación (90) teniendo en cuenta que la altura de diseño es:  $H_d = 0.60$  m

$$H_m = 0.15 * 0.60 \rightarrow H_m = 0.09 \text{ m se adopta una altura muerta de } 0.20 \text{ m.}$$

#### 4.4.7.11.5. Altura del borde libre

“La altura del borde libre se define como la altura existente entre el espejo de agua en el nivel de la máxima capacidad de almacenamiento y la corona del terraplén. Esta altura se incorpora en el diseño para asegurar que el agua no desborde el terraplén” (Tammes et.al., 2000, p.40) y se determina por la expresión:

$$H_b = \frac{H_d}{2} \quad (91)$$

Donde:  $H_b$ : Altura del borde libre (m)

$H_d$ : Altura de diseño (m)

Se determina la altura del borde libre con la ecuación (91) teniendo en cuenta que la altura de diseño es:  $H_d = 0.60$  m.

$$H_d = \frac{0.60}{2} \rightarrow H_d = 0.30 \text{ se adopta } 0.50 \text{ m}$$

#### 4.4.7.11.6. Cálculo del ancho de coronamiento o cresta

De acuerdo con Tammes et. al. (2000) “el ancho de corona se determina mediante la siguiente ecuación” (p.40).

$$C_{anc} \geq \frac{H_d}{2} \quad (92)$$

Donde:  $C_{anc}$ : Ancho de corona (m)

$H_d$ : Altura de borde libre (m)

Se determina el ancho de corona mínimo con la ecuación (92) teniendo en cuenta que la altura de diseño es  $H_d = 0.60$  m. Tammes et.al. (2000) recomienda no construir coronas con menos de 1.00 m de ancho para garantizar la estabilidad del terraplén

$$C_{anc} \geq \frac{0.60}{2} \rightarrow C_{anc} \geq 0.30 \text{ m, se adopta } C_{anc} = 1.50 \text{ m.}$$

La altura o profundidad total del dique es la suma de la altura del volumen muerto, la altura de diseño y la altura del borde libre y se expresa de la siguiente manera:

$$H_t = H_m + H_d + H_b \quad (93)$$

Reemplazando los valores en la ecuación (93) se tiene lo siguiente:

$$H_t = 0.20 + 0.60 + 0.50 \rightarrow H_t = 1.30 \text{ m}$$

La longitud “L” determinada se considera como la longitud promedio del humedal, y  $H_t$  es la profundidad total del humedal, en base a estas consideraciones se determina las longitudes superior e inferior, como también los anchos superior e

inferior, para ello, se considera un talud de:  $\left(\frac{H}{V} = \frac{1.5}{1}\right)$  donde H es la horizontalidad y V verticalidad.

$$L_x = L \pm y * \left(\frac{H}{V}\right) \quad (94)$$

Donde:  $L_x$ : Longitud arbitraria a determinarse (m)

L: Longitud promedio (m)

y: Profundidad del humedal (m)

$\frac{H}{V}$ : Talud.

Mediante la ecuación (94) se determina las medidas superiores e inferiores del HHAAPS especificando que se utiliza el signo positivo (+) para las medidas superiores y el negativo (-) para las medidas inferiores.

Medidas superiores:

$$L_{sup} = 83.40 + 1.30 * \left(\frac{1.5}{1}\right) \rightarrow L_{sup} = 85.35 \cong 85.40 \text{ m}$$

$$W_{sup} = 27.80 + 1.30 * \left(\frac{1.5}{1}\right) \rightarrow W_{sup} = 29.75 \cong 29.80 \text{ m}$$

Medidas inferiores:

$$L_{inf} = 83.40 - 1.30 * \left(\frac{1.5}{1}\right) \rightarrow L_{inf} = 81.45 \cong 81.40 \text{ m}$$

$$W_{inf} = 27.80 - 1.30 * \left(\frac{1.5}{1}\right) \rightarrow W_{inf} = 25.85 \cong 26.80 \text{ m}$$

#### 4.4.7.11.7. Cálculo del tiempo de detención

Se determina el tiempo de detención en el humedal, con la ecuación (84).

$$t = \frac{83.40 * 27.80 * 0.60 * 0.70}{627.26} \rightarrow t = 1.55 \text{ dias}$$



El tiempo de detención en el humedal para el caudal del mínimo del mes de agosto será:  $Q_{med} = 10.53 \text{ (l/s)} = 454.90 \text{ (m}^3/\text{d)}$

$$t = \frac{83.40 * 27.80 * 0.60 * 0.70}{454.90} \rightarrow t = 2.14 \text{ dias}$$

#### 4.4.7.11.8. Reducción de sólidos suspendidos a la salida del humedal

Los datos necesarios para el cálculo de los sólidos suspendidos son:

Carga hidráulica superficial para el mes de enero, que se calcula con la ecuación (89), y se tiene:

$$CHS = 100 * \frac{Q}{A_s} \rightarrow CHS = 100 * \frac{627.26}{27.80 * 83.40} \rightarrow CHS = 27.05 \frac{\text{cm}}{\text{d}}$$

Carga hidráulica superficial para el mes de agosto, que se calcula con la ecuación (89), y se tiene:

$$CHS = 100 * \frac{Q}{A_s} \rightarrow CHS = 100 * \frac{454.90}{27.80 * 83.40} \rightarrow CHS = 19.62 \frac{\text{cm}}{\text{d}}$$

Por otro lado, se tiene que los sólidos suspendidos que salen del sedimentador es:  $SS_i = 106.21 \text{ mg/l}$ . aplicando la ecuación (88) para el mes de enero se tiene:

$$SS_e = 106.21 * (0.1139 + 0.00213 * 27.05) \rightarrow SS_e = 18.22 \text{ mg/l}$$

De la misma forma, determinamos la reducción de los sólidos suspendidos totales por parte del humedal para el mes de agosto mediante la ecuación (88).

$$SS_e = 106.21 * (0.1139 + 0.00213 * 19.62) \rightarrow SS_e = 16.54 \text{ mg/l}$$

Por último, debe tener en cuenta que los humedales artificiales, indistintamente de la especie heliófita empleada, presentan en general una baja eficiencia en la eliminación de nutrientes (especialmente en humedales artificiales de flujo subsuperficial horizontal), pero son altamente efectivos en la retención de metales

pesados, eliminación de la DBO, DQO y una eficiencia de moderada a alta en la eliminación de coliformes termotolerantes.

Según Pidre (2010) “en los Humedales Artificiales la eliminación de coliformes termotolerantes se ajusta a modelos de cinética de primer orden, lográndose la mayor parte del abatimiento de los patógenos en los primeros tramos de los humedales, de forma que hacia la mitad de los mismos ya se ha eliminado del orden del 80% de los mismos” (p.85). de donde se tiene que los coliformes termotolerantes a la salida del humedal (efluente) es:

$$\text{Colif. termot.} = 1050 - 0.80 * 1050 = 210.00 \text{ NMP}/100\text{ml}$$

#### 4.4.7.11.9. Medidas definitivas del HAFS

Ancho ( $W_{\text{sup.}}$ )	=	29.50	m
Ancho ( $W_{\text{inf.}}$ )	=	26.20	m
Longitud ( $L_{\text{sup.}}$ )	=	85.10	m
Longitud ( $L_{\text{inf.}}$ )	=	81.80	m
Profundidad (y)	=	0.60	m
Altura de corona	=	0.50	m
Numero unidades	=	02	Und.
Tiempo promedio de detención	=	1.55-2.14	días

#### 4.4.7.12. Diseño del dispositivo de entrada y salida de los humedales

Las estructuras de entrada y salida distribuyen y controlan la trayectoria del flujo, en el humedal, así como el nivel del agua. Estas estructuras se encuentran ubicadas en cada extremo del humedal. Son de suma importancia para asegurar la distribución uniforme del flujo por el humedal ayudando así a reducir las “zonas muertas” donde el

nivel de intercambio del agua es bajo, lo que conduce a tiempos de detención mucho más cortos del agua residual que lo indicado en teoría.

- **Estructura de entrada:** se diseña para disminuir un posible corto circuito y maximizar la distribución constante del flujo.
- **Estructura de salida:** se diseña para reducir la ocurrencia de un corto circuito, maximizar la recogida del flujo de manera uniforme y permitir al operador variar el nivel hídrico operativo para el drenaje del lecho.

Los tubos perforados de las obras de entrada y salida se cubrirán con grava para proporcionar una distribución y recolección más uniforme del flujo, para evitar atascos se aconseja utilizar rocas gruesas de entre 15 a 20 cm.

#### 4.4.7.12.1. Diseño de la estructura de entrada:

Se plantea una estructura de tubo de PVC con perforaciones, tendido en todo el ancho del humedal. Para el diseño se tiene los siguientes datos:

##### a) Cálculo del número de tubos

$$N_{\text{tuberías}} = \frac{W_{\text{humedal}}}{L_{\text{tubería}}} \quad (95)$$

Se tiene que el ancho del humedal:  $W_{\text{humedal}} = 27.80$  m, longitud de tubería:

$$L_{\text{tubería}} = 6.00 \text{ m}$$

$$N_{\text{tuberías}} = \frac{27.80}{6.00} = 4.63 \cong 5.00 \text{ tubos}$$

##### b) Cálculo del área de escurrimiento

Para determinar el número de perforaciones que se realizarán en toda la longitud de la tubería se restringe a que la velocidad de salida de cada perforación debe de ser menor a 0.10 m/s, por lo que, se suma una velocidad de salida de 0.05 m/s y el

diámetro de las perforaciones de dos pulgadas ( $D = 2.00'' = 0.0508 \text{ m}$ ), teniendo en cuenta que el caudal a evacuar es de  $0.00873 \text{ m}^3/\text{s}$ , se determina el área de escurrimiento requerido mediante la ecuación de continuidad como sigue:

$$A_e = \frac{Q}{v_e} = \frac{0.00873}{0.05} = 0.175 \text{ m}^2$$

### c) Cálculo de área del orificio de perforación

Se determina el área del orificio de perforación:

$$A_p = \pi * \frac{D^2}{4} = \pi * \frac{0.0508^2}{4} \rightarrow A_p = 0.00203 \text{ m}^2$$

### d) Cálculo del número de perforaciones

Para ello se utilizará la ecuación de la continuidad y se calcula con el siguiente caudal a descargar:  $Q_{md} = 17.45 \text{ l/s} = 0.01745 \text{ m}^3/\text{s}$

$$n_{\text{perf}} = \frac{A_e}{A_p} = \frac{0.175}{0.00203} = 86.20 \cong 90.00 \text{ perforaciones}$$

### e) Cálculo del espaciamiento entre las perforaciones

$$N_{\text{perforaciones}} = \frac{W_{\text{humedal}}}{e_{\text{espaciamiento}}} - 1 \rightarrow e_{\text{espaciamiento}} = \frac{27.80}{91} = 0.312 \cong 0.30 \text{ m}$$

### f) Pérdida de energía por las perforaciones

Con la ecuación de un orificio se determina la pérdida

$$h = \frac{1}{2g} \left( \frac{Q}{C * A_e} \right)^2 = \frac{1}{2 * 9.81} * \left( \frac{0.00873}{0.607 * 0.175} \right)^2 \rightarrow h = 0.00034 \text{ m}$$

#### 4.4.7.12.2. Diseño de la estructura de salida

Para el diseño de la estructura de salida se plantea tuberías de un diámetro de 8 pulgadas para cumplir con la condición de velocidad de ingreso que se establece en

0.1m/s. se adopta por perforaciones de una pulgada y media ( $D = 1.5'' = 0.0381 \text{ m}$ ). Para los cálculos se utiliza la ecuación de la continuidad.

**a) Cálculo del área de escurrimiento**

$$A_{\text{esc.total}} = \frac{Q}{V_{\text{esc}}} = \frac{0.00726}{0.1} = 0.0726 \text{ m}^2$$

**b) Cálculo del número de perforaciones**

$$n_{\text{perf.}} = \frac{A_{\text{esc.total}}}{A_p} = \frac{0.0726}{0.00114} = 65$$

**c) Cálculo del espaciamiento entre las perforaciones.**

$$n_{\text{perf.}} = \frac{W_{\text{humedal}}}{e_{\text{espaciamiento}}} - 1 \rightarrow e_{\text{espaciamiento}} = \frac{26.80}{64} = 0.40 \text{ m}$$

Se plantea que al final de la conducción del drenaje se instale tubos flexibles cuya altura se regule con cadenas o cuerdas que van instaladas en la pared del buzón de salida.

**4.4.7.13. La totora como planta depuradora**

Según Delgadillo et. al. (2010) “la totora pertenece a la familia de las helófitas, estas, son plantas adaptadas a condiciones de saturación de humedad e inundación, siempre que el agua no las cubra completamente. Es decir, son capaces de resistir una fuerte limitación en la disponibilidad de oxígeno en el suelo. Comprenden una parte debajo del nivel del agua, y otra parte aérea” (p.21).

Las funciones de las helófitas en los humedales artificiales se resumen en:

- “Servir de filtro para mejorar los procesos físicos de separación de partículas.”
- “Asimilar directamente los nutrientes (Nitrógeno y Fósforo) y metales, que se eliminan del medio y se incorporan al tejido vegetal.”



- “Actuar como soporte para el desarrollo de biopelículas de microorganismos, que realizan la purificación del agua mediante procesos de degradación aerobica.”
- “Transportar grandes cantidades de oxígeno desde los tallos hasta sus raíces y rizomas, donde es usado por los microorganismos.”

“Además del oxígeno en la zona radicular, las bacterias son favorecidas por exudados de las plantas en la misma zona. Las helófitas más usadas en depuración son TypHa, Scirpus, Phragmites y Carex” (Delgadillo et. al, 2010, p.21-22).

La recomendación general es utilizar una especie que se encuentre disponible y tenga la posibilidad de adaptarse a las condiciones del lugar.

#### **4.4.7.14. Diseño hidráulico del digestor de lodos**

##### **4.4.7.14.1. Digestor de Lodos**

Los digestores de lodos generalmente son tanques circulares cuya función es retener el lodo que se produce en los sedimentadores para su digestión. La digestión de los lodos bajo condiciones anaerobias es producto de bacterias capaces de vivir en las mismas condiciones ambientales. Estas bacterias transforman las sustancias orgánicas complejas como, las grasas, carbohidratos y proteínass en compuestos orgánicos simples y estables. Una buena digestión se da en un periodo de 20 a 30 días de retención, esto en función de las condiciones ambientales de la ubicación del digestor.

En la presente investigación se plantea un digestor anaerobio superficial de lodos con techo de policarbonato, cuyo objetivo es realizar la estabilización, inactivación de organismos patógenos y reducción del volumen de los lodos. El lodo

ya estabilizado puede ser procesado sin problemas de malos olores. Por otro lado, se plantea este tipo de digestor con la finalidad de que todo el trabajo sea manual.

La digestión discontinua de lodos de sedimentación libre a diferentes temperaturas se muestra en la *Tabla 48*.

Tabla 48: *Digestión discontinua de lodos a diferentes temperaturas*

Tipo de digestión	Mesofílica					Termofílica				
	10	15.6	21.1	26.7	32.2	37.8	43	49	54	60
Temperatura °C	10	15.6	21.1	26.7	32.2	37.8	43	49	54	60
Temperatura °F	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140
Periodo de digestión días	75	56	42	30	25	24	26	16	14	18

Fuente: Fair, Geyer, Okun, ingeniería sanitaria y de aguas residuales. Tomo 4

#### 4.4.7.14.2. Cálculo del digestor de lodos superficial

Para el dimensionamiento del digestor de lodos se optará por la producción de lodo de ambos sedimentadores durante 15 días que tiene un valor de:  $V_{TL} = 42.0 \text{ m}^3$ . Por lo que, el llenado del digestor de lodos se realizara cada 15 días.

Por otro lado, el tiempo de retención de lodo en el digestor se obtiene de la *Tabla 48* para digestores de lodos en función a la temperatura.

En el ítem 4.1.3.3 se tiene que la temperatura promedio del agua residual en el mes más frío es de 10.92 °C, por lo que el tiempo de retención en función a la *Tabla 48* sería de 76 días. Para reducir el tiempo de retención en el digestor de lodos se plantea que el digestor se encuentre techado con cobertura de policarbonato para incrementar la temperatura en su interior por la radiación solar hasta 20 °C sobre la temperatura del aire exterior. Por lo que, con esta consideración la temperatura en el interior del digestor alcanzaría valores de 30.92 °C y el tiempo de retención del lodo sería de 25 días según la *Tabla 48*.

Se tiene en cuenta que la manipulación del lodo se realice sin la intervención de equipos electromecánicos es decir que la operación sea netamente manual, por lo que, se plantea un digestor superficial rectangular, es decir, que la profundidad se considera de 0.50 m, esto, para una digestión, deshidratación y secado más acelerado de los lodos.

**a) Ancho y longitud del digestor superficial rectangular de lodos**

Se considera una relación de  $\frac{L_{DL}}{W_{DL}} = \frac{3}{1}$  de donde  $L_{DL}=3*W_{DL}$

Determinamos el área del digestor de lodos teniendo en cuenta que la profundidad asumida es de 0.50 m.

$$A_{DL} = \frac{V_{TL}}{h} \quad (96)$$

Donde:  $A_{DL}$ : Área del digestor de lodos ( $m^2$ ).

$V_{TL}$ : Volumen total de lodos producida por el sedimentador durante 7 días ( $m^3$ ).

$h$ : profundidad asumida para los lodos (m).

Teniendo en cuenta la ecuación (96) y la relación largo/ancho adoptada se tiene la siguiente ecuación para el ancho del digestor de lodos.

$$W_{DL} = \sqrt{\frac{V_{TL}}{3 * h}} \quad (97)$$

Reemplazando los valores en la ecuación (97), se tiene:

$$W_{DL} = \sqrt{\frac{42.0}{3 * 0.50}} \rightarrow W_{DL} = 5.29 \cong 5.30 \text{ m}$$

Luego la longitud será:

$$L_{DL} = 3 * W_{DL} \rightarrow L_{DL} = 3 * 5.30 = 15.90 \cong 16.00 \text{ m}$$



Se considera un numero de digestores de lodo de 3 unidades en paralelo, esto con la finalidad de cumplir con los días retención necesarios para la digestión del lodo.

#### 4.4.7.14.3. Dimensiones digestor de lodos:

Ancho ( $W_{DL}$ )	=	5.30	m
<hr/>			
Longitud ( $L_{DL}$ )	=	16.00	m
<hr/>			
Profundidad (h)	=	0.50	m
<hr/>			
Numero de digestores	=	03	Und.
<hr/>			
Periodo de digestión	=	25	días

Para determinar las dimensiones del lecho de secados es necesario contar con la eficiencia de digestión y reducción de la masa de lodos por parte del digestor de lodos planteado. Una vez que se tenga dichos datos se procede a determinar las dimensiones definitivas del lecho o patio de secado de lodos. Por lo que, en la presente investigación, por falta de los mencionados datos no se diseñara el lecho o patio de secados.



## V. CONCLUSIONES

### 5.1. CONCLUSIÓN GENERAL

El sistema de tratamiento se encuentra la ubicado en la parcialidad de Chaca Cruz en el lugar denominado Chigullmocco, en las coordenadas latitud sur  $15^{\circ}11'5.85''$  y longitud oeste  $69^{\circ}47'2.28''$  del distrito y provincia de Huancané. Al realizar el análisis respectivo del estado operacional del sistema de tratamiento in-situ se concluye que el sistema no se encuentra operativo, pues en ella faltan tuberías de llegada, interconexión entre las lagunas y para la salida de las aguas residuales tratadas hacia el colector principal, así mismo, las tres (03) lagunas de estabilización se encuentran en completo estado de deterioro total, como se aprecia en las figuras del ítem 3.4.2.1. del capítulo III.

### 5.2. CONCLUSIONES ESPECIFICAS

- Con respecto a la características fisicoquímicas y microbiológicas del afluente y efluente del sistema de tratamiento, por la condición de la no operatividad del sistema, no se ha realizado la caracterización del agua residual del efluente. Para la caracterización de las aguas residuales del afluente se ha realizado el muestreo del agua residual vertido por el emisor del sistema de alcantarillado de la ciudad de Huancané, cuyos parámetros evaluados son: Las características fisicoquímicas como, aceites y grasas 3.21 mg/l, Demanda Bioquímica de Oxígeno 104.80 mg/l, Demanda Química del Oxígeno 262.00 mg/l, Potencial de hidrogeno 7.29, Solidos Suspendidos Totales 260.00 mg/L, por otro lado, la medida de la temperatura promedio del ARM fue de  $14.9^{\circ}\text{C}$  en los meses de octubre a noviembre y la temperatura promedio en el mes más frío (junio) fue de  $10.92^{\circ}\text{C}$ . De los valores presentados se afirma que, los parámetros como la  $\text{DBO}_5$ , DQO y los SST se encuentran por encima de los LMP, mas no, la temperatura y las grasas, con



referencia a las características biológicas (microbiológicas y bacteriológicas) como el parámetro de los coliformes termotolerantes se obtuvo 2800.00 NMP/100ml, que no sobrepasa el valor del LMP, y elevada carga bacteriana aislándose en uno de los muestreos la bacteria patógena salmonella.

- Con respecto a la elaboración de una propuesta de mejora para la operatividad del sistema de tratamiento y cumplimiento de los LMP, la propuesta se plantea en base a las condiciones de disponibilidad del terreno, napa freática (se encuentra a 2.00m por debajo de la cota terreno) y los estudios de ingeniería, el tren de tratamiento propuesto consiste en: tratamiento preliminar (01 unidad cámara de rejas, 01 unidad desarenador, 01 unidad medidor Parshall), tratamiento primario (dos tanques de sedimentación rectangular), tratamiento secundario (dos humedales superficiales de flujo horizontal). Teniendo en cuenta el área de terreno disponible y para la digestión de lodos se plantea un digestor de lodos superficial con techo de policarbonato o calaminas transparentes. Los cálculos desarrollados para el dimensionamiento de las estructuras se encuentran en el ítem 4.4. del capítulo IV y las dimensiones de cada una de las estructuras se presentan en los planos (Anexo E). Finalmente, mediante el tren de tratamiento propuesto se espera lograr una remoción del 93.31% de sólidos suspendidos totales, una remoción de 65.28 % de DBO<sub>5</sub>, coliformes termotolerantes 92.5% teniéndose en la salida del efluente 17.39 mg/l de sólidos suspendidos totales, 36.39 mg/l de DBO<sub>5</sub> y 210.00 NMP/100 ml de coliformes termotolerantes, lográndose así una reducción considerable de los agentes contaminantes y cumpliendo con lo establecido en el D.S. 003-2010 MINAM.



## VI. RECOMENDACIONES

Se recomienda realizar un registro continuo de datos como el caudal de ingreso de las aguas residuales a la PTAR, realizar muestreos periódicos (trimestral) con el fin de verificar el contenido de materia orgánica contaminante como la DBO<sub>5</sub>, DQO, sólidos suspendidos totales, Ph, aceites y grasas, coliformes termotolerantes, establecidos en el DS N° 003-2010-MINAM (LMP) y aquellos parámetros establecidos en el DS N° 004-2017-MINAM (ECA) en al ingreso (efluente) como a la salida (afluente) de la PTAR, datos que permitirán determinar la eficiencia del sistema de tratamiento planteado al realizar la comparación correspondiente con los límites máximos permisibles. Los datos recabados serán las representativas para la zona y a la vez, serán de utilidad también, para plantear posibles modificaciones al sistema para incrementar la eficiencia del mismo o plantear un sistema más adecuado e eficiente.

Se recomienda realizar un mantenimiento periódico a las estructuras planteadas para conservar el buen estado de las mismas, limpieza manual de las rejillas retirando el material suspendido (diario), verificación de la sedimentación en le desarenador (mensual), verificación de la sedimentación en los sedimentadores (semanal), retiro del lodo de los sedimentadores (quincenal), verificar el estado de funcionamiento del sistema de humedales artificiales superficiales, para lo cual, es necesario la capacitación en operación y mantenimiento al personal encargado de la PTAR, para de esta forma mantener la eficiencia del sistema. Por otro lado, se recomienda realizar un análisis físico químico y microbiológico detallado de los lodos generados por los sedimentadores primarios, para determinar el tipo y porcentaje de contaminantes que contiene y en función de ellos plantear las mejoras necesarias para que el sistema de tratamiento de lodos sea efectivo.



## VII. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- Alasino N. (2009) Síntesis y Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales. Tesis de Doctorado, Universidad Nacional Del Litoral, Santa Fe - Argentina.
- Alegría M. A. (2018) Diseño Hidráulico de una Planta de Tratamiento para la Parroquia Salinas Imbabura, Tesis de Pregrado, Universidad de las Américas, Quito - Ecuador.
- Allen, Pereira, Raes y Smith (2006) Evapotranspiración del Cultivo Guías para la determinación de los requerimientos de agua de los cultivos. <http://www.fao.org/3/x0490s/x0490s00.htm>
- Aparicio M. F. (1992) Fundamentos de Hidrología de Superficie, México, México D.F., Editorial Limusa, S.A. de C.V.
- ANA (2018), Metodología para la Determinación del Índice de Calidad del Agua ICA – PE Aplicado a los Cuerpos de Agua Continentales Superficiales, Aprobado por Resolución Jefatural N°068 – 2018 - ANA. Lima – Perú.
- Aragón C. (2009). Optimización del Proceso de Lodos Activos para Reducir la Generación de Fangos Residuales. Tesis Doctoral. Universidad De Cádiz, Cádiz - España.
- Arana V. (2009). Guía Para la Toma de Decisiones en la Selección de Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales no Convencionales. Lima, Perú, A-4 Impresores
- Argandoña E. y Macías. (2013) Determinación de Sólidos Totales, Suspendidos, Sedimentados y Volátiles, en el Efluente de las Lagunas de Oxidación Situadas en La Parroquia Colón, Cantón Portoviejo, Provincia De Manabí, Durante El



- Período de Marzo a Septiembre 2013. Tesis de pregrado. Universidad Técnica de Manabí, Manabí – Ecuador.
- Ayala R. & Gonzales G. (2008) Apoyo Didáctico en la Enseñanza – Aprendizaje de la Asignatura de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales. Tesis de pregrado. Universidad Mayor de San Simón. Cochabamba Bolivia.
- Billón, M. (2005) Diseño de Estructuras Hidráulicas Lima, Perú, editorial MaxSoft
- Carcasi J. (2015) Efecto de las Sequias Meteorológicas en la Producción de los Cultivos Papa y Quinoa en la Provincia De Huancané. Tesis de pregrado. Universidad Nacional del Altiplano. Puno – Perú. <http://tesis.unap.edu.pe/handle/UNAP/4596>
- Cherenque W. (1989) Hidrología para Estudiantes de Ingeniería Civil. <http://repositorio.pucp.edu.pe/index/handle/123456789/28689>
- Chow V., Maidment D. y Mays L. (2000) Hidrología Aplicada, Santa Fe de Bogotá, Colombia: Editorial Nomos S.A.
- CEPIS (2005) Guía para el Diseño de Desarenadores y Sedimentadores. Lima Perú. <https://es.scribd.com/doc/307005325/Guia-Para-El-Diseno-de-Desarenadores-y-Sedimentadores-Ops-cepis>
- Cesar E. & Vázquez A. B. (2003), Ingeniería de las Plantas de Tratamiento y Disposición de Aguas Residuales, México, Editorial fundación ICA.
- CONAGUA (2015) Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Pretratamiento y Tratamiento Primario recuperado de: [www.conagua.gob.mx](http://www.conagua.gob.mx).
- CONAGUA (2015) Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Humedales artificiales. [www.conagua.gob.mx](http://www.conagua.gob.mx).



- CONAGUA (2015) Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales: Tratamiento y disposición de lodos. [www.conagua.gob.mx](http://www.conagua.gob.mx).
- Condori S. B. (2018) Análisis del comportamiento de las precipitaciones en la cuenca del río Huancané en condiciones de desarrollo del fenómeno del niño y la niña, 1965 – 2017. Tesis de pregrado. Universidad Nacional del Altiplano. Puno – Perú.  
<http://repositorio.unap.edu.pe/handle/UNAP/12205>
- Cortes M.F., Treviño C.A. y Tomasini C. A. (2017) Dimensionamiento de Lagunas de Estabilización, México, IMTA.
- Cruz, L. E., Alayón, W. E. y Monsegny, C. E. (2000) Metodología para la selección del régimen de flujo para lagunas de estabilización revista. Ingeniería e Investigación (N° 46) p. 14-19
- Delgadillo O., Camacho A, Pérez L. y Andrade M. (2010) Depuración de aguas residuales por medio de humedales artificiales, Cochabamba, Bolivia.
- Días A. (2009), En la tesis denominada “Avaliação de desempenho operacional de estações de tratamento de águas residuais como instrumento associado à reutilização da água na rega de campos de Golfe”, Tesis para para optar el grado de Master en Ingeniería del Ambiente en el área de Tecnologías del Ambiente, Universidade Do Algarve, Faro – Portugal.  
<https://sapientia.ualg.pt/bitstream/10400.1/3913/1/Tese%20Mestrado%20Ana%20P%20R%20FINAL.pdf>
- Fuentes A. (2012) Diseño y Cálculo de la Obra de Llegada y Pretratamiento de una EDARU. Tesis de Licenciatura.



- Guevara A. (1996) Propuesta Metodológica Evaluación de Lagunas de Estabilización OPS/C.E.P.I.S. Lima - Perú.  
<https://aquaknow.jrc.ec.europa.eu/sites/default/files/031278-a.pdf>
- Guevara J. (2006) La fórmula de Penman-Monteith FAO 1998 para determinar la evapotranspiración de referencia, ETo, Terra Nueva Etapa, 22(31) pp. 47
- Jiménez P., García A. y Moran F. (2000) Hormigón armado, Barcelona, España, Editorial Gustavo Gili S.A.
- López R. A. (2000) Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, Santa Fe de Bogota, Colombia, Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Lozano W. (2012) Fundamentos de Diseño de Plantas Depuradoras de Aguas Residuales.  
<https://www.researchgate.net/publication/298354134>
- Méndez, C.& Pérez J. M. (2007) Procesos para el Tratamiento Biológico de Aguas Residuales Industriales, Habana, Cuba, Editorial Universitaria.
- Mamani Y. (2017) Evaluación de la Operatividad y Rediseño de la laguna de estabilización del Distrito de Ilave, Provincia de el Collao. Tesis para para optar el grado de Ingeniero Civil, Universidad Nacional del Altiplano, Puno – Perú.  
<http://repositorio.unap.edu.pe/handle/UNAP/5674>
- Medina M. (2018), Evaluación y Rediseño del Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de las Lagunas de Estabilización del Sector ‘Rio Seco’, Distrito de La Joya, Provincia de Arequipa. Tesis de pregrado. Universidad Nacional San Agustín. Arequipa – Perú. <http://repositorio.unsa.edu.pe/handle/UNSA/7260>
- Metcalf, & Eddy. (1995). Ingeniería de Aguas Residuales. Madrid, España McGraw-Hill/Interamericana de España, S.A.



- MMAA (2013) Sistematización Sobre Tratamiento y Reúso de Aguas Residuales, La Paz, Bolivia, Unidad de Comunicación PROAGRO.
- MINAGRI (2008) Actualización del Balance Hídrico de la Cuenca del río Ramis, Puno, Perú, ATDR Ramis.
- MINAM (2010), Límites Máximos Permisibles para los efluentes de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Domesticas o Municipales, Aprobado por Decreto Supremo N° 003-2010-MINAN. Lima - Perú.
- MINAG – ANA (2010) Evaluación de los Recursos Hídricos en las Cuencas de los Ríos Huancané y Suches Lima Perú. <https://hdl.handle.net/20.500.12543/1736>
- Mota K. (2017), Evaluación del Planta de Tratamiento de Aguas Residuales de las Lagunas de Oxidación de la Ciudad de Casma- 2017, Tesis para para optar el grado de Ingeniero Civil, Universidad Cesar Vallejo, Nuevo Chimbote – Perú.
- MVCS (2016) Guía de opciones tecnológicas para sistemas de abastecimiento de agua para consumo humano y saneamiento en el ámbito rural. Aprobado por R.M. 173-2016- VIVIENDA. Lima - Perú.  
<https://www.gob.pe/institucion/vivienda/normas-legales/12701-173-2016-vivienda>
- Murillo B. (2018) Evaluación del sistema de tratamiento de aguas residuales en la industria alimentaria, trabajo monográfico para optar el grado de Ingeniero Ambiental, de la Universidad Nacional Agraria la Molina, Lima – Perú.
- Navarrete D., Tinoco L., Borodulina T., Munoz Carlos. (2018). Diseño, Construcción y Operación de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales Ptar's San Agustín. Guayaquil – Ecuador. Grupo compas.



- Noyola A., Morgan J. Guereca L. (2013) Selección de Tecnologías para el Tratamiento de Aguas Residuales Municipales Guía para Ciudades Pequeñas y Medianas. México, México. Editorial UNAM.
- Noyola A., Vega E., Ramos J., Calderon C. (2000) Alternativas de Tratamiento de Aguas Residuales, México, IMTA.
- Oakley, S. (2005). Manual De Diseño, Construcción, Operación Y Mantenimiento, Monitoreo y Sostenibilidad.
- Paricahua R. (2018), Evaluación de la Operatividad de la Planta de Tratamiento de Aguas Residuales del Distrito de Ayaviri, Provincia de Melgar - Puno, Tesis para optar el grado de Ingeniero Civil, Universidad Nacional del Altiplano, Puno – Perú. <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/UNAP/9799>
- Pedroza E. (2001) Serie Autodidacta de medición “Canal Parshall”. [http://201.116.60.182/CONAGUA07/Noticias/canal\\_parshall.pdf](http://201.116.60.182/CONAGUA07/Noticias/canal_parshall.pdf)
- Peter J. Hradilek (2002) Avaliação de Pequenas Barragens Brasil, Brasília D.F.
- Pidre J. (2010) Influencia del Tipo y Granulometría del Sustrato en la Depuración de las Aguas Residuales por el Sistema de Humedales Artificiales de Flujo Vertical y Horizontal. <https://www.researchgate.net/publication/275965560>
- Ramos A. (2014) Modelo de Tratamiento de Aguas Residuales Lodos Activados Convencional en el Valle del Mantaro. Tesis de Pregrado, Universidad Nacional Del Centro del Perú. Huancayo - Perú. <http://hdl.handle.net/20.500.12894/426>
- Rodríguez J., García C. y Pardo J. (2015) Selección de tecnologías para el tratamiento de aguas residuales municipales. DOI. <http://dx.doi.org/10.14483/udistrital.jour.tecnura.2015.4.a03>



- RNE (2014) Reglamento Nacional de Edificaciones. Lima – Perú. Megabyte S.A.C.
- Romero J. (2010). Tratamiento de Aguas Residuales Teoría y Principios de Diseño. Bogotá – Colombia. Escuela Colombiana de Ingeniería
- Romero J. (2005). Lagunas de Estabilización de Aguas Residuales. Bogotá – Colombia. Escuela Colombiana de Ingeniería
- Ronteltap M., Dodane P. H. y Bassan M. (2014) Manejo de Lodos Fecales. Doi: 9781780408026
- Sanchez D. (2013) Diseño y modelización de humedales para el tratamiento de efluentes de depuradora. Aplicación en el entorno del parque nacional de las tablas de Daimiel. <https://ruidera.uclm.es/xmlui/handle/10578/3487>
- SIGAR (2014) Diagnostico y Categorización de los Sistemas de Tratamiento de Aguas Residuales en el Anillo Circunlacustre del Lago Titicaca. La Paz - Bolivia.
- Torre A. (2018) Diseño y Análisis Ambiental de una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales en la Ciudad de Huaraz. Tesis pregrado. Pontificia Universidad Católica del Perú. Lima – Perú. <http://hdl.handle.net/20.500.12404/13033>
- Torres E. (2014) Proyecto de Sistema de Sedimentación para la Compañía Minera el Aguilar. Tesis de pregrado. Universidad Nacional de Córdoba. Córdoba – Argentina.
- Tilley E., Ulrich L., Lüthi C., Reymond P., Schertenleib R. y Zurbrügg C. (2014) Compendio de Sistemas y Tecnologías de Saneamiento. [www.sandec.ch/ecompendium](http://www.sandec.ch/ecompendium).
- U.S. Bureau of Reclamation (1978) DESIGN OF SMALL CANALS, Denver Colorado. [http://ponce.sdsu.edu/design\\_of\\_small\\_canal\\_structures\\_usbr.pdf](http://ponce.sdsu.edu/design_of_small_canal_structures_usbr.pdf)



Vázquez D. (2003) Estudio de Factibilidad para la Construcción de una Planta de Tratamiento de Aguas Residuales en la UDLA-P.  
[http://catarina.udlap.mx/u\\_dl\\_a/tales/documentos/lic/vazquez\\_r\\_d/capitulo2.pdf](http://catarina.udlap.mx/u_dl_a/tales/documentos/lic/vazquez_r_d/capitulo2.pdf)

Vierendel (2009) Abastecimiento de Agua y Alcantarillado. Lima –Perú

Vilca E. (2017) Evaluación y propuesta de mejoramiento de los sistemas de tratamiento de aguas residuales de la localidad del distrito de Taraco, provincia de Huancané – Puno, Tesis para para optar el grado de Ingeniero Civil, Universidad Nacional del Altiplano, Puno – Perú. <http://repositorio.unap.edu.pe/handle/UNAP/8862>

Von S. (1998), Introdução ã qualidade das águas e ao tratamento de esgotos. Belo Horizonte – Barasil. SEGRAC.



## ANEXOS

ANEXO A: CERTIFICADOS ANÁLISIS FÍSICO-QUÍMICO

ANEXO B: CERTIFICADOS DE ANÁLISIS MICROBIOLÓGICO

ANEXO C: INFORME DEL ESTUDIO DE SUELOS

ANEXO D: CERTIFICADO DE ORIGINALIDAD DEL PROYECTO

ANEXO E: PLANOS DE PROPUESTA DE MEJORA DEL TREN DE  
TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DEL DISTRITO Y PROVINCIA  
DE HUANCANE

Dirección electrónica para acceder a los anexos:

[https://drive.google.com/drive/folders/1vwj797YGs\\_8eHfscB7iik90MbbVBEJSE?usp=sharing](https://drive.google.com/drive/folders/1vwj797YGs_8eHfscB7iik90MbbVBEJSE?usp=sharing)