

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL
DE HUAMANGA**

**FACULTAD DE INGENIERÍA QUÍMICA Y
METALURGIA**

Escuela de Formación Profesional de Ingeniería Química



Tesis:

**“DISEÑO DE UNA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS
RESIDUALES PARA EL DISTRITO DE CHIARA-HUAMANGA-
AYACUCHO”**

PRESENTADO POR:

Rony BAUTISTA GÓMEZ

ASESOR:

ING. Hernán Pedro QUISPE MISAICO

AYACUCHO – PERÚ

2015

AGRADECIMIENTOS

Deseo agradecer a la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga por darme la oportunidad de realizar mi formación profesional dentro de sus aulas.

A mis profesores de la Facultad de Ingeniería Química y Metalurgia, quienes me brindaron sus apoyos y recomendaciones en este propósito.

A mi asesor de tesis en especial, Ing. Hernán Pedro Quispe Misaico por su interés y la revisión del presente trabajo, destacando su confianza, apoyo y humor.

A los profesionales que laboran en el área de control de calidad de la Entidad Prestadora de Servicios de Saneamiento Ayacucho S.A. EPSASA, al Ingeniero Julio Hinostroza Molero y al Biólogo Rudecindo Huincho Rodríguez, por brindarme su asesoramiento y asistencia técnica de laboratorio y campo.

DEDICATORIA

A mis padres desde lo profundo de mi corazón por su apoyo infinito e incondicional, quienes dieron su esfuerzo por mí, desde mi infancia hasta mi formación profesional.

ÍNDICE GENERAL

AGRADECIMIENTOS	ii
DEDICATORIA	iii
ÍNDICE GENERAL.....	iv
LISTA DE TABLAS	vii
LISTA DE FIGURAS	viii
RESUMEN.....	ix
I. INTRODUCCIÓN	1
1.1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA	1
1.1.1. Identificación del problema	1
1.1.2. Formulación del problema	2
1.2. OBJETIVOS	3
1.2.1. Objetivos generales.....	3
1.2.2. Objetivos específicos	3
1.3. HIPÓTESIS.....	3
1.3.1. Hipótesis general	3
1.3.2. Hipótesis específicas	3
1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA	4
1.4.1. Justificaciones.....	4
1.4.2. Importancia	5
II. MARCO TEÓRICO	6
2.1. AGUAS RESIDUALES	6
2.1.1. Conceptos de las aguas residuales	6
2.1.2. Características de las aguas residuales.....	7
2.1.3. Muestreo de las aguas residuales	10
2.1.4. Medición de caudales de las aguas residuales	11
2.1.5. Caudales de las aguas residuales.....	12
2.1.6. Normativa para el vertimiento del agua residual	14
2.1.7. Estado actual de las aguas residuales en Chiara	17
2.2. TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES.....	17
2.2.1. Pretratamiento	17
2.2.1.1.Desbaste.....	18

2.2.1.2.Desarenado	18
2.2.1.3.Desengrase.....	19
2.2.2. Tratamiento primario	19
2.2.2.1.Tanques Sépticos	20
2.2.2.2.Tanques Imhoff	22
2.2.3. Tratamiento secundario.....	24
2.2.3.1. Lagunas de estabilización.....	24
2.2.3.2. Humedales artificiales (Wetlands)	27
2.2.3.3. Tratamiento de aplicación al terreno	30
2.2.4. Tratamiento terciario.....	32
2.2.5. Tratamiento de lodos.....	32
2.3. CRITERIOS DE SELECCIÓN DE LA TECNOLOGIA DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS EN PEQUEÑOS POBLACIONES.	33
2.3.1. Tecnología para el tratamiento de aguas residuales en poblaciones pequeñas.	34
2.3.2. Matriz de Selección de la tecnología	35
2.4. ECUACIONES Y PARAMÉTROS DE DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES.....	36
2.4.1. Periodo de diseño.....	36
2.4.2. Población de diseño	36
2.4.3. Caudales de diseño.....	36
2.4.4. Diseño de canal de entrada	40
2.4.5. Diseño de rejas de limpieza manual.....	41
2.4.6. Diseño del desarenador de flujo horizontal	44
2.4.7. Diseño de lagunas facultativas.....	46
2.4.8. Diseño de lagunas de maduración.....	51
III. METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN.....	53
3.1. NATURALEZA DEL ESTUDIO	53
3.2. CLIMA Y LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO	53
3.3. MATERIALES Y EQUIPOS.....	54
3.3.1. Materiales para toma de muestra.....	54
3.3.2. Materiales para la medición de caudales	55

3.3.3. Equipos de campo	55
3.4. METODOLOGÍA	55
3.4.1. Metodología para la medición de caudales.....	55
3.4.2. Metodología para el muestreo de aguas residuales.....	56
2.4.3. Metodología para la caracterización físico química y microbiológica de las aguas residuales	57
2.4.4. Metodología para la selección de la tecnología	58
IV. RESULTADOS	60
4.1. RESULTADOS DE LA MEDICIÓN DE CAUDALES	60
4.3. RESULTADOS DE SELECCIÓN DE LA TECNOLOGÍA	63
4.4. RESULTADOS DE DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES	63
4.4.1. Resultado de población de diseño.....	63
4.4.2. Resultado del caudal de diseño	64
4.4.3. Resultado del diseño del canal de entrada.....	66
4.4.4. Resultado del diseño de rejas	67
4.4.5. Resultado de diseño del desarenador rectangular flujo horizontal.....	69
4.4.6. Diseño de lagunas facultativas.....	70
4.4.7. Diseño de la laguna de pulimento	74
4.4.8. Cumplimiento del efluente con la normativa ambiental	75
V. DISCUSION DE RESULTADOS.....	77
CONCLUSIONES	81
RECOMENDACIONES	82
BIBLIOGRAFÍA	83
ANEXOS	85

LISTA DE TABLAS

Tabla 2.1: Biodegradabilidad del agua residual.....	8
Tabla 2.2: Límites máximos permisibles para efluentes de PTAR.....	16
Tabla 2.3: Comparación de humedales sub-superficial horizontal y vertical	30
Tabla 2.4: Matriz de análisis cualitativo de los sistemas de tratamientos naturales ...	35
Tabla 2.5: Dotación de agua de consumo de habilitaciones urbanas (L/hab.día).....	37
Tabla 2.6: Dotación de agua de consumo para zonas rurales (L/hab.día).....	38
Tabla 2.7: Parámetros de diseño para rejillas de barras	41
Tabla 3.1: Fechas de medición de caudales de las aguas residuales.....	56
Tabla 3.2: Fechas de muestreo de las aguas residuales.....	57
Tabla 3.3: Método de análisis de las aguas residuales	57
Tabla 4.1: Mediciones experimentales de los caudales de las aguas residuales	60
Tabla 4.2: Caracterización física, química y bacteriológica de las aguas residuales en el punto de descarga correspondiente a épocas de estiaje.....	62
Tabla 4.3: Resultado de la selección de la tecnología a través de matriz ponderado .	63
Tabla 4.4: Resultado del cálculo del caudal de diseño.....	66
Tabla 4.5: Resultado del cálculo de diseño del canal de entrada.....	67
Tabla 4.6: Resultados del cálculo de diseño de rejillas.....	68
Tabla 4.7: Resultados de cálculo de diseño del desarenador	70
Tabla 4.8: Resultado del cálculo de diseño de la laguna facultativa.....	74
Tabla 4.9: Resultado del cálculo de diseño de lagunas de pulimento.....	75
Tabla 4.10: Comparación del efluente de la propuesta del diseño de procesos de una planta de tratamiento de aguas residuales con las normas ambientales	76

LISTA DE FIGURAS

Fig. 2.1: Evolución diaria del caudal del agua residual doméstica	13
Fig. 2.2: Rejas de limpieza manual	18
Fig. 2.3: Desarenador en paralelo	19
Fig. 2.4: Tanques sépticos	21
Fig. 2.5: Tanques Inhoff	23
Fig. 2.6: Lagunas aerobia/anaerobia o facultativa	26
Fig. 2.7: Humedales artificiales de flujo horizontal	28
Fig. 2.8: Filtro verde	31
Fig. 2.9: Zanjas filtrantes	32
Fig. 2.10: Rejas de limpieza manual	42
Fig. 2.11: Canal donde se ubica la reja	42
Fig. 2.12: Esquema de una laguna facultativa.....	48
Fig. 2.13: Esquema de una laguna de maduración.....	51
Fig. 3.1: Ubicación geográfica.....	54
Fig. 4.1: Comportamiento del caudal de descarga del agua residual en épocas de estiaje y lluvia	61
Fig. 4.2: Comportamiento del caudal del agua residual en épocas de estiaje.....	61
Fig. 4.3: Diagrama de bloque procesos de tratamiento de aguas residuales	76
Fig. 4.4: Diagrama de flujo procesos de tratamiento de aguas residuales	76

RESUMEN

El estudio tiene como objetivo general diseñar una planta de tratamiento de las aguas residuales, para reducir la concentración de los contaminantes generados por la población urbana de Chiara.

En el diseño de la planta de tratamiento de las aguas residuales, se toma como datos de partida la determinación de los caudales a tratar, la caracterización física, química y bacteriológica de la misma, y el grado de tratamiento requerido. Luego con estos parámetros se seleccionó una alternativa de tecnología de tratamiento adecuado en la que finalmente se diseñó y se dimensionó las unidades de proceso que conformaran la planta.

El diseño metodológico utilizado es de tipo descriptivo, explicativo y no experimental.

La planta de tratamiento de las aguas residuales para la población urbana de Chiara constará de una rejillas de limpieza manual, dos desarenadores rectangulares de flujo horizontal en paralelo, dos unidades de lagunas facultativas en paralelo, seguida de una laguna de pulimento con el uso de mamparas, las mismas que permitirán la reducción de los contaminantes con valores de salida en el efluente de la planta hasta $10,6 \text{ mg/L de DBO}_5$ y $893,4 \text{ NMP/100 mL}$ de coliformes fecales.

I. INTRODUCCIÓN

El vertido de las aguas residuales sin ningún tipo de tratamiento de los contaminantes ocasiona daños irreversibles al medio ambiente y a la salud pública. Es por esto que es necesario el tratamiento adecuado de estas aguas antes de su vertido.

En el tratamiento de las aguas residuales estas se someten a una serie de procesos físicos, químicos y biológicos que tiene por objeto reducir la concentración de los contaminantes y permitir el vertido de los efluentes depurados, minimizando los riesgos tanto al medio ambiente como a la población.

Un diseño adecuado de una planta de tratamiento de las aguas residuales de acuerdo a los medios con que cuenta la localidad del estudio, nos permite dar soluciones al problema de la contaminación ambiental.

En pequeñas aglomeraciones urbanas, la escasez de recursos técnicos y económicos hace necesario abordar el tratamiento de las aguas residuales buscando soluciones mediante tecnologías que presenten el mínimo costo energético y simplicidad en operación y mantenimiento. A este tipo de tecnología se les conoce como tecnologías no convencionales.

1.1. DEFINICIÓN DEL PROBLEMA

1.1.1. Identificación del problema

En la actualidad el área urbana de la población de Chiara cuenta con un sistema de abastecimiento de agua potable y un sistema de red sanitario que evacua los

efluentes líquidos generados por la población a un tratamiento primario, de tipo tanque séptico instalado hace más de 18 años, la misma que se encuentra inoperativa, debido a la sobrecarga hidráulica por efecto del crecimiento poblacional y el deterioro de las estructuras físicas por la antigüedad. En consecuencia, estas aguas contaminadas no son tratadas adecuadamente y son vertidas directamente a suelos agrícolas y cuerpo hídrico originando alteración en el equilibrio ecológico del ecosistema y el medio ambiente. Siendo los contaminantes más importantes la presencia de compuestos orgánicos biodegradables y contaminantes microbianos.

Por las razones mencionadas se ve la necesidad de darle solución al problema proponiendo técnicamente un diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales, con la finalidad de reducir los efectos de contaminación generadas por los efluentes líquidos.

1.1.2. Formulación del problema

Con el desarrollo del proyecto de investigación que se va realizar se responderá las siguientes preguntas de investigación:

Problema general

¿Cuál será el diseño adecuado de una planta de tratamiento de aguas residuales para reducir los contaminantes en las aguas residuales generadas por la población urbana de Chiara?

Problema específico

¿Cuál será el caudal de las aguas residuales en la descarga de la red sanitaria?

¿Cuál será el grado de contaminación de las aguas residuales generadas por la población urbana de Chiara?

¿Cuál será la alternativa de tecnología adecuada para el tratamiento de las aguas residuales del Distrito de Chiara?

¿Cuál será el dimensionamiento de cada una de las unidades de proceso de la planta de tratamiento de aguas residuales?

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. Objetivos generales

Diseñar una planta de tratamiento de aguas residuales, para reducir los contaminantes en las aguas residuales generadas por la población urbana de Chiara.

1.2.2. Objetivos específicos

- Utilizar el método volumétrico para determinar el caudal del agua residual en la descarga de la red sanitaria de la población urbana de Chiara.
- Determinar el valor de la DBO₅ y coliformes fecales por ensayos físicos químicos, microbiológicos para conocer el grado de contaminación de las aguas residuales generadas por la población urbana de Chiara.
- Analizar las diferentes tecnologías de tratamiento de aguas residuales, que permitirá seleccionar la alternativa tecnológica adecuada para el tratamiento de aguas residuales de la población urbana de Chiara.
- Utilizar las ecuaciones y parámetros de diseño para dimensionar las unidades de proceso de la planta de tratamiento de aguas residuales.

1.3. HIPÓTESIS

1.3.1. Hipótesis general

El diseño adecuado de una planta de tratamiento de aguas residuales, nos permitiría disminuir los contaminantes generadas de las aguas residuales por la población de urbana de Chiara.

1.3.2. Hipótesis específicas

- La utilización del método volumétrico nos permitirá conocer el caudal de las aguas residuales en la descarga de la red sanitaria de la población urbana de Chiara.

- La determinación de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO₅) y coliformes fecales, mediante los ensayos físicos, químico y microbiológico nos permitiría conocer el grado de contaminación de las aguas residuales generados por la población de Chiara.
- El análisis de las diferentes tecnologías nos permitirá seleccionar una alternativa tecnológica adecuada para el tratamiento de aguas residuales de la población urbana de Chiara
- La utilización adecuada de las ecuaciones y parámetros de diseño nos permitirá calcular las dimensiones de las unidades de proceso.

1.4. JUSTIFICACIÓN E IMPORTANCIA

1.4.1. Justificaciones

Justificación económica

El vertimiento de las aguas residuales al cauce del río, luego de su tratamiento adecuado, garantizará aguas abajo el desarrollo de las actividades productivas como la pesca y la agricultura, permitiendo una mejor calidad de sus productos y la aceptación de los mismos en el mercado. Asimismo, fomenta el turismo que tiene un beneficio económico.

Justificación tecnológica

El tratamiento de las aguas servidas procedentes de las pequeñas poblaciones urbanas, técnicamente no es dificultoso, debido a que se encuentran disponibles en el mercado las tecnologías no convencionales de bajo costo. El tratamiento adecuado trae consigo un beneficio técnico a la población, pues se reducen los contaminantes presentes en el agua en cada unidad del proceso de tratamiento para luego ser vertido a los cuerpos receptores.

Justificación social

La implantación de sistemas adecuados en el tratamiento de las aguas residuales domésticas para poblaciones pequeñas, admite mitigar los efectos de contaminación evitando generar problemas de salud a la población en el área de

influencia, mejorando así la calidad de vida de los mismos y prevenir las enfermedades patógenas.

Justificación ambiental

El tratamiento adecuado de las aguas contaminadas de origen doméstico, permite mitigar los efectos de contaminación en los cuerpos receptores, mejorando la calidad y la preservación del ecosistema.

1.4.2. Importancia

Reducir la contaminación ambiental y mejorar la calidad de vida de los pobladores, en este contexto el proyecto de tesis se orienta a contribuir con la solución de problemas socio ambientales.

II. MARCO TEÓRICO

2.1. AGUAS RESIDUALES

2.1.1. Conceptos de las aguas residuales

Son aquellas aguas cuyas características originales han sido modificadas por actividades humanas y que por su calidad requieren un tratamiento previo, antes de ser reusadas, vertidas a un cuerpo natural de agua o descargadas al sistema de alcantarillado. (1)

a) Aguas residuales domésticas

Son las aguas residuales de origen residencial y comercial que contienen desechos fisiológicos, entre otros, provenientes de la actividad humana, y deben ser dispuestas adecuadamente. (1)

b) Aguas residuales industriales

Son aquellas aguas residuales que resultan del desarrollo de un proceso productivo, incluyéndose a las provenientes de la actividad minera, agrícola, energética, agroindustrial, entre otras. (1)

c) Aguas residuales municipales

Son las aguas residuales domésticas que pueden estar mezcladas con aguas de drenaje pluvial o con aguas residuales de origen industrial previamente tratadas, para ser admitidas en los sistemas de alcantarillado de tipo combinado. (1)

2.1.2. Características de las aguas residuales

Los efluentes líquidos de una población contienen una gran variedad de componentes en función de la actividad que los genere. A continuación se detallan los parámetros físicos, Químicos y Biológicos.

a) Características físicas

Las principales características físicas más importantes del agua residual son las que se mencionan a continuación:

Sólidos totales: Los sólidos totales de las aguas residuales, analíticamente, se define como toda la materia que queda como residuo de evaporación y secado de una muestra a 103-105°C. Los sólidos totales proceden de uso industrial y doméstico. (2)

Sólidos sedimentables: Los sólidos sedimentables se definen como aquellos que sedimentan en el fondo de un recipiente en un tiempo específico. Se miden en mL/L/h, que constituyen una medida aproximada de la cantidad de lodo que se obtendrá en la decantación primaria del agua residual. (2)

Sólidos en suspensión: Fracción de los sólidos totales retenidos sobre un filtro con un tamaño nominal de 250 μ m y luego medido la masa después de que ha sido secado a una temperatura específica. (2)

Sólidos disueltos: Los sólidos disueltos están compuestos de moléculas orgánicas e inorgánicas. Normalmente, para eliminar la fracción coloidal es necesaria la oxidación biológica o la coagulación complementada con la floculación y la sedimentación. (2)

Temperatura: La temperatura en las aguas residuales es un parámetro muy importante dada su influencia, tanto sobre el desarrollo de la vida acuática como sobre las reacciones químicas y la velocidad de reacción que se producen en ellas. Por otro lado, el oxígeno es menos soluble en agua caliente que en agua fría. (2)

Color y olor: El color es un parámetro que describe cualitativamente a la edad del agua residual. El agua residual reciente suele tener un color grisáceo, sin embargo

al aumentar el tiempo de transporte en las redes y al desarrollarse condiciones más próximas a las anaerobias, el color del agua residual cambia gradualmente de gris claro a oscuro, para finalmente adquirir color negro, lo que se denomina agua residual séptica. (2)

Turbiedad: La turbiedad, como medida de las propiedades de transmisión de la luz en el agua, es otro parámetro que se emplea para indicar la calidad de las aguas vertidas. La medición de la turbiedad se lleva a cabo mediante la relación entre la intensidad de la luz dispersada en la muestra y la registrada en una suspensión de referencia en las mismas condiciones. (2)

b) Características químicas

Entre las principales características químicas de las aguas residuales se pueden mencionar los siguientes parámetros:

Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO): Se define como la cantidad de oxígeno requerido por los microorganismos para estabilizar la materia orgánica degradable por acción bacteriana aeróbica en un lapso de 5 días, a la temperatura de 20 °C. Cabe mencionar este parámetro es el más usado para medir la calidad de aguas residuales, el grado de contaminación y para fijar las cargas orgánicas permisibles en fuentes receptoras. (3)

Demanda química de Oxígeno (DQO): La demanda química de oxígeno se usa para medir el oxígeno equivalente a la materia orgánica oxidable mediante un agente químico oxidante fuerte, generalmente bicromato de potasio en un medio ácido y a alta temperatura. Para la oxidación de ciertos compuestos orgánicos resistentes se requiere la ayuda de un catalizador como el sulfato de plata. (3)

Tabla 2.1: Biodegradabilidad del agua residual

DBO5/DQO	Biodegradabilidad del Agua Residual
$\geq 0,4$	Agua muy biodegradable
0,2 – 0,4	Agua biodegradable
$\leq 0,2$	Agua poco biodegradable

Fuente: Alianza por el Agua. 2008.

En la tabla 2.1 muestra La relación DBO_5/DQO , que indica la biodegradabilidad de las aguas residuales urbanas.

Nitratos: Se presenta en las aguas residuales en forma de nitrógeno orgánico, amoníaco y, en menor cantidad, de nitratos y nitritos. Para su cuantificación se recurre generalmente a métodos espectrofotométricos. (4)

Fosfatos: En las aguas residuales aparece principalmente como fosfatos orgánicos y polifosfatos. Al igual que las distintas formas nitrogenadas, su determinación se realiza mediante métodos espectrofotométricos. (4)

Metales pesados: Entre los metales pesados se incluyen la plata, bario, cadmio, cromo, cobre, cobalto, níquel, plomo zinc, hierro, mercurio, titanio, vanadio, molibdeno y manganeso. El mercurio, cadmio, y plomo por lo general son tóxicos y reciben gran atención por ser elementos que se magnifican biológicamente a través de la cadena alimenticia. (2)

pH: En un efluente doméstico alcanza un valor aproximado de 7 u 8. Cuando es más bajo indica la existencia de volcamientos ácidos y si es alto, estos son alcalinos. En cualquier caso son perjudiciales para las cañerías, equipos de bombeo e impactan en los sitios de disposición final. (3)

c) Características biológicas

Las características biológicas de las aguas residuales urbanas vienen dadas por una gran variedad de organismos vivos de alta capacidad metabólica, y gran potencial de descomposición y degradación de la materia orgánica e inorgánica. Los organismos que principalmente se encuentran en las aguas residuales urbanas son: algas, mohos, bacterias, virus, flagelados, ciliados, rotíferos, nemátodos, anélidos, larvas.

Los organismos patógenos que existen en las aguas residuales son pocos difíciles de aislar e identificar. Por esta razón se prefiere utilizar a los coliformes como organismo indicador de contaminación o también, como indicador de la existencia de los organismos productores de enfermedad. (5)

2.1.3. Muestreo de las aguas residuales

La necesidad de realizar los análisis de los efluentes de las aguas residuales con fines de obtener su composición, es lo que nos lleva a tratar los principios básicos de la toma de muestra, para poder realizar la determinación con la necesaria rigurosidad y obtener una muestra representativa.

a) Lugares de muestreo

Es de gran importancia la elección del lugar de extracción de las muestras de manera tal que estas sean representativas. Por lo general es recomendable seleccionar un punto en donde el agua residual esté bien mezclada con un flujo turbulento para ello se buscará el punto en donde se produzca la menor sedimentación posible y antes de que la descarga ingrese a un curso de agua receptor. (3)

b) Tiempo y frecuencia de muestreo

El tiempo y frecuencia de muestreo, dependerán de la variación del caudal del agua residual, de la disponibilidad de los recursos económicos y de los propósitos del programa de muestreo. Se deberá considerar también la existencia de cambios estacionales, por lo que la duración de la extracción de muestras puede ser aún más extensa en función a los propósitos de muestreo. (3)

c) Tipo de muestras

Por lo general existen dos tipos de las compuestas y las simples, que son utilizadas en función a los objetivos de muestreo.

Muestra simple: La representatividad de una muestra puntual es de valor muy limitado, pero puede ser usada en el seguimiento de las características rápidamente cambiantes. Las muestras puntuales analizadas in situ son esenciales para las determinaciones de oxígeno disuelto, temperatura, demanda de cloro y cloro residual y pH. Asimismo, cuando el flujo del agua es intermitente o cuando el parámetro por analizar puede cambiar significativamente durante el periodo de muestreo, pueden determinarse usando muestras puntuales. (3)

Muestra Compuesta: Estas muestras indican los resultados promedios y dan resultados que son útiles para estimar las cantidades de materiales descargados a lo largo de un periodo prolongado, por ejemplo 12 horas. La muestra compuesta es una mezcla de muestras simples a intervalos constantes de tiempo, por lo general una hora, se almacenan apropiadamente en un refrigerador y, al final del periodo de muestreo se mezclan en proporción directa al caudal del efluente en cada instante de muestreo. En la ecuación 2.1, se indica el volumen de la muestra en función del caudal del efluente. (3)

$$Volumen = \frac{Volumen\ total\ de\ muestra\ compuesta}{Caudal\ promedio \times N\acute{u}mero\ de\ muestras} \quad (2.1)$$

d) Preservación de las muestras

La conservación de las muestras es de importancia desde el momento que son tomadas hasta el momento de su análisis considerando su transporte, debido al carácter heterogéneo de las aguas residuales que se comportan inestables cambiando rápidamente sus características.

La velocidad de los cambios se ve afectada por la temperatura, pH, concentración y la acción bacteriana. La actividad bacteriana puede ser responsable de las alteraciones en el balance de nitratos, nitritos y amoníaco, de variaciones en la DBO₅ y de la reducción de sulfatos o sulfuros.

En efecto, la muestra deberá ser mantenida a baja temperatura de aproximadamente 4 °C para inhibir la acción bacteriana y evitar en lo posible el cambio de sus características. (6)

En la tabla A.1 del anexo 01 se indican los requerimientos del agente conservador, el tipo de envase recomendado, teniendo en cuenta el parámetro a determinar.

2.1.4. Medición de caudales de las aguas residuales

Para la determinación de caudales de las descargas se efectuarán como mínimo cinco campañas adicionales de medición horaria durante las 24 horas del día y en días que se consideren representativos. (7)

Las mediciones de los caudales y sus variaciones en la descarga se pueden determinar por varios métodos, sin embargo los más habituales son los siguientes:

a) Método volumétrico

Es la forma más sencilla de obtener datos de caudales pequeños que consiste en la medición directa del tiempo que se tarda en llenar un recipiente de volumen conocido.

b) Canaleta parshall

El aforador de flujo crítico más conocido es la canaleta parshall, que consta de una contracción lateral que forma la garganta y de una caída brusca en el fondo en la longitud correspondiente a la garganta, seguida por un ascenso gradual coincidente con la parte divergente. El aforo se hace con base en las alturas de agua en la sección convergente y en la garganta, leídas por medio de un piezómetro lateral. La introducción de la caída en el piso de la canaleta produce flujo supercrítico a través de la garganta. (8)

2.1.5. Caudales de las aguas residuales

El caudal del agua a tratar corresponde al volumen entregado a una planta de tratamiento por unidad de tiempo y es de importancia para determinar su capacidad de la planta.

La capacidad de una planta de tratamiento de aguas residuales normalmente se suele estimar con base en el caudal diario promedio correspondiente al año en el que se realiza el diseño. No obstante, las plantas de tratamiento de aguas residuales deben ser diseñadas teniendo en cuenta condiciones críticas de operación, causadas por las variaciones en aspectos del agua a tratar básicamente como el caudal. También es necesario considerarse las condiciones críticas originadas por caudal pico y carga pico de contaminantes en los diferentes procesos de tratamiento. (9)

En el caso de pequeñas aglomeraciones urbanas, los caudales de las aguas residuales, difieren notablemente de las que proceden de los grandes núcleos de

población, como consecuencia del diferente grado de desarrollo económico y social. Cuánto más pequeña es la población más fuertes son las oscilaciones o variaciones del caudal de las aguas residuales que en él se generan. (5)

En la figura 2.1 muestra el comportamiento de los caudales del agua residual.

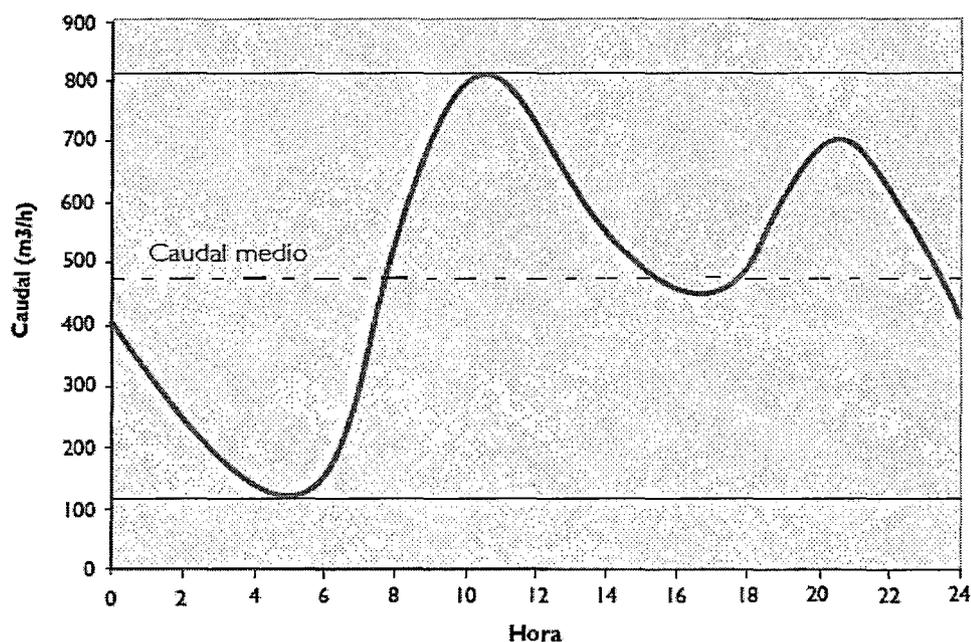


Fig. 2.1: Evolución diaria del caudal del agua residual doméstica⁽⁵⁾

a) Caudal medio diario

Es el promedio de los caudales diarios en un período determinado. Los caudales medios se emplean para la determinación de la capacidad de una planta de tratamiento de aguas residuales y para obtener los caudales de diseño. (10)

Los caudales promedios deben ser desarrollados tanto para condición de diseño como para el periodo inicial de operación. (9)

b) Caudal máximo horario

Es el caudal horario punta que se da en un periodo de 24 horas, obtenido a partir de los datos de registros anuales. El caudal pico o el máximo se asocian por lo general con periodos de tiempo lluvioso. El caudal máximo horario se usa en el diseño de instalaciones de bombeo, líneas de conducciones de aguas residuales, y para dimensionar algunas unidades de tratamiento. (9)

c) Caudal mínimo diario

El caudal mínimo registrado en 24 horas. Conocerlo es importante de cara al diseño de conducciones en las que se pueda producir sedimentación cuando circulan caudales pequeños. (10)

d) Factor punta

El factor punta es la relación entre el caudal punta y el caudal el caudal medio, se emplea para estimar los caudales punta de diseño al aplicar a los caudales medios previstos para el futuro. El método extendido para la determinación de los factores de punta se basa en el análisis de los datos de caudales de medición y/o registro de la población contribuyente actual. (10)

e) Caudal de Infiltración

El caudal de infiltración se define como toda aquella agua que entra a la red de alcantarillado proveniente del suelo a través de conexiones no controladas, tuberías defectuosas, uniones de tubería, o por las paredes de los pozos de inspección.

Esta infiltración de agua subterránea puede variar entre (0,0093 y 0,93 $m^3/d.mm - km$) o más, dependiendo del tipo de sistema de recolección y de sus condiciones, como consecuencia del mantenimiento que se practique en la red. El número de milímetro-kilómetro de un sistema de recolección de aguas residuales se obtiene como la suma de los productos de los diámetros de las alcantarillas en milímetros por sus longitudes correspondientes en kilómetros. Otro enfoque que también se usa para definir la cantidad de infiltración se basa en la expresión por área tributaria, reportándose así valores que varían de 0,19 a 28 $m^3/hab. d.$ (9)

2.1.6. Normativa para el vertimiento del agua residual

a) Marco legal normativo

Según del Fondo Nacional del Ambiente (11), En el Perú las normas legales referidas a las aguas residuales domésticas, está enmarcada en la ley general de

los servicios de saneamiento, ley n° 26338 y su reglamento que se describen a continuación:

- **Constitución Política del Perú:** Base del ordenamiento jurídico nacional. 31 de octubre de 1993.
- **Ley General de Salud Ley N° 26842:** El abastecimiento del agua, alcantarillado, disposición de excretas, reuso de aguas servidas y disposición de residuos sólidos quedan sujetos a las disposiciones que dicta la Autoridad de Salud competente, la que vigilará su cumplimiento.
- **Ley General del Ambiente Ley N° 28611:** El estado promueve el tratamiento de las aguas residuales con fines de reutilización considerando como premisa la obtención de la calidad necesaria de reuso, sin afectar la salud humana, el ambiente o las actividades en las que se reutilizan.
- **Decreto Supremo N° 002-2008-MINAM:** Aprueban estándares de calidad ambiental (ECA) para el agua publicado en el Diario El Peruano el 31 de Junio de 2008.
- **Decreto Supremo N° 023-2009-MINAM:** Aprueban disposiciones para la implementación de los estándares nacionales de calidad ambiental (ECA) para agua. A partir del 01 de Abril del 2010.
- **Decreto Supremo N° 003-2010-MINAM:** Aprueban los límites máximos permisibles para el cumplimiento de los efluentes de planta de tratamientos aguas residuales domésticas o municipales.
- **Resolución Jefatural N° 0291-2009-ANA:** Disposiciones referidas al otorgamiento de autorizaciones de vertimientos y de reusos de aguas residuales tratadas.
- **Resolución Jefatural N° 0351-2009-ANA:** Modifican resolución jefatura N° 0291-2009-ANA referente al otorgamiento de autorizaciones de vertimientos y reusos de las aguas residuales tratadas.

b) Límite Máximo Permissible (LMP)

Se define como la medida de la concentración o parámetros físicos, químicos y biológicos, que caracterizan a un efluente o una emisión, que al ser excedida puede causar daños a la salud, al bienestar humano y al ambiente. Su

cumplimiento es exigible legalmente por el Ministerio del Ambiente y los organismos que conforman el Sistema de Gestión Ambiental. (12)

Tabla 2.2: Límites máximos permisibles para efluentes de PTAR

Parámetro	Unidad	LMP de Efluentes para Vertimientos a Cuerpos de Aguas
Aceites y grasas	mg/L	20
Coliformes Termotolerantes	NMP/100 mL	10000
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/L	100
Demanda Química de Oxígeno	mg/L	200
Ph	Unidad	6.5-8.5
Sólidos Totales en suspensión	mL/L	150
Temperatura	°C	<35

Fuente: Decreto Supremo N° 003-2010-MINAM, Perú

c) Estándares de Calidad Ambiental (ECA)

Es la medida de nivel de concentración o el grado de elementos, sustancias o parámetros físicos, químicos y biológicos presentes en el agua, en su condición de cuerpo receptor y componente básico de los ecosistemas acuáticos, que no representa riesgo significativo para la salud de las personas ni para el ambiente.

Los Estándares aprobados son aplicables a los cuerpos de agua del territorio nacional en su estado natural y son obligatorios en el diseño de las normas legales y las políticas públicas siendo un referente obligatorio en el diseño y aplicación de todos los instrumentos de gestión ambiental. (13)

Los estándares nacionales de calidad ambiental para el agua, se clasifican en cuatro categorías; las mismas que se mencionan a continuación:

- **Categoría 1:** Poblacional y recreacional
- **Categoría 2:** Actividades marino costeras
- **Categoría 3:** Riego de vegetales y bebidas de animales
- **Categoría 4:** Conservación del ambiente acuático

Los valores de los parámetros de la categoría 3 para riego de vegetales y bebidas de animales se muestran en la tabla A.2 del anexo 02.

2.1.7. Estado actual de las aguas residuales en Chiara

El distrito de Chiara se encuentra ubicado geográficamente dentro de la provincia de Huamanga, Departamento de Ayacucho, abarca una superficie de 263.88 Km². Su posición geográfica está comprendida entre las coordenadas 8532400N y 586100E. La población urbana está ubicada entre las cotas de 3,520 y 3,600 m.s.n.m, con temperatura ambiental que oscilan entre los 2°C y 22°C. Vía de acceso comprende a 36.5 km desde la ciudad de Ayacucho.

En la actualidad la población urbana de Chiara cuenta con un sistema de abastecimiento de agua potable para satisfacer la creciente demanda de la Población y un sistema de red sanitario que evacua los efluentes líquidos generados por la población a un tratamiento primario, de tipo tanque séptico instalado hace más de 18 años, la misma que se encuentra inoperativa, debido a la sobrecarga hidráulica por efecto del crecimiento poblacional y el deterioro de las estructuras físicas por la antigüedad.

2.2. TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

El tratamiento de las aguas residuales consta de un conjunto de operaciones físicas, biológicas y químicas, que persiguen eliminar la mayor cantidad posible de contaminantes antes de su vertido, de forma que los niveles de contaminación que queden en los efluentes tratados cumplan los límites legales existentes y puedan ser asimilados de forma natural por los cauces receptores. (4)

No obstante, el proceso de tratamiento de las aguas residuales domésticas puede dividirse en los siguientes niveles o etapas:

2.2.1. Pretratamiento

El pretratamiento de las aguas residuales, se refiere a la eliminación de aquellos componentes que pueden provocar problemas operacionales y de mantenimiento en el proceso de tratamiento. Ejemplo de ello, es la eliminación de sólidos de gran y mediano volumen como ramas, piedras, animales muertos, plásticos, o bien problemáticos, como arenas, grasas y aceites. (14)

En el tratamiento preliminar se emplean comúnmente las siguientes operaciones de tratamiento:

2.2.1.1. Desbaste

Consiste en la eliminación de los sólidos de tamaño grande y mediano (trozos de madera, trapos, raíces, etc.), así como de finos, que de otro modo podrían deteriorar o bloquear las unidades de tratamiento posterior y obstruir las líneas de conducción. (5)

El procedimiento más usual consiste en hacer pasar las aguas a través de rejas, que de acuerdo con la separación entre los barrotes se clasifican en:

- Desbaste de gruesos, el paso libre entre los barrotes es de 50 a 100 mm.
- Desbaste de finos, el paso libre entre los barrotes es de 10 a 25 mm.

Un ejemplo de desbastes son las rejas de limpieza manual que se aprecia en la figura 2.2, en el que estas rejas están constituidas por barrotes rectos soldados a unas barras de separación situadas en la cara posterior.



Fig. 2.2: Rejas de limpieza manual ⁽¹⁵⁾

2.2.1.2. Desarenado

Su objetivo es la extracción de la mayor cantidad posible de las arenas presentes en las aguas residuales. Dentro de la denominación “arenas” se incluyen las arenas

propriadamente dichas, gravas y partículas más o menos grandes de origen mineral u orgánico. Con esta operación se pretende proteger los equipos mecánicos contra la abrasión y el desgaste y evitar la acumulación de estas materias pesadas. Normalmente, se dimensionan los desarenadores para la eliminación de partículas de tamaño superior a los 0,2 mm. (5)

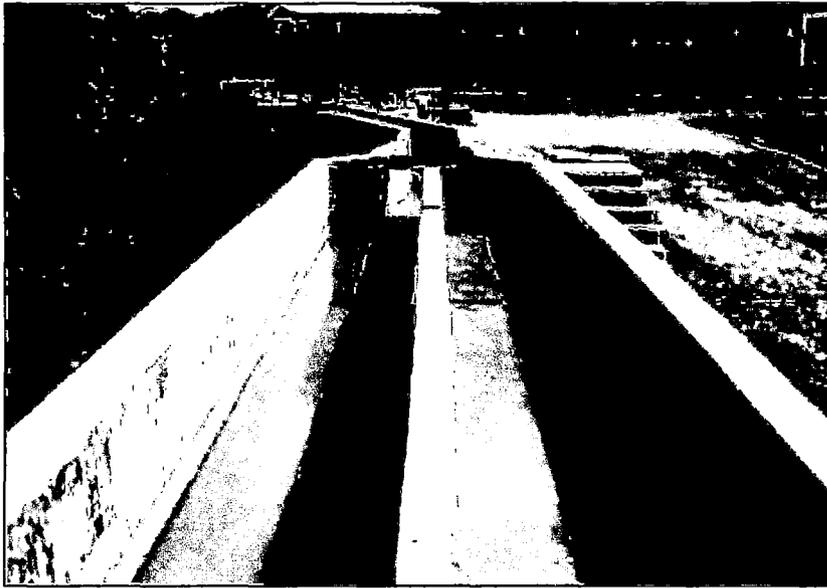


Fig. 2.3: Desarenador en paralelo ⁽¹⁵⁾

2.2.1.3. Desengrase

En esta unidad de tratamiento se eliminan las grasas y demás materias flotantes de menor densidad que el agua, especialmente aceites y grasas. (5)

2.2.2. Tratamiento primario

El tratamiento primario, consiste principalmente en la remoción de los sólidos suspendidos flocculentos, bien mediante sedimentación de los materiales suspendidos por tratamientos netamente físicos o floculación, en la neutralización de la acidez o alcalinidad excesivas y en la remoción de compuestos inorgánicos mediante precipitación química. (11)

Es preciso aclarar, que los procesos y operaciones que ocurren en esta etapa de tratamiento primario son principalmente, la sedimentación propiadamente dicha y la coagulación-floculación. La primera, consiste en la deposición de partículas de

mayor densidad en el fondo del decantador por acción de la gravedad y la baja velocidad de circulación del agua; y el segundo es un proceso físico-químico que se efectúa haciendo uso de reactivos, con la finalidad de separar los sólidos de los líquidos.

Entre las principales unidades de tratamientos primarios tenemos:

2.2.2.1. Tanques Sépticos

Los tanques sépticos tienen como objetivo principal la separación de los sólidos presente en el agua residual por un proceso de sedimentación simple, o bien por flotación natural. Normalmente este sistema de depuración se utiliza como unidad tratamiento primario de las aguas residuales como etapa previa a otros sistemas de depuración. (16)

Uno de los principales objetivos del diseño del tanque séptico es crear dentro de este una situación de estabilidad hidráulica, que permita la sedimentación por gravedad de las partículas pesadas. El material sedimentado forma en la parte inferior del tanque séptico una capa de lodo, que debe extraerse periódicamente.

Las grasas, aceites y otros materiales menos densos que flotan en la superficie del Agua forman una capa de espuma, lo que puede llegar a endurecer considerablemente las mismas. El líquido pasa por el tanque séptico entre dos capas constituidas por la espuma y los lodos. La materia orgánica contenida en las capas de lodo y espuma es descompuesta por bacterias anaerobias, y una parte considerable de ella se convierte en agua y gases.

Por otro lado los lodos que ocupan la parte inferior del tanque séptico se compactan debido al peso del líquido y a los sólidos que soportan. Por ello su volumen es mucho menor que el de los sólidos contenidos en las aguas servidas no tratadas que llegan al tanque. Las burbujas de gas que suben a la superficie crean cierta perturbación en la corriente del líquido. La velocidad del proceso de digestión aumenta con la temperatura, con el máximo alrededor de los 35°C. El empleo de desinfectantes en cantidades anormalmente grandes hace que mueran las bacterias, inhibiendo así el proceso de digestión.

La eficiencia de la eliminación de los sólidos por sedimentación puede ser grande, y un 80% de los sólidos en suspensión pueden ser depurados. Sin embargo, los resultados dependen en gran medida del tiempo de retención, los dispositivos de entrada y salida y la frecuencia de extracción de lodos (período de limpieza del tanque séptico). (17)

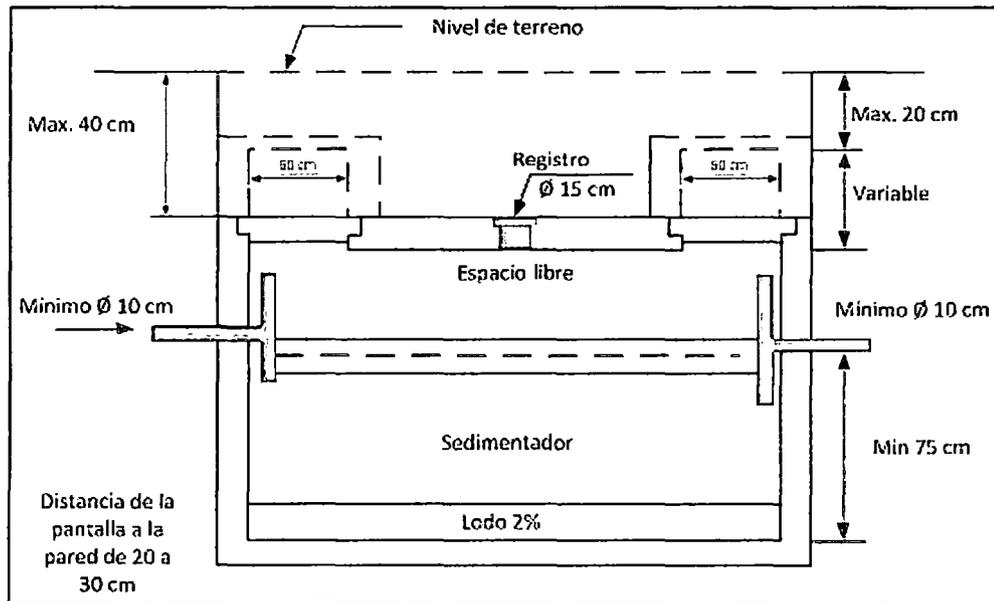


Fig. 2.4: Tanques Sépticos ⁽¹⁷⁾

Ventajas

- Apropiado para comunidades rurales y su limpieza no es frecuente.
- Tiene un bajo costo de construcción y operación.
- Mínimo grado de dificultad en operación y mantenimiento si se cuenta con infraestructura de remoción de lodos.

Desventajas

- De uso limitado para un máximo de 350 habitantes.
- También de uso limitado a la capacidad de infiltración del terreno que permita disponer adecuadamente los efluentes en el suelo.
- Requiere facilidades para la remoción de lodos (bombas, camiones con bombas de vacío, etc.).

2.2.2.2. Tanques Imhoff

Los tanques Imhoff ofrecen ventajas para el tratamiento de aguas residuales domésticas, ya que integran la sedimentación del agua y la digestión de los lodos sedimentados en la misma unidad, por ese motivo también se llama tanques de doble cámara.

Los tanques Imhoff tienen una operación muy simple y no requiere de partes mecánicas, sin embargo para su uso es necesario que las aguas residuales pasen por los procesos de tratamiento preliminar de cribado y de remoción de arena.

El tanque Imhoff típico es de forma rectangular y se divide en tres compartimientos: Cámara de sedimentación, cámara de digestión de lodos y área de ventilación y acumulación de natas.

Durante la operación, las aguas residuales fluyen a través de la cámara de sedimentación, donde se remueven gran parte de los sólidos sedimentables, estos resbalan por las paredes inclinadas del fondo de la cámara de sedimentación pasando a la cámara de digestión a través de la ranura con traslape existente en el fondo del sedimentador. El traslape tiene la función de impedir que los gases o partículas suspendidas de sólidos, producto de la digestión, que inevitablemente se producen en el proceso de digestión, son desviados hacia la cámara de natas o área de ventilación.

Los lodos acumulados en el digestor se extraen periódicamente y se conduce a lechos de secado, en donde el contenido de humedad se reduce por infiltración, después de lo cual se retiran y se disponen de ellos enterrándolos o pueden ser utilizados para mejoramiento de los suelos. (17)

Entre las ventajas y desventajas se mencionan en la siguiente:

Ventajas

- Contribuye a la digestión de lodo, mejor que en un tanque séptico, produciendo un líquido residual de mejores características.
- No descargan lodo en el líquido efluente, salvo en casos excepcionales.

- El lodo se seca y se evacúa con más facilidad que el procedente de los tanques sépticos, esto se debe a que contiene de 90 a 95% de humedad.
- Las aguas servidas que se introducen en los tanques imhoff, no necesitan Tratamiento preliminar, salvo el paso por una criba gruesa y la separación de las arenillas.
- Tiene un bajo costo de construcción y operación.
- Son adecuados para ciudades pequeñas y para comunidades donde no se necesite una atención constante y cuidadosa, y el efluente satisfaga ciertos requisitos para evitar la contaminación de las corrientes.

Desventajas

- Son estructuras profundas (>6m).
- Es difícil su construcción en arena fluida o en roca y deben tomarse precauciones cuando el nivel freático sea alto, para evitar que el tanque pueda flotar o ser desplazado cuando esté vacío.
- El efluente que sale del tanque es de mala calidad orgánica y microbiológica.

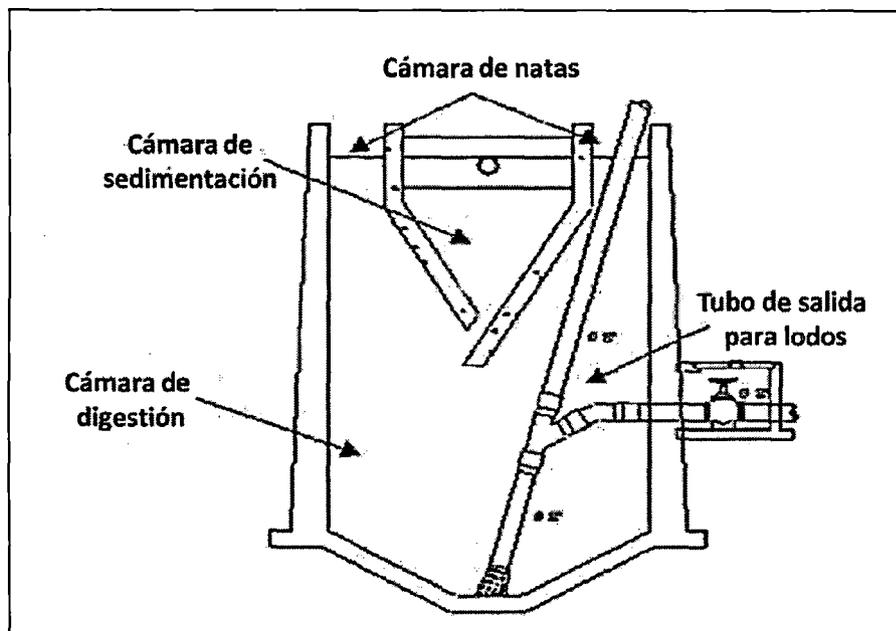


Fig. 2.5: Tanques Imhoff⁽¹⁷⁾

2.2.3. Tratamiento secundario

Tiene como objetivo reducir la materia orgánica biodegradable presentes en las aguas residuales por mecanismos de procesos biológicos una vez superado los niveles de pre-tratamiento y tratamiento primario. (11)

Los contaminantes orgánicos presentes en las aguas residuales son transformados por los microorganismos en materia celular, energía y en otros. Estas células microbianas forman flóculos, los cuales son separados de la corriente de agua tratada, normalmente por sedimentación. De esta forma, una sustancia orgánica soluble se transforma en flóculos que son fácilmente retirados del agua.

Los procesos biológicos se dividen en dos grupos; los anaerobios y los aerobios. El proceso anaerobio se caracteriza por tener una baja tasa de síntesis bacteriana, es decir, una baja producción de lodos de desecho. Por lo contrario, en el tratamiento aerobio, una mayor cantidad de energía del sustrato es utilizada para la síntesis celular, por lo que hay una mayor generación de biomasa como lodo no estabilizado, cuyo tratamiento y disposición incrementa la dificultad técnica y el costo del tratamiento. (14)

A continuación se describen algunos tratamientos secundarios de bajo costo económico y energético y/o no convencional.

2.2.3.1. Lagunas de estabilización

Determinadas por su estabilización natural o autodepuración, en las que ocurren fenómenos de tipo físico, químico y biológico. Existen tres tipos de lagunas, las cuales se clasifican en:

a) Lagunas de estabilización aerobias

Se caracteriza por poseer poca profundidad (0,8-1,0 m) en el que los microorganismos y los sólidos se encuentran en suspensión prevaleciendo condiciones netamente aerobias. El aporte del oxígeno proviene de la aireación forzada (difusión aire-liquido) o es proporcionado por la fotosíntesis de las algas. El fenómeno se produce cuando el oxígeno liberado por las algas, es utilizado por

las bacterias para la degradación de la materia orgánica. El dióxido de carbono y los nutrientes liberados por las bacterias es a su vez utilizado por las algas. (18)

b) Lagunas de estabilización anaerobias

Las lagunas anaerobias son lagunas de mayor profundidad (2,5 – 4,0 m) y reciben cargas orgánicas más elevadas de modo que la actividad fotosintética de las algas es suprimida, encontrándose ausencia de oxígeno en todos sus niveles. En estas condiciones estas lagunas actúan como un digestor anaeróbico abierto sin mezcla y, además debido a las altas cargas orgánicas que soportan, el efluente contiene un alto porcentaje de materia orgánica, lo que requiere un tratamiento posterior.

En las lagunas anaerobias, la degradación se lleva a cabo en dos etapas, si bien ambas suceden simultáneamente, la primera etapa de fermentación ácida es llevada a cabo por organismos formadores de ácidos que atacan las sustancias orgánicas y las transforman en compuestos orgánicos más simples y ácidos orgánicos. La segunda etapa es llevada a cabo por un grupo de organismos estrictamente anaeróbicos que utilizan los productos intermedios de la etapa anterior para producir gases como el metano (CH_4) y bióxido de carbono (CO_2) y otros productos de degradación.

De los dos grupos de microorganismos descritos, los formadores de metano son muy sensibles a condiciones ambientales como pH y temperatura y la eficiencia del proceso depende de su desarrollo, que ocurre en poblaciones reducidas debido a que pierden gran cantidad de energía en la producción de metano. (19)

c) Lagunas de estabilización facultativas

Su profundidad suele oscilar entre 1,5 y 2 m, por lo general presentan tres zonas bien definidas. La zona superficial, donde las bacterias y las algas coexisten simbióticamente como en las lagunas aerobias. La zona del fondo, de carácter anaerobio, donde los sólidos se acumulan y son descompuestos, fermentativamente. Y por último la zona intermedia, parcialmente aerobia y parcialmente anaerobia, donde la descomposición de la materia orgánica se realiza mediante bacterias, anaerobias y facultativas. (18)

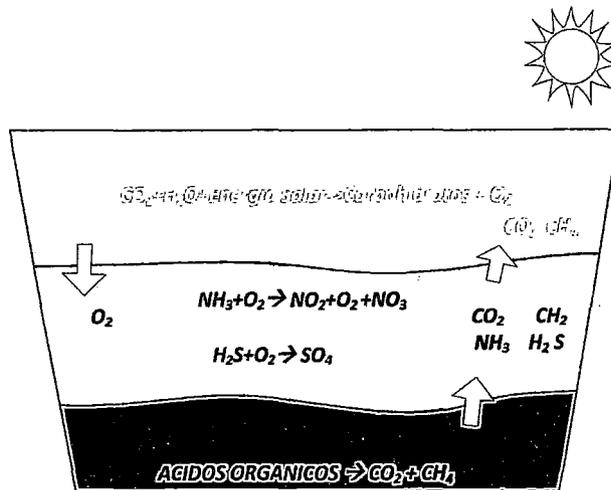


Fig. 2.6: Lagunas aerobia/anaerobia o facultativa ⁽¹⁸⁾

En la publicación por la Organización Panamericana de Salud (17), se describen las ventajas y desventajas de las lagunas de estabilización:

Ventajas

- Pueden recibir y retener grandes cantidades de agua residual, soportando sobrecargas hidráulicas y orgánicas con mayor flexibilidad, comparativamente con otros tratamientos.
- Formación de biomasa más efectiva y variada que en los procesos de tratamiento con tanque séptico y tanque imhoff.
- No requiere de instalaciones complementarias para la producción de oxígeno, ya que el mismo proceso se produce en forma natural dentro del sistema.
- Debido a los tiempos de retención prolongados y a los mecanismos del proceso, son sistemas altamente eficaces para la remoción de bacterias y parásitos comparativamente con otros tratamientos.
- En las lagunas no hay necesidad de desinfección con cloro, ya que la desinfección en este proceso es básicamente natural.
- Mínimo mantenimiento.
- No requiere de personal calificado.

Desventajas

- Requieren de grandes áreas de terreno para su implantación.

- Es un sistema sensible a las condiciones climáticas.
- No permite modificaciones en las condiciones de proceso.

2.2.3.2. Humedales artificiales (Wetlands)

Los humedales artificiales son reactores análogos a los sistemas de lagunaje, pero con la diferencia de enfocar su principio de depuración, en el uso de plantas acuáticas o semiacuáticas, emergentes. Las especies más usadas son los carrizos, juncos, enneas, entre otras.

Los mecanismos de depuración se fundamentan en la eliminación de sólidos en suspensión mediante procesos de sedimentación y filtración, que se facilitan por el paso del fluido a través de lechos de gravas, los tallos y raíces de las plantas acuáticas. Una vez que esta materia orgánica ha sido retenida, son transformados por la acción de microorganismos en otros compuestos más simples. El oxígeno requerido por los microorganismos es proveído no sólo por los procesos fotosintéticos que pueden darse en superficie, sino principalmente por las raíces de las plantas. No obstante, en algunas zonas del humedal las que se encuentran a mayor profundidad pueden darse también procesos de degradación anaerobia.

En estos sistemas se presenta también la eliminación de nutrientes como nitrógeno y fósforo, por el aprovechamiento directo que realizan las plantas para su crecimiento. La remoción de nitrógeno es favorecida también por los procesos de nitrificación-desnitrificación que se desarrollan por la existencia de zonas aerobias y anaerobias. La eliminación de patógenos se presenta por la acción depredadora de bacteriófagos y protozoos, así como también por la secreción de sustancias biocidas de las mismas plantas acuáticas. (20)

El uso de humedales artificiales requiere procesos previos de tratamiento que garanticen una efectiva remoción de los sólidos suspendidos, con el fin de evitar la obstrucción del lecho filtrante. Estos procesos preliminares pueden consistir en la implementación de unidades de sedimentación, como un tanque Imhoff, o un tanque séptico. (21)

Por otro lado cabe mencionar, este tipo de tratamiento es necesario la impermeabilización a través de recubrimiento con material arcilla o geomembrana.

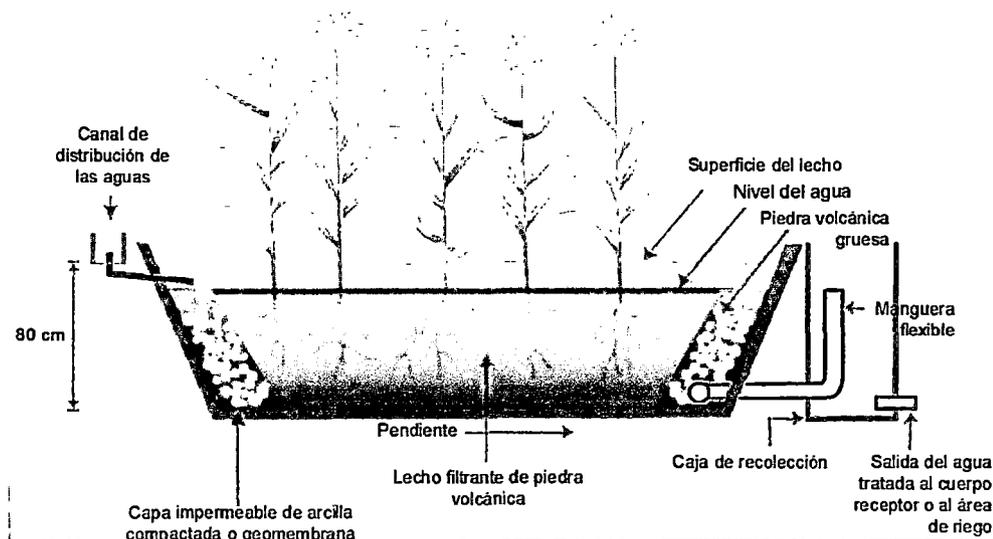


Fig. 2.7: Humedales artificiales de flujo horizontal ⁽²¹⁾

Ventajas:

- El sistema es muy estable en la operación y eficiente para la remoción de materia orgánica y nutriente, condiciones que permiten disponer el efluente en ambientes naturales.
- Pueden operar sin ningún consumo energético, al carecer de equipos electromecánicos.
- La operación es sencilla y con bajo costo.
- Perfecta integración al medio rural y urbano, como parques y jardines.
- Generalmente no producen olores desagradables.

Desventajas:

- Requieren de un proceso adicional de desinfección para eliminar totalmente los organismos patógenos, sobre todo cuando se trata sólo aguas residuales.
- Puede colmatarse en poco tiempo, cuando no cuentan con sistemas de pre-tratamiento adecuados.
- En zonas de altitud elevada puede ocurrir que las plantas empleadas no se adapten. Por ello, habría que realizar estudios *in situ* con especies locales.

Los humedales, pueden clasificarse de acuerdo al régimen del flujo de agua considerándose de la forma: superficial o su superficial.

a) Humedales artificiales de tipo flujo superficial

Los sistemas de flujo superficial son aquellos donde el agua circula preferentemente a través de los tallos de las plantas y está expuesta directamente a la atmosfera. Este tipo de humedal es una modificación al sistema de lagunas convencionales. A diferencia de estas tienen menor profundidad que es de 0,6 m como máximo y contienen plantas. (22)

b) Humedales artificiales de tipo flujo subsuperficial

Los sistemas de flujo sub-superficial, se caracterizan por que la circulación del agua en los mismos se realizan a través de un medio granular (subterráneo), con una profundidad de agua cercana a los 0,6 m. La vegetación se planta en este medio granular y el agua esta contacto con las raíces de las plantas. (22)

Los humedales de flujo sub-superficial se clasifican en dos tipos en función de la forma de aplicación de flujo al sistema:

Humedal de flujo sub-superficial horizontal (HFH)

En este tipo de sistema el agua residual fluye lentamente a través del medio poroso por debajo de la superficie del lecho en una trayectoria horizontal hasta llegar a la zona de salida. El nivel de agua es controlada por una tubería vertical ajustable en la salida.

La materia orgánica es eliminada del agua residual por las bacterias que crecen en la superficie de las partículas de arena y en las raíces de las plantas. El suministro de oxígeno juega un papel importante para la eficiencia del proceso de tratamiento. A diferencia de los humedales de flujo vertical (HFV), los humedales de flujo horizontal (HFH) tienen muy poca transferencia adicional de oxígeno externo. Esta es una de las razones por la cual el área requerida para la superficie es mayor que en los HFV. (23)

Humedal de flujo sub-superficial vertical (HFV)

En este tipo de tratamiento las aguas residuales pre-tratadas son bombeadas de forma intermitente a la superficie y luego percoladas verticalmente hacia abajo a través de la capa filtrante hacia un sistema de drenaje en la parte inferior. El proceso de tratamiento se caracteriza por intervalos intermitentes de carga de corta duración y largos períodos de descanso durante los cuales el agua residual se filtra a través del substrato saturado y la superficie se seca.

La carga intermitente de lotes aumenta la transferencia de oxígeno y conduce a una alta actividad de degradación aerobia. Por lo tanto, los humedales de HFV siempre necesitan bombas o de lo contrario sifones que carguen por pulsos, mientras que los HFH pueden funcionar sin bombas. (23)

Tabla 2.3: Comparación de humedales sub-superficial horizontal y vertical

	Horizontal	Vertical
Tratamiento	Continuo	Discontinuo
Estado oxidación	Más reducido	Más oxidado
Área	Más superficie	Menos superficie
Carga superficial	4-6 g DBO5/m ² .día	20-40 g DBO/m ² .día
Nitrificación	Complicada	Se consigue
Operación	Sencilla	Más compleja

Fuente: Oscar delgadillo.2010

2.2.3.3. Tratamiento de aplicación al terreno

Los sistemas de tratamiento de las aguas residuales mediante su aplicación al terreno, se basan en el empleo del suelo como elemento depurador. El esquema de los tratamientos mediante la aplicación del terreno de las aguas a tratar, habitualmente consta de pre-tratamiento, tratamiento primario y tratamiento secundario. El tratamiento secundario está constituido por el propio paso de las aguas a tratar a través del terreno. (4)

En función de cómo se apliquen al terreno las aguas residuales a depurar se distinguen dos tipos básicos:

- Sistemas de aplicación superficial.
- Sistemas de aplicación sub-superficial

a) Sistemas de aplicación superficial al terreno

Dentro de estos sistemas se encuentran filtros verdes, la infiltración rápida y escorrentía superficial muestran a continuación el primero como ejemplo.

Procesos de Baja Carga (filtro verde)

En los procesos de baja carga se aplica el agua residual a tratar sobre un terreno con vegetación, con lo que se consigue, de forma conjunta, la depuración de las aguas y el crecimiento de la vegetación implantada. En la mayoría de las situaciones, los efluentes filtrados acaban incorporándose a las masas de aguas subterráneas. Con la finalidad de mantener el terreno al que se aplican las aguas a tratar en condiciones predominantemente aerobias, se recurre a ciclos de aplicación intermitentes, que suelen oscilar entre 4 y 10 días.

Los sistemas de baja carga presentan los mayores rendimientos de depuración entre los diferentes sistemas existentes de aplicación al terreno. (4)



Fig. 2.8: Filtro verde ⁽¹⁶⁾

b) Sistemas de aplicación Sub-superficial al terreno

En los sistemas de aplicación sub-superficial, el agua a tratar se somete a un tratamiento previo, normalmente en una fosa séptica o tanque Imhoff, para posteriormente aplicarla al terreno por debajo de su superficie. (4)

Zanjas Filtrantes

El agua a tratar se distribuye subterráneamente a través de tuberías de drenaje, que se disponen en zanjas de profundidad inferior a 1 m y de anchura comprendida entre 0,4 – 0,8 m. Las tuberías de reparto se recubren con grava y en la parte inferior se dispone un lecho de arena.

La superficie de infiltración está constituida por el fondo de las zanjas, pero ante posibles obstrucciones, también las paredes verticales pueden contribuir a la infiltración de las aguas a tratar. (4)

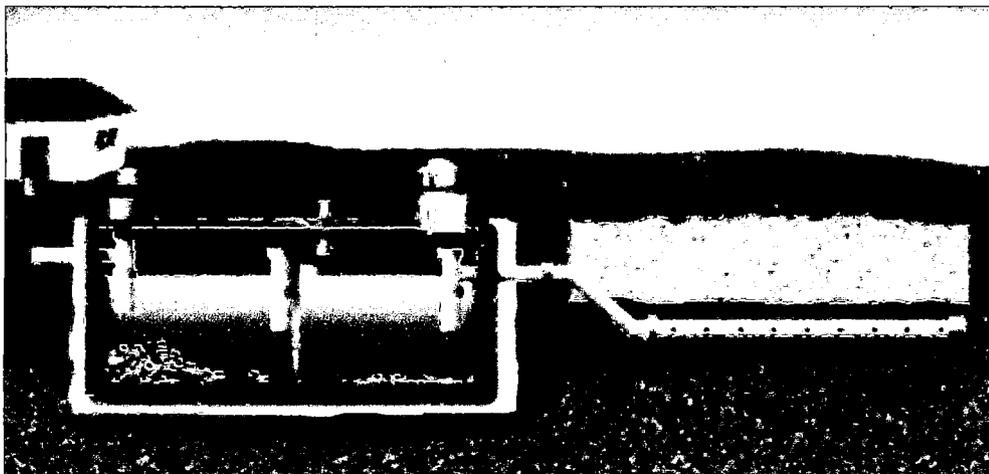


Fig. 2.9. Zanjas filtrantes ⁽²¹⁾

2.2.4. Tratamiento terciario

Los objetivos del tratamiento terciario son eliminar la carga orgánica remanente de un tratamiento secundario, eliminar microorganismos patógenos, eliminar color y olor indeseables, remover detergentes, fosfatos y nitratos residuales, que ocasionan espuma y eutrofización respectivamente. (11)

2.2.5. Tratamiento de lodos

En el tratamiento de aguas residuales, es importante tener en cuenta el manejo de los lodos provenientes de los tratamientos primario y secundario, ya que estos lodos ocasionan también daños al medio ambiente sin un tratamiento adecuado.

Para estabilizar estos lodos, es decir, destruir las bacterias patógenas y volverlos inocuos al medio ambiente, el lodo se concentra por sedimentación y coagulación-

floculación durante el tratamiento secundario. Este lodo, así concentrado, se puede tratar con cal como bactericida y eliminar el agua mediante exposición al sol, filtros de arena, filtros al vacío o centrifuga. Sin embargo, éstas técnicas poseen costos elevados y problemas técnicos.

El lodo deshidratado puede disponerse en vertederos, incinerarlo, o lo más deseable, usarlo como fertilizante y acondicionador del suelo, aunque su composición limita este empleo. (11)

2.3. CRITERIOS DE SELECCIÓN DE LA TECNOLOGIA DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES DOMESTICAS EN PEQUEÑOS POBLACIONES.

Las pequeñas poblaciones por su propia localización geográfica y grado de desarrollo, presentan una problemática específica que dificulta la provisión de los servicios de depuración.

En esta problemática destacan:

- Los efluentes depurados deben cumplir normativas de vertido estrictas.
- El hecho de no poder aprovechar las ventajas que supone la economía de escala como consecuencia de su pequeño tamaño, lo que conduce a que los costes de implantación, mantenimiento por habitante sean elevados.
- La escasa capacidad técnica y económica para el mantenimiento de estaciones de tratamiento de aguas residuales.

Por todo ello, a la hora de seleccionar tecnología para el tratamiento de las aguas residuales generadas en los pequeños núcleos de población, debe darse prioridad a aquellas tecnologías que:

- Presenten un gasto energético mínimo, evitando, en lo posible, el empleo de dispositivos electromecánicos y recurriendo principalmente al uso de sistemas de oxigenación naturales.
- Requieran un mantenimiento simple.
- Simplifiquen la gestión de los lodos generados en los procesos de depuración.

- Presenten un bajo impacto ambiental sonoro y una buena integración en el medio ambiente.

Las tecnologías de depuración de aguas residuales urbanas que reúnen estas características se conocen bajo el nombre genérico de “Tecnologías no Convencionales” (TNC). Este tipo de tecnologías requieren actuaciones de bajo impacto ambiental, logrando la reducción de la carga contaminante con costes de operación y mantenimiento inferiores a los de los tratamientos convencionales y con unas necesidades de mantenimiento sin grandes dificultades técnicas, lo que permite su operación y mantenimiento por personal no especializado. (5)

Los tratamientos de aguas residuales por métodos naturales presentan como una opción tecnológica sostenible para pequeñas y medianas poblaciones dada su alta eficiencia, bajos costos de operación y mantenimiento. (24)

Por consiguiente, una tecnológica más adecuada es aquella que optimiza la eficiencia técnica en la forma más simple y menos costosa, la tecnología debe hacer uso de los recursos humanos y materiales disponibles en el país. (11)

2.3.1. Tecnología para el tratamiento de aguas residuales en poblaciones pequeñas.

Las tecnologías de tratamiento no convencionales son los más adecuados para poblaciones y comunidades pequeñas que se destacan a continuación (5):

Las que recurren al empleo del suelo como elemento depurador.

- Sistemas de aplicación sub-superficial: Zanjas Filtrantes, Lechos Filtrantes y Pozos Filtrantes.
- Sistemas de aplicación superficial: Filtros Verdes, filtración rápida.

Las que simulan las condiciones propias de los humedales naturales.

- Humedales Artificiales, en sus distintas modalidades: Flujo Libre y Flujo Sub-superficial (Vertical y Horizontal).

Las que imitan los procesos naturales de depuración que se dan en ríos y lagos.

- Lagunajes.

2.3.2. Matriz de Selección de la tecnología

La matriz de selección es un cuadro constituido por columnas y filas en el que se comparan las variables de manera más sencilla. Uno de los métodos más comunes para la selección de tecnología para tratamiento de las aguas residuales domésticas es a través de los matrices de comparación de las tecnologías de tratamiento natural respecto a las variables identificadas.

Las características propias de cada tecnología en cuanto a eficiencia, modo de operación y mantenimiento, recursos requeridos e impacto ambiental determinan su aplicabilidad y adaptación a las necesidades de la localidad.

Según la publicación Guía Selección de tecnología Para el Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas por Métodos Naturales (24) para la valoración cualitativa se asigna con el rango A cuando la valoración es alta, M cuando es media y B cuando es baja como se muestra en la tabla 2.5 en donde IL es infiltración lenta, LF lagunas facultativas, LM lagunas de maduración HFL humedales de flujo libre HFS humedales de flujo subsuperficial.

Tabla 2.4: Matriz de análisis cualitativo de los sistemas de tratamientos naturales

Variable	Tecnología					
	IL	LA	LF	LM	HFL	HFS
Remoción de DBO	A	B	M	B	A	A
Remoción de Sólidos	A	M	B	B	M	M
Remoción de nitrógeno	A		M	M	M	M
Remoción de fósforo	A	B	B	B	B	B
Remoción de coliformes fecales	A	B	B	A	B	B
Calidad de efluente para reuso en agricultura		B	A	A	M	M
Simplicidad de O&M	M	A	A	A	A	M
Capacidad de personal para O&M	M	A	A	A	A	M
Generación de lodos	B	A	A	B	B	B
Producción de olores	B	A	A	B	A	A
Proliferación de vectores	B	A	A	A	A	B
Contaminación de las aguas subterráneas	A	B	B	B	B	B
Cambios en las propiedades del suelo	A	B	B	B	B	B
Requerimiento de energía y equipos	B	B	B	B	B	B
Requerimiento de área	A	B	M	B	B	B
Requerimiento de vegetación tolerante al agua	A	B	B	B	A	A
Dependencia de las características del suelo	A	B	B	B	B	A

Fuente: Guía de selección de tecnología para el tratamiento de aguas residuales por método natural.

2.4. ECUACIONES Y PARAMÉTROS DE DISEÑO DEL SISTEMA DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

2.4.1. Periodo de diseño

Es el periodo de tiempo en el cual la capacidad de servicio del sistema de tratamiento de aguas residuales cubre la demanda proyectada minimizando el valor actual de costos de inversión, operación y mantenimiento durante el periodo de análisis del proyecto. Es recomendable su cálculo Proponiéndose los siguientes periodos de diseño: para plantas de tratamiento de aguas residuales se considerará entre 10 y 20 años de periodo óptimo. (7)

2.4.2. Población de diseño

La población de diseño corresponde a la población futura servida, la misma que se calcula utilizando varios métodos para la proyección demográfica, el método de interes compuesto es la que se emplea comunmente.

Por lo tanto, la población de diseño se estima mediante métodos adecuados de interes compuesto recomendada por Jorge G. en el curso formulación y evaluación en PIP del sector saneamiento. (25)

$$P_f = P_o(1 + r)^n \quad (2.2)$$

Donde:

P_f = Población futura, Hab.

P_o = Población actual, Hab.

r = Constante de crecimiento

n = Periodo en años entre P_f y P_o

2.4.3. Caudales de diseño

Se refiere al caudal en el periodo de diseño la misma que se estima para población futura servida.

La elección racional de caudal de diseño se basa en consideraciones de tipo hidráulico y del proceso. Las unidades de proceso y los conductos de transporte

del agua residual se deben dimensionar en forma tal que permitan soportar los caudales pico que llegaran a la planta de tratamiento. Muchas de las unidades de proceso se diseñan con base en el tiempo de retención o la carga superficial (caudal por unidad de área superficial) para lograr las tasas deseadas de remoción de DBO y SST. (9)

a) Caudal doméstico de diseño

El caudal doméstico medio corresponde únicamente al aporte de aguas residuales derivado de las actividades humanas, estimado para el periodo de diseño.

Existen dos maneras de estimar el caudal doméstico de diseño: el primero, cuando el sistema es nuevo y el segundo, cuando se cuenta con datos de medición y/o registros:

Cuando el sistema es nuevo: En este caso se determinará el caudal doméstico de diseño tomando como base la población servida y las dotaciones del agua para consumo humano recomendada por Ministerio de Vivienda y Construcciones. (7)

$$Q_{domD} = \frac{P_f \times D \times c}{86400} \quad (2.3)$$

Donde:

Q_{domD} = Caudal doméstico promedio, L/s

P_f = Población futura, Hab.

D = Dotación per cápita, L/Hab. dia

c = Coeficiente de transformación, adimensional.

Tabla 2.5: Dotación de agua de consumo de habilitaciones urbanas (L/hab.día)

Ítem	Criterio	Clima Templado	Clima frío	Clima Cálido
1	Sistema con conexión	220	180	220
2	Lotes de área menor o igual a 90m ²	150	120	150
3	Sistema de abastecimiento por surtidos, camión cisterna o pileta	30-50	30-50	30-50

Fuente: Reglamento Nacional de Edificaciones adaptado de la Norma OS.10

En la práctica, entre 60 y 85 por ciento del agua de abastecimiento se transforma en aguas residuales, dependiendo del consumo de agua para actividades

particulares como riego de zonas verdes, de la existencia de fugas del empleo de aguas en procesos productivos. (9)

Tabla 2.6: Dotación de agua de consumo para zonas rurales (L/hab.día)

Región geográfica	Consumo doméstico de agua en función de sistema de disposición de excretas utilizado	
	letrinas sin arrastre hidráulico	letrinas con arrastre hidráulico
Sierra	40-50	80
Costa	50-60	90
Selva	60-70	100

Fuente: MEF. Curso formulación y evaluación en PIP sector saneamiento.2014

Cuando se tienen datos de registro y/o medición: en este caso cuando se tiene los caudales de medición del contribuyente actual sin influencia del aporte de otros caudales, se proceden a determinar caudales domésticos de diseño a partir de las aportaciones per-cápita.

$$Q_{domD} = \frac{P_f * A_{PC}}{86400} \quad (2.4)$$

Donde:

Q_{domD} = Caudal medio doméstico, L/s

P_f = Población futura, Hab

A_{PC} = Aporte, L/Hab * día

Para determinar los aportes per-cápita del caudal del agua residual, los caudales promedios obtenidos a partir de datos de medición se relacionan con la población contribuyente actual. (7)

$$A_{PC} = \frac{Q_{dom}}{P_o} \quad (2.5)$$

Donde:

A_{PC} = Aporte per cápita, L/Hab. día

Q_{dom} = Caudal doméstico promedio, L/día

P_o = Población contribuyente actual, Hab

b) Caudal infiltración

El caudal de infiltración se calcula con la siguiente ecuación empírica de Tchobanoglous:

$$Q_{Inf} = \frac{\varphi \times D_{tub} \times L_{tub} \times 1000}{86400} \quad (2.6)$$

Q_{Inf} = Caudal aporte por infiltración, L/s

φ = Parámetro de infiltración empírica, $m^3/dia.mm - km$

D_{tub} = Diámetro de la tubería del alcantarillado, mm

L_{tub} = Longitud de la tubería de alcantarillado, km

El parámetro empírica de infiltración de agua subterránea (φ) puede variar en pequeñas poblaciones entre (0,0093 y 0,93 $m^3/d.mm - Km$). (9)

c) Caudal medio de diseño

El caudal medio de diseño se determinará sumando el caudal promedio de aguas residuales domésticas, más el caudal de efluentes industriales admitidos al sistema de alcantarillado y el caudal medio de infiltración. El caudal de aguas pluviales no será considerado para este caso.

En caso de existir descargas industriales dentro del sistema de alcantarillado, se calculan los caudales domésticos e industriales por separado. De ser posible se efectúan mediciones para determinar la cantidad de agua de infiltración al sistema de alcantarillado y el aporte de conexiones ilícitas de drenaje pluvial. (7)

Es común, mencionar en comunidades pequeñas sólo existen los aportes de los caudales domésticos producto de la actividad humana e infiltraciones que pueden penetrar a través de los buzones y tuberías erradas.

$$Q_{MD} = Q_{domD} + Q_{inf} \quad (2.7)$$

Donde:

Q_{MD} = Caudal medio de diseño

Q_{domD} = Caudal domestico de diseño

Q_{inf} = Caudal de infiltración

d) Factor punta

El factor pico se determina con mayor frecuencia a partir de los datos de análisis de caudal, obtenidos de las mediciones directas realizadas afluentes a una planta de tratamiento de aguas residuales. (10)

Al dividir los valores de los caudales máximos por el caudal promedio, la relación resultante corresponde al factor pico, que se define como:

$$F_P = \frac{\text{Caudal máximo horario}}{\text{Caudal promedio}} \quad (2.8)$$

Vale decir que la estimación del factor de punta de las aguas residuales, deberá estar apoyada en mediciones in situ. Jamás deberá tomarse supuestos, expresiones empíricas y otras formulaciones matemáticas como valores para diseño. (20)

Caudal máximo horario de diseño

En una población pequeña los caudales punta o máximo horario puede ser hasta cinco veces el valor del caudal medio diario. (20)

Por consiguiente, el caudal máximo horario de diseño se define con la siguiente ecuación:

$$Q_{max} = F_P * Q_{MD} \quad (2.9)$$

2.4.4. Diseño de canal de entrada

El canal de acceso o de entrada, es el canal de conducción en la cual se descarga las aguas residuales del colector para luego entregarlas a la planta.

El diseño de los canales se efectuará para las condiciones de caudal máximo horario. Se considera velocidad de aproximación usado para rejillas de limpieza manual en el rango de 0,30 – 0,60 m/s.

Por la ecuación de continuidad se determinará el área transversal

$$A = \frac{Q_{max}}{v} \quad (2.10)$$

El área transversal de flujo se define producto de base (B) por altura de canal (h_{canal}), por consiguiente la altura se determinará por la siguiente expresión.

$$h_{canal} = \frac{A}{B} \quad (2.11)$$

2.4.5. Diseño de rejas de limpieza manual

Las rejas se dimensionan con el criterio de tener una velocidad adecuada en la sección del flujo. Velocidades muy bajas a través de las barras, pueden contribuir en un aumento indeseable de material retenido y, también para la sedimentación de la arena en el canal de acceso. Al revés, velocidades muy grandes fomentan el arrastre de material que debería quedar retenido. (26)

Para rejas de limpieza manual su longitud no deberá exceder de la que permita su correcta limpieza (aproximadamente 3 m). Las barras van soldadas a unos elementos de separación situadas en la cara posterior, fuera del recorrido del peine rascador.

El canal donde se ubica la reja se debe proyectar de modo que se evite la acumulación de arenas y demás materiales pesados, tanto antes como después de la reja. La pendiente del canal deberá ser horizontal o descendiente en la dirección de circulación a través de la reja. Preferentemente el canal deberá ser recto y perpendicular a la reja, con la finalidad de conseguir una distribución uniforme de sólidos en el flujo y en la reja. (10)

Tabla 2.7: Parámetros de diseño para rejas de barras

Concepto	Limpieza manual	Limpieza mecánica
Ancho de la barra , mm	5 – 15	5 -15
Profundidad de la barra, mm	25 – 37,5	25 – 37,5
Separación entre barras, mm	25 – 50	15 – 75
Pendiente en relación a la vertical, °C	30 – 45	0 – 30
Velocidad de Aproximación, m/s	0,3 – 0,6	0,6 – 1,1
Perdida de carga admisible, mm	150	150

Fuente: Ingeniería de Aguas Residuales. Metcalf y Eddy

Dimensionamiento de las rejillas de limpieza manual

Área transversal del canal donde se ubica la rejilla, Se determinará asumiendo la velocidad de flujo en el canal utilizando los criterios de velocidades recomendados, posteriormente, aplicando la ecuación de continuidad se tiene.

$$A_t = \frac{Q_{max}}{v} \quad (2.12)$$

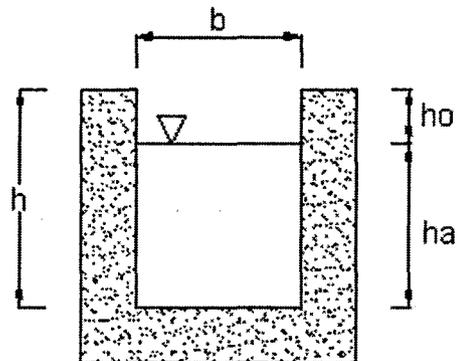
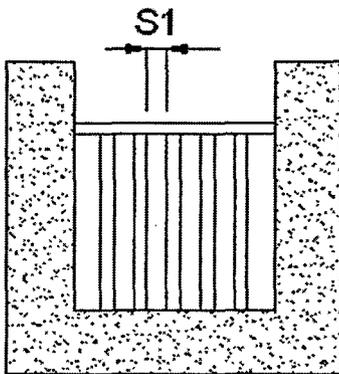


Fig. 2.10: Rejas de limpieza manual ⁽²⁶⁾ Fig. 2.11: Canal donde se ubica la rejilla ⁽²⁶⁾

El tirante en el canal de rejillas será:

$$h_a = \frac{A_t}{b} \quad (2.13)$$

Se recomienda incrementar un borde libre, h_o como se muestra en la figura 2.11.

Para determinar el número de barras en la rejilla del canal (N_b) y el número de espacios ($N_b - 1$), se puede utilizar la siguiente ecuación:

$$N_b = \frac{b-s_1}{e+s_1} \quad (2.14)$$

Donde:

b = Base del canal donde se encuentra las rejillas, m

s_1 = Separación entre barras, m

e = Espesor o ancho de las barras, m

La longitud de las barras depende del grado de inclinación que tienen estas con la horizontal, y del tirante de agua máximo del canal de rejilla de barras que se determina de la siguiente manera:

$$L_b = \frac{h}{\text{sen}(\alpha)} \quad (2.15)$$

Según Mercado Guzmán (26) la pendiente del canal debe de ser descendente en la dirección de circulación a través de la reja. La pendiente del canal será determinada utilizando la ecuación de Manning.

$$S = \left(\frac{v \cdot n}{R_h^{2/3}} \right)^2 \quad (2.16)$$

Donde:

S = Pendiente del canal, adimensional

R_h = Radio hidráulico, m

v = Velocidad de aproximación, m/s

n = Coeficiente de rugosidad de manning para material concreto, 0.015

$$R_h = \frac{b h_a}{(b + 2 h_a)} \quad (2.17)$$

Pérdida de carga por las rejás

Según Metcalf & Eddy (10) las pérdidas de carga que se producen al circular el agua a través de las rejás por lo que dependen de la velocidad de aproximación y de la velocidad de circulación a través del elemento. En general en sistemas manuales las pérdidas no deben ser mayores a 15 cm.

$$h_f = \frac{1}{0.7} \frac{(v_R^2 - v^2)}{2g} \quad (2.18)$$

Donde:

h_f = Pérdida de carga, m

0,7 = Coeficiente empírico que incluye los efectos de la turbulencia y de las pérdidas por formación de remolinos

v_R = Velocidad de circulación entre las barras de la reja, m/s

v = Velocidad de aproximación a la reja, m/s

g = Aceleración de la gravedad, m/s²

Las pérdidas de carga producidas que se obtienen mediante esta ecuación que son aplicables en el caso de que las rejillas estén limpias. La obstrucción de las rejillas incrementa las pérdidas de carga.

$$v_R = \frac{Q_{max}}{A_L} \quad (2.19)$$

Las áreas de espacios libres se definen con la siguiente expresión:

$$A_L = h_a [b - (N_b * e)] \quad (2.20)$$

2.4.6. Diseño del desarenador de flujo horizontal

Los desarenadores de flujo horizontal, para aguas residuales, se diseñan para una velocidad horizontal de flujo aproximadamente igual a 0,3 m/s. Dicha velocidad permite el transporte de la mayor parte de partículas orgánicas del agua residual a través de la cámara y tiende a re-suspender el material orgánico sedimentado, pero permitiendo el asentamiento del material pesado inorgánico.

Generalmente, los desarenadores para aguas residuales se diseñan para remover todas las partículas de un diámetro mayor a 0,21 mm; aunque también se diseñan para remover partículas de 0,15 mm. Teniendo como supuesto una arena de densidad relativa de 2,65, la velocidad de asentamiento para partículas de 0,21 mm de diámetro se supone igual a 1,15 m/min y para partículas de 0,15 mm de diámetro corresponde una velocidad de asentamiento de 0,75 m/min.

La longitud del canal de desarenador estará determinada por la profundidad requerida por la velocidad de asentamiento y por la sección de control. Se recomienda una longitud mínima adicional igual a dos veces la profundidad máxima de flujo y una longitud máxima adicional de flujo del 50 % de la longitud teórica. El tiempo de retención típico es aproximadamente de un minuto. (8)

El tirante del agua en el desarenador se estima mediante la siguiente expresión.

$$H_D = Q_{max} / (v_h * c) \quad (2.21)$$

Donde:

Q_{max} = Caudal máximo, m^3/s

H_D = Tirante del agua, m

v_h = Velocidad horizontal, m/s

c = Ancho, m

La Longitud del desarenador se define mediante la siguiente expresión:

$$L = (v_h/v_s) \times H_D \quad (2.22)$$

Donde:

v_h = velocidad horizontal, m/s

v_s = velocidad de sedimentación de la partícula, m/s

H_D = tirante de agua, m

L = longitud del canal, m

Para calcular el pendiente del desarenador se emplea la ecuación de Manning definido por la siguiente ecuación:

$$S = \left(\frac{v_h \cdot n}{R_h^{2/3}} \right)^2 \quad (2.23)$$

Donde:

S = Pendiente del canal, adimensional

R_h = Radio hidráulico, m

v_h = Velocidad aproximación, m/s

n = Coeficiente de rugosidad de maning para material concreto (0,015)

Donde el radio hidráulico es expresado por la siguiente ecuación:

$$R_h = \frac{c \cdot H_D}{(c + 2H_D)} \quad (2.24)$$

2.4.7. Diseño de lagunas facultativas

Existen distintos métodos para el diseño de las lagunas facultativas, sin embargo la más recomendada por las Norma internacional OS.090 es el de carga superficial, ya que es el método más confiable.

Las ecuaciones que se utilizan para el diseño de las lagunas facultativas según la Organización panamericana de salud (17) se muestran continuación:

Carga orgánica total

$$C = S_i \times Q_{MD} \times 0,0864 \quad (2.25)$$

Donde:

C = Carga orgánica total, kg DBO₅/día.

S_i = Promedio de la demanda bioquímica de oxígeno, mg DBO₅/L.

Q_{MD} = Caudal medio de diseño, L/s.

Carga superficial

La carga de diseño para las lagunas facultativas se determina con la siguiente expresión:

$$C_s = 250 \times 1.05^{(T_i - 20)} \quad (2.26)$$

Donde:

T_i = Temperatura Promedio del agua del mes más frío, °C.

C_s = Carga superficial de diseño, kg DBO₅/Ha.día.

Área de la laguna

$$\text{Área} = \frac{C}{C_s} \quad (2.27)$$

Dónde:

Área = Área en hectáreas, Ha.

Área de cada laguna

$$AC/laguna = Area/n \quad (2.28)$$

Donde n es el número de lagunas

Relación largo/ancho de la laguna

$$\frac{L}{W} = 2 \text{ a } 3 \quad (2.29)$$

Profundidad de la laguna (Z): Los valores deben considerarse en el rango (1,5 – 2,5 metros)

Talud (Zp): Los valores deben considerarse de 1,5 a 3,0 metros.

Borde libre (BL): mínimo 0,5 m.

Volumen de lodos

$$V_{Lodos} = \frac{P \times T_a \times N}{1000} \quad (2.30)$$

Donde:

V_{Lodos} = volumen de lodos, m^3

P = Poblacion, hab.

T_a = Tasa de acumulación de lodos, de 100 a 120 litros/hab.año.

N = Periodo de limpieza, de 5 a 10 años.

El volumen del lodo unitario se determina relacionando el número de lagunas.

Altura de lodos

$$Z_{lodos} = \frac{V_{lodos}}{n \times A_f} \quad (2.31)$$

Donde :

A_f = área del fondo de la laguna, m^2

V_{Lodos} = volumen de lodos, m^3

Z_{lodos} = Altura de lodos, m

n = número de lagunas

Área del fondo de la laguna

$$A_f = [W - Z_p * Z] * [L - Z_p * Z] \quad (2.32)$$

Donde:

A_f = Área del fondo de la laguna, m

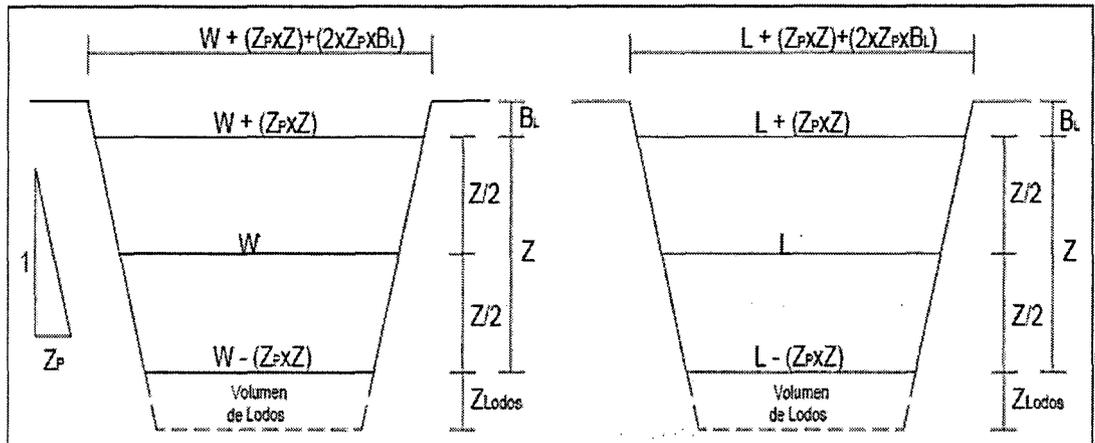


Fig. 2.12: Esquema de una laguna facultativa

Periodo de retención

$$PR_{real} = PR_{teórico} * Fch \quad (2.33)$$

Dónde:

Fch = Factor de corrección hidráulica (0,3-0,8)

Entonces

$$PR_{teórico} = \frac{V_{laguna}}{Q_e} \quad (2.34)$$

V_{laguna} = Volumen de cada laguna

Q_e = Caudal que ingresa a cada laguna

Caudal promedio menos el caudal de evaporación e infiltración que se pierde durante el proceso.

El periodo de retención debe ser mayor a 10 días para garantizar una remoción del 99,99% de parásitos.

Esta metodología permite diseñar las dimensiones y saber el tiempo de retención que va a tener la laguna proyectada, pero para saber si se necesita dimensionar otra laguna para tratar el efluente, la primera se tendrá que calcular mediante un valor estimado de la remoción de la DBO y de los coliformes fecales que se da en la laguna y compararlo con los valores que están estipulados en las normas de la ley general de aguas, acerca de la calidad del agua del efluente de la planta de tratamiento de aguas residuales. Para tener una predicción acerca de la remoción de los coliformes fecales en la Laguna se empleará las siguientes ecuaciones que provienen de la Ley de Chick.

Cálculo de factor de dispersión (d)

Este modelo se desarrolla a partir de un balance de masa en donde las lagunas de estabilización trabajan a mezcla completa y no a flujo a pistón, si éste fuera el caso el valor de **d** sería cero, ellas trabajan bajo flujo disperso y a través de la ecuación de Saenz podemos calcularlo.

$$d = \frac{1,158x[PRx(W+2Z)^{0,489}]xW^{1,511}}{(T+42,5)^{0,734}x(LxZ)^{1,489}} \quad (2.35)$$

Donde:

W, L, Z = Dimensiones de la laguna.

PR = Periodo de retención de la laguna.

T = Temperatura del agua, en °C.

El valor de “d” debe ser menor de 2.

Calculo de la constante “a”

Para el cálculo de esta constante se utiliza la fórmula de Wehner & Wilhelm y simplificada por Thirimurthi.

$$a = \sqrt{(1 + 4xK_b x R x d)} \quad (2.36)$$

La constante de la razón de remoción K_b se calcula a través de la siguiente expresión:

$$K_b = K_{20}x1,05^{(T_i-20)} \quad (2.37)$$

Coefficiente de mortalidad bacteriano (neto) será adoptado entre el intervalo de 0,6 a 1,0 l/d para 20°C.

Donde:

K_b = es el coeficiente de mortalidad neto a la temperatura del agua T_i Promedio del mes más frío, en °C.

K_{20} = es el coeficiente de mortalidad neta a 20°C.

Coliformes en el efluente, N

Una vez calculado las constantes anteriores, se reemplazan en la ecuación de Wehner & Wilhelm y simplificada por Thirimurthi. Todo esto parte de la Ley de Chick.

$$N = \frac{N_0 \times a \times x \times e^{((1-a)/2d)}}{(1+a)^2} \quad (2.38)$$

N_0 = Concentración de coliformes fecales afluente a la laguna facultativa.

Remoción de la DBO

Se sigue la misma metodología que se empleó para los coliformes fecales, el valor de la constante de razón de remoción K_b para 20°C se encuentra de 0,2 – 0,3 día⁻¹.

$$K_b = K_{20} \times 1,05^{(T-20)} \quad (2.39)$$

Además se deben conocer los factores de ajustes para una laguna de estabilización que son:

- Factor de corrección hidráulica (Fch).
- Debido al efecto de la posición relativa de las estructuras de entrada y salida, y al diseño de las mismas, el "factor de corrección hidráulica" (Fch) tiene en la práctica un valor entre 0,3 y 0,8.
- Factor de características de sedimentación (Fcs).
- El valor de este factor varía entre 0,5 y 0,8 en lagunas primarias; y está muy cerca de 1,00 en las lagunas secundarias y de acabado.

- Factor intrínseca de las algas (*Fia*).
- Las algas que mueren en las lagunas ejercen una DBO que debe ser tomada en cuenta agregando el valor *Fia* al lado derecho de la ecuación que se utilizará para calcular la DBO en efluente. El valor de *Fia* varía entre 0 y 1,2 correspondiendo los valores bajos a lagunas primarias y los altos a lagunas de maduración.

2.4.8. Diseño de lagunas de maduración

El propósito de lagunas de maduración es de tener tiempo de retención adicional para la remoción de patógenos y mejorar la calidad del efluente final. En general las lagunas de maduración tienen una profundidad de 0,9 a 15 m. El tiempo de retención depende de la eficiencia de remoción de patógenos usando a los coliformes fecales como indicadores. (18)

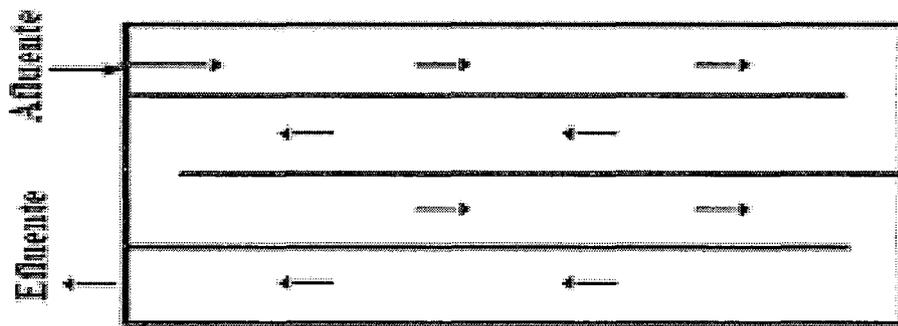


Fig. 2.13: Esquema de una laguna de maduración ⁽¹⁵⁾

Según Stewart Oakey (15) en su publicación demuestra que las lagunas de maduración con el uso de mamparas mejora el rendimiento pudiendo obtenerse una remoción de 1,0 a 2,0 ciclos log 10 de coliformes fecales en lagunas de maduración con tiempo de retención de 3 a 7 días. Asimismo, recomienda una relación más de 20/1 de largo/ancho utilizando mamparas para mejorar el régimen hidráulico y aproximar flujo de tipo pistón.

Cálculo del área de una laguna de maduración

$$A_{mad} = \frac{(Q_{med})(t)}{z} \quad (2.40)$$

Donde:

Q_{med} = Caudal medio, L/s

t = Tiempo de residencia

Z = Profundidad de laguna de maduración

Estimación de coliformes fecales en el efluente de una laguna de maduración con mamparas.

$$N = N_o e^{-k_b t} \quad (2.41)$$

Donde:

N_o = La concentración inicial de coliformes fecales, *NMP/100 mL*

N = La concentración final de coliformes fecales, *NMP/100 mL*

k_b = La constante de mortalidad del primer orden, *días⁻¹*

t = Tiempo de residencia, *días*

La constante de mortalidad del primer orden para coliformes fecales, k_b , es muy dependiente de la temperatura de la reacción (°C) y el tipo de laguna según Salguero L. (15)

Primera laguna de maduración

$$k_b = 0,904(1,04)^{T-20} \quad (2.42)$$

Segunda laguna de maduración

$$k_b = 0,811(1,04)^{T-20} \quad (2.43)$$

III. METODOLOGÍA DE INVESTIGACIÓN

3.1. NATURALEZA DEL ESTUDIO

El alcance de la investigación efectuado según su finalidad es de tipo aplicativo, porque busca la aplicación o utilización de los conocimientos que se adquieren; el diseño de la investigación es no experimental, ya que no se manipularon ninguna de las variables deliberadamente es decir las variables independientes ya han ocurrido y no pueden ser manipuladas lo que impide influir sobre ellas para modificarlas como es el caso de los caudales a tratar, nivel de contaminación de los efluentes líquidos que se determinaron tal como sucede.

El nivel de estudio es de tipo tecnológico, donde se intenta proponer una solución al problema de contaminación por efluentes líquidos, lo que implica explorar, describir y proponer alternativas de cambio y no necesariamente ejecutar la propuesta.

3.2. CLIMA Y LOCALIZACIÓN DEL ÁREA DE ESTUDIO

Localización geográfica

País : Perú
Región : Ayacucho
Provincia : Huamanga
Distrito : Chiara

Coordenadas

Latitud : 74°12'39,54"O

Longitud : 13°17'25,56"S

Altitud : 3599 m.s.n.m

Clima

El lugar de estudio presenta un clima templado semi-seco con precipitaciones promedios anuales con 791,9 mm de acuerdo a los registros hidrometeorológicos en el periodo 2013 por Gerencia de Infraestructura del Gobierno Regional – Ayacucho (27) que cuyos parámetros climatológicos se describen a continuación:

Temperatura máxima: 22°C

Temperatura mínima: 1°C

Precipitación anual : 791,9 mm

Velocidad de viento máximo: 8,0 m/s

Velocidad de viento mínimo: 0,0 m/s

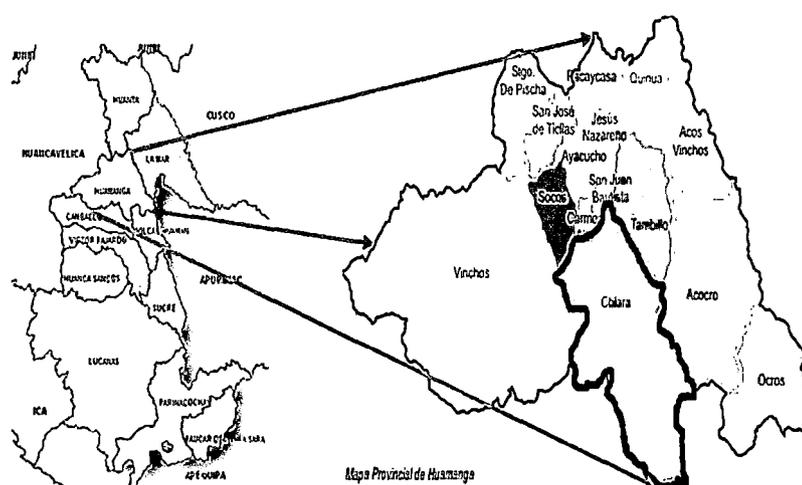


Fig. 3.1: Ubicación geográfica

3.3. MATERIALES Y EQUIPOS

En la siguiente se detallan los materiales y equipos utilizados en el desarrollo de la presente investigación:

3.3.1. Materiales para toma de muestra

- 01 envase de vidrio de 1 L debidamente esterilizados para el análisis microbiológico

- 03 envases de 1 L para análisis físico-químico
- Termo COOLER, con hielo para preservar y transportar las muestras
- Protección personal de seguridad (mascarillas, guantes quirúrgicos descartables, alcohol para desinfección)
- Libreta de apuntes

3.3.2. Materiales para la medición de caudales

- Cronómetro
- Balde con medida de capacidad de 12 L
- Libreta de apuntes

3.3.3. Equipos de campo

- GPS
- Termómetro

3.4. METODOLOGÍA

3.4.1. Metodología para la medición de caudales

Para medir el caudal de las aguas residuales en la descarga del sistema alcantarillado, se empleó el método volumétrico, que consiste en medir mediante un cronómetro el tiempo que se tarda en llenar un recipiente de volumen conocido.

Las mediciones de los caudales de las aguas residuales se realizaron en un total de seis campañas en diferentes fechas, de los cuales dos campañas corresponden a épocas de lluvia y cuatro en épocas de estiaje, este último para determinar el caudal promedio netamente domestico sin presencia de aportes por la lluvia ni caudales de infiltración. Cabe señalar las mediciones se realizaron a partir de las 6.00 AM hasta las 6.00 PM cada una hora durante el día.

En la siguiente tabla, se muestra las fechas escogidas para la medición de los caudales de las aguas residuales.

Tabla 3.1: Fechas de medición de caudales de las aguas residuales

Fecha de Medición	Nº de campaña	Época
26 de Abril de 2014	1	Sequia
12 de Mayo de 2014	2	
04 de Junio de 2014	3	
22 de Junio de 2014	4	
11 de Febrero de 2014	5	Lluvia
13 de Marzo de 2014	6	

3.4.2. Metodología para el muestreo de aguas residuales

Para la caracterización de las aguas residuales se requiere de técnicas apropiadas de muestreo que asegure la representatividad de las mismas, ya que los datos que se deriven de los análisis de las muestras serán la base para el diseño de la planta de tratamiento de aguas residuales. Consiguientemente, se efectuó los siguientes procedimientos a seguir:

La ubicación del punto de muestreo se fijó convenientemente en el punto de descarga del colector municipal, puesto que en este representa la composición del contaminante a tratar.

Para el análisis físico químico se seleccionó el tipo de muestra compuesta, que se recogió la primera muestra individual a las 06.00 AM que al mismo tiempo fue mezclado en un recipiente de 4L proporcional al caudal instantáneo de acuerdo a la ecuación N° 2.1 del capítulo II, repitiéndose las mismas instrucciones de la primera cada dos horas durante el día.

Del mismo modo para toma de muestras de los coliformes fecales, se optó el tipo de muestra compuesta que se recogió 4 muestras individuales cada dos horas partir del mediodía mezclándose en un recipiente de vidrio de 1 L, recolectándose una muestra compuesta por día.

Los muestreos se realizaron en un total de cuatro campañas de muestreo en las mismas fechas y días de las mediciones de los caudales para épocas de sequía que a continuación se muestra en el cuadro 3.2 las fechas recolectadas para la toma de muestras.

Las muestras para los análisis de laboratorio se recogieron en un total de 5 L en un recipiente de material polietileno, para el análisis físico químico y un material de vidrio oscuro destinado para coliformes fecales, debidamente rotulados, indicando fecha, hora, lugar de muestreo y origen.

Tabla 3.2: Fechas de muestreo de las aguas residuales

Fecha de Muestreo	Nº de muestra	Época
26 de Abril de 2014	1	Sequia
12 de Mayo de 2014	2	
04 de Junio de 2014	3	
22 de Junio de 2014	4	

Luego de haber terminado la recolección de las muestras inmediatamente se procedió al traslado respectivo a una temperatura de 4°C a un laboratorio para su análisis inmediato.

2.4.3. Metodología para la caracterización físico química y microbiológica de las aguas residuales

En esta etapa se realizaron los análisis físicos-químicos y microbiológicos de las muestras de las aguas residuales en los laboratorios de EPSASA y la Facultad de Ingeniería Química y Metalurgia de la UNSCH.

Tabla 3.3: Métodos de análisis de las aguas residuales

PARÁMETRO	MÉTODO	EQUIPO UTILIZADO	LABORATORIO
DBO	Método respirométrico	Oxitop	EPSASA
DQO	Micro de HACH	Espectrofotómetro	UNSCH
SST	Gravimétrico	Sin equipo	EPSASA
SDT	Gravimétrico	Sin equipo	EPSASA
ST	Gravimétrico	Sin equipo	EPSASA
S Sedimentables	Gravimétrico	Sin equipo	EPSASA
PH	Electrométrico	pHmetro	EPSASA
Sales	Electrométrico	Conductímetro	EPSASA
Conductividad	Electrométrico	Conductímetro	EPSASA
Fosfato	Espectrofotométricos	Espectrofotómetro	EPSASA
Nitrato	Espectrofotométricos	Espectrofotómetro	EPSASA
Coliformes fecales	Tubos Múltiples	Incubadora	EPSASA

2.4.4. Metodología para la selección de la tecnología

De acuerdo a los criterios se han identificado los factores a tener en consideración en la toma de decisión del tipo del tratamiento a implementar en las condiciones propias de la localidad de estudio, las cuales se mencionan a continuación:

Factor técnico: disponibilidad del área de terreno suficiente, que es de una hectárea aproximadamente, la eficiencia de la tecnología debe ser de moderada a alta, el nivel de tratamiento debe ser primario y secundario y la facilidad de operación y mantenimiento debe ser lo más sencillo posible.

Factor económico: el costo de operación y mantenimiento deben ser bajos, lo que significa que no debe requerir de insumos, equipos, energía, ni mano de obra calificada. El costo de inversión debe ser moderada.

Factor ambiental: Se evitará seleccionar un proceso de tratamiento, en el que el consumo de energía en la etapa de operación sea considerable y la presencia de la contaminación del subsuelo.

Las tecnologías naturales son las apropiadas al medio por sus características de la zona rural con poblaciones pequeñas. Estas tecnologías comprenden comúnmente los lagunajes, humedales artificiales y el tratamiento sobre el terreno.

Antes de proceder las evaluaciones entre las posibles alternativas de tratamiento se descartaron las tecnologías con aplicación sobre el terreno, debido a que estas no cumplen con las especificaciones ambientales, ya que emplean el terreno como elemento de su tratamiento, por lo que prevalecería la contaminación del subsuelo y las aguas superficiales generando impacto negativo.

Mediante la matriz de selección se definió la mejor alternativa de tratamiento, considerando 07 variables de selección tales: Remoción de DBO, remoción de coliformes fecales, remoción de sólidos, remoción de nitrógeno, simplicidad de operación y mantenimiento, costo de operación y la calidad de efluente para el reúso en la agricultura. Cabe indicar que se ha descartado como variable el requerimiento del área, debido a que se cuenta con área suficientemente para su implementación.

Cada variable de la matriz de selección se ha valorizado cuantitativamente dependiendo de su condición si es favorable con el número 10, medianamente favorable con el número 5 y por ultimo casi nada con el número 1. Para la comparación cuantitativa entre las alternativas se fundamentó en los conceptos de la literaturas estudiadas de cada caso y apoyándose con los valores cualitativos de la tabla 2.4 del capítulo II. Las condiciones favorables se refiere: a situaciones como apta, económica, simple, alto rendimiento, adecuado, etc.

IV. RESULTADOS

4.1. RESULTADOS DE LA MEDICIÓN DE CAUDALES

A continuación se presentan el resumen de las mediciones experimentales y los resultados del comportamiento de los caudales de descarga de las aguas residuales provenientes de la población urbana de Chiara en la tabla 4.1 y figura 4.1 respectivamente, determinados en épocas de estiaje y lluvia.

Tabla 4.1: Mediciones experimentales de los caudales de las aguas residuales

Época Estiaje					Periodo lluvia	
Fecha Muestra	26/04/2014	12/05/2014	04/06/2014	22/06/2014	11/02/2014	13/03/2014
Horario/Muestra	Muestra 1	Muestra2	Muestra3	Muetra4	Muestra5	Muestra6
06h00	0,02	0,02	0,03	0,05	0,80	0,70
07h00	0,63	0,70	0,44	0,70	0,70	0,80
08h00	0,43	0,59	0,83	0,48	0,60	0,25
09h00	0,67	0,65	0,33	0,49	0,50	0,60
10h00	0,71	0,24	0,60	0,65	0,65	0,25
11h00	0,10	0,72	0,43	0,50	0,50	0,29
12h00	0,58	0,86	0,82	0,67	0,67	0,80
13h00	0,80	0,76	0,92	0,74	0,74	0,76
14h00	0,50	0,43	0,73	0,48	0,48	0,43
15h00	0,25	0,58	0,84	0,74	0,74	0,58
16h00	0,20	0,24	0,50	0,56	0,64	2,40
17h00	0,14	0,21	0,64	0,33	1,00	0,90
18h00	0,10	0,10	0,10	0,15	0,50	0,60
Promedio	0,48 L/s				0,69 L/s	
Caudal medio	0,58 L/s					

En la figura 4.1 y tabla 4.1 se muestran los caudales picos registrados que es de 2,4 L/s, caudal mínimo de 0,02 L/s y caudal medio de 0,58 L/s.

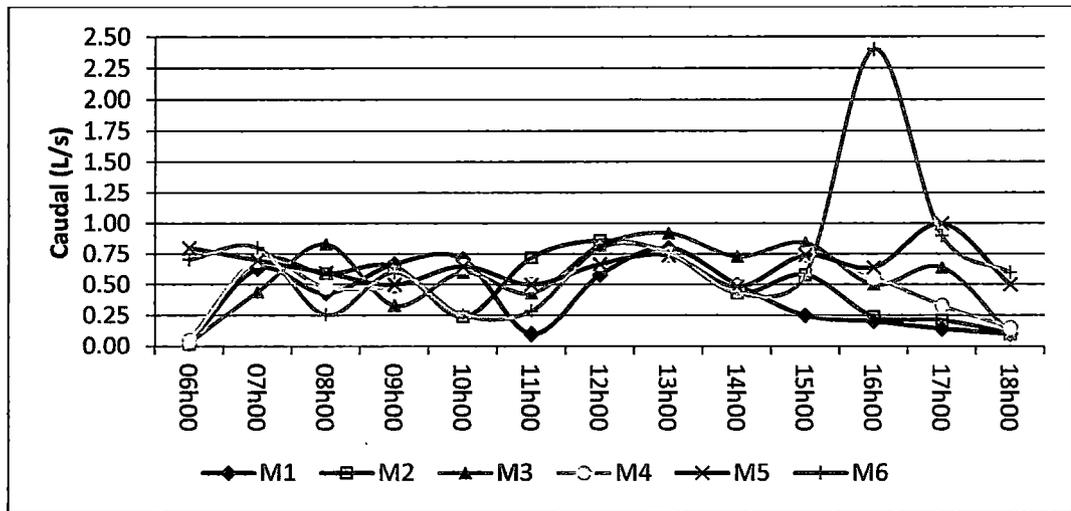


Fig. 4.1: Comportamiento del caudal de descarga del agua residual en épocas de estiaje y lluvia.

En la siguiente figura 4.2 muestra el comportamiento oscilatorio de los caudales de descarga del agua residual como resultado de la medición solamente para épocas de estiaje, en el que se observa el caudal medio domestico de 0,48 L/s.

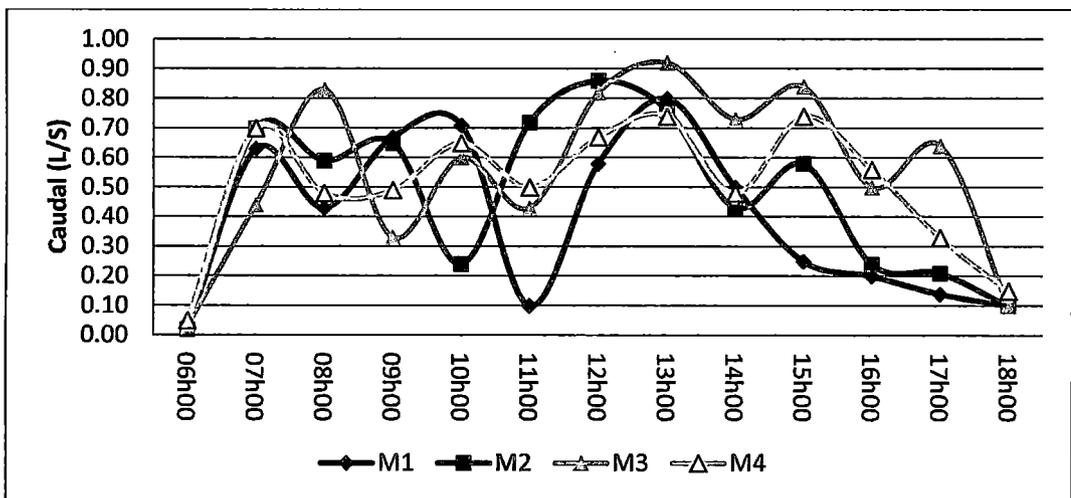


Fig. 4.2: Comportamiento del caudal del agua residual en épocas de estiaje.

4.2. RESULTADOS DE LA CARACTERIZACIÓN FÍSICO QUÍMICO Y MICROBIOLÓGICO

A continuación se presenta en forma tabulada los resultados de los parámetros físicos, químicos y bacteriológicos de las aguas residuales de las 4 campañas de muestreo que corresponden a épocas de estiaje. Como se sabe que para diseñar una planta tratamiento de aguas residuales se tiene que tener en cuenta las condiciones más desfavorables es por ello que solamente se consideró las campañas de muestreo en épocas de estiajes, debido a que en esta temporada las concentraciones de los contaminantes son mayores.

Tabla 4.2: Caracterización física, química y bacteriológica de las aguas residuales en el punto descarga correspondiente a épocas de estiaje.

Parámetro	Unidad	Épocas de estiaje				Promedio
		1	2	3	4	
Nº de Muestra	1	2	3	4
Fecha de Muestreo	26/04/14	12/05/14	04/06/14	22/06/214
Día de Muestreo	Sábado	lunes	Viernes	Miércoles
DBO ₅ **	mg/L	147	180	191	186	176
DQO ***	mg/L	319,0	360	361	338,5	344,6
Coliformes termotolerantes	NMP/100mL	2,6X10 ⁶	1,4X10 ⁷	1,6X10 ⁸	1,4X10 ⁷	4,77X10 ⁷
SST ****	mg/L	100	236	258	300	246
SDT *****	mg/L	240	366	388	390	346
Solidos sedimentables	mL/L/1h	1,3	1,5	1,7	1,6	1,53
PH	mg/L	7,6	7,4	7,58	7,58	7,52
Sales	mg/L	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
Conductividad	mg/L	222	222	222	222	222
Fosfato	mg/L	-	1,853	1,124	1,241	1,406
Nitrógeno forma de nitratos	mg/L	-	0,103	0,012	0,08	0,065

** Demanda Bioquímica de Oxígeno

*** Demanda Química de oxígeno

**** Sólidos Suspendedos Totales

***** Sólidos Disueltos Totales

4.3. RESULTADOS DE SELECCIÓN DE LA TECNOLOGÍA

Se presenta en la tabla 4.3 los resultados obtenidos de la selección de la tecnología, de las cuales las lagunas facultativas alcanzan un mayor puntaje ponderado obteniéndose un valor máximo de 46. Los criterios de la calificación explican con mayor detalle en la metodología de la selección de la tecnología.

$$\text{Lagunas facultativas} = 5+5+1+5+10+10+10 = 46$$

Tabla 4.3: Resultado de la selección de tecnología a través de matriz ponderado

VARIABLES/tecnología	Lagunas Facultativas	Humedales de flujo libre	Humedales flujo subsuperficial
Remoción DBO	5	5	5
Remoción de coliformes fecales	5	5	5
Remoción sólidos	1	1	1
Remoción nitrógeno	5	5	5
Simplicidad de operación y mantenimiento	10	10	5
Costo de operación y mantenimiento	10	10	5
Calidad de efluente en rehúso para la agricultura	10	5	5
Puntaje máximo	46	41	31

4.4. RESULTADOS DE DISEÑO DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE LAS AGUAS RESIDUALES

En las siguientes tablas se presentan los parámetros de diseño de cada una de las unidades de proceso de la planta de tratamiento de aguas residuales.

4.4.1. Resultado de población de diseño

Datos de partida:

$$P_0 = 343 \text{ habitantes (ver anexo n° 03 tabla A.4)}$$

$$r = 2,49 \text{ (ver anexo n° 03 tabla A.3)}$$

$$n = 20 \text{ (el periodo de diseño es de 20 años)}$$

$$P_f = P_0(1 + r)^n = 343(1 + 0,0249)^{20} = 561 \text{ hab}$$

4.4.2. Resultado del caudal de diseño

Para calcular los caudales de diseño de este propósito, se consideró los datos obtenidos de la medición directa, ya que es más veras que los caudales estimados empíricamente a partir de las dotaciones de agua para consumo humano.

Cálculo aporte per cápita

Datos de partida:

$Q_{\text{Experimental}} = 0,48 \text{ L/s}$ (Caudal medio experimental, obtenido de la medición en periodo de 12 horas ver tabla de resultados 4.1)

$P_o = 343 \text{ Hab.}$

$c = 0,8$ (valor recomendado por Reglamento Nacional de Edificaciones)

Según Instituto tecnológico de canarias (5) Para el diseño se utiliza el término de caudal medio diurno suponiendo que esta se produce 16 horas, ya que en las noches no se realiza actividades domésticas en poblaciones pequeñas. Para este propósito del proyecto también se consideró 16 horas de producción de acuerdo a la bibliografía y la observación.

$$Q_{\text{diario}} = (0,48 \text{ L/s}) * \left(\frac{60 \text{ s}}{1 \text{ min}}\right) * \left(\frac{60 \text{ min}}{1 \text{ h}}\right) * \left(\frac{24 \text{ h}}{1 \text{ día}}\right) = 41 \text{ 472 L/día}$$

Por tanto al caudal medio diario se multiplicó por un factor de corrección de (16h/24h), debido a que en la noche no hay producción de agua residual doméstico.

$$Q_{\text{dom}} = Q_{\text{diurno}} = 41 \text{ 472 } \frac{\text{L}}{\text{día}} \left(\frac{16\text{h}}{24\text{h}}\right) = 27648 \text{ L/día}$$

Para calcular aporte per cápita se determinó empleando la ecuación 2.5

$$A_{PC} = \frac{Q_{\text{dom}}}{P_o} = \frac{27648 \text{ L/día}}{343 \text{ hab}} = 80,61 \text{ L/hab. día}$$

Luego igualando las ecuaciones 2.3 y 2.4 y despejando la dotación se obtiene un valor de $100,76 \text{ L/hab. día}$, lo que se haciendo la comparación con las tablas 2.6 y 2.7 del capítulo II se concluye que este se encuentra en un rango aceptable, por lo que su uso como parámetro y dato partida para el diseño es válido.

$$D = \frac{A_{PC}}{c} = \frac{80,64 \text{ L/hab.día}}{0,8} = 100,76 \text{ L/hab. día}$$

Cálculo del caudal doméstico de diseño

Para este cálculo del caudal doméstico de diseño se empleó la ecuación 2.4

$$Q_{domD} = \frac{P_f * A_{PC}}{86\,400} = \frac{561 * 80,61}{86\,400} = 0,52 \text{ L/s}$$

Cálculo del Caudal de infiltración

Para calcular el caudal de infiltración se calcula empleando la ecuación empírica 2.6 de Tchobanoglous y utilizando los criterios descritos en el numeral 2.1.5 del capítulo II.

$$Q_{Inf} = \frac{\varphi * D_{tub} * L_{tub} * 1000}{86\,400} = \frac{0,17 * 152 * 0,3 * 1000}{86\,400} = 0,09 \text{ L/s}$$

Como dice Tchobanoglous (9) el valor del parámetro empírica de infiltración del agua subterránea (φ) puede variar generalmente en pequeñas poblaciones entre (0,0093 y 0,93 $m^3/d.mm - Km$).

Cálculo de caudal medio de diseño

El caudal medio de diseño se calculó empleando la ecuación 2.7

$$Q_{MD} = Q_{domD} + Q_{Inf} = 0,52 \frac{L}{s} + 0,09 \frac{L}{s} = 0,61 \text{ L/s}$$

El factor de punta

El factor de punta se calculó utilizando la ecuación 2.8 y los datos experimentales de la tabla 4.1

$$F_P = \frac{\text{Caudal máximo horario}}{\text{Caudal promedio}} = \frac{2,4 \text{ L/s}}{0,32 \text{ L/s}} = 7,5$$

Se hizo una corrección al caudal promedio obtenido del dato experimental por un factor (16h/24h), debido a que en las noches no existe actividades domésticas, por lo que el valor real del promedio es menor al dato obtenido experimentalmente.

$$\text{Caudal promedio} = (0,48 \text{ L/s}) * (16h/24h) = 0,32 \text{ L/s}$$

Cálculo del caudal máximo de diseño

Para el cálculo de caudal máximo de diseño se utilizó la ecuación 2.9 del capítulo II.

$$Q_{max} = F_p * Q_{MD} = 7.5 * 0,61 \frac{L}{s} = 4,575 L/s = 0,004575 m^3/s$$

Tabla 4.4: Resultado de cálculo de caudal de diseño

Descripción	Unidad	Valor
Aporte per cápita, A_{PC}	L/hab.día	80,61
Caudal de doméstico de diseño, Q_{domD}	L/s	0,52
Caudal de infiltración, Q_{inf}	L/s	0,09
Caudal medio de diseño, Q_{MD}	L/s	0,61
Factor punta, F_p	L/s	7,5
Caudal máximo de diseño, Q_{max}	L/s	4,575

4.4.3. Resultado del diseño del canal de entrada

Dato:

$$Q_{max} = 0,004575 m^3/s$$

Criterio:

Base = 15 cm (valor asumido)

$v = 0,6 m/s$ (Este valor se toma convenientemente)

Usando los datos descritos anteriormente se calculó el área transversal del canal, reemplazando los valores de caudal máximo y velocidad de aproximación en la ecuación 2.10.

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{0,004575 m^3/s}{0,6 m/s} = 0,007625 m^2$$

Se asumió un ancho de canal de $b = 0,15m$. Luego despejando la ecuación 2.12 se calcula la profundidad de flujo.

$$h_{canal} = \frac{A}{b} = \frac{0,007625 m^2}{0,15 m} = 0,0508 m = 5,1 cm$$

Se considerará la altura del canal adicional de 6,9 cm para que no trabaje canal lleno

$$h_{canal} = 12 cm$$

Tabla 4.5: Resultado del cálculo de diseño del canal de entrada

Descripción	Unidad	Dimensión
Ancho de canal de entrada, b	cm	15
Largo de canal de entrada, L_{canal}	cm	50
Altura de canal de entrada, h_{canal}	cm	12

4.4.4. Resultado del diseño de rejas

Criterios:

- Inclinación de las rejas = 45° con respecto a la vertical.
- Espesor de barras propuestas, $e = 0,005 \text{ m}$
- Separación libre entre cada barra, $s_1 = 1'' = 2,54\text{cm} = 0,0254 \text{ m}$
- Ancho de canal de entrada, $b = 0,15 \text{ m}$
- Velocidad de aproximación, $v = 0,60 \text{ m/s}$

El área transversal del canal donde se ubica la reja se calculó aplicando la ecuación 2.12 de continuidad.

$$A_t = \frac{Q_{max}}{v} = \frac{0,004575 \text{ m}^3/\text{s}}{0,6 \text{ m/s}} = 0,007625 \text{ m}^2$$

El tirante en el canal de rejas se calculó utilizando la ecuación 2.13 y asumiendo convenientemente la base de canal de rejas ($b = 0,15 \text{ m}$) el mismo valor del canal de entrada.

$$h_a = \frac{A_t}{b} = \frac{0,007625 \text{ m}^2}{0,15 \text{ m}} = 0,05083 \text{ m} = 5,1 \text{ cm}$$

Al valor de tirante se adicionó un borde libre

$$h = h_a + h_o = 5,1 \text{ cm} + 6,9 \text{ cm} = 12 \text{ cm}$$

Para determinar el número de barras en la reja del canal (N_b) se empleó la ecuación 2.14.

$$N_b = \frac{b-s_1}{e+s_1} = \left(\frac{0,15-0,0254}{0,005+0,0254} \right) = 4$$

Empleando la ecuación 2.15 se calculó la longitud de las barras.

$$L_b = \frac{h}{\text{sen}(\alpha)} = \frac{12 \text{ cm}}{\text{sen}(45)} = 16,97 \text{ cm}$$

Para determinar la pendiente del canal se empleó la ecuación 2.16 de Manning y la ecuación 2.17.

$$R_h = \frac{bh_a}{(b+2h_a)} = \frac{0,15*0,05083}{(0,15+2*0,05083)} = 0,0303 \text{ m}$$

$$S = \left(\frac{v*n}{R_h^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0,6*0,015}{0,0303^{2/3}} \right)^2 = 0,00858$$

Pérdida de carga por las rejillas: Para determinar el área de espacios libres en la reja se utilizando la ecuación 2.20.

$$A_L = h_a[b - (N_b * e)] = 0,05083[0,15 - 4 * 0,005] = 0,00658 \text{ m}^2$$

Luego se calculó la velocidad de circulación entre las barras empleando la ecuación 2.19

$$v_R = \frac{Q_{max}}{A_L} = \frac{0,004575 \text{ m}^3/\text{s}}{0,00658 \text{ m}^2} = 0,69 \text{ m/s}$$

Por último se calculó la pérdida de carga a través de las rejillas reemplazando los valores en la ecuación 2.18.

$$h_f = \frac{1}{0,7} \frac{(v_R^2 - v^2)}{2g} = \frac{1}{0,7} \frac{(0,69^2 - 0,6^2)}{2(9,81)} = 0,00896 \text{ m} = 0,896 \text{ cm}$$

Tabla 4.6: Resultados del cálculo de diseño de rejillas

Descripción	Unidad	Valor
Ancho de canal de rejillas, b	cm	15
Largo de canal de rejillas	m	0,5
altura de canal de rejillas, h	cm	12
Numero de barras, N_b		4
Longitud de barras, L_b	cm	17
Espesor de barras, e	mm	5
Espaciamiento entre barras, s_1	mm	25,4
Angulo de inclinación de las rejillas, α	°	45°
velocidad aproximación, v	m/s	0,6
perdida carga hidráulica, h_f	cm	0,90
Pendiente, S	%	0,00858

4.4.5. Resultado de diseño del desarenador rectangular flujo horizontal

Criterios:

Los criterios considerados para este propósito son de acuerdo a la recomendación por las literaturas revisadas las mismas que indican en el numeral 2.1.6 del capítulo II.

- Ancho (asumido) = $18 \text{ cm} \approx 0,18 \text{ m}$
- Velocidad horizontal = $0,3 \text{ m/s}$
- Tamaño partícula a remover = $> a \text{ } 0,21 \text{ mm}$ de diámetro

El tirante del agua en el desarenador se determinó empleando la ecuación 2.21 que se encuentra en el numeral 2.4.6 de capítulo II.

$$H_D = \frac{Q_{max}}{v_h \times c} = \frac{0,004575 \text{ m}^3/\text{s}}{(0,3 \text{ m/s})(0,18 \text{ m})} = 0,0847 \text{ m} = 8,47 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm}$$

Se adiciona 6.53 cm de borde libre siendo un altura total de 15 cm.

Longitud del desarenador se calculó reemplazando los valores en la ecuación 2.22.

$$L = \left(\frac{v_h}{v_s} \right) \times H_D = \left(\frac{0,3 \text{ m/s}}{0,01917 \text{ m/s}} \right) \times 0,0847 \text{ m} = 1,33 \text{ m}$$

Según Romero Rojas (8) el valor de la velocidad de asentamiento para partículas de $0,21 \text{ mm}$ de diámetro es $1,15 \text{ m/min} = 0,01917 \text{ m/s}$, las mismas con mayor de talle se indican en el numeral 2.4.6 del capítulo II.

Luego tomando en cuenta según la teoría el incremento del 50 % de largo como factor de seguridad.

$$L = 1,33 + 0,5 * 1,33 = 2,0 \text{ m}$$

El periodo de retención se determinó de la siguiente manera:

$$PR = \frac{L \cdot C \cdot H_D}{Q_{max}} = \frac{(2,0 \text{ m})(0,18 \text{ m})(0,15 \text{ m})}{0,00427 \text{ m}^3/\text{s}} = 13 \text{ s}$$

Con la ecuación 2.24 calculamos el radio hidráulico.

$$R_h = \frac{c \cdot H_D}{(c + H_D)} = \frac{(0,18 \text{ m})(0,0847 \text{ m})}{(0,18 \text{ m} + 2 \times 0,0847 \text{ m})} = 0,04364 \text{ m}$$

Luego calculamos la pendiente del desarenador reemplazando los valores en la ecuación 2.23.

$$S = \left(\frac{v_h * n}{R_h^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{0,3 * 0,015}{0,04364^{2/3}} \right)^2 = 0,001319$$

Tabla 4.7: Resultado del cálculo de diseño del desarenador

Descripción	Unidad	Valor
Ancho del desarenador, c	cm	18
Largo del desarenador, L	m	2
altura del desarenador, H_D	cm	15
Numero desarenador	und	2
velocidad de flujo, v_h	m/s	0,3
Pendiente, S	%	0,001319
Tiempo de residencia, PR	s	13

4.4.6. Diseño de lagunas facultativas

Datos:

$DBO = 176 \text{ mg/L}$ (Promedio)

$Q_{MD} = 0,61 \text{ L/s}$ (Caudal medio de diseño)

$T_i = 15 \text{ }^\circ\text{C}$ (temperatura Promedio del agua del mes más frio ver anexo 04)

Se calcula la carga orgánica total (C, en kg DBO/día) reemplazando los valores en la ecuación 2.25.

$$C = S_i \times Q_{domD} \times 0,0864 = 176 \times 0,61 \times 0,0864 = 9,2759 \text{ kgDBO5/día}$$

La carga superficial máxima se calcula reemplazando el valor de la temperatura promedio del mes más frio de año en la ecuación 2.26.

$$C_s = 250 \times 1,05^{(T_i - 20)} = 250 \times 1,05^{(15 - 20)} = 195,88 \text{ kg DBO5/Ha. día.}$$

El área de la laguna se determinó relacionando los valores de la carga orgánica total y carga superficial de la siguiente manera.

$$\text{Área} = \frac{COT}{CS} = \frac{9,2759 \text{ kgDBO5/día}}{195,88 \text{ kg DBO5/Ha. día}} = 0,047355 \text{ Ha} = 473,55 \text{ m}^2$$

Para calcular el área individual de la laguna se empleó la ecuación 2.28.

$$AC/laguna = \frac{481,31 m^2}{2} = 236,77 m^2$$

Se considera por conveniencia el valor 2 la relación entre largo y ancho de cada laguna por lo tanto se tiene:

$$\frac{L}{W} = 2,0$$

Relacionando con el área determinamos los valores de ancho y largo de la laguna facultativa.

$$W = \sqrt{\frac{AC/laguna}{2,0}} = \sqrt{\frac{236,77 m^2}{2,0}} = 10,9 m$$

$$L = 2W = 2 \times 10,9 m = 21,76 m$$

Profundidad se asume un valor típico más utilizado ($Z = 2 m$)

El valor de talud se asume 1,5 m. ($Z_p = 1,5 m$)

El valor de borde libre se asume: ($BL = 0,5 m$)

Las lagunas tendrán las siguientes dimensiones:

Ancho:

$$W + (Z_p * Z) + (2Z_p * B_L) = 10,9 + (1,5 * 2) + (2 * 1,5 * 0,5) = 15,4 m$$

$$W + (Z_p * Z) = 10,9 + (1,5 * 2) = 13,9 m$$

$$W = 10,9 m$$

$$W - (Z_p * Z) = 10,9 - (1,5 * 2) = 7,9 m$$

Largo:

$$L + (Z_p * Z) + (2Z_p * B_L) = 21,76 + (1,5 * 2) + (2 * 1,5 * 0,5) = 26,30 m$$

$$(Z_p * Z) = 21,76 + (1,5 * 2) = 24,80 m$$

$$L = 21,76 m$$

$$L - (Z_p * Z) = 21,76 - (1,5 * 2) = 18,8 m$$

Luego se calculó el volumen de lodo de la siguiente manera usando la ecuación 2.30.

$$T_a = 100 \text{ litros/hab.año.}$$

$N = 10$ años.

$$V_{Lodos} = \frac{P \times T_a \times N}{1000} = \frac{(300 \text{ hab}) \times (100 \text{ L/hab.año}) \times (5 \text{ años}) \times (1 \text{ m}^3)}{1000 \text{ L}} = 150 \text{ m}^3$$

Luego se procedió el cálculo del área del fondo de la laguna reemplazando los valores de las dimensiones en la ecuación 2.32.

$$A_f = [W - Z_p * Z] * [L - Z_p * Z] = 7,9 \text{ m} \times 18,8 \text{ m} = 148,52 \text{ m}^2$$

El altura de lodos se determinó reemplazando los valores en la ecuación 2.31.

$$Z_{lodos} = \frac{V_{lodos}}{2 \times A_f} = \frac{150 \text{ m}^3}{2 \times 148,52 \text{ m}^2} = 0,50 \text{ m}$$

Periodo de residencia teórico se determinó utilizando la ecuación 2.34.

$$PR_{teórico} = \frac{A_{laguna} * Z}{Q_e} = \frac{(473,55 \text{ m}^2 * 2 \text{ m})}{52,704 \text{ m}^3/\text{dia}} = 17,97 \text{ dias} \approx 18 \text{ dias}$$

Cálculo de coliformes en el efluente

El factor de dispersión (d) se calculó empleado la ecuación 2.35.

$$d = \frac{1,158 \times [PR \times (W + 2Z)^{0,489}] \times W^{1,511}}{(T + 42,5)^{0,734} \times (L \times Z)^{1,489}} = \frac{1,158 \times [17,97 \times (10,9 + 2 \times 2)^{0,489}] \times 10,9^{1,511}}{(18 + 42,5)^{0,734} \times (21,76 \times 10,9)^{1,489}} = 0,5121$$

La constante de la razón de remoción K_b se calculó reemplazando valores en la ecuación 2.37.

$$K_b = K_{20} \times 1,05^{(T_i - 20)} = 1,01 \text{ día}^{-1} \times 1,05^{(15 - 20)} = 0,7914 \text{ día}^{-1}$$

Donde el coeficiente de mortalidad bacteriano (neto) se consideró $1,01 \text{ día}^{-1}$ para 20°C y el valor de la temperatura promedio del mas frio es 15°C medido experimentalmente que muestran los valores en el anexo.

Para el cálculo de la constante (a) se utiliza la fórmula de Wehner & Wilhelm y simplificada por Thirimurthi descrito en la ecuación 2.36.

$$a = \sqrt{(1 + 4 \times K_b \times TR \times d)} = \sqrt{(1 + 4(0,7914 \text{ día}^{-1})(17,97 \text{ día})(0,5121))}$$

$$= 5,49$$

Luego para determinar los coliformes en el efluente de laguna facultativa reemplazando los valores en la ecuación 2.38 de Wehner & Wilhelm y simplificada por Thirimurthi.

$$N = \frac{N_0 \times 4 \times a \times e^{((1-a)/2d)}}{(1+a)^2}$$

$$N = \frac{N_0 \times 4 \times 5,49 \times e^{((1-5,49)/2 \times 0,5131)}}{(1+5,49)^2} = (4,77 \times 10^7)(6,5 \times 10^{-3}) = 3,10 \times 10^5 \text{ NMP/}$$

100 mL

Cálculo de DBO5 en el efluente

El valor de factor de dispersión es la misma calculado para coliformes es el mismo ($d = 0,5131$)

La constante de la razón de remoción K_b se calculó reemplazando valores en la ecuación 2.37. Donde el constante de razón de remoción K_b para 20°C se consideró para este caso 0,25 día⁻¹ para 20°C y el valor de la temperatura promedio del mes frío es 15°C.

$$K_b = K_{20} \times 1,05^{(T_i - 20)} = 0,25 \text{ día}^{-1} \times 1,05^{(15 - 20)} = 0,1959 \text{ día}^{-1}$$

La constante "a" se calculó con la misma ecuación 2.36 que se empleó para coliformes fecales.

$$a = \sqrt{(1 + 4 \times K_b \times T \times R \times d)} = \sqrt{(1 + 4(0,1959 \text{ día}^{-1})(17,97 \text{ día})(0,5131))}$$

$$= 2,868$$

Por último se calcula se calcula el DBO₅ en el efluente con la ecuación Wehner & Wilhelm que se empleó para estimar coliformes fecales.

$$DBO5_{efluente} = \frac{N_0 \times 4 \times a \times e^{((1-a)/2d)}}{(1+a)^2}$$

$$DBO5_{efluente} = \frac{DBO5_0 \times 4 \times 2,868 \times e^{((1-2,868)/2 \times 0,5131)}}{(1 + 2,868)^2} = 21,86$$

Porcentaje de remoción de DBO₅ en lagunas facultativas se determina de la siguiente manera.

$$\%R = \frac{(DBO5_{Afluyente} - DBO5_{efluente})}{DBO5_{Afluyente}} = \frac{(76 - 21,86)}{76} \times 100 = 71,24\%$$

Tabla 4.8: Resultado del cálculo de diseño de la laguna facultativa

Descripción	Unidad	Dimensión
Área total de la laguna facultativa	m ²	473,55
Área de cada laguna, AC/laguna	m ²	236,77
Ancho de la laguna, w	m	10,9
Largo de la laguna, L	m	21,76
Profundidad de laguna facultativa, Z	m	2
Nº de lagunas en paralelo	und	2
L/W de la laguna facultativa	m/m	2
Periodo retención, PR	días	18
Coliformes en el efluente	NMP/100 mL	3,10x10 ⁵
DBO ₅ en el efluente	mg/L	21,86

4.4.7. Diseño de la laguna de pulimento

Datos:

$$Q_{med} = 0,61 \text{ L/s} = 52,704 \text{ m}^3/\text{dias}$$

$$t = 7 \text{ dias}$$

$$Z = 1,5 \text{ m}$$

$$T = 18 \text{ }^\circ\text{C}$$

El área de laguna de pulimento se obtiene con la ecuación 2.40

$$A_{mad} = \frac{(Q_{med})(t)}{z} = \frac{(52,704 \text{ m}^3/\text{dias})(7 \text{ dias})}{1,5 \text{ m}} = 245,95 \text{ m}^2$$

Para estimar la remoción de coliformes fecales en el efluente de una laguna de maduración con mamparas, está dada por la ecuación 2.41 y 2.42, considerándose un modelo de simulación de tipo flujo hidráulico al usar mamparas transversales dentro del reactor biológico.

$$k_b = 0,904(1,04)^{T-20} = 0,904(1,04)^{(18-20)} = 0,8358 \text{ dias}^{-1}$$

$$N/N_o = e^{-k_b t} = e^{-0,8358 \times 7} = 2,88 \times 10^{-3}$$

$$N = N_o (2,88 \times 10^{-3}) = (3,10 \times 10^5)(2,88 \times 10^{-3}) = 8,93 \times 10^2 \text{ NMP}/100 \text{ mL}$$

Según Alianza para el agua “Manual de depuraciones de las aguas residuales urbanas” (4) que se muestra en la tabla 5, página 187 hasta etapa de lagunas de maduración el rendimiento de DBO₅ puede alcanzar hasta 75-85 en términos porcentajes sin uso de mamparas. Lo que se deduce haciendo uso con mamparas es posible incrementar su rendimiento, por lo que se garantiza una remoción de DBO₅ mayor 85 % de toda el sistema.

Se sume una remoción de 50% de remoción para lagunas pulimento se tiene.

$$DBO_{5\text{efluente}} = 21,86 \text{ mg/L } DBO_5 (1 - 0,54) = 10,06 \text{ mg/L } DBO_5$$

Porcentaje rendimiento total del sistema se tiene

$$\% R_{\text{sistema}} = \frac{(DBO_{5\text{Afluyente}} - DBO_{5\text{efluente}})}{DBO_{5\text{Afluyente}}} = \frac{(76 - 12,68)}{76} \times 100 = 87 \%$$

Tabla 4.9: Resultado del cálculo de diseño de lagunas de pulimento

Descripción	Unidad	Dimensión
Área de la laguna pulimento	m ²	245,95
n° de lagunas	und	1
Ancho de la laguna, w	m	11,09
Largo de la laguna, L	m	22,18
número de mamparas de longitud 22.2 m	m	5
Profundidad	m	1,5
L/W de laguna pulimento	m/m	50
Periodo retención	días	7
Coliformes en el efluente	NMP/100 mL	8,934x 10 ²
DBO ₅ en el efluente	mg/L	10,06

4.4.8. Cumplimiento del efluente con la normativa ambiental

Con la implementación de la propuesta de la planta de tratamiento de aguas residuales se pretende reducir los contaminantes orgánicos biodegradables y microbiológicos, que a continuación se presentan la comparación de los efluentes simulados de la planta con las normas ambientales.

Tabla 4.10: Comparación del efluente de la propuesta del diseño de procesos de una planta de tratamiento de aguas residuales con las normas ambientales

Parámetro	UND	Afluente	Efluente	LMP	Categoría 3: Riego de vegetales (ECA)	
					Tallo alto	Tallo bajo*
Coliformes termotolerantes	NMP/10 mL	44,77X10 ⁷	893,4	10000	1000	2000 (3)
Demanda Bioquímica de oxígeno	mg/L	76	10,6	100	15	15

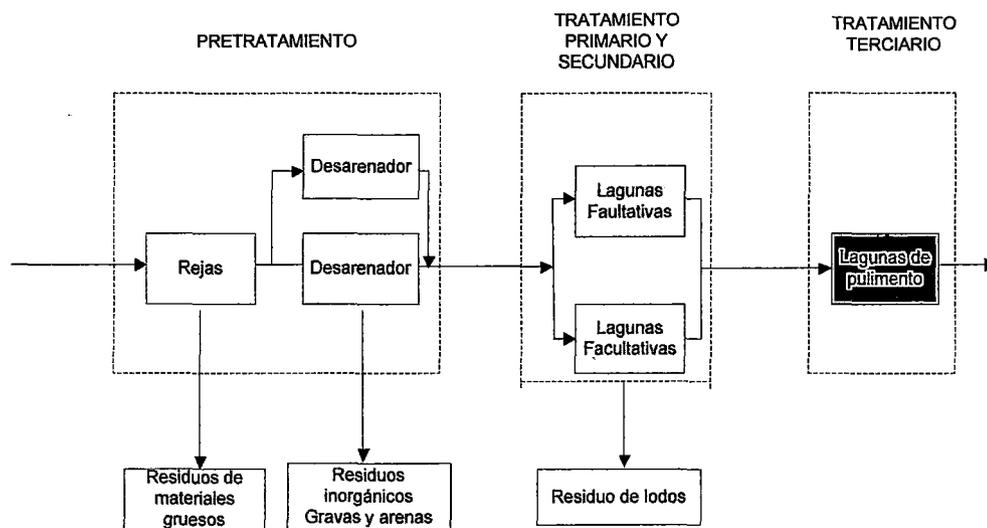


Fig. 4.3: Diagrama de flujo de procesos de tratamiento de aguas residuales

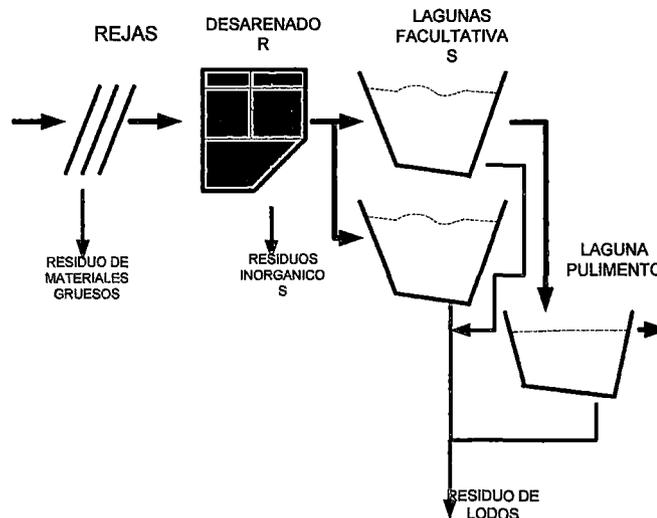


Fig. 4.4: Diagrama de flujo de procesos de tratamiento de aguas residuales

V. DISCUSION DE RESULTADOS

- De la tabla 4.1 se comprende que el caudal en épocas de lluvia es mayor que el caudal de épocas estiaje, debido a aportes de los caudales por infiltración que ingresan al sistema alcantarillado a través de los buzones y conexiones erradas.
- En la figura 4.1 se observa un comportamiento oscilatorio de las aguas residuales de descarga con fuertes variaciones horarias y diarias e inclusive mensual, lo que significa que éstos comportamientos son característico propios de poblaciones o comunidades pequeñas tal como menciona la bibliografias como es el caso de Instituto Tecnológico de Canarias (5).
- En la figura 4.1 se muestra un caudal pico de 2,4 L/s que corresponde al día jueves del mes de marzo a horas cuatro de la tarde, en el que se observa un incremento del caudal, debido al aporte de fuertes lluvias. Por consiguiente, haciendo la relación de estos caudales máximos experimentales con el caudal medio estimado de 0,32 L/s se obtiene un factor pico adimensional de 7,5, por lo que haciendo la comparación con la publicación del Instituto Tecnológico de Canarias “Guía sobre Tratamiento de Aguas Residuales Urbanas para Pequeños Núcleos de Población” (5), en el que este valor es aceptable para pequeñas poblaciones.
- De los resultados de la figura 4.2 los caudales punta suelen manifestarse cuatro veces durante el día siendo aproximadamente las primeras horas de la mañana, la segunda a las diez de la mañana, la tercera a medio día y

finalmente a las tres de la tarde, debido a las diferentes actividades domésticas que realizan los habitantes que influyen en las variaciones.

- Como se muestra en la figura 4.2 en las primeras horas de la mañana el caudal de las aguas residuales es mínima, con característica limpia sin presencia de contaminantes, por lo tanto se deduce que el aporte del caudal doméstico en las noches es casi despreciable, debido a que las poblaciones pequeñas alto andinos como es el caso de la población propósito de estudio en las horas de la noche generalmente no hay actividad doméstica en el servicio sanitario y otras. Cabe señalar la razón de la baja del aporte del per-cápita de las poblaciones parecidas es por la razón descritas anteriormente.
- La relación obtenida de DBO5/DQO de la tabla 4.2 es de 0,51, lo que indica que el agua residual de la población urbana de Chiara es muy biodegradable, por consiguiente su tratabilidad es adecuado a través de procesos biológicos.
- Como se observa en la tabla 4.2 el valor medio de la DBO es 176 mg/mL . por lo que haciendo la comparación con las normas de límites máximos permisibles de descarga para vertidos a cuerpos de agua que se encuentra en la tabla 2.2 del capítulo II, este sobrepasa en un rango de 76 mg/mL a la norma, lo que significa moderadamente contaminante la presencia de componente orgánico biodegradable que por tanto requiere su adecuada remoción.
- En la tabla 4.2 muestra el valor media de $4,55 \times 10^7 \text{ NMP/mL}$, de coliformes termotolerantes. El valor sobrepasa el límite máximo permisible de descarga en un rango altísimo, lo que indica contaminación medianamente alta de este parámetro en donde requiere de la misma forma su remoción adecuada.
- Los valores de los sólidos suspendidos totales de la tabla 4.2 es 246 mg/L , que también es un valor superior a 150 mg/L de los límites máximos permisibles.
- En la tabla 4.2 indica la presencia de los fosfatos de un valor media de $1,41 \text{ mg/L}$, esto significa presencia de los detergentes.

- La presencia de nitrógeno en formas de nitratos en la descarga del agua residual es como se observa en la tabla 4.2 es mínima cantidad.
- Lagunas facultativas alcanza mayor puntaje con respecto a los demás, por tanto la selección individual opta por varios esquemas de funcionamiento, por lo que la mejor opción es tratamiento por lagunaje antecedido por pretratamiento. El área del terreno es suficientemente grande que cumple para este propósito.
- En la tabla 4.3 se observa que como máximo puntaje ponderado se asigna a lagunas facultativas, dándose énfasis a la facilidad de operación y mantenimiento, ya que es de común para la realidad en el Perú actual especialmente en comunidades alto andinas en donde no se encuentran personales altamente capacitados.
- De la tabla 4.4. el aporte per cápita corresponde a $80,61 \text{ L/hab. día}$, que haciendo las comparaciones con las normas técnicas estas se encuentran en un rango aceptable, por lo tanto es válido como dato de partida para cálculo del diseño.
- El diseño y dimensionamiento del canal de entrada, rejas, y el desarenador se calculó para condiciones de caudal máximo.
- Para el cálculo de diseño de rejas como se observa los resultado en la tabla 4.6 el criterio considerado del espesor barras es de 5 mm, separación entre de 2,54 cm, ancho del canal de 0,15 m y una velocidad de aproximación de 0.6 L/s , lo que permite la pérdida de carga de 0,90 cm, por consiguiente haciendo la comparación con la tabla 2.7 de los parámetros de diseño de rejas de barras de Metcalf Eddy se dice que esta adecuadamente diseñada.
- Los resultados de las dimensiones del desarenador se muestran en la tabla 4.7 que se calcularon considerando como criterio una velocidad de flujo horizontal de 0,3 m/s, que permitirá el asentamiento del materiales inorgánicos pesados mayores a 0,21 mm de diámetro y transporte de la mayor parte de partículas orgánicas.
- La relación largo y ancho inciden en la calidad del efluentes del bioreactor y modelo hidráulico, por lo que se consideró una relación de largo ancho (L/W) de 2 para el diseño de lagunas facultativas como se

observa en la tabla 4.8, ya que se reduce los coliformes termotolerantes hasta $3,10 \times 10^5$ NMP/100 mL y el DBO₅ hasta 21,86 mg/L.

- Los lagunas de pulimento tratan los efluentes de la laguna de maduración los resultados de diseño se muestran en la tabla 4.9, en el que el uso de lámparas aumentan la eficiencia removiendo hasta valores de coliformes termotolerantes de $8,934 \times 10^2$ NMP/mL y 10,06 del DBO₅.
- En la tabla 4.10 se aprecia los valores de los contaminantes reducidos en los efluentes de $8,934 \times 10^2$ NMP/100 mL de coliformes termotolerantes y 10,6 mg/L de la demanda bioquímica de oxígeno, por lo que haciendo la comparación de dichos valores con las normas ambientales de descarga de los límites máximos permisibles (LMP) y los estándares de cuerpos de agua (ECA) se admite que se encuentra por debajo de estas, lo que significa que el efluente de la planta de tratamiento de aguas residuales, sería apto para vertimiento a cuerpos hídricos y el uso para riego de vegetales de tallos alto y bajo.

CONCLUSIONES

- El diseño adecuado de la planta de tratamiento de aguas residuales para la población urbana Chiara en función a las condiciones y características propias de la localidad constara de una rejilla de limpieza manual, dos desarenadores rectangulares de flujo horizontal en paralelo, dos unidades de lagunas facultativas en paralelo y finalmente de una laguna de pulimento con el uso de mamparas, las mismas que permitirán la reducción de los contaminantes con valores de salida en el efluente de la planta de $10,6 \text{ mg/L de DBO}_5$ y $893,4 \text{ NMP}/100 \text{ mL}$ de coliformes fecales, lo que será apto para descargar a entornos hídricos o ser usada en riego para agricultura.
- La población de Chiara genera al presente un caudal promedio de $0,58 \text{ L/s}$ de las aguas residuales incluido con infiltraciones en épocas húmedas medidos en 12 horas del día, de las cuales el caudal netamente doméstico corresponde a $0,48 \text{ L/s}$ en promedio. El caudal pico determinado experimentalmente para la población de Chiara es de $2,4 \text{ L/s}$.
- Los ensayos físicos, químicos y microbiológicos del agua residual de la población de Chiara ha permitido determinar que su composición corresponde a un agua de origen domestico biodegradable (DBO_5/DQO de $0,51$) siendo tratable mediante procesos naturales. El promedio de la DBO_5 es de 176 mg/L , de la DQO es 344 mg/L y de coliformes termotolerantes de $4,77 \times 10^7 \text{ NMP}/100 \text{ mL}$.
- La tecnología adecuada para el tratamiento de aguas residuales son las tecnologías naturales de tipo lagunajes que ha sido seleccionada en función a sus características propias de la zona de estudio.
- Las rejas tendrá una longitud de barras $15,4 \text{ cm}$, espesor de barras 5 mm , espaciamiento entre barras $25,4 \text{ mm}$ y Ancho en el canal 15 cm ; luego el desarenador, 18 cm de ancho, $2,1 \text{ m}$ de largo y 15 cm de altura; cada laguna facultativa, $236,77 \text{ m}^2$, $10,9 \text{ m}$ de ancho, $21,76 \text{ m}$ de largo y profundidad de 2 m ; finalmente laguna pulimento tendrá de $245,95 \text{ m}^2$ de área, $11,09 \text{ m}$ de ancho, $22,18 \text{ m}$ de largo, $1,5 \text{ m}$ de profundidad y 5 unidades de mamparas de $22,2 \text{ m}$.

RECOMENDACIONES

- Para la construcción e instalación de la propuesta del diseño de una planta de tratamiento de aguas residuales, se recomienda usar recubrimiento de los biorreactores con material sintético (geomembrana), para evitar contaminaciones hacia el terreno y aguas superficiales que finalmente puede ser perjudicial.
- Continuar con el diseño de estructuras y luego el estudio de factibilidad para su construcción.
- Continuar con el estudio de impacto ambiental
- Para poblaciones alto andinas con áreas suficientes se debe adecuar la tecnología natural más eficaz constituido por lagunas facultativas seguidas de humedales artificiales.

BIBLIOGRAFÍA

1. Organismo de evaluación y Fiscalización Ambiental (OEFA). Fiscalización Ambiental en Aguas Residuales Lima: Fondo Nacional del Ambiente; 2014.
2. Cuba Terán F. Tratamiento de aguas Residuales. In I Foro de Tratamientos de Aguas Residuales en Bolivia ; 2004; La Paz.
3. Romero Rojas JA. Lagunas de Estabilización de Aguas Residuales. Santa fe de Bogotá: Escuela Colombiana de Ingeniería; 2005.
4. Alianza por el Agua. Manual de Depuración de Aguas Residuales Urbanas en Centroamérica: Ideasamares; 2008.
5. Instituto Tecnológico de Canarias S.A. (ITC). Guía Sobre Tratamientos de Aguas Residuales Urbanas para Pequeños Núcleos de Población. Primera ed. Canarias: Instituto Tecnológico de Canarias; 2006.
6. APHA-AWWA-WPCF. Métodos Normalizados para el Análisis de Aguas Potables y Residuales. Madrid: Días de Santos S.A.; 1992.
7. Ministerio de Vivienda Construcciones y saneamiento. Reglamento Nacional de Edificaciones: os.090 Planta de Tratamiento de Aguas Residuales. Lima: MVCS; 2006.
8. Romero Rojas A. Tratamiento de Aguas Residuales: Teoría y Principio de Diseño. Tercera ed. Colombia: Escuela Colombiana de Ingeniería; 2005.
9. Crites R, Tchobanoglous G. Tratamiento de Aguas residuales en pequeñas Poblaciones. Santa de fe de Bogotá: McGraw-Hill Interamericana; 2000.
10. Metcalf , Eddy. Ingeniería de Aguas Residuales: Tratamiento, Vertido y Reutilización. Madrid: McGraw-Hill Interamericana de España; 1995.
11. Fondo Nacional del Ambiente (FONAM). Oportunidades de Mejoras Ambientales por el Tratamiento de Aguas Residuales en el Perú. Lima: Fondo Nacional del Ambiente; 2010.
12. Perú, Ministerio del Ambiente (MINAM). Decreto n° 003-2010-MINAM en el que Aprueba Límites Máximos Permisibles para los Efluentes de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas o Municipales. Lima: Ministerio del Ambiente; 2010.
13. Perú, Ministerio del Ambiente. Decreto Supremo N° 002-2008-MINAM en el que Aprueban los Estandares Nacional de Calidad Ambiental. Lima: Ministerio del Ambiente; 2008.
14. Noyola A, Morgan Sagastume JM, Guereca P. Selección de Tecnologías para el Tratamiento de aguas Residuales Municipales. Primera ed. México; 2013.
15. Salguero L, Oakley S. Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas en Centroamérica: Manual de Experiencias, Diseño, Operación y Sostenibilidad.

Honduras; 2010.

16. Huertas R, Marcos C, Iburguren N, Ordás S. Guía práctica para la Depuración de Aguas Residuales en Pequeñas Poblaciones. Madrid: Confederación Hidrográfica del Duero.
17. Perú, Organización Panamericana de Salud. Guía para el Diseño de Tanque Séptico, Tanque Imhoff y Lagunas de Estabilización. Lima: Organización Panamericana de Salud; 2005.
18. Comisión Nacional del Agua. Manual de Agua Potable, Alcantarillado y Saneamiento: Diseño de Lagunas de Estabilización. México: Comisión Nacional del Agua; 2007.
19. Fabian Y. Lagunas de Estabilización. Lima: Centro panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS).
20. Lozano Rivas WA. Diseño de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales. Módulo Didáctico. Bogotá: Universidad Nacional Abierta y a Distancia-UNAD; 2012.
21. Ministerio del Ambiente (MINAM). Manual Para Municipios Ecoeficientes. Lima: Ministerio del Ambiente; 2010.
22. Delgadillo O, Camacho A, Pérez LF, Andrade M. Depuración de Aguas Residuales por Medio de Humedales Artificiales. Cochabamba: Centro Andino Para la Gestión y Uso del Agua ; 2010.
23. Hoffmann H, Christoph P, Winker M, Muench E. Revisión técnica de Humedales Artificiales de Flujo Subsuperficial para el Tratamiento de Aguas Grises y Aguas Domésticas. Muench E, editor. Eschborn: Agencia de Cooperación Internacional de Alemania (GIZ); 2011.
24. Bernal DP, Cardona DA, Galvis A, Peña MR. Guía Selección de tecnología Para el Tratamiento de Aguas Residuales Domésticas por Métodos Naturales. In Seminario Internacional sobre Métodos Naturales para el Tratamiento de Aguas Residuales.; Cali.
25. Jorge G. Formulación Aspectos Técnicos de Saneamiento. In Curso Formulación y Evaluación en PIP del Sector Saneamiento; 2014; Moquegua.
26. Mercado Guzman A. Tratamiento Preliminares. In Curso: Tecnología de Tratamiento de Aguas Residuales para Reuso Módulo 1.; 2013; Santa Cruz.
27. Gobierno Regional de Ayacucho/ Gerencia Regional de Infraestructura. Informe de Registros Hidrometeorológicos del Periodo 2013. Gobierno Regional de Ayacucho, Ayacucho; 2013.

ANEXOS

ANEXO N° 01

Tabla A.1: Preservación y plazo máximo de análisis según el parámetro a determinar

Parámetro	Envase	Preservativo	Volumen mínimo necesario (ml)	Plazo máximo de análisis
Acidez	P ó V (B)	4 °C	100	14 días
Alcalinidad	P ó V	4 °C	200	14 días
Amonio	P ó V	SO ₂ H ₂ - pH 2 - 4 °C	1000	28 días
Arsénico	P	NO ₂ H - pH 2	100	6 meses
Boro	P (A) ó V (A)	No requiere	100	6 meses
Calcio	P (A) ó V (A)	NO ₂ H - pH 2	250	6 meses
Cianuro	P ó V	NaOH - pH 12 - 4 °C	1000	14 días
Cloro residual	V	No exponer a luz solar - 4 °C	500	2 hs
Clorofila	P ó V	Oscuridad congelador	500	30 días
Cloruro	P ó V	No requiere	100	28 días
Coliformes	P (E) ó V (E)	4 °C	100	6 hs
Color	P ó V	4 °C	500	2 días
Conductividad	P ó V	4 °C	250	28 días
Cromo (VI)	P (A) ó V (A)	4 °C	300	2 días
Cromo total	P (A) ó V (A)	4 °C	300	6 meses
DBO	P ó V	4 °C	1000	2 días
DQO	P ó V	SO ₂ H ₂ - pH 2 - 4 °C	200	28 días
Detergentes	P (A) ó V (A)	4 °C	1000	2 días
Dureza	P ó V	NO ₂ H - pH 2	100	6 meses
Fenoles	V	PO ₂ H ₂ - pH 2 - 4 °C	1000	28 días
Flúor	P	No requiere	500	28 días
Fósforo hidrolizable	V	SO ₂ H ₂ - pH 1,5 - 4 °C	200	7 días
Fósforo total	V	SO ₂ H ₂ - pH 1,5 - 4 °C	200	7 días
Grasas y aceites	V	ClH - pH 2 - 4 °C	1000	28 días
Hierro	P (A) ó V (A)	NO ₂ H - pH 2	250	6 meses
Magnesio	P (A) ó V (A)	NO ₂ H - pH 2	250	6 meses
Hidrocarburos	V (C)	ClH - pH 2 - 4 °C	1000	6 meses
Manganeso	P (A) ó V (A)	NO ₂ H - pH 2	500	6 meses
Nitrato	P ó V	SO ₂ H ₂ - pH 2 - 4 °C	200	2 días
Nitrito	P ó V	4 °C	250	2 días
Nitrógeno	P ó V	SO ₂ H ₂ - pH 2 - 4 °C	800	28 días
Ortofosfato soluble	V (A)	Refrigerar a 4 °C	200	2 días
Oxígeno disuelto	P ó V		300	Inmediato
pH	P ó V	4 °C	100	2 hs.
Potasio	P	NO ₂ H - pH 2	100	6 meses
Residuos	P ó V	4 °C	1000	7 días
Silice	P	4 °C	200	28 días
Sodio	P (A) ó V (A)	NO ₂ H - pH 2	100	6 meses
Sulfato	P ó V	4 °C	500	28 días
Sulfuro	P ó V	(AcO) ₂ Zn - 4 °C	250	28 días
Turbidez	P ó V	4 °C	100	7 días

P = Plástico (polietileno o similar)
 P (E) = Plástico esterilizado
 P (A) = Plástico enjuagado con ácido
 P (S) = Plástico enjuagado con solventes orgánicos
 V = Vidrio
 V (E) = Vidrio esterilizado
 V (A) = Vidrio enjuagado con ácido
 V (S) = Vidrio enjuagado con solventes orgánicos
 V (C) = Vidrio color caramelo
 V (B) = Vidrio borosilicato

Fuente: Entidad prestadora de servicios de saneamiento SA-Ayacucho

ANEXO N° 02

Tabla A.2: Categoría 3: Riego de vegetales y bebidas de animales

PARAMETROS PARA RIEGO DE VEGETALES DE TALLO BAJO Y TALLO ALTO			
PARAMETROS	UNIDAD	VALOR	
Fisicoquímicos			
Bicarbonatos	mg/L	370	
Calcio	mg/L	200	
Carbonatos	mg/L	5	
Cloruros	mg/L	100-700	
Conductividad	(uS/cm)	<2 000	
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/L	15	
Demanda Química de Oxígeno	mg/L	40	
Fluoruros	mg/L	1	
Fosfatos - P	mg/L	1	
Nitratos (NO3-N)	mg/L	10	
Nitritos (NO2-N)	mg/L	0,06	
Oxígeno Disuelto	mg/L	> =4	
pH	Unidad de pH	6,5 – 8,5	
Sodio	mg/L	200	
Sulfatos	mg/L	300	
Sulfuros	mg/L	0,05	
Inorgánicos			
Aluminio	mg/L	5	
Arsénico	mg/L	0,05	
Bario total	mg/L	0,7	
Boro	mg/L	0,5-6	
Cadmio	mg/L	0,005	
Cianuro Wad	mg/L	0,1	
Cobalto	mg/L	0,05	
Cobre	mg/L	0,2	
Cromo (6+)	mg/L	0,1	
Hierro	mg/L	1	
Litio	mg/L	2,5	
Magnesio	mg/L	150	
Manganeso	mg/L	0,2	
Mercurio	mg/L	0,001	
Níquel	mg/L	0,2	
Plata	mg/L	0,05	
Plomo	mg/L	0,05	
Selenio	mg/L	0,05	
Zinc	mg/L	2	
Orgánicos			
Aceites y Grasas	mg/L	1	
Fenoles	mg/L	0,001	
S.A.A.M. (detergentes)	mg/L	1	
Plaguicidas			
PARAMETROS PARA RIEGO DE VEGETALES			
PARAMETROS	Unidad	Vegetales Tallo Bajo	Vegetales Tallo Alto
		Valor	Valor
Biológicos			
Coliformes Termotolerantes	NMP/100mL	1 000	2 000(3)
Coliformes Totales	NMP/100mL	5 000	5 000(3)
Enterococos	NMP/100mL	20	100
<i>Escherichia coli</i>	NMP/100mL	100	100
Huevos de Helmintos	huevos/litro	<1	<1(1)
<i>Salmonella</i> sp.		Ausente	Ausente
<i>Vibrio cholerae</i>		Ausente	Ausente

PARÁMETROS PARA BEBIDAS DE ANIMALES		
PARÁMETROS	UNIDAD	VALOR
Físicoquímicos		
Conductividad Eléctrica	(μ S/cm)	≤ 5000
Demanda Bioquímica de Oxígeno	mg/L	≤ 15
Demanda Química de Oxígeno	mg/L	40
Fluoruro	mg/L	2
Nitratos (NO ₃ -N)	mg/L	50
Nitritos (NO ₂ -N)	mg/L	1
Oxígeno Disuelto	mg/L	> 5
pH	Unidades de pH	6,5 – 8,4
Sulfatos	mg/L	500
Sulfuros	mg/L	0,05
Inorgánicos		
Magnesio	mg/L	150
Manganeso	mg/L	0,2
Mercurio	mg/L	0,001
Níquel	mg/L	0,2
Plata	mg/L	0,05
Plomo	mg/L	0,05
Selenio	mg/L	0,05
Zinc	mg/L	24
Orgánicos		
Aceites y Grasas	mg/L	1
Fenoles	mg/L	0,001
S.A.A.M. (detergentes)	mg/L	1
Plaguicidas		
Aldicarb	μ g/L	1
Enzin	μ g/L	0,004
Heptacloro (N° CAS 76-44-8) y heptacloripóxido	μ g/L	0,1
Lindano	μ g/L	4
Paratión	μ g/L	7,5
Biológicos		
Coliformes Termotolerantes	NMP/100mL	1 000
Coliformes Totales	NMP/100mL	5 000
Enterococos	NMP/100mL	20
<i>Escherichia coli</i>	NMP/100mL	100
Huevos de Helmintos	huevos/litro	<1
<i>Salmonella</i> sp.		Ausente
<i>Vibrio cholerae</i>		Ausente

Fuente: Decreto supremo N° 002-2008-MINAM

NMP/100: Número más probable en 100 mL

Vegetales de Tallo alto: Son plantas cultivables o no, de porte arbustivo o arbóreo y tienen una buena longitud de tallo. las especies leñosas y forestales tienen un sistema radicular pivotante profundo (1 a 20 metros). Ejemplo; Forestales, árboles frutales, etc.

Vegetales de Tallo bajo: Son plantas cultivables o no, frecuentemente porte herbáceo, debido a su poca longitud de tallo alcanzan poca altura. Usualmente, las especies herbáceas de porte bajo tienen un sistema radicular difuso o fibroso, poco profundo (10 a 50 cm). Ejemplo: Hortalizas y verdura de tallo corto, como ajo, lechuga, fresas, col, repollo, apio y arveja. etc.

Animales mayores: Entiéndase como animales mayores a vacunos, ovinos, porcinos, camélidos y equinos, etc.

Animales menores: Entiéndase como animales menores a caprinos, cuyes, aves y conejos

SAAM: Sustancias activas de azul de metileno

ANEXO N° 03

Tabla A.3: Cálculo de tasa de crecimiento poblacional para el Distrito de Chiara

NIVEL	POBLA. 1993	POBLA. 2007	N (AÑOS)	TC (%)
REGION AYACUCHO	492,507	612,489	14	1,57
PROVINCIA HUAMANGA	163,1	221,390	14	2,20
DISTRITO DE CHIARA	4,469	6,307	14	2,49
$T_c = 100((P_f/P_o)^{1/n} - 1)$				

Fuente: INEI

Tabla A.4: Censo de la población urbana de Chiara-2014.

CUADRO POBLACIONAL DEL LA ÁREA URBANA DE CHIARA						
BARRIO/ COMUNIDAD	N° VIVIENDA	N° FAMILIA	CONDICION		SEXO	TOTAL
			Activo	No activo		
CHIARA	110	116	x	x	T	343
					F	202
					M	141

Fuente: Red Ayacucho- establecimiento centro de salud de Chiara

ANEXO N° 04

Tabla A.5. Medición del caudal de descarga, día sábado (fecha: 26/04/2014)

Horario	Primer campaña Época estiaje			T _{H2O} en la descarga	Observaciones
	V (mL)	T (s)	Q (mL/s)		
6	0,5	29	0,02	15	Agua limpia; clima despejado
7	6,2	9,86	0,63	15	Agua residual semi limpia
8	4,5	10,54	0,43	15	Agua residual semi limpia
9	6,5	9,73	0,67	15	Aparece partículas sólidas en poca cantidad
10	7,0	9,8	0,71	15	Aparece partículas sólidas en poca cantidad
11	1,2	11,52	0,10	15	color gris
12	4,2	7,25	0,58	15	aparece presencia de residuos orgánicos
13	8,75	10,88	0,80	15	Presencia de contaminante
14	5,5	10,92	0,50	15	Disminuye los contaminantes gradualmente
15	4,9	19,45	0,25	15	Disminuye los contaminantes gradualmente
16	3,6	18,21	0,20	15	Agua residual color gris con solidos
17	1,0	7,34	0,14	15	color gris con sólidos, putrefacto
18	2,25	22,21	0,10	15	Agua color gris trasparente con olor

Tabla A.6. Medición del Caudal de descarga, lunes (fecha: 12/05/2014)

Horario	Segundo campaña Época estiaje			T _{H2O} en la descarga	Observaciones
	V (mL)	T (s)	Q (mL/s)		
6	0,25	12,5	0,02	14,5	Agua color gris; clima despejado
7	8,5	12,14	0,70	14,5	poca presencia de materia orgánica
8	6,0	10,22	0,59	15	presencia de contaminantes
9	6,3	9,67	0,65	15	olor fétido
10	3,0	12,25	0,24	15	presencia fecal
11	8,3	11,54	0,72	15	residuos orgánicos de cocina
12	8,0	9,34	0,86	15	Presencia de materia orgánica
13	6,75	10,12	0,67	15	Presencia de materia orgánica
14	3,5	8,23	0,43	15	Disminuye el contaminante orgánico
15	6,5	11,16	0,58	15	Agua color gris con presencia de espuma
16	3,5	14,42	0,24	15	Agua color gris con presencia de espuma
17	2,5	11,64	0,21	15	Agua semi limpia
18	1,2	12,04	0,10	15	agua color trasparente sin contaminante

Tabla A.7. Medición de caudal de descarga, viernes (fecha: 04/06/2014)

Horario	Tercer campaña Época estiaje			T _{H2O} en la descarga	Observaciones
	v	t	Q		
6	0,4	13,36	0,03	14	amanece agua limpia por las mañanas
7	4,5	10,3	0,44	14	aparece presencia de materia fecal
8	5,4	6,51	0,83	14,5	se observa contaminantes
9	4,2	12,58	0,33	14,5	color gris
10	4,25	7,13	0,60	14,5	color gris
11	4,8	11,26	0,43	14,5	color gris
12	7,0	8,52	0,82	14,5	Aparece poca presencia de contaminante
13	8,0	8,65	0,92	14,5	agua con presencia de materia orgánica
14	6,5	8,85	0,73	14,5	Agua semi turbio
15	7,0	8,32	0,84	14,5	agua contaminada con de espumas
16	5,6	11,09	0,50	14,5	espumas
17	5,75	8,94	0,64	14,5	Agua color gris
18	2,0	19,5	0,10	14,5	agua semi limpia

Tabla A.8. Medición de caudal de descarga, miércoles (fecha: 22/06/2014)

Horario	Cuarta campaña Época estiaje			T _{H2O} en la descarga	Observaciones
	v	t	Q		
6	1,2	23,66	0,05	14	Amanece poquita agua: limpia
7	7,0	9,96	0,70	14	Clima templado sin presencia de lluvia
8	4,2	8,73	0,48	14,5	Poca presencia de materia orgánica
9	5,4	11,02	0,49	14,5	Baja presencia de materia orgánica
10	6,0	9,24	0,65	14,5	Agua de color gris semi limpia
11	5,5	11,02	0,50	14,5	Agua de color gris
12	6,5	9,65	0,67	14,5	Agua color gris
13	8,0	10,83	0,74	14,5	alta carga de residuos domiciliarios
14	5,0	10,42	0,48	14,5	Caudal con alto grado de contaminante
15	6,75	9,14	0,74	14,5	Carga orgánica con presencia fecal
16	5,8	10,43	0,56	14,5	Disminuye los contaminantes
17	3,5	10,5	0,33	14,5	Agua color gris
18	1,5	9,94	0,15	14,5	Agua color gris

Tabla A.9. Medición del Caudal de descarga, martes (fecha: 11/02/2014)

Horario	Primer campaña Época de lluvia			TH ₂₀ en la descarga	Observaciones
	v	t	Q		
6	8,25	10,34	0,80	15	Amanece con presencia de lloviznas
7	5,5	7,89	0,70	15	Agua con presencia de infiltraciones
8	6,25	10,46	0,60	15	presencia de contaminantes
9	6,5	13,12	0,50	15	disminución del caudal
10	6,0	9,24	0,65	15	presencia de materias fecales
11	5,25	10,46	0,50	15	presencia residuos de la cocina
12	6,0	8,98	0,67	15	contaminante con materiales orgánicos
13	6,25	8,46	0,74	15	Turbio
14	5,75	11,88	0,48	15	semi turbio
15	7,3	9,87	0,74	15	semi limpio
16	6,5	10,14	0,64	15	agua semi limpio
17	6,0	5,98	1,00	15	agua semi limpio color gris
18	6,5	12,88	0,50	15	agua semi limpio

Tabla A.10. Medición del caudal de descarga, jueves (fecha: 13/03/2014)

Horario	Ensayo			TH ₂₀ en la descarga	Observaciones
	v	t	Q		
6	5,3	7,52	0,70	15	Amanece con presencia de lloviznas
7	6,0	7,48	0,80	15	Agua con presencia de infiltraciones
8	2,5	9,82	0,25	15	presencia de contaminantes
9	6,0	10	0,60	15	disminución del caudal
10	2,5	9,88	0,25	15	presencia de materias fecales
11	2,4	8,39	0,29	15	presencia residuos de la cocina
12	8,6	10,75	0,80	15	contaminante con materiales orgánicos
13	8,5	11,16	0,76	15	Turbio
14	4,3	10,02	0,43	15	semi turbio
15	5,0	8,64	0,58	15	semi limpio
16	10	4,16	2,40	15	agua semi limpio
17	7,0	7,8	0,90	15	agua semi limpio color gris
18	5,0	8,33	0,60	15	agua semi limpio

ANEXO N° 05



Figura A.1. Medición del caudal



Figura A.2. Materiales de medición



Figura A.3. Medición del caudal



Figura A.4. Disminuye el caudal



Figura A.5. Toma de muestra para análisis en el laboratorio

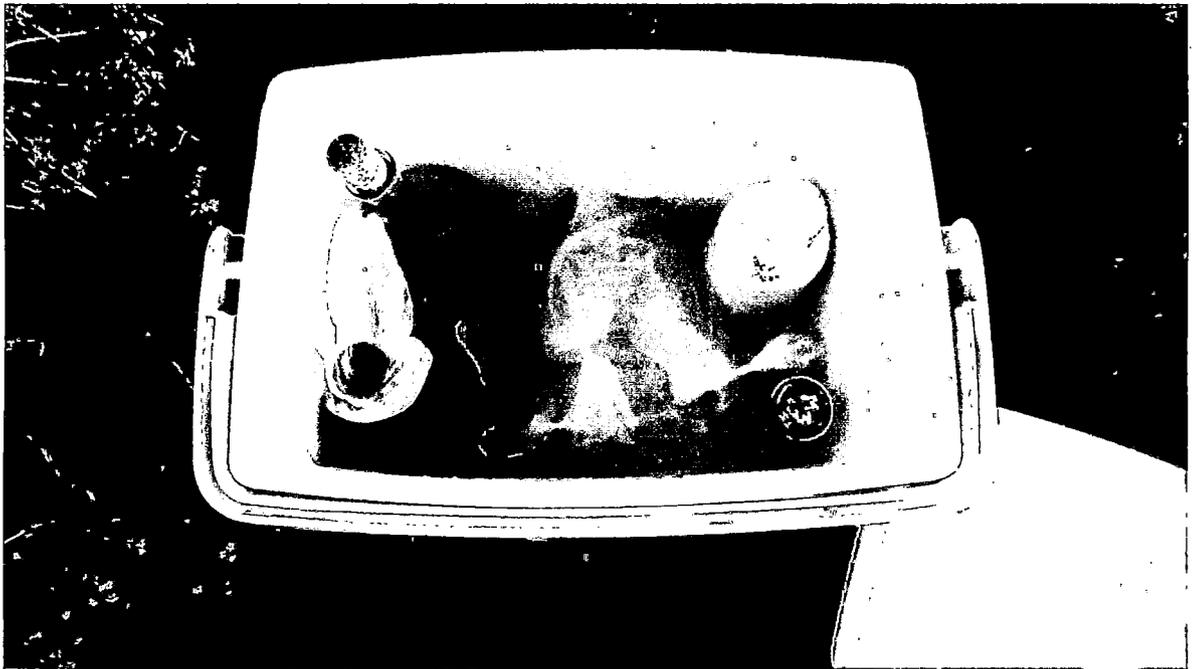


Figura A.6. Preservación de la muestra a 4°C con hielo

ANEXO N° 06

METODOLOGÍA DE ANALISIS DE DQO

Para análisis del DQO se utilizó el método micro de HACH, que consiste en someter las muestras a un tratamiento térmico durante dos horas en un digestor Hach, después de la adición del bicromato potasio como oxidante a 150 °C.

Equipos

- Espectrofotómetro
- Reactor de DQO

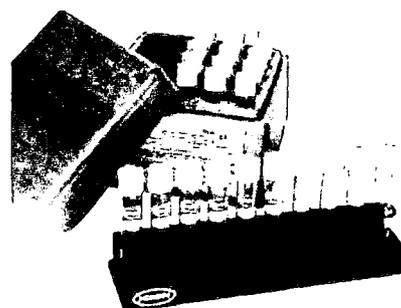
Materiales y reactivos

- 05 Tubos con sus respectivos reactivos preparados con tapas y sellados.
- 01 pipeta de 20 mL
- 01 probeta de 10 mL
- Agua destilada

Procedimiento experimental

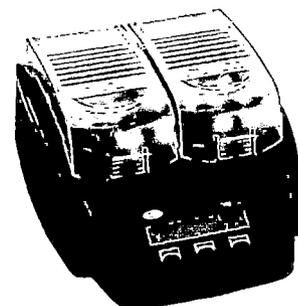
Los procedimientos experimentales se siguieron las técnicas dadas por la consultoría Omega S.A. Los mismos que son proveedores de los equipos para análisis de DBO₅ y DQO que se encuentran en laboratorio de análisis instrumental.

- Se procedió a calentar el reactor de DQO hasta que llegue a 150 °C.
- Se cogió 05 unidades de tubos con reactivos en total: 04 unidades para análisis de muestras y 01 unidad para blanco. Estos tubos debidamente se rotuló del 01 al 04 y un blanco con la letra B.
- Para el análisis se destapa los 04 unidades de viales de digestión (tubos con reactivos) y luego con la ayuda de una pipeta se añadió al primer tubo 2.5 mL de la primera muestra del agua



residual y siguiéndose así la misma instrucción hasta la muestra cuatro respectivamente.

- Para blanco se usa una unidad de vial de digestión a la cual se le añadió 2.5 mL de agua destilada.
- Luego se procedió a tapar, agitar y calentar por 2 horas a 150 °C en el equipo termoreactor.
- Finalmente al enfriarse se procedió a la lectura en un equipo espectrofotómetro para una longitud de onda de 620 nm.
- Con la ecuación de la recta calibrada se determinó los valores de DQO.



Recta de calibración

$$Y = 0.002X + 0.0041$$

Resultados de la absorbancia (y)

Muestra 1: absorbancia = 0.642

Muestra 2: absorbancia = 0.724

Muestra 3: absorbancia = 0.726

Muestra 4: absorbancia = 0.681

Cálculos de DQO (x)

$$\text{Muestra 1: } X = \frac{y-0.0041}{0.002} = \frac{0.642-0.0041}{0.002} = 319 \text{ DQO mg/L}$$

$$\text{Muestra 2: } X = \frac{y-0.0041}{0.002} = \frac{0.724-0.0041}{0.002} = 360 \text{ DQO mg/L}$$

$$\text{Muestra 3: } X = \frac{y-0.0041}{0.002} = \frac{0.726-0.0041}{0.002} = 361 \text{ DQO mg/L}$$

$$\text{Muestra 4: } X = \frac{y-0.0041}{0.002} = \frac{0.681-0.0041}{0.002} = 338.45 \text{ DQO mg/L}$$

LABORATORIO DE ENSAYO: Laboratorio De Control de Calidad de la Planta de Tratamiento de Agua Potable Quicapata-Ayacucho (EPSASA).

ANALISIS DE AGUA RESIDUAL

Solicitante : Tesis, Diseño de una Planta de Tratamiento de aguas Residuales para Chiara, por Rony Bautista Gómez
Procedencia : Agua residual de la población urbana de Chiara-Huamanga-Ayacucho.
Fecha muestreo : 22/06/2014
Fecha de análisis : 22/06/2014 – 27/06/2014
N° de muestra : M4

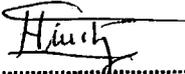
Parámetro	Unidad	Valor
DBO ₅	mg/L	186
Coliformes termotolerantes	NMP/100mL	1.4X10 ⁷
SST	mg/L	300
SDT	mg/L	390
Sólidos sedimentables	mL/L/1h	1.6
PH	mg/L	7.58
Sales	mg/L	0.1
Conductividad	mg/L	222
Fosfato	mg/L	1.241
Nitrógeno en forma Nitratos	mg/L	0.08

DBO₅ :demanda bioquímica de oxígeno

DQO : Demanda Química de oxígeno

SST : Sólidos suspendidos totales

SDT : Sólidos Disueltos Totales


 **Rudecindo Huincho Rodríguez**
Jefe Unidad de Control de Calidad
EPSASA

LABORATORIO DE ENSAYO: Laboratorio De Control de Calidad de la Planta de Tratamiento de Agua Potable Quicapata-Ayacucho (EPSASA).

ANALISIS DE AGUA RESIDUAL

Solicitante : Tesis, Diseño de una Planta de Tratamiento de aguas Residuales para Chiara, por Rony Bautista Gómez
Procedencia : Agua residual de la población urbana de Chiara-Huamanga-Ayacucho.
Fecha muestreo : 04/06/2014
Fecha de análisis : 04/06/2014 – 09/06/2014
N° de muestra : M3

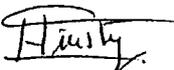
Parámetro	Unidad	Valor
DBO ₅	mg/L	191
Coliformes termotolerantes	NMP/100mL	1.6X10 ⁸
SST	mg/L	258
SDT	mg/L	388
Solidos sedimentables	mL/L/1h	1.7
PH	mg/L	7.5
Sales	mg/L	0.1
Conductividad	mg/L	222
Fosfato	mg/L	1.124
Nitrógeno en forma Nitratos	mg/L	0.012

DBO₅ :demanda bioquímica de oxígeno

DQO : Demanda Química de oxígeno

SST : Sólidos suspendidos totales

SDT : Sólidos Disueltos Totales


 **Rudecindo Huincho Rodríguez**
Jefe Unidad de Control de Calidad
EPSASA

LABORATORIO DE ENSAYO: Laboratorio De Control de Calidad de la Planta de Tratamiento de Agua Potable Quicapata-Ayacucho (EPSASA).

ANALISIS DE AGUA RESIDUAL

Solicitante : Tesis, Diseño de una Planta de Tratamiento de aguas Residuales para Chiara, por Rony Bautista Gómez
Procedencia : Agua residual de la población urbana de Chiara-Huamanga-Ayacucho.
Fecha muestreo : 12/05/2014
Fecha de análisis : 12/05/2014 – 17/05/2014
N° de muestra : M2

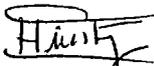
Parámetro	Unidad	Valor
DBO ₅	mg/L	180
Coliformes termotolerantes	NMP/100mL	1.4X10 ⁷
SST	mg/L	236
SDT	mg/L	366
Solidos sedimentables	mL/L/1h	1.5
PH	mg/L	7.4
Sales	mg/L	0.1
Conductividad	mg/L	222
Fosfato	mg/L	1.853
Nitrógeno en forma Nitratos	mg/L	0.103

DBO₅ :demanda bioquímica de oxígeno

DQO : Demanda Química de oxígeno

SST : Sólidos suspendidos totales

SDT : Sólidos Disueltos Totales


 **Rudecindo Huincho Rodríguez**
Jefe Unidad de Control de Calidad
EPSASA

LABORATORIO DE ENSAYO: Laboratorio De Control de Calidad de la Planta de Tratamiento de Agua Potable Quicapata-Ayacucho (EPSASA).

ANALISIS DE AGUA RESIDUAL

Solicitante : Tesis, Diseño de una Planta de Tratamiento de aguas Residuales para Chiara, por Rony Bautista Gómez
Procedencia : Agua residual de la población urbana de Chiara-Huamanga-Ayacucho.
Fecha muestreo : 26/04/2014
Fecha de análisis : 26/04/2014 – 01/05/2014
N° de muestra : M1

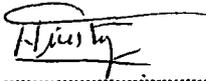
Parámetro	Unidad	Valor
DBO ₅	mg/L	147
Coliformestermotolerantes	NMP/100mL	2.6X10 ⁶
SST	mg/L	100
SDT	mg/L	240
Sólidos sedimentables	mL/L/1h	1.3
PH	mg/L	7.6
Sales	mg/L	0.1
Conductividad	mg/L	222
Fosfato	mg/L	-
Nitrógeno en forma Nitratos	mg/L	-

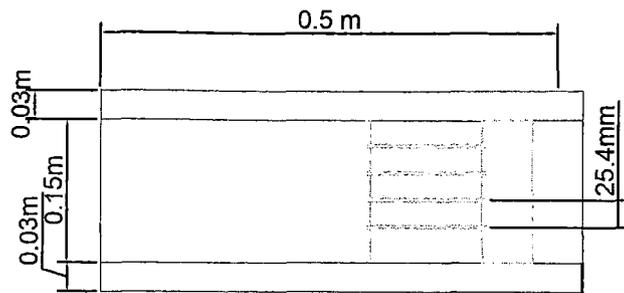
DBO₅ :demanda bioquímica de oxígeno

DQO : Demanda Química de oxígeno

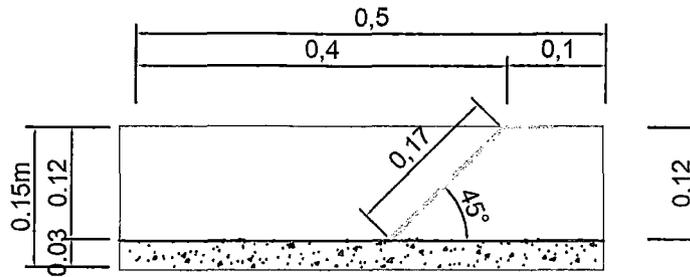
SST : Sólidos suspendidos totales

SDT : Sólidos Disueltos Totales


 **Rudecindo Huincho Rodríguez**
Jefe Unidad de Control de Calidad
EPSASA



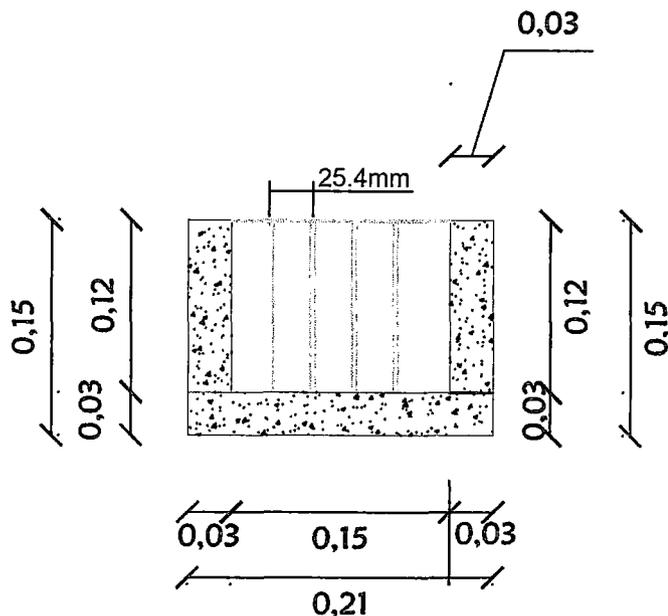
VISTA PLANTA
SC: 1/7.5



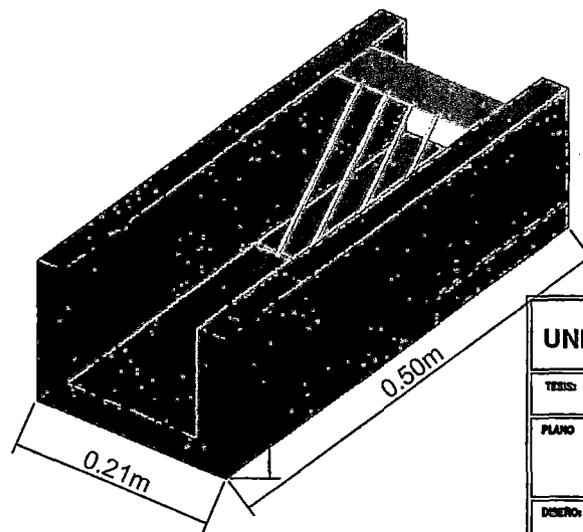
VISTA LATERAL
SC: 1/7.5

ESPECIFICACIONES TECNICAS DEL DISEÑO DE REJAS

ANCHO DE CANAL:	0.15 m
LARGO DE CANAL:	0.50 m
ALTURA DE CANAL:	0.12 m
NÚMERO DE BARRAS:	4 und.
LONG. DE BARRAS:	0.17 m
ESPESOR DE BARRAS:	5 mm
ESPAZ. ENTRE BARRAS:	25.4 mm
ANGULO DE INCLINACION:	45°
PENDIENTE:	0.00858



VISTA FRONTAL
SC: 1/5



ISOMETRIA
SC: S7/SC

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA

TESIS: DISEÑO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL DISTRITO DE CHIARA HUARANGA - AYACUCHO

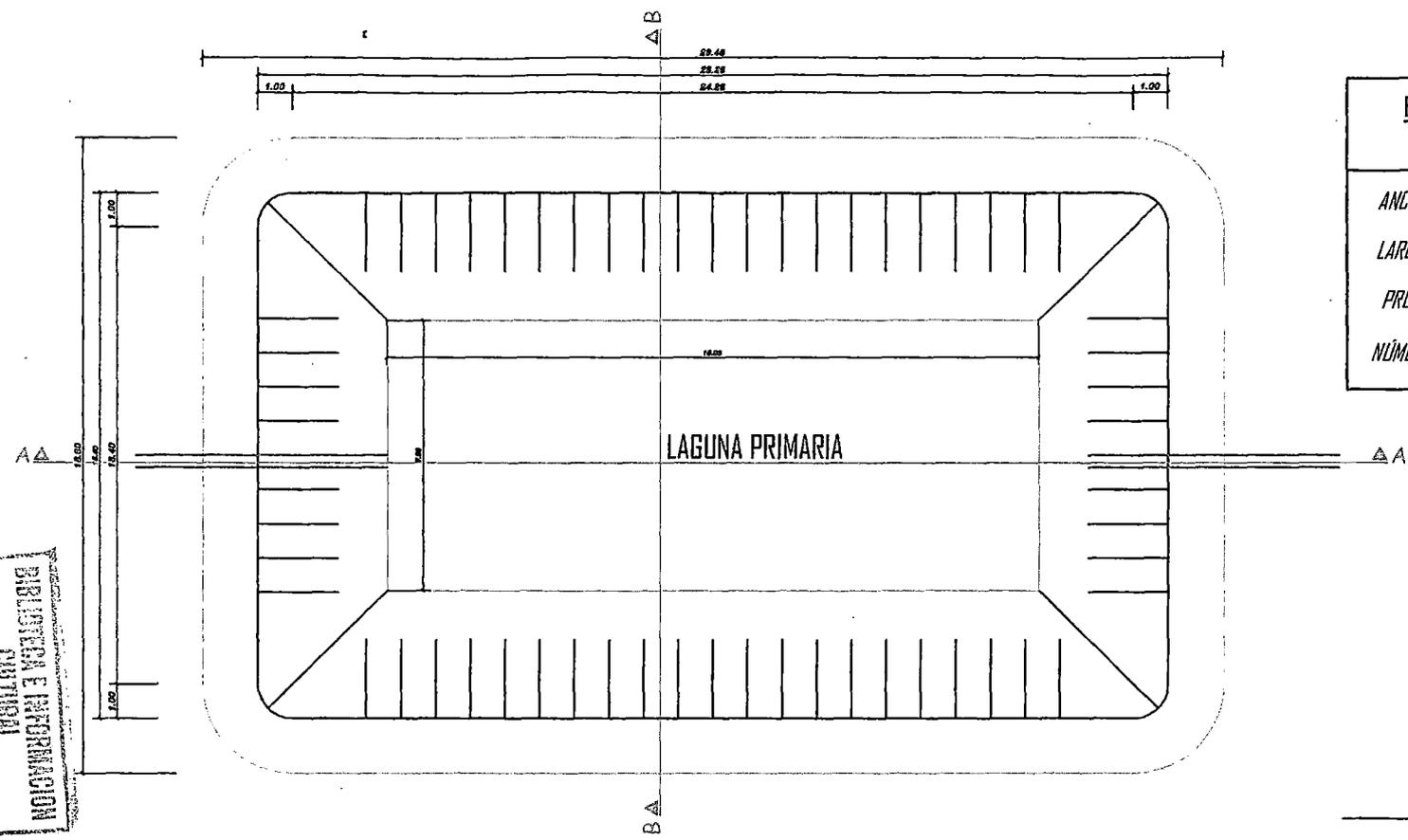
PLANO **DISEÑO DE REJAS** LAMINA **DR-1**

DISEÑO: **RONY BAUTISTA GÓMEZ**

DIGITALIZACIÓN: **RONY BAUTISTA GÓMEZ** FECHA: **ENERO DEL 2018** DEPARTAMENTO: **AYACUCHO**

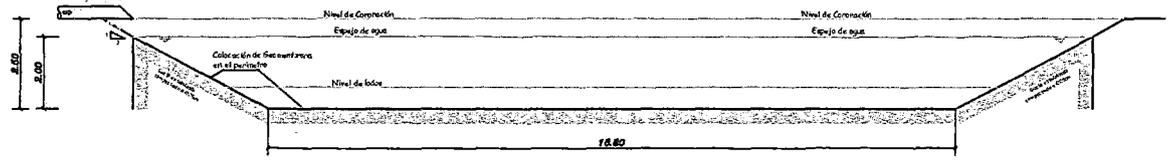
ESCALA INDICADA: **JUNO** ESCALA GRAFICA: PROVINCIA: **CHIARA** MUNICIPIO: **CHIARA**

INSTITUCIÓN DE INVESTIGACIONES CIENTÍFICAS Y TECNOLÓGICAS
 U.N.S.C.H.

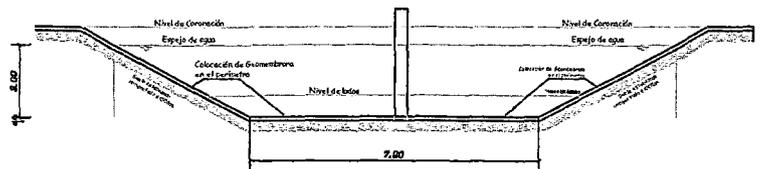


ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DEL DISEÑO DE REJAS	
ANCHO DE LAGUNA:	10.90 m
LARGO DE LAGUNA:	21.76 m
PROFUNDIDAD:	2.00 m
NÚMERO DE LAGUNAS:	2 und.

PLANTA
SC: 1/200



CORTE A - A
SC: 1/200



CORTE B - B
SC: 1/200

UNIVERSIDAD NACIONAL SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA			
TÍTULO: DISEÑO PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES PARA EL DISTRITO DE CHIARA HUARANGA - AYACUCHO			
PLANO	LAGUNAS PRIMARIAS		LÁMINA
			LP-1
DISEÑO:	RONY BAUTISTA GÓMEZ		
DIRECCIONAMIENTO:	RONY BAUTISTA GÓMEZ		FECHA: ENERO DEL 2018
ESCALA INDICADA	DIBUJO JUNO	ESCALA GRAFICA	DEPARTAMENTO AYACUCHO PROVINCIA CHIARA DISTRITO CHIARA