

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTÓBAL DE
HUAMANGA**

FACULTAD DE INGENIERÍA QUÍMICA Y METALURGIA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA QUÍMICA



**DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y EVALUACIÓN DE UN PROTOTIPO DE
TRATAMIENTO DE AGUA PARA SU POTABILIZACIÓN A NIVEL
PLANTA PILOTO**

**TESIS PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE
INGENIERA QUÍMICA**

PRESENTADA POR:

Bach. Nazia Lizeth LOAYZA AGUILAR

ASESOR:




Ing. Cipriano MENDOZA ROJAS

AYACUCHO-PERÚ

2019

ACTA DE CONFORMIDAD

Los que suscribimos, miembros del jurado, designado para el acto público de sustentación de tesis: "DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y EVALUACIÓN DE UN PROTOTIPO DE TRATAMIENTO DE AGUA PARA SU POTABILIZACIÓN A NIVEL PLANTA PILOTO" presentado por la bachiller en Ingeniería Química, Nazia Lizeth LOAYZA AGUILAR, que fue sustentado el día 01 de julio de 2019 en mérito a la Resolución Decanal N° 028-2019-FIQM-D; damos conformidad al contenido de la tesis corregida, recomendando su publicación final, y que pueda iniciar la gestión administrativa conducente a la expedición y entrega del respectivo diploma de título profesional de Ingeniera Química.

MIEMBROS DEL JURADO	DNI	FIRMA
M.sc. Jorge S. GARCIA BLASQUEZ MOROTE	10218117	
Mg. Alfredo ARIAS JARA	28259736	
Mg. Tarcila ALCARRAZ ALFARO	28227763	

Ayacucho, 30 de setiembre de 2019

A Dios, por permitirme llegar a este momento tan especial en mi vida, por los triunfos y los momentos difíciles que me han enseñado a valorarlo cada día más.

A mis padres, Zenaida y Mario, por su ejemplo, por guiarme por el camino del bien, por el apoyo incondicional.

A mis hermanos Alex, Mariela y Yems, por el apoyo. Los amo infinitamente.

A mis abuelos Eulogio (+) y Ernestina, Donato y Zenobia, por ser parte de mi día a día.

A Ander Joyo, por su apoyo y amor incondicional.

A mis tíos, por haber sido parte de mi formación personal.

A mis primos Misael, Fredy (+) y Metz, por estar ahí, apoyándome con palabras de motivación y aliento.

A mis amigos y compañeros del Centro de Competencias de Agua (CCA), por el apoyo y conocimientos brindados.

AGRADECIMIENTO

A la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, alma máter de muchas generaciones de profesionales exitosos, egresados de las distintas escuelas profesionales.

Mi mayor reconocimiento a todos mis profesores, por haber aprendido mucho de cada uno de ellos. No tengo palabras tan solo de agradecimiento infinito.

A mi asesor, el Ing. M. Sc. Cipriano Mendoza Rojas, por su paciencia y cooperación, por el apoyo brindado durante el tiempo que duró el desarrollo de la tesis.

A los ingenieros que forman parte del Taller Electromecánico Holger K. Hansen, especialmente al Bach. Álvaro Ayala Moreyra, por el apoyo brindado.

A los ingenieros Wilson Lázaro Sacsa, Julio Hinojosa Molero, al egresado Silver Guillen Jerí y a los operadores que laboran en la planta de tratamiento de agua potable, por el apoyo en la realización de la parte práctica; igualmente, a la empresa SEDA Ayacucho.

A la Agencia de los Estados Unidos para el Desarrollo Internacional (USAID), que, mediante el Proyecto PEER: “AGUA-ANDES: Ecological Infrastructure Strategies for Enhancing Water Sustainability in the Semi-Arid Andes” (PGA-174194), financió el desarrollo de la tesis. Dicho proyecto ha sido gestionado por el Programa Agua-Andes, por el Centro de Competencias del Agua (CCA), y desarrollado en el Taller Electromecánico Holger K. Hansen, de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga (UNSCH).

RESUMEN

La investigación tuvo por objetivo general diseñar, construir y evaluar un prototipo de tratamiento de agua para su potabilización, para lo cual se utilizó una muestra simulada, preparada con lodo de los embalses de la planta de tratamiento de agua potable de Quicapata, con una turbiedad aproximada de 80 NTU. Se determinó una dosis óptima de coagulante de 31 mg/L mediante prueba de jarras. El tanque de mezcla rápida tiene un volumen de 3,2 litros, donde el agua es agitada a 312 rpm, por un tiempo de 40 segundos. El tanque de floculación tiene un volumen de 112 litros, un tiempo de retención de 24 min y una gradiente de $9,008 \text{ s}^{-1}$. El sedimentador de alta tasa tiene un volumen de 43 litros, el tiempo de retención es 10 min; este cuenta con 36 láminas inclinadas a 60° ; de esta unidad, el agua sale con una turbiedad de 11 NTU. Finalmente, el filtro tiene una tasa de filtración de 300 m/d y tiene un lecho filtrante de 1 m y está compuesta por grava, arena y antracita; de esta unidad, el agua sale con una turbiedad menor a 5 NTU. La construcción de todas estas unidades se realizó en acrílico translúcido, para que pueda ser visualizada en cada uno de sus procesos, que no ocupe mucho espacio y que pueda ser transportado sin mayor dificultad.

Palabras claves: Diseño, construcción, evaluación, tratamiento de agua.

ABSTRACT

The general objective of the research was to design, build and evaluate a water treatment prototype for its purification, for which a simulated sample, prepared with mud from the reservoirs of the Quicapata drinking water treatment plant, was used, with a turbidity approximately 80 NTU. An optimal coagulant dose of 31 mg / L was determined by jar testing. The fast mixing tank has a volume of 3,2 liters, where the water is stirred at 312 rpm, for a time of 40 seconds. The flocculation tank has a volume of 112 liters, a retention time of 24 min and a gradient of $9,008 \text{ s}^{-1}$. The high rate settler has a volume of 43 liters, the retention time is 10 min; this has 36 sheets inclined at 60° ; from this unit, the water comes out with a turbidity of 11 NTU. Finally, the filter has a filtration rate of 300 m / d and has a filter bed of 1 m and is composed of gravel, sand and anthracite; of this unit, the water comes out with a turbidity less than 5 NTU. The construction of all these units was carried out in translucent acrylic, so that it can be visualized in each of its processes, which does not take up much space and can be transported without major difficulty.

Key words: Design, construction, evaluation / water treatment.

ÍNDICE

	Pág.
Dedicatoria	ii
Agradecimientos.....	iii
Resumen	iv
Abstract.....	v
Índice	vi
Introducción.....	xiv

CAPÍTULO I. GENERALIDADES

1.1 Planteamiento del problema	1
1.1.1 Problema general	1
1.1.2 Problemas específicos.....	1
1.2 Objetivos	2
1.2.1 Objetivo general	2
1.2.2 Objetivos específicos	2
1.3 Hipótesis.....	2
1.3.1 Hipótesis general	2
1.3.2 Hipótesis específicas.....	2
1.4 Justificación.....	2
1.4.1 Técnica.....	2
1.4.2 Económica	3
1.4.3 Social	3
1.5 Delimitaciones y alcances	3
1.5.1 Espacial.....	3
1.5.2 Temporal.....	3
1.5.3 Contenido.....	3
1.5.4 Alcances.....	4

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes	5
2.2 El agua y su importancia	6
2.2.1 Contaminación del agua	6
2.2.2 Fuentes de agua	6

2.3	Calidad del agua	7
2.3.1	Indicadores físicos	8
2.3.2	Indicadores químicos	9
2.3.3	Indicadores microbiológicos.....	11
2.4	Aspectos de calidad de agua, salud y estética	12
2.4.1	Enfermedades de origen hídrico	12
2.5	Agua potable.....	13
2.5.1	Importancia de la potabilización.....	15
2.6	Procesos de potabilización de aguas	15
2.7	Plantas de tratamiento de agua potable	27
2.7.1	Planta convencional	27
2.7.2	Planta compacta	28
2.7.3	Planta en filtración y desinfección.....	28
2.7.4	Otras alternativas	28
2.8	Planta piloto.....	29
2.8.1	Consideraciones generales.....	29
2.9	Marco legal.....	30
2.9.1	Guías para la calidad del agua potable	31
2.9.2	Normas en Perú	31

CAPÍTULO III. METODOLOGÍA

3.1	Delimitación del estudio.....	34
3.2	Tipo de investigación	34
3.3	Población y muestra	34
3.4	Técnicas e instrumentación de recolección de datos.....	34
3.4.1	Técnicas de recolección de datos.....	34
3.4.2	Instrumentos de recolección de datos	35
3.5	Materiales y equipos.....	35
3.5.1	Equipos utilizados.....	35
3.5.2	Materiales de laboratorio	37
3.5.3	Reactivos	37
3.6	Metodología.....	38
3.6.1	Caracterización del agua muestra	39
3.6.2	Test de jarra	40

3.7	Diseño del prototipo de tratamiento de agua potable	41
3.7.1	Dotación y caudal de diseño	41
3.7.2	Diseño de la mezcla rápida.....	42
3.7.3	Diseño del floculador hidráulico de flujo horizontal.....	45
3.7.4	Diseño del sedimentador de alta tasa.....	48
3.7.5	Diseño del filtro rápido de arena	51
3.7.6	Diseño del sistema de cloración	54
3.8	Construcción y montaje del prototipo	55
3.9	Puesta en marcha y evaluación del prototipo de tratamiento de agua.....	56
3.10	Muestreo.....	56
3.11	Caracterización del afluente y efluente.....	56

CAPÍTULO IV. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL PROTOTIPO

4.1	Levantamiento de información.....	58
4.1.1	Caracterización del afluente	58
4.1.2	Determinación del caudal de diseño.....	60
4.2	Diseño del prototipo de tratamiento de agua.....	61
4.2.1	Diseño del mezclador mecánico	62
4.2.2	Diseño del floculador hidráulico de flujo horizontal.....	65
4.2.3	Diseño del sedimentador de alta tasa.....	68
4.2.4	Diseño del filtro rápido.....	72
4.2.5	Diseño del sistema de cloración por goteo	76
4.3	Construcción y montaje del prototipo de tratamiento de agua.....	78
4.3.1	Selección de materiales de construcción	78
4.3.2	Construcción y montaje de las unidades de proceso	79

CAPÍTULO V. PUESTA EN MARCHA Y EVALUACIÓN

5.1	Prueba hidráulica	84
5.2	Descripción del funcionamiento.....	84
5.3	Puesta en marcha	85
5.4	Operación y control del prototipo	85
5.5	Muestreo.....	87
5.6	Evaluación de parámetros físico-químicos.....	88

CAPÍTULO VI. RESULTADOS Y DISCUSIÓN

6.1 Resultados experimentales	90
6.1.1 Caracterización del agua muestra	90
6.1.2 Aplicación del test de jarra	91
6.1.3 Evaluación y validación del prototipo	93
6.1.4 Caracterización de la calidad del agua muestra.....	98
6.2 Discusión de resultados	100
CONCLUSIONES	102
RECOMENDACIONES	104
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	105
ANEXO	108

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura II-1.	Origen de las fuentes de agua (Ordoñez, 2011)	7
Figura II-2.	Tipos de mezcladores	17
Figura II-3.	Resalto hidráulico (CEPIS, 2004)	17
Figura II-4.	Mezcla rápida mecánica	18
Figura II-5.	Floculadores hidráulicos	20
Figura II-6.	Floculador mecánico con paletas de eje vertical (Romero, 2006)	21
Figura II-7.	Floculador mecánico con paletas de eje horizontal (Romero, 2006)	21
Figura II-8.	Sedimentador de flujo horizontal (Cepis, 2004)	22
Figura II-9.	Sedimentador de alta tasa (Cánepa, 2004)	23
Figura II-10.	Medios de filtración (Romero, 2006)	25
Figura II-11.	Planta de tratamiento convencional para el agua superficial	27
Figura II-12.	Planta compacta de tratamiento de agua potable (Indostra S.A.)	28
Figura II-13.	Sistema de filtro lento de arena	29
Figura III-1.	Medidor de pH (HACH)	35
Figura III-2.	Medidor de cloro residual (HACH)	35
Figura III-3.	Equipo multiparametro (HACH)	36
Figura III-4.	Medidor de turbiedad (HACH)	36
Figura III-5.	Equipo de test de jarra	36
Figura III-6.	Balanza analítica	37
Figura III-7.	Metodología	39
Figura IV-1.	Esquema del proceso de test de jarra	59
Figura IV-2.	Esquema del tratamiento de agua a escala piloto	62
Figura IV-3.	Vista en planta y lateral del tanque de mezcla rápida	64
Figura IV-4.	Vista isométrica del tanque mezclador	65
Figura IV-5.	Vista en lateral del floculador horizontal	67
Figura IV-6.	Vista en planta floculador horizontal	68
Figura IV-7.	Vista isométrica del floculador horizontal	68
Figura IV-8.	Vista en planta del sedimentador	71
Figura IV-9.	Vista en lateral del sedimentador	71
Figura IV-10.	Filtro rápido de arena	76
Figura IV-11.	Sistema de cloración por goteo	77
Figura IV-12.	Vista frontal del tanque reactor de mezcla rápida	79

Figura IV-13.	Vista del floculador hidráulico de flujo horizontal	80
Figura IV-14.	Vista frontal del sedimentador de alta tasa	81
Figura IV-15.	Vista frontal del filtro rápido	82
Figura IV-16.	Vista de la planta piloto de tratamiento de agua	83
Figura V-1.	Vista frontal del filtro rápido	87
Figura V-2.	Esquema de puntos de muestreo	88
Figura VI-1.	Comportamiento de la turbiedad en función de dosis de coagulante..	91
Figura VI-2.	Remoción de la turbiedad con respecto a la dosis de coagulante	92
Figura VI-3.	Tiempo en función de la turbiedad a la entrada de la mezcla rápida ..	94
Figura VI-4.	Tiempo en función de la turbiedad a la salida del sedimentador	95
Figura VI-5.	Tiempo en función de la turbiedad a la salida del filtro.....	96
Figura VI-6.	Comportamiento de la turbiedad antes y después del tratamiento.....	97
Figura VI-7.	Muestra de agua que ingresa y sale de las unidades	97

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla II-1.	Principales enfermedades de origen hídrico y agentes responsables ..	13
Tabla II-2.	Criterios de calidad para el agua potable	14
Tabla III-1.	Parámetros de dotación de agua para centros poblados rurales	41
Tabla IV-1.	Párametros de calidad y estándares de tratamiento convencional	58
Tabla IV-2.	Resultado de la prueba de jarra	60
Tabla IV-3.	Caudal promedio	60
Tabla IV-4.	Caudales de diseño	60
Tabla IV-5.	Valores de K para impulsores en tanques, régimen turbulento.....	64
Tabla IV-6.	Párametros de diseño del floculador hidráulico de flujo horizontal ...	65
Tabla IV-7.	Lecho típico de grava para sistemas de drenaje por tuberías	73
Tabla V-1.	Condiciones de operación para las pruebas experimentales	86
Tabla V-2.	Esquema indicativo de la operación de filtro rápido.....	86
Tabla V-3.	Métodos de evaluación de los principales parámetros analizados	89
Tabla VI-1.	Párametros analizados del agua potable y agua contaminada.....	90
Tabla VI-2.	Resultado del test de jarra	91
Tabla VI-3.	Porcentaje de remoción en el teste de jarra.....	92
Tabla VI-4.	Datos experimentales de la turbiedad removida por el equipo	93
Tabla VI-5.	Porcentaje de remoción por el equipo	96
Tabla VI-6.	Análisis de control de calidad del agua tratada con la planta piloto ...	99

ÍNDICE DE ANEXOS

Anexo - 1.	LMP de parámetros de calidad organolépticas	109
Anexo - 2.	Densidad, viscosidad dinámica y cinemática del agua	110
Anexo - 3.	Coefficiente de Maning	111
Anexo - 4.	Parámetros de calidad y límites máximos de agua potable.....	112
Anexo - 5.	Directrices de la OMS para la calidad de agua potable	113
Anexo - 6.	Determinación de dureza total (SEDA – Ayacucho).....	114
Anexo - 7.	Determinación de la alcalinidad (SEDA – Ayacucho)	115
Anexo - 8.	Determinación de cloruros (SEDA – Ayacucho).....	116
Anexo - 9.	Determinación de acidez (SEDA – Ayacucho).....	117
Anexo - 10.	Cálculo de demanda de agua.....	118
Anexo - 11.	Análisis físico-químico PTAP Quicapata	119
Anexo - 12.	Porcentaje de remoción de la PTAP SEDA - Ayacucho.....	120
Anexo - 13.	Aguas superficiales destinadas a la producción de agua potable.....	121
Anexo - 14.	Panel fotográfico del equipo	122

INTRODUCCIÓN

El acceso a la calidad del agua dulce varía según las comunidades; pocas fuentes, y de diversos lugares, proporcionan agua suficientemente pura como para ser consumida directamente. El agua es tratada para eliminar productos químicos, biológicos y sólidos suspendidos. Sin embargo, los consumidores también tienen necesidades o cualidades estéticas del agua de consumo como: dureza, color, sabor y olor, las que se consolidan luego de un proceso químico.

El presente estudio tiene como objetivo general diseñar, construir y evaluar una planta piloto de tratamiento de agua para su potabilización. Del mismo modo, como objetivos específicos: caracterizar el agua al ingreso y salida de la planta piloto de tratamiento de agua; diseñar y construir un sistema de tratamiento de agua a escala piloto de acuerdo a los parámetros determinados; determinar las condiciones óptimas de operación de la planta piloto.

Los pobladores que viven en pequeñas comunidades en la selva y los Andes del Perú consumen directamente agua superficial de los ríos que, en la mayoría de los casos, presentan alta turbiedad y apreciable cantidad de virus, bacterias y otros microorganismos que causan enfermedades en la población; a esto, se suman los problemas diversos de las plantas de tratamiento de agua, que no operan, debido a su mal diseño y por contar con personal no capacitado y con experiencia.

Ante ello, el trabajo de tesis propone una alternativa de solución, a través del diseño y construcción de una planta piloto de tratamiento de agua, y evaluar los parámetros operacionales y rendimiento de cada unidad, considerando todas las etapas del proceso de tratamiento convencional (coagulación, floculación, sedimentación, filtración y cloración) de agua superficial aplicables al sistema de suministro de agua para consumo humano en países en vías de desarrollo, como es el caso de Perú.

La planta piloto fue diseñada y construida en material acrílico que permitió visualizar las operaciones, para tratar un caudal de 4,8 L/min, con turbiedades que varían en el rango de 60-100 NTU y propiedades fisicoquímicas de pH entre 6,5 – 8,5, valor de alcalinidad de 28 ppm de Ca_2CO_3 y dureza total de 58 mg/L. La evaluación de los parámetros operacionales mostró reducción de turbiedad hasta 1,09 NTU, con un rendimiento de

98,91 %, y pH= 6,56. Valores que se encuentran dentro de los parámetros de calidad de acuerdo a la normativa peruana.

Los datos obtenidos se validaron con los resultados experimentales reportados el mes de febrero de 2018 por la planta de tratamiento de agua potable Quicapata, de SEDA Ayacucho (turbiedad agua de ingreso = 85 NTU, pH = 6,80, alcalinidad = 20 mg Ca₂CO₃/L, dureza total 30 mg/L y turbiedad agua de salida = 0,61 NTU, obteniendo así un 97,48 % de remoción).

Para el proceso, la tesis se organizó en seis capítulos, como sigue: El capítulo I, generalidades, expone el planteamiento del problema, los objetivos, las hipótesis, justifica la investigación, y brinda las delimitaciones y alcances. El capítulo II, marco teórico, da a conocer los antecedentes de la investigación y brinda informaciones básicas sobre el sistema teórico manejado en el proceso. El capítulo III, metodología, expone la delimitación del estudio, el tipo de investigación, la población y muestra, las técnicas e instrumentación de recolección de datos, los materiales y equipos, la metodología, entre otros aspectos importantes. El capítulo IV, diseño y construcción de la planta piloto, da a conocer aspectos como: levantamiento de información, diseño de la planta piloto de tratamiento de agua, y construcción y montaje de la planta piloto de tratamiento de agua. El capítulo V, puesta en marcha y evaluación, expone la prueba hidráulica, la descripción del funcionamiento, la puesta en marcha, la operación y control de la planta piloto, el muestreo, y la evaluación de parámetros físico-químicos. El capítulo VI, resultados y discusión, da a conocer los resultados experimentales y la discusión de los resultados. Se concluye formalmente exponiendo las conclusiones, sugerencias, referencias bibliográficas y se presenta anexo, con pruebas del caso.

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 Planteamiento del problema

A la fecha, los pobladores que viven en las zonas rurales consumen directamente agua superficial de baja calidad, alto en turbiedad, color y microorganismos; esto conlleva a los altos índices de desnutrición y enfermedades hídricas. Por otro lado, existen plantas de tratamiento de agua que no operan adecuadamente, por su mal diseño y desconocimiento del proceso del personal encargado, entre otros aspectos. Frente a este problema, se plantea la construcción de un prototipo que incluyen los procesos de tratamiento convencionales de agua superficial procedente de un río para evaluar los parámetros con la finalidad de escalar para caudales mayores.

1.1.1 Problema general

¿Cuáles son los parámetros a tener en cuenta para el diseño, construcción y evaluación de un prototipo de tratamiento de agua para su potabilización a nivel planta piloto?

1.1.2 Problemas específicos

- ¿Cuáles son las características del agua superficial al ingreso y salida del prototipo de tratamiento de agua?
- ¿Cuáles son los parámetros para el diseño de los distintos componentes del prototipo?
- ¿Cuáles son las condiciones óptimas de operación para la remoción de contaminantes presentes en el agua?

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo general

Diseñar, construir y evaluar un prototipo de tratamiento de agua para su potabilización a nivel planta piloto.

1.2.2 Objetivos específicos

- Caracterizar el agua al ingreso y salida del prototipo de tratamiento de agua.
- Diseñar y construir un sistema de tratamiento de agua a escala prototipo de acuerdo a los parámetros determinados.
- Evaluar las condiciones óptimas de operación del prototipo.

1.3 Hipótesis

1.3.1 Hipótesis general

Es posible diseñar, construir y evaluar un prototipo de tratamiento de agua para su potabilización a nivel planta piloto para determinar los parámetros de operación en el laboratorio de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga.

1.3.2 Hipótesis específicas

- La caracterización físico-químico del agua al ingreso y salida del prototipo de tratamiento de agua permiten conocer su calidad.
- Los parámetros seleccionados, permiten diseñar las diferentes unidades
- Conociendo las condiciones óptimas de operación de la planta piloto, se logrará la clarificación del agua.

1.4 Justificación

1.4.1 Técnica

Existe amplia información en la literatura en cuanto a diseño y construcción de plantas de tratamiento de agua por método convencional, como también experiencias y capacitaciones a nivel académico e industrial con tratamiento de potabilización de agua superficial.

1.4.2 Económica

La construcción de la planta piloto se realizó empleando los materiales, equipos e infraestructura disponibles a nivel local (Taller Electromecánico Holger K. Hansen, de la FIQM-UNSCH), a comparación de los equipos de importación que, en el mercado internacional, están en un rango entre 30 000 a 250 000 dólares, entre los más económicos.

1.4.3 Social

El equipo construido está disponible en el laboratorio de Transferencia de Masa, para las prácticas de laboratorio con fines académicos, trabajos de investigación de docentes y estudiantes; también, se podrá emplear para futuras investigaciones de tesis de pregrado y posgrado. Es importante mencionar que, con este prototipo, se puede escalar para pequeñas plantas de tratamiento de agua y así abastecer de agua potable a las comunidades que no cuenten con este servicio; de esta manera, se podría mejorar la calidad de vida de las personas.

1.5 Delimitaciones y alcances

1.5.1 Espacial

La presente investigación se llevó a cabo en el Taller Electromecánico Holger K. Hansen, de la Facultad de Ingeniería Química y Metalúrgica de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, que cuenta con infraestructura, maquinarias y herramientas requeridas.

1.5.2 Temporal

El trabajo se inició en julio de 2017 y finalizó en agosto del 2018.

1.5.3 Contenido

El prototipo consta de cuatro módulos principales las cuales son: tanque reactor (mezcla rápida), floculador, sedimentador y filtro, y equipos auxiliares.

1.5.4 Alcances

El estudio enfoca el diseño y construcción de la planta piloto para evaluar los parámetros de potabilización del agua superficial a pequeña escala. En esa vía, detalla en términos de eficiencia de acuerdo a la norma del DS.031 MINAM 2010 y la OMS.

Asimismo, la planta piloto puede ser empleada para la formación y capacitación de profesionales en el área de saneamiento urbano y rural.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Antecedentes

Al revisar la bibliografía sobre el caso, no se han encontrado trabajos relacionados al tema en la Biblioteca Central de la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga; sin embargo, existen otras fuentes de información que se detallan:

Cárdenas y Medina (2017) diseñaron y construyeron una planta de tratamiento de agua potable en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad Santo Tomás de Colombia para fines didácticos, cuyos resultados fueron: la remoción de partículas suspendidas en el agua en un 93,9 %, resultados satisfactorios debido a que se obtuvieron valores por debajo de 5 NTU, como recomienda el reglamento técnico del sector de agua potable y saneamiento básico RAS 2000. Los valores de pH a la entrada y a la salida de la planta se encuentran en un rango de 7,65 y 6,38, respectivamente.

Melo y Parra (2016) realizaron el diseño y construcción de una planta piloto para el tratamiento de agua potable en el laboratorio de la Universidad Católica de Colombia, cuyos principales resultados experimentales fueron: turbiedad de ingreso de 36 NTU y de salida 0,95 NTU; valores de pH ingreso y salida de 7,9 y 7,1, respectivamente; alcalinidad de ingreso 29,5 mg/L de CaCO_3 y de salida 32,3 mg/L de CaCO_3 . Estos resultados se ajustaron a la normativa colombiana.

Ahumada y Opazo (2006) diseñaron e implementaron la planta piloto de tratamiento de agua potable con fines docentes en la Universidad de Chile.

2.2 El agua y su importancia

El agua, como componente de la biósfera, es un compuesto químico que se encuentra en la naturaleza en grandes cantidades, en estado líquido, sólido y vapor; su fórmula es H₂O, la cual indica que cada una de sus moléculas está constituida por dos átomos de hidrógeno y uno de oxígeno. El agua es parte esencial de los seres vivos: hombre, animal y vegetal, cuyos cuerpos se componen de aproximadamente el 72 % de agua. El agua abunda en la Tierra y es fundamental para la producción de alimentos, para el crecimiento y vida de las plantas, para el buen vivir del hombre, para la cría de animales, en la industria, etc. (Prieto, 2008, p. 1-3)

Se considera el agua como solvente universal, debido a que es capaz de disolver o dispersar la mayoría de sustancias con las que tiene contacto, sean estas sólidas, líquidas o gaseosas; del mismo modo, formar con ellas iones, complejos solubles e insolubles, coloides o simplemente partículas dispersas de diferente tamaño y peso (Barrenechea, 2006, p. 3).

2.2.1 Contaminación del agua

La contaminación es el daño o alteración del agua por efecto de productos extraños. Las aguas de lluvias, las aguas de ríos, lagos y aún de los mares son contaminadas por gases residuales, desechos de lugares habitados, fábricas y ciudades, etc. Por la pobre calidad del agua, mueren diariamente unas 25 000 personas y alrededor de 1700 000 millones no cuentan con abastecimiento de agua potable. El agua, por lo general, contiene seis clases de contaminantes: gases residuales, corruptores orgánicos, grandes partículas que crean la turbiedad del agua, los pesticidas, el aumento anormal de la temperatura de una masa de agua, y el aumento anormal del sonido (Prieto, 2008, p. 71).

2.2.2 Fuentes de agua

Las fuentes de agua constituyen un elemento esencial en el diseño de cualquier sistema de abastecimiento y tratamiento de agua, la ubicación, el tipo; la cantidad y calidad definen el tipo de tratamiento a emplear. Según Ordoñez (2011), las fuentes de agua se originan por un conjunto de cambios que experimenta el agua en la naturaleza, tanto en

su estado (sólido, líquido y gaseoso) como en su forma (subterránea y superficial) tal como se muestra en la siguiente figura.

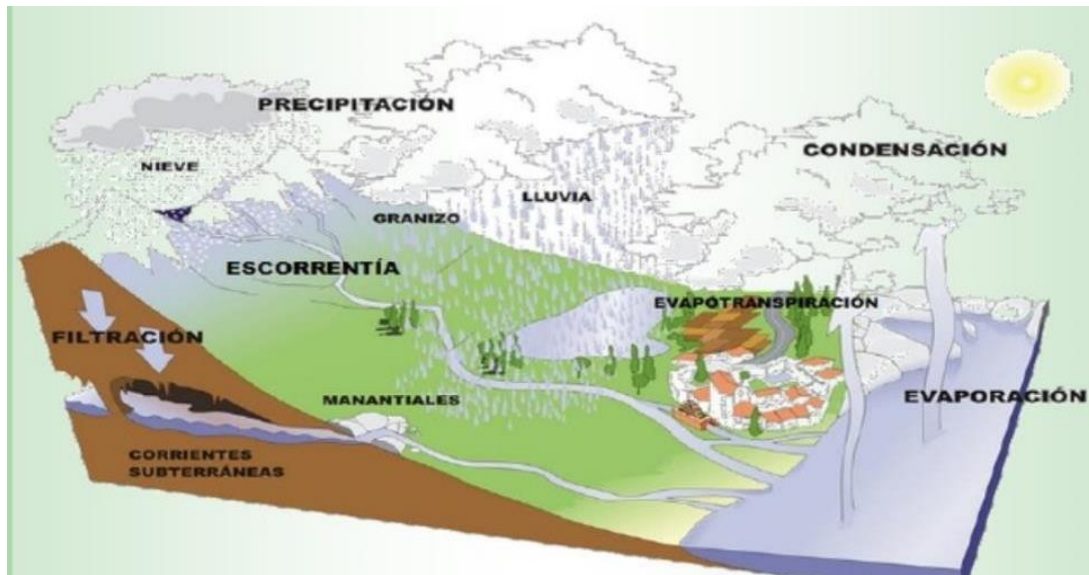


Figura II-1. Origen de las fuentes de agua (Ordoñez 2011)

Aguas subterráneas. Son aquellas que se encuentran en el subsuelo. Un inconveniente de los abastecimientos subterráneos es su tendencia a proporcionar aguas excesivamente duras, lo cual se debe a que los constituyentes que causan la dureza (alto contenido en iones Ca^{++} y Mg^{++}), que son lavados de los depósitos minerales. Por otro lado, el abastecimiento subterráneo tiene la ventaja de proporcionar aguas que requieren un menor grado de tratamiento, esto debido a la capacidad filtrante de los suelos y las rocas; esto asegura una alta claridad de estas aguas y ausencia de impurezas de origen orgánico (Ordoñez, 2011).

Aguas superficiales. Estas aguas, sean de corrientes o embalses, no son seguras para el consumo humano y requieren tratamiento. Los manantiales pequeños pueden proporcionar aguas insípidas, prácticamente claras, excepto durante la temporada de lluvias tempestuosas. Estas siempre están expuestas a contaminación, animal, accidental o incidental, de origen humano. Este tipo de aguas son: arroyos, corrientes (ríos), lagunas, lagos, mares, embalses naturales, y artificiales (Ordoñez, 2011).

2.3 Calidad del agua

Según la Organización Mundial de la Salud (2008), el agua potable es aquella que no ocasiona ningún riesgo significativo para la salud cuando se consume durante toda

una vida, teniendo en cuenta las diferentes sensibilidades que pueden presentar las personas en las distintas etapas de su vida. El agua posee unas características variables que la hacen diferente de acuerdo al sitio y al proceso de donde provenga; estas características se pueden medir y clasificar de acuerdo a características físicas, químicas y biológicas del agua. Estas últimas son las que determinan la calidad de la misma y hacen que esta sea apropiada para un uso determinado. La calidad del agua está determinada por los siguientes indicadores que a continuación se desarrollan.

2.3.1 Indicadores físicos

Las características físicas del agua, llamadas así porque pueden impresionar a los sentidos (vista, olfato, etcétera), tienen directa incidencia sobre las condiciones estéticas y de aceptabilidad del agua (Barrenechea, 2006, p. 6).

Sólidos totales. Según la Organización Mundial de Salud (2008), la potabilidad del agua con una concentración de sólidos totales disueltos (STD), menor que 600 mg/L, suele considerarse buena; pero, a concentraciones mayores de aproximadamente 1.000 mg/L, la potabilidad del agua de consumo disminuye significativa y progresivamente. Los consumidores también pueden considerar inaceptable la presencia de concentraciones altas de SDT, debido a que genera excesivas incrustaciones en tuberías, calentadores, calderas y electrodomésticos; además, la presencia de estos sólidos produce la turbiedad del agua (OMS, 2008, p. 189).

Turbiedad. Según la Organización Mundial de Salud (2008), la turbiedad se origina por partículas en suspensión o coloidales (arcillas, limo, tierra finamente dividida, etc.), que pueden proceder del agua de origen, como consecuencia de un filtrado inadecuado, o debido a la suspensión de sedimentos en el sistema de distribución. Otra posible causa es la presencia de partículas de materia orgánica en algunas aguas subterráneas. A pesar de todos los problemas que pueden significar un agua turbia, no se ha propuesto ningún valor de referencia basado en efectos sobre la salud. Lo único que se indica es que el aspecto del agua con una turbidez de 5 UNT suele ser aceptable para los consumidores. A su vez, la turbidez mediana debe ser menor que 0,1 UNT para que la desinfección sea eficaz (OMS, 2008, p. 189).

Color. Tal como lo indica la Organización Mundial de la Salud (2008), el color del agua puede presentarse junto a la turbiedad o independientemente de esta. Esta característica se produce por la presencia de materia orgánica, metales como el hierro o el manganeso, descomposición de materia, entre otras. Las personas pueden percibir niveles de color mayores que 15 unidades de color verdadero (UCV) en un vaso de agua. Los consumidores suelen considerar aceptables los niveles de color menor que 15 UCV; sin embargo, se debe considerar que la aceptabilidad puede variar (OMS, 2008, p. 186).

Olor y sabor. Según la Organización Mundial de la Salud (2008), el sabor y el olor del agua podrían originarse por contaminantes químicos naturales, orgánicos e inorgánicos, por fuentes o procesos biológicos (por ejemplo, microorganismos acuáticos) o por contaminación debida a sustancias químicas sintéticas. Pueden también ser resultado de la corrosión o del tratamiento del agua (por ejemplo, la cloración). De igual manera, se podría haber originado durante el almacenamiento y la distribución debido a la actividad microbiana (OMS, 2008, p. 183).

Temperatura. Es uno de los parámetros más importantes de la calidad del agua; pues, tal como lo indica la Organización Mundial de la Salud (2008), a elevadas temperaturas, puede ocurrir la proliferación de microorganismos. Asimismo, puede aumentar los problemas de sabor, olor, color y corrosión (OMS, 2008, p. 190).

2.3.2 Indicadores químicos

El agua, como solvente universal, puede contener cualquier elemento de la tabla periódica. Sin embargo, pocos son los elementos significativos para el tratamiento del agua cruda con fines de consumo o los que tienen efectos en la salud del consumidor (Barrenechea, 2006, p.13).

pH. Según la Organización Mundial de la Salud (2008), aunque el pH no suele afectar directamente a los consumidores, es uno de los parámetros operativos más importantes de la calidad del agua, ya que determinados procesos químicos ocurren tan solo a un determinado pH. Por ejemplo, para que las desinfecciones con cloro sean eficaces, es necesario que el pH se encuentre entre un valor de 6,5 y 8,0. De esta manera, se debe prestar mucha atención al control del pH en todas las fases del tratamiento del agua

para garantizar que su clarificación y desinfección sean satisfactorias. Además, el pH de la misma se debe controlar durante su sistema de distribución, para evitar la corrosión e incrustaciones en las redes de distribución, ya que el agua con un pH bajo será probablemente corrosiva (OMS, 2008, p. 188).

Dureza. La Organización Mundial de la Salud (2008) indica que el valor del umbral gustativo del ion calcio se encuentra entre 100 y 300 mg/L, dependiendo del anión asociado; mientras que del magnesio es probablemente menor que el del calcio. En algunos casos, los consumidores toleran una dureza del agua mayor que 500 mg/L; esto se encuentra en función de las condiciones locales. No obstante, no se propone ningún valor de referencia para la dureza del agua de consumo basado en efectos sobre la salud (OMS, 2008, p. 186).

Conductividad eléctrica. La conductividad eléctrica del agua es la capacidad que tienen las sales inorgánicas presentes en el agua para conducir corriente eléctrica. Es por ello que la conductividad eléctrica es un perfecto indicador de la cantidad de sales disueltas; pues, a mayor cantidad de estas, mayor será la conductividad del agua (Dirección General de Salud Ambiental, 2010). Por otro lado, las personas solo pueden consumir agua con conductividad eléctrica de máximo 1500 $\mu\text{s}/\text{cm}$.

Sulfatos. Según la Organización Mundial de Salud (2008), la presencia de sulfato en el agua de consumo puede generar un sabor apreciable y en niveles muy altos un efecto laxante en consumidores no habituados. Por lo general, se considera que el deterioro del sabor es mínimo cuando la concentración es menor que 250 mg/L. Sin embargo, varía en función de la naturaleza del catión asociado. Asimismo, no se ha calculado ningún valor de referencia basado en efectos sobre la salud para el sulfato (OMS, 2008, p. 186).

Cloruros. La Organización Mundial de la Salud (2008) señala que las altas concentraciones de cloruro confieren un sabor salado al agua y las bebidas. A concentraciones superiores, a 250 mg/L, es cada vez más probable que los consumidores detecten el sabor del cloruro. En general, para el anión cloruro, depende con qué catión esté asociado para determinar su sabor. No se propone ningún valor de referencia basado en efectos sobre la salud para el cloruro en el agua de consumo (OMS, 2008, p. 185).

Sodio. La Organización Mundial de la Salud (2008) indica que, a temperatura ambiente, el umbral gustativo promedio del sodio es de 200 mg/L aproximadamente. Sin embargo, es un valor referencial; pues el umbral gustativo el sodio en agua depende del anión asociado y de la temperatura de la solución. Por otro lado, no se ha calculado ningún valor de referencia basado en efectos sobre la salud (OMS, 2008, p. 188).

2.3.3 Indicadores microbiológicos

Según la Organización Mundial de la Salud (2008), los riesgos para la salud relacionados con el agua de consumo más comunes y extendidos son las enfermedades infecciosas ocasionadas por agentes patógenos como bacterias, virus y parásitos (por ejemplo, protozoos y helmintos). La carga para la salud pública es función de la gravedad de la enfermedad o enfermedades relacionadas con los agentes patógenos, de su infectividad y de la población expuesta (OMS, 2008, p. 105).

Bacterias. Para la Organización Mundial de la Salud (2008), la mayoría de bacterias patógenas pueden ser transmitidas por el agua, causando graves enfermedades o lesiones al aparato respiratorio e incluso al cerebro. Por ello, es de vital importancia asegurar la calidad del agua de consumo (OMS, 2008, p. 191).

Virus. La Organización Mundial de la Salud (2008) señala que la mayoría de los virus asociados con la transmisión por el agua son los que pueden infectar el aparato digestivo y son excretados en las heces de las personas infectadas (virus entéricos). Los virus entéricos habitualmente ocasionan enfermedades agudas con un periodo de incubación corto. El agua puede también contribuir a la transmisión de otros virus con modos de acción diferentes. Hay muy diversos tipos de virus que pueden ocasionar muy diversas infecciones y síntomas, con diferentes vías de transmisión, lugares de infección y vías de excreción. Pueden darse diversas combinaciones de vías y lugares de infección, y no siempre siguen pautas previstas (OMS, 2008, p. 209).

Protozoos. Según la Organización Mundial de la Salud (2008), los protozoos y helmintos están entre las causas más comunes de infecciones y enfermedades que afectan al ser humano y otros animales. El agua desempeña una función importante en la transmisión de algunos de estos agentes patógenos. El control de la transmisión por el agua plantea retos importantes, porque la mayoría de los agentes patógenos produce

quistes, coquistes o huevos que son extremadamente resistentes a los procesos utilizados generalmente para la desinfección del agua; en algunos casos, puede ser difícil eliminarlos mediante procesos de filtración (OMS, 2008, p. 216).

2.4 Aspectos de calidad de agua, salud y estética

La salud y el aspecto son los principales motivos para el tratamiento del agua. En el siglo XIX y comienzos del siglo XX, agudas enfermedades de origen hídrico, como el cólera y la fiebre tifoidea, espolearon el desarrollo y proliferación de las plantas de filtrado y cloración. La subsiguiente identificación en los suministros de agua, de agentes adicionales de enfermedades (como la legionella, *Cryptosporidium* y *Giardia*) y contaminantes (como el plomo y cadmio), dio como resultado pretratamientos más elaborados para reforzar la filtración y desinfección. Adicionalmente, procesos especializados, como el carbón granular activado, fueron aplicados al tratamiento de agua para el control de los compuestos causantes del olor y sabor (García, Carmen, M., & Veguillas, p. 47).

2.4.1 Enfermedades de origen hídrico

Según el Boletín Epidemiológico del Perú (2018), la ocurrencia de un gran número de enfermedades está relacionada a la carencia o deficiencia de los servicios básicos en la población, como son el agua potable, el desagüe y el manejo de residuos sólidos. Entre las de mayor repercusión, se consideran a las enfermedades metaxénicas, zoonóticas, diarreicas y respiratorias. El desabastecimiento de agua domiciliar obliga a la población a almacenarla en envases, muchas veces inapropiados, que constituyen criaderos potenciales de vectores. Por otro lado, la potabilización inadecuada es un riesgo para la transmisión de patógenos intestinales, así como la mala disposición de excretas. A través de la Encuesta Nacional de Hogares (ENAHOG) (2), realizada por el INEI a nivel nacional en el año 2016, se estimó que el 86,1 % de la población nacional accedía a agua por red pública (67,1 % agua potable y el 19,0 % agua no potable) y el 13,9 % consumían agua no potable proveniente de río, manantial, lluvia, camión, cisterna o pilón de uso público. En el área urbana, por cada 100 personas, 93 tienen agua que proviene de red pública; en el área rural, solo 60 personas de cada 100. En la tabla II-1, se señalan las enfermedades de origen hídrico más comunes.

Tabla II-1. Principales enfermedades de origen hídrico y agentes responsables

ENFERMEDAD	AGENTE
Origen bacteriano	
Fiebres tifoideas y paratifoideas	Salmonella typhi Salmonella paratyphi A y B
Disentería bacilar	Shigella sp
Cólera	Vibrio cholerae
Gastroenteritis agudas y diarreas	Echerichia coli enterotoxinógena Campylobacter Yersinia enterocolitica Salmonella sp. Shigella
Origen vírico	
	Virus hepatitis Ay E Virus de la polio Virus de Norwalk Rotavirus Enterovirus Adenovirus, etc.
Origen parasitario	
Disentería amebiana	Entamoeba histolytica
Gastroenteritis	Ciardia lamblia Cryptosporidium

Fuente: American Water Works Association (2002)

2.5 Agua potable

Según la Organización Mundial de la Salud (2008), el agua potable asegura la inocuidad del agua mediante la eliminación o la reducción a una concentración mínima de los componentes peligrosos para la salud. Ver tabla II-2; en ella, se muestran los criterios de la calidad para el agua potable en afanes de consumo humano.

Tabla II-2. Criterios de calidad para el agua potable

Parámetro		Regulaciones internas primarias	Guías de calidad para el agua de bebida de Canadá-1978 (2)	Guías de calidad para el agua de consumo OMS, 1996 (3)
	Unidad	Nivel máximo de contaminante	Concentración máxima aceptable	Valor guía
Físicos				
Color	UCV	-	15	15
Sabor y olor		Aceptable	-	Aceptable
Turbiedad	UNT	5	5	5
Inorgánicos				
Aluminio	mg/L	-	-	0.2
Amonio	mg/L	-	-	1.5
Antimonio	mg/L	0.006	-	0.005
Arsénico	mg/L	0.05	0.05	0.01
Bario	mg/L	2.0	1.0	0.7
Boro	mg/L	-	5.0	0.3
Cadmio	mg/L	0.005	0.005	0.003
Cianuro	mg/L	0.2	0.2	0.07
Cinc	mg/L	-	5.0	3
Cloro	mg/L	-	-	5
Cloruro	mg/L	-	250	250
Cobre	mg/L	1.3	1.0	2
Cromo (total)	mg/L	0.1	0.05	0.05
Fluoruro	mg/L	4	1.5	1.5
Hiero	mg/L	-	0.3	0.3
Manganeso	mg/L	-	0.05	0.5
Mercurio	mg/L	0.002	0.001	0.001
Nitrato (como N)	mg/L	10	10	50
Nitrito (como N)	mg/L	1	1.0	3
pH	-	-	6.5-8.5	-
Plata	mg/L	-	0.05	1
Plomo	mg/L	0.015	0.05	0.01
Selenio	mg/L	0.05	0.01	0.01
Sulfato	mg/L	-	500	250
Sulfuros (H ₂ S)	mg/L	-	0.05	0.05
Sólidos disueltos	mg/L	-	500	1.000

Fuente: Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano, DS. N° 031-2010-SA.

UCV: Unidad de color verdadero

UNT: Unidad nefelométrica de turbiedad

2.5.1 Importancia de la potabilización

El agua es una fuente de vida irremplazable y es un recurso básico de salud. Puede ser también un factor causante de enfermedades de origen hídricos. La importancia de potabilizar el agua es para bajar la carga microbiana, mejorar el aspecto físico y organoléptico de esta sustancia líquida. Todo esto con la finalidad de mejorar la calidad de vida de las personas y reducir los impactos negativos que conllevan a consumir un agua contaminada. Potabilizar el agua es fundamental para la salud y es uno de los derechos humanos básicos.

2.6 Procesos de potabilización de aguas

Para realizar el proceso de potabilización del agua, existen diversos factores que condicionan el tipo de tratamiento a emplear en un determinado lugar, esto debido a que las características del agua varían de acuerdo al lugar. El agua absolutamente pura es muy difícil de encontrar en la naturaleza. Se pueden encontrar las impurezas y contaminantes en tres estados: materias suspendidas, coloidales y sólidos disueltos. Es necesario emplear distintos métodos para la eliminación o la reducción de los mismos hasta niveles aceptables (Gonzales, 2013, pp. 10-11).

Aireación. El agua de los recursos de aguas subterráneas, del fondo de los lagos o embalses estratificados, o de los ríos contaminados, contendrá muy poco o nada de oxígeno disuelto. Si permite el paso de un agua anaeróbica a la planta de tratamiento, ello afectará o dañará otras unidades de proceso, en especial la coagulación y filtración. Este proceso no es recomendable para plantas grandes debido al costo (Gray, 1996, p. 104).

Coagulación. La coagulación es también conocida como mezcla rápida. Es una operación empleada en el tratamiento del agua con el fin de dispersar diferentes sustancias químicas y gases. En plantas de purificación de agua, el mezclador rápido tiene por lo general el propósito de dispersar rápida y uniformemente el coagulante a través de toda la masa o flujo de agua. La mezcla rápida puede efectuarse mediante turbulencia, provocada por medios hidráulicos o mecánicos, tales como resalto

hidráulico en canales, canaletas Parshall, vertederos rectangulares, tuberías de succión de bombas, mezcladores mecánicos en línea, rejillas difusoras, chorros químicos y tanques con equipo de mezcla rápida (Romero, 2006, p. 53). Estos se describen a continuación:

a. Mezclador hidráulico

Entre los mezcladores de este tipo, se pueden citar, entre los más utilizados por su simplicidad y eficiencia, los siguientes: canales con cambio de pendiente o rampas, canaletas Parshall, vertederos rectangulares y triangulares, difusores, inyectoros y resalto hidráulico. En los tres primeros mezcladores, la turbulencia que ocasiona la mezcla es producida por la generación de un resalto hidráulico que causa un gradiente de velocidad de alrededor de 1.000 s^{-1} . Estas unidades tienen la ventaja de que, además, involucran la medición del caudal de ingreso a la planta. Las unidades de resalto hidráulico son adecuadas para todo tipo de aguas; es decir, tanto para las que coagulan por el mecanismo de absorción o neutralización de carga como para las de barrido. La canaleta Parshall es adecuada exclusivamente para plantas de medianas a grandes ($Q \geq 500 \text{ L/s}$); mientras los vertederos rectangulares (100 L/s) y triangulares (30 L/s) son para caudales pequeños (Cánepa, 2004, p. 49).

Según la Norma Os.020, Planta de tratamiento de agua para consumo humano (2009), la mezcla rápida establece el tiempo, gradiente de velocidad de mezcla y forma de obtener una distribución uniforme y rápida del coagulante en toda la masa de agua; si las características topográficas e hidráulicas de la planta lo permiten, solo deberán usarse dispositivos de mezcla hidráulicos. Cualquiera que sea el dispositivo elegido, se debe garantizar una mezcla completa y casi instantánea. En el caso de unidades del tipo de resalto hidráulico, la aplicación del coagulante deberá distribuirse uniformemente a todo lo ancho del canal, en la figura II-2 se muestran los mezcladores hidráulicos anteriormente mencionados. (pág. 27).

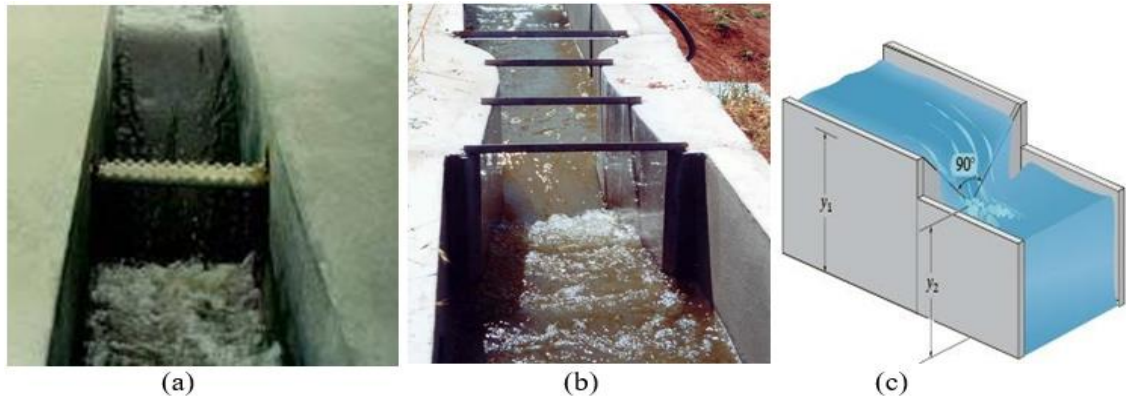


Figura II-2. Tipos de mezcladores hidráulicos a) canal rampa b) canal Parshall c) vertedero rectangular

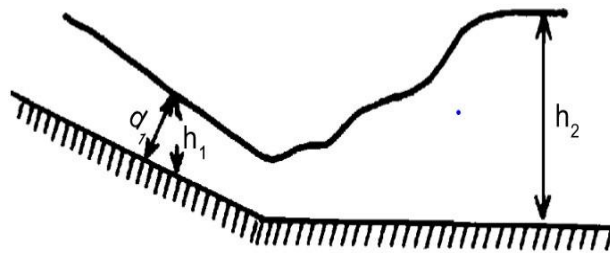


Figura II-3. Resalto hidráulico, vertedero rectangular (CEPIS 2004)

Para fines de información, se describe los criterios de diseño

En la figura II-3, se supone que h_1 es igual a d_1 , las alturas de agua antes (h_1) y después del resalto (h_2) deben satisfacer la ecuación II-1.

El gradiente de velocidad para mezcladores hidráulicos puede calcularse con la ecuación II-1:

$$G = \sqrt{\frac{gH}{vt}} = \sqrt{\frac{\rho gH}{\mu t}} = \sqrt{\frac{\gamma H}{\mu t}} \quad (II-1)$$

Donde:

G = Gradiente de velocidad, s^{-1}

μ = Viscosidad dinámica del agua, $N\ s/m^2$, $kg/m.s$, $Pa.s$

ν = Viscosidad cinemática del agua, m^2/s

t = Tiempo de retención, s

ρ = Densidad del agua, kg/m^3

g = Gravedad, m/s^2

H = Pérdida de energía debido a la fricción, m

γ = Peso específico de agua, N/m³

b. Mezcladores rápidos mecánicos

En este proceso, se emplean, por lo regular, tanques y equipos. Los tanques de mezcla rápida mecánica se proyectan generalmente de sección circular o cuadrada. Los mezcladores mecánicos son fabricados por una gran cantidad de industrias; en general, consisten en hélices, paletas, turbinas u otros elementos similares acoplados a un eje de rotación impulsado por una fuerza motriz cualquiera. Los ejes giran a un número alto de revoluciones, lo cual agita el agua en forma violenta y propicia la mezcla rápida y uniforme del coagulante. La mezcla rápida mecanizada es más eficiente cuando se emplean agitadores de tipo turbina, se clasifican por el tipo de movimiento producido en turbinas de flujo axial y turbinas de flujo radial. Ambas son buenas para la mezcla. Ver la figura II-4 (Romero, 2006, p. 57).

Según la Norma Os.020, Planta de tratamiento de agua para consumo humano (2009), en el diseño de los retromezcladores, debe tenerse en cuenta relaciones específicas entre las dimensiones del tanque y el agitador para reducir la formación de espacios muertos y cortocircuitos hidráulicos. Asimismo, es necesario considerar "baffles" o pantallas para evitar la formación de vórtice (p. 28).

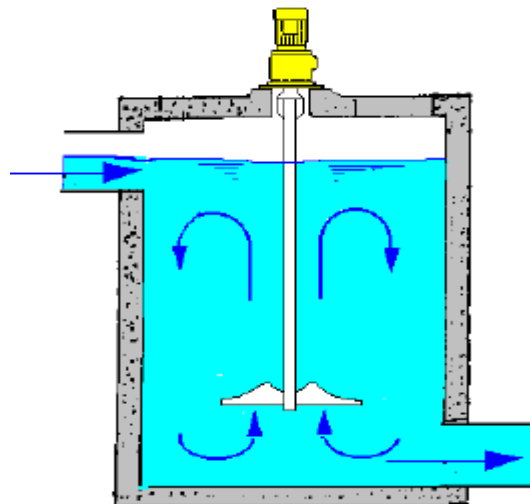


Figura II-4. Mezcla rápida mecánica

En la figura II-4, se muestra un tanque de mezcla mecánica la cual tiene un ingreso del agua por la parte superior del tanque y la salida se da por la parte inferior del tanque. Esta unidad cuenta con un agitador de flujo axial.

Floculación

“El objetivo principal de la floculación es reunir las partículas desestabilizadas para formar aglomeraciones de mayor peso y tamaño que sedimenten con mayor eficiencia” (Cánepa, 2004, p. 288).

La floculación viene a ser la agrupación de las partículas coloidales desestabilizadas (coaguladas) en partículas de mayor tamaño (flóculos). La agrupación de partículas se lleva a cabo por colisión de partículas; esta colisión de partícula puede llevarse a cabo bajo circunstancias naturales (formación de floc pericinéutico, inducido por energía térmica. Este movimiento es conocido como movimiento browniano) o por el mezclado, mediante la disipación de energía externa a la masa de agua, que puede ser mecánico o hidráulico (formación de floc ortocinéutico). La floculación puede ser una operación física o un proceso químico si es que se utiliza un reactivo químico como un agente de ayuda para la floculación. Así, los principales compuestos utilizados en la actualidad como floculantes son polielectrólitos orgánicos sintéticos, con cargas eléctricas y/o grupos ionizables, que hacen de “puentes” entre la partícula agrupándola (Mendoza, 2017, p. 33).

Los tipos de floculadores pueden ser: hidráulico o mecánico.

a. Floculadores hidráulicos

Según la Norma Os.020, Planta de tratamiento de agua para consumo humano (2009), se tiene que tener en cuenta que, en sistemas de más de 50 L/s de capacidad, los parámetros óptimos de diseño de la unidad como: gradiente de velocidad (G) y tiempo de retención (t) deberán seleccionarse mediante simulaciones del proceso en el equipo de prueba de jarras. La floculación puede ser de flujo horizontal o vertical. Las unidades de flujo horizontal son apropiadas para sistemas de menos de 50 L/s de capacidad; en sistemas por encima de este límite, se deberá usar exclusivamente unidades de flujo vertical. En la figura II-5, se muestran ambos modelos de floculación. (p. 29).

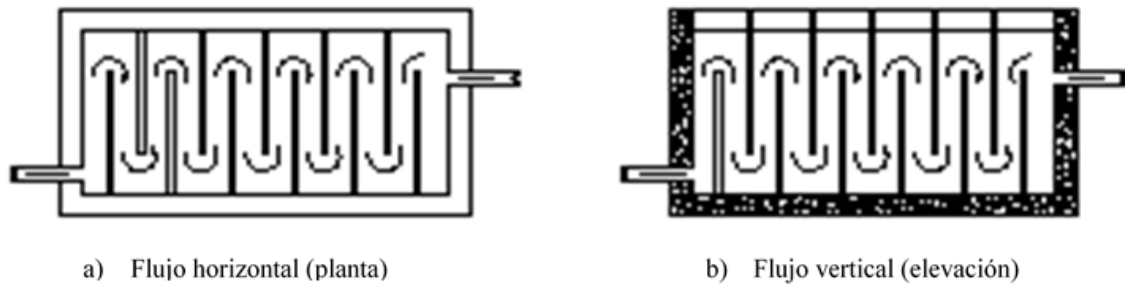


Figura II-5. Flocladores hidráulicos

b. Flocladores mecánicos

Estos flocladores utilizan energía de una fuente externa, normalmente un motor eléctrico acoplado a un intercambiador de velocidades, que hace posible la pronta variación de la intensidad de agitación. Se tiene de paletas y turbina; el más utilizado es de paleta, ya sean de eje horizontal o vertical (Cánepa, 2004, p. 302). Este tipo de floculación se usa generalmente en plantas de tratamiento de mayor volumen, especialmente en países desarrollados que cuentan con alta tecnología.

Para fines de información, se describe los criterios de diseño

1. Esta alternativa solo se considerará en casos en que se garantice un buen nivel de operación y mantenimiento y suministro continuo de energía eléctrica.
2. El tiempo de retención (T) deber ser aquel que resulte de la prueba de jarras incrementado en 25 a 50 %, dependiendo del número de cámaras seleccionadas. Cuanto menos sea el número de compartimientos, mayor será este porcentaje.
3. Deberá haber un mínimo de cuatro cámaras en serie, separadas por tabiques y con el ingreso de agua a todo lo ancho de la unidad.
4. Los agitadores, en los flocladores mecánicos deberán tener sistemas de variación de velocidades.
5. En cámaras con agitadores de paletas de eje vertical, la distancia entre los extremos de las paletas y el muro debe ser no menor de 0,15 m y preferiblemente mayor de 0,30 m. En cámaras con agitadores de paletas de eje horizontal, la distancia entre los extremos de las paletas al fondo y paredes de las cámaras debe estar entre 15 y 30 cm, y la separación de paletas entre dos agitadores consecutivos debe ser de 50 cm como máximo.

6. El área de las paletas debe estar entre 10 y 20 % del área del plano de rotación de las paletas y la velocidad lineal del extremo de paletas o velocidad tangencial debe ser de 1,20 m/s en la primera cámara y menor de 0,6 m/s en la última cámara.

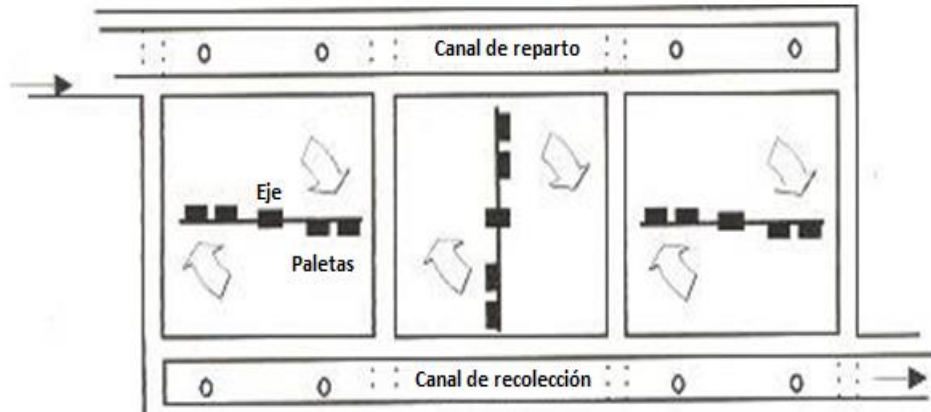


Figura II-6. Floculador mecánico con paletas de eje vertical (Romero 2006)

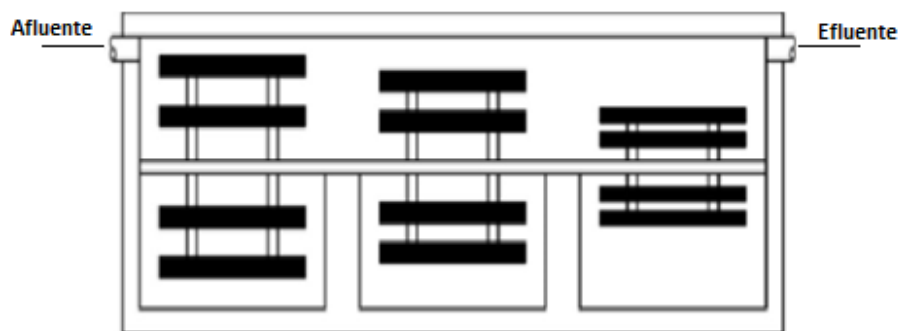


Figura II-7. Floculador mecánico con paletas de eje horizontal (Romero 2006)

Sedimentación

Por sedimentación, se entiende al proceso mediante el cual se asientan los sólidos suspendidos en un fluido, bajo la acción de la gravedad; en algunos casos, se denomina clarificación o espesamiento. La sedimentación y la filtración deben considerarse como procesos complementarios: realiza la separación de las partículas más densas que el agua y que tenga una velocidad de sedimentación tal que permita que lleguen al fondo del tanque sedimentador en un tiempo aceptable (Pérez, 1978, p. 96). Existen dos tipos de sedimentadores más empleados y son:

a. Sedimentador de flujo horizontal

Según la Norma Os.020, Planta de tratamiento de agua para consumo humano (2009), los sedimentadores de flujo horizontal tienen un periodo de retención y profundidad; estos trabajan con cargas de 15 a 60 m³/m²/d y en periodos de sedimentación superiores de 1 ½ y 5 horas y las profundidades entre 3 y 5 m. En los sedimentadores con dispositivos para la remoción continua de lodo, se considerará útil toda la profundidad. Los sedimentadores son de forma rectangular, cuya velocidad media del flujo para el caudal máximo de diseño deberá ser inferior de 0.55 cm/s. La recolección del agua sedimentada puede estar conformada por vertederos, canaletas y tubos con orificios (p. 32).

Criterios de diseño

1. La tasa superficial se determinará experimentalmente, simulando el proceso en el laboratorio con prueba de jarra.
2. La relación de largo ancho deberá estar entre 2 a 1 y 5 a 1.
3. La relación largo-profundidad deberá estar entre 5 a 1 y 20 a 1.
4. Se debe tener presente que las condiciones de diseño de los sedimentadores, que dependerá también del tipo de filtros proyectados; por ello la sedimentación y filtración deben proyectarse como procesos complementarios.
5. Sistema de acumulación y extracción de lodos, la pérdida de agua por fangos no deberá ser superior al 1 % de agua tratada.

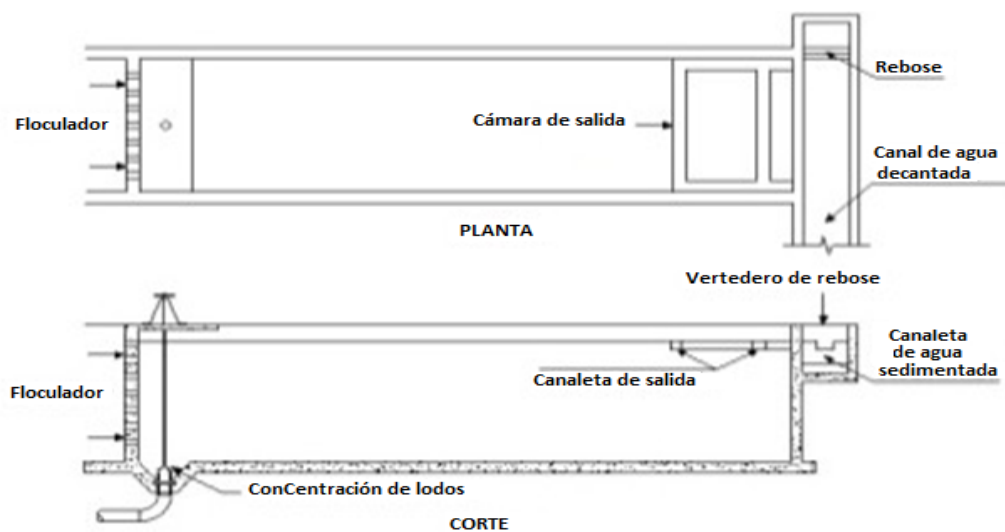


Figura II-8. Sedimentador de flujo horizontal (CEPIS 2004)

b. Sedimentación de tasa alta o flujo laminar

Los sedimentadores de alta tasa se caracterizan por mejorar la capacidad de tratamiento y son unidades con poca profundidad que incorporan módulos con tubos circulares, cuadrados, hexagonales, octogonales, de placas planas paralelas, de placas onduladas o de otras formas en tanques poco profundos, con tiempos de retención menores de 15 minutos. La característica principal de un sedimentador mediante de alta tasa es su poca profundidad, usualmente del orden de centímetros. En los pequeños conductos usados, se puede desarrollar flujo laminar; el flujo del agua floculada debe distribuirse uniformemente entre canales y tuberías diseñadas para asegurar una distribución uniforme del agua en toda el área superficial del decantador (Romero, 2006, p. 59).

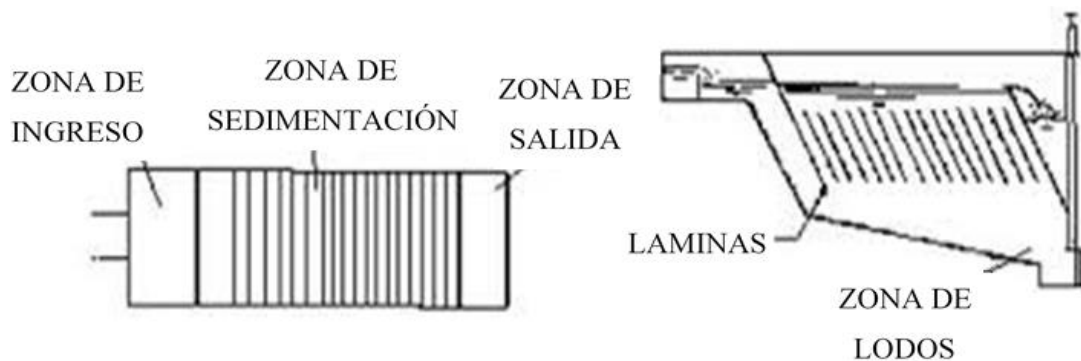


Figura II-9. Sedimentador de alta tasa (CEPIS 2004)

Filtración

La producción de agua clara y cristalina es prerequisite para el suministro de agua segura y requiere la filtración. Aunque la coagulación y la sedimentación remueven cerca del 90 % de la turbiedad y el color, una cierta cantidad de floc pasa el tanque de sedimentación y se necesita una remoción. Por ello, para lograr la clarificación final, se usa filtración a través de medios porosos, que por lo general son arena y antracita. En la planta de purificación, la filtración remueve el material suspendido, medido en la práctica como turbiedad, compuesto de floc, suelo, metales oxidados y microorganismos. La remoción de microorganismo es de gran importancia, puesto que muchos de ellos son extremadamente resistentes a la desinfección; sin embargo, son removibles mediante filtración. Lo anterior indica por qué, en la práctica, se considera que el propósito principal de la filtración es remover turbiedad e impedir la

interferencia de la turbiedad con la desinfección, al proteger a los microorganismos de la acción del desinfectante (Romero, 2006, p. 213).

Tipo de lecho filtrante. Los filtros utilizan generalmente un solo medio, arena o antracita; un medio dual, arena y antracita, o un lecho mezclado: arena, antracita y granate o ilmenita. La figura II-10 permite comparar los tres tipos de medios filtrantes comúnmente usados en tratamientos de aguas (Romero, 2006, p. 217).

a. Filtración directa

Según Cánepa (2004), tiene un uso frecuente de arena y antracita más profundo y más grueso que los convencionales. Para conseguir carreras más largas e incrementar la porosidad y la profundidad del lecho, se incrementa la capacidad para almacenar sólidos, lo que permite tratar aguas con cargas más elevadas y nos plantea lo siguiente:

Criterios de diseño

Turbiedad del afluente	< 8 NTU
Color del afluente	< 30 UC

b. Filtración lenta

La Organización Mundial de Salud (2008) indica que los filtros lentos de arena son habitualmente depósitos que contienen arena con partículas de tamaño efectivo de 0,15 a 0,3 mm. Al igual que los filtros rápidos por gravedad, el agua bruta fluye hacia abajo y el agua tratada se recoge en la parte inferior del filtro en sumideros o tuberías. La turbidez y los microorganismos se eliminan principalmente en los primeros centímetros de la arena. Se forma una capa biológica conocida como *schmutzdecke*, en la superficie del filtro, que puede eliminar eficazmente microorganismos. Periódicamente, se retiran y sustituyen los primeros centímetros de arena, que contienen los sólidos acumulados. (OMS, 2008, p. 149).

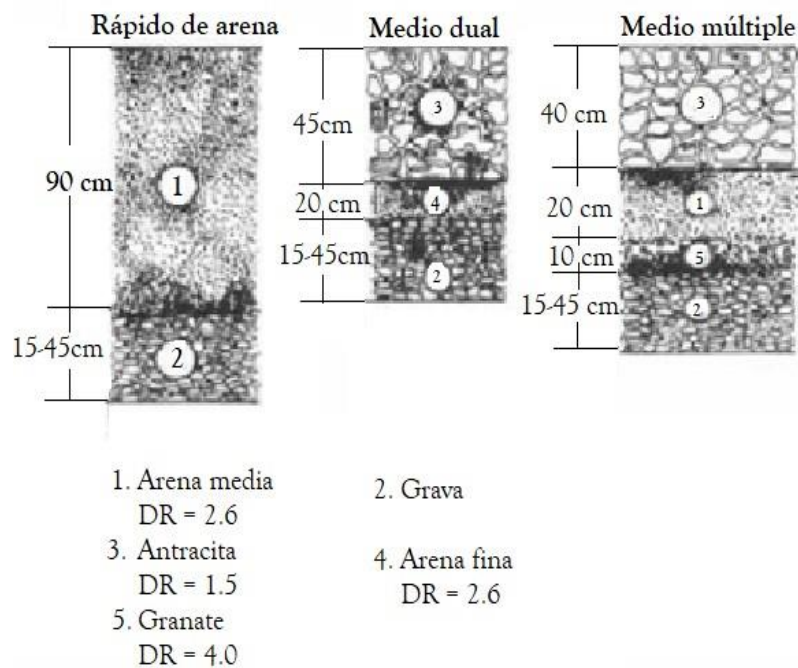
Criterios de diseño

Tasa de filtración	2,4 a 7,2 m/d
Turbiedad del afluente	< 15 NTU
Color de afluente	< 20 UC
NMP de CF del afluente	< 500

Tamaño efectivo de la arena	0,35 a 0,55 mm
Coefficiente de uniformidad	2 a 4
Espesor del lecho filtrante de arena	0,8 a 1,0 m
Densidad relativa de la grava	> 2,5
Solubilidad en HCl	< 5% en 24 h
Altura del agua sobre el lecho	0,7 a 1,0 m
Pérdida de carga	0,1 a 1,0 m
Altura del vertedero de salida	> 0,1 m sobre el nivel de la arena

c. Filtración rápida

Según Romero (2006), el filtro rápido por gravedad es el tipo de filtro más utilizado en tratamiento de aguas. El agua bruta fluye hacia abajo y el agua tratada se recoge en la parte inferior del filtro en sumideros. La turbidez y los microorganismos se eliminan principalmente en los primeros centímetros de la arena.



DR: Diámetro de la roca

Figura II-10. Medios de filtración (Romero 2006)

Desinfección

Se entiende por desinfección como un proceso unitario que tiene como objetivo eliminar organismos patógenos de un agua, especialmente bacterias, virus y otros parásitos (la población peruana está contaminada de parásitos intestinales). Se debe distinguir del término esterilización, que consiste en eliminar la totalidad de los microorganismos presentes en el agua, sean o no patógenos. El proceso de desinfección tiene importancia no solo para el tratamiento de agua para su potabilización, sino también para aguas destinadas para diferentes procesos industriales, especialmente en el procesamiento de alimentos y otros, incluso en el tratamiento de aguas residuales, como tratamiento terciario, en algunos casos como neutralización de los mismos (Mendoza, 2017, p. 78).

Los métodos de desinfección atendiendo a su naturaleza se pueden dividir en dos grandes grupos, físicos y químicos:

Físicos

- Calor
- Luz: natural o con luz ultravioleta
- Coagulación, floculación, sedimentación y filtración. Con estas operaciones, se puede eliminar algo de microorganismos, especialmente cuando las partículas o flocs formados adsorben al contaminante.

Químicos

- Cloro y sus derivados
- Ozono
- Permanganato de potasio
- Agua oxigenada

Los desinfectantes más empleados en aguas potables son: cloro y sus derivados, que se emplean desde hace muchos años y ozono, que entró su aplicación últimamente en algunos países de Europa, como Holanda, por las desventajas del uso de cloro (Mendoza, 2017, p. 79).

2.7 Plantas de tratamiento de agua potable

El agua superficial es una de las fuentes para la producción de agua potable y se usa cuando no hay suficiente agua subterránea fresca disponible. En el caso de Perú, este es el caso en la zona costera densamente poblada; a lo largo, el agua que usan para la potabilización son las procedentes de las cuencas de las zonas alto andinas de la sierra; en caso de no disponer de esta agua, extraen agua subterránea a gran escala, tanto para el consumo como para la agricultura, lo que está dando como resultado el aumento de aguas salobres y agua salina. Para el caso de la ciudad de Ayacucho, el agua para la potabilización procede de diferentes cuencas de zonas andinas más alejadas de Ayacucho; las fuentes proceden de pequeños ríos, lagos y el deshielo de las nieves por el cambio climático. El agua superficial recolectada en la gran represa de Cuchoquesera llega a la planta de tratamiento de Ayacucho a través de la red de canalización y su calidad varía según las estaciones del año, como es la época de lluvia y estiaje, para arrastrar ciertos contaminantes como agua superficial (Mendoza, 2017, p. 4).

2.7.1 Planta convencional

El tratamiento convencional consiste en una serie de operaciones unitarias y procesos unitarios, así tenemos coagulación (sulfato de aluminio o cloruro férrico), floculación (puede ser con adición de reactivo o sin adición), sedimentación, filtración (multicapa con carbón activado y arena sílice) y desinfección (cloro u ozono para el caso de Europa), tal como se muestra en la siguiente Figura II-11. (Mendoza, 2017, pág. 12)

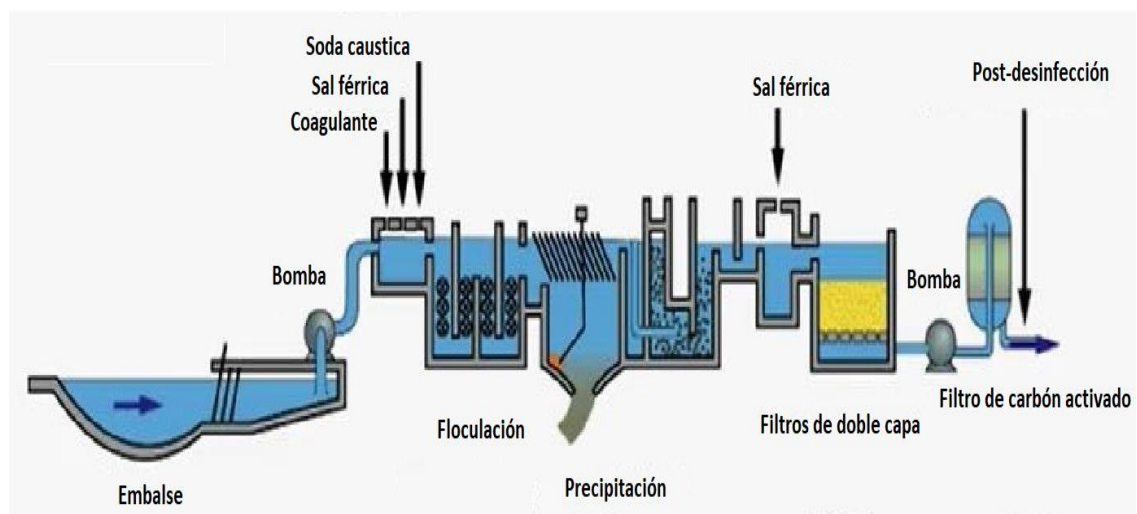


Figura II-11. Planta de tratamiento convencional de potabilización del agua superficial

2.7.2 Planta compacta

Son plantas prefabricadas, generalmente patentadas por los fabricantes, y están construidas casi siempre de planchas metálicas o fibras de vidrio. Sus unidades están ensambladas de manera que, exteriormente, lucen como una sola unidad, con divisiones internas que dan lugar a un comportamiento, donde se realiza uno o más procesos. Estas unidades compactas se diseñan de acuerdo a los parámetros y normas internacionales de calidad del agua, para turbiedades menores a 25 NTU (baja coloración y baja concentración de hierro), para turbiedades mayores entre 50 a 250 NTU (mediana coloración y concentración de hierro). La unidad consta de un tratamiento preliminar (desbaste: eliminación de partículas con filtro malla), dosificador de flocculante, mezclador estático en el cual se agrega el coagulante, una cámara de sedimentador de alta tasa dotada con placas inclinadas para remover las partículas flocculadas antes de ingresar al filtro que está compuesto de arena y antracita. (Mendoza, 2017, p.13)

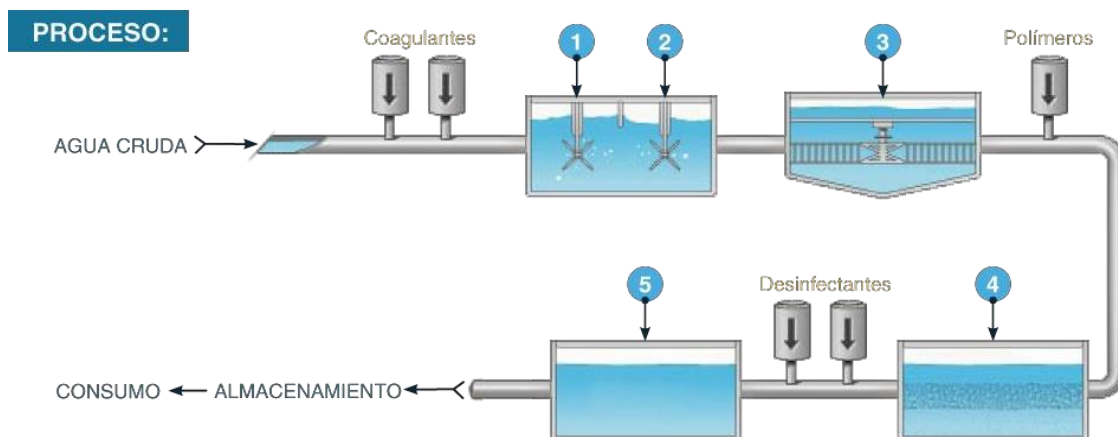


Figura II-12. Planta compacta de tratamiento de agua potable

2.7.3 Planta en filtración y desinfección

Es una modificación de la convencional, donde se prescinde de las unidades de floculación y sedimentación. Estas unidades se emplean cuando la turbiedad del agua es muy baja, menores a 10 NTU (Mendoza, 2017, p. 14).

2.7.4 Otras alternativas

Son los sistemas no convencionales con tecnologías apropiadas. Estas se refieren a zonas rurales y municipios pequeños, dada su economía y su facilidad de operación y

mantenimiento de aguas superficiales. Algunos son: la filtración lenta de arena (FLA) – conocida como el primer sistema de potabilización de agua y su respectiva cloración. (Mendoza, 2017, p. 14).

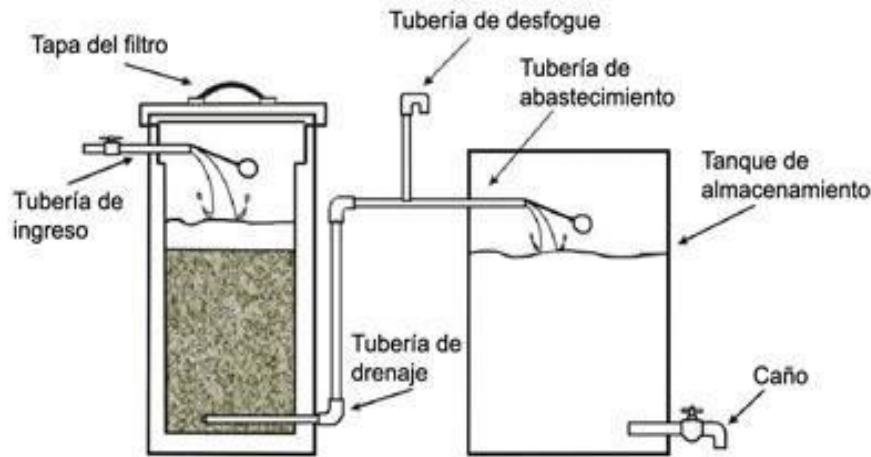


Figura II-13. Sistema de filtro lento de arena

2.8 Planta piloto

La Universidad de Alicante, en España, como se citó en Cárdenas & Medina (2017), define a una planta piloto como una “instalación donde se pueden realizar las últimas etapas en la optimización de un proceso de investigación”. De esta forma, se puede establecer la viabilidad de un proyecto o producto desarrollado con el objetivo de poder transferir los resultados al sector productivo. Es importante para determinar el tamaño de una planta piloto, fijar el límite inferior de la cantidad de producto necesario que permita determinar el efecto de las impurezas sobre la reacción, la eficiencia de la separación y la calidad del producto. La escala apropiada del equipo de prueba debe ser determinada. Los tamaños de equipos disponibles para llevar a cabo las pruebas de prototipo. Investigaciones prototipo a escala real pueden estar en las plantas existentes y son por lo general mayores a 3,8 mL/s. En el extremo opuesto de la gama de tamaños, son instalaciones de pequeña escala que son típicamente en el rango de 0,06 a 0,63 L/s.

2.8.1 Consideraciones generales

Según la Universidad de Alicante, en España, como se citó en Cárdenas & Medina, (2017), las consideraciones a tomar son:

- Los diseños de los equipos para una planta piloto están dictados por la normatividad existente o los modelos de plantas a escala real. Pero estos, a veces, resultan voluminosos e inflexibles. Por tanto, se deben diseñar equipos que sean reutilizables, flexibles y con facilidad de transportarse.
- Es necesario realizar derivaciones y enlaces adecuados entre las operaciones y procesos unitarios.
- El efecto de escala reducida de las instalaciones en el rendimiento del proceso del sistema debe ser considerado, especialmente los efectos en el sistema de filtración.
- La flexibilidad en la operación debe ser maximizada, en especial los puntos de aplicación de químicos.
- Las bombas y motores deberían ser capaces de variar su potencia y velocidad. Por ejemplo, en el floculador, debería ser ajustable, para determinar la energía que se debe usar para optimizar el tratamiento.
- La división del flujo se logra mejor mediante el uso de vertederos.
- Uso de medidores precisos de agua.
- A diferencia de las instalaciones a gran escala, las hidráulicas, de plantas piloto, deben estar diseñados para dar cabida a una amplia gama de condiciones de flujo.

2.9 Marco legal

Todos los proyectos son desarrollados en un país que tiene leyes y normas que lo rigen, por lo que el proyecto debe ajustarse al marco jurídico y legal que esté vigente. Se debe tener en cuenta que, sin importar qué tan rentable sea el proyecto, antes de iniciar sus operaciones, debe cumplir con las disposiciones jurídicas vigentes de la empresa y del país en que se llevará a cabo.

Para poder realizar una buena evaluación, es necesario tomar conocimiento de leyes y reglamentos del gobierno que conciernen con el tema a tratar en el proyecto. En este caso, estos reglamentos tienen que ver la calidad del agua superficial y el agua potable.

Según el Reglamento de la calidad del agua para consumo humano (MINAM, 2011), el agua es uno de los bienes más importantes y escasos que tienen las personas alrededor del mundo, nuestro país no es una excepción; muchas de nuestras poblaciones se ven obligadas a beber de fuentes cuya calidad deja mucho que desear y produce un sin fin de enfermedades a niños y adultos (p. 6).

2.9.1 Guías para la calidad del agua potable

Según la Organización Mundial de la Salud (2008), las guías para la calidad del agua potable explican los requisitos necesarios para garantizar la inocuidad del agua, incluidos los procedimientos mínimos y valores de referencia específicos, y el modo en que deben aplicarse tales requisitos. Describe, asimismo, los métodos utilizados para calcular los valores de referencia, e incluye hojas de información sobre peligros microbianos y químicos significativos (OMS, 2008, p. 1).

2.9.2 Normas en Perú

a) Reglamento de la calidad del agua para consumo humano, D.S.N°031-2010-SA

El acceso al agua potable es una necesidad primaria y por lo tanto un derecho humano fundamental; en este contexto, era necesario actualizar el *Reglamento de los requisitos oficiales físicos, químicos y bacteriológicos*, que deben reunir las aguas de bebida para ser consideradas potables; que, por su antigüedad (1946), se hacía inaplicable; es entonces que, en el año 2000, la Dirección General de Salud Ambiental (2011) asume la tarea de elaborar *el Reglamento de la calidad del agua para consumo humano*, tarea que el 26 de setiembre de 2010, a través del D.S. N° 031-2010-SA, se vio felizmente culminada. Este nuevo reglamento, a través de sus 10 títulos, 81 artículos, 12 disposiciones complementarias, transitorias y finales y 5 anexos, no solo establece límites máximos permisibles, en lo que a parámetros microbiológicos, parasitológicos, organolépticos, químicos orgánicos e inorgánicos y parámetros radiactivos se refiere; sino también le asigna nuevas y mayores responsabilidades a los gobiernos regionales, respecto a la vigilancia de la calidad del agua para consumo humano; además, fortalecer a la DIGESA en el posicionamiento como autoridad sanitaria frente a estos temas (p. 8). Ver anexo 1.

Artículo 2. Objeto

Con arreglo a la Ley N° 26842, Ley General de Salud, el presente Reglamento tiene como objeto normar los siguientes aspectos:

1. La gestión de la calidad del agua;
2. La vigilancia sanitaria del agua;

3. El control y supervisión de la calidad del agua;
4. La fiscalización, las autorizaciones, registros y aprobaciones sanitarias respecto a los sistemas de abastecimiento de agua para consumo humano;
5. Los requisitos físicos, químicos, microbiológicos y parasitológicos del agua para consumo humano; y
6. La difusión y acceso a la información sobre la calidad del agua para consumo humano.

b) Estándares de Calidad Ambiental (ECA) para agua D.S. N° 004-2017-MINAM

Artículo 1. Objeto

La presente norma tiene por objeto compilar las disposiciones aprobadas mediante el Decreto Supremo N° 002-2008-MINAM, el Decreto Supremo N° 023-2009-MINAM y el Decreto Supremo N° 004-2017-MINAM, que aprueban los Estándares de Calidad Ambiental (ECA) para agua, quedando sujetos a lo establecido en el presente decreto supremo y el anexo que forma parte integrante del mismo. Esta compilación normativa modifica y elimina algunos valores, parámetros, categorías y subcategorías de los ECA, y mantiene otros que fueron aprobados por los referidos decretos supremos.

Artículo 3. Categorías de los estándares de calidad ambiental para agua

1. Categoría 1: Población y recreacional

a. Subcategoría A: Aguas superficiales destinadas a la producción de agua potable. Entiéndase como aquellas aguas que, previo tratamiento, son destinadas para el abastecimiento de agua para consumo humano.

- **A1. Aguas que pueden ser potabilizadas con desinfección.** Entiéndase como aquellas aguas que, por sus características de calidad, reúnen las condiciones para ser destinadas al abastecimiento de agua para consumo humano con simple desinfección, de conformidad con la normativa vigente.

- **A2. Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento convencional.** Entiéndase como aquellas aguas destinadas al abastecimiento de agua para consumo humano, sometidas a un tratamiento convencional, mediante dos o más de los

siguientes procesos: coagulación, floculación, decantación, sedimentación, y/o filtración o procesos equivalentes; incluyendo su desinfección, de conformidad con la normativa vigente.

- **A3. Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento avanzado.** Entiéndase como aquellas aguas destinadas al abastecimiento de agua para consumo humano, sometidas a un tratamiento convencional que incluye procesos físicos y químicos avanzados como precloración, micro filtración, ultra filtración, nanofiltración, carbón activado, ósmosis inversa o procesos equivalentes establecidos por el sector competente.

CAPÍTULO III METODOLOGÍA

3.1 Delimitación del estudio

El presente estudio se realizó en el Taller Electromecánico “Holger K. Hansen”, de la Universidad Nacional San Cristóbal de Huamanga.

3.2 Tipo de investigación

El tipo de investigación es cuantitativo-experimental, ya que se estudió diferentes parámetros para un diseño adecuado y analizó el caso para el diseño y construcción de un prototipo de tratamiento para potabilización de agua.

3.3 Población y muestra

- Población: La población a tomar en cuenta para la presente investigación será el agua superficial.
- Muestra: Para la presente investigación la muestra será el agua superficial contaminado.

3.4 Técnicas e instrumentación de recolección de datos

3.4.1 Técnicas de recolección de datos

En el presente trabajo de investigación, se utilizaron las siguientes técnicas de recolección de datos:

- Análisis físico-químico, con la finalidad de realizar la caracterización del agua.
- Prueba de test de jarra, con la finalidad de determinar la dosis óptima de coagulante, parámetro necesario para el diseño del prototipo de tratamiento de agua.

3.4.2 Instrumentos de recolección de datos

Para el presente trabajo de investigación, se utilizaron los siguientes instrumentos de recolección de datos.

- Equipo multiparámetro
- Medidor de cloro residual
- Medidor de turbiedad
- Medidor de pH
- Equipo de test de jarra

3.5 Materiales y equipos

A continuación, en forma breve y concisa, se describen los materiales, equipos, instrumentos y reactivos empleados en la construcción y evaluación del prototipo.

3.5.1 Equipos utilizados

1. Medidor de pH marca HACH



Figura III-1. Medidor de pH (HACH)

2. Medidor de cloro residual marca HACH



Figura III-2. Medidor de cloro residual (HACH)

- Equipo multiparámetro, medición de la conductividad, concentración de sales, temperatura y sólidos totales disueltos.



Figura III-3. Equipo multiparámetro (HACH)

- Medidor de turbiedad, medición de la turbiedad del agua.



Figura III-4. Medidor de turbiedad (HACH)

- Equipo de test de jarra: determinación de dosis óptima de coagulante (sulfato de aluminio).



Figura III-5. Equipo de test de jarra

6. Balanza analítica digital



Figura III-6. Balanza analítica

7. La construcción del equipo experimental se llevó a cabo en las infraestructuras del Taller Electromecánico “Holger K. Hansen”, de la Facultad de Ingeniería Química y Metalurgia. Se utilizaron: sierra automática, fresadora, dobladora o plegadora, roscadora para tubos de PVC, calentador, cizalla, esmeril de banco con banda pulidora, taladro de banco, taladro de columna, cortadora, equipo para soldar, torno de presión, compresora y soplete.

3.5.2 Materiales de laboratorio

1. Fiolas de 100 mL y 1L.
2. Vaso de precipitado de 500 mL
3. Piceta
4. Probeta de 10 mL y 1L
5. Varilla de vidrio
6. Crónometro
7. Pipeta
8. Matraz de Erlenmeyer

3.5.3 Reactivos químicos

- H_2SO_4 0.02 N (Ácido sulfúrico)
- NaCl (Cloruro de sodio)
- EDTA (Etilendiaminotetraacético)

- $C_{20}H_{14}O_4$ (Fenolftaleína)
- $C_{14}H_{14}N_3NaO_3S$ (Anaranjado de metilo)
- $C_{20}H_{12}N_3O_7SNa$ (Negro de Eriocromo)
- $Al_3(SO_4)_2$ (sulfato de aluminio)
- Solución buffer pH = 4
- Solución buffer pH = 7
- Solución buffer pH = 10
- DPD (N-Dietilpfeñilendiamina)

3.6 Metodología

El diseño, construcción y evaluación del sistema de tratamiento de agua para su potabilización consta de cuatro etapas, levantamiento de información, diseño, construcción y evaluación.

La primera etapa tuvo como inicio la caracterización de muestras y la prueba de test de jarra, las mismas que fueron analizadas en el laboratorio de control de calidad de la Planta de Tratamiento de Agua Potable – SEDA Ayacucho.

La segunda etapa tiene el soporte y revisión bibliográfica, con las disposiciones técnicas para el diseño del sistema, que consta de 4 unidades de tratamiento convencional de agua superficial del río, conformada por las siguientes unidades: mezcla rápida mecánica, floculador hidráulico de flujo horizontal, sedimentador de alta tasa, columna de filtro (con medio filtrante la grava, arena y antracita) y el sistema de cloración.

La tercera etapa, de acuerdo a las especificaciones del diseño, se construyó el sistema de tratamiento.

En la cuarta etapa, como etapa final, se puso en marcha el prototipo a escala planta piloto y se evaluó las unidades y el respectivo análisis del agua tratada.

En la figura III-7, se muestra el esquema de las etapas que se llevaron a cabo para la ejecución del proyecto.

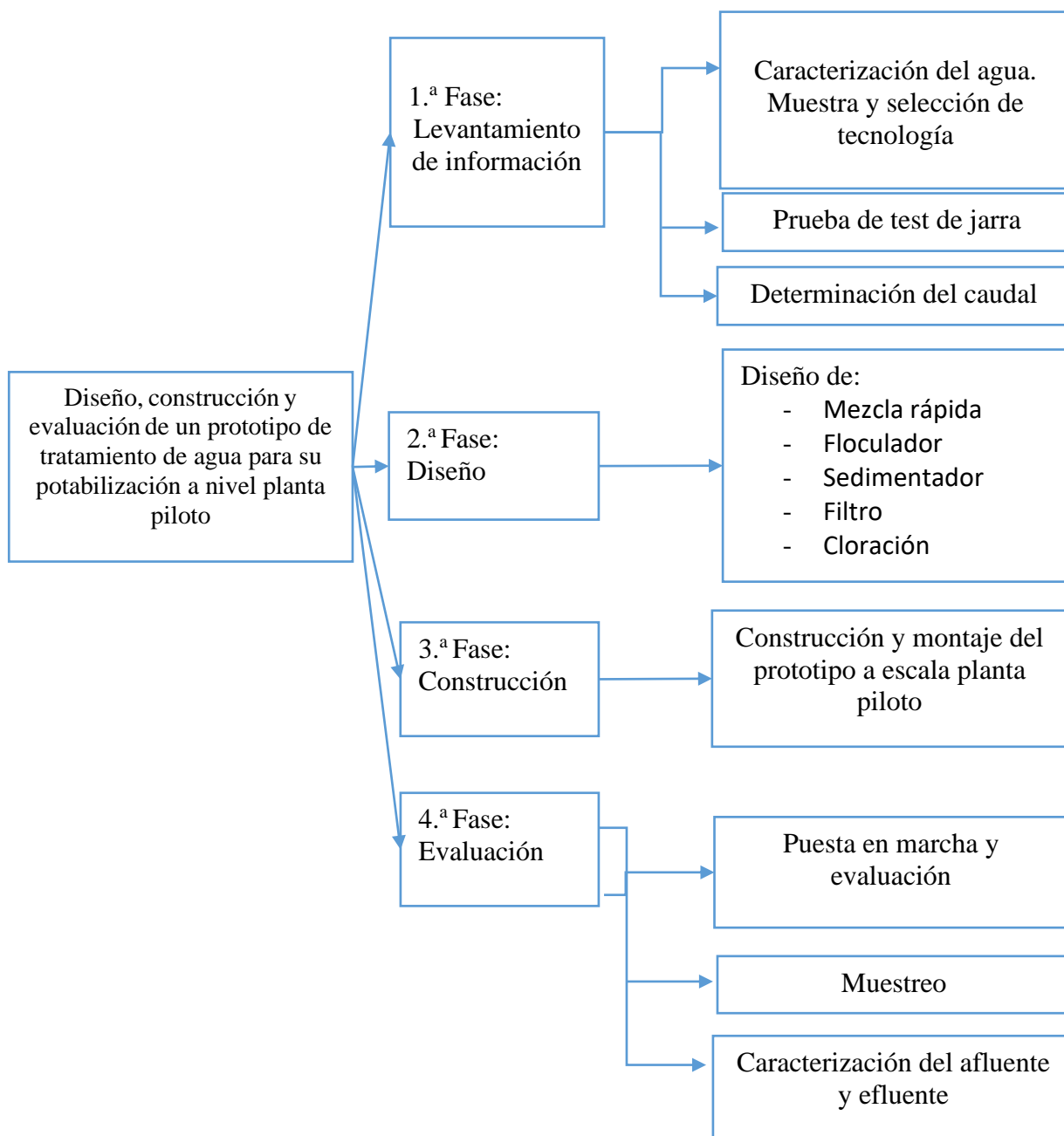


Figura III-7. Metodología usada en el diseño, construcción y evaluación de la planta piloto

3.6.1 Caracterización del agua muestra

Preparación de la muestra para el test de jarra

Una planta de tratamiento de agua trabaja durante dos épocas, una época de sequía y otra de lluvia, por ello cuando se realiza un diseño y/o evaluación de una PTAP este debe ser realizado en época de lluvia para conocer las condiciones máximas de la

calidad del agua. El D.S. 004-2017 MINAM estandariza los parámetros a tener en cuenta para la selección de tecnología, uno de los parámetros es la turbiedad, para sistemas convencionales la turbiedad debe ser menor a 100 NTU. El presente trabajo pretende simular el proceso de tratamiento de agua en sistemas convencionales por ello se optó realizar el diseño a 80 NTU.

Caracterización de la muestra de agua cruda

Se tuvieron en cuenta los indicadores físicos (sólidos totales, turbiedad, color, olor, sabor y temperatura) y químicos (pH, dureza, conductividad eléctrica y alcalinidad), los cuales fueron analizados en el laboratorio de SEDA-Ayacucho.

Selección de la tecnología

Para la adecuada selección de la tecnología del proceso de potabilización, se tiene en cuenta el origen del agua, el cual puede ser de tres tipos: agua superficial, agua subterránea, y agua de mar. Cada uno de ellos requiere diferente tratamiento. Al agua superficial se trata en la mayoría de los casos por un proceso convencional; el agua de pozo o subterránea tiene un tratamiento diferente, debido al alto contenido de dureza (iones calcio y magnesio), este proceso es conocido como ablandamiento; el agua de mar tiene el tratamiento por osmosis inversa. Teniendo en cuenta todos estos aspectos y de acuerdo a la caracterización de la muestra de agua, la tecnología seleccionada está basada en el D.S. N° 004-2017-MINAM.

3.6.2 Test de jarra

- Se preparó la solución de coagulante (sulfato de aluminio) al 2 % para un volumen determinado.
- La prueba más representativa para determinar el comportamiento de los coagulantes y floculantes a escala pequeña es el ensayo de “Test de Jarra”. En el test de jarra, se representa el fenómeno de la mezcla rápida, floculación (mezcla lenta) y la sedimentación. Para el diseño del prototipo, se calibró el agitador a 270 rpm durante 7 segundos, para la mezcla rápida; para la floculación se calibró a 60 rpm durante 6 minutos, 50 rpm durante 7 minutos, 40 rpm durante 7 minutos y finalmente se dejó sedimentar durante 15 minutos. El objetivo principal de esta prueba fue obtener una dosis óptima de coagulante para realizar el diseño.

3.7 Diseño de la planta piloto de tratamiento de agua potable

El diseño de las unidades de tratamiento se realizó bajo parámetros de carácter experimental, como la caracterización de la muestra de agua, test de jarra y selección de la tecnología a emplearse para el tratamiento. Las unidades diseñadas son: mezcla rápida, floculador, sedimentador y filtro rápido. El diseño depende directamente del trabajo que cumple cada unidad en el sistema de tratamiento de agua superficial.

3.7.1 Dotación y caudal de diseño

El diseño del caudal está relacionado directamente con la cantidad de habitantes en una población, teniendo en cuenta que, en las zonas rurales, las viviendas se encuentran dispersas, usualmente; esto ocurre en la sierra y la selva.

- Población de diseño

$$P_d = P_i(1 + rt) \quad (III-1)$$

Donde:

P_d = Población de diseño

P_i = Población inicial

r = Tasa de crecimiento

t = Horizonte de proyecto

- **Dotación.** Según el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2004), mientras no exista un estudio de consumo, podrá tomarse como valores guía los que se indican en la tabla III-1, teniendo en cuenta la zona geográfica, clima, hábitos, costumbres y niveles de servicio a alcanzar. (MVCS, 2004, p.8)

Tabla III-1. Parámetros de dotación de agua para centros poblados rurales

Dotación de agua			
Región	Sin arrastre hidráulico	Con arrastre hidráulico	Unidad
Costa	60	90	L/hab/día
Sierra	50	80	L/hab/día
Selva	70	100	L/hab/día

Fuente: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2004)

- **Caudal máximo promedio**

$$Q_p = \sum_{i=1}^i Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n \quad (III-2)$$

Donde:

Q_p = Caudal promedio

Q = Caudal

- **Caudal máximo diario.** Es el máximo consumo que se espera realice la población en un día y se calcula con un factor de ampliación (K_1) del Q_{md} , Dicho factor está establecido por el Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento 2004.

$$Q_{md} = k_1 Q_p \quad (III-3)$$

Donde:

Q_{md} = Caudal máximo diario

Q_p = Caudal promedio

k_1 = Coeficiente máximo anual de la demanda diaria ($k_1 = 1.3$)

- **Caudal máximo horario.** Es el máximo gasto que será requerido en una determinada hora del día, y se calcula con un valor ampliado del Q_{md} .

$$Q_{mh} = k_2 Q_p \quad (III-4)$$

Donde:

Q_{mh} = Caudal máximo horario

Q_p = Caudal promedio

k_2 = Coeficiente máximo anual de la demanda horaria ($k_2 = 2$)

3.7.2 Diseño de la mezcla rápida

Criterios de diseño. Cánepa (2004) recomienda los siguientes parámetros de diseño:

- Los retro-mezcladores deben tener un período de retención entre 10 y 90 segundos.
- Las unidades de mezcla deben ubicarse lo más cerca posible de la entrada de la unidad de floculación; deben evitarse los canales de interconexión largos.

- c. La estructura de interconexión entre la mezcla rápida y el floculador (canal, orificio, vertedero, etc.) no debe producir un gradiente de velocidad mayor de 100 s^{-1} ni menor que el del primer tramo del floculador.
- d. La gradiente de velocidad tiene que estar entre 500 a 1000 s^{-1} .

Ecuaciones de diseño

- El volumen de trabajo del tanque teniendo en cuenta el caudal y el tiempo está dado por:

$$V = Qt \tag{III-5}$$

Donde:

V = Volumen del tanque, m^3

t = Tiempo, s

Q = Caudal, m^3/s

El dimensionamiento se realizó por el método de aumento de escala según recomienda Geankoplis (2006), contando con datos reales del tanque de agitación del equipo de prueba de jarras; es por ello que, a partir del diámetro del tanque se utilizaron las siguientes ecuaciones (III-6 al III-9).

- Diámetro del agitador (D):

$$\frac{D_1}{T_1} = \frac{D_2}{T_2} \tag{III-6}$$

- Cálculo del ancho de la paleta del impulsor (W):

$$\frac{W_1}{T_1} = \frac{W_2}{T_2} \tag{III-7}$$

- Cálculo de la altura del impulsor sobre el fondo (C):

$$\frac{C_1}{T_1} = \frac{C_2}{T_2} \tag{III-8}$$

- Altura del fluido (Z):

$$\frac{Z_1}{T_1} = \frac{Z_2}{T_2} \tag{III-9}$$

- La potencia (P) requerida sería:

$$P = G^2 \cdot \mu \cdot V \quad (III-10)$$

Donde:

P = Potencia introducida al agua, W

G = Gradiente de velocidad, s⁻¹

μ = Viscosidad dinámica del agua, N.s/m², kg/m.s, Pa.s

V = Volumen del tanque, m³

- El cálculo de la velocidad de rotación (N) se realizó, de acuerdo a Romero (2006) y Canepa (2004), a través de la siguiente ecuación:

$$N = \left(\frac{P}{k\rho d^5} \right)^{1/3} \quad (III-11)$$

Donde:

N = Velocidad del impulsor o rotación, rev/s

P = Potencia introducida el agua, W

k = Constante

ρ = Densidad del agua, kg/m³

d = Diámetro del impulsor m

- Según Jairo (2006), el cálculo de número de Reynolds ayuda a identificar el tipo de flujo que se formará dentro del tanque. Está dado por:

$$N_{RE} = \frac{\rho N d^2}{\mu} \quad (III-12)$$

Donde:

d = Diámetro del impulsor, m

N = Velocidad del impulsor o rotación, rev/s

ρ = Densidad del agua, kg/m³

μ = Viscosidad dinámica del agua, Ns/m², kg/ms, Pa.s

3.7.3 Diseño del floculador hidráulico de flujo horizontal

Criterios de diseño. El floculador se encuentra dividido por pantallas, dispuesto de forma que el agua haga un recorrido de ida y vuelta alrededor de las mismas. Los principales criterios que se tendrán en cuenta para el diseño del floculador fueron los recomendados por el CEPIS (2004) y son los siguientes:

- a. El ancho de las vueltas debe ser 1,5 veces el espacio entre pantallas.
- b. El tiempo de retención puede variar de 10 a 30 min, dependiendo del tipo de unidad y la temperatura del agua, en zonas tropicales; donde las aguas presentan temperaturas por encima a los 20°C; el tiempo de floculación necesario suele ser más breve, alrededor de 15 min. En cambio, en lugares fríos, donde el agua tiene una temperatura de 10 a 15 °C, generalmente, el proceso se optimiza con tiempos de retención iguales o superiores a 20 minutos.
- c. Se puede operar indefinidamente sin riesgo a interrupción, debido a que solo depende de la energía hidráulica.
- d. En este tipo de unidad, predomina el flujo de pistón, por lo que consigue un buen ajuste de tiempo de retención.
- e. El costo es más barato.

Ecuaciones de diseño

- Cálculo de la longitud recorrida. Se determina empleando la siguiente ecuación:

$$L = vt \quad (III-13)$$

- Cálculo del volumen de tanque. El volumen de agua que hay que mezclar en cada periodo de un tiempo determinado se calcula mediante la ecuación:

$$V = Qt \quad (III-14)$$

Donde:

V = Volumen del tanque, m³

t = Tiempo, s

Q = Caudal, m³/s

- Cálculo del área requerida para la sección de un canal entre baffles, está dado por:

$$A = \frac{Q}{v} \quad (III-15)$$

- Cálculo del ancho de vueltas (d). El espacio libre entre los tabiques y la pared se calcula por la siguiente ecuación:

$$d = 1,5 a \quad (III-16)$$

- Cálculo del ancho del floculador de la cámara de floculación (B). Se determina por la relación siguiente:

$$B = 3b + d \quad (III-17)$$

- Cálculo de número de canales (N) a partir de lo anteriormente calculado. Podemos determinar el número requerido de canales. Este se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$N = \frac{L}{B} \quad (III-18)$$

- La longitud efectiva del canal está dada por:

$$Lt = Na + (N - 1)e \quad (III-19)$$

Donde:

a = Ancho de canales, m

e = Espesor de acrílico, m

- Cálculo de la pérdida de carga en las vueltas de los canales (h_1), según la ecuación:

$$h_1 = \frac{3v^2(N - 1)}{2g} \quad (III-20)$$

Donde:

v = Velocidad, m/s

N = Número de pantallas

g = Gravedad, m/s²

- Cálculo de la pérdida de carga en los canales (h_2). La pérdida por fricción en el tanque, según la fórmula de Manning, se calcula empleando la siguiente ecuación:

$$h_2 = \left[\frac{nv^2}{r^{\frac{4}{3}}} \right] L \quad (III-21)$$

Donde:

h_2 = Pérdida de carga en los canales, m

n = Coeficiente de maning

v = Velocidad, m/s

r = Radio hidráulico, m

L = Longitud, m

- Cálculo de la pérdida de carga total en el floculador (hf). Está dado por:

$$hf = h_1 + h_2 \quad (III-22)$$

- El gradiente de velocidad está dado por:

$$G = \sqrt{\frac{ghf}{\mu t}} \quad (III-23)$$

Donde:

G = Gradiente de velocidad, s^{-1}

g = Gravedad, m/s^2

hf = Pérdida de energía en el tanque, m

μ = Viscosidad cinemática, m^2/s

t = Tiempo de retención, s

- El número adimensional de Camp es:

$$Gt = Gt \quad (III-24)$$

Donde:

Gt = Número adimensional de camp

t = Tiempo de retención, s

G = Gradiente de velocidad, s^{-1}

3.7.4 Diseño del sedimentador de alta tasa

El tanque tiene placas inclinados a 60° , de modo que el agua ascienda por las celdas con flujo laminar. Para el diseño del sedimentador, se tuvieron en cuenta los siguientes aspectos:

Criterios de diseño

- La tasa superficial se determinará en función de la velocidad de sedimentación de las partículas que deben ser removidas.
- El N_R entre placas tendrá un valor máximo de 500.
- La unidad puede tener forma rectangular o cuadrada.
- Tiempo de retención: debe diseñarse de manera que el tiempo de detención este entre 10 y 15 min.
- Las pantallas deberán estar inclinados a 60° con respecto a la horizontal.
- El fondo de la unidad debe tener una pendiente entre 5 a 10 % para facilitar el deslizamiento del sedimento.

Ecuaciones de diseño

- Según Romero (2006), para el diseño del sedimentador, se tiene que tener en cuenta los criterios de diseño mencionado. El área del sedimentador se determina según la siguiente ecuación:

$$A = \frac{Q}{Cs} \quad (III-25)$$

Donde:

A = Área del sedimentador, m^2

Q = Caudal, m^3/s

Cs = Carga superficial, m/d

- Para el cálculo del ancho del tanque (b), usamos la relación longitud/ancho=3/1. Se calcula así:

$$b = \left(\frac{A}{3}\right)^{1/2} \quad (III-26)$$

Donde:

b = Ancho del tanque, m

A = Área, m²

- Cálculo de la longitud de sedimentación acelerada (Ls). Se puede determinar por la siguiente relación:

$$Ls = \frac{A}{b} \quad (III-27)$$

Donde:

b = Ancho del tanque, m

- La velocidad de flujo en los sedimentadores de placas (v₀), se calcula así:

$$v_0 = \frac{Q}{A \operatorname{sen} \theta} \quad (III-28)$$

- El rendimiento es inversamente proporcional al número de Reynolds y se debe utilizar $N_{Re} < 500$. Está dado por:

$$N_{Re} = \frac{v_0 d}{\mu} \quad (III-29)$$

Donde:

v₀ = Velocidad promedio de flujo en el sedimentador, m/s

d = Distancia del espacio entre placas, m

μ = Viscosidad cinemática, m²/s

- La longitud relativa de sedimentación (L), según la siguiente ecuación:

$$L = \frac{l}{d} \quad (III-30)$$

Donde:

L = Longitud relativa del sedimentador, m

l = Longitud de placa, m

d = Distancia entre placas, m

- Longitud relativa de la región de transición (L'). Se calcula así:

$$L' = 0,013N_{Re} \quad (III-31)$$

- Como $L' < L$, la longitud relativa corregida de sedimentación está dado por:

$$L_c = L - L' \quad (III-32)$$

- De acuerdo a la ecuación de Yao, la velocidad crítica de sedimentación. Se calcula por la siguiente expresión:

$$v_{sc} = \frac{S_c v_0}{\text{sen}\theta + L_c \text{cos}\theta} \quad (III-33)$$

Donde:

S_c = Valor crítico, para sedimentadores de placas paralelas es 1.0.

v_0 = Velocidad promedio de flujo en el sedimentador, m/s

v_{sc} = Velocidad crítica de sedimentación

L_c = Longitud corregida

- Cálculo del tiempo de retención en las celdas y el tanque. Se calculan por las expresiones:

En las celdas:

$$t = \frac{l}{v_0} \quad (III-34)$$

En el tanque:

$$t = \frac{V}{60Q} \quad (III-35)$$

Donde:

l = Altura de las placas, m

v_0 = Velocidad promedio de flujo en el sedimentador, m/s

V = Volumen, m^3

Q = Caudal, m^3/s

- El número de placas N es:

$$N = \frac{L_s \text{Sen}\theta + d}{d + e} \quad (III-36)$$

Donde:

L_s = Longitud de sedimentación acelerada, m

d = Espacio entre pantallas, m

e = Espesor del acrílico, m

θ = Ángulo de inclinación de las celdas

- Cálculo de diámetro de la tubería de entrada, se calculan por las expresiones:

$$A = \frac{Q}{v} \quad (III-37)$$

$$A_{tubo} = \frac{\pi(Di)^2}{4} \quad (III-38)$$

$$D = \left(\frac{4A}{\pi}\right)^{1/2} \quad (III-39)$$

Donde:

Di = Diámetro interno de la tubería, m

v = Velocidad del flujo, m/s

3.7.5 Diseño del filtro rápido de arena

El filtro puede ser de un solo medio (arena o antracita), de medio dual (arena y antracita) o lechos mezclados cuyas profundidades pueden ser de 0,6 a 1m. Los principales criterios que se tuvo en cuenta para el diseño del sistema de filtrados fueron:

Criterios de diseño

- Turbiedad del afluente < 15 NTU
- Color del afluente < 20 UC
- 120 m/d para los lechos de arena o antracita, con TE de 0,45 a 0,55 mm
300 m/d, para lechos de antracita sobre arena de 0,45 a 0,55 mm
400 m/d, para lechos de arena sola o antracita sola de tamaño grueso y profundidad mayor de 0,9 m
- Pérdida de carga disponible > 2 m
- Altura del agua sobre el lecho > 0,5 m

Ecuaciones de diseño

- Número de filtros, según la ecuación de Marrill y Wallace:

$$n = 0,044(Q)^{1/2} \quad (III-40)$$

- Cálculo del caudal unitario:

$$q_u = \frac{Q}{n} \quad (III-41)$$

- A partir del cálculo del área superficial, se determinó el diámetro requerido del filtro. Para ello, empleamos las siguientes ecuaciones:

$$A_s = \frac{q_u}{C_s} \quad (III-42)$$

$$A_{tubo} = \frac{\pi(Di)^2}{4} \quad (III-43)$$

Donde:

Di = Diámetro interno, m

Cs = Carga superficial, m/d

- Cálculo de N_{RE}:

$$N_{RE} = \frac{vd}{\mu} \quad (III-44)$$

Donde:

v = Velocidad de filtración, m/s

d = Diámetro característico de los granos, m

μ = Viscosidad cinemática, m²/s

- El cálculo del coeficiente de arrastre está dado por:

$$C_D = \frac{24}{N_{RE}} + \frac{3}{\sqrt{N_{RE}}} + 0.34 \quad (III-45)$$

- Cálculo de la pérdida de carga a través del lecho, según la ecuación de Rose:

$$h = 1,067C_D \frac{1Lv^2}{e^4dg} \quad (III-46)$$

Donde:

L = Profundidad del lecho, m

v = Velocidad de filtración, m/s

e = Porosidad del lecho

d = Diámetro característico de los granos, m

g = Gravedad, m/s

- La pérdida de carga total durante el lavado se calcula así:

$$H = h_{arena} + h_{antracita} \quad (III-47)$$

- La velocidad óptima de lavado se determina para cada lecho filtrante (antracita y arena). Se calculan por las siguientes ecuaciones:

$$v_{b\ arena} = D_{60} = (CU)(TE) \quad (III-48)$$

$$v_{b\ antracita} = 4,7D_{60} = 0,47(CU)(TE) \quad (III-49)$$

- La velocidad de arrastre (v_t) se calcula así:

$$v_t = 10D_{60} \quad (III-50)$$

- El consumo de agua para el lavado del filtro, según la siguiente ecuación:

$$V_L = v_{\text{óptima}} t_{\text{lavado}} A \quad (III-51)$$

- El agua producida en cada carrera. Se determina de la siguiente manera:

$$Q_{Fmax} = \text{Tasa de filtración} \cdot \text{Área del filtro} \quad (III-52)$$

- El caudal requerido para el lavado del filtro. Se calcula así:

$$Q_L = \frac{V_L}{t} \quad (III-53)$$

Donde:

t = Tiempo de lavado, min

V_L = Volumen de lavado, m³

- La velocidad en la tubería efluente se calcula según la siguiente ecuación:

$$v = \frac{Q_L}{A} \quad (III-54)$$

- El porcentaje de agua producida consumida en el lavado está dado por:

$$\% \text{ agua de lavado} = \frac{100V_L}{Q} \quad (III-55)$$

3.7.6 Diseño del sistema de cloración

El sistema de cloración tiene un dispositivo que descarga el producto químico (hipoclorito de calcio) a una frecuencia determinada en el tratamiento de agua, la dosis se puede modificar manualmente o bien automáticamente por cambios en el caudal. Los criterios de diseño son los siguientes:

Criterios de diseño

- Turbiedad de ingreso < 5 NTU
- Caudal de ingreso 80 mL/s
- Cloro residual < 2 ppm
- Volumen del tanque de cloración: 0.5 L
- Concentración deseada: 1.5 ppm
- Hipoclorito de calcio: 70 %
- Concentración solución madre: 5000 ppm
- Tiempo de clorado por día: 24 h

Ecuaciones de diseño

- Cálculo del peso del hipoclorito de calcio necesitado:

$$P = \frac{Q_{md} * d * 86400 * C_2}{\%Cl * 10} \quad (III-56)$$

Donde:

P: Peso hipoclorito, g

Q_{md}: Caudal máximo diario, L/s

d: Tiempo de cloración, d

C₂: Concentración deseada, ppm

- Cálculo del volumen del tanque:

$$V_T = \frac{\%Cl * P * 10}{C_1} \quad (III-57)$$

Donde:

V_T : Volumen del tanque, L

C_1 : Concentración solución madre, ppm

%Cl: Porcentaje de cloro

- Cálculo del caudal de goteo

$$Q_{goteo} = \frac{V}{T} \quad (III-58)$$

Donde:

V: Volumen del tanque dosador, gotas

Q_{goteo} : Caudal de goteo, gotas/s

T: Tiempo de goteo, min

3.8 Construcción y montaje del prototipo

El prototipo tendrá la configuración general de una planta de tratamiento de agua potable convencional; no obstante, se construirá un mezclador mecánico y se implementaron láminas al interior del sedimentador, para aumentar su eficiencia. Para dicha metodología, se tiene que seguir los siguientes criterios:

- Evaluación económica (que no sean muy costosos).
- Selección de materiales. Una adecuada selección de materiales y procesos garantiza diseñar las partes mecánicas en el correcto funcionamiento de los componentes diseñados.
- Disponibilidad de los materiales en el mercado. Se tiene que verificar que los materiales a usar estén disponibles en el mercado.
- Cubicación del material. Realizado el diseño de las unidades, se procede a cubicar los materiales para saber la cantidad requerida.
- Adquisición de materiales.
- Trazado y corte de materiales de acuerdo a las dimensiones.
- Construcción del equipo.
- Ensamblaje y montaje.

3.9 Puesta en marcha y evaluación del prototipo de tratamiento de agua

Una vez construido el prototipo, se procedió a realizar una prueba hidráulica en todas las unidades, para subsanar alguna fuga; posterior a ello, se ajustaron a las mejores condiciones de funcionamiento (dosis óptima, tiempo de residencia, calidad del agua y el caudal del efluente).

Se realizó la caracterización del efluente del agua de acuerdo al Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano, D.S. N° 031-2010-SA. Las muestras se tomaron al final de cada etapa, para hacer un seguimiento del progreso en la depuración de los efluentes. Para ello, se controlaron la turbiedad, pH y conductividad principalmente.

Se verificó que se cumpla con los porcentajes de remoción en cada etapa y que las concentraciones de los contaminantes en los efluentes tratados se encuentren dentro de los parámetros de calidad del agua. Si estos datos se encuentran por encima de la norma, se procede a realizar los ajustes pertinentes, para optimizar el proceso.

Al concluir la prueba piloto, se realizó un análisis total de los parámetros.

3.10 Muestreo

Las muestras se tomaron de la mezcla rápida (afluente), sedimentada (efluente), y filtro (efluente) durante el proceso. Este estudio se realizó repitiendo la siguiente rutina:

- Recolectar y almacenar las muestras de los 3 puntos de muestra en el prototipo.
- Analizar las muestras con respecto a los diferentes parámetros de calidad del agua.
- La toma de muestra se realiza cada 1 hora
- Tomar muestras representativas que validen el buen funcionamiento del equipo.

Las muestras fueron tomadas en vasos precipitados. Para ello, se usaron vasos precipitados de 250 mL. Estas muestras se usaron para el control de la turbiedad y una caracterización general por día.

3.11 Caracterización del afluente y efluente

La caracterización del efluente se realizó con la finalidad de validar el buen funcionamiento del equipo y que el producto final, que es el agua tratada, se encuentre dentro de las normas mencionadas. Los parámetros que se evaluaron son: pH, conductividad, STD, salinidad, alcalinidad, turbiedad y la temperatura.

CAPÍTULO IV

DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DEL PROTOTIPO

4.1 Levantamiento de información

4.1.1 Caracterización del afluente

Preparación y caracterización de la muestra de agua

Con fines de simular la característica de la turbiedad de agua a tratar, se preparó un agua enturbada con tierra, a fin de alcanzar la turbiedad requerida para el rango de estudio entre 80 y 100 NTU; luego, se realizó la caracterización del agua enturbada, cuyos resultados se muestran en la tabla IV-1; aquí, también, se muestran algunos parámetros a tener en cuenta para realizar el tratamiento convencional para potabilización de agua.

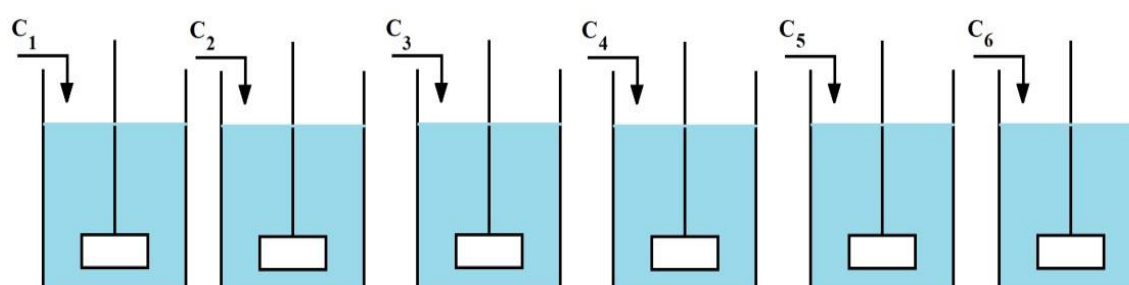
Tabla IV-1. Parámetros de la calidad de agua a tratar y estándares de tratamiento convencional

Parámetro	Caracterización del agua para proceso	Unidad	Agua que puede ser potabilizada con tratamiento convencional (D.S. N° 004-2017-MINAM)
Potencial de hidrógeno (pH)	7,25	pH	5,5-9
Conductividad	197,1	μS/cm	1600
Solidos totales disueltos	94	mg/L	500
Turbiedad	67,7	NTU	100
Nitratos	0,537	mg/L	50
Sulfatos	27,097	mg/L	500
Alcalinidad	30	mg/L	-
Temperatura	16,9	°C	-
Aluminio	0,421	mg/L	5

Prueba de jarra

El test de jarra se llevó a cabo de acuerdo al protocolo que emplea la planta de tratamiento de agua potable de Quicapata (SEDA-Ayacucho). Para ello, se preparó una solución de coagulante de sulfato de aluminio al 2 %.

El test de jarra consta de 6 jarras de 2 litros de capacidad cada una; a cada una de ellas, se inyectó volúmenes diferentes de coagulante (sulfato de aluminio). Para ello, se dio los siguientes parámetros, de acuerdo al siguiente esquema que se muestra en la figura IV-1. El objetivo principal de la realización del test de jarra fue obtener la dosis óptima de coagulante (DOP).



Mezcla rápida	Turb. Inicial (NTU)	80	80	80	80	80	80
	Concentración $Al_2(SO_4)_3$ (mg/L)	25	28	31	34	37	40
	Tiempo de mezcla (seg)	7	7	7	7	7	7
	Gradiente S^{-1}	270	270	270	270	270	270
Mezcla lenta	Tiempo Tramo 1 (min)	7	7	7	7	7	7
	Gradiente S^{-1}	60	60	60	60	60	60
	Tiempo Tramo 2 (min)	7	7	7	7	7	7
	Gradiente S^{-1}	50	50	50	50	50	50
Sedimentación	Tiempo Tramo 3 (min)	7	7	7	7	7	7
	Gradiente S^{-1}	40	40	40	40	40	40
	Tiempo retención (min)	15	15	15	15	15	15
	Turb. Final (NTU)	4.65	4.44	3.5	4.4	4.8	7.02

Figura IV-1. Esquema del proceso de test de jarra

De los resultados de la prueba de jarra, para determinar la dosis óptima de coagulante empleando sulfato de aluminio al 2 %, para una turbiedad de 80 NTU, fue de 31 mg/L. Este valor fue el asumido para el diseño del mezclador mecánico.

Tabla IV-2. Resultados de la prueba de jarra

Parámetro	1	2	3	4	5	6
Turbiedad inicial (NTU)	80	80	80	80	80	80
Dosis de Al ₂ (SO ₄) ₃ (mg/L)	25	28	31	34	37	40
Turbiedad final (NTU)	4,65	4,44	3,45	4,35	4,84	7,02
pH	6,38	6,76	6,5	5,34	5,91	5,81
Alcalinidad (mg/L)	20	22	18	12	10	10

4.1.2 Determinación del caudal de diseño

Empleando las ecuaciones del III-1 al III-4, se obtuvieron los resultados que se muestran en el anexo 10. De este, se extraen los caudales de diseño que se exponen en la tabla IV-3 y la tabla IV-4:

Tabla IV-3. Caudal promedio

Detalle	Caudal	
	L/d	L/s
Dotación domiciliaria	3500	0,04
Dotación instituciones educativas	0	0
Dotación instituciones públicas	0	0
Caudal promedio	3500	0.04

Por lo tanto, los caudales de diseño para agua potable son los que se muestran en la tabla IV-4.

Tabla IV-4. Caudales de diseño

Detalle	Caudal	
	L/d	L/s
Caudal promedio (Qp)	3500	0,04
Caudal máximo diario (Qmd)	4550	0,05
Caudal máximo horario (Qmh)	7000	0,08

De los anteriores cálculos, se determina que se necesita una planta de tratamiento de agua potable con una capacidad de 0,08 litros/segundo, para satisfacer las necesidades de una población de 50 habitantes, que llegan a ser alrededor de 10 familias.

4.2 Diseño del prototipo de tratamiento de agua

El diseño de los equipos de tratamiento se realizó de acuerdo a los resultados experimentales del ensayo del test de jarra, para un tratamiento de agua superficial del agua de río, que comprende a una tecnología convencional que consta de:

Coagulante (1): El coagulante químico, como sales de hierro, sales de aluminio o polímeros, se agregan al agua fuente para volver fácil la adherencia entre las partículas.

Mezcla rápida (2): Es un proceso de desestabilización química de las partículas coloidales que se producen al neutralizar las fuerzas que los mantienen separados, por medio de la adición de los coagulantes químicos y la aplicación de la energía de mezclado, los parámetros importantes en esta unidad son el tiempo de mezcla, pH del agua, gradiente de velocidad, dosis del coagulante y las revoluciones por minuto.

Floculación (3): La floculación es el proceso que sigue a la coagulación, que consiste en la agitación de la masa coagulada que sirve para permitir el crecimiento y aglomeración de los flóculos recién formados con la finalidad de aumentar el tamaño y peso necesarios para sedimentar con facilidad, los parámetros a tener en cuenta en esta unidad es el tiempo de floculación y la gradiente de velocidad.

Sedimentación (4): Sedimentación se denomina el proceso mediante el cual se asientan los sólidos suspendidas en un fluido, bajo la acción de la gravedad, los parámetros a tener en cuenta en esta unidad son el tiempo de sedimentación y la velocidad de sedimentación, se tiene que controlar que el flujo sea laminar.

Filtración (5): Es un proceso que consiste en la separación de partículas y pequeñas cantidades de microorganismos (bacterias, virus) a través de un medio poroso. Es la fase responsable de que se cumplan los estándares de calidad para el agua potable. Desde el punto bacteriológico, los filtros tienen una eficiencia de remoción superior a 99%, los parámetros a controlar en esta unidad son la turbiedad de ingreso y salida.

Cloración (6): Es el último proceso de tratamiento del agua, que consiste en la destrucción selectiva de los organismos potencialmente infecciosos. Lo que significa

que no todos los organismos patógenos son eliminados en este proceso, por lo que requieren procesos previos como la coagulación, sedimentación y filtración para su eliminación, los parámetros a controlar en este punto son la dosis de cloro y el tiempo de contacto. La planta a escala piloto fue diseñada como se muestra en la figura IV-2.

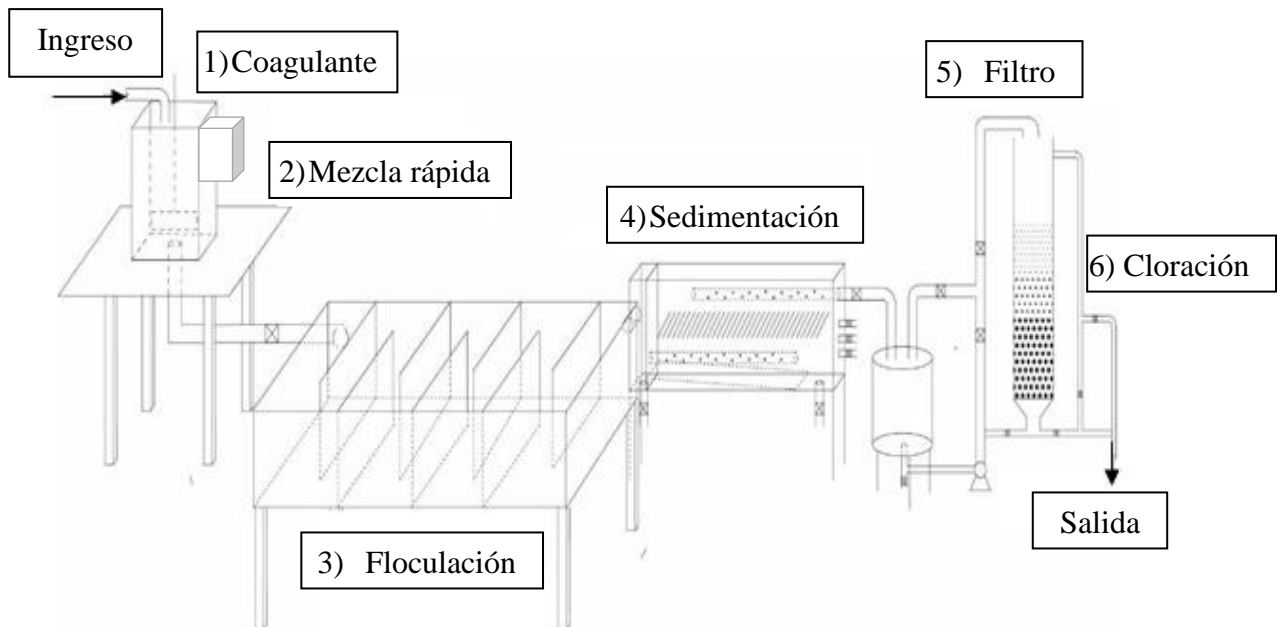


Figura IV-2. Esquema del tratamiento de agua a escala piloto

4.2.1 Diseño del mezclador mecánico

Para la operación de mezcla rápida, se optó por un mezclador mecánico, para un caudal de 80 mL/s, para poder generar gradientes de velocidad que se encuentren entre 500 y 1000 s^{-1} , valores que se asemejan a un coagulante hidráulico a nivel industrial, que tienen valores de gradientes de velocidad entre 700 y 1.300 s^{-1} .

- Parámetros de diseño:

Como base de diseño tenemos el caudal 80 mL/s, y el tiempo de mezcla rápida para mezcladores mecánicos, según Insfopal (2006), varía en el rango de 10 y 90 segundos.

- Para el diseño de una mezcla directa rápida, los parámetros operacionales más importantes son la gradiente de velocidad (G) y el tiempo (t). Para ello, se empleó la ecuación de Letterman y otros presentado por Romero (2006). Este se presenta en la siguiente ecuación:

$$Gt_0 C^{1.46} = 5,9 \cdot 10^6 \qquad C = 31 \frac{mg}{L}$$

$$Gt_0 = \frac{5,9 \cdot 10^6}{C^{1.46}} = \frac{5,9 \cdot 10^6}{31^{1.46}} = 39.216,06$$

$$G = \frac{5,9 \cdot 10^6}{t_0 C^{1.46}} = \frac{5,9 \cdot 10^6}{40 \times 31^{1.46}} = 980,40 \text{ s}^{-1}$$

- El volumen de tanque requerido se determinó, según la ecuación III-5, asumiendo el tiempo de mezcla rápida = 40 segundos:

$$V = Qt = 0,00008 \frac{m^3}{s} \times 40s = 0,0032 m^3$$

Se recomienda un tanque de diámetro = T = 15 cm

- El diámetro del agitador (D), según la ecuación III-6:

$$D_2 = \frac{D_1 T_2}{T_1} = \frac{7,6cm \times 15cm}{11,5cm} = 9,91cm \approx 10cm$$

- El ancho de la paleta del impulsor (W), según la ecuación III-7:

$$W_2 = \frac{W_1 T_2}{T_1} = \frac{2,5cm \times 15cm}{11,5cm} = 3,26 cm$$

- La altura del impulsor sobre el fondo (C), según la ecuación III-8:

$$C_2 = \frac{C_1 T_2}{T_1} = \frac{3,2 cm \times 15cm}{11,5 cm} = 4,17cm \approx 4,20cm$$

- La altura del fluido (Z), según la ecuación III-9:

$$Z_2 = \frac{Z_1 T_2}{T_1} = \frac{15,3 \times 15cm}{11,5 cm} = 19,96 cm \approx 20cm$$

- La potencia (P) requerida para la mezcla sería, según la ecuación III-10:

$$P = G^2 \mu V = (980,40 \text{ s}^{-1})^2 \times 1,141 \times 10^{-3} \frac{kg}{m s} \times 0,0032 m^3 = 3,51 W$$

- La velocidad de rotación (N), según la ecuación III-11 (se utilizó la tabla IV-5):

$$N = \left(\frac{P}{k \rho d^5} \right)^{1/3} = \left(\frac{3,51 W}{2,5 \times 998,98 \frac{kg}{m^3} \times (0,10)^5} \right)^{1/3} = 5,20 \frac{rev}{s} \approx 312 rpm$$

Tabla IV-5. Valores de K para impulsores en tanques con baffles, régimen turbulento

IMPULSOR	K
Hélice, pitch cuadrado, tres aletas	0,32
Hélice, pitch= dos, tres aletas	1
Turbina, seis aletas planas	6,3
Turbina, ventilador, seis aletas	1,65
Turbina, seis aletas punta de flecha	4
Turbina, paletas planas, dos paletas	1,7
Turbina, de impulsor encerrado, seis aletas curvas	1,08
Turbina de impulsor encerrado con estator (sin baffles)	1,12
Paleta, dos paletas planas	2,5

Fuente: Purificación de agua (Romero, 2006)

- El número de Reynolds, según la ecuación III-12:

$$N_{RE} = \frac{\rho N d^2}{\mu} = \frac{998,98 \frac{kg}{m^3} \times 5,20 \frac{rev}{s} \times (0,10)^2}{1,141 \times 10^{-3} \frac{kg}{m \cdot s}} = 45.440,02$$

Una vez realizados los cálculos, se procedió a dibujar los planos; a continuación, se muestran los planos del tanque de mezcla rápida y del impulsor de dos paletas planas. En la figura IV-3, se muestra vista en planta y lateral; y, en la figura IV-4, se presenta la vista isométrica.

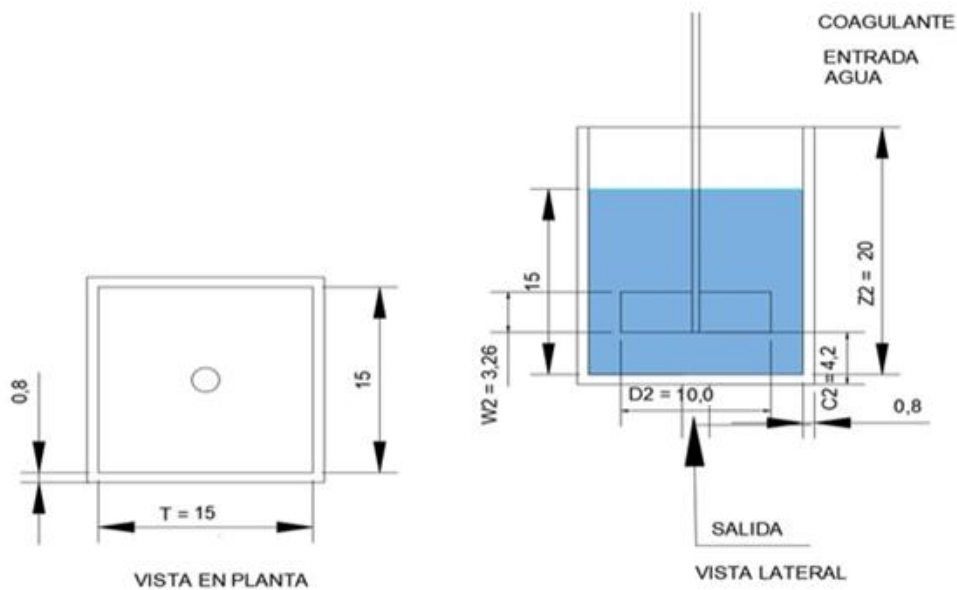


Figura IV-3. Vista en planta y lateral del tanque de mezcla rápida

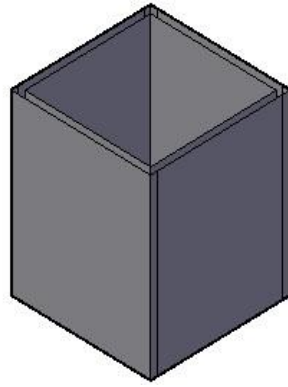


Figura IV-4. Vista isométrica del tanque mezclador

4.2.2 Diseño del floculador hidráulico de flujo horizontal

Se optó por un floculador de flujo horizontal debido al caudal que manejamos. Según la recomendación de los autores, para un caudal > 50 L/s, el flujo debe de ser vertical; sin embargo, para un caudal < 50 L/s, el flujo debe de ser horizontal. Los floculadores mecánicos son muy eficientes, sin embargo, muy costosos; es por ello que se opta por el floculador hidráulico.

- Parámetros de diseño: En la tabla IV-6 se resumen los parámetros de diseño de diferentes autores y entidades.

Tabla IV-6. Parámetros de diseño para el diseño de floculadores hidráulicos de flujo horizontal

Autores y entidades	G Gradiente (s^{-1})	Gt Número de Camp	t Tiempo de retención (min)	v Velocidad de flujo (m/s)
Smethurst	20 - 100	20000 – 150000	10 - 60	0,15 – 0,50
Arboleda	10 - 100	-	15 - 20	0,10 – 0,60
Insfopal	-	-	15 - 60	0,15 – 0,45
Hardendergh y Rodie	-	-	20 - 50	0,15 – 0,45
Fair y Geyer	-	-	10 - 90	0,10 – 0,90
AWWA	5 - 100	30000-150000	10 - 60	0,09 – 0,30

Fuente: Purificación del agua (Romero, 2006)

Se establecieron los siguientes parámetros para el diseño del floculador según la AWWA (American Water Works Association).

$$Q = 0,08 \frac{L}{s} \quad v = 0,017 \frac{m}{s} \quad t_{retención} = 22 \text{ min}$$

- Para un periodo de 22 min y una velocidad de flujo 0,017 m/s, la distancia total recorrida por el agua debe ser, según ecuación III-13:

$$L = vt = 0,017 \frac{m}{s} \times 1.320 s = 22 m$$

- Cálculo del volumen de tanque, el volumen de agua que hay que mezclar en cada periodo de un tiempo determinado se calculó mediante la ecuación III-14:

$$V = Qt = 0,00008 \frac{m^3}{s} \times 22 \text{ min} \times \frac{60s}{1 \text{ min}} = 0,106 m^3$$

- El área requerida para la sección de un canal entre baffles, según la ecuación III-15:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{0,00008 \frac{m^3}{s}}{0,017 \frac{m}{s}} = 0,0047 m^2$$

- El ancho de vueltas, según la ecuación III-16.

Desde el área transversal de los canales, se supone el ancho entre baffles de $a = 0,06$ m; por tanto, el espacio de los baffles y la pared del tanque de floculación es:

$$d = 1,5 a = 1,5 \times 0,06 m = 0,09 m$$

- El ancho del floculador, para una profundidad de altura $H = 8$ cm, se determinó empleando la ecuación III-17, el ancho útil de la lámina del acrílico es $b = 0,30$ m:

$$B = 3b + d = 3 \times 0,3 + 0,09 = 0,99m \approx 1m$$

- El número de canales, según la ecuación III-18:

$$N = \frac{L}{B} = \frac{22 m}{1 m} = 22 \text{ unidades}$$

- Para un espesor de láminas de acrílico de 3 mm, la longitud total interior de la cámara de floculación es, según la ecuación III-19:

$$Lt = Na + (N - 1)e$$

$$Lt = 22m \times 0,06m + (22m - 1) \times 0,003m = 1,38m \approx 1,40 m$$

- La pérdida de carga en las vueltas de los canales, según la ecuación III-20:

$$h = \frac{3v^2(N-1)}{2g} = \frac{3 \times \left(0,017 \frac{m}{s}\right)^2 \times (22-1)}{2 \times 9,8 \frac{m}{s^2}} = 0,00093m$$

- La pérdida de carga en los canales, según la ecuación III-21:

El coeficiente de rugosidad es $n = 0,011$

$$h_2 = \left[\frac{nv^2}{r^{\frac{4}{3}}} \right] L = \left[\frac{0,011 \times \left(0,017 \frac{m}{s}\right)^2}{\left(\frac{0,06 m \times 0,08 m}{0,06 m + 2(0,08m)}\right)^{\frac{4}{3}}} \right] \times 22 m = 0,0115 m$$

- La pérdida de carga total en el floculador, según la ecuación III-22:

$$h_f = h_1 + h_2 = 0,00093m + 0,0115m = 0,0124 m$$

- El gradiente de velocidad para una temperatura de 15°C se calculó, según la ecuación III-23, y la viscosidad para esta temperatura del agua es:

$$\mu = 1,1345 \times 10^{-6} m^2/s :$$

$$G = \sqrt{\frac{ghf}{\mu t}} = \sqrt{\frac{9,8 \frac{m}{s^2} \times 0,0124m}{1,1345 \times 10^{-6} \frac{m^2}{s} \times 1.320 s}} = 9,008 s^{-1}$$

- El número adimensional de Camp (Gt), según la ecuación III-24:

$$Gt = 9,008 s^{-1} \times 1.320 s = 11.890,56$$

A continuación, se muestran los planos del tanque floculador. En la figura IV-5, se muestra la vista en planta; figura IV-6, vista en lateral y en la figura IV-7, se presenta la vista isométrica.

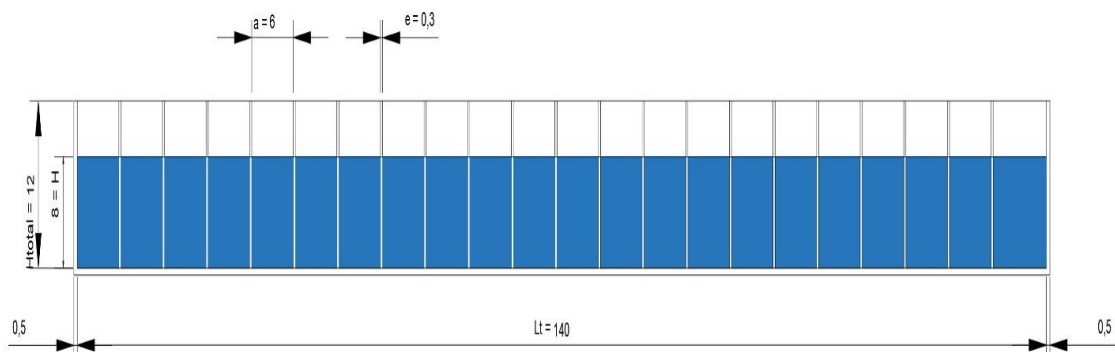


Figura IV-5. Vista en lateral del floculador horizontal

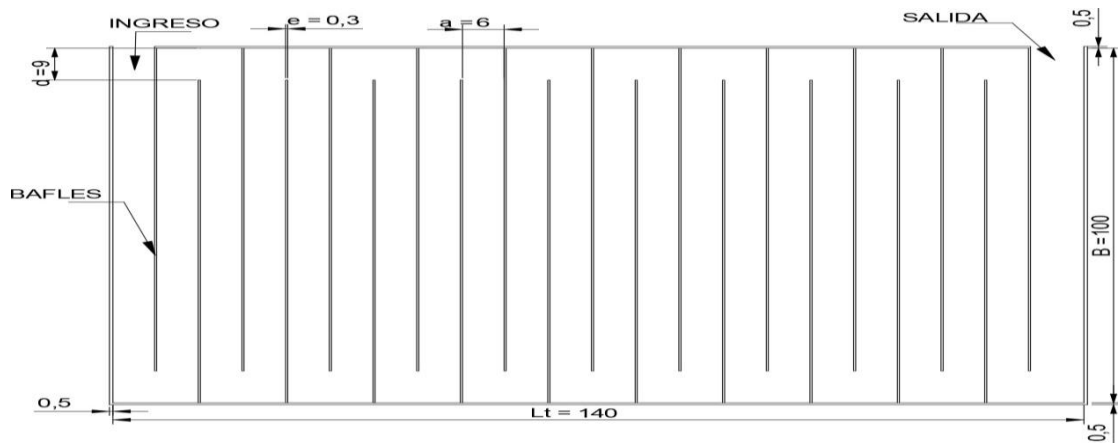


Figura IV-6. Vista en planta floculador horizontal

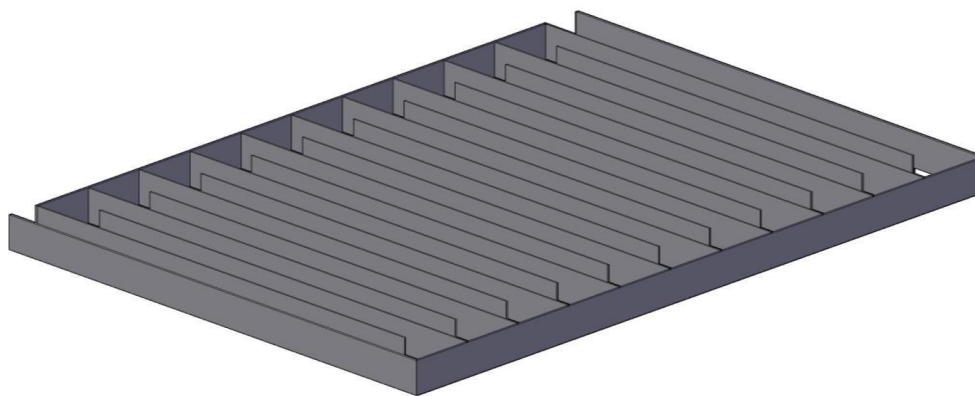


Figura IV-7. Vista isométrica del floculador horizontal

4.2.3 Diseño del sedimentador de alta tasa

Se seleccionó el sedimentador de alta tasa debido a que estos, con placas inclinadas, aseguran un flujo laminar con N° de Reynolds menor de 500, lográndose alcanzar periodos de retención menores a 15 minutos; a diferencia de los sedimentadores convencionales de flujo horizontal turbulento, con N° Reynolds entre 2000 - 2000.000, cuyo período de retención de 1,5 a 3,5 horas.

- Parámetros de diseño según Romero (2006).

Caudal de diseño	80 mL/s
Temperatura	15 °C
Sc, para sedimentadores de placas paralelas	1
θ , inclinación de las placas	60°
Número de Reynolds	< 500, preferible < 250
Tiempo de retención	10 a 15 min

- El área del sedimentador se calculó, según la ecuación III-25:
Asumimos la Carga superficial ($C_s = 64 \text{ m/d}$)

$$A = \frac{Q}{C_s} = \frac{0,00008 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} \times 86.400 \frac{\text{s}}{\text{d}}}{64 \frac{\text{m}}{\text{d}}} = 0,108 \text{ m}^2$$

- Para un tanque rectangular, usamos la relación longitud/ancho=3/1, según la ecuación III-26 y III-27:

$$b = \left(\frac{A}{3}\right)^{1/2} = \left(\frac{0,108 \text{ m}^2}{3}\right)^{1/2} = 0,19 \text{ m} \approx 20 \text{ m}$$

$$L_s = \frac{A}{b} = \frac{0,108 \text{ m}^2}{20 \text{ m}} = 0,54 \text{ m}$$

La profundidad del tanque se asumirá:

$$\text{Profundidad} = 0,36 \text{ m}$$

- La velocidad de flujo en los sedimentadores de placas, v_0 , según la ecuación III-28, la inclinación de las placas debe estar a 60° , esto con la finalidad de que haya una remoción eficiente de las partículas sedimentadas:

$$v_0 = \frac{Q}{A \text{ sen } \theta_0} = \frac{0,00008 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{0,108 \text{ m}^2 \times \text{sen}(60)} = 0,0009 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

- El rendimiento es inversamente proporcional al número de Reynolds y se debe utilizar $N_{Re} < 500$, según la ecuación III-29:

$$N_{Re} = \frac{v_0 d}{\mu} = \frac{0,0009 \frac{\text{m}}{\text{s}} \times 0,01}{1,1345 \times 10^{-6} \frac{\text{m}^2}{\text{s}}} = 7,93$$

Como se puede apreciar, nuestro resultado es $7,93 < 500$. Este resultado comprueba que el flujo es laminar y permite la sedimentación de las partículas.

- Se calculó la longitud relativa de sedimentación, según la ecuación III-30, asumimos unas placas de un largo de 12 cm y el espacio entre placas será 1 cm:

$$L = \frac{l}{d} = \frac{12 \text{ cm}}{1 \text{ cm}} = 12 \text{ cm}$$

- Longitud relativa de la región de transición se determinó utilizando la ecuación III-31. Para este cálculo, usamos el N_{RE} :

$$L' = 0,013N_{RE} = 0,013 \times 7,93 = 0,1031$$

- Como $L' < L$, la longitud relativa corregida de sedimentación es según la ecuación III-32:

$$L_c = L - L' = 12 - 0,1031 = 11,8969$$

- De acuerdo a la ecuación de Yao, la velocidad crítica de sedimentación, según la ecuación III-33, donde el valor crítico (Sc) para sedimentadores de placa es 1,0:

$$v_{sc} = \frac{S_c v_0}{\text{sen}\theta + L_c \text{cos}\theta} = \frac{1,0 \times 0,0009 \frac{m}{s} \times 86.400 \frac{s}{d}}{\text{sen}60 + 11,8969 \times \text{cos}60} = 11,41 \frac{m}{d}$$

- El tiempo de retención en las celdas y el tanque se determinó, según la ecuación III-34 y III-35:

En las celdas:

$$t = \frac{l}{v_0} = \frac{0,12}{0,0009 \frac{m}{s}} = 133,33 \text{ s} \approx 2,22 \text{ min}$$

En el tanque:

$$t = \frac{V}{60Q} = \frac{0,20m \times 0,54 \text{ m} \times 0,36 \text{ m}}{0,00008 \frac{m^3}{s} \times 60 \frac{s}{min}} = 8,1 \text{ min}$$

- Para determinar el número de canales se utilizó la ecuación III-36:

$$N = \frac{L_s \text{Sen}\theta + d}{d + e} = \frac{0,54m \times \text{sen}60 + 0,01m}{0,01 + 0,003} = 37 \text{ placas}$$

- El diámetro de la tubería de entrada se determinó con las ecuaciones del III-37 al III-39, la velocidad según diferentes autores es 15 cm/s = 0,150 m/s. Con este dato, se encontró el área de la tubería:

$$A = \frac{Q}{v} = \frac{0,00008 \frac{m^3}{s}}{0,150 \frac{m}{s}} = 0,00053 \text{ m}^2$$

Con el área de la tubería, encontramos el diámetro de la tubería:

$$Di = \left(\frac{4A}{\pi}\right)^{1/2} = \left(\frac{4 \times 0,00053 \text{ m}^2}{\pi}\right)^{1/2} = 0,026m \approx 26 \text{ mm}$$

El diámetro interno que supera los 26 milímetros es la tubería de ¾" PAVCO Rosca clase 10 SDR 21; no obstante, cuando se construyó con esta medida, los floc formados se rompieron, es por ello que se optó en utilizar una tubería de 3" PAVCO Diámetro externo = 88,5 mm y espesor = 4,2 mm liviano, con el cual en la prueba se conservaron los floc formados.

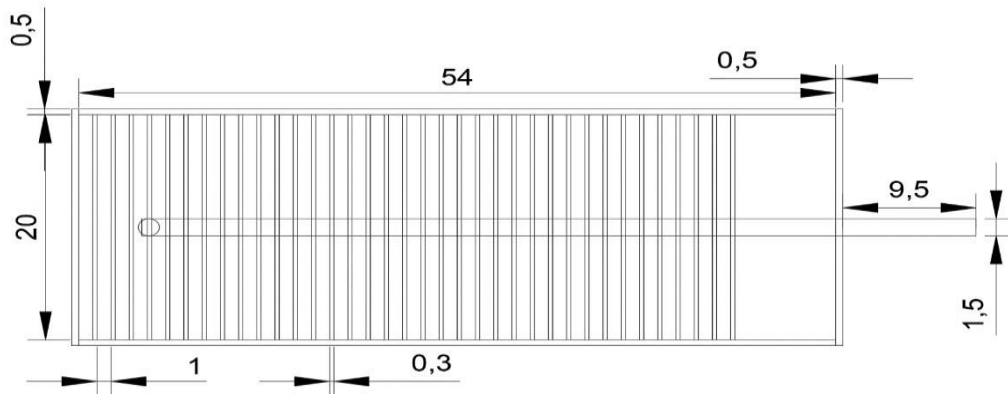


Figura IV-8. Vista en planta del sedimentador

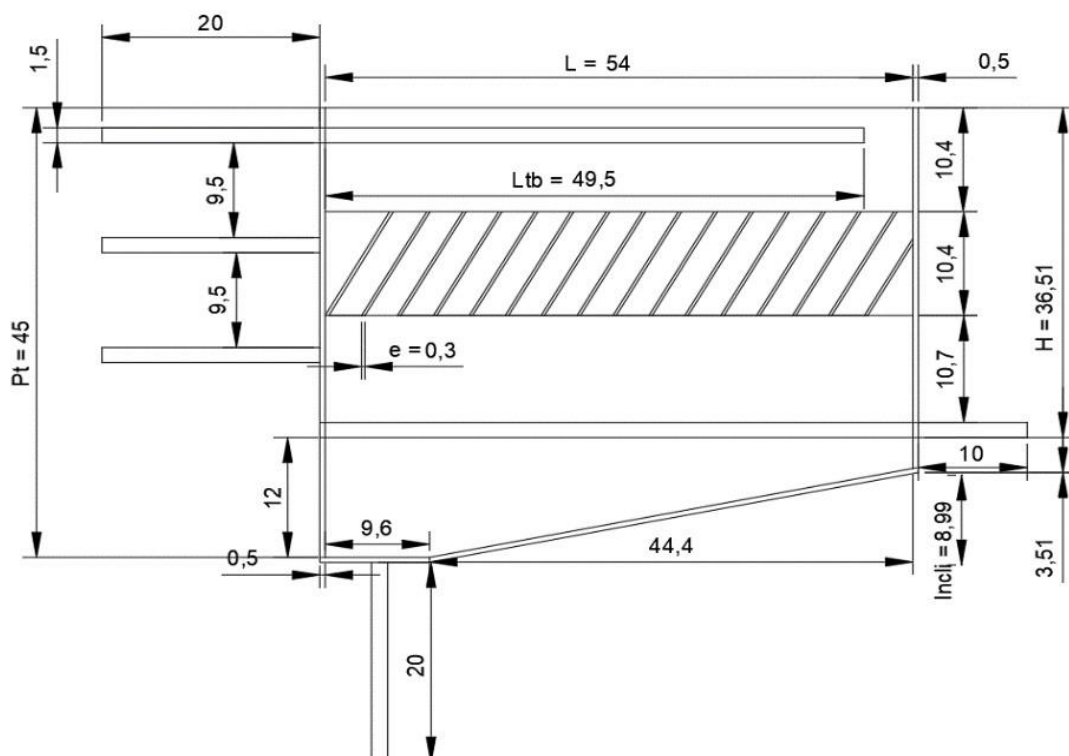


Figura IV-9. Vista en lateral del sedimentador

4.2.4 Diseño del filtro rápido

Las referencias bibliográficas señalan que las unidades de filtros más utilizadas son el medio dual, rápido y alta tasa (medio múltiple). El filtro rápido por gravedad con lecho de arena, grava y antracita puede trabajar con tasas de filtración de carga de flujo de $300 \text{ (m}^3/\text{d)/m}^2$. Este es el tipo más utilizado en tratamiento de aguas; la operación de filtración supone dos etapas filtración y lavado, siguiendo los criterios de diseño (Romero, 2006), en base a la turbiedad de ingreso $<15 \text{ NTU}$, que sale del sedimentador, se opta por el filtro rápido de arena, debía a su capacidad ser el más utilizado en sistemas de tratamiento convencional.

- Parámetros de diseño

$$Q = 80 \text{ mL/s} \approx 6,91 \text{ m}^3/\text{d}$$

Selección de materiales según Romero (2006).

Medio filtrante: Arena y antracita

$d_1 \longrightarrow$ Antracita: Profundidad: 20 cm

TE: 1,02 mm

CU: 1,6 mm

$d_2 \longrightarrow$ Arena cuársica: Profundidad: 35 cm

TE: 0,9 mm

CU: 1,50 mm

Tasa de filtración: 300 m/d

Lecho de grava: 45 cm (dual y/o rápido)

Afluente $< 15 \text{ NTU}$

El coeficiente de uniformidad (CU) y el tamaño efectivo (TE) son datos extraídos de la planta de tratamiento de agua potable Quicapata, SEDA-Ayacucho, debido a que ahí nos facilitaron la arena cuársica y la antracita. De acuerdo a la referencia de Romero (2006), la distribución de capas de lecho filtrante se resume en la tabla IV-7.

Tabla IV-7. Lecho típico de grava para sistemas de drenaje por tuberías

Descripción	N° de la capa				
	1	2	3	4	5
Profundidad de la capa en cm	10	7,5	7,5	10	10
Abertura de la malla cuadrada					
Pasando	1	3/4	1/2	1/4	1/8
Retenido	3/4	1/2	1/4	18	1/16

Fuente: Purificación de agua, Romero (2006)

- El número de filtros según la ecuación III-40 de Marrill y Wallace:

$$n = 0.044(Q)^{1/2} = 0,044 \left(6,912 \frac{m^3}{d} \right)^{1/2} = 0,12 \cong 1$$

- El caudal unitario, según la ecuación III-41:

$$q_u = \frac{Q}{n} = \frac{6,912 \frac{m^3}{d}}{1} = 6,912 \frac{m^3}{d}$$

- El área superficial se determinó empleando la ecuación III-42:

$$A_s = \frac{q_u}{C_s} = \frac{6,912 \frac{m^3}{d}}{300 \frac{m}{d}} = 0,0230 m^2$$

El filtro es de tubo PVC de 6", cuyo diámetro interno es 165,2 mm, esto debido a que es más económico y fácil de armar. Con la ecuación III-43, verificamos si cumple con el área requerida.

$$A_{tubo} = \frac{\pi(Di)^2}{4} = \frac{\pi(0,1652)^2}{4} = 0,0214 m^2$$

Se puede apreciar una diferencia de 0,0016 m² entre el cálculo del área superficial requerida y el área del tubo de 6". Para esta selección, se tuvo en cuenta que, en el mercado, no se encuentra tubería de 7" y la tubería de 8" excede por una diferencia mayor al área requerida. Es por ello que se optó por la tubería de 6" durante la prueba realizada al filtro este opero óptimamente.

- El N_{RE}, empleando la ecuación III-44 es:

Para la arena:

$$N_{RE} = \frac{vd}{\mu} = \frac{300 \frac{m}{d} \times 0,90 \times 10^{-3}}{86.400 \frac{s}{d} \times 1,1345 \times 10^{-6} \frac{m^2}{s}} = 2,7545$$

Para la antracita:

$$N_{RE} = \frac{vd}{\mu} = \frac{300 \frac{m}{d} \times 1,02 \times 10^{-3}}{86.400 \frac{s}{d} \times 1,1345 \times 10^{-6} \frac{m^2}{s}} = 3,1218$$

- El coeficiente de arrastre, según la ecuación III-45:

$$C_D = \frac{24}{N_{RE}} + \frac{3}{\sqrt{N_{RE}}} + 0,34$$

Para la arena:

$$C_D = \frac{24}{2,7545} + \frac{3}{\sqrt{2,7545}} + 0,34 = 10,8606$$

Para la antracita:

$$C_D = \frac{24}{3,1218} + \frac{3}{\sqrt{3,1218}} + 0,34 = 9,7258$$

- La ecuación de Rose se empleó para el cálculo de la pérdida de carga a través del lecho.

Para la arena (ecuación III-46):

$$h = 1,067 C_D \frac{1L v^2}{e^4 d g}$$

Para la arena:

$$h = 1,067 \times 10,8606 \times \frac{1 \times 0,35}{(0,4)^4 \times 0,9 \times 10^{-3} m} \times \left(\frac{300 \frac{m}{d}}{86.400 \frac{s}{d}} \right)^2 \times \frac{1}{9,8 \frac{m}{s^2}} = 0,217 m$$

Para la antracita:

$$h = 1,067 \times 9,7258 \times \frac{1 \times 0,20}{(0,4)^4 \times 1,02 \times 10^{-3} m} \times \left(\frac{300 \frac{m}{d}}{86.400 \frac{s}{d}} \right)^2 \times \frac{1}{9,8 \frac{m}{s^2}} = 0,098 m$$

- La pérdida de carga total durante el lavado se determinó según la ecuación III-47:

$$H = h_{arena} + h_{antracita} = 0,217 + 0,098 = 0,315$$

- La velocidad óptima de lavado para cada lecho filtrante (antracita y arena), según la ecuación III-48 y III-49 es:

Para la arena:

$$v_{b \text{ arena}} = (CU)(TE) = 1,5 \times 0,9 = 1,35 \frac{m}{min} \approx 22,5 \frac{mm}{s}$$

Para la antracita:

$$v_{b \text{ antracita}} = 0,47(CU)(TE) = 4,7 \times (1,2 \times 1,5) = 0,846 \frac{m}{min} \approx 14,10 \frac{mm}{s}$$

La velocidad óptima del lavado del filtro es: $1,35 \frac{m}{min} \approx 22,5 \frac{mm}{s}$

- La velocidad de arrastre se calculó utilizando la ecuación III-50:

$$v_t = 10D_{60} = 10 \times 1,35 \frac{m}{min} = 13,5 \frac{m}{min} \approx 225 \frac{mm}{s}$$

- El consumo de agua para el lavado del filtro durante 5 min a 20°C, según la ecuación III-51:

$$V_L = v_{\text{óptima}} t_{\text{lavado}} A = 1,35 \frac{m}{min} \times 0,0214 \text{ m}^2 \times 5 \text{ min} = 0,1445 \text{ m}^3$$

- El agua producida en cada carrera se determinó según la ecuación III-52 es:

$$Q_{Fmax} = (\text{Tasa de filtración}) (\text{Área del filtro}) = 300 \frac{m}{d} \times 0,0214 \text{ m}^2 = 6,42 \frac{m^3}{d}$$

- El consumo de agua para lavado del filtro, se calculó según la ecuación III-53:

$$Q_L = \frac{V_L}{t} = \frac{0,1445 \text{ m}^3}{5 \text{ min} \times 60 \frac{s}{min}} = 0,00048 \frac{m^3}{s}$$

- La velocidad en la tubería efluente que tiene un diámetro de 1,92 cm se calculó según la ecuación III-54:

$$v = \frac{Q_L}{A} = \frac{0,00048 \frac{m^3}{s} \times 4}{\pi \times (0,0192 \text{ m})^2} = 1,66 \frac{m}{s}$$

- El porcentaje de agua producida consumida en el lavado se determinó según la ecuación III-55.

$$\% \text{ agua de lavado} = \frac{100V_L}{Q} = \frac{0,1445 \text{ m}^3 \times 100}{6,912 \frac{m^3}{s}} = 2,09\%$$

En la figura IV-10, se muestra el esquema del filtro rápido.

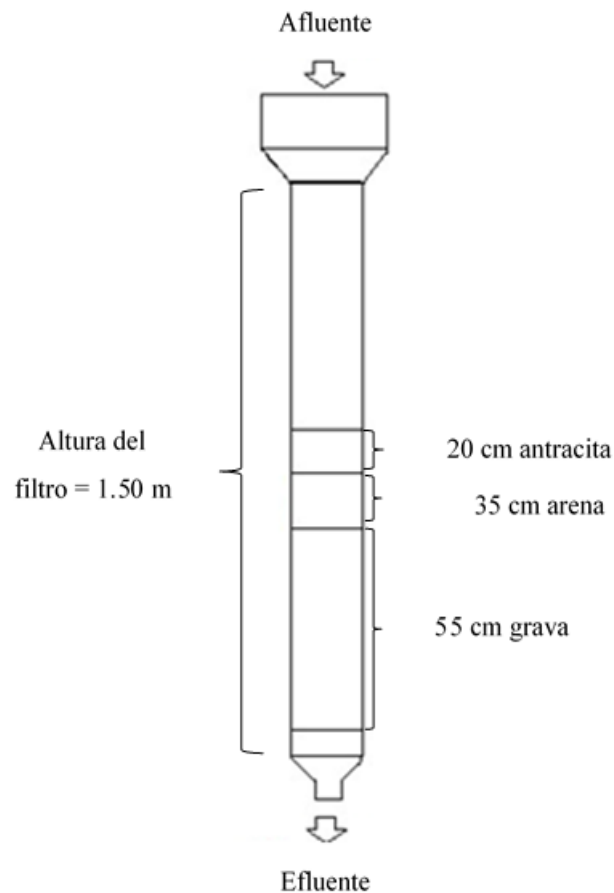


Figura IV-10: Filtro rápido de arena

4.2.5 Diseño del sistema de cloración por goteo

Dentro de los parámetros de diseño que definen los componentes de un sistema de agua potable, existen diversos métodos de cloración, uno de los más aplicados para las zonas rurales es el sistema de cloración por goteo debido a su costo económico y fácil instalación.

- Parámetros de diseño:

pH (6.5-8.5), Turbiedad (<5NTU), color, conductividad y la demanda de cloro.

Volumen del tanque de cloración: 0.5 L

Concentración deseada: 1.5 ppm

Tipo de hipoclorito de calcio: 70 %

Concentración solución madre: 6 ppm

Tiempo de cloración por día: 24 h

- Cálculo del peso del hipoclorito necesitado, empleando la ecuación III-56

Asumimos un tiempo de un día de cloración

$$P = \frac{Qmd * d * 86400 * C_2}{\%Cl * 10} = \frac{0,08 \frac{L}{s} * 1 * 86400 \frac{s}{d} * 1.5 mg/L}{70\% * 10} = 1481,143 mg$$

$$P = 1,4811 g$$

- Cálculo del volumen de tanque, según la ecuación III-57

$$V_T = \frac{\%Cl * P * 10}{C_1} = \frac{70\% * 1,4811 g * 10}{5000} = 0,002 L$$

Como el tanque dosificador salió como mínimo 2 mL, se optó por un tanque de 500 mL para fines de garantizar el goteo continuo.

- Se realizó el cálculo del caudal de goteo asumiendo que se dosificará las 24 h del día, según la ecuación III-58:

Se conoce que 1mL = 20 gotas

$$Q_{goteo} = \frac{V}{T} = \frac{10000 gotas}{1440} = 7 gotas/min$$

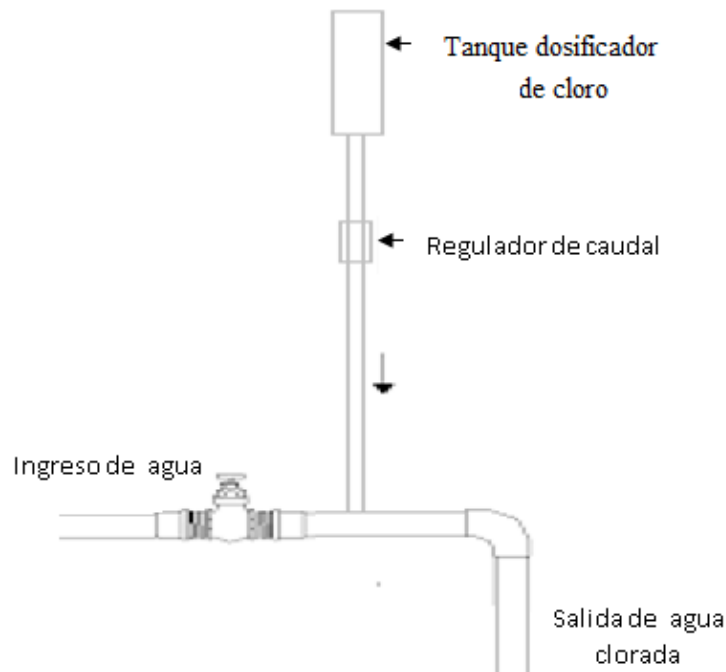


Figura IV 11: Sistema de cloración por goteo

4.3 Construcción y montaje del prototipo de tratamiento de agua

El equipo diseñado básicamente constituye las siguientes unidades:

- Mezcla rápida mecánica
- Floculador de flujo horizontal
- Tanque de almacenamiento de agua
- Filtro rápido de arena
- Sistema de cloración
- Tablero de control

4.3.1 Selección de materiales de construcción

Para la selección de materiales, se ha tenido cuenta los siguientes factores fundamentales: disponibilidad de materiales en el mercado, costos y corrosión. Los materiales requeridos fueron:

Para la unidad de proceso:

- Tubo de PVC de 1" y ½", para las conexiones
- Tubo de PVC de 6", para el filtro
- Plancha de acrílico de 8 mm (tanque mezcla rápida), 5 mm (tanque floculador y sedimentador) y 3 mm (baffles y lamelas)
- Plancha de acero inoxidable 2 mm para la fabricación de las paletas del agitador
- Varilla de acero para el agitador
- Codos de 90°, tee, niples y llave de paso de 1" y ½" para las instalaciones.
- Cinta teflón

Para el montaje y estructura del soporte:

- Tubo de fierro de 1", para la construcción de la estructura del soporte
- Pernos, tuercas, para el ensamblaje de las diferentes partes del equipo

Toda la unidad opera a presión atmosférica; por tanto, el cálculo del espesor de los materiales requeridos tanto para los tanques (mezcla rápida, floculador y sedimentador) como para el filtro no requiere de un cálculo especial.

4.3.2 Construcción y montaje de las unidades de proceso

Para la construcción y montaje de las unidades del equipo, fue necesario realizar planos de construcción utilizando AUTO CAD, donde se incluye el plano del equipo completo montado en su estructura de soporte.

Mezcla rápida. Esta unidad consta de un agitador y un tanque, las dimensiones de cada una de ellas se describen a continuación:

- El agitador se construyó en acero inoxidable con las siguientes dimensiones: diámetro de paleta 10 cm, altura de paleta 3,26 cm y la altura de la varilla 54 cm.
- El tanque de mezcla rápida tiene un volumen de 4,5 L y fue construido en acrílico de 8 mm, cuyas dimensiones son: altura 20 cm, largo 15 cm y ancho 15 cm.
- El tanque de alimentación de coagulante tiene un volumen de un litro y se construyó en acrílico de 3 mm, cuyas dimensiones son: altura 12 cm, 8 cm largo y ancho 5 cm.

El ingreso del agua a esta unidad es mediante una manguera de ½”; mientras la salida a través de la base del tanque en el cual se adaptó un tubo PVC de ½”. La unidad cuenta con un motor de ½ hp, que está conectado a un variador de velocidad que se encuentra en el tablero de control. El motor se encuentra anclado al soporte del tanque reactor. En la figura IV-12, se presenta el tanque reactor instalado.



Figura IV-12. Vista frontal del tanque reactor de mezcla rápida

Floculador. El tanque floculador se construyó en acrílico transparente de 5 mm; el volumen total del tanque es 112 L, cuyas dimensiones son: ancho 100 cm, largo 140 cm y altura 12 cm. El espaciamiento de pantalla a pantalla es 6 cm y el ancho de vueltas 9 cm, y el número de canales son 22. El agua ingresa al tanque floculador a través de una tubería PVC de ½”, unida a un niple y una unión universal PVC de ½”; este último para facilitar el desarmado del equipo. El caudal de ingreso se regula mediante una válvula PVC de ½”. Posteriormente, el agua pasa a los canales del floculador; finalmente, el agua floculada sale mediante una tubería PVC de 3” al tanque sedimentador. En la figura IV-13, se muestra la unidad construida e instalada.



Figura IV-13. Vista del floculador hidráulico de flujo horizontal

Sedimentador. La geometría seleccionada es de un cuerpo rectangular de fondo inclinando. El ancho es 20 cm, largo 54 cm y la altura va de 45 a 36 cm, acumulando un volumen total de 42 L. La longitud de la placa es 12 cm y tiene una inclinación de 60°. Los espacios entre placas son 1 cm, al igual que las anteriores unidades el

sedimentador, que fueron construidos en acrílico transparente de 5 mm y las placas en acrílico de 3 mm, debido a que estos no pierden consistencia al ponerlas en contacto con el agua. El agua ingresa al presedimentador a través de una tubería PVC de 3"; el presedimentador conecta con el sedimentador mediante la tubería PVC de 1". El efluente es retirado a través de un tubo PVC 1½", que tiene 30 orificios de 6 mm y está en la parte superior del tanque. El tanque cuenta con tomadores de muestra a diferentes alturas y una válvula para realizar una descarga de lodos, como se muestra en la figura IV-14.



Figura IV-14. Vista frontal del sedimentador de alta tasa

Tanque de alimentación. El tanque de almacenamiento y alimentación para el filtro se adaptó un balde PVC de 18 L. A este, se le realizó un agujero en la base a 1"; mediante el uso de bridas y sello de jebes, se fijó la tubería de 1" con la pared del balde para evitar fugas. Este se puede observar en la figura IV-16.

Filtro. Para la construcción del filtro, se utilizó un tubo de 6", debido a su fácil adaptación y resistencia. En esta unidad, se incorporó una bomba centrífuga de ½ hp para impulsar el agua hacia el filtro; de igual manera, para el retro lavado, la bomba centrífuga se adaptó mediante un tubo PVC de 1" y a la salida de la bomba se adaptó un

tee PVC de 1", con reducción a ½" (1" para el filtrado y ½" para el lavado del filtro). Para la recirculación, se instaló dos válvulas PVC de 1", con la finalidad de controlar el caudal de recirculación y caudal de ingreso al filtro; a la salida del filtro, se utilizaron reducción desde 6 hasta ½". Para el transporte del agua del filtro, se utilizaron tuberías PVC de ½", estos son regulados a través de válvulas. Las uniones universales PVC de ½" ayudan a desarmado del equipo. Todo ello se muestra en la figura IV-15. El soporte del lecho tiene un espesor de 3 mm y está construido en material de acero inoxidable 304; el diámetro de este es 16 cm. Para su construcción, primero se hizo la distribución de los orificios de acuerdo al arreglo triangular y su posterior perforado. La buena distribución de los orificios permitirá un buen escurrimiento del líquido y evitar la obstrucción de las tuberías por el material filtrante.



Figura IV-15. Vista frontal del filtro rápido

Cloración. Para la construcción del sistema de cloro se utilizó tubo de ½” en material PVC, el cual tiene como inyector de cloro un kit de suero adecuado el cual adecuamos el pequeño tanque como tanque dosador el cual tiene un pequeño graduador de caudal. El cloro preparado es conducido a través de una pequeña manguera e inyectado a la tubería de ½” mediante una aguja de acero inoxidable. En la figura IV-15 se muestra el sistema de cloración instalado.

Estructura. La estructura se construyó con tubos cuadrados de fierro, la cual fue construida de acuerdo al requerimiento del sistema, como soporte del tanque de mezcla rápida, floculación, sedimentación, alimentación y del filtro. En la figura IV-16, se muestra el equipo construido.



Figura IV-16. Vista de la planta piloto de tratamiento de agua

CAPÍTULO V

PUESTA EN MARCHA Y EVALUACIÓN

5.1 Prueba hidráulica

Una vez montado el equipo, se llevó a cabo la prueba hidráulica, que tiene por finalidad detectar las posibles fugas a través de los acoples roscados, con empaques en los accesorios de las tuberías y el pegado de los tanques de acrílico. Esta prueba consistió en poner en funcionamiento el equipo observando el correcto flujo de los fluidos.

5.2 Descripción del funcionamiento

El agua cruda ingresa al prototipo, regulada y controlada por las válvulas instaladas a la salida de la bomba.

Al llegar el agua cruda al tanque de mezcla rápida, se aplicó el coagulante con el dosificador mecánico; de allí, el agua hace el recorrido por la tubería, para desembocar en el floculador de tipo horizontal, el cual hace el recorrido, para luego pasar por una tubería de 3" en PVC y empezar su ascenso por el sedimentador de placas planas; el cual cuenta con una tubería de descarga de lodo. La salida del sedimentador se hace a través de una tubería perforada, que permite el paso del agua hacia el tanque de alimentación del filtro; el agua que ingresa al filtro es regulada y controlada por las válvulas instaladas; a la salida de la bomba, el filtro posee lecho filtrante de arena, grava y antracita.

5.3 Puesta en marcha

- Se preparó una muestra de agua con una turbiedad cercana a 80 NTU.
- Se verificó que todas las unidades estén debidamente conectadas; previamente, se llenó con agua, para evitar cortocircuitos por rompimiento del floc a la caída del floculador al sedimentador
- Se revisó la instalación eléctrica y luego se prendió la bomba y el dosificador; se reguló el caudal hasta llegar a 0,08 L/s.
- Se graduó el dosificador para la dosis óptima de coagulante.
- Se prendió el variador de velocidad y estableció manualmente el rpm.
- Se dejó recorrer el agua durante una hora, revisando el proceso y tomando muestras para medir la turbiedad a la entrada y a la salida del prototipo.

5.4 Operación y control del prototipo

Una vez la que el equipo fue estabilizada completamente, se hicieron los siguientes controles:

- Se verificó el nivel de solución de coagulante existente, durante la evaluación se trató de mantener constante el volumen.
- Se controló que la turbiedad de la muestra patrón, no disminuya los 60 NTU y no supere los 100 NTU.
- Luego de cada día de prueba se realizó la purga de lodos del sedimentador mediante la apertura completa de la respectiva válvula de fondo de ½", ubicada al fondo de la mezcla rápida y el sedimentador y el retro lavado del filtro.

En la tabla V-1, se presentan las condiciones de operación del prototipo para el tratamiento de agua. El prototipo se diseñó para tratar un caudal de 0,08 L/s de agua cruda, equivalente a 6,91 m³/d; si se busca obtener resultados óptimos de las evaluaciones a realizar, se debe respetar las condiciones de operación del equipo.

Tabla V-1. Condiciones de operación para las pruebas experimentales del prototipo

Etap	Parámetro	Valor	Unidad
Mezcla rápida	Caudal	80	mL/s
	Tiempo de retención	40	s
	Temperatura	15	°C
	Agitación	312	Rpm
	Dosis óptima de coagulante	31	ppm
Floculador	Tiempo de retención	23	min
	Gradiente	9	s ⁻¹
	Temperatura	15	°C
	Formación de floc	1	Tramo
Sedimentación	Tiempo de retención	10	min
	N.º Reynolds	7,93	Flujo laminar
	Temperatura	15	°C
	Turbiedad salida	15	NTU
	Color y olor		Aceptable
Filtro	Velocidad de flujo	1,66	m/s
	Turbiedad salida	< 5	NTU
	Color y olor	Aceptable	Aceptable
	Tiempo de lavado	5	min
	Tiempo entre lavados	24	h
Cloración	Turbiedad de ingreso	< 5	NTU
	Tiempo contacto	30	s
	Cloro residual	1,5	ppm

El lavado a contracorriente del filtro se realizó mediante la manipulación de las válvulas, de acuerdo a la figura V-1 y las indicaciones de la tabla V-2. Las pruebas experimentales se presentan en el capítulo VI.

Tabla V-2. Esquema indicativo de la operación del filtro rápido

Válvula	Posición de las válvulas	
	Filtrando	Lavando
Recirculación (1)	Abierto	Abierto
Válvula de filtro afluente (2)	Abierto	Cerrado
Válvula de filtro efluente (4)	Abierto	Cerrado
Válvula de lavado afluente (3)	Cerrado	Abierto
Válvula de lavado efluente (7)	Cerrado	Abierto
Válvula canal alternativo (5)	Abierto	Abierto
Válvula de cloración (6)	Abierto	Cerrado

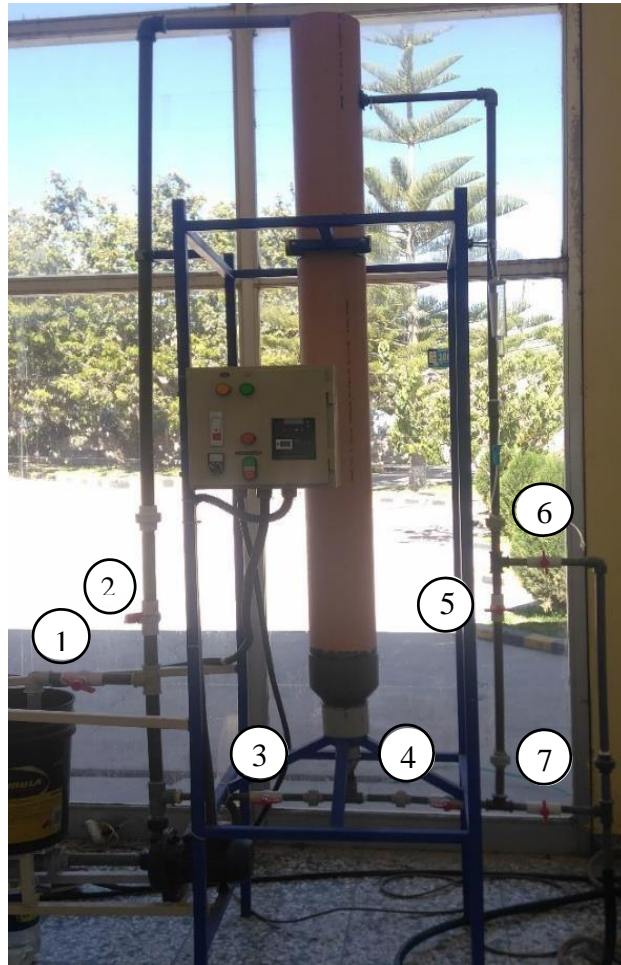


Figura V-1. Vista frontal del filtro rápido

5.5 Muestreo

La caracterización del agua procesada en el equipo se realizó mediante un muestreo de cada una hora durante 6 días, entre las 9: 00 a. m. y 17:00 p. m., bajo las estipulaciones y técnicas establecidas de la PTAP, SEDA-Ayacucho, para la preparación y llenado de muestras.

a. Toma de muestras

En la figura V-2, se muestran los puntos de muestreos. El volumen de muestra recogida debe ser suficiente para los análisis requeridos y para cualquier repetición del análisis. En la toma de muestras, fue indispensable lavar los recipientes con agua y detergente, previo a su uso; una vez in situ, se enjuagó tres veces el recipiente con el agua a ser muestreada.

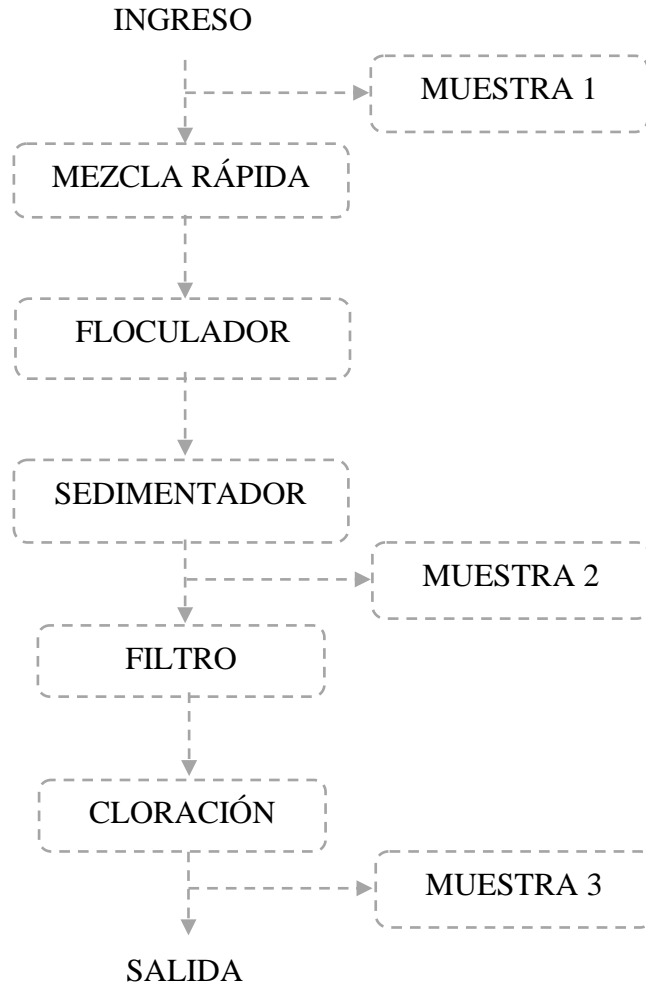


Figura V-2. Esquema de puntos de muestreo

5.6 Evaluación de parámetros físico-químicos

La caracterización de las muestras tomadas se realizó en el laboratorio de la planta de tratamiento de agua potable SEDA-Ayacucho; en el cual se analizó los parámetros descritos en la tabla V-3, basada en los lineamientos establecidos en el Manual de métodos analíticos para la determinación de parámetros físico químicos básicos en aguas.

Tabla V-3. Los métodos de evaluación de los principales parámetros físico - químico analizados

PARÁMETROS FÍSICO-QUÍMICOS	
Parámetro	Método análisis
Potencial de Hidrógeno(pH)	Electrometría
Turbiedad	Electrometría
Conductividad	Electrometría
Sólidos Disueltos Totales	Electrometría
Dureza Total	Volumétrico
Cloruros	Volumétrico
Aluminio	Espectrofotometría
Hierro	Espectrofotometría
Sulfatos	Espectrofotometría
Acidez	Volumétrico
Alcalinidad	Volumétrico
Nitrato	Espectrofotometría

Fuente: *Manual de métodos analíticos para la determinación de parámetros físico-químicos básicos en aguas* (2013)

CAPÍTULO VI RESULTADOS Y DISCUSIÓN

6.1 Resultados experimentales

A continuación, se presentan los resultados experimentales de la evaluación de la planta piloto. Estos se presentan en las tablas y gráficos siguientes:

6.1.1 Caracterización del agua muestra

En la tabla VI-1, se muestran las características del agua potable y el agua muestra.

Tabla VI-1. Parámetros analizados del agua potable y agua contaminada

Parámetro analizado	Agua potable	Agua contaminada
pH	6,86	7,25
Conductividad	196,8 $\mu\text{s}/\text{cm}$	197,1 $\mu\text{s}/\text{cm}$
Solidos totales disueltos	94,1 TDS	94,0 TDS
Salinidad	0,1	0,1
Alcalinidad	24 mg/L CaCO_3	30 mg/L CaCO_3
Turbiedad	0,94 NTU	80 NTU
Temperatura	18,0°C	17,3°C

En la tabla VI-1, se muestran las características del agua potable y el agua contaminada (agua muestra), que fue usada en la prueba de jarra. En la tabla, podemos ver la diferencia de la calidad del agua con respecto al pH, alcalinidad y turbiedad; esto se da debido a que el lodo del embalse utilizado para contaminar el agua contiene carbonato de calcio, adquirido durante el recorrido del agua por la fuente.

6.1.2 Aplicación del test de jarra

Se realizó los ensayos de test de jarra del agua contaminada con el objetivo de obtener la dosis óptima de coagulante. Para esta prueba, se utilizó el sulfato de aluminio como coagulante. Los resultados de esta prueba se muestran en la tabla VI-2.

Tabla VI-2. Resultado del test de jarra

	1	2	3	4	5	6
Dosis de $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$ (ppm)	25	28	31	34	37	40
Turbiedad final (NTU)	4,65	4,44	3,45	4,35	4,84	7,02
pH	6,38	6,76	6,5	5,34	5,91	5,81
Alcalinidad (mg/L)	20	22	18	12	10	10

Un detalle que se puede observar en la tabla VI-2 es que el pH y la alcalinidad, parámetros importantes dentro del proceso de tratamiento, disminuyeron; esto se da debido a que las soluciones de sulfato de aluminio son ligeramente ácidas. Normalmente, la dosificación de sulfato de aluminio se calcula como mg/L o ppm.

En la Figura VI-1 se ilustra los resultados obtenidos de la prueba de jarras:

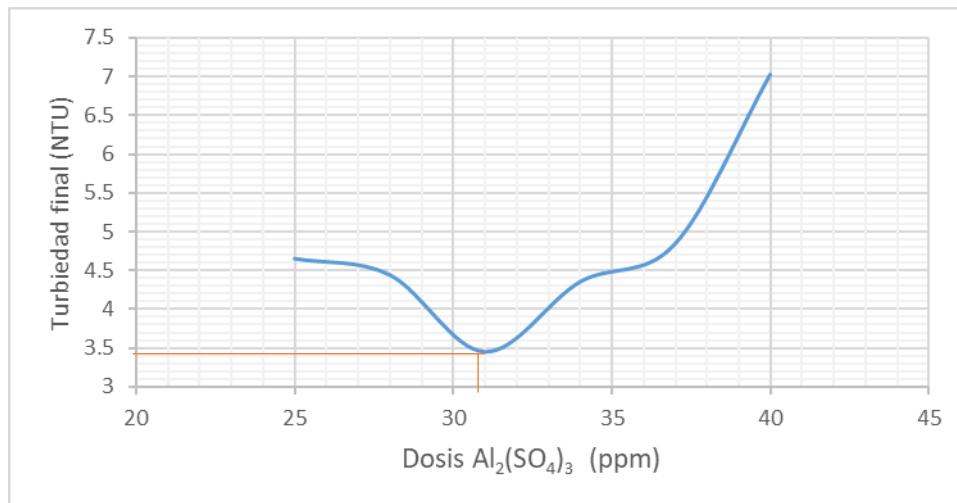


Figura VI-1. Comportamiento de la turbiedad en función de la dosis de sulfato de aluminio

En la figura VI-1, se puede apreciar que la curva de la dosis óptima de coagulante es 31 ppm, dosis con la cual se redujo la turbiedad de 80 NTU a 3.45 NTU.

En la tabla VI-3, se presenta la remoción de la turbiedad en porcentaje, valor que se determina en función de la turbiedad inicial y turbiedad final. Estos resultados se grafican en la figura VI-2.

Tabla VI-3. Porcentaje de remoción en el test jarra

Turbiedad inicial = 80 NTU			
N.º Jarra	Dosis de coagulante (ppm)	Turbiedad final	% de remoción de la turbiedad
1	25	4.65	94.19
2	28	4.44	94.45
3	31	3.45	95.69
4	34	4.35	94.56
5	37	4.84	93.95
6	40	7.02	91.23

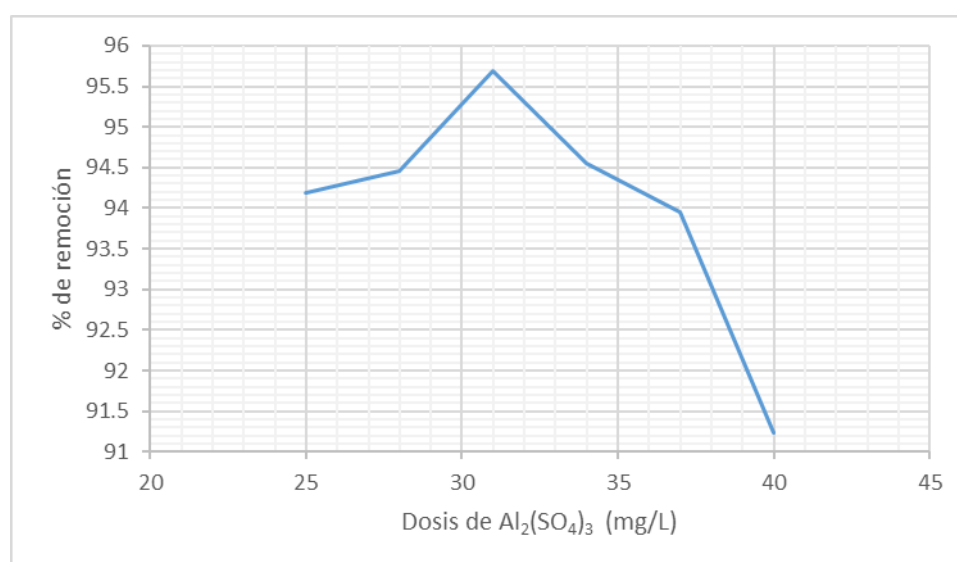


Figura VI-2. Remoción de la turbiedad con respecto a la dosis de sulfato de aluminio

En la figura VI-2, se muestra que, para tratar un agua con 80 NTU de turbiedad, es necesario aplicar 31 ppm de coagulante (sulfato de aluminio), como dosis óptima; con ello, se obtendrá 95,69 % de remoción de la turbiedad.

Con los resultados de la prueba de jarra, se procede a realizar el diseño de las unidades de proceso que conforman el prototipo a escala planta piloto para tratamiento de agua superficial.

6.1.3 Evaluación y validación del prototipo

Tabla VI-4. Datos experimentales de la turbiedad removida por el equipo durante los ensayos

Día	Hora	Turbiedad (NTU)		
		Mezcla rápida (ingreso)	Sedimentador (salida)	Filtro (salida)
1	09:00	54,60	9,00	1,090
	10:00	57,00	10,00	1,300
	11:00	62,00	12,00	0,790
	12:00	46,60	9,00	0,890
	13:00	68,00	11,90	0,850
	14:00	54,00	11,50	0,610
	15:00	64,30	10,50	0,850
	16:00	59,40	12,00	0,720
	17:00	76,00	13,00	0,930
2	09:00	79,00	10,00	0,810
	10:00	85,70	11,70	0,890
	11:00	68,40	11,00	0,520
	12:00	61,50	10,80	0,610
	13:00	67,10	11,00	0,690
	14:00	54,80	9,80	0,710
	15:00	60,00	11,50	0,800
	16:00	81,90	14,00	0,940
	17:00	76,50	12,80	0,890
3	09:00	69,80	10,40	0,730
	10:00	64,90	11,00	0,590
	11:00	64,90	11,70	0,670
	12:00	59,00	10,80	0,550
	13:00	54,80	10,90	0,560
	14:00	89,00	11,50	0,750
	15:00	81,50	12,70	0,710
	16:00	83,80	13,10	0,830
	17:00	76,10	13,00	0,790
4	09:00	78,00	11,20	0,600
	10:00	65,00	11,70	0,710
	11:00	62,90	10,60	0,620
	12:00	83,00	12,10	0,570
	13:00	68,00	11,60	0,720
	14:00	73,10	11,10	0,610
	15:00	64,30	12,20	0,700
	16:00	54,80	11,90	0,790
	17:00	68,00	13,80	0,820

5	09:00	86,00	10,86	0,590
	10:00	69,40	10,43	0,550
	11:00	77,20	11,88	0,610
	12:00	81,10	11,91	0,750
	13:00	73,20	11,30	0,710
	14:00	65,40	11,70	0,710
	15:00	84,00	12,40	0,840
	16:00	67,90	13,10	0,920
	17:00	68,00	13,70	1,800
6	09:00	80,00	10,80	0,890
	10:00	75,90	10,40	0,750
	11:00	68,40	11,10	0,710
	12:00	83,90	11,90	0,690
	13:00	79,00	10,70	0,520
	14:00	81,10	11,20	0,610
	15:00	69,40	11,80	0,580
	16:00	73,20	12,40	0,690
	17:00	84,20	12,70	1,100

Los resultados mostrados en la tabla VI-4 son de la evaluación de remoción de la turbiedad en función del tiempo; la diferencia de las turbiedades al ingreso y salida de la planta piloto es notable durante los 6 días de prueba. El sistema de tratamiento únicamente es eficiente si existe de por medio un control y limpieza continua a los diferentes componentes del tratamiento; para eso, es muy importante que, al finalizar las pruebas, se realice la limpieza correspondiente.

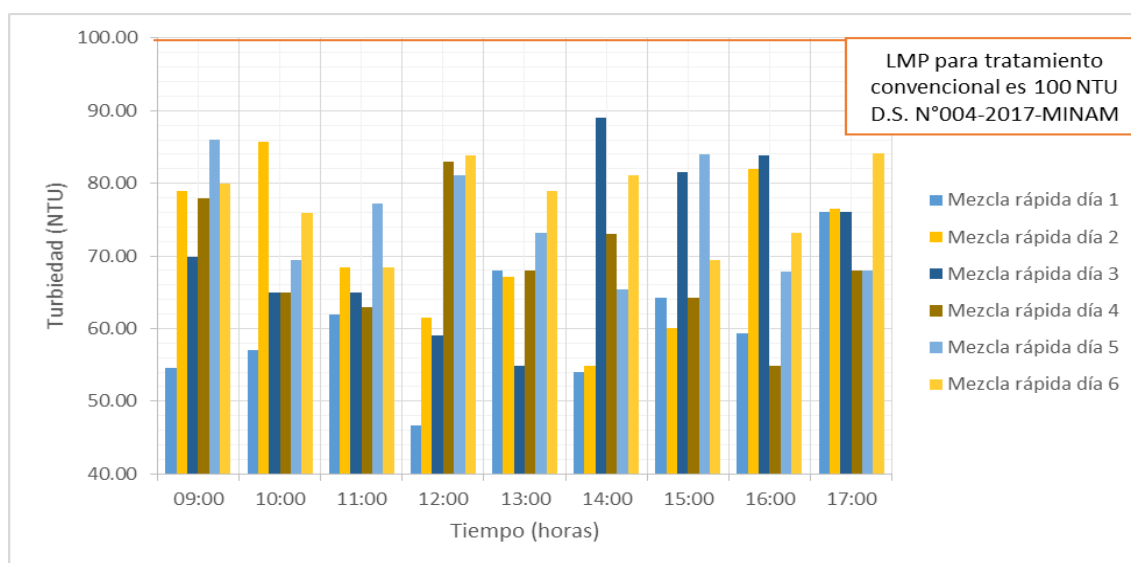


Figura VI-3. Tiempo en función a la turbiedad a la entrada del reactor de mezcla rápida

En la figura VI-3, se visualiza la evolución de la turbiedad en función del tiempo para la unidad de mezcla rápida durante el periodo de la evaluación; la turbiedad de ingreso a la unidad de mezcla rápida no es constante debido a que es una prueba experimental continua y las evaluaciones se realizaron en época de sequía, donde la turbiedad del agua se encuentra en un promedio de 8 a 2 NTU. Por lo que se tuvo que preparar la muestra a tratar un el tanque de alimentación, sin poder estandarizar la turbiedad al ingreso.

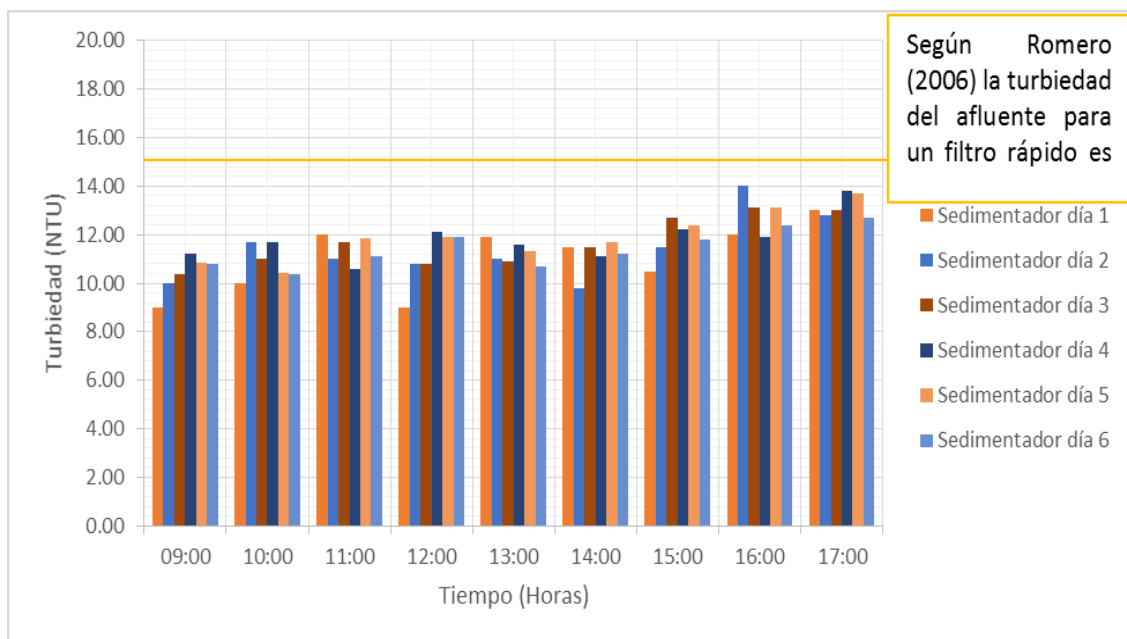


Figura VI-4. Tiempo en función a la turbiedad a la salida del sedimentador

En la figura VI-4, se visualiza la evolución de la turbiedad en función del tiempo para la unidad de sedimentación. La turbiedad a la salida del sedimentador disminuye debido a que los floc formados en la unidad del floculador sedimentan y son retenidos en las placas inclinadas que se encuentran dentro del sedimentador; cumpliendo, de esta manera, con la recomendación de Romero (2006), quien refiere que, si la turbiedad a la salida del sedimentador supera los 14 NTU, este colmataría rápidamente el filtro rápido y disminuiría la eficiencia del prototipo. La experiencia ha demostrado que, para obtener una sedimentación efectiva, el tiempo de sedimentación no debe ser menor a 10 minutos y que las unidades de mezcla rápida y floculación estén funcionando óptimamente de lo contrario la sedimentación no será efectiva.

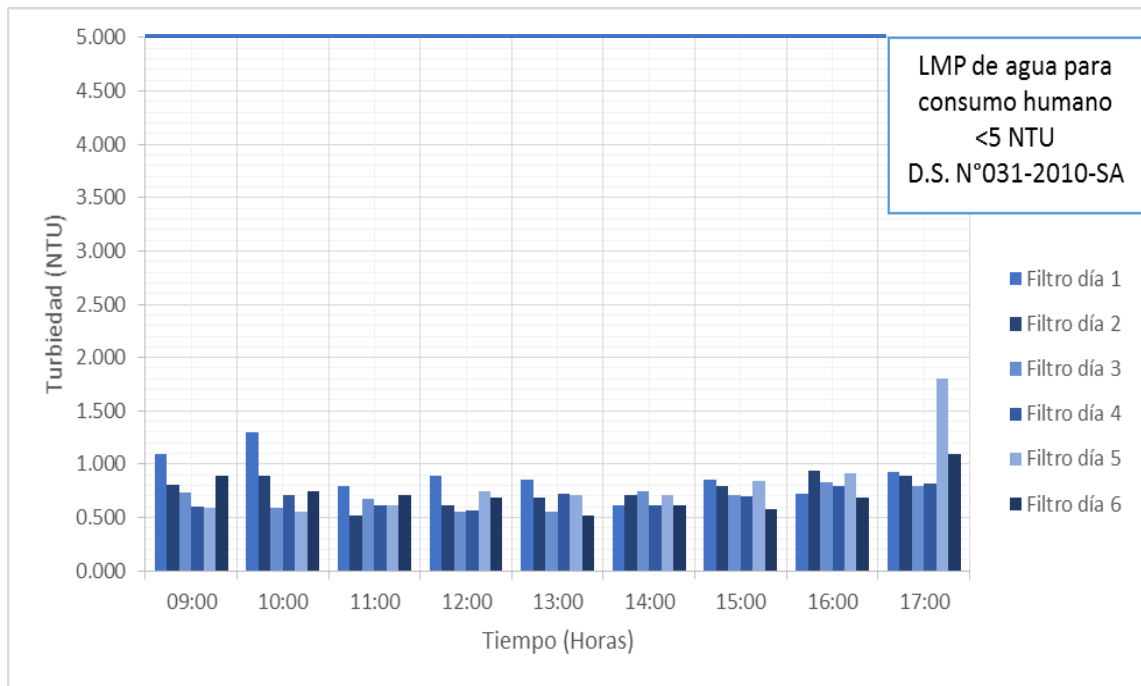


Figura VI-5. Tiempo en función a la turbiedad a la salida del filtro

En la figura VI-5, se visualiza la turbiedad en función del tiempo de evaluación. La unidad de filtración operó óptimamente debido al buen funcionamiento de las unidades que la antecedieron, es por ello que se logró resultados que se encuentran dentro de los parámetros establecidos por la norma. El filtro debe limpiarse regularmente para prevenir el escape de cantidades apreciables de los sólidos en suspensión y la generación de malos olores.

Tabla VI-5. Porcentaje de remoción por el equipo

Dosis óptima de coagulante (DOP) = 31 ppm			
Muestra	Turbiedad inicial (NTU)	Turbiedad final (NTU)	Porcentaje de remoción
1	60,21	0,89	98,52
2	70,54	0,76	98,92
3	71,53	0,69	99,04
4	68,57	0,68	99,01
5	74,69	0,83	98,89
6	77,23	0,73	99,06

En la tabla VI-5, se presenta el promedio obtenido de la eficiencia del prototipo durante la prueba experimental.

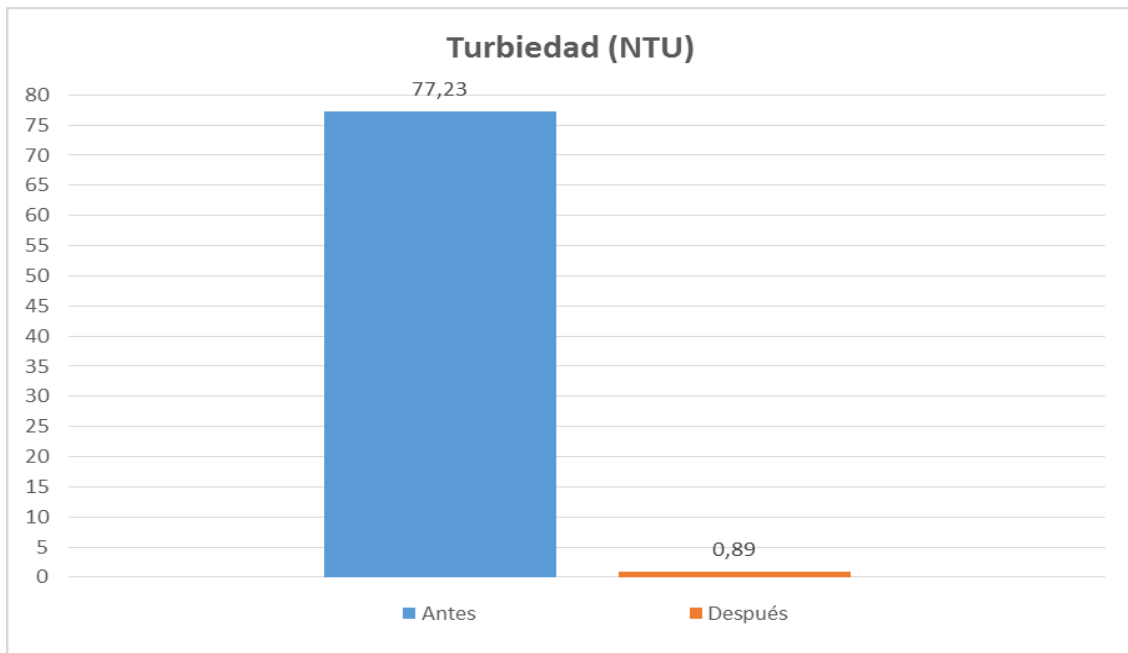


Figura VI-6. Comportamiento de la turbiedad antes y después del tratamiento

En la figura VI-6, se ilustra los promedios de la turbiedad iniciales (sin tratamiento) y finales (con tratamiento), en la cual se aprecia la notable remoción existente. La eficiencia obtenida del prototipo es de 98,91 %, en un periodo de 6 días de evaluación constante.



Figura VI-7. Muestra de agua que ingresa y sale de las unidades

La figura VI-7 muestra la calidad física del agua al ingreso de la mezcla rápida, cuya turbiedad es 67.7 NTU; la salida del sedimentador, cuya turbiedad es 11.5 NTU; finalmente, la salida del filtro, cuya turbiedad es 1.09 NTU.

6.1.4 Caracterización de la calidad del agua muestra

Se llevó a cabo la caracterización del agua al ingreso (afluente) y salida (efluente) del prototipo, instalado en los ambientes del laboratorio de control de calidad de la PTAP de SEDA-Ayacucho. En la tabla VI-6, se muestran los resultados de la evaluación con respecto a la turbiedad, sabor, olor, conductividad, STD, Dureza total, cloruros, acidez y alcalinidad.

Tabla VI-6. Análisis de control de calidad del agua tratada con el prototipo

AÑO:		2018													
CIUDAD:		AYACUCHO													
DÍA	N.º MUESTRA	DIRECCIÓN	HORA	TEMP. (°C)	pH	TURBIEDAD (NTU)	SABOR	OLOR	COND. (µs/cm)	STD (mg/L)	DUREZA TOTAL (mg/L)	CLORUROS (mg/L)	ACIDEZ (mg/L)	Cloro residual (ppm)	ALCALINIDAD (mg/L)
1	1	Entrada	09:00	16,30	7,40	54,6	No aceptable	No aceptable	181,4	58,6	58	13,0	5,2		28
	2	Salida	09:00	16,00	6,56	1,09	Aceptable	Aceptable	179,4	57,1	54	16,0	5,2	1,08	28
2	3	Entrada	09:00	15,80	7,31	79	No aceptable	No aceptable	178,4	54,7	56	12,5	5,2		24
	4	Salida	09:00	16,40	6,68	0,81	Aceptable	Aceptable	180,3	52,7	56	15,0	5,4	1,39	28
3	5	Entrada	09:00	16,10	7,47	6,89	No aceptable	No aceptable	179,3	50,4	58	14,0	5,4		26
	6	Salida	09:00	16,00	6,42	0,73	Aceptable	Aceptable	179,9	50,6	58	18,0	5,2	1,18	28
4	7	Entrada	09:00	16,00	7,47	78	No aceptable	No aceptable	178,7	56,2	56	12,0	5,6		26
	8	Salida	09:00	16,00	6,50	0,6	Aceptable	Aceptable	180,9	56,2	54	17,0	5,6	1,43	24
5	9	Entrada	09:00	17,50	7,55	86	No aceptable	No aceptable	185,4	58,4	60	14,0	5,6		24
	10	Salida	09:00	17,10	6,72	0,59	Aceptable	Aceptable	179,7	59,3	58	16,5	5,2	1,29	26
6	11	Entrada	09:00	16,20	7,60	80	No aceptable	No aceptable	173,9	57,2	58	13,5	5,6		26
	12	Salida	09:00	17,30	6,55	0,89	Aceptable	Aceptable	171,6	55,6	56	15,0	5,4	1,26	26
PROMEDIO DE LA SALIDA			09:00	16,39	6,57	0,79	Aceptable	Aceptable	178,6	55,3	56,0	16,3	5,33	1,39	27
PARÁMETROS RECOMENDADOS					6,5-8,5	<5,0	Aceptable	Aceptable	<1.500	<1.000	<500	<250			

TOTAL DE MUESTRAS 6

En los resultados mostrados en la tabla VI-6, es notable la diferencia de la calidad del agua al ingreso y a la salida del prototipo con respecto a la turbiedad, pH, sabor, y olor. Obteniéndose resultados que se encuentran dentro de la normativa D.S. N° 031-2010 S.A.

6.2 Discusión de resultados

Los resultados de la prueba de jarra se muestran en la tabla VI-2; de acuerdo a esta prueba, se determinó que la dosis óptima para una turbiedad de 80 NTU fue 31 mg/L de $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$, con la cual la turbiedad disminuyó a 3,45 NTU, el pH de 6,5 y la alcalinidad de 18 mg/L CaCO_3 .

Los cálculos realizados en el diseño fueron fundamentales; ya que, a partir de estos, se estableció el dimensionamiento y respaldan la capacidad de carga del prototipo. Así mismo, se presentan los planos constructivos al detalle en el capítulo IV.

Al realizar el diseño de la mezcla rápida mecánica, se tuvieron en cuenta los parámetros y criterios recomendados por especialistas en temas de tratamiento de agua. En esta unidad, se prestó especial atención al cálculo de la gradiente de velocidad (G), el cual se obtuvo a través de la ecuación de Letterman, Canepa (2004), quienes refieren que la Gradiente de velocidad tiene que estar en un rango de 500 s^{-1} a 1.000 s^{-1} ; para el diseño la gradiente de velocidad fue $980,40 \text{ s}^{-1}$, datos que son corroborados por la literatura.

Para el diseño de la unidad de floculación, se asumió un tiempo de retención de 22 minutos, según lo recomendado por diferentes autores mencionados en la tabla IV-6 y tomando como referencia a la unidad de floculación de PTAP SEDA, el cual tiene un tiempo de residencia de 21 minutos. Este cálculo fue corroborado en la parte experimental con el método de trazado, obteniéndose un tiempo de retención real en el tanque de floculación de 23 minutos.

El tiempo de retención del agua dentro del tanque sedimentador de alta tasa fue de 10 minutos; este se encuentra dentro de los parámetros recomendados por Romero (2006), quien refiere que los sedimentadores de alta tasa deben encontrarse en un rango de 10 a 15 minutos.

El prototipo presentó resultados de remoción de partículas suspendidas en el agua en un promedio de 98,91 % (ver tabla VI-5), y el porcentaje de remoción de la planta 1 de la PTAP SEDA tiene un promedio de 97,48 % (ver anexo 12). Estos resultados validan el

buen funcionamiento del equipo; además, el porcentaje removido fue dependiente de las características de la muestra de agua de entrada, donde se observa que, entre más alto sea el nivel de turbiedad, más alto será el porcentaje de remoción.

El prototipo de tratamiento de agua está construido idóneamente para que el agua tratada cumpla con los parámetros físicos (color, olor, sabor, turbiedad, y conductividad), establecidos en el D.S. N° 031-2010-SA. En la tabla VI-6, se muestran los datos experimentales obtenidos de las evaluaciones del prototipo, cuyos resultados se encuentran dentro de dicha normativa.

CONCLUSIONES

1. Se ha cumplido con el objetivo de diseño y construcción del prototipo a escala planta piloto tomando en consideración la información bibliográfica de Lidia Canepa y Jairo Romero. La construcción del equipo se realizó en las instalaciones del Taller Electromecánico Holger K. Hansen, y la evaluación de operación se realizó en las instalaciones de la planta de tratamiento de agua potable de Quicapata SEDA-Ayacucho.
2. Los resultados de la caracterización del agua contaminada fueron: una turbiedad de 80 NTU, pH de 7,25, alcalinidad de 30 mg/L CaCO_3 , salinidad 0,1 mg/L, sólidos totales disueltos de 94 mg/L, y conductividad de 197,1 $\mu\text{s}/\text{cm}$. Parámetros que se encuentran dentro de lo recomendado por la tecnología convencional, establecido en la normativa de los Estándares Nacionales de Calidad Ambiental para Agua, DS-004-2017-MINAM. Los resultados de la caracterización del agua, al ingreso y salida del prototipo durante los ensayos se muestra en la tabla VI-6 cuyos resultados obtenidos cumplen con los parámetros exigidos en el Reglamento de la calidad de agua para consumo humano, D.S. N° 031-2010-SA.
3. Las dimensiones de las unidades que conforman el prototipo para el tratamiento de un caudal de 80 mL/s son las siguientes: La unidad de mezcla rápida mecánica tiene las siguientes especificaciones: volumen = 0,0032 m^3 ; longitud = 0,15 m; ancho = 0,15 m; profundidad = 0,2 m. La unidad de floculación tiene las siguientes especificaciones: volumen = 0,112 m^3 ; longitud = 1,4 m; ancho = 1 m; profundidad = 0,8 m. La unidad de sedimentación tiene las siguientes especificaciones: volumen = 0,043 m^3 ; longitud=0,54 m; ancho=0,20 m; profundidad = 0,36 m, 36 placas inclinadas. La unidad de filtración tiene las siguientes especificaciones: área de filtración= 0,0214 m^2 ; altura del lecho de 1 m (arena, grava y antracita).
4. Los parámetros de operación del prototipo fueron: caudal = 80 mL/s, turbiedad ingreso = 80 NTU, tiempo de agitación de la mezcla rápida: 40 s, agitación mezcla rápida = 312 rpm, dosis óptima de coagulante: 31 ppm, tiempo retención del floculador = 23 min, gradiente de velocidad: 9,008 s^{-1} , temperatura 15 °C, tiempo retención del

sedimentador = 10 min, N_{RE} : 7,93, Turbiedad de salida: <15 NTU, color y olor aceptable, turbiedad de ingreso al filtro <15 NTU, velocidad del flujo: 1,66 m/s, Turbiedad de salida <5 NTU, coloro y olor aceptable, tiempo de lavado: 5 minutos, y el tiempo entre lavados: 24 h. Cumpliendo los parámetros óptimos de operación se obtuvo un 98,91% de eficiencia.

RECOMENDACIONES

1. En caso de realizar la evaluación de la planta piloto sobre otro tipo de efluentes, se recomienda ajustar ciertas condiciones de operación como caudal, tiempo de mezcla, dosis óptima de coagulante y los rpm. Estos varían dependiendo a la calidad del agua a tratar.
2. Para el correcto funcionamiento, se recomienda verificar que el equipo se encuentre en buenas condiciones y que las instalaciones sean adecuadas. El tanque del floculador tiene que estar a la mitad y la del sedimentador tiene que estar lleno, con agua de caño, para evitar el rompimiento de los floc.
3. Luego de haber realizado algunas pruebas, realizar la limpieza de todo el equipo y el lavado del filtro descrito anteriormente. Descargar todo el líquido del equipo, principalmente del tanque de alimentación al filtro, para evitar la oxidación de la bomba.

BIBLIOGRAFÍA

- Ahumada Theoduloz, G. y Opazo Contreras, R. (2004), *Diseño e implementación de planta piloto de tratamiento de agua potable con fines docentes, Chile*. Recuperado de: http://www.bvsde.paho.org/bvsaidis/uruguay30/CH02220_Ahumada_Theoduloz.pdf
- Barrenechea Martel, A. (2006), *Aspectos fisicoquímicos de la calidad del agua*. Recuperado de: http://www.bvsde.paho.org/bvsatr/fulltext/tratamiento/manualI/tomoI/ma1_tomo1_cap1.pdf
- Cárdenas Guzman, A. y Medina Rincón, J. (2017), *Diseño y construcción de una planta piloto de tratamiento de agua potable a escala para el laboratorio de hidráulica de la universidad santo tomas*. (Tesis de pregrado). Universidad Santo Tomás, Bogotá.
- Canepa de Vargas, L. (2004). *Tratamiento de agua para consumo humano*. Recuperado de: <http://bibliotecavirtual.minam.gob.pe/biam/bitstream/id/5657/BIV00012.pdf>
- Canepa de Vargas, L. (2004). *Floculación*. Recuperado de: http://www.bvsde.paho.org/bvsatr/fulltext/tratamiento/manualII/ma2_cap3.pdf
- Canepa de Vargas, L. (2004). *Mezcla rápida*. Recuperado de: <http://www.ingenieroambiental.com/4014/cinco.pdf>
- Canepa de Vargas, L. (2004). *Sedimentación*. Recuperado de: <http://www.bvsde.ops-oms.org/tecapro/documentos/agua/158esp-diseno-desare.pdf>
- Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente (CEPIS) (2004). *Tratamiento de agua para consumo humano. Manual II: Diseño de plantas de tecnología apropiada*. Lima, Perú. Recuperado de: <http://www.cepis.ops-oms.org>
- García, R., Carmen, M., & Veguillas, D. (2003). *Calidad de agua de fuentes de manantial en la zona básica de salud Shiguenza*. Madrid.

- Geankoplis, C. J. (1998). *Procesos de transporte y operaciones unitarias*. México: Compañía Editorial Continental, S.A.
- González Olabarría, P. M. (2013). *Plantas de tratamiento de aguas*. Madrid.
- Gray, N. F. (1996). *Calidad del agua potable*, Zaragoza, España: Acribia, S.A.
- Leal Ascencio, M. T. (2010). *Tecnologías convencionales de tratamiento de agua y sus limitaciones*. Recuperado de: https://www.psa.es/es/projects/solarsafewater/documents/libro/04_Capitulo_04.pdf
- Medina Osis, J. L. (2018, 6 de mayo). *Boletín epidemiológico del Perú*. Ministerio de salud. Recuperado de: <https://www.dge.gob.pe/portal/docs/vigilancia/boletines/2018/19.pdf>
- Melo Parra, A. & Herrera Delgado, J. S. (2016). *Diseño y construcción de una planta piloto para el tratamiento de agua potable en el laboratorio de la Universidad Católica de Colombia*. (Tesis de pregrado). Bogotá: Universidad Católica de Colombia.
- Mendoza Rojas, C. (2017). *Tratamiento industrial de aguas*.
- Ministerio de Ambiente (2017). *Estándares de calidad ambiental (ECA) para agua y establecen disposiciones complementarias*. Recuperado de: <https://www.minam.gob.pe/wp-content/uploads/2017/06/DS-004-2017-MINAM.pdf>
- Ministerio de Salud (2010). *Reglamento de la calidad del agua para consumo humano*. Recuperado de: http://www.digesa.minsa.gob.pe/publicaciones/descargas/Reglamento_Calidad_Agua.pdf
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2011). *Plantas de tratamiento de agua para consumo humano*. Recuperado de: https://www.saludarequipa.gob.pe/desa/archivos/Normas_Legales/saneamiento/OS.020.pdf

- Ordoñez Gálvez, J. (2011). *Cartilla técnica: Ciclo hidrológico*. Lima, Perú: Sociedad Geográfica de Lima.
- Organización Mundial de la Salud (2008) *Primer apéndice a la tercera edición: “Guías para la calidad del agua potable”*, Recuperado de: http://who.int/water_sanitation_health/dwq/gdwq3_es_fulll_lowres.pdf?ua=1
- Organización Mundial de la Salud (2004) *Guías para la calidad del agua potable*, Recuperado de: http://who.int/water_sanitation_health/dwq/gdwq3_es_fulll_lowres.pdf?ua1=23
- Pérez P., J. A. (1978). *Tratamiento de aguas*. Recuperado de: http://www.bdigital.unal.edu.co/70/5/45_-_4_Capi_3.pdf
- Prieto Bolívar, C. J. (2008). *El agua sus formas efectos abastecimientos, usos, daños, control y conservación*. Bogotá, Colombia: Eco Ediciones.
- Romero Rojas, J. (2006). *Purificación del agua*. Colombia, Bogotá: Escuela colombiana de ingeniería.

ANEXO

Anexo 1: Límites máximos permisibles de parámetros de calidad organoléptica

Parámetros	Unidad de medida	Límite máximo permisible
1. Olor	---	Aceptable
2. Sabor	---	Aceptable
3. Color	UCV escala Pt/Co	15
4. Turbiedad	UNT	5
5. pH	Valor de pH	6,5 a 8,5
6. Conductividad (25°C)	µmho/cm	1 500
7. Sólidos totales disueltos	mgL ⁻¹	1 000
8. Cloruros	mg Cl ⁻ L ⁻¹	250
9. Sulfatos	mg SO ₄ ⁻ L ⁻¹	250
10. Dureza total	mg CaCO ₃ L ⁻¹	500
11. Amoniaco	mg N L ⁻¹	1,5
12. Hierro	mg Fe L ⁻¹	0,3
13. Manganeseo	mg Mn L ⁻¹	0,4
14. Aluminio	mg Al L ⁻¹	0,2
15. Cobre	mg Cu L ⁻¹	2,0
16. Zinc	mg Zn L ⁻¹	3,0
17. Sodio	mg Na L ⁻¹	200

UCV = Unidad de color verdadero

UNT = Unidad nefelométrica de turbiedad

Fuente: Reglamento de la Calidad del Agua para Consumo Humano, D.S. N.º 031-2010-SA.

Anexo 2: Densidad, viscosidad dinámica y cinemática del agua en función de la temperatura

Temperatura (°C)	Densidad (kg/m ³)	Viscosidad dinámica η (10 ⁵ kg/m·s)	Viscosidad cinemática ν $10^6 \frac{m^2}{s} = cSt$
0	999,8	178,7	1,787
2	999,9	167,1	1,671
4	1,000	156,2	1,562
6	999,9	146,4	1,464
8	999,8	137,6	1,375
10	999,7	130,5	1,307
12	999,4	122,6	1,227
14	999,2	116,1	1,163
16	998,9	110,4	1,106
18	998,5	105,2	1,053
20	998,2	100,2	1,0038
22	997,7	95,5	0,95
24	997,2	91,1	0,914
26	996,6	87,2	0,875
28	996,1	83,4	0,837
30	995,7	79,7	0,801
32	994,9	76,4	0,768
34	994,2	74,1	0,745
36	993,4	70	0,705
38	992,8	68	0,685
40	992,2	65,3	0,658
45	990,2	59,8	0,604
50	988	54,8	0,554
55	985,7	50,5	0,512
60	983,2	46,7	0,475
65	980,6	43,6	0,443
70	977,8	40,4	0,413
75	974,8	37,8	0,388
80	971,8	35,5	0,365
85	968,6	33,4	0,345
90	965,3	31,5	0,326
95	961,8	29,8	0,310
100	958,4	28,2	0,295
150	916,9	18,6	0,205
200	864,6	13,6	0,161
250	799,2	10,9	0,14
300	712,4	8,91	0,132

Fuente: Unidad I. Conceptos fundamentales y propiedades de fluidos “Los Merengues”

Anexo 3: Coeficiente de Maning

Material	Coeficiente de Manning n	Coef. Hazen-Williams C_H	Coef. Rugosidad Absoluta e (mm)
Asbesto cemento	0.011	140	0.0015
Latón	0.011	135	0.0015
Tabique	0.015	100	0.6
Fierro fundido (nuevo)	0.012	130	0.26
Concreto (cimbra metálica)	0.011	140	0.18
Concreto (cimbra madera)	0.015	120	0.6
Concreto simple	0.013	135	0.36
Cobre	0.011	135	0.0015
Acero corrugado	0.022	--	45
Acero galvanizado	0.016	120	0.15
Acero (esmaltado)	0.010	148	0.0048
Acero (nuevo, sin recubrim.)	0.011	145	0.045
Acero (remachado)	0.019	110	0.9
Plomo	0.011	135	0.0015
Plástico (PVC)	0.009	150	0.0015
Madera (duelas)	0.012	120	0.18
Vidrio (laboratorio)	0.011	140	0.0015

Fuente: Computer Applications in Hydraulic Engineering, 5ta edition, Haestad Methods

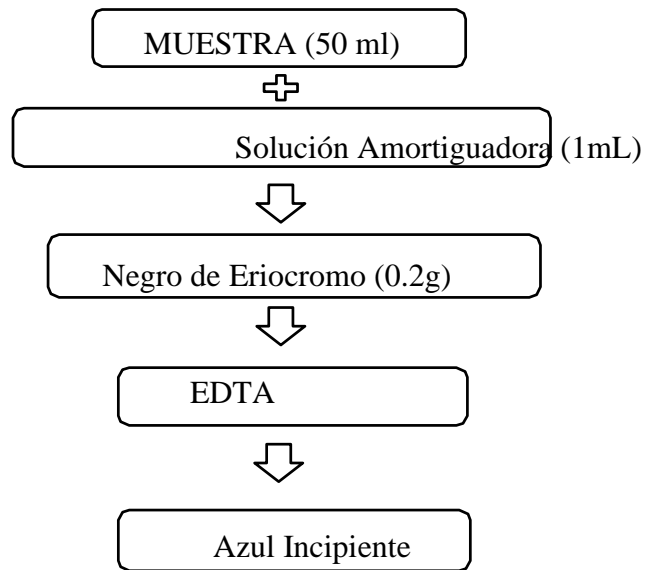
Anexo 4: Parámetros de calidad y límites máximos de agua potable en Perú

Parámetro	LMP
Coliformes totales UFC/100 ml	0 (ausencia)
Coniformes termotolerantes, UFC/100 ml	0 (ausencia)
Bacterias heterotróficas, UFC/ml	500
Ph	6.5 – 8.5
Turbiedad UNT	5
Conductividad 25° C – micromhos/cm	1500
Color, UCV Pt-Co	20
Cloruros, mg/l	250
Sulfatos, mg/l	250
Dureza, mg/l	500
Nitratos, mg NO ₃	50
Hierro, mg/l	0.3
Manganeso, mg/l	0.2
Aluminio, mg/l	0.2
Cobre, mg/l	3
Plomo, mg/l	0.1
Cadmio, mg/l	0.003
Arsénico, mg/l	0.1
Mercurio, mg/l	0.001
Cromo, mg/l	0.05
Fluor, mg/l	2
Selenio, mg/l	0.05

Anexo 5: Directrices de la OMS para la calidad de agua potable (Génova, 1933)

Item	Elementos / sustancias	Símbolo / fórmula	Directriz (mg/l)
1	Aluminio	AL	0.2
2	Antimonio	Sb	0.005
3	Arsénico	As	0.01
4	Bario	Ba	0.30
5	Boro	B	0.30
6	Cadmio	Cd	0.003
7	Cloro	Cl	250.00
8	Cromo	Cr	0.05
9	Cobre	Cu	2.00
10	Cianuro	CN	0.07
11	Fluor	F	1.50
12	Plomo	Pb	0.01
13	Manganeso	Mn	0.50
14	Mercurio	Hg	0.001
15	Molibdeno	Mo	0.07
16	Niquel	Ni	0.02
17	Nitrato y nitritos	NO ₃ , NO ₂	50.00 (nitrógeno total)
18	Selenio	Se	0.01
19	Sodio	Na	200.00
20	Sulfato	SO ₄	500.00

Anexo 6: Determinación de dureza total (SEDA-Ayacucho)



Ecuación de cálculo:

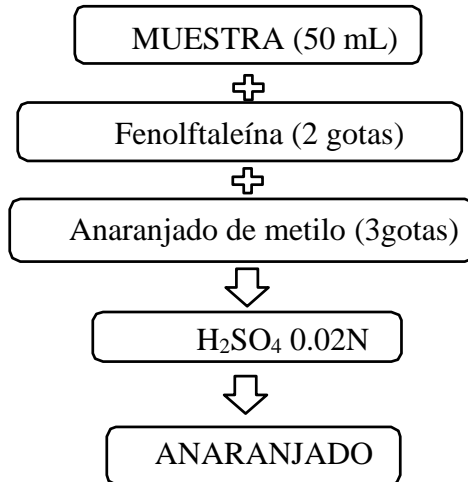
$$Dt = 20V_{gEDTA}$$

Donde:

V_{gEDTA} : Volumen gastado de EDTA

Dt: Dureza total

Anexo 7: Determinación de la alcalinidad (SEDA-Ayacucho)



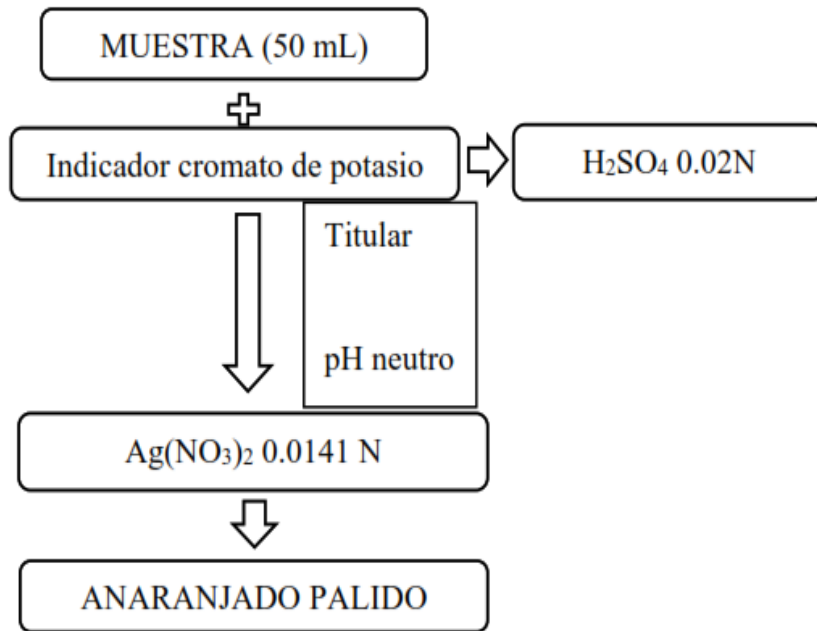
Ecuación de cálculo:

$$\text{Alcalinidad} = 20V_{gH_2SO_4}$$

Donde:

$V_{gH_2SO_4}$: Volumen gastado de ácido sulfúrico 0.02 N

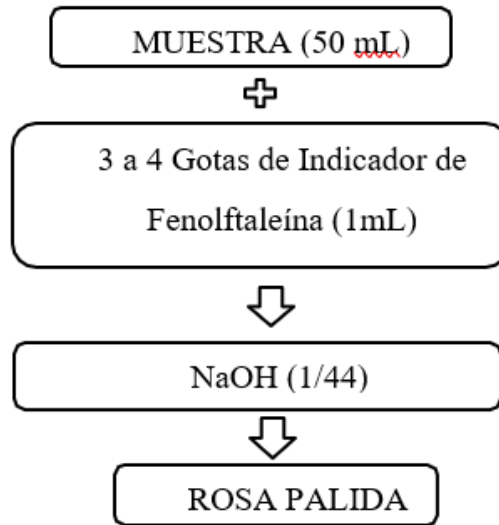
Anexo 8: Determinación de cloruros (SEDA-Ayacucho)



Volumen gastado NaOH 1/44 N: V_{gastado}

$$\text{Cloruros} = 10 V_{\text{gastado}}$$

Anexo 9: Determinación de acidez (SEDA-Ayacucho)



Ecuación de cálculo:

$$Acidez = 10V_{gNAOH}$$

Donde:

V_g : Volumen gastado de NaOH 1/44 N

Anexo 10: Cálculo de demanda de agua

Proyecto: DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y EVALUACIÓN DE UN PROTOTIPO DE TRATAMIENTO DE AGUA PARA SU POTABILIZACIÓN A NIVEL PLANTA PILOTO

Localidad Pitirinkiari baja

Distrito Pichari

Provincia La convención

Tema: Cálculo de la Demanda

Elaborado por: Bach. Nazia Lizeth Loayza Aguilar

Periodo	Año	Población total	Cobertura	Población servida	N° viviendas	Consumo total			Consumo L/día	Caudal promedio L/seg	Demanda m ³ /año	Q _{md} L/seg	Q _{mh} L/seg	Volumen de almacenamiento m ³ /día
						L/día Viv	L/seg	m ³ año						
0	2018	38	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	2019	40	100%	40	8	2800	0.032	1022	2800	0.03	1022	0.04	0.06	0.56
2	2020	41	100%	41	8	2870	0.033	1048	2870	0.03	1048	0.04	0.07	0.57
3	2021	42	100%	42	8	2940	0.034	1073	2940	0.03	1073	0.04	0.07	0.59
4	2022	43	100%	43	9	3010	0.035	1099	3010	0.03	1099	0.05	0.07	0.60
5	2023	44	100%	44	9	3080	0.036	1124	3080	0.04	1124	0.05	0.07	0.62
6	2024	45	100%	45	9	3150	0.036	1150	3150	0.04	1150	0.05	0.07	0.63
7	2025	47	100%	47	9	3290	0.038	1201	3290	0.04	1201	0.05	0.08	0.66
8	2026	48	100%	48	10	3360	0.039	1226	3360	0.04	1226	0.05	0.08	0.67
9	2027	49	100%	49	10	3430	0.040	1252	3430	0.04	1252	0.05	0.08	0.69
10	2028	50	100%	50	10	3500	0.041	1278	3500	0.04	1278	0.05	0.08	0.70

Anexo 11: Análisis físico-químico de control de proceso de producción PTAP Quicapata (febrero, 2018)

Mes: Febrero

Año: 2018

Planta n.º 1

DIA	Hora	T[°C]	TURBIEDAD [NTU]						COLOR [U.C.]						pH						CONDUCTIVIDAD [µs/cm]						Cloro [mg/l]
			C	S	F	T	R1	R2	C	S	F	T	R1	R2	C	S	F	T	R ₁	R ₂	C	S	F	T	R1	R2	
01/02/2018	08:20	17,9	25,2	9,56	2,26	1,96	1,20	1,42	4	2	1	1	1	1	7,51	7,19	6,91	6,71	6,82	6,75	137,0	135,0	136,0	135,0	136,0	135,0	2,2
02/02/2018	08:20	18,1	26,0	7,24	3,06	1,51	1,16	1,42	4	2	1	1	1	1	7,38	7,32	6,89	6,79	6,76	6,80	138,0	140,0	140,0	140,0	142,0	140,0	2,2
03/02/2018	08:20	18,3	26,4	7,28	0,85	0,33	0,80	1,06	4	2	1	1	1	1	7,35	7,14	7,15	6,99	6,97	6,98	141,0	144,0	143,0	144,0	144,0	142,0	1,23
04/02/2018	08:20	18,6	28,9	8,11	1,26	1,18	1,41	1,17	4	2	1	1	1	1	7,42	7,21	7,10	6,94	6,91	6,97	140,0	143,0	141,0	141,0	141,0	141,0	1,96
05/02/2018	08:20	18,7	24,4	6,31	0,96	0,81	0,82	0,74	4	2	1	1	1	1	7,49	7,38	7,09	7,01	6,81	6,91	138,0	136,0	138,0	135,0	137,0	136,0	2,2
06/02/2018	08:20	18,7	22,4	5,39	0,84	1,87	1,16	1,43	4	2	1	1	1	1	7,51	7,27	7,18	6,86	6,93	6,94	95,0	98,0	98,0	101,0	103,0	102,0	2,2
07/02/2018	08:20	17,9	27,3	6,38	2,10	2,48	1,77	1,66	4	2	1	1	1	1	7,48	7,22	7,19	7,00	7,00	7,10	104,0	106,0	102,0	107,0	105,0	104,0	1,84
08/02/2018	08:20	18,6	107,0	7,07	0,27	0,72	1,80	2,18	8	3	1	1	1	1	7,31	7,10	7,15	6,89	6,85	6,91	109,0	114,0	113,0	117,0	117,0	117,0	1,76
09/02/2018	08:20	17,4	154,0	8,71	0,31	0,22	0,64	1,08	9	3	1	1	1	1	7,36	7,14	6,98	6,92	6,82	6,99	92,0	98,0	98,0	103,0	106,0	107,0	1,24
10/02/2018	08:20	17,7	85,0	12,90	0,91	1,40	1,68	1,35	6	3	1	1	1	1	7,26	7,05	6,99	6,80	6,82	6,81	84,1	88,4	88,4	90,4	92,0	93,0	1,46
11/02/2018	08:20	17,9	96,7	9,49	1,19	1,01	1,41	1,98	6	3	1	1	1	1	7,34	7,09	6,91	6,79	6,78	6,76	86,5	88,7	85,4	84,0	87,2	88,9	1,59
12/02/2018	08:20	17,9	84,3	7,69	0,69	0,89	0,80	1,73	7	3	1	1	1	1	7,90	7,15	7,01	6,90	6,91	6,89	66,9	67,8	62,1	65,6	66,9	65,8	1,31
13/02/2018	08:20	17,6	78,1	14,00	2,17	1,89	2,09	1,08	7	3	1	1	1	1	7,27	7,15	7,01	6,90	6,88	6,93	64,6	68,7	71,8	70,0	71,3	73,3	0,9
14/02/2018	08:20	17,1	159,0	7,11	0,51	0,27	0,74	1,35	9	3	1	1	1	1	7,31	7,07	7,15	7,00	6,91	6,99	60,7	66,7	66,0	68,5	69,4	70,1	1,04
15/02/2018	08:20	18,6	209,0	5,10	0,62	1,19	1,01	1,14	9	3	1	1	1	1	7,25	7,08	7,00	6,91	6,81	6,79	59,6	65,8	64,0	65,0	65,0	63,0	1,86
16/02/2018	08:20	17,3	150,0	6,90	1,90	1,45	1,40	2,09	9	3	1	1	1	1	7,31	7,01	6,98	6,89	6,79	6,80	59,8	74,0	76,0	78,0	79,0	79,0	0,93
17/02/2018	08:20	16,1	161,0	6,49	2,03	1,11	0,90	1,42	9	3	1	1	1	1	7,24	6,98	6,79	6,92	6,90	6,52	60,0	76,0	78,0	61,0	77,0	65,0	1,42
18/02/2018	08:20	18,3	124,0	7,69	1,17	0,90	1,10	1,86	8	3	1	1	1	1	7,41	7,10	7,01	7,00	6,74	6,81	62,0	61,0	65,0	64,0	65,0	67,0	2,2
19/02/2018	08:20	18,1	83,6	6,98	0,68	0,77	0,61	1,89	7	3	1	1	1	1	7,36	7,01	6,81	6,74	6,68	6,71	69,8	59,0	64,4	62,7	66,0	61,0	1,17
20/02/2018	08:20	16,7	53,8	7,91	0,62	0,45	1,96	2,81	6	3	1	1	1	1	7,43	7,00	6,65	6,58	6,61	6,84	59,0	65,7	63,1	69,0	69,0	64,0	1,09
21/02/2018	08:20	15,7	39,2	7,16	0,23	0,19	0,68	2,71	5	3	1	1	1	1	7,34	7,12	7,08	6,88	6,76	6,83	57,0	60,0	58,2	58,8	59,5	63,4	0,78
22/02/2018	08:20	17,3	25,5	6,51	1,20	0,90	1,22	1,81	4	2	1	1	1	1	7,41	7,21	7,10	6,94	6,79	6,79	56,0	57,0	57,0	58,0	59,0	60,0	1,22
23/02/2018	08:20	17,5	17,4	4,62	0,64	0,34	0,69	0,81	4	2	1	1	1	1	7,30	7,01	6,89	6,81	6,75	6,78	54,0	51,0	53,0	53,0	51,0	55,0	1,3
24/02/2018	08:20	17,6	23,4	6,45	0,66	0,72	0,61	1,66	4	2	1	1	1	1	7,42	7,12	7,00	6,90	6,75	6,79	52,0	57,0	55,0	55,0	56,0	57,0	1,49
25/02/2018	08:20	16,4	52,1	6,59	1,10	0,20	1,23	2,20	6	2	1	1	1	1	7,40	7,10	7,00	6,91	6,86	6,83	54,6	57,4	52,7	55,8	54,8	55,1	1,86
26/02/2018	08:20	17,4	96,0	5,31	0,98	0,90	1,10	1,60	7	2	1	1	1	1	7,47	7,21	7,13	7,00	6,96	6,97	53,6	54,9	57,3	53,8	51,7	52,6	1,66
27/02/2018	08:20	17,6	129,0	6,11	0,91	0,90	1,10	1,80	8	2	1	1	1	1	7,34	7,22	7,09	7,00	6,91	6,90	52,0	50,9	54,7	54,2	51,0	54,7	1,38
28/02/2018	08:20	16,9	134,0	6,88	1,00	0,63	1,30	1,83	8	2	1	1	1	1	7,32	7,26	7,14	7,09	7,01	6,96	53,6	50,9	54,6	52,9	55,8	54,7	1,5
PROM	08:20	17,6	80,1	7,43	1,11	0,97	1,16	1,62	6	3	1	1	1	1	7,39	7,14	7,01	6,90	6,84	6,86	80,7	83,3	83,4	83,6	84,9	84,5	1,54
LMP - DS No. 031-2010-SA							5						15						6.5-8.5					1500		0,5-5	

**Anexo 12: Porcentaje de remoción de la planta N° 1 de la PTAP SEDA-Ayacucho
2018**

Fecha	Turbedad inicial	Turbedad final	% Remoción
Enero	34.24	1.07	96.88
Febrero	65.8	1.66	97.48
Marzo	47.75	0.61	98.72

Anexo 13: Aguas superficiales destinadas a la producción de agua potable

Parámetros	Unidad de medida	A1	A2	A3
		Aguas que pueden ser potabilizadas con desinfección	Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento convencional	Aguas que pueden ser potabilizadas con tratamiento avanzado
FÍSICOS- QUÍMICOS				
Aceites y Grasas	mg/L	0,5	1,7	1,7
Cianuro Total	mg/L	0,07	**	**
Cianuro Libre	mg/L	**	0,2	0,2
Cloruros	mg/L	250	250	250
Color (b)	Color verdadero Escala Pt/Co	15	100 (a)	**
Conductividad	(μ S/cm)	1 500	1 600	**
Demanda Bioquímica de Oxígeno (DBO ₅)	mg/L	3	5	10
Dureza	mg/L	500	**	**
Demanda Química de Oxígeno (DQO)	mg/L	10	20	30
Fenoles	mg/L	0,003	**	**
Fluoruros	mg/L	1,5	**	**
Fósforo Total	mg/L	0,1	0,15	0,15
Materiales Flotantes de Origen Antropogénico		Ausencia de material flotante de origen antrópico	Ausencia de material flotante de origen antrópico	Ausencia de material flotante de origen antrópico
Nitratos (NO ₃ ⁻) (c)	mg/L	50	50	50
Nitritos (NO ₂ ⁻) (d)	mg/L	3	3	**
Amoniaco- N	mg/L	1,5	1,5	**
Oxígeno Disuelto (valor mínimo)	mg/L	≥ 6	≥ 5	≥ 4
Potencial de Hidrógeno (pH)	Unidad de pH	6,5 – 8,5	5,5 – 9,0	5,5 - 9,0
Sólidos Disueltos Totales	mg/L	1 000	1 000	1 500
Sulfatos	mg/L	250	500	**
Temperatura	°C	Δ 3	Δ 3	**
Turbiedad	UNT	5	100	**
INORGÁNICOS				
Aluminio	mg/L	0,9	5	5
Antimonio	mg/L	0,02	0,02	**
Arsénico	mg/L	0,01	0,01	0,15
Bario	mg/L	0,7	1	**
Berilio	mg/L	0,012	0,04	0,1
Boro	mg/L	2,4	2,4	2,4
Cadmio	mg/L	0,003	0,005	0,01
Cobre	mg/L	2	2	2
Cromo Total	mg/L	0,05	0,05	0,05
Hierro	mg/L	0,3	1	5
Manganeso	mg/L	0,4	0,4	0,5
Mercurio	mg/L	0,001	0,002	0,002
Molibdeno	mg/L	0,07	**	**

Fuente: DS-004-2017-MINAM

Anexo 14: Panel fotográfico del equipo

LEVANTAMIENTO DE INFORMACIÓN



Vista de la determinación de la dureza



Vista de la determinación de la alcalinidad



Vista de la determinación del pH, STD, conductividad y turbiedad



Vista de la prueba de jarra durante la mezcla rápida



Vista de la prueba de jarra durante la floculación



Vista de la prueba de jarra durante la sedimentación

CONSTRUCCIÓN



Vista del tanque de mezcla rápida durante la construcción



Vista de la construcción del tanque floculador



Vista de la construcción del tanque sedimentador

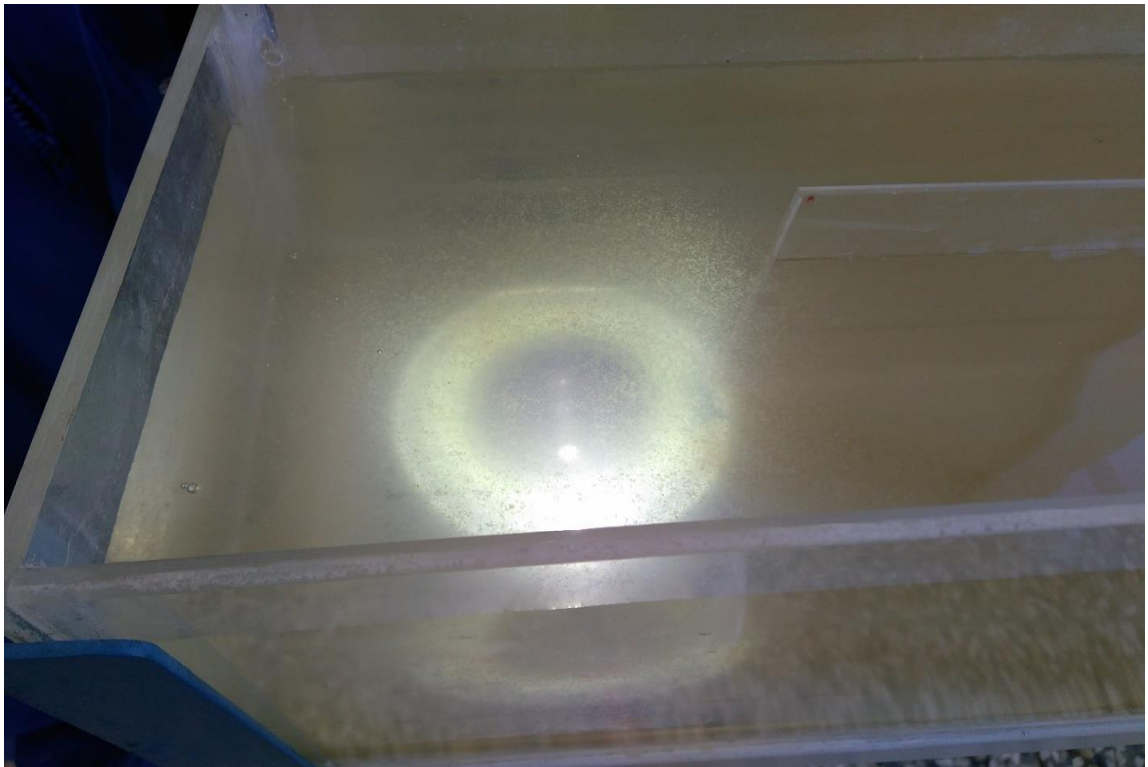


Vista de construcción del soporte de lecho

EVALUACIÓN



Vista de la unidad Mezcla



Vista de la unidad de Floculación



Vista de la unidad de Sedimentación



(a) Agua ingreso a la mezcla



(b) Agua salida sedimentador



(c) Agua salida del filtro



Vista de equipo de colaboradores en la PTAP SEDA