

CAPÍTULO I

ESTUDIO DE MERCADO

1.1. Estructura del estudio de mercado

El estudio de mercado es un conjunto de acciones que se ejecutan para saber el alcance del servicio, los cuales se analizan los datos e información para organizar cambios futuros y no correr riesgos.

1.2. Descripción y caracterización del producto y materia prima

1.2.1. Descripción del producto

Agua potable, es aquella que por sus características organolépticas, fisicoquímicas y microbiológica, se considera apta para el consumo humano y que cumpla con lo establecido en la Norma Boliviana. (NB 512, 2016, p.2)

1.2.1.1. Características del producto

Las características son fisicoquímicas y microbiológicas que cumplen con las pautas de la Organización Mundial de la Salud o los patrones nacionales como la Normativa Boliviana NB 512 denominado, Reglamento Nacional para el Control de Calidad del Agua para Consumo Humano, tiene por objeto asegurar que el agua distribuida por las EPSA sea aceptable y no dañe la salud de la población en todo el Estado Boliviano. (NB 512, 2010)

Existen por lo menos 100 parámetros catalogados en las guías para calidad de agua potable. Aunque todos los parámetros deben examinarse periódicamente o cuando se planifican nuevos proyectos de abastecimiento de agua, generalmente resulta innecesario y no es aceptable económicamente para la mayoría de las organizaciones provinciales el considerar análisis de rutina, solo que sea necesario.

Ver en Anexo B

Parámetros críticos de análisis

En la Tabla I-1 se incluyen los parámetros necesarios para analizar las muestras de agua y dependiendo de los resultados se elige el tratamiento de potabilización.

Tabla I-1. Parámetros necesarios a analizar

<i>Parámetro</i>	<i>Unidad</i>	<i>Límites permisibles (mg/l)</i>	<i>Norma de ref.</i>
Aspecto		Aceptable	NB 512/2016
Color aparente	UCV	15	NB 512/2016
Alcalinidad total	mg CaCO ₃ /l	370	NB 512/2016
Bicarbonatos	mg/l	Sin referencia	Sin referencia
Calcio disuelto	mg/l	200	NB 512/2016
Carbonatos	mg/l	Sin referencia	Sin referencia
Cloro residual	mg/l	0.20-1.00	NB 512/2016
Cloruros	mg/l CL ⁻	250	NB 512/2016
Cobre disuelto	mg/l	1	NB 512/2016
Conductividad (21 °C)	μS/cm	1500	NB 512/2016
DQO	mg/l	Sin referencia	Sin referencia
Dureza total	mg/l CaCO ₃	500	NB 512/2016
Hierro disuelto	mg/l Fe	0.30	NB 512/2016
Magnesio	mg/l	150	NB 512/2016
Manganeso	mg/l	0.10	NB 512/2016
Nitratos	mg/l	45	NB 512/2016
Nitritos	mg/l	0.10	NB 512/2016

Oxígeno disuelto	mg/l	Sin referencia	Sin referencia
pH (21 , °C)		6.50-9.00	NB 512/2016
Sólidos sedimentables	mg/l	Sin referencia	Sin referencia
Sólidos suspendidos	mg/l	Sin referencia	Sin referencia
Sólidos disueltos totales	mg/l	1000	NB 512/2016
Sólidos totales	mg/l	Sin referencia	Sin referencia
Sulfatos	mg/l	400	NB 512/2016
Temperatura	°C	Sin referencia	Sin referencia
Turbiedad	UNT	5	NB 512/2016
Coliformes totales	UFC/100 ml	<2	NB 512/2016
Escherichia coli	UFC/100 ml	<2	NB 512/2016

Fuente: CEANID.

1.2.2. Descripción de la materia prima

La materia prima proviene de dos fuentes, la primera es un pozo de Huacanqui ubicado al noreste de la población de Padcaya, tiene una profundidad de 120 m, el diámetro entubado es de 6 pulgadas, con un caudal de explotación aproximado de 8 a 10 l/s.

La segunda fuente es agua superficial que tiene una obra de toma en el río Huacanqui. Esta toma funciona todo el año y es la principal fuente de abastecimiento para la población. Con un caudal aproximado de 4 a 6 l/s en épocas de lluvia, luego el cauce del río disminuye y solo se logra captar 0.60 l/s. (COAPA, 2019)

1.2.2.1. Características de la materia prima

Para caracterizar la materia prima se realiza la toma de muestras según NB 496, (2016). “Agua Potable - Toma de Muestra”, es la acción que consiste en coleccionar un volumen considerado como representativo, para examinar y evaluar las diversas características definidas, con un procedimiento dado.

Elaboración de toma de las muestras

Descripción del procedimiento para la toma de muestras según lo establecido en la Norma Boliviana NB 496.

Ver en Anexo C

Tabla I-2. Procedimiento de muestreo para análisis fisicoquímico y microbiológico

Actividad	Descripción
Preparación de los envases	<p>Análisis fisicoquímico: Se usa una botella de plástico limpia.</p> <p>Análisis microbiológico: Se debe usar un envase de plástico esterilizado de boca ancha, con tapa a rosca de aproximadamente 1.20 litros que es provisto por el laboratorio de CEANID.</p>
Codificación de los frascos de muestreo	Codificar el frasco de muestreo (poner la fecha y el código de la muestra correspondiente)
Extracción de las muestras	<p>Análisis fisicoquímico: Enjuagar el envase 2 a 3 veces con el agua de la muestra, llenar la botella hasta que rebalse, tapar con sumo cuidado para que no quede burbujas en su interior.</p> <p>Análisis microbiológico: Abrir el frasco y recolectar la muestra directamente, dejar un espacio de 1 cm antes que el agua llegue al tope del frasco, lo que facilita homogenizar la muestra antes de su análisis.</p>
Registro de datos	Registrar en las planillas de muestreo la fecha, hora, ubicación y otros datos.
Traslado de las muestras	Se transportan bajo las condiciones requeridas por el laboratorio.

Fuente: Elaboración propia, con información de Norma Boliviana 496.

Para determinar los parámetros de control de calidad se realiza los análisis fisicoquímicos y microbiológicos por medio del laboratorio de CEANID, donde se obtuvieron los siguientes resultados.

Fuente 1: Pozo Huacanqui

Las aguas subterráneas se consideran de mayor calidad como agua cruda, con relación a las aguas superficiales (embalses, lagos o ríos). Estas aguas subterráneas son más puras química y bacteriológicamente requiriendo un mínimo tratamiento.

Tabla I-3. Resultados de los análisis del control de calidad del agua subterránea

Parámetro	Unidad	Resultados (ml/L)	Límites permisibles (mg/L)	Norma de ref.
Aspecto		Aceptable	Aceptable	NB 512/2016
Color aparente	UCV	20	15	NB 512/2016
Alcalinidad total	mg CaCO ₃ /l	10.18	370	NB 512/2016
Bicarbonatos	mg/l	6.21	Sin referencia	Sin referencia
Calcio disuelto	mg/l	3.25	200	NB 512/2016
Carbonatos	mg/l	n.d	Sin referencia	Sin referencia
Cloro residual	mg/l	n.d	0.20-1.00	NB 512/2016
Cloruros	mg/l CL ⁻	0.8	250	NB 512/2016
Cobre disuelto	mg/l	< 0.01	1	NB 512/2016
Conductividad (21, °C)	μS/cm	37.90	1500	NB 512/2016
DQO	mg/l	3	Sin referencia	Sin referencia
Dureza total	mg/l CaCO ₃	12	500	NB 512/2016
Hierro disuelto	mg/l Fe	< 0.01	0.30	NB 512/2016

Magnesio	mg/l	0.93	150	NB 512/2016
Manganeso	mg/l	< 0.04	0.10	NB 512/2016
Nitratos	mg/l	0.66	45	NB 512/2016
Nitritos	mg/l	n.d	0.10	NB 512/2016
Oxígeno disuelto	mg/l	7.54	Sin referencia	Sin referencia
pH (21 , °C)		6.49	6.50-9.00	NB 512/2016
Sólidos sedimentables	mg/l	<0.10	Sin referencia	Sin referencia
Sólidos suspendidos	mg/l	14	Sin referencia	Sin referencia
Sólidos disueltos totales	mg/l	35	1000	NB 512/2016
Sólidos totales	mg/l	49	Sin referencia	Sin referencia
Sulfatos	mg/l	<1	400	NB 512/2016
Temperatura	°C	21	Sin referencia	Sin referencia
Turbiedad	UNT	1.48	5	NB 512/2016
Coliformes totales	UFC/100 ml	$1.90 \cdot 10^1$	<2	NB 512/2016
Escherichia coli	UFC/100 ml	$2.80 \cdot 10^2$	<2	NB 512/2016

Fuente: CEANID.

Según los análisis realizados al pozo de Huacanqui, se observa que el nivel de color y la presencia de organismo patógenos están por encima de los valores máximos permisibles de la NB 512.

Fuente 2: Río Huacanqui

El agua superficial fluye por gravedad de las partes altas hacia las bajas. Posee un caudal determinado y rara vez es constante a lo largo del año.

Para determinar la calidad del agua superficial se realizó un muestreo, que proporcionó los siguientes resultados:

Tabla I-4. Resultados de los análisis del control de calidad del agua superficial

Parámetro	<i>unidad</i>	<i>Resultados (ml/L)</i>	<i>Límites permisibles (mg/L)</i>	Norma de ref.
Color aparente	UCV	118.50	15	NB 512/2016
Alcalinidad total	mg CaCO ₃ /l	9.60	370	NB 512/2016
Calcio disuelto	mg/l	2.26	200	NB 512/2016
Cloro residual	mg/l	n.d	0.20-1.00	NB 512/2016
Cloruros	mg/l CL ⁻	0.40	250	NB 512/2016
Conductividad (24.8°C)	μS/cm	39.75	1500	NB 512/2016
Dureza total	mg/l CaCO ₃	11.31	500	NB 512/2016
Hierro disuelto	mg/l Fe	0.17	0.30	NB 512/2016
Magnesio disuelto	mg/l	1.36	150	NB 512/2016
Manganeso disuelto	mg/l	< 0.04	0.10	NB 512/2016
pH (24.8 °C)		7.13	6.50-9.00	NB 512/2016
Sodio disuelto	mg/l	3	200	NB 512/2016
Sólidos disueltos totales	mg/l	40	1000	NB 512/2016
Sulfatos	mg/l	23.34	400	NB 512/2016
Temperatura	°C	24.80	Sin referencia	Sin referencia
Turbiedad	UNT	28.25	5	NB 512/2016
Coliformes totales	UFC/100 ml	1.30*10 ²	<2	NB 512/2016
Coliformes termo resistentes	UFC/100 ml	7.00*10 ¹	<2	NB 512/2016

Fuente: CEANID.

En los análisis realizados al río se observó que el nivel de color, turbiedad y la presencia de coliformes totales y fecales sobrepasan los límites establecidos por la NB 512.

En conclusión con los dos análisis realizados a las fuentes de abastecimiento, algunos parámetros sobrepasan a los de control de calidad. Por lo tanto surge la necesidad de realizar una planta de potabilización combinando una serie de unidades con el fin de corregir las impurezas del agua.

Ver análisis en Anexo D

1.3. Análisis de la oferta y demanda del producto

1.3.1. Oferta del producto

Actualmente la administración, operación y mantenimiento del servicio de agua es regulado por la asociación COAPA - Comité de Agua Potable y Alcantarillado Sanitario de Padcaya, que cuenta con un presidente, vicepresidente, secretaria y plomeros.

La cobertura actual en la localidad es del 90%, según los datos levantados durante el diagnóstico efectuado. Existen 522 usuarios registrados, con una estimación de 3 personas por usuario, lo que equivale a 1566 habitantes. (COAPA, 2019)

- **Fuentes de abastecimiento usadas actualmente**

En época de lluvia se habilita la obra de toma en el río Huacanqui que funciona al 100% para abastecer a la población, captando un caudal de 0.004 m³/s a 0.006 m³/s y es transportada mediante gravedad por la tubería hasta el tanque de almacenamiento.

En época de estiaje a mediados de agosto a diciembre funciona el pozo Huacanqui, que abastece con el 94 % de agua, se bombea durante 12 horas diarias para llenar el tanque de almacenamiento, su caudal de explotación es de 0.008 m³/s a 0.01 m³ /s, luego no se utiliza esta fuente para evitar costes de energía eléctrica. El 6% del porcentaje restante es agua captada durante todo el día de la obra de toma del río Huacanqui que equivale a 0.0006 m³/s. (COAPA, 2019)

- **Cantidad y calidad del servicio**

Como se puede analizar en la Tabla I-5 en el mes de agosto a diciembre el suministro de agua baja notablemente en comparación con los meses de enero a julio.

El cual en octubre tiene un menor suministro de 8357 m³ de agua, esto pasa por época de estiaje, en cambio en marzo tiene un máximo suministro de 13000 m³ por época de lluvia. El agua distribuida no tiene un tratamiento de potabilización.

Tabla I-5. Cantidad y calidad de servicio

Meses	Cantidad (m³)	Calidad Según NB-512
Enero	11485	Fuera de Norma
Febrero	11355	Fuera de Norma
Marzo	13295	Fuera de Norma
Abril	13163	Fuera de Norma
Mayo	12388	Fuera de Norma
Junio	12341	Fuera de Norma
Julio	10485	Fuera de Norma
Agosto	9163	Fuera de Norma
Septiembre	8490	Fuera de Norma
Octubre	8357	Fuera de Norma
Noviembre	8620	Fuera de Norma
Diciembre	9010	Fuera de Norma

Fuente: COAPA, 2019.

1.3.2. Demanda del producto

Según la información del Comité de Padcaya, se cuenta con los siguientes usuarios:

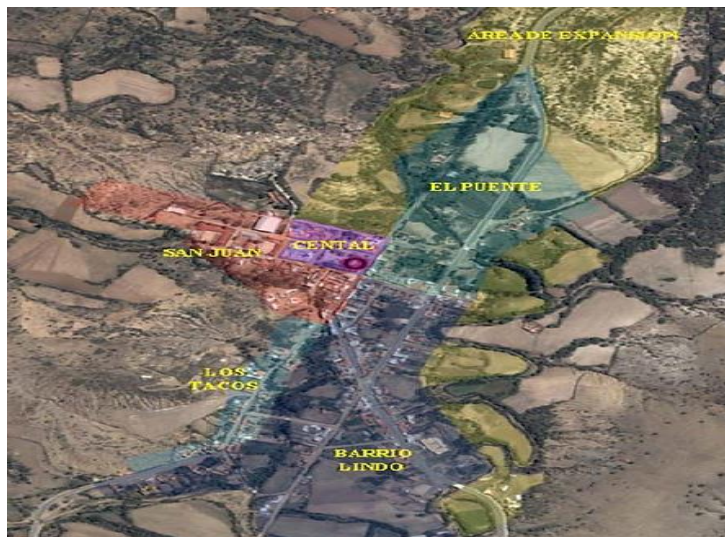
Tabla I-6. N° de usuarios

Barrio	N° de Usuarios
Lindo	181
Central	129
El Puente	107
Los Tacos	86
San Juan	19
TOTAL	522

Fuente: COAPA, 2019.

Hay un registro de 522 conexiones domiciliarias, pero también existen conexiones clandestinas. En la siguiente Figura I-1 se puede identificar los barrios que forman parte de la localidad de Padcaya.

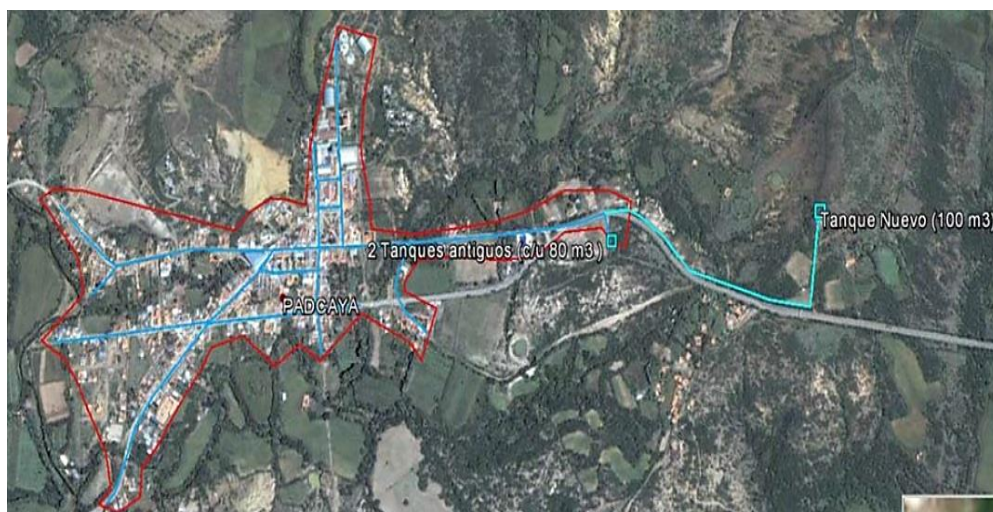
Figura I-1. Barrios de la localidad de Padcaya



Fuente: Elaboración propia, sobre fondo Google earth, 2019.

La distribución del agua en la localidad de Padcaya se realiza por la tubería matriz que está conectada directamente del tanque de almacenamiento de 100 m³.

Figura I-2. Red de agua de la localidad de Padcaya



Fuente: EMAGUA.

1.4. Proyecciones de consumo

La Organización Mundial de la Salud (OMS) señala que una persona debe consumir una media de 100 litros de agua al día para satisfacer sus necesidades de consumo e higiene.

En los estudios realizados por la Autoridad de Fiscalización y Control Social de Agua Potable y Saneamiento.

La cantidad de agua potable usada, según artefactos sanitarios, de acuerdo con Red Hábitat es: en un inodoro, el consumo convencional es de 20 litros por descarga de tanque de inodoro. En la ducha se estima que su uso de agua alcanza al menos 15 litros por minuto. En el lavamanos se gastan 8 litros por minuto. En el lavaplatos, usualmente se gastan al menos 10 litros de agua cada minuto, sumando todo estos gastos el consumo es de más de 100 litros por habitante día.

Ahora de acuerdo a la utilización de agua de cada región el consumo y uso del agua potable es de 100 litros cada día por habitante en el altiplano, *de 120 litros en el valle* y 150 litros en el oriente. (AAPS, 2013).

En base a estos datos la dotación mínima de agua que se suministrará a los habitantes de Padcaya es de *120 l/hab-d*, porque se encuentra en la zona de los valles, considerando también el uso comercial (restaurantes), industrial (matadero municipal) y población en general.

1.4.2. Población de diseño – demanda

En el último censo realizado por el Instituto Nacional de Estadística en el año 2012, indica que en la localidad de Padcaya existen un total de 1437 habitantes, con un índice de crecimiento de 1.13 %.

Usando este índice de crecimiento se determinó la población hasta el año 2019 que da un total de 1555 habitantes, con este dato se inicia el periodo de diseño para 20 años.

Para el cálculo de la población futura se puede utilizar uno de los siguientes métodos de crecimiento, según el tipo de población, dependiendo de las características socioeconómicas. (NB 689, 2004, p.19)

Tabla I-7. Aplicación de los métodos de cálculos

Método	Población (habitantes)			
	Hasta 5000	De 5001 a 20000	De 20001 a 100000	Mayores a 100000
Aritmético	X	X		
Geométrico	X	X	X	X

Fuente: Norma Boliviana 689, 2004.

Para este trabajo se tomará:

- Índice de crecimiento poblacional de 1.13 % (dato obtenido del INE)
- Período de diseño de 20 años, conforme a las consideraciones señaladas en la NB 689, y el cálculo que se utilizará es el método geométrico.

$$Pf = Po\left(1 + \frac{i}{100}\right)^t$$

Donde:

Pf	Población futura, en número de habitantes
Po	Población inicial, en número de habitantes
i	Índice de crecimiento poblacional anual, en %
t	Número de años de estudio o período de diseño

Reemplazando en la fórmula de la población futura:

$$Pf = 1555 \text{ Habitantes} * \left(1 + \frac{1.13}{100}\right)^{20}$$

$$\mathbf{Pf = 1947 \text{ Habitantes}}$$

1.4.3. Dotación futura de agua

La dotación media diaria actual puede incrementarse de acuerdo a los factores que afectan el consumo y se justifica por el mayor hábito en el uso de agua y por la disponibilidad de la misma. Por lo que se debe considerar en el proyecto una dotación futura, para el período de diseño, el mismo debe ser utilizado para la estimación de los caudales de diseño. (NB 689, 2004, p. 22)

La dotación futura se puede estimar con un incremento anual entre el 0.50% y el 2% de la dotación media diaria, aplicando la fórmula del método geométrico:

$$Df = Do \left(1 + \frac{d}{100}\right)^t$$

Donde:

Df	Dotación futura, en l/hab-d
Do	Dotación inicial, en l/hab-d
d	Variación anual de la dotación, en %
t	Número de años de estudio o período de diseño

Para calcular la dotación futura de agua, se ha estimado una variación anual intermedia del 1% de la dotación media diaria, dadas las características sociales, económicas y de proyección industrial.

$$Df = 120 \frac{l}{hab - d} \left(1 + \frac{1}{100}\right)^{20}$$

$$Df = 146.42 \frac{l}{hab - d}$$

1.4.4. Caudales de diseño

Los caudales de diseño deben ser estimados para el dimensionamiento de los diferentes componentes del sistema de agua potable. (NB 689, 2004)

Caudal medio diario

Se determina con base en la población del proyecto y dotación, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$Qmd = \frac{Pf * Df}{86400}$$

Donde:

Qmd	Caudal medio diario, en l/s
Pf	Población futura, en número de habitantes
Df	Dotación futura, en l/hab-d

Con los resultados obtenidos anteriormente, se calcula:

$$Qmd = \frac{1947 \text{ hab} * 146.42 \frac{l}{\text{hab} - d}}{86400}$$

$$\mathbf{Qmd = 3.30 \text{ l/s}}$$

Caudal máximo diario

Es la demanda máxima que se presenta en un día del año, es decir representa el día de mayor consumo del año. Se determina multiplicando el caudal medio diario y el coeficiente K_1 que varía, según las características de la población, de 1.20 a 1.50. (NB 689, 2004).

$$Q_{\text{máx. d}} = K_1 * Qmd$$

Donde:

$Q_{\text{máx. d}}$	Caudal máximo diario, en l/s
K_1	Coficiente de caudal máximo diario ($K_1 = 1.20$ a 1.50)
Qmd	Caudal medio diario, en l/s

Para el cálculo del caudal máximo diario se ha determinado $K_1=1.20$, debido a que se trata de una población pequeña en el área rural.

$$Q_{\text{máx. d}} = 1.20 * 3.30 \text{ l/s}$$

$$\mathbf{Q_{\text{máx. d}} = 3.96 \text{ l/s}}$$

Según la cuantificación de las fuentes de abastecimiento, estas cubren la demanda de agua que se necesita para abastecer a la planta potabilizadora. Ya que en la fuente superficial tenemos un caudal de 4 a 6 l/s en época de lluvia. Y a medida que el río vaya disminuyendo, se debe poner en funcionamiento el pozo subterráneo para completar el caudal requerido por la planta de tratamiento.

Tabla I-8. Variación de los parámetros de diseño hasta el año 2039

Año	Población	Dotación Futura (l/hab-d)	Caudal medio diario (l/s)	Caudal máximo diario (l/s)
2019	1555	120	2.16	2.59
2020	1572	121.20	2.21	2.65
2021	1590	122.41	2.25	2.70
2022	1608	123.64	2.30	2.76
2023	1626	124.87	2.35	2.82
2024	1645	126.12	2.40	2.88
2025	1663	127.38	2.45	2.94
2026	1682	128.66	2.50	3.01
2027	1701	129.94	2.56	3.07
2028	1720	131.24	2.61	3.14
2029	1740	132.55	2.67	3.20
2030	1760	133.58	2.73	3.27
2031	1779	135.22	2.78	3.34
2032	1800	136.94	2.84	3.41
2033	1820	137.94	2.91	3.49
2034	1840	139.32	2.97	3.56
2035	1861	140.71	3.03	3.64
2036	1882	142.12	3.10	3.72
2037	1904	143.54	3.16	3.88
2038	1925	144.97	3.23	3.88
2039	1947	146.42	3.30	3.96

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla I-8, nos muestra los cálculos para un periodo de diseño de 20 años, estos datos se toman en cuenta para realizar el dimensionamiento de las unidades de potabilización del agua.

CAPÍTULO II

TAMAÑO Y LOCALIZACIÓN

2.1. Tamaño de planta

Se entiende como tamaño de la planta a la capacidad de producción óptima de una instalación que viene a ser determinada por las limitaciones que surgen a partir de la demanda del mercado, la tecnología, inversión y la disponibilidad de fuente de suministro.

Relación tamaño- mercado

Este factor está condicionado al tamaño del mercado que se abastecerá hasta el año 2039, de acuerdo al estudio de mercado realizado, la dotación futura de agua será de *146.42 l/hab-d* para una población de 1947 personas.

Relación tamaño-tecnología

La tecnología no es un factor limitante para determinar el tamaño de la planta, ya que en nuestro caso las unidades de tratamiento (canales, fosas y tanques) son dimensionadas según la capacidad, tolerancia y características que permitan realizar el tratamiento del agua.

Los materiales que se usaran para la construcción son de hormigón armado y los demás equipamientos se encuentran disponibles en el mercado local. De acuerdo al requerimiento de fosas, tanques y otros, estos no resultan ser una limitante para la construcción de los mismos o de cualquier capacidad requerida.

Relación tamaño- inversión

Para contemplar los procesos de potabilización del agua, las inversiones necesarias para llevar a cabo obras de este tipo son elevadas, ya sea para utilizar el agua subterránea como la superficial del río. Requiere de una intervención a mayor escala que implica elevados costes de inversión, explotación y mantenimiento.

Para la planta potabilizadora se requiere de una inversión total aproximada de 851658 Bs. Estas características hacen que las intervenciones de este tipo no sean asumibles

por la comunidad ni alcaldía de la zona, por lo que este tipo de intervenciones deberían realizarse desde el Gobierno Autónomo Departamental de Tarija, el cual solo puede cubrir con el 40% y el 60% sería cubierto por ayuda internacional.

Relación tamaño- fuente de suministro

Las fuentes de suministro son dos, el río Huacanqui que tiene una aportación de 4 l/s a 6 l/s durante todo el día, lo que indica que se obtiene entre 345.60 m³/d a 518.40 m³/d en época de lluvia. La otra fuente subterránea tiene una aportación de 8 l/s a 10 l/s durante 12 horas, que es igual a 345.60 m³/d y 432 m³/d en época de estiaje. (COAPA, 2019)

Para abastecer a toda la población en el año 2019 se necesita potabilizar 223.77 m³/d de agua y para el año 2039 se necesita 342.14 m³/d de agua.

Con estos datos obtenidos se puede abastecer a la población usando aguas superficiales en época de lluvia y a medida que la fuente vaya disminuyendo su caudal se puede bombear agua subterránea para cubrir la demanda.

Resumen del tamaño óptimo de la planta

La capacidad de producción que tendrá la planta es la siguiente:

Tabla II-1. Tamaño de la planta

Año	Población (hab)	Dotación (l/hab-d)	Caudal de diseño (l/s)	Capacidad (m³/d)	Vida de proyecto (Año)	Uso de capacidad instalada
2019	1555	120	2.59	223.77	1	50%
2039	1947	146.42	3.96	342.14	20	100%

Fuente: Elaboración propia.

2.2. Localización de la planta

Para la ubicación de la Planta Potabilizadora, se consideran los siguientes elementos:

- Proximidad a las materias primas
- Cercanía al mercado
- Requerimientos de infraestructura industrial como son: disponibilidad de mano de obra, servicios básicos (energía eléctrica), disponibilidad del terreno, servicio de transporte y vías de acceso.

Para definir la localización se utilizará el Método Cualitativo de los puntajes ponderados. Este método consiste en definir los principales factores determinantes de una localización, para asignarles valores ponderados de peso relativo, de acuerdo con la importancia que se les atribuye. El peso relativo, sobre la base de una suma igual a uno, depende fuertemente del criterio y experiencia del evaluador.

Según la investigación se determinó dos alternativas de localización:

- Alternativa A: El tanque nuevo de Huacanqui.
- Alternativa B: El tanque antiguo de Padcaya.

2.2.1. Los principales factores que determinan la mejor localización

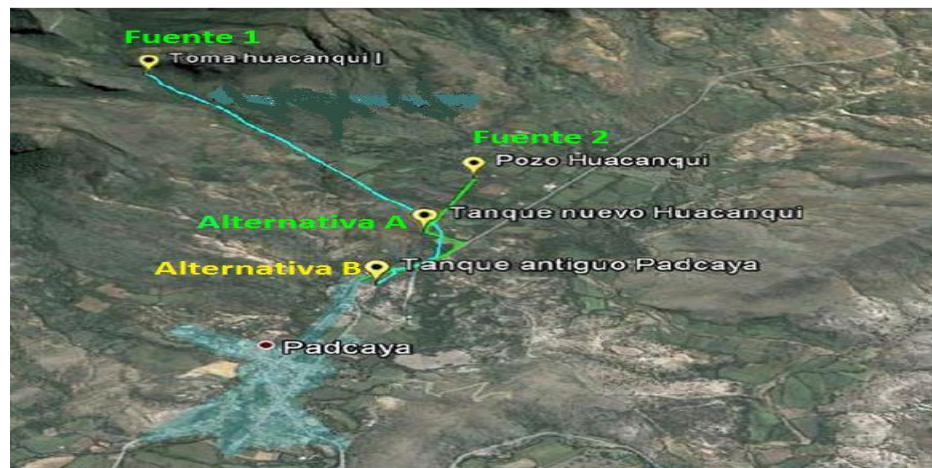
• Proximidad a la materia prima

La cercanía a las fuentes de agua es un factor fundamental para determinar la localización, así se logrará reducir costos en la captación del agua cruda hasta la planta potabilizadora.

Con este criterio se eligió la alternativa A, que se encuentra a 1km de la fuente subterránea, presentando un terreno plano y a 10 km de la fuente superficial, el terreno en el que se halla la toma de agua es montañoso.

Por otra parte la alternativa B se encuentra a una distancia de 2 km del pozo y 11 km de la fuente superficial, presentando los mismos terrenos descritos anteriormente.

Figura II-1. Ubicación de las fuentes



Fuente: Elaboración propia con fondo de Google earth, 2019.

- **Disponibilidad de terrenos**

Para determinar la disponibilidad de terreno se analizará ambas alternativas, la cual tenga mayor superficie será la más adecuada para la planta.

Las alternativas se encuentran cerca de la localidad de Padcaya y el terreno con mejor recurso para este proyecto, es la alternativa A, por la disponibilidad de la superficie, en cambio en la alternativa B, la mancha urbana fue creciendo considerablemente ocupando terrenos alrededor.

- **Disponibilidad de mano de obra**

Para nuestra planta no se requiere de gran cantidad de personal, pero si con cierto grado de capacitación, es decir medianamente calificado.

En la localidad de Padcaya existe mano de obra, así como personas que trabajan en construcción. Por lo tanto la calificación es la misma para ambas alternativas.

- **Servicio básico (Energía eléctrica)**

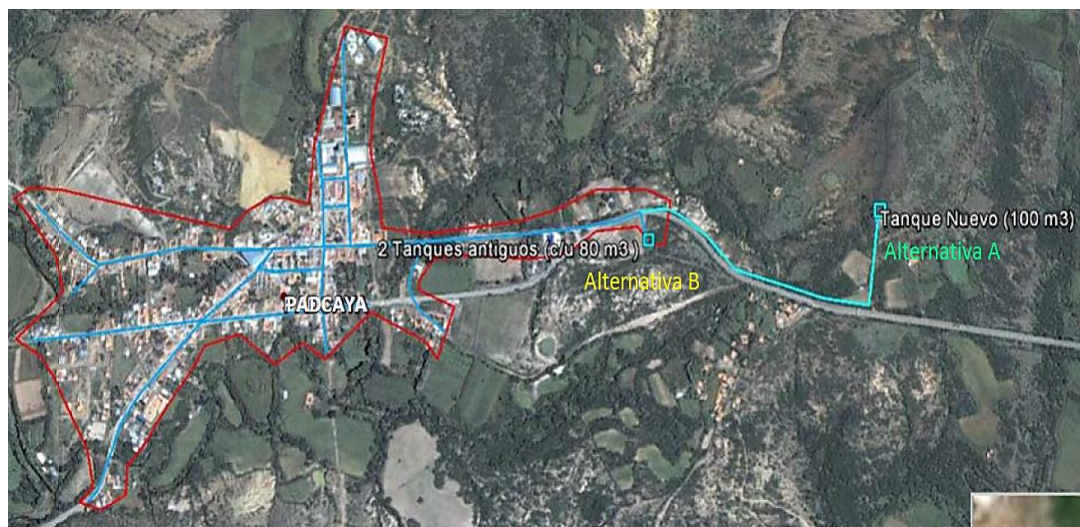
La cobertura de energía eléctrica en la localidad de Padcaya es de tipo monofásica, por parte del Servicio eléctrico de Tarija (SETAR). La cual en ambas alternativas se

encuentran disponibles y para ciertos motores se requiere energía eléctrica trifásica, que pueden ser instaladas para ambas alternativas.

- **Cercanía al mercado**

La cercanía al mercado está disponible para ambas alternativas, siendo la más próxima la alternativa B, como se puede ver en la figura, pero por falta de terrenos y caminos se seleccionará la alternativa A con una mejor ponderación.

Figura II-2. Análisis de alternativas



Fuente: Elaboración propia con fondo de Google earth, 2019.

- **Vías de acceso**

Contar con un buen sistema de comunicación vial es importante para la construcción de la planta, el transporte de los insumos que se requieran para las operaciones de tratamientos, análisis de agua y el traslado de los desechos.

Para el acceso a la alternativa A, el camino se encuentra ripiado a una distancia aproximada de 170 metros de la carretera principal.

En cambio para la alternativa B, el camino es peatonal a una distancia de 75 metros de la carretera principal.

- **Servicio de distribución**

El servicio de distribución del agua potable no presenta problema en ninguna alternativa, porque en ambas se encuentran conectadas a la tubería matriz que abastece directamente a la población de Padcaya.

2.2.2 Evaluación de los factores de localización

Para evaluar las alternativas propuestas se comenzará con la ponderación de los distintos factores de localización. El peso que tendrá, determinará el grado de importancia de la elección de la localización.

En nuestro caso, el factor más importante es la cercanía de la materia prima, ya que es necesario asegurar su constante abastecimiento del agua. Otros factores importantes es la disponibilidad del terreno para la construcción, la mano de obra y energía eléctrica. También la cercanía al mercado, vías de acceso y servicio de transporte.

- **Ponderación porcentual de los factores de localización**

Sean los factores:

a) Proximidad a la materia prima	0.25
b) Disponibilidad de terrenos	0.20
c) Mano de obra	0.15
d) Servicio básico (Energía eléctrica)	0.15
e) Cercanía al mercado	0.10
f) Vías de acceso	0.10
g) Servicio de distribución	<u>0.05</u>
Total	1.00

El coeficiente de ponderación que se da a cada factor es para indicar su importancia relativa (los pesos deben sumar 1).

- **Escala de calificación (del 1-10)**

La escala de calificación será la siguiente:

Excelente- Muy abundante:	9-10
Muy buena -Abundante:	7-8
Buena - Cantidad suficiente:	5-6
Regular -Cantidad deficiente:	3-4
Mala - Cantidad escasa:	1-2

Tabla II-2. Selección de alternativas de localización

Candidatos		Alternativa A Tanque nuevo		Alternativa B Tanque antiguo	
Factor	Peso	Calificación	Puntaje	Calificación	Puntaje
Materia prima	0.25	7	1.75	6	1.50
Terrenos	0.20	7	1.40	2	0.40
Mano de obra	0.15	8	1.20	8	1.20
Electricidad	0.15	6	0.90	6	0.90
Mercado	0.10	7	0.70	7	0.70
Vías de acceso	0.10	8	0.80	3	0.30
Servicio de distribución	0.05	6	0.30	6	0.30
Total	1		7.05		5.30

Fuente: Elaboración Propia.

De acuerdo a la tabla anterior se concluye que la alternativa óptima de la localización es la *Alternativa A, Tanque nuevo de Huacanqui*.

Ubicado en la siguiente coordenada *Latitud:-21.87748549, Longitud:-64.70769964 y una altitud: 2100m.*

CAPÍTULO III

INGENIERÍA DEL PROYECTO

3.1. Caracterización técnica de la calidad de agua cruda y agua potable

3.1.1. Calidad del agua cruda

Para determinar la calidad del agua cruda de las fuentes de abastecimiento se realizó análisis fisicoquímicos, microbiológicos y organolépticos por medio del Laboratorio CEANID.

Ver análisis en Anexo D

Selección y comparación de los parámetros contaminantes

Según los resultados de los análisis fisicoquímicos y microbiológicos realizados a las fuentes hídricas, se identifican los parámetros que están fuera de la norma.

Tabla III-1. Parámetros contaminantes presentes en las fuentes

Parámetros de contaminación	Tipo de Contaminación	Pozo	Norma NB-512/2016	Observación
Color aparente	Física	20	15 UCV	Fuera de Norma
pH (21 , °C)	Química	6.49	6.50-9.00	Fuera de Norma
Coliformes totales	Microbiológica	$1.90 \cdot 10^1$	<2 UFC/100 ml	Fuera de Norma
Escherichia coli	Microbiológica	$2.80 \cdot 10^2$	<2 UFC/100 ml	Fuera de Norma
Parámetros de contaminación	Tipo de contaminación	Rio	Norma NB-512/2016	Observación
Color aparente	Física	118.50	15 UCV	Fuera de Norma
Turbiedad	Física	28.25	5 UNT	Fuera de Norma
Coliformes termo resistentes	Microbiológica	$7.00 \cdot 10^1$	<2 UFC/100 ml	Fuera de Norma
Coliformes totales	Microbiológica	$1.30 \cdot 10^2$	<2 UFC/100 ml	Fuera de Norma

Fuente: Elaboración propia.

En la Tabla III-1 se concluye que los parámetros que están fuera de la normativa NB 512 son el color, pH, coliformes totales y escherichia coli presentes en el agua del pozo. Y en el agua del río tenemos el color, turbiedad, coliformes termo resistente y coliformes totales.

Estas sustancias pueden producir determinadas enfermedades que representan un riesgo para la salud.

3.2. Tecnologías de tratamientos de agua potable

El tratamiento de aguas naturales tiene como propósito mejorar su apariencia y reducir la concentración de aquellos elementos o sustancias que se encuentran en estado disuelto, a los niveles aceptables por la norma de agua potable.

En la actualidad existen diferentes tipos de potabilización según la calidad del agua.

3.2.1. Tipos de plantas de potabilización

a) Planta de potabilización con tecnología convencional

Las plantas de potabilización de agua potable convencionales son capaces de remover turbiedad, sedimentos, microorganismos, dureza, olor, color y las características que se requieran dependiendo de la calidad en que se encuentre el agua cruda.

Este sistema está destinado a la remoción de alta concentraciones de sólidos en suspensión en aguas superficiales que son captadas del río y que se caracterizan por turbiedades variables con eventos estacionales. Ya que los fenómenos ambientales provocan un fuerte impacto en la variación de la calidad del agua de las fuentes de abastecimiento, exigiendo que los procesos de potabilización respondan a tales variaciones y mantengan los estándares de la calidad en la producción de agua segura.

La tecnología convencional que se aplica son: la coagulación, mezcla rápida, floculación, sedimentación, clarificación, filtrado y desinfección.

Generalmente, estas plantas usan compuestos de aluminio o hierro en los procesos de coagulación con el propósito de transferir los contaminantes a la fase sólida mediante procesos fisicoquímicos como la oxidación y la coagulación - floculación, para luego

separarlos de las aguas mediante operaciones físicas de sedimentación y filtración en medios granulares mixtos arena-antracita. (ACUATECNICA S.A.S., 2018)

b) Planta de potabilización con tecnología de filtración directa

Es similar a los sistemas convencionales pero no incluye el proceso de sedimentación. Generalmente, la filtración directa consta de coagulación, floculación y filtración con dos tipos o mezcla de medios filtrantes. La filtración en línea es una variación de este proceso que incluye sólo el uso de filtros en línea precedidos por la aplicación de un coagulante químico y mezcla. Los sistemas de filtración directa se aplican mejor en sistemas pequeños que disponen de fuentes de agua cruda, sin mayor variación de calidad debido a los cambios estacionales y que sean de buena calidad. Por lo general, la turbiedad del agua cruda no debe exceder 10 UNT ni tener un color mayor de 30 unidades. (BVSDE, s.f. p.6-26)

Esta tecnología es aplicable para la remoción, de bajos contenidos de sólidos en suspensiones en agua superficiales o subterráneas.

c) Planta potabilizadora de filtración en múltiples etapas FIMES

La tecnología de Filtración en Múltiples Etapas (FIME) consiste en la combinación de procesos de filtración gruesa en grava y filtros lentos de arena. Esta tecnología debe estar precedida de un detallado proceso de análisis técnico, social y de las capacidades locales de construcción y operación de la planta. En particular, constituye un factor crítico la disponibilidad de asistencia técnica a corto y mediano plazo.

La FIME puede estar conformada por dos o tres procesos de filtración, dependiendo del grado de contaminación de las fuentes de agua. Integrada por tres procesos: Filtros Gruesos Dinámicos (FGDI), Filtros Gruesos Ascendentes en Capas (FGAC) y Filtros Lentos de Arena (FLA). Los dos primeros procesos constituyen la etapa de pretratamiento, que permite reducir la concentración de sólidos suspendidos. (UNATSABAR, 2005)

3.3. Selección de tecnología para la potabilización

La selección de la tecnología para la planta potabilizadora involucra los siguientes criterios.

Tabla III-2. Selección de tecnología

Tecnologías		Convencional		Filtración directa		Múltiples etapas FIMES	
Criterios de Selección	Peso asignado	Calif.	Pts.	Calif.	Pts.	Calif.	Pts.
Aplicación	0.25	9	2.25	6	1.50	5	1.25
Manejo	0.25	7	1.75	8	2	6	1.50
Costo	0.25	7	1.75	8	2	8	2
Limitaciones	0.25	6	1.50	5	1.25	5	1.25
Total	1		7.25		6.75		6

Fuente: Elaboración propia.

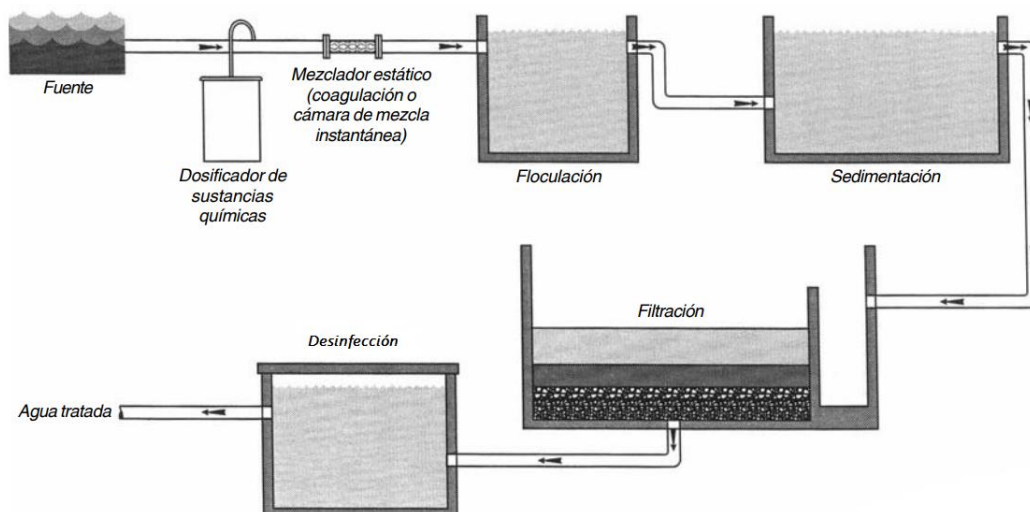
Descripción de las calificaciones para los criterios de selección

Tecnología	Aplicación	Manejo	Costo	Limitaciones
Convencional	La tecnología es aplicable para la remoción total de turbidez, color y microorganismo gracias a sus diferentes unidades de potabilización.	La operación es de nivel medio.	Costo de inversión es moderado y su costo de operación es bajo.	Se requiere personal capacitado para un buen funcionamiento de la planta.
Filtración directa	La remoción de sólidos suspendidos y microorganismos presentes en el agua no se eliminan completamente por ser un proceso básico.	La operación es sencilla.	Costo de inversión en infraestructura y manejo son bajos.	El sistema es muy sensible a las variaciones de turbiedad. La turbiedad no debe ser mayor a 10 UNT.

Múltiples etapas FIMES	La remoción de turbiedad promedia es de 10 – 70 UNT y la eliminación de microorganismo es media.	La operación es sencilla.	Costo bajo de inversión y medio en mantenimiento.	Mantenimiento de los filtros constantemente. La remoción de 50 - 80% de microorganismo. La eficiencia de remoción depende de la temperatura del agua.
-------------------------------	--	---------------------------	---	---

De las 3 tecnologías evaluadas, la mejor alternativa es la tecnología convencional, ya que el proceso brinda un tratamiento seguro para potabilizar el agua. Las unidades de tratamiento que se emplean para obtener el agua potable son: coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección.

Figura III-1. Esquema de la planta de potabilización con tecnología convencional



Fuente: Proceso de tratamiento de agua, BVSDE.

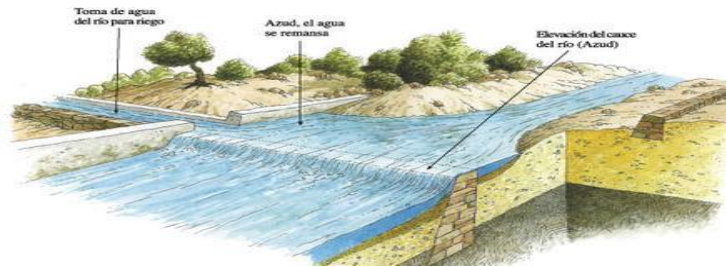
3.4. Descripción de las operaciones y procesos unitarios

Por medidas de seguridad y operación se dimensionan las unidades con un margen del 20 % más, de su volumen requerido por la planta potabilizadora.

3.4.1. Captación del agua

Los puntos de captación de agua para el abastecimiento de la planta son: subterránea y superficial, la misma tiene una obra de toma tipo *azud*, que cuenta con una rejilla metálica con el fin de evitar la entrada de cuerpos flotantes de gran tamaño (ramas, troncos, piedras, etc.) Su captación es gravitacional y la captación subterránea se realiza mediante bombeo.

Figura III-2. Toma de agua tipo azud



Fuente: Azud hidráulico.

3.4.2. Desarenador

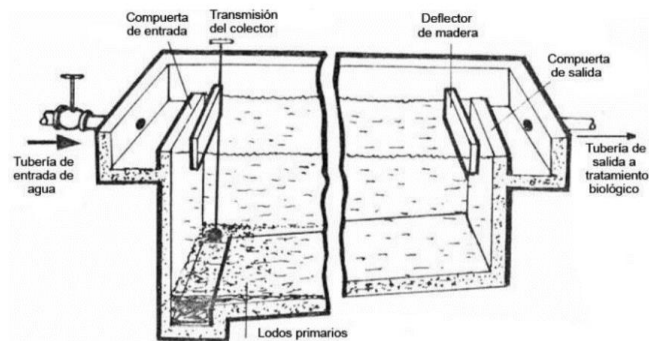
El desarenador tiene por objetivo reducir la cantidad de materiales sólidos de distintos tamaños (arena, grava, etc.) superior a 0.20 mm. Con el fin de evitar o disminuir la acumulación de sedimentos en las obras de almacenamiento y proceso de tratamiento.

Su estructura hidráulica es de concreto, generalmente de forma rectangular y alargada, se alimentará por la parte frontal mediante una tubería de 4 pulgadas que tendrá un caudal aproximado entre 3.96 l/s a 4 l/s durante 24 horas diarias, a una velocidad 0.15 m/s y su tiempo de sedimentación o reposo es de 1 hora con la capacidad de almacenar 17.28 m³/h.

Dimensiones del desarenador:

Largo	3 m
Ancho	2.40 m
Alto	2.40 m
Espesor	0.20 m

Figura III-3. Desarenador



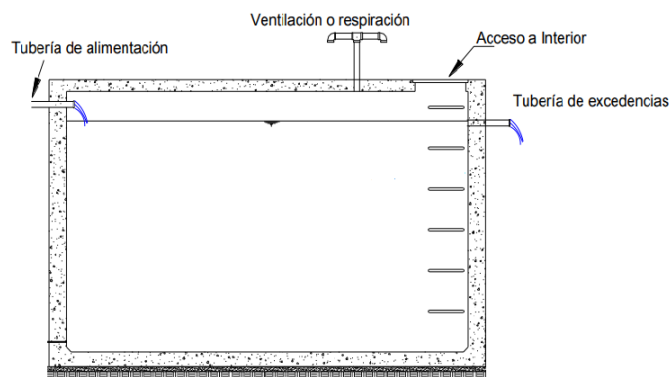
Fuente: Tanque de sedimentación primaria rectangular (Horan, 2003)

3.4.3. Cámara de recolección

La cámara de recolección se alimenta directamente por gravedad del agua que surge del desarenador. Su estructura es de concreto reforzado de forma rectangular con una capacidad de volumen de 280 m³, con un tiempo de reposo de 16 horas y sus dimensiones son la siguiente:

Largo	10 m
Ancho	10 m
Alto	2.30 m
Espesor	0.20 m

Figura III-4. Cámara de recolección



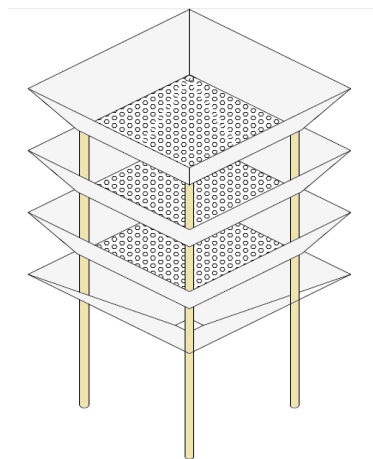
Fuente: SAGARPA, s.f.

3.4.4. Aireación

El aireador de bandeja múltiple consiste en una serie de bandejas equipadas generalmente con ranura, fondos perforados o mallas de alambre, sobre las cuales se distribuye el agua y se deja caer a un tanque receptor de la base. Por lo general se usan de 3 a 5 bandejas con espaciamiento entre bandeja de 30 a 75 cm. La altura de los aireadores suele ser de 2 m a 3 m. (Rojas.JAR, 1999)

Para realizar el proceso de aireación, el agua es succionada de la cámara de recolección por una bomba centrífuga de 2 HP, a 2 m de altura, para luego distribuir a través de las pequeñas aberturas que ponen en contacto directo con las partículas de aire para incrementar el porcentaje de oxígeno y reducir olores como sabores. Finalmente el agua aireada se conduce hasta el canal de mezcla rápida.

Figura III-5. Torre de aireación



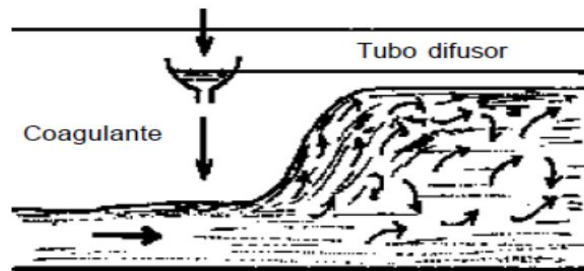
Fuente: Cárdenas G. 2017

Coagulación - mezcla rápida hidráulica

La coagulación consiste en la "desestabilización" de las partículas mediante un producto químico (coagulante) y agitación brusca. El coagulante utilizado es el Sulfato de Aluminio y la agitación brusca se realiza en las canaletas de parshall. Estas canaletas tienen determinadas características en su construcción que provocan alta turbulencia de agua. (Ing. Gustavo Echeverría, 2015)

El resalto hidráulico es un fenómeno que ocurre cuando la corriente líquida pasa de un régimen rápido a uno tranquilo.

Figura III-6. Resalto hidráulico

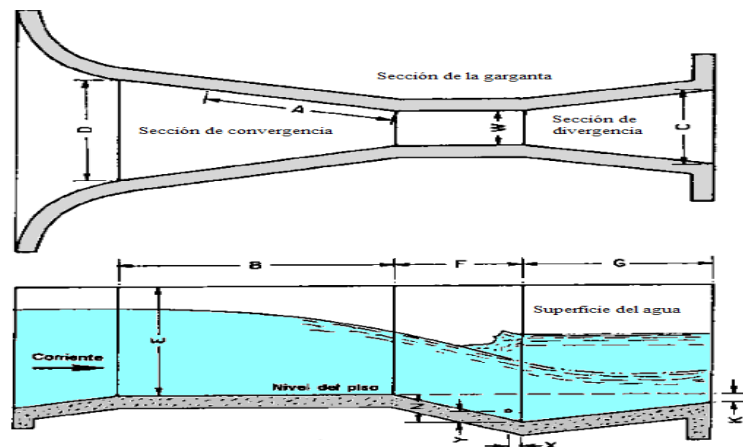


Fuente: Vargas, L. (2004).

3.4.5. Canaleta parshall

La canaleta parshall es la forma más común de producir un resalto hidráulico, consiste en un segmento de canal con cambio rápido de pendientes y constricción en el punto llamado garganta. Al comienzo de ella el agua pasa por la profundidad crítica y debido al cambio de pendiente se acerca hasta crear un régimen supercrítico que se convierte en un salto hidráulico al encontrar la pendiente negativa de la sección G de salida, en la que el régimen es suscritico este salto hidráulico es el que se usa para la mezcla rápida. (Arboleda, j. 2000)

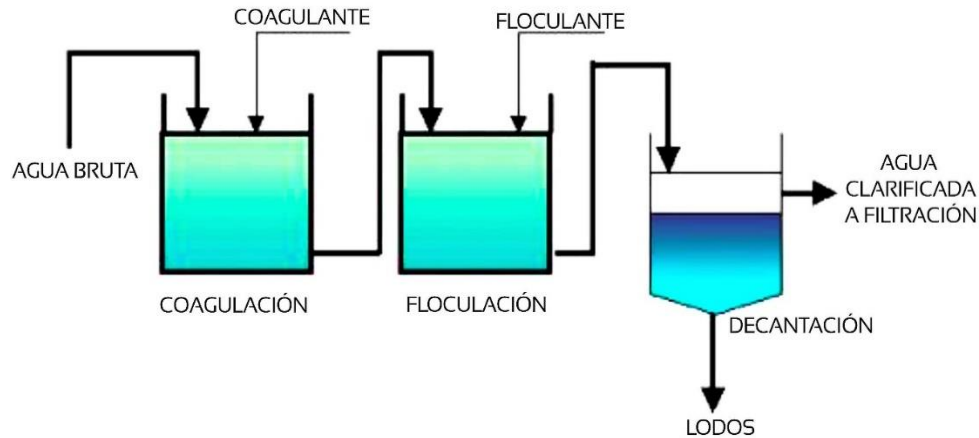
Figura III-7. Canal de parshall



Fuente: N.W Hudson, 1997.

Proceso de Coagulación/floculación

Figura III-8. Coagulación/floculación



Fuente: SÁNCHEZ DEL CASTILLO, M. (2016).

3.4.6. Proceso de floculación

En la segunda etapa de la mezcla que corresponde a una mezcla lenta tiene por objeto permitir los contactos entre los flóculos, la turbiedad y el color, la mezcla debe ser lo suficiente para crear diferencias de velocidad del agua dentro de la unidad pero no muy grande, ya que los flóculos corren el riesgo de romperse; aún si el tiempo es no más del tiempo óptimo de floculación. (Markoz Glez, s.f.)

Para utilizar floculador de flujo horizontal, el tanque debe estar dividido por pantallas de concreto u otro material adecuado, en nuestro caso es de madera, dispuesto de forma que el agua haga un recorrido de ida y vuelta alrededor de las mismas. Debe dejarse suficiente espacio para la limpieza de los canales; si éstos son muy estrechos las pantallas deber ser removibles.

Para el diseño del floculador se determinó el ancho y la profundidad de la cámara de floculación donde se realizaron cálculos para el diseño del tanque de floculación. Éstas necesitan una mezcla suave y lenta por largo tiempo (15 a 30 minutos).

Tabla III-3. Dimensiones de la unidad de un floculador

Características	Valor
Q = Caudal derivado de floculación	0.01188 m ³ /s
t = Tiempo de floculación	1200 s
Lc = Longitud total de los canales	180 m
Ac = Área transversal de los canales	0.0792 m ²
h ₁ = Altura del agua en el interior del canal	0.95 m
a = Separación entre placas	0.083 m
e = Separación entre la placa y el canal	0.125 m
b = Longitud efectiva o ancho del floculador	3.73 m
Nc = Número de canales diseñados	48 canales
Np = Número de placas diseñadas	47 placas
Lt = Longitud del tanque	4.36 m
h = Altura del floculador	1.30 m

Fuente: Elaboración propia.

Tabla III-4. Parámetros adicionales

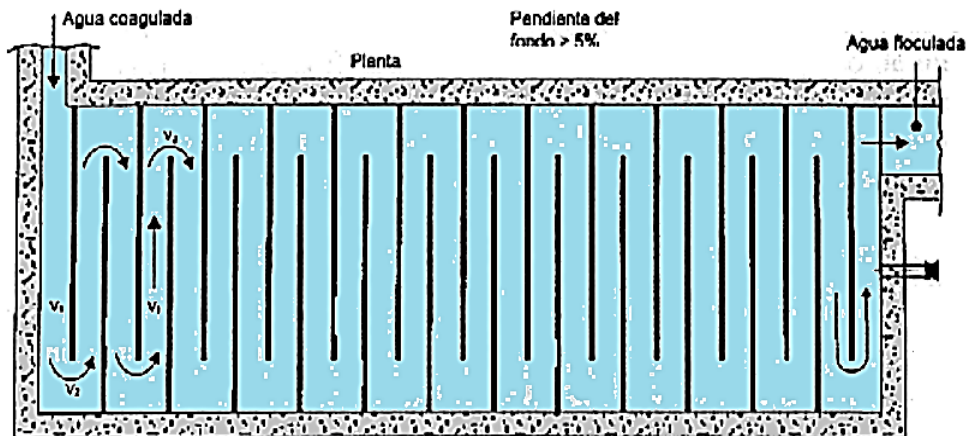
Características	Valor
R = Radio hidráulico	0.040 m
H _T = Pérdidas por fricción	0.173 m
G = Gradiente de velocidad	35.54 s ⁻¹

Fuente: Elaboración propia.

Los parámetros operacionales del proceso son el Gradiente de Velocidad (G) y el tiempo de retención. Según los estudios realizados por Villegas y Letterman, (1976) son los que en forma conjunta van a producir la mayor eficiencia. Determinando que el rango óptimo de Gradiente de Velocidad para floculación varía entre 20 y 75 s⁻¹ y el tiempo de retención entre 10 y 30 min, dependiendo la calidad de agua. (Vargas L.2004, p.281)

Es así que podemos verificar que el gradiente de velocidad de los floculadores está dentro de lo recomendado.

Figura III-9. Floculador hidráulico horizontal de flujo horizontal



Fuente: INSTSAN, 2012.

3.4.7. Proceso de sedimentación

La sedimentación es un proceso físico para producir la clarificación del agua, es por definición “la separación sólido-líquido”, removiendo la partículas (flocs) formadas en la floculación, que se depositan en el fondo por la fuerza de la gravedad. (Sena, 1990)

Las dimensiones del sedimentador son las siguientes:

Tabla III-5. Dimensiones del sedimentador

Características	Valor
A_s = Área superficial	10.80 m ²
b = Ancho el sedimentador	1.89 m
L = Largo de sedimentador	6.39 m
H = Profundidad	1.28 m
V_H = Velocidad horizontal	0.49 m/s
t = Tiempo de retención	19.32 min
H' = Altura máxima	1.53 m

H_2 = Altura de agua sobre el vertedero	0.023 m
A_o = Área total de los orificios	0.0792 m ²
a_0 = Área de cada orificio	0.0044 m ²
n= Número de orificios	18
nf =Número de filas de orificios	3
nc = Número de columnas	6
ho = Porción de altura de pantalla con orificios	0.76 m
a_1 = Espaciamiento entre filas	0.25 m
a_2 = Espaciamiento entre filas	0.30 m

Fuente: Elaboración propia.

Dimensiones

Las dimensiones del sedimentador son las siguientes: 2 m de ancho, de largo 6.50 m y una altura total de 1.50 m; este contará con una pantalla difusora con 18 orificios distribuidos en 3 filas y 6 columnas.

Aspectos constructivos

Esta unidad se puede dividir en cuatro zonas:

a) Zona de entrada

Estructura hidráulica de transición, que permite una distribución uniforme del flujo dentro del sedimentador.

b) Zona de sedimentación

Consta de un canal rectangular con volumen, longitud y condiciones de flujo adecuados para que sedimenten las partículas. La dirección del flujo es horizontal y la velocidad en el eje longitudinal es la misma en todos los puntos, flujo pistón.

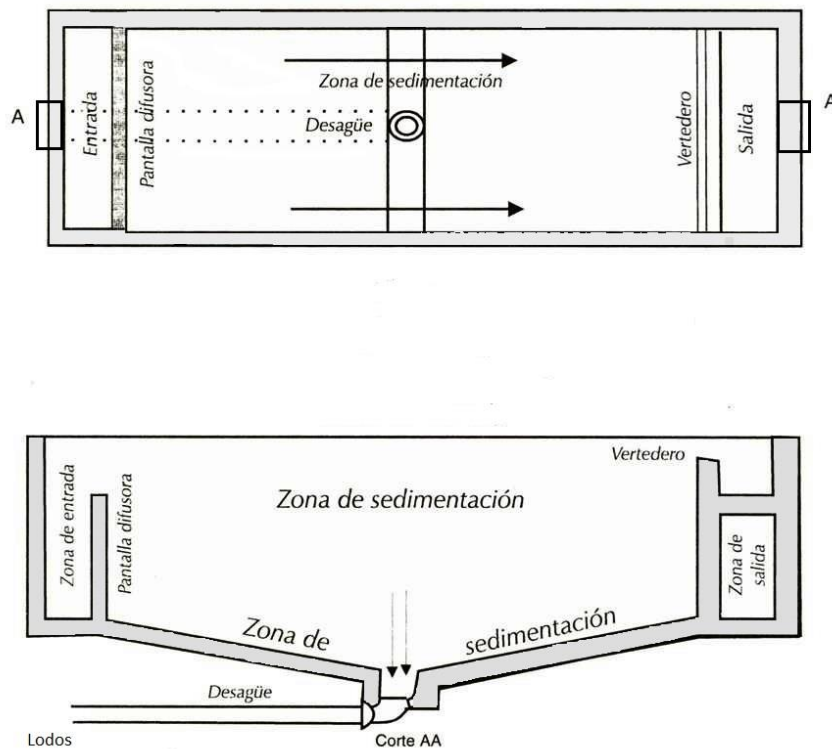
c) Zona de salida

Constituida por un vertedero, canaletas o tubos con perforaciones que tienen la finalidad de recolectar el efluente sin perturbar la sedimentación de las partículas depositadas.

d) Zona de recolección de lodos

Constituida por una tolva con capacidad para depositar los lodos sedimentados, y una tubería y válvula para su evacuación periódica.

Figura III-10. Unidad del sedimentador



Fuente: Sena, 1990

Los sedimentadores en su tramo final poseen vertederos en los cuales se capta la capa superior del agua que contiene menor turbiedad, por medio de estos vertederos el agua pasa a la zona de filtración.

3.4.8. Proceso de filtración

La filtración es la remoción de partículas suspendidas, disueltas y coloidales (Turbiedad) del agua, haciéndolas pasar a través de un medio poroso, que pueden ser arena, antracita o algún material prefabricado.

La estructura de ingreso consiste en una cámara de distribución con vertederos rectangulares para distribuir el caudal uniformemente a todas las unidades del sistema y válvula de limpieza.

Los filtros de gravedad están constituidos por un lecho filtrante de arena con un espesor de 0.60 m a 2 m.

El agua fluye a través de la arena, y en ese recorrido los sólidos se quedan atrapados en la arena. El agua filtrada es recogida en el fondo del filtro a través de un sistema de recolección. Los sólidos retenidos deben ser periódicamente removidos invirtiendo el flujo de agua. El lavado se realiza a intervalos de uno a dos días.

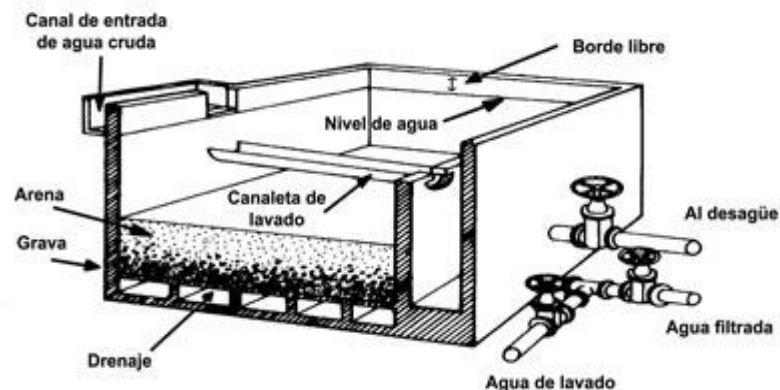
La operación de estos filtros es más sensible, siendo necesario contar con atención permanente por operadores capacitados. (Barrios, Torres, Lampoglía y Agüero, 2009)

El volumen de capacidad del filtro es de 415 m³ y sus dimensiones son:

Dimensiones del filtro

Largo	11 m
Ancho	11 m
Alto	3.43 m
Espesor	0.20 m

Figura III-11. Filtración rápida



Fuente: Barrios, Torres, Lampoglía y Agüero, 2009.

3.4.9. Proceso de desinfección por cloración

La desinfección del agua, consiste en la exterminación de las bacterias patógenas que puedan estar presentes.

La caseta de cloración debe estar aislada del resto de las operaciones. En caso de que se produzca una fuga importante, no comprometerá otras instalaciones ubicadas a su alrededor. (Monografías, s.f.)

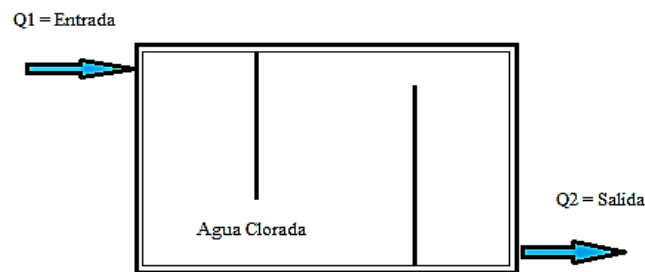
Tiempo de contacto

La cámara de contacto tiene como función asegurar un tiempo de contacto fijo entre el agua y el cloro, de tal modo de asegurar la remoción de bacterias, virus y parásitos presentes en el agua, un tiempo de contacto no menor de 20 a 30 minutos.

Para esta planta de tratamiento se requiere una cámara de contacto de 17.28 m³, que tenga un tamaño de 2.40 metros de alto, 3 metros de largo y 2.40 metros de ancho.

Para evitar cortocircuitos, es necesario colocar pantallas, de manera que el volumen quede dividido por lo menos en tres sectores.

Figura III-12. Esquema de cámara de contacto



Fuente: (Monografías, s.f)

Todo el equipo de cloración debe montarse en un ambiente amplio, bien ventilado y de uso exclusivo. Las instalaciones pequeñas pueden ventilarse solamente con ventanas colocadas en la parte inferior de los muros, ya que por ser el cloro más pesado que el aire, tiende a quedarse depositado sobre el suelo.

Equipo de protección para los operadores

A fin de que las fugas puedan ser reparadas sin peligro para los operadores, deben incluirse máscaras protectoras dentro del equipo de cloración.

Básicamente, hay tres tipos de máscaras:

- a) La máscara tipo canister, que debe reemplazarse periódicamente y no sirve para altas concentraciones de cloro en el ambiente.
- b) La máscara con tanque de aire, que permite trabajar hasta 35 minutos.
- c) La máscara de oxígeno, que fabrica este elemento y puede durar hasta 45 minutos.
(Monografías, s.f)

3.4.10. Almacenamiento y distribución de agua potable

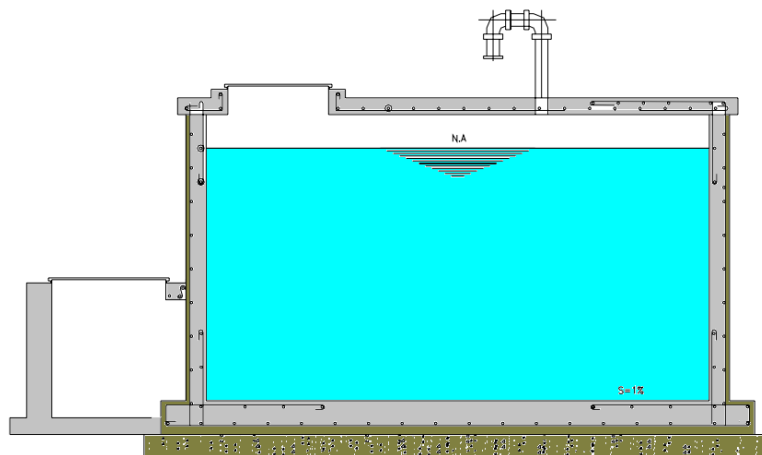
El reservorio de concreto armado es un depósito situado generalmente entre la captación y la red de distribución, destinado a almacenar agua y/o mantener presiones adecuadas en la red de distribución. (NB 512, 2016)

El agua tratada y clorada es conducida mediante tubería hasta el tanque de almacenamiento que tendrá una capacidad de 280 m³.

Con las siguientes dimensiones:

Largo	10 m
Ancho	10 m
Alto	2.80 m
Espesor	0.20 m

Figura III-13. Tanque de almacenamiento



Fuente: SAGARPA, s.f.

El diseño para reducir al mínimo su costo de inversión, debe considerarse el almacenamiento de un volumen de agua cuando la demanda es menor que el gasto de llegada y el agua almacenada se utiliza cuando la demanda es mayor. Generalmente esta regulación se hace por un periodo de 24 horas. (SAGARPA, s.f.)

3.4.11. Red de distribución

Está compuesta por conjuntos de tuberías, accesorios y dispositivos que permiten la entrega del agua a los consumidores. (NB 512, 2016)

3.5. Parámetros de diseño de la planta potabilizadora

Los parámetros básicos para el diseño de la planta de tratamiento convencional, se determina mediante un estudio de campo, recolección de información técnica, económica, social, ambiental y cultural de la población que se beneficiará por el proyecto.

Determinación del caudal de diseño

Con el fin de diseñar las diferentes estructuras hidráulicas del sistema de acueducto, es necesario calcular el caudal apropiado, el cual debe combinar las necesidades de la población de diseño.

Tabla III- 6. Ecuaciones para la determinación del caudal

Criterios	Ecuación
Población del proyecto	$Pf = Po \left(1 + \frac{i}{100}\right)^t$
Dotación media diaria	$Df = Do \left(1 + \frac{d}{100}\right)^t$
Caudal medio diario	$Qmd = \frac{Pf * Df}{86400}$
Caudal máximo diario	$Qmáx. d = K_1 * Qmd$
Demanda futura	$Df = Qmáx. d * 86400$
Caudal de diseño	$Qdiseño = Qmáx. d$

Fuente: NB 689,2016.

Posteriormente, se calcula la población beneficiada, la dotación futura diaria y el caudal de diseño.

Tabla III-7. Resumen de cálculo del caudal de diseño

Criterios	Valor
Período de diseño (en años)	20
Población Objetivo (N° de habitantes)	1947
Tiempo (en horas)	8
Dotación futura de agua (l/hab-d)	146.42
Caudal medio diario (en l/s)	3.30
Caudal máximo diario (en l/s)	3.96
Demanda futura (en m ³ /d)	342.14
Caudal de diseño (en m ³ /s)	0.01188

Fuente. Elaboración propia.

En base a los datos obtenidos del consumo de agua de los habitantes de Padcaya en general, la planta potabilizadora deberá ser capaz de solventar una demanda futura de **342.14 m³/d.**

3.5.1. Diseño de las unidades principales de la planta potabilizadora

El Caudal de diseño calculado es de $(11.88 \text{ l/s} = 0.01188 \text{ m}^3/\text{s})$ de agua, para abastecer la planta potabilizadora durante 8 horas continuas de trabajo.

Con este caudal realizamos el dimensionamiento de las unidades del floculador y sedimentador.

3.5.1.1. Diseño del floculador de flujo horizontal

Se diseñará un floculador hidráulico horizontal, el tanque debe estar dividido por pantallas de concreto, madera u otro material adecuado, dispuesto de forma que el agua haga un recorrido de ida y vuelta alrededor de las mismas. Debe dejarse suficiente espacio para la limpieza de los canales; si éstos son muy estrechos las pantallas deben ser removibles. (E. Hernández, C. Corredor, 2017)

Cálculo de la cámara de entrada del floculador

Para realizar los cálculos de la cámara de entrada al floculador, se tiene que tomar en cuenta la velocidad de salida en la canaleta Parshall que es de 1.01 m/s.

La velocidad promedio en el floculador debe ser seleccionada entre 0.10 m/s a 0.60 m/s, con esta relación se elige una velocidad promedio de 0.15 m/s para realizar el cálculo del área del canal, suponiendo que la cámara es construida con hormigón armado, la pendiente S tiene un valor de 0.1% y coeficiente de Manning es $\eta = 0.014$.

Se utiliza la siguiente expresión:

$$Q_t = V * A$$

$$A = \frac{Q_t}{v}$$

Donde:

- Q_t Caudal de diseño, en m^3/s
 v Velocidad promedio del agua en el floculador, en m/s
 A Área del canal, en m^2

$$A = \frac{0.01188 \text{ m}^3/s}{0.15 \text{ m/s}}$$

$$A = 0.0792 \text{ m}^2$$

Nivel de agua en el canal de entrada o quietamiento

Pasamos ahora a calcular el nivel del agua “**hc**” en este canal de entrada o quietamiento, a partir de la ecuación de Manning modificada para canales:

$$Q_t = \frac{1}{\eta} * \sqrt{S} * (hc)^{\frac{8}{3}}$$

$$hc = \left[\frac{Q_t * \eta}{\sqrt{S}} \right]^{\frac{3}{8}}$$

Donde:

- Q_t Caudal de diseño, en m^3/s
 η Coeficiente de Manning, $\eta = 0.014$
 S Pendiente de la cámara, $S = 0.10\%$

$$hc = \left[\frac{0.01188 \text{ m}^3/s * 0.014}{\sqrt{0.001}} \right]^{\frac{3}{8}}$$

$$hc = 0.140 \text{ m}$$

Para evitar rebalse damos un margen de seguridad del 20%, por tanto la altura efectiva es:

$$hc = (0.140 \text{ m}) * 1.20$$

$$hc = 0.168 \text{ m}$$

Ancho del canal de entrada o aquietamiento

Pasamos ahora a calcular el ancho “bc” del canal de entrada o aquietamiento:

$$A = bc * hc$$

$$bc = \frac{A}{hc}$$

Donde:

A Área del canal de entrada, en m²

hc Nivel de agua en el canal de entrada, en m

$$bc = \frac{0.0792 \text{ m}^2}{0.168 \text{ m}}$$

$$bc = 0.472 \text{ m}$$

Tabla III- 8. Dimensiones de la cámara de entrada del floculador

Características	Valor
A = Área de la cámara de entrada o aquietamiento	0.0792 m ²
hc = Nivel de agua en el canal de entrada o aquietamiento	0.168 m
bc= Ancho del canal de entrada o aquietamiento	0.472 m

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo del caudal derivado para cada unidad de floculación

Para calcular el caudal que se deriva por cada unidad de floculación, se usa la siguiente

expresión:

$$Q = \frac{Q_t}{N}$$

Donde:

Q_t Caudal de diseño, en m³/s

N Número de unidades de floculación

$$Q = \frac{0.01188 \text{ m}^3/\text{s}}{1}$$

$$Q = 0.01188 \text{ m}^3/\text{s}$$

Es decir que en la unidad de floculación, circulará un caudal $Q = 0.01188 \text{ m}^3/\text{s}$.

Cálculo de las dimensiones del floculador

El floculador estará constituido por un canal en concreto al cual se le acoplan placas planas de madera de 3.60 m * 1.20 m * 0.008 m.

El tiempo de retención del agua en el floculador, será importante para el cálculo, este tiempo puede variar entre 10 a 30 minutos; pero depende de la temperatura del agua, en nuestro caso se tomará para el tiempo de retención un valor de 20 minutos, debido a que en la localidad de Padcaya posee temperaturas regulares.

$$t = 20 \text{ minutos} = 1200 \text{ segundos}$$

La velocidad en el floculador es $v = 0.15 \text{ m/s}$

Se eligió esta velocidad para evitar la sedimentación y la ruptura del floc correspondientemente.

Por tanto la longitud total de los canales “**Lc**” del floculador es:

$$\mathbf{Lc = v * t}$$

$$\mathbf{Lc = 0.15 \frac{m}{s} * 1200 \text{ s}}$$

$$\mathbf{Lc = 180 \text{ m}}$$

El área transversal de los canales “**Ac**”:

$$Ac = \frac{Q}{v}$$

Donde:

- Q Caudal derivado en la unidad de floculación, en m^3/s
- v Velocidad promedio del agua en el floculador, en m/s

$$\mathbf{Ac = \frac{0.01188 \text{ m}^3/\text{s}}{0.15 \text{ m/s}}}$$

$$\mathbf{Ac = 0.079 \text{ m}^2}$$

Para el cálculo de la separación entre placas, se tiene que cada placa es de 1.20 m de alto y para no tener inundación del canal o rebose del agua por encima de las placas, se asumirá que existirá un borde libre de 0.25 m por debajo del borde superior de la placa.

Por lo que la altura del agua en el interior de los canales será “ h_i ”:

$$h_i = \text{altura de la placa} - \text{borde libre}$$

$$h_i = 1.20 \text{ m} - 0.25 \text{ m}$$

$$\mathbf{h_i = 0.95 \text{ m}}$$

La separación entre placas “ a ” está dada:

$$\mathbf{a = \frac{Ac}{h_i}}$$

Donde:

A_c Área transversal del canal, en m^2

h_i Altura del agua en el interior de los canales, en m

$$\mathbf{a = \frac{0.079 \text{ m}^2}{0.95 \text{ m}}}$$

$$\mathbf{a = 0.083 \text{ m}}$$

Según la Norma Boliviana 689, la separación entre el extremo de la placa y la pared del canal “ e ” debe ser 1.50 veces la separación entre placas:

$$e = a * 1.50$$

$$\mathbf{e = 0.083 \text{ m} * 1.50}$$

$$\mathbf{e = 0.125 \text{ m}}$$

Calculamos ahora la longitud efectiva “ b ” de cada canal que también corresponde al ancho del floculador. Para ello sabemos que las dimensiones de cada placa son:

Alto = 1.20 m, ancho = 3.60 m y espesor = 0.008 m.

$$b = \text{ancho de la placa} + e$$

$$b = 3.60 \text{ m} + 0.125 \text{ m}$$

$$\mathbf{b = 3.73 \text{ m}}$$

La longitud efectiva “**b**” también es el ancho total del floculador.

Para el cálculo del número de canales “**Nc**” se usa la siguiente expresión:

$$Nc = \frac{Lc}{b}$$

Donde:

Lc Longitud total de los canales, en m

b Longitud efectiva o ancho total del floculador, en m

$$\mathbf{Nc = \frac{180 \text{ m}}{3.73 \text{ m}}}$$

$$\mathbf{Nc = 48 \text{ canales}}$$

Para el cálculo del número de placas “**Np**”:

$$Np = Nc - 1$$

$$Np = 48 \text{ canales} - 1$$

$$\mathbf{Np = 47 \text{ placas}}$$

Por tanto se tendrá 48 canales con 47 placas.

La longitud del tanque “**Lt**” será:

$$Lt = (Nc * \text{separación entre placas}) + (Np * \text{espesor de la placa})$$

$$Lt = (48 * 0.083\text{m}) + (47 * 0.008 \text{ m})$$

$$\mathbf{Lt = 4.36 \text{ m}}$$

La longitud total del floculador será de 4.36 m.

Tabla III-9. Dimensiones de la unidad de floculación

Características	Valor
Q = Caudal derivado de floculación	0.01188 m ³ /s
t = Tiempo de floculación	1200 s
Lc = Longitud total de los canales	180 m
Ac = Área transversal de los canales	0.0792 m ²
h _i = Altura del agua en el interior del canal	0.95 m
a = Separación entre placas	0.083 m
e =Separación entre la placa y el canal	0.125 m
b = Longitud efectiva o ancho del floculador	3.73 m
Nc = Número de canales diseñados	48 canales
Np = Número de placas diseñadas	47 placas
Lt = Longitud del tanque	4.36 m
h=Altura del floculador	1.30 m

Fuente: Elaboración propia.

Cálculo del radio hidráulico en la unidad de floculación

$$R = \frac{Ac}{(2 * h_1) + a}$$

Donde:

Ac Área transversal del canal, en m²

h_i Altura del agua en el interior de los canales, en m

a Separación entre placas, en m

$$R = \frac{0.0792 \text{ m}^2}{(2 * 0.95\text{m}) + 0.083\text{m}}$$

$$\mathbf{R = 0.040 \text{ m}}$$

Cálculo de las pérdidas de energía en el floculador

Las pérdidas por fricción serán calculadas con la fórmula de Manning en función de la velocidad y el radio hidráulico, con un valor de $\eta = 0.06$ para las placas de madera.

$$H_1 = \left[\frac{v * \eta}{R^{\frac{2}{3}}} \right]^2 * Lc$$

Donde:

- v Velocidad promedio del agua en el floculador, en m/s
- η Coeficiente de Manning, $\eta = 0.06$
- R Radio hidráulico, en m
- Lc Longitud total de los canales, en m

$$H_1 = \left[\frac{0.15 \frac{m}{s} * 0.06}{(0.040 \text{ m})^{\frac{2}{3}}} \right]^2 * 180 \text{ m}$$

$$H_1 = 1.066 \text{ m}$$

Las pérdidas localizadas por las vueltas están dadas por:

$$H_2 = k * Np * \frac{v^2}{2g}$$

Donde:

- k Coeficiente de pérdida de carga en las curvas, varía entre 2 y 4, tomaremos como valor el intermedio que es 3
- Np Número de placas
- v Velocidad promedio del agua en el floculador, en m/s
- g Aceleración de la gravedad, $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

$$H_2 = 3 * 47 * \frac{\left(0.15 \frac{m}{s}\right)^2}{\left(2 * 9.81 \frac{m}{s^2}\right)} = 0.162 \text{ m}$$

La pérdida total de energía “ H_T ” será:

$$H_T = H_1 * H_2$$

$$H_T = (1.066 \text{ m}) * (0.162 \text{ m})$$

$$H_T = \mathbf{0.173 \text{ m}}$$

Cálculo del gradiente de velocidad en el floculador

Para realizar el cálculo del gradiente de velocidad “ G ” se usa la expresión:

$$G = \sqrt{\frac{\gamma * H_T}{\mu * t}}$$

Donde:

γ Peso específico del agua, $\gamma = 998.97 \text{ Kg/m}^3$

H_T Pérdida total de energía, en m

μ Viscosidad del agua, $\mu = 1.14 * 10^{-4} \text{ Kg*s/m}^2$

t Tiempo de retención del agua en la unidad de floculación, en s

$$G = \sqrt{\frac{(998.97 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}) * 0.173 \text{ m}}{(1.14 * 10^{-4} \text{ Kg} * \frac{\text{s}}{\text{m}^2}) * (1200 \text{ s})}}$$

$$G = \mathbf{35.54 \text{ s}^{-1}}$$

Los gradientes de velocidad que optimizan el proceso, normalmente varían entre:

$$20 \leq G \leq 75 \text{ (s}^{-1}\text{)}$$

Por lo que el gradiente calculado, cumple con los parámetros permitidos.

Tabla III-10. Parámetros adicionales

Características	Valor
R = Radio hidráulico	0.040 m
H_T = Pérdidas por fricción	0.173 m
G = Gradiente de velocidad	35.54 s^{-1}

Fuente: Elaboración propia.

3.5.1.2. Diseño del sedimentador

La sedimentación emplea la fuerza de gravedad para que las partículas presentes en el agua se depositen en el fondo de un sedimentador, de donde son extraídas posteriormente. Sólo sedimentarán aquellas partículas cuya densidad es mayor que la densidad del agua.

Mientras mayor sea la densidad de la partícula, más rápido se depositará.

En la remoción de la turbiedad.

En la remoción del color.

En la eliminación de bacterias, virus y organismos patógenos.

En la eliminación de sustancias productoras de sabor y olor, precipitados químicos.

Consideraciones teóricas para el diseño del sedimentador en base a la NB 689

-El periodo de diseño, teniendo en cuenta criterios económicos y técnicos es de 8 a 20 años.

-El periodo de operación es de 24 horas por día.

-La carga superficial será entre los valores de $2 - 10 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$.

-La profundidad del sedimentador se recomienda entre $1.50 - 2.50 \text{ m}$.

-La relación de las dimensiones de largo y ancho (L/B) se recomienda entre los valores de 3 a 6.

-La relación de las dimensiones de largo y profundidad (L/H) se recomienda entre los valores de 5 a 20.

-El fondo de la unidad debe tener una pendiente entre 5 a 10% para facilitar el deslizamiento del sedimento.

-La velocidad en los orificios no debe ser mayor a 0.15 m/s para no crear perturbaciones dentro de la zona de sedimentación.

-La velocidad de sedimentación debe ser 0.0011 m/s .

- Se debe aboquillar los orificios en un ángulo de 15° en el sentido del flujo.
- La descarga de lodos se debe ubicar en el primer tercio de la unidad, pues el 80% del volumen de los lodos se deposita en esa zona.
- El caudal por metro lineal de recolección en la zona de salida debe ser igual o inferior a 3 l/s.
- La ubicación de la pantalla difusora debe ser entre 0.70 a 1 m de distancia de la pared de entrada.
- Los orificios más altos de la pared difusora deben estar a 1/5 o 1/6 de la altura (H) a partir de la superficie del agua y los más bajos entre 1/4 ó 1/5 de la altura (H) a partir de la superficie del fondo.

Cálculo del sedimentador

Se adopta una velocidad de sedimentación $V_s = 0.0011 \text{ m/s}$, dato recomendado por la Organización Panamericana de la Salud, en la Guía de diseño de Desarenadores y Sedimentadores (UNATSABAR, 2005).

Tabla III-11. Caudal de diseño

Parámetro	Valor
Caudal de entrada	0.01188 m ³ /s

Fuente: Elaboración propia.

Área superficial de la unidad

Se determina el área superficial de la unidad (A_s).

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

Donde:

- A_s Área superficial, en m²
- Q Caudal de diseño, en m³/s
- v Velocidad de sedimentación, en m/s

$$As = \frac{0.01188 \text{ m}^3/\text{s}}{0.0011 \text{ m/s}}$$

$$As = 10.80 \text{ m}^2$$

Ancho y largo de sedimentador

De la fórmula: $A = b \cdot L$

Donde:

As Área superficial, en m^2

b Ancho de sedimentador, en m

Lt Largo de sedimentador, en m

Además tomando una relación largo/ancho = 3:1

Se tiene que $L = 3b$, entonces:

$$b = \sqrt{\frac{As}{3}}$$

$$b = \sqrt{\frac{10.80 \text{ m}^2}{3}}$$

$$b = 1.897 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación:

$$L_2 = 3b$$

$$L_2 = 3 \cdot 1.897 \text{ m}$$

$$L_2 = 5.692 \text{ m}$$

De acuerdo a la recomendación de la Norma Boliviana 689, mostrada al inicio, se asume la distancia de separación entre la entrada y la pantalla difusora es $L_1 = 0.70 \text{ m}$

$$Lt = L_1 + L_2$$

$$Lt = 0.70 \text{ m} + 5.692 \text{ m}$$

$$Lt = 6.392 \text{ m}$$

Profundidad

Se calcula la profundidad de acuerdo a la recomendación de la NB 689 de que L/H se encuentre entre los valores de 5 a 20.

Entonces se asume el valor de la relación L/H = 5, para guardar armonía con el diseño y las dimensiones.

$$H = Lt/5$$

Donde:

H Profundidad, en m

Lt Largo, en m

$$H = \frac{6.392 \text{ m}}{5}$$

$$\mathbf{H = 1.278 \text{ m}}$$

Velocidad horizontal

Se determina la velocidad horizontal V_H .

$$V_H = \frac{100 * Q}{b * H}$$

$$V_H = \frac{100 * 0.01188 \frac{m^3}{s}}{1.897 \text{ m} * 1.278 \text{ m}} = 0.49 \frac{m}{s}$$

$$\mathbf{V_H = 0.49 \text{ m/s}}$$

Período de retención

Se calcula el periodo de retención t_0 :

$$t = \frac{As * H}{3600 * Q}$$

Donde:

t Tiempo de retención, en h o min

A_s Área superficial, en m^2

Q Caudal, en m^3/s

$$t = \frac{10.80 \text{ m}^2 * 1.278 \text{ m}}{3600 * 0.01188 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}} = 0.322 \text{ h} = 19.32 \text{ min}$$

$$\mathbf{t = 19.32 \text{ min}}$$

Con una pendiente de 20% en el fondo de la unidad se tiene como altura máxima:

$$H' = H + 0.20 * H$$

$$H' = 1.278 \text{ m} + 0.20 * 1.278 \text{ m}$$

$$\mathbf{H' = 1.534 \text{ m}}$$

Altura de agua sobre el vertedero

Con un vertedero de salida de longitud de cresta igual al ancho de la unidad se tiene como altura de agua sobre el vertedero.

$$H_2 = \left(\frac{Q}{1.84 * b} \right)^{2/3}$$

Donde:

H_2 Altura de agua sobre el vertedero, en m

b Ancho, en m

Q Caudal, en m^3/s

$$H_2 = \left(\frac{0.01188 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}}{1.84 * 1.897 \text{ m}} \right)^{\frac{2}{3}} = 0.023 \text{ m}$$

$$\mathbf{H_2 = 0.023 \text{ m}}$$

Diseño de la pantalla difusora

Para el diseño de la pantalla difusora

Se asume una velocidad de paso entre los orificios $V_o = 0.15 \text{ m/s}$; el sedimentador debe diseñarse de forma que la pantalla difusora permita una velocidad horizontal de flujo de agua de máximo 0.5 m/s. Para el caso que se utilice sulfato de aluminio como agente floculante, la velocidad horizontal óptima está comprendida alrededor de 0.5 m/s o menos, según RAS 2000, mencionado por la NB 689. Por esta razón, y para evitar la resuspensión de las partículas precipitadas se escoge este valor.

Cálculo del área total de los orificios

Se determina el área total de los orificios A_o :

$$A_o = \frac{Q}{V_o}$$

Donde:

- A_o Área total de los orificios, en m^2
- Q Caudal, en m^3/s
- V_o Velocidad de paso entre los orificios, en m/s

$$A_o = \frac{0.01188 \frac{m^3}{s}}{0.15 \frac{m}{s}}$$

$$A_o = 0.0792 \text{ m}^2$$

Sobre la base que se recomienda un diámetro de cada uno de ellos de $d = 7.5 \text{ cm}$

Entonces se calcula el área de cada orificio a_o :

$$a_o = \frac{1}{4} (\pi * d_o^2)$$

$$a_o = \frac{1}{4} (\pi * (0.075 \text{ m})^2) = 0.0044 \text{ m}^2$$

Luego:

1. Se determina el número de orificios:

$$n = \frac{A_o}{a_o}$$

$$n = \frac{0.0792 \text{ m}^2}{0.0044 \text{ m}^2} = 18$$

Se asume un número de filas de orificios $n_f = 3$

Entonces se tiene el número de columnas $n_c = 6$

2. Se determina la porción de altura de la pantalla difusora con orificios:

$$h_o = H - \frac{2}{5} * H$$

Donde:

h_o Porción de altura de pantalla con orificios, en m

H Profundidad de sedimentador, en m

$$h_o = 1.278 - \frac{2}{5} * 1.278 = 0.767 \text{ m}$$

$$\mathbf{h_o = 0.767 \text{ m}}$$

3. Se determina el espaciamiento entre filas:

$$a_1 = \frac{h_o}{n_f}$$

$$a_1 = \frac{0.767 \text{ m}}{3}$$

$$\mathbf{a_1 = 0.256 \text{ m}}$$

4. Se determina el espaciamiento entre columnas:

$$a_2 = \frac{b - a_1(nc - 1)}{2}$$

$$a_2 = \frac{1.897 \text{ m} - 0.256 \text{ m}(6 - 1)}{2} = 0.306 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.309 \text{ m}$$

Tabla III-12. Dimensiones del sedimentador

Características	Valor
As = Área superficial	10.80 m ²
b = Ancho el sedimentador	1.89 m
L = Largo de sedimentador	6.39 m
H = Profundidad	1.28 m
V _H = Velocidad horizontal	0.49 m/s
t = Tiempo de retención	19.32 min
H' = Altura máxima	1.53 m
H ₂ = Altura de agua sobre el vertedero	0.023 m
Ao = Área total de los orificios	0.0792 m ²
a ₀ = Área de cada orificio	0.0044 m ²
n = Número de orificios	18
nf = Número de filas de orificios	3
nc = Número de columnas	6
ho = Porción de altura de pantalla con orificios	0.76 m
a ₁ = Espaciamiento entre filas	0.25 m
a ₂ = Espaciamiento entre filas	0.30 m

Fuente: Elaboración propia.

3.6. Mecanismo de coagulación

Coagulantes

En química de aguas, un coagulante son sales metálicas que reaccionan con la alcalinidad del agua, para producir un floculo de hidróxido del metal, insoluble en agua. Este precipitado, está conformado por pequeñas partículas que se han aglomerado debido a la acción del coagulante, las cuales se conocen como flóculos. (Días, J. ,2014)

3.6.1. Sulfato de aluminio $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$

Es considerado como el coagulante estándar con mayor uso en el tratamiento de aguas debido a que es fácil de producir y por ende posee un costo de comercialización relativamente bajo. Su rango óptimo de pH varía entre 5.5 y 8.0 unidades de pH, lo que contribuye a que en etapas anteriores del tratamiento de agua se disminuyan las actividades necesarias para conseguir un ajuste de pH del fluido, disminuyendo al mismo tiempo los costos de operación de la planta. (Barajas C. & León A. ,2015)

Figura III-14. Sulfato de aluminio $\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3$



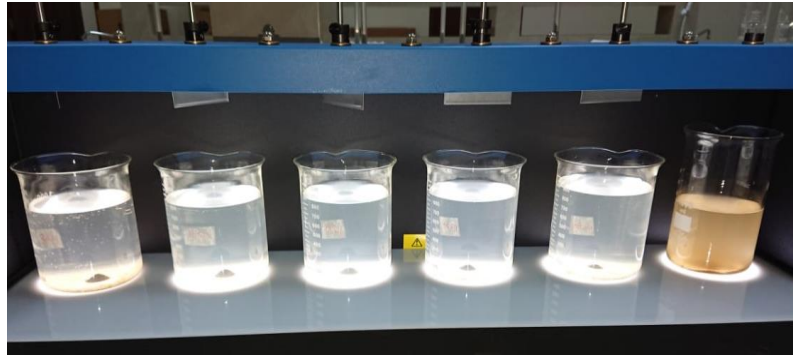
Fuente: Elaboración propia.

Mediante el Ensayo de Jarras, se puede definir con anterioridad la cantidad a utilizar del agente coagulante ya que si se adiciona una cantidad mayor a la necesaria se presentará una inversión de las cargas, que conlleva a que el coloide vuelva a tener una carga eléctrica negativa y no se consiga la remoción de la turbidez, sucediendo esto mismo si el pH del fluido se encuentra por fuera del rango óptimo del agente coagulante utilizado. Si por el contrario la cantidad de coagulante es insuficiente no se logra neutralizar las cargas totalmente y la formación de flóculos será mínima.

3.6.2. Prueba de jarras

Consiste en un arreglo de vasos de precipitado en los que a un volumen constante de agua se agregan diferentes dosis de coagulante (que representan una concentración específica del agente coagulante) y se ejecutan las mezclas rápida y lenta por medio de un conjunto de paletas que componen el agitador múltiple, con las que se consiguen condiciones hidráulicas similares en todas las muestras.

Figura III-15. Ensayo de jarras



Fuente: Elaboración propia.

Una vez terminada la prueba, se mide la turbidez final presente en cada vaso y teniendo en cuenta las características de los flóculos formados se escoge como dosis óptima aquella con la cual se removió la mayor cantidad de sólidos suspendidos, la misma que generalmente presenta flóculos más compactos y con mayor tamaño y velocidad de sedimentación. Cabe adicionar que previo a la realización del ensayo debe medirse la turbidez inicial con la que cuentan las muestras con el fin de conocer la concentración inicial de sólidos suspendidos y poder establecer una relación remoción al finalizar el proceso y del mismo modo debe conocerse su pH para determinar si es necesaria la realización de un ajuste de acuerdo al rango óptimo de pH del coagulante a utilizar.

Ventajas del Sulfato de Aluminio

- Conocido, buena disponibilidad y aceptación por las autoridades.
- Plantas normalmente diseñadas para el Alum.
- El personal capacitado para el Alum y conoce su comportamiento.
- Forma flóculo blanco casi invisible.

Desventajas del Sulfato de Aluminio

- Se requiere normalmente un control del pH.
- El rango de trabajo de pH muy limitado.
- La remoción de material orgánica en el proceso limitada.
- Problemas con agua de alta turbiedad.
- Muchas veces requiere un ayudante de floculación (polímero) para flocular.

3.6.3. Desinfección del agua

La desinfección del agua se refiere a la destrucción de los organismos patógenos, constituidos por bacterias, protozoarios y virus.

El contacto del desinfectante con el agua no debe ser inferior a 30 minutos y la dosis de cloro que debe aplicarse debe ser suficiente para satisfacer su demanda y dejar un residual óptimo de cloro hasta 1 mg/l en cualquier punto de la red de distribución a un mínimo de 0.20 mg/l en los puntos extremos de la red. (NB 689)

Demanda de Cloro y Breakpoint

La cantidad de cloro que debe utilizarse para la desinfección del agua, se determina generalmente mediante el método de la demanda de cloro y el de breakpoint. (Quirós, 2005)

Cloración al punto de ruptura (break-point) o La cloración “al punto de ruptura” (también llamado “punto crítico” o desinfección con cloro sobrante) consiste en añadir el cloro con la dosis necesaria para que oxide todas las sustancias químicas presentes en el agua y quede al final una cierta cantidad de cloro residual libre (CRL) necesaria para completar la oxidación de los compuestos difíciles de degradar y para prevenir cualquier contaminación posterior en depósitos de almacenamiento o red de distribución. (MUÑOZ, A. 2001. 1151 p.)

La figura III-16 observamos en la Curva de Demanda de Cloro y representa lo que le ocurre al cloro que se añade a un agua que contiene una cierta cantidad de sustancias inorgánicas, amoníaco y sustancias orgánicas con las que reacciona.

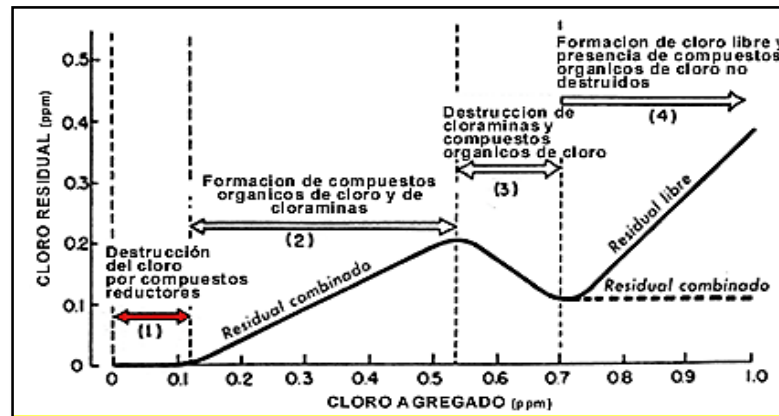
Descripción de cada etapa:

1. Cuando se añade cloro, las sustancias fácilmente oxidables (Fe^{++} , Mn^{++} , H_2S o materia orgánica) reaccionan con el cloro reduciéndolo a ion cloruro. La formación de cloruros no tiene mayor interés en la cloración. (MUÑOZ, A. 2001. 1151 p.)
2. Una vez satisfecha la demanda inmediata, el cloro libre continua reaccionando con el amonio para formar cloraminas (monocloraminas o dicloraminas en función de las relaciones molares). (MUÑOZ, A. 2001. 1151 p.)

3. Si se sigue aumentando la dosis de cloro, las dicloraminas empiezan a convertirse en tricloruro de nitrógeno que no es desinfectante pero si volátil, mientras que las cloraminas restantes se oxidan a óxido nitroso y nitrógeno. Llega un momento en que todas las cloraminas se han oxidado. A esta dosis se la denomina de break-point o punto de ruptura. (MUÑOZ, A. 2001. 1151 p.)

4. La adición de cloro más allá del break-point da como resultado un aumento proporcional de cloro libre disponible (hipoclorito sin reaccionar). De esta forma queda asegurada la desinfección. (MUÑOZ, A. 2001. 1151 p.)

Figura III-16. Curva de la Demanda de Cloro



Fuente: Quirós, 2005.

Ventajas y desventajas del uso de cloro

- Versatilidad
- Fácil de aplicación
- Experiencia
- Reconocido poder bactericida y virulicida
- Alto poder de desinfección
- Remanecía
- Eficaz en la eliminación de NH_3 y S^{2-}
- Economía relativa
- Formación de THM (trihalometanos)
- Muy corrosivo
- Poco efecto sobre olores y sabores
- Muy sensible al pH
- Instalación específica
- Dosis máxima 30 mg/l

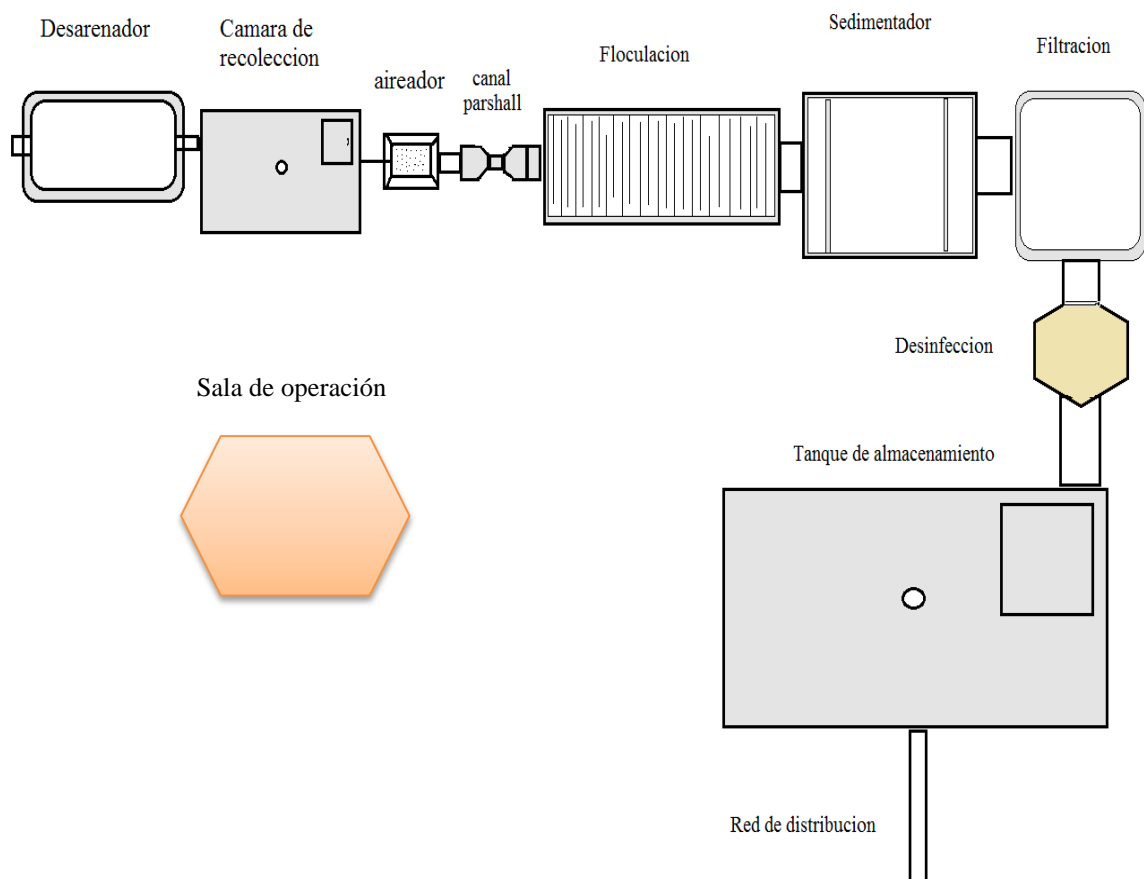
3.7. Consumo de energía

La bomba centrífuga de 2 HP, con una potencia eléctrica de 1.50 kW/h, funciona durante 8 horas continuas, el cual gasta 12 kW/d y 360 kW/mes. La bomba dosificadora es de 1 HP, tiene una potencia eléctrica de 0.75 kW/h, el cual gasta 6 kW/d y 180 kW/mes.

Entre las dos bombas consumen 540 kW por mes.

3.8. Distribución general de la planta

Figura III-17. Planta potabilizadora



Fuente: Elaboración propia.

3.9. Servicios auxiliares

Fuentes de energía

En términos generales, la operación de las plantas está conectada a la red eléctrica de la localidad. En algunos casos de equipamiento de baja potencia y particularmente en plantas dimensionadas para un bajo número de habitantes, pueden utilizarse fuentes de energía alternativa que se están estableciendo en el país últimamente, como son los sistemas con paneles fotovoltaicos, paneles solares, etc.

3.10. Cronograma de ejecución

Actividad	Mes 1				Mes 2				Mes 3			
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
Trabajos preliminares	■	■	■									
Trabajos de concreto			■	■	■	■						
Instalación del clorador y dosificador					■	■						
Colocación válvulas					■	■	■					
Acabados							■	■				
Prueba de coagulación y cloración								■	■			
Entrega final de la obra									■	■		
Puesta en marcha										■	■	■

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO IV

ASPECTOS ECONÓMICOS DEL PROYECTO

4.1. Inversión del proyecto

Las inversiones de proyectos tanto del sector público como privado, es un mecanismo de financiamiento que consiste en la asignación de recursos económicos, que permite implantar una unidad de producción que a través del tiempo genere beneficios.

Los desembolsos se realizan en dos etapas conocidas como: Inversión fija y capital de trabajo.

4.1.1. Inversión fija

La inversión fija es la asignación de recursos reales y financieros para obras físicas cuyo monto por su naturaleza no tiene necesidad de ser transado en forma continua durante el horizonte de planeamiento, solo en el momento de su adquisición o transferencia a terceros. Estos recursos una vez adquiridos son reconocidos como patrimonio del proyecto, siendo incorporados a la nueva unidad de producción hasta su extinción por agotamiento, obsolescencia o liquidación final.

Inversión fija tangible

Las inversiones en activos fijos son todas aquéllas que se realizan en los bienes tangibles que se utilizarán en el proceso de transformación de los insumos o que sirvan de apoyo a la operación normal del proyecto.

Terreno

El terreno destinado para la construcción será donado, para que se realice la planta potabilizadora.

Tabla IV-1. Inversión terreno

Descripción	Costos (Bs)
Terrenos	-

Fuente: Elaboración propia.

Unidades de la planta potabilizadora

Tabla IV-2. Costo de la obra civil

Descripción	Unid.	Cantidad	Precio Unitario	Parcial (Bs)
Desarenador				31491.49
Desbroce y limpieza	m ²	8.16	18.96	154.71
Replanteo	m ²	8.16	5.56	45.37
Excavación manual	m ³	12.96	87.50	1134
H°A° para tanque	m ³	6.62	4555.50	30157.41
Cámara de recolección				284817.50
Desbroce y limpieza	m ²	108.16	18.96	2050.71
Replanteo	m ²	108.16	5.56	601.37
Excavación manual	m ³	180	87.50	15750
H°A° para tanque	m ³	58.4	4555.50	266041.20
Tapa de plancha metálica	Pza.	1.00	374.22	374.22
Floculación				124585.47
Desbroce y limpieza	m ²	19.65	18.96	372.56
Replanteo	m ²	19.65	5.56	109.254
Excavación manual	m ³	16.26	87.50	1422.75
H°A° para tanque	m ³	7.43	4555.5	33847.37
Hormigón simple para canales de entrada y salida	m ³	0.80	1001.96	801.57
Pantallas de fibro cemento eterboard	m ²	370.24	237.77	88031.96
Sedimentador				38414.51
Desbroce y limpieza	m ²	16.56	18.96	313.98
Replanteo	m ²	16.56	5.56	92.07
Excavación manual	m ³	16.56	87.50	1449
H°A° para tanque	m ³	7.38	4555.5	33619.59
Pantalla difusora de H°A°	m ³	0.60	4899.78	2939.87
Filtración				31491.493
Desbroce y limpieza	m ²	8.16	18.96	154.71
Replanteo	m ²	8.16	5.56	45.37
Excavación manual	m ³	12.96	87.50	1134
H°A° para tanque	m ³	6.62	4555.50	30157.41
Cloración				31491.49
Desbroce y limpieza	m ²	8.16	18.96	154.71

Replanteo	m ²	8.16	5.56	45.37
Excavación manual	m ³	12.96	87.50	1134
H°A° para tanque	m ³	6.62	4555.50	30157.41
Tanque de almacenamiento				284817.50
Desbroce y limpieza	m ²	108.16	18.96	2050.71
Replanteo	m ²	108.16	5.56	601.37
Excavación manual	m ³	180	87.50	15750
H°A° para tanque	m ³	58.4	4555.50	266041.20
Tapa de plancha metálica	Pza.	1.00	374.22	374.22
Total presupuesto:				827109

Fuente: Elaboración propia.

*Los valores de los precios unitarios se tomó del informe realizado por GOBA ARQUITECTURA & CONSTRUCCIONES. Tema: Presupuestos por modulo.

Ver en Anexo E

Maquinaria y equipos

Tabla IV-3. Inversión en maquinaria y equipos

Descripción	Total (Bs)
Bombas hidráulicas	10000
Equipos de laboratorio	2000
Total	12000

Fuente: Elaboración propia.

Mobiliario y equipos auxiliares

Tabla IV-4. Inversiones mobiliario y equipos auxiliares

Descripción	Costos (Bs)
Escritorio	200
Silla	50
Estante	120
Computadora	1200
Impresora	450
Útiles varios	500
Total	2520

Fuente: Elaboración propia.

Resumen de inversión fija tangible

Tabla IV-5. Inversiones fija tangible

Descripción	Costos (Bs)
Terrenos	-
Unidades de la planta potabilizadora	827109
Maquinaria y equipos	12000
Mobiliario y equipos auxiliares	2520
Total	841629

Fuente: Elaboración propia.

Los presupuestos de obra fueron elaborados en base a los precios unitarios, ponderados con los cálculos métricos, los mismos que fueron calculados a partir de la información recogida en campo y verificaciones de ingeniería realizados.

4.1.2. Capital de trabajo

El capital de trabajo es la cantidad necesaria de recursos que una planta necesita para realizar sus operaciones con normalidad. El monto de dinero se invierte en pagos de salario, servicios básicos, insumos, gastos operativos y mantenimiento.

Tabla IV-6. Capital de trabajo

Nº	Detalle	Mensual (Bs)	Anual (Bs)
1	Costo fijo		
	Encargado general	2500	32500
	Operario de planta	2122	27586
	Operario de mantenimiento	2122	27586
	Energía eléctrica	850	10200
	Servicios de laboratorio	685	8220
2	Costo variables		
	Productos químicos	500	6000
	Imprevistos y Mantenimiento	1250	15000
3	Total	10029	127092

Fuente: Elaboración propia.

El salario mínimo nacional promulgado mediante el Artículo 7 del Decreto Supremo 3888 establecido para el año 2019 el salario de 2122 Bs mensuales.

En la tabla anterior también se considera el aguinaldo anual para cada trabajador de la planta.

Inversión total

Este rubro del proyecto está integrado por la inversión fija, datos que se determinaron en los estudios anteriores. La inversión total asciende a 851658 Bs., la cual se detalla en la siguiente Tabla IV-7:

Tabla IV-7. Resumen de la inversión total

Rubros de inversión	Costos (Bs)
Inversión Fija Tangible	841629
Capital de trabajo	10029
Total	851658

Fuente: Elaboración propia.

4.1.3. Precio del servicio de agua potable

Toda empresa requiere conocer el ingreso total de producción del bien o servicio resultante de sus operaciones. Como base fundamental para determinar sus precios de venta y calcular, para un periodo determinado, si se obtendrán utilidades o pérdidas.

En la siguiente Tabla IV-8 nos indica el costo de afiliación, la cuota mensual que se cobrará a los usuarios y el incremento sobre su facturación si gastan más agua de lo determinado.

Tabla IV-8. Precios del agua potable

Concepto	Costos (Bs)
Costo de afiliación y conexión	1500
Cuota mensual mínima de consumo	40
Cobro por m ³ extra gastado	2

Fuente: Elaboración propia.

4.1.4. Estimación de ingresos y egresos

Tabla IV-9. Ingresos económicos

Periodo	Población	Usuarios	Nº de afiliados	Ingreso conexión (Bs)	Ingreso mensual (Bs)	Ingreso anual (Bs)
2019	1555	518				
2020	1572	524	6	9000	20960	260520
2021	1590	530	6	9000	21200	263400
2022	1608	536	6	9000	21440	266280
2023	1626	542	6	9000	21680	269160
2024	1645	548	6	9000	21920	272040
2025	1663	554	6	9000	22160	274920
2026	1682	561	6	9000	22440	278280
2027	1701	567	6	9000	22680	281160
2028	1720	573	7	10500	22920	285540
2029	1740	580	7	10500	23200	288900
2030	1760	587	7	10500	23480	292260
2031	1779	593	7	10500	23720	295140
2032	1800	600	7	10500	24000	298500
2033	1820	607	7	10500	24280	301860
2034	1840	613	7	10500	24520	304740
2035	1861	620	7	10500	24800	308100
2036	1882	627	7	10500	25080	311460
2037	1904	635	7	10500	25400	315300
2038	1925	642	7	10500	25680	318660
2039	1947	649	7	10500	25960	322020

Fuente: Elaboración propia.

Nota: Se considera 3 personas por usuario.

Tabla IV-10. Egresos económicos

Periodo	Sueldo	Energía eléctrica	Servicio de laboratorio	Productos químicos	Imprevistos y mantenimiento	Depreciación	Impuestos	Egreso anual
1	87672	10200	8220	6000	15000	42081	7816	176989
2	87672	10200	8220	6000	15000	42081	7902	177075
3	87672	10200	8220	6000	15000	42081	7988	177162
4	87672	10200	8220	6000	15000	42081	8075	177248
5	87672	10200	8220	6000	15000	42081	8166	177339
6	87672	10200	8220	6000	15000	42081	8252	177426
7	87672	10200	8220	6000	15000	42081	8344	177517
8	87672	10200	8220	6000	15000	42081	8435	177608
9	87672	10200	8220	6000	15000	42081	8571	177744
10	87672	10200	8220	6000	15000	42081	8667	177840
11	87672	10200	8220	6000	15000	42081	8763	177936
12	87672	10200	8220	6000	15000	42081	8854	178028
13	87672	10200	8220	6000	15000	42081	8955	178128
14	87672	10200	8220	6000	15000	42081	9051	178224
15	87672	10200	8220	6000	15000	42081	9147	178320
16	87672	10200	8220	6000	15000	42081	9248	178421
17	87672	10200	8220	6000	15000	42081	9349	178522
18	87672	10200	8220	6000	15000	42081	9454	178628
19	87672	10200	8220	6000	15000	42081	9555	178728
20	87672	10200	8220	6000	15000	42081	9661	178834

Fuente: Elaboración propia.

En los impuestos se consideró 3% IT (Impuesto a las Transacciones)-Prestaciones de Servicios

4.2. Financiamiento

Fuentes de financiamiento

El total de la inversión y gastos del proyecto será financiado con fondos del Gobierno Autónomo Departamental de Tarija que solo aportará con el 40% y el 60% será ayuda internacional, por tal razón no se tomará en cuenta la gestión de préstamos bancarios.

Tabla IV-11. Estructura de financiamiento

Estructura del capital	Porcentaje	Costos (Bs)
Gobierno Autónomo Departamental de Tarija	40%	340663.20
Internacional	60%	510994.80
Total	100%	851658

Fuente: Elaboración propia.

CAPÍTULO V

EVALUACIÓN ECONÓMICA DEL PROYECTO

La evaluación de proyectos de inversión consiste en determinar las ventajas y/o desventajas en términos de beneficio y costo que resultan de asignar recursos productivos a una determinada actividad económica (o proyecto de inversión), mediante ciertos coeficientes que miden las diferentes magnitudes que en ella intervienen, para coadyuvar en la toma de la decisión de realizarlo o no conforme a determinado criterio u objetivo.

5.1. Criterios de evaluación

La evaluación del proyecto compara, mediante distintos instrumentos, si el flujo de caja proyectado permite al inversionista obtener la rentabilidad deseada, además de recuperar la inversión. Los métodos más comunes corresponden al denominado valor actual neto, más conocido como VAN, la tasa interna de retorno TIR y la relación costo beneficio RCB.

5.1.1. Valor actual neto (VAN)

El valor actual neto (VAN), es un procedimiento que permite calcular el valor presente de un determinado número de flujo de caja futuros, originados por una inversión inicial. La metodología consiste en descontar al momento actual todos los flujos de caja que genere un proyecto para traerlos a valor presente y luego comparar esta equivalencia con el desembolso inicial.

La fórmula matemática para calcular el valor actual neto (VAN) es:

$$VAN = -INV_0 + \left(\sum_{t=1}^N \frac{F_t}{(1+k)^n} \right) = -INV_0 + \frac{F_1}{(1+k)} + \frac{F_2}{(1+k)^2} + \dots + \frac{F_n}{(1+k)^n}$$

Donde:

F_t Flujo de Neto (ingresos menos egresos) en cada periodo de tiempo

INV₀ Desembolso inicial o inversión

n vida útil del proyecto (años)

k Tasa de interés de actualización

Se calculó el VAN para el presente proyecto:

Tasa de descuento es de 10%:

$$VAN = -851658 + \frac{125612}{(1 + 0.1)} + \frac{128406}{(1 + 0.1)^2} + \dots + \frac{185267}{(1 + 0.1)^{20}} = 384343 \text{ Bs}$$

$$VAN = 384343 \text{ Bs} \rightarrow \text{POSITIVO}$$

La regla de decisión del VAN es de carácter normativo, pues indica que la decisión se debe tomar así:

- Si el VAN es mayor que cero se debe aceptar el proyecto.
- Si el VAN es igual a cero es indiferente.
- Si el VAN es menor que cero se debe rechazar el proyecto.

5.1.2. Tasa interna de retorno (TIR)

La TIR (tasa interna de rentabilidad) nos indica cual debería ser la tasa de actualización que hace el VAN sea igual a 0. Es decir, la TIR tiene que ser mayor a la rentabilidad mínima para que un proyecto nos sería rentable. A mayor TIR mayor rentabilidad.

La fórmula matemática para calcular la TIR es la siguiente:

$$VAN = -INV_0 + \left(\sum_{t=1}^N \frac{F_t}{(1 + TIR)^t} \right) = 0$$

Desarrollo de la formula

$$VAN = -INV_0 + \frac{V_t}{(1 + TIR)^1} + \frac{V_t}{(1 + TIR)^2} + \dots + \frac{V_t}{(1 + TIR)^n} = 0$$

Se calculó de la TIR para el presente proyecto:

$$VAN = -851658 + \frac{125612}{(1 + TIR)} + \frac{128406}{(1 + TIR)^2} + \dots + \frac{185267}{(1 + TIR)^{20}} = 0$$

Por tratarse con más de 20 incógnitas se realizó el cálculo mediante el programa de Excel, el cual dio una TIR de 15.67 % cuando el valor actual neto (VAN) se hace 0.

$$TIR = 15.67 \%$$

La regla de decisión para el criterio de la TIR es de carácter normativo y establece lo siguiente:

- Si la TIR es mayor que la tasa mínima aceptable (tasa de actualización), se debe aceptar el proyecto.
- Si la TIR es igual a la tasa mínima aceptable (tasa de actualización), es indiferente.
- Si la TIR es menor que la tasa mínima aceptable (tasa de actualización), se debe rechazar.

5.1.3. Relación beneficio/ costo (RCB o B/C)

La relación beneficio/costo muestra la cantidad de dinero actualizado que percibirá el proyecto por cada unidad monetaria invertida. Para realizar su cálculo se debe dividir los ingresos brutos actualizados entre los costos actualizados, la tasa de actualización será la misma que se aplicó para el cálculo del VAN.

La fórmula matemática para calcular B/C para el presente proyecto es:

$$\frac{B}{C} = \frac{\frac{B1}{(1+k)^1} + \frac{B2}{(1+k)^2} \pm \dots + \frac{Bn}{(1+k)^n}}{\frac{Co}{(1+k)^0} + \frac{C1}{(1+k)^1} + \dots + \frac{Cn}{(1+k)^n}}$$

Donde:

B1 Beneficio bruto en el año 1 y así sucesivamente

Co Costo de inversión al momento 0

C1 Costo en el año 1 y así sucesivamente

(1+k) Factor de actualización

n vida útil del proyecto (años)

Se calculó del B/C para el presente proyecto:

Tasa de actualización 10%

$$\frac{B}{C} = \frac{\frac{260520}{(1+0.1)^1} + \frac{263400}{(1+0.1)^2} \pm \dots + \frac{322020}{(1+0.1)^{20}}}{\frac{851658}{(1+0.1)^0} + \frac{134908}{(1+0.1)^1} + \dots + \frac{136753}{(1+0.1)^n}} = \frac{2389702}{2005359} = 1.19$$

$$\frac{B}{C} = 1.19$$

La regla de decisión para el criterio de la Relación Costo Beneficio es normativa y establece:

- Si la RCB es mayor que 1 se debe aceptar el proyecto. Refleja que el valor presente de los beneficios es mayor que el de los costos.
- Si la RCB es menor que 1 se debe rechazar el proyecto. Indica que el valor presente de los beneficios es menor que el de los costos.
- Si la RCB es igual a 1 es indiferente la realización o rechazo del proyecto. En este caso los beneficios netos apenas compensan el costo de oportunidad del dinero.

5.2. Aplicación de procedimiento para calcular VAN, TIR y RCB

Según los resultados de los criterios de evaluación se logró verificar que el proyecto es factible.

Se calculó un VAN de 384343 Bs. este valor es superior a cero (0), indicando así cuanto ganará el proyecto después de recuperar la inversión.

El TIR calculado fue de 15.67 %, este valor es mayor que la tasa mínima aceptable (tasa de actualización que es del 10%), lo cual se determina que el proyecto es factible.

La RCB tuvo un valor de 1.19, es decir que los ingresos son superiores a los egresos porque se puede afirmar que por cada unidad monetaria invertida tendrá un retorno del capital invertido y una ganancia de 0.19 en consecuencia este proyecto resulta atractivo.

El cálculo se lo realiza mediante la funciones de la hoja de cálculo (Excel):

Tabla V-1. Resumen de flujo financiero

DETALLE	PERIODO																				
	2019	2020	2021	2022	2023	2024	2025	2026	2027	2028	2029	2030	2031	2032	2033	2034	2035	2036	2037	2038	2039
INGRESOS	260520	263400	266280	269160	272040	274920	278280	281160	285540	288900	292260	295140	298500	301860	304740	308100	311460	315300	318660	322020	
Conexiones nuevas	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	9000	10500	10500	10500	10500	10500	10500	10500	10500	10500	10500	10500	10500	10500
Agua potable	251520	254400	257280	260160	263040	265920	269280	272160	275040	278400	281760	284640	288000	291360	294240	297600	300960	304800	308160	311520	
EGRESOS	851658	134908	135080	135167	135258	135344	135436	135527	135663	135759	135855	135946	136047	136143	136239	136340	136441	136546	136647	136753	
INVERSIÓN	851658																				
Suelo	87672	87672	87672	87672	87672	87672	87672	87672	87672	87672	87672	87672	87672	87672	87672	87672	87672	87672	87672	87672	87672
Energía eléctrica	10200	10200	10200	10200	10200	10200	10200	10200	10200	10200	10200	10200	10200	10200	10200	10200	10200	10200	10200	10200	10200
Servicio de laboratorio	8220	8220	8220	8220	8220	8220	8220	8220	8220	8220	8220	8220	8220	8220	8220	8220	8220	8220	8220	8220	8220
Productos químicos	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000	6000
Imprevistos y mantenimiento	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000	15000
Impuestos	7816	7902	7988	8075	8166	8252	8344	8435	8571	8667	8763	8854	8955	9051	9147	9248	9349	9454	9555	9661	
FLUJO NETO	-851658	125612	128406	131200	133993	136782	139576	142844	145633	149877	153141	156405	159194	162453	165717	168501	171760	175019	178754	182013	185267

FUENTE: Elaboración propia.

Tabla V-2. Calculo del VAN, TIR Y B/C

VAN - TIR	
TASA DE ACTUALIZACIÓN	10%
VAN	384343 Bs.
TIR	15.67%
B/C	
VNA INGRESOS	2389702 Bs.
VNA EGRESOS + INVERSIÓN	2005359 Bs.
B/C	1.19

FUENTE: Elaboración propia.

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMEDACIONES

6.1. Conclusiones

Tras el cumplimiento de los objetivos planteados en el Estudio de Prefactibilidad se concluyó con lo siguiente:

- Se realizó los análisis de caracterización a las fuentes de agua y se clasificaron según el reglamento:
 - La fuente subterránea se encuentra en la Clase B, para consumo humano requieren tratamiento físico y desinfección bacteriológica.
 - La fuente superficial se encuentra en la Clase C, para ser habilitadas para consumo humano requieren tratamiento fisicoquímico completo y desinfección bacteriológica.
- En cuanto a la cantidad de agua actual, se determinó que la fuente subterránea tiene un caudal de 8 a 10 l/s, usando sistema de bombeo y la fuente superficial tiene un caudal aproximado de 4 a 6 l/s en épocas de lluvia.
- Se realizó la cuantificación de la población futura es de 1947 habitantes con una dotación diaria de 146.42 l/hab-d.
- Se estableció que la planta potabilizadora tendrá una capacidad de 342.14 m³/d, y se ubicara próximo a donde se encuentra el Tanque nuevo de almacenamiento de Huacanqui.
- Se realizó el análisis económico para determinar los costos del proyecto, sumando un total de 851658 Bs. correspondiente una inversión total para la construcción de la planta potabilizadora.
- El valor del VAN es de 384343Bs. lo cual es positivo, el valor del TIR es del 15.67 % mayor a la tasa de actualización y el valor de B/C es de 1.19 que es mayor a 1.
- Según estos datos se llegó a la conclusión que la implantación del proyecto sí es factible, tomando en cuenta varias consideraciones y recomendaciones que se describen a continuación.

6.2. Recomendaciones

Las recomendaciones que se sugiere son:

- Si el proyecto se desarrolla, la población de Padcaya y la administración de los servicios básicos tendrán que apoyar al proyecto en todo lo necesario, para que no existan trabas desde el principio.
- Se recomienda pasar cursos y talleres de capacitación para que se opere correctamente las unidades de tratamiento.
- Se recomienda hacer un control más detallado sobre la época de lluvia que tiene la localidad, para determinar con precisión los niveles de incremento de la turbiedad y sólidos totales disueltos, para realizar su tratamiento adecuado.
- Se recomienda que el monitoreo del control de calidad del agua, sean mensuales para garantizar que el agua es tratada correctamente.
- Se sugiere el mantenimiento y limpieza de todas las unidades, para gozar de un servicio básico de buena calidad. Con el fin de que la planta cumpla su vida útil planteada.