1. REHABILITACIÓN, MANTENIMIENTO Y OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL CORREGIMIENTO DE CAMPO BONITO DEL MUNICIPIO DE QUIBDÓ

En este capítulo se describen las condiciones generales bajo las cuales se realizará las rehabilitaciones, mantenimiento y optimización de los sistemas de acueductos de los corregimientos de Campo Bonito, Gitrado, Jaguo y El Tambo Del Municipio De Quibdó, esto con el fin de garantizar de cantidad, calidad y continuidad del servicio en estas comunidades. En el corregimiento de Campo Bonito la fuente actual abastecedora del acueducto, no cuenta con caudal suficiente para abastecer la comunidad en épocas de verano que es cuando más se necesita este líquido vital, por lo que se plantea una alternativa de captación de pozo profundo paras así garantizar cantidad, calidad y continuidad para esta comunidad, por lo tanto se presentan la proyección de población a un periodo de diseño de Veinticinco (25) años "según Resolución 0330 del 08 de junio del 2017", la determinación de la dotación para el período de diseño, factor de consumo medio diario, factor de consumo máximo diario, porcentaje de pérdidas en el sistema y otros factores a tener en cuenta para el mejoramiento del servicio, todo basado en la resolución antes descrita y del Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS) 2000. Esto para el cálculo del pozo profundo y la optimización de la planta de tratamiento de agua potable existente, se plantea pozo profundo ya que según los pobladores y estudios realizados en la zona no se cuenta con fuentes hídricas superficiales de buena calidad y sobre todo continuidad.

1.1. PARÁMETROS DE DISEÑO PARA LA REHABILITACIÓN, MANTENIMIENTO Y OPTIMIZACIÓN DEL SISTEMA DE ACUEDUCTO DEL CORREGIMIENTO DE CAMPO BONITO.

1.1.1. Proyección De La Población Corregimiento de Campo Bonito

Con base a los datos de estudios anteriores, se plantea la población futura utilizando los siguientes métodos de crecimiento lineal, geométrico. Esto con el objetivo de determinar una rata de crecimiento que nos muestre el comportamiento real del crecimiento poblacional

Tabla N°1. Población

N° AÑOS	AÑO	HABITANTES	FUENTE
0	2023	325	ADMINISTRACIÓN. MUNICIPAL
1	2024	335	ADMINISTRACIÓN. MUNICIPAL
2	2025	342	ADMINISTRACIÓN. MUNICIPAL

Fuente: administración municipal

1.1.1.1. Método Aritmético Corregimiento de Campo Bonito

Supone un crecimiento vegetativo balanceado por la mortalidad y la emigración. La ecuación para calcular la población proyectada es la siguiente:

$$\boldsymbol{Pf = Puc + \frac{Puc - Pci}{Tuc - Tci} * (Tf - Tuc)}$$

Dónde:

- Pf= Población futura o proyectada.
- Puc= Población del último censo.
- Pci= Población censo inicial.
- Tf= Año de la proyección.
- Tuc= Año del último censo.
- Tci= Año correspondiente al censo inicial.

Tabla N°2. Proyección de población método aritmético

NUM	AÑO	HAB	RATA DE CRECIMIENTO	
0	2023	325	K_{L1}=	**8.50**
1	2024	335	K_{L2}=	**7.00**
2	2025	342	K_{L1}=	
			Promedio	**7.75**

NUM	AÑO	HABITANTES		PROMEDIO
		2023	2024	
0	2025	342	342	**342**
1	2026	351	349	**350**
2	2027	359	356	**358**
3	2028	368	363	**366**
4	2029	376	370	**373**
5	2030	385	377	**381**
6	2031	393	384	**389**
7	2032	402	391	**397**
8	2033	410	398	**404**
9	2034	419	405	**412**
10	2035	427	412	**420**
11	2036	436	419	**428**
12	2037	444	426	**435**
13	2038	453	433	**443**
14	2039	461	440	**451**
15	2040	470	447	**459**
16	2041	478	454	**466**
17	2042	487	461	**474**
18	2043	495	468	**482**
19	2044	504	475	**490**
20	2045	512	482	**497**
21	2046	521	489	**505**
22	2047	529	496	**513**
23	2048	538	503	**521**

24	2049	546	510	**528**
25	2050	555	517	**536**

Fuente: Fuente: administración municipal

1.1.1.2. Población Flotante Corregimiento de Campo Bonito

La zona de influencia directa del proyecto no posee actividades recreativas ni turísticas que implique presencia de residentes en determinadas épocas del año, por lo que no se considera significativa la estimación de este tipo de población a lo largo del horizonte de diseño.

1.1.1.3. Población migratoria Corregimiento de Campo Bonito

Considerando la zona de estudio, corresponde a localidades intermedias en cuanto a su grado de desarrollo, se tuvo en consideración la población migratoria.

Con los datos estimados de población, considerando las características socioeconómicas y siguiendo los lineamientos dados por la Resolución 0330 del 08 de junio de 2017, se define el nivel de complejidad y el periodo de diseño.

1.1.2. Nivel de Complejidad del Sistema Corregimiento de Campo Bonito

Para establecer la capacidad económica de los usuarios de los sistemas de Acueducto de acuerdo con lo estipulado en el Titulo A del Reglamento Técnico para el sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000) numeral A. 3, se analizó la información de campo de lo que se concluye que tiene una estratificación socioeconómica **Baja**. También establece la clasificación de los proyectos de acueducto y /o alcantarillado en un nivel de complejidad dependiendo del número de habitantes y su capacidad económica tal como se indica en la siguiente tabla (Tabla A. 3.1 - RAS, 2000).

Tabla N°3. Nivel de Complejidad

Nivel de complejidad	Población en la zona urbana (habitantes)	Capacidad económica de los usuarios
Bajo	< 2500	Baja
Medio	2501 a 12500	Baja
Medio Alto	12501 a 60000	Media
Alto	> 60000	Alta

1.1.3. Dotación Neta Máxima y Ajustes Corregimiento de Campo Bonito

El **consumo máximo neto** es la cantidad máxima de agua usada efectivamente en cada una de las actividades que se realizan en la comunidad, sin considerar las pérdidas que ocurran en el sistema de acueducto.

Según la Resolución 0330 del 08 de junio de 2017, la dotación neta es según la altura sobre el nivel del mar. La cual se presenta en la siguiente tabla.

Tabla N°4. Dotación Neta Máxima

M.S.N.M	DOTACIÓN NETA MÁXIMA L/HAB*DÍA
> 2000 m.s.n.m	120
1000 - 2000 m.s.n.m	130
< 1000 m.s.n.m	140

Fuente: Resolución 0330 del 08 de junio de 2017

1.1.4. Período de Diseño Corregimiento de Campo Bonito

Para todos los componentes de los sistemas de acueducto, alcantarillado y aseo, se adopta como período de diseño 25 años.

1.1.5. Pérdidas Técnicas Corregimiento de Campo Bonito

Las pérdidas técnicas corresponden a la diferencia entre el volumen de agua captado de la bocatoma y el volumen entregado a la población total de la comunidad.

Para efectos del diseño se adoptó una pérdida técnica para el sistema de acueducto del **25 %** de la dotación neta, la cual es el valor máximo admisible establecido en la Resolución 0330 del 08 de junio de 2017.

1.1.6. Dotación Bruta Corregimiento de Campo Bonito

La Resolución 0330 del 08 de junio del 2017 fija que el consumo total de la población se debe establecerse según la siguiente ecuación:

$$\boldsymbol{d_{bruta}} = \frac{d_{neta}}{1 - \%p} = \frac{140\ {}^{L}/_{hab.día}}{1 - 0.25} = 186.67\ {}^{L}/_{hab.día}$$

Dónde:

$d_{bruta} =$ Dotación bruta

$d_{neta} =$ Dotación neta

$\%p =$ Porcentaje de pérdidas técnicas

1.1.7. Proyección De La Demanda Corregimiento de Campo Bonito

1.1.7.1. Caudal medio diario (Qmd)

El caudal medio diario, es el caudal medio calculado para la población proyectada, teniendo en cuenta la dotación bruta asignada, Los caudales medios de los diferentes años del periodo de diseño, se calculó en base a la formula B.2.2 del RAS 2000.

$$Qmd = \frac{Poblacion * dotacion}{86{,}400}$$

Dónde:

Q_{md} = Caudal medio diario en L/s.
d_{bruta} = Dotación bruta en L/hab*día.
P = Población

1.1.7.2. Caudal máximo diario (QMD)

El caudal máximo diario QMD corresponde al consumo máximo durante veinticuatro horas observado en un período de un año, y se calcula multiplicando el caudal medio diario Qmd por el coeficiente de consumo máximo diario k1 adimensional. Para este cálculo se toma el factor de mayoración k1 de 1.3 respecto al caudal medio diario.

$$\boldsymbol{Q_{MD}} = Q_{md} * k1$$

1.1.7.3. Caudal máximo horario (QMH)

El caudal máximo horario QMH corresponde al consumo máximo observado durante una hora en un período de un año, y se calcula multiplicando el caudal máximo diario QMD por el coeficiente de consumo máximo horario k2 adimensional. Se asume el valor k2 como 1.6 con respecto al caudal máximo diario.

$$\boldsymbol{Q_{MH}} = Q_{MD} * k2$$

Dónde:

Q_{MH}= Caudal máximo horario en L/S
Q_{MD}= Caudal máximo diario en L/S
$k2$= Coeficiente de consumo máximo horario.

Tabla N°5. Distribución general de la demanda de agua para el diseño del sistema de acueducto

DATOS DE ENTRADA		M.S.N.M	DOTACIÓN NETA	POBLACIÓN PROYECTADA	Qmd (LPS)	COEFICIENTE DE QMD (K1)	COEFICIENTE DE QMH (K2)
		30	140			1.3	1.6
AÑOS	DOTACIÓN NETA SEGÚN M.S.N.M	% PERDIDAS TÉCNICAS	DOTACIÓN BRUTA			QMD (LPS)	QMH (LPS)
2025	140	0.25	186.67	342	0.74	0.96	1.54
2026	140	0.25	186.67	350	0.76	0.99	1.58
2027	140	0.25	186.67	358	0.77	1.00	1.60
2028	140	0.25	186.67	366	0.79	1.03	1.65
2029	140	0.25	186.67	373	0.81	1.05	1.68
2030	140	0.25	186.67	381	0.82	1.07	1.71
2031	140	0.25	186.67	389	0.84	1.09	1.74
2032	140	0.25	186.67	397	0.86	1.12	1.79
2033	140	0.25	186.67	404	0.87	1.13	1.81
2034	140	0.25	186.67	412	0.89	1.16	1.86
2035	140	0.25	186.67	420	0.91	1.18	1.89
2036	140	0.25	186.67	428	0.92	1.20	1.92
2037	140	0.25	186.67	435	0.94	1.22	1.95
2038	140	0.25	186.67	443	0.96	1.25	2.00
2039	140	0.25	186.67	451	0.97	1.26	2.02
2040	140	0.25	186.67	459	0.99	1.29	2.06
2041	140	0.25	186.67	466	1.01	1.31	2.10
2042	140	0.25	186.67	474	1.02	1.33	2.13
2043	140	0.25	186.67	482	1.04	1.35	2.16
2044	140	0.25	186.67	490	1.06	1.38	2.21
2045	140	0.25	186.67	497	1.07	1.39	2.22
2046	140	0.25	186.67	505	1.09	1.42	2.27
2047	140	0.25	186.67	513	1.11	1.44	2.30
2048	140	0.25	186.67	521	1.13	1.47	2.35
2049	140	0.25	186.67	528	1.14	1.48	2.37
2050	140	0.25	186.67	536	1.16	1.51	2.42

Fuente: Fuente: administración municipal

1.1.7.4. Caudal para la optimización Corregimiento de Campo Bonito

Debido a que nuestro sistema de acueducto contará con un sistema de regulación de caudal (tanque de almacenamiento), nuestro caudal de la optimización será el Caudal Máximo Diario que según los cálculos corresponde al **QMD de 1.51 lps**, pero para efectos de diseño adoptaremos **1.50 lps**.

1.2. FUENTE DE ABASTECIMIENTO CORREGIMIENTO DE CAMPO BONITO

Se utilizará como fuente de abastecimiento un pozo profundo. Las cuales el informe geoeléctrico se presentan en los documentos anexos.

1.2.1. Cálculo de la Bomba del Pozo Profundo

El cálculo de la bomba para el pozo profundo se presenta a continuación:

1. Parámetros de diseño

○ Periodo de Diseño	=	25 Años
○ Caudal de diseño	=	1.50 l/seg 0.0015 m3/s
○ Numero total de horas de bombeo al día (N_b)	=	7.00 horas
○ Altura sobre el nivel del mar	=	70.00 m.s.n.m
○ Temperatura del agua	=	25.00 °C
○ Viscosidad cinemática (μ)=	=	0.00894
○ Tubería PVC: C	=	150
○ Cota nivel mínimo del pozo de succión	=	**60.00 m**
○ Cota nivel máximo del pozo de succión	=	**58.89 m**
○ Cota tubería salida bomba	=	**61.11 m**
○ Cota llegada tubería al tanque	=	**61.39 m**

2. Caudal de diseño

% de utilización de la bomba al día:

$$X = \frac{N_b}{24} \quad = 29.17\%$$

El caudal de diseño es entonces:

$$Q_{dis} = \frac{Q}{X} \quad = \mathbf{0.005\ m3/s}$$

3. Calculo de los diámetros

○ ***Tubería de impulsión***

Según la ecuación de Bresse:

$$D_i = 1.3X^{1/4}\sqrt{Q_{dis}} \quad = 0.068\ m \quad \approx \quad 2.68''$$

Adoptamos un diámetro de: = **3.00''** ≈ **0.076 m**

Entonces la velocidad en la tubería será:

$$V_i = \frac{Q_{dis}}{A} \quad = 1.10\ m/s \ \textbf{Cumple}$$

○ ***Tubería de succión***

Este diámetro podemos tomar el mismo de la impulsión o un diámetro comercial superior, para nuestro

caso tomamos **3.00''** ≈ **0.076 m**

Es posible que las perdidas sean mayores y presenten problemas de cavitación, por lo cual verificaremos, y si es necesario modificare este diámetro

Velocidad resultante es = 1.10 m/s
Velocidad menor que 1.00 m/s de la siguiente Tabla

Velocidad máxima de la tubería se succión	
⌀ succión (m)	V max (m/s)
0.05	0.75
0.075	1
0.1	1.3
0.15	1.45
0.2	1.6
0.25	1.6
0.3	1.7
>0.400	1.8

La sumergencia es:

$$Sumergencia = 2.5D_s + 0.1$$ = **0.29 m** *se adopta* **0.30 m**

4. Calculo de la altura dinámica de elevación

- ***Altura total (succión + impulsión)***

Altura estática de succión = 1.11 m
Altura estática de impulsión = 61.39 m
Altura estática total = 62.50 m

- **Perdida en la succión**

D_s = **3.00''** ≈ 0.076 m

Calculando por longitudes equivalentes, de tabla

Cant	ACCESORIOS	L.E
	Tubería	1.11 m
	Longitud total equivalente	1.11 m

Utilizando la ecuación de Hazen - Williams

$$Q = 0.2785 * C * D^{2.63} * J^{0.54}$$

J = 0.0154 m/m

Perdidas en la succión = 0.02 m

- ***Perdidas en la impulsión***

D_i = **3.00''** ≈ 0.076 m

Cant	ACCESORIOS	L.E
2	Codo de 90° radio corto	5.00 m
	Tubería	61.39 m
	Longitud total equivalente	66.39 m

Utilizando la ecuación de Hazen - Williams

$$Q = 0.2785 * C * D^{2.63} * J^{0.54}$$

J = 0.0154 m/m

Perdidas en la impulsión = 1.02 m

- ***Altura de velocidad en el descarga (V_i)***

$$\frac{Vi^2}{2g} = 0.06 \text{ m}$$

Altura dinámica total de elevación = 63.60 m

5. Curva característica de la bomba diámetro de impulsión de 3.00''

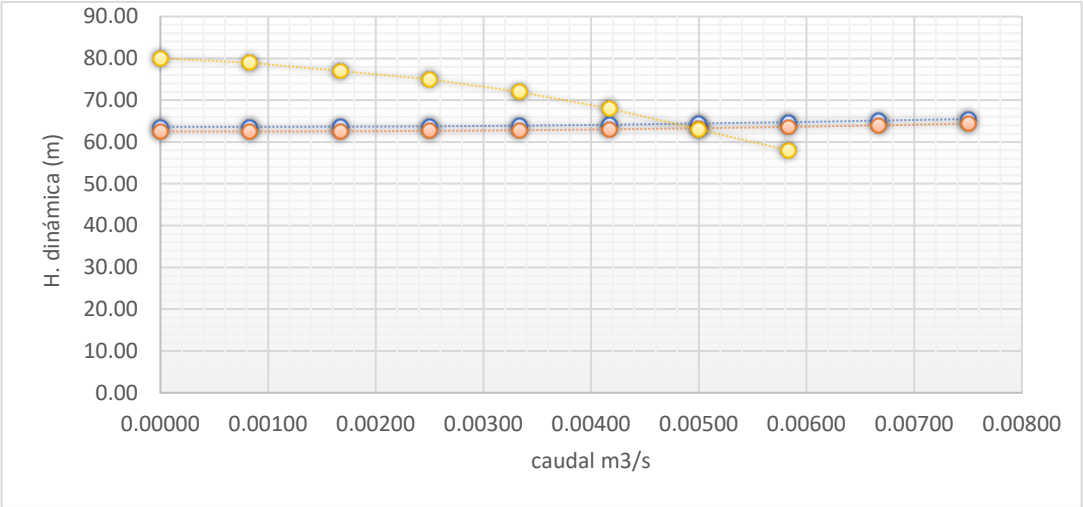
Datos suministrados por el fabricante

Q (m^3/S)	H (m)
	80.00
0.00083	79.00
0.00167	77.00
0.00250	75.00
0.00333	72.00
0.00417	68.00
0.00500	63.00
0.00583	58.00

Curva de operación del sistema Θ de impulsión = 3.00'' ≈ **0.076 m**

Q (m3/s)	Perdidas (m)		Vi	Altura	Altura estática		Altura dinámica	
	Succión	Impulsión		Vel (m)	Min	Max	Min	Max
					63.61	62.50	63.61	62.50
					63.61	62.50	63.61	62.50
0.00083	0.000615	0.0368	0.1830	0.00171	63.61	62.50	63.65	62.54
0.00167	0.002246	0.1343	0.3681	0.00691	63.61	62.50	63.75	62.64
0.00250	0.004741	0.2835	0.5511	0.01548	63.61	62.50	63.91	62.80
0.00333	0.008061	0.4822	0.7341	0.02747	63.61	62.50	64.13	63.02
0.00417	0.012227	0.7313	0.9192	0.04306	63.61	62.50	64.40	63.29
0.00500	0.017112	1.0235	1.1022	0.06192	63.61	62.50	64.71	63.60
0.00583	0.022742	1.3602	1.2851	0.08417	63.61	62.50	65.08	63.97
0.00667	0.029180	1.7453	1.4703	0.11018	63.61	62.50	65.49	64.38
0.00750	0.036258	2.1686	1.6533	0.13932	63.61	62.50	65.95	64.84

En la siguiente figura se presentan las curvas características de la bomba y del sistema, en donde se define el rango de operación de la bomba.



Nuestro caudal de diseño es = **0.01 m3/s** Queda por dentro del rango de operación

6. Potencia de la bomba calculada

$$P_b = \frac{\gamma Q H_t}{e}$$

P_b = 4.52 kW e= 69%

Se recomienda usar motores con una potencia de 1.15 a 1.20 veces la potencia de la bomba para evitar su recalentamiento. Por lo tanto la potencia del motor requerida será:

$$P_m = 1.20 * P_b$$

P_m = 5.42 kW Hp = 1.341*P_b Hp = 7.27 H.P

Pm comercial = **5.50 kW** Hp omercial = **7.50 H.P**

7. Cavitación

Presión:

$$CNPS_d = \left[Altura\ bar. - (Altura\ estatica + Perdidad\ por\ friccion + \frac{V^2}{2g})_{succion}\right] - P_{vapor}$$

Altura barométrica:

Al nivel del mar, la altura máxima de succión es de 760 mm Hg, equivalente a 10.33 m.c.a. este valor debe corregirse teniendo en cuenta la elevación sobre el nivel del mar, a razón de 1.2 metros por cada 1000 m de nivel. Por tanto:

Altura barométrica = **10.25 m**

Altura de succión máximo (N.A Mínimo) (Hs): Hs = **1.11 m**

Perdidas en la succión (hs)

L.E = 1.11 m C = 150

Q = 0.005 m3/s Ds = 0.076 m

De la ecuación de Hazen - Williams se obtienen las pedidas de carga (J)

J= 0.0154 m/m

Luego h_s = **0.02 m**

Altura de Velocidad $Vs^2/2g$

$$V_s = \frac{Q_{dis}}{A} = 1.10\ m/s \approx \frac{Vs^2}{2g} = \mathbf{0.06\ m}$$

Presión de vapor.

Para una temperatura de 25.00 °C

Según las tablas tiene una presión de vapor de 0.18 m

$CNPS_d$ = **8.88 m** Según lo indicado por el fabricante $CNPS_d$ = **2.50 m**

La diferencia entre el valor disponible y el valor requerido es de 6.38 m y el valor mínimo es de 0.5 m. Por lo tanto, no hay riesgo de cavitación por presión de succión

8. Golpe de Ariete

El golpe de ariete es una gran fuerza destructiva que puede presentarse en cualquier sistema de bombeo, cuando en este el caudal (gasto) cambia repentinamente de un momento a otro cualquiera que sea la causa.

Clase de Tubería Tuberia PVC RED 21 RDE 21

Resistencia Máxima a la Presión del Agua = 140.60 m.c.a

Diámetro de la tubería de impulsión = 3.00'' ≈ 0.076 m

Diámetro externo = 88.90 mm

Espesor de la pared del tubo (e) = 4.24 mm ≈ 0.0042 m

Diámetro interno real (d) =	80.42 mm	≈	0.0804	m
Modulo de elasticidad del Material (E) =	2.81E+09 N/m2			
Modulo de elasticidad del Agua (K) =	2.06E+09 N/m2			
Densidad del Agua (p) =	1000 Kg/m3			
Constante de Gravedad (g) =	9.81 m/s			
Longitud de la Tubería (L) =	61.39 m			
Velocidad del agua en la Tubería (V) =	1.10 m/s			
Diferencia de nivel (ΔH) =	-0.28 m			

Luego:

La velocidad de propagación de onda será:

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho * \left(\frac{1}{K} + \frac{d}{e * E}\right)}}$$

Entonces a= **370.17 m/s**

El tiempo de propagación de la onda igual al tiempo de cierre instantáneo se calcula como:

$$T_C = \frac{2 * L}{a}$$

Entonces T_C = **0.3 seg**

Obtenidos estos datos podremos calcular la carga por sobrepresión en m.c.a:

$$\Delta H_a = \frac{V * a}{g}$$

Entonces ΔH_a = **41.51 m**

Entonces la presión máxima en el punto mas bajo del eje de la tubería será:

$$P_{max} = \Delta H + \Delta H_a$$

Entonces P_{max} = **41.23 m.c.a** Cumple

Con lo que podremos concluir que la clase seleccionada para la tubería para las condiciones de trabajo es la correcta; coincidiendo con las especificaciones técnicas y parámetros de diseño planteados en el estudio ya que la resistencia máxima de presión de agua no superará los 140.60 m.c.a como se observa en los resultados de sobrepresión por efecto del golpe de ariete.

Esta tubería soportara sin problemas la sobrepresión por efecto del golpe de ariete sin la necesidad de instalar accesorios de seguridad complementarios o válvulas contrapresión elevando el costo total de inversión.

1.3. OPTIMIZACIÓN SISTEMA DE POTABILIZACIÓN DE AGUA CRUDA CORREGIMIENTO DE CAMPO BONITO

El sistema de potabilización de agua potable está compuesto por un una torre de aireación las cuales nos permite mejorar la calidad del agua mediante la eliminación de compuestos volátiles y la oxidación de metales disueltos. Su funcionamiento se basa en la caída del agua a través de bandejas perforadas, lo que favorece la eliminación de sulfuro de hidrógeno (causante de olores y sabores no

deseados) y la oxidación de hierro y manganeso, luego pasa al sistema fisicoquímico (Electrocoagulación – Libre de Químicos), compacto para la floculación, sedimentación clarificación y filtración del agua. Dentro del sistema físico químico el agua se conduce a la zona de mezcla rápida, cuya función es la de mezclar de manera rápida y homogénea las partículas de Aluminio desestabilizando las partículas coloidales que dan al agua la turbiedad y el color, el estabilizador de pH se utiliza cuando el pH del agua alcanza valores inferiores a 6.5., la floculación Consiste en la aglomeración de las partículas coloidales, las cuales aumentan de tamaño y por consiguiente de peso, formando grumos llamados flóculos. Este proceso se desarrolla de una manera lenta con el fin de evitar el rompimiento de los flóculos formados, luego pasa a un sedimentador, la cual tendrá la como función de permitir la decantación de los flóculos, diseñada bajo las condiciones de sedimentación acelerada de flujo ascendente, utilizando para esto placas construidas en ABS inclinados a 60º permitiendo una velocidad de Sedimentación entre 5-6 m³/m²/hora, de aquí pasa al sistema de filtración existente, las cuales tendrán la función de eliminar los sólidos suspendidos y los flóculos que hayan podido pasar del sedimentador y que no alcanzaron a ser decantados en el mismo. Está compuesto por un filtro rápido de flujo descendente. Este filtro está compuesto por arenas de diferentes granulometrías; La velocidad de filtración varía entre 8 a 12 m³/m²/hora.

Optimización de la planta de tratamiento de agua potable del corregimiento de Campo Bonito

PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE DE 1.50 LPS

Parámetros de diseño

Periodo de Diseño	=	**25 Años**		
Caudal de diseño PTAP (Qd)	=	**1.50 l/s** **0.0015 m3/s** **5.40 m3/h** **129.60 m3/día**		
Temperatura del agua (T)	=	**25.00 °C**		
Peso específico del agua (ϒ)	=	9778.50 N/m3	≈	997.13 Kg/m3
Viscosidad Dinámica (μ)	=	8.910E-04 N*s/m2		
Viscosidad Cinemática (v)	=	8.940E-07 m2/s		
Densidad (ρ)	=	997.00 Kg/m3		
Gravedad (g)	=	9.81 m/s2		

1. DISEÑO SISTEMA DE AIREACIÓN

1.1. TORRES DE BANDEJAS AIREACIÓN

Carga superficial (CH)	=	500.00 m/día	OK Cumple
Separación entre Bandejas (Y)	=	**0.30 m**	OK Cumple

Dimensiones del sistema de Aireación

Área total de bandejas	$At = \frac{Qd}{CH}$	=	0.2592 m2

Número de bandejas (Nb) = **5.00 Unidad (s)** OK Cumple

área de cada bandeja (Ab) $Ab = \frac{At}{n}$ = 0.259 m2

La bandeja será cuadrada, por lo tanto las dimensiones son:

Ancho (A) = 0.51 m ≈ **0.51 m**

Largo (B) = 0.51 m ≈ **0.51 m**

Alto (H) = **0.20 m** OK Cumple

Se verifica que con una longitud de **0.40 m** por cada lado cumpla con la carga hidráulica

Ab = 0.160 m2

At = 0.80 m2

CH = 810.00 m/día OK Cumple

El Tiempo de exposición se calcula por medio de la ecuación de Caída Libre, teniendo en cuenta que la velocidad inicial o a la salida de cada bandeja es 0:

$y = \frac{gt^2}{2}$ Luego t = 1.24 seg

Tiempo de contacto requerido para remoción de contaminantes, se presentan en la siguiente tabla; fuente: LOZANO RIVAS, William Antonio. LOZANO BRAVO, Guillermo. Potabilización del agua. Bogotá D.C.: Universidad Piloto De Colombia, 2015., 108 p. ISBN 9789588957180

Objetivo	**Tiempo Mínimo de contacto (s)**
Remoción de CO_2	0.7 - 1.0
Remoción de compuestos orgánicos volátiles (olor y sabor)	1.0 - 1.5
Remoción de H_2S	1.5 - 2.0
Absorción de O_2	0.4 - 0.6

Diseño de los orificios por donde pasara el agua:

Diámetro de orificios 6.00 mm OK Cumple

Separación entre orificios 2.50 cm

Altura de la lámina de agua en el interior de la bandeja 12.00 cm

Caudal total de la torre de aireación Q= 0.037 l/s

Numero de Orificios No= **41.00 orificios por bandeja**

Espacio entre orificios (Eo) = 0.08 m ≈ 8.00 cm

Borde libre Bl= 2,25 cm por cada lado

Se determinó la velocidad de desalojo del agua por los orificios de las bandejas de la siguiente forma

$$A_0 = n\pi\frac{d^2}{4}$$ = 0.0012 m2

$$V_0 = \frac{Q_d}{A_0}$$ = 1.25 m/s

Volumen de cada bandeja = 0.0518 m3

Tiempo de retención por bandeja = 0.010 horas

Tiempo de retención torre de aireación = 0.002 horas

2. CÁMARA DE ELECTROCUAGULACION

Parámetros de diseño

Tiempo de Retención (Tr) = 240.00 seg OK Cumple

Velocidad de Garganta (Vg) = 2.00 m/s2

Velocidad efluente (Ve) = 0.06 m/s2

Resultados Cámara de Electrocuagulacion

Volumen cámara de mezcla (Vm) = 0.36 m3

Ancho del canal (W) = 0.50 m

Alto del canal (H) = 0.45 m

Altura del agua en el canal (Ha) = 0.40 m

Perdidas de energía (hf) = 0.042 m

Área del canal (Ace) = 0.90 m2

Longitud del canal (L) = 0.60 m

Numero de Froude (Ha/W) = 0.80 OK Cumple

Área entrada en el canal (Aec) = 0.0008 m2

Área salida del canal (As) = 0.0250 m2

Gradiente de velocidad (G) = $G = \gamma * hf/\mu * Tr$ = 1920.58 S-1 OK Cumple

2.1. Gradiente (G1) de velocidad en la Cámara de Mezcla

Gradiente de velocidad (G1) = 1920.58 S-1

Creciente de Darcy (f) = 0.02

Radio hidráulico del canal (R/H) = 1.25 m

Velocidad 1 (V1) = $$V_1 = \sqrt{\frac{G}{\sqrt{\gamma/\mu} * \sqrt{0.5 * g} * \left(\sqrt{\frac{f}{RH}}\right)^3}}$$

Velocidad 1 (V1) = 18.55 m/s

Area de la camara (Acm) = 0.00008 m2

Longitud (L1) = 0.0016 m ≈ 1.60 mm

Diámetro (Ø) = 0.010 m ≈ 0.39''

2.2. Gradiente (G2) de velocidad en la Cámara de Mezcla

Gradiente de velocidad (G2) = 1620.58 S-1

Creciente de Darcy (f) = 0.02

Radio hidráulico del canal (R/H) = 1.25 m

Velocidad 2 (V2) = 17.04 m/s

Area de la camara (Acm) = 0.00009 m2

Longitud (L2)	=	0.0018 m	≈	1.80 mm
Diámetro 2 (Ø2)	=	0.011 m	≈	0.43''

2.3. Gradiente (G3) de velocidad en la Cámara de Mezcla

Gradiente de velocidad (G3)	=	1620.58 S-1		
Creciente de Darcy (f)	=	0.02		
Radio hidráulico del canal (R/H)	=	1.25 m		
Velocidad 3 (V3)	=	17.04 m/s		
Area de la camara (Acm)	=	0.00009 m2		
Longitud (L3)	=	0.0018 m	≈	1.80 mm
Diámetro 3 (Ø3)	=	0.011 m	≈	0.43''

3. DISEÑO DEL FLOCULADOR TIPO ALABAMA FLUJO ASCENDENTE

Parámetros de diseño

Tiempo de Retención (Tr)	=	40.00 min 2400.00 seg	OK Cumple ≈	 0.67 horas
Volumen del Floculador (Vf)	=	3.62 m3		
Ancho del Floculador (Wf)	=	2.40 m		
Altura de Floculador (Hf)	=	1.80 m		
Altura del agua en el canal (Ha)	=	1.68 m		
Perdidas de energia (hf)	=	0.12 m		
Area del canal (Acf)	=	2.15 m2		
Longitud del canal (Lc)	=	0.90 m		

3.1. Gradiente (G1 y G2) de Velocidad en el Floculador

Gradiente de velocidad (G1)	=	$G = \sqrt{\gamma * hf/\mu * Tr}$	
G1	=	70.00 S-1	OK Cumple
Creciente de Darcy (f)	=	0.02	
Radio hidráulico del canal (R/H)	=	1.33 m	
Velocidad Floculador 1 (VF1)	=	3.38 m/s	
Area (A1)	=	0.00044 m2	
Longitud (L1)	=	0.0044 m	≈ 4.40 mm
Diámetro 1 (Ø1)	=	0.024 m	≈ 0.94''

3.2. Gradiente (G3) de Velocidad en el Floculador

Gradiente de velocidad (G3)	=	60.00 S-1	OK Cumple
Creciente de Darcy (f)	=	0.02	
Radio hidráulico del canal (R/H)	=	1.33 m	
Velocidad Floculador 3 (VF3)	=	3.13 m/s	
Area (A3)	=	0.00048 m2	
Longitud (L3)	=	0.0048 m	≈ 4.80 mm
Diámetro 3 (Ø3)	=	0.025 m	≈ 0.98''

3.3. Gradiente (G4) de Velocidad en el Floculador

Gradiente de velocidad (G4)	=	50.00 S-1	OK Cumple
Creciente de Darcy (f)	=	0.02	
Radio hidráulico del canal (R/H)	=	1.33 m	
Velocidad Floculador 4 (VF4)	=	2.86 m/s	

Area (A4)	=	0.00052 m2		
Longitud (L4)	=	0.0052 m	≈	5.20 mm
Diámetro 4 (Ø4)	=	0.026 m	≈	1.02''
3.4. Gradiente (G5) de Velocidad en el Floculador				
Gradiente de velocidad (G5)	=	40.00 S-1	OK Cumple	
Creciente de Darcy (f)	=	0.02		
Radio hidráulico del canal (R/H)	=	1.33 m		
Velocidad Floculador 5 (VF5)	=	2.56 m/s		
Area (A5)	=	0.00059 m2		
Longitud (L5)	=	0.0059 m	≈	5.90 mm
Diámetro 5 (Ø5)	=	0.027 m	≈	1.06''
3.5. Gradiente (G6) de Velocidad en el Floculador				
Gradiente de velocidad (G6)	=	30.00 S-1	OK Cumple	
Creciente de Darcy (f)	=	0.02		
Radio hidráulico del canal (R/H)	=	1.33 m		
Velocidad Floculador 6 (VF6)	=	2.21 m/s		
Area (A6)	=	0.00068 m2		
Longitud (L6)	=	0.0068 m	≈	6.80 mm
Diámetro 6 (Ø6)	=	0.029 m	≈	1.14''
4. SEDIMENTADOR				
Parámetros de diseño				
Tiempo de Retencion (Tr)	=	20.00 min 1200.00 seg	OK Cumple ≈	0.33 horas
Carga hidráulica superficial (CHS)	=	120.00 m3/m2/d	OK Cumple	
Tasa de desborde (Td)	=	12.00 m3/h*m	OK Cumple	
3.1. Diseño del Sedimentador				
Volumen del Sedimentador (V)	=	1.78 m3		
Ancho del Sedimentador (W)	=	**2.40 m**		
Altura del Sedimentador (H)	=	**1.60 m**		
Perdida de Energia (hf)	=	0.12 m		
Altura del agua en el canal (Ha)	=	**1.48 m**		
Area del canal (Acs)	=	1.20 m2		
Longitud del canal (Lc)	=	**0.50 m**		
Longitud del borde canaletas (Lb1)	=	**0.23 m**		
Numero de Canaletas (Nc)	=	1.06 Unidad (s)	≈	**2.00 Unidad (s)**
Caudal por canaleta (Qc)	=	0.75 l/s		
Separación de orificios (e)	=	**0.15 m**		
Numero de Orificios No	=	**6.67 Unidad (s)**		
Caudal de los orificios (Qo)	=	0.11 l/s		
5 DISEÑO SISTEMA DE FILTRACIÓN				
5.1. SISTEMA DE FILTRACIÓN RÁPIDA				
Parámetros de diseño				

Número de módulos	=	0.50 Unidad (s)		≈	**3.00 Unidad (s)**
Caudal de diseño PTAP	=	0.50 l/s		≈	0.0005 m3/s

Geometría filtros

Diámetro de cada filtro ($Ø_F$)	=	**0.40 m**		
Área total de filtración (A_f)	=	0.13 m2		
Tasa de filtración (T_f)	=	332.31 m3/m2/d		OK Cumple
Largo de cada filtro (L_f)	=	**0.17 m**		
Velocidad asentamiento (Vs)	=	0.11 m/s		
Velocidad de Lavado a 20°C (V_1)	=	0.01 m/s		
Velocidad de Lavado a 25°C (V_2)	=	0.01 m/s	≈ 0.69 m/min	Ok Cumple