

ESTUDIO PARA LA OPTIMIZACIÓN DE LOS DISEÑOS EXISTENTES EN LA
PLANTA DE TRATAMIENTO PARA LA POTABILIZACIÓN DEL AGUA
UBICADA EN EL MUNICIPIO DE ARBELÁEZ, CUNDINAMARCA

CHRISTIAN ALBERTO MESA GARCÍA
ANDRÉS SANTIAGO PARRA DAZA
CRISTIAN ADOLFO ROLDÁN BELTRÁN

UNIVERSIDAD LA GRAN COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERÍA
HIDROTÉCNIA
BOGOTÁ D.C
2015

ESTUDIO DE OPTIMIZACIÓN DE LOS DISEÑOS EXISTENTES EN LA
PLANTA DE TRATAMIENTO PARA LA POTABILIZACIÓN DEL AGUA
UBICADA EN EL MUNICIPIO DE ARBELÁEZ, CUNDINAMARCA

CHRISTIAN ALBERTO MESA GARCÍA
ANDRÉS SANTIAGO PARRA DAZA
CRISTIAN ADOLFO ROLDÁN BELTRÁN

TRABAJO DE GRADO PARA OPTAR POR EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

ASESOR DISCIPLINAR
INGENIERO HÉCTOR FABIO ARCILA TORRES
ASESOR METODOLÓGICO
LICENCIADA LAURA MILENA CALA CRISTANCHO

UNIVERSIDAD LA GRAN COLOMBIA
FACULTAD DE INGENIERÍA
HIDROTÉCNIA
BOGOTÁ D.C.
2015

CONTENIDO

pág.

1.	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	20
2.	ANTECEDENTES	21
3.	JUSTIFICACIÓN	24
4.	OBJETIVOS	25
4.1	OBJETIVO GENERAL.....	25
4.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	25
5	MARCO REFERENCIAL	26
5.1	MARCO CONCEPTUAL.....	26
5.2	MARCO TEÓRICO.....	26
5.2.2	Características físicas del agua.....	27
5.2.3	Características químicas	27
5.2.4	Características microbiológicas	29
5.2.5	Plantas convencionales.....	30
5.2.5.1	Tamizado.....	31
5.2.5.2	Sedimentación.....	31
5.2.5.3	Coagulación.....	31
5.2.5.4	Filtración.....	32
5.2.5.5	Desinfección	34
5.2.5.5.1	Cloración	34
5.3	MARCO GEOGRÁFICO	35
5.4	MARCO LEGAL.....	37
5.4.1	DECRETOS NACIONALES:.....	37
6	METODOLOGÍA.....	39
6.1	ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN	39
6.2	TIPO DE INVESTIGACIÓN	39
7.	RESULTADOS Y DISCUSION	40
7.1.	DESCRIPCIÓN DE LA PLANTA PARA LA POTABILIZACIÓN DE AGUA UBICADA EN EL MUNICIPIO DE ARBELÁEZ, CUNDINAMARCA.....	41
7.1.1.	Afluente	41
7.1.2.	Captación	42

7.1.3.	Desarenación	44
7.1.4.	Coagulación.....	46
7.1.5.	Floculación	47
7.1.6.	Sedimentación.....	49
7.1.7.	Filtración	50
7.1.8.	Desinfección	51
7.1.9.	Tanques de almacenamiento	52
7.2.1.	Coagulación.....	54
7.2.2.	Floculación	60
7.2.3.	Sedimentación.....	62
7.2.4.	Filtración	65
7.2.5.	Desinfección	68
7.2.7.	Resultados de las características físico-químicas para el análisis del agua	70
7.3.	PROPUESTA DE DISEÑO Y OPTIMIZACIÓN PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE POTABILIZACIÓN DEL AGUA UBICADA EN EL MUNICIPIO DE ARBELAEZ CUNDINAMARCA	73
7.3.1.	Determinación del nivel de complejidad del sistema y proyección de la población.....	73
7.3.1.1.	Calculo de la población	73
7.3.1.2.	Proyección de la población.....	76
7.3.2.	Coagulación.....	80
7.3.2.1.	Determinación de la dosis óptima de coagulante (Test de Jarras) ...	80
7.3.2.2.	Diseño de la canaleta Parshall	86
7.3.3.	Floculación	97
7.3.4.	Sedimentación.....	109
7.3.5.	Filtración	118
7.3.6.	Desinfección	144
7.3.7.	Tanques de almacenamiento	146
8.	CONCLUSIONES.....	154
9.	RECOMENDACIONES	156
10.	BIBLIOGRAFIA.....	157

LISTA DE TABLAS

pág.

Tabla 1. Programas, subprogramas y proyectos	21
Tabla 2. Programas en agua potable y saneamiento básico ambiental.....	22
Tabla 3. Resumen del proceso de potabilización del agua.....	35
Tabla 4. Dimensiones típicas de medidores Parshall (cm)	56
Tabla 5. Valores del exponente n y del coeficiente k.	57
Tabla 6. Valores del tiempo de retención medido directamente	61
Tabla 7. Valores recomendados de G y t.....	62
Tabla 8. Cargas superficiales típicas en sedimentadores convencionales	63
Tabla 9. Granulometría de la arena usada en el lecho mixto.....	67
Tabla 10. Granulometría típica para un lecho mixto	68
Tabla 11. Resultados de laboratorio para análisis de agua rio Guavio	70
Tabla 12. Resultados de laboratorio para análisis de agua tanques de almacenamiento.....	70
Tabla 13. Comparación entre los resultados obtenidos en el análisis de agua potable con los valores máximos permitidos por la normatividad vigente.....	71
Tabla 14. Datos de la población en el casco urbano del municipio de Arbeláez Cundinamarca.....	73
Tabla 15. Métodos de cálculo permitidos según el nivel de complejidad del sistema	73
Tabla 16. Tasa de crecimiento de población por el método aritmético	74
Tabla 17. Tasa de crecimiento de población por el método geométrico	75
Tabla 18. Tasa de crecimiento de población por el método Exponencial	75
Tabla 19. Período de diseño según el nivel de complejidad del sistema	76
Tabla 20. Proyección de la población de Arbeláez para el año 2040	76
Tabla 21. Población de diseño con el aumento de la población flotante.....	77
Tabla 22. Dotación neta según el nivel de complejidad del sistema.....	78
Tabla 23. Calculo de las dotaciones (neta y bruta) y caudales de diseño	79
Tabla 24. Valores de turbiedad inicial y final, pH y cantidad de coagulante (ensayo de jarras)	86
Tabla 25. Valores para determinar el ancho de garganta W en función del caudal	87
Tabla 26. Valores de G, de acuerdo a las zonas del floculador	100
Tabla 27. Viscosidad cinemática del agua a diferentes temperaturas	110
Tabla 28. Combinaciones de lechos de arena – antracita que se comportan bien en el lavado y producen adecuada intermezcla	121
Tabla 29. Valores del coeficiente C	122
Tabla 30. Características para la grava de soporte	124
Tabla 31. Calculo de la expansión del lecho de arena.....	126
Tabla 32. Valores de α y m	127

Tabla 33. Valores de β y θ	128
Tabla 34. Cálculo de expansión del lecho de antracita.....	130
Tabla 35. Diámetro promedio y porcentaje retenido para la arena	139
Tabla 36. Diámetro promedio y porcentaje retenido para la antracita.....	140
Tabla 37. Valores de log para diferentes tratamientos.....	145
Tabla 38. Valores estimados para la inactivación de quistes de Giardia con cloro libre a 15°C	146
Tabla 39. Valores estimados para la inactivación de quistes de Giardia con cloro libre a 20°C	146
Tabla 40. Distribución de consumo horario.....	147
Tabla 41. Determinación del consumo y suministro de 24 horas.....	148
Tabla 42. Constante de la capacidad del tanque de almacenamiento.....	151

LISTA DE FIGURAS

Pág.

Figura 1. Proceso de Coagulación – Flocculación – Sedimentación y Filtración.	
.....	32
Figura 2. Proceso de filtración	33
Figura 3. Mapa de cuencas hidrográficas al occidente de Cundinamarca.....	36
Figura 4. Sedimentadores horizontales con geometría rectangular	49
Figura 5. Dimensiones de la canaleta Parshall	55
Figura 6. Diseño de floculador de flujo horizontal	108
Figura 7. Diseño de sedimentador 1 y 2 de alta tasa. Vista en planta	113
Figura 8. Diseño de sedimentador 1 y 2 de alta tasa. Vista en perfil	113
Figura 9. Diseño de sedimentador 1 y 2 de alta tasa. Detalle de placa	113
Figura 10. Diseño de sedimentador 3 de alta tasa. Vista en planta	117
Figura 11. Diseño de sedimentador 3 de alta tasa. Vista en perfil	117
Figura 12. Diseño de sedimentador 3 alta tasa. Detalle de placas	118

LISTA DE DIAGRAMAS

	Pág.
Diagrama 1. Marco conceptual	26
Diagrama 2. Proceso básico de potabilización del agua.....	30

LISTA DE FOTOGRAFIAS

Pág.

Fotografía 1. Imagen satelital de la planta de tratamiento para la potabilización de agua.....	36
Fotografía 2. Rio Guavio tramo de captación.	41
Fotografía 3. Medición de rejillas en la bocatoma.....	42
Fotografía 4. Rejillas con presencia de corrosión	42
Fotografía 5. Ausencia de varillas en rejillas.....	43
Fotografía 6 Cámara de recolección	43
Fotografía 7. Muro lateral y cámara de recolección de la bocatoma de fondo..	44
Fotografía 8. Canal de entrada y vertedero de excesos	45
Fotografía 9. Desarenador	45
Fotografía 10. Canaleta Parshall	47
Fotografía 11. Floculador hidráulico de flujo horizontal en operación	48
Fotografía 12. Floculador hidráulico fuera de servicio	48
Fotografía 13. Tabiques con desgaste en la parte superficial permitiendo el flujo	49
Fotografía 14. Sedimentadores.....	50
Fotografía 15. Filtro de mayores dimensiones.....	51
Fotografía 16. Proceso de cloración	52
Fotografía 17. Tanques de almacenamiento	53
Fotografía 18. Ductos de aireación en tanques de almacenamiento	53
Fotografía 19. Escotilla utilizada como aireación en tanque de almacenamiento	54
Fotografía 20. Paneles con roturas en las esquinas.....	61
Fotografía 21. Estructura vista exterior agrietada, filtración de agua, presencia de musgo	63
Fotografía 22. Estructura vista exterior agrietada, filtración de agua, presencia de musgo	66
Fotografía 23. Tester manual para medición de PH y Cloro en el proceso de desinfección	69
Fotografía 24. Aparato agitador para la prueba de jarras con iluminación en la base	80
Fotografía 25. Vasos de precipitados (jarras) 1000 ml	81
Fotografía 26. Sulfato de aluminio Tipo B.....	81
Fotografía 27. Mezcla de agua destilada y coagulante	82
Fotografía 28. Inicio de mezclado con el floculador digital.....	83
Fotografía 29. Recipientes de 100 mililitros con la solución	83
Fotografía 30. Recipiente con solución de 15 mg.....	83
Fotografía 31. Recipiente con solución de 10 mg.....	84
Fotografía 32. Lavado de recipientes.....	85
Fotografía 33. Inicio de mezcla en floculador digital	85

Fotografía 34. Partículas coloidales aglutinadas después del ensayo	85
Fotografía 35. Medición de turbiedad usando el turbidímetro (muestra 5)	86

LISTA DE GRAFICAS

Grafica 1. Longitud del resalto en términos de la altura h_2	90
Grafica 2. Características granulométricas del lecho de arena escogida	122
Grafica 3. Características granulométricas de los lechos escogidos	123
Grafica 4. Curvas de distribución horaria de consumo.	147
Grafica 5. Grafico del volumen superficial del tanque	149

LISTA DE ANEXOS

Anexo 1. Plano actual de la planta de potabilización	160
Anexo 2. Resultados de las características físico químicas del agua	161
Anexo 3. Plano de canaleta Parshall	162
Anexo 4. Plano de Floculador	163
Anexo 5. Planos de sedimentadores	164
Anexo 6. Plano de filtros	165
Anexo 7. Plano de tanques de almacenamiento	166

GLOSARIO

ADUCCIÓN: componente hidráulico a través del cual se transporta agua cruda, ya sea a presión o a flujo libre.

AFLUENTE: agua residual o cualquier otro líquido que ingrese a algún proceso de tratamiento.

ALCALINIDAD: capacidad del agua para neutralizar ácidos o aceptar protones. La alcalinidad del agua se determina por el contenido de carbonatos, bicarbonatos e hidróxidos.

BOCATOMA: estructura hidráulica destinada a captar el agua de un afluente para ser utilizada en un sistema de acueducto determinado.

CANALETA PARSHALL: elemento hidráulico primario con una amplia gama de aplicaciones para medir el caudal en canales abiertos.

CAPTACIÓN: punto o puntos de origen de las aguas para un abastecimiento, así como las obras de diferente naturaleza que deben realizarse para su recogida.

CARBONO ORGANICO TOTAL (COT): cantidad de carbono unido a un compuesto orgánico y se usa como indicador no específico de calidad del agua.

CARGA ORGANICA: producto de la concentración media de la demanda bioquímica de oxígeno (DBO) por el caudal medio determinado en el mismo sitio; expresado en kilogramos por día (Kg/d).

CARGA SUPERFICIAL: relación entre el caudal y el área superficial de una determinada estructura hidráulica ($\text{m}^3/\text{m}^2.\text{día}$).

CAUDAL: cantidad de fluido, medido en volumen que se mueve en una unidad de tiempo por un afluente.

CAUDAL MEDIO DIARIO (Qmd): es el caudal medio calculado para la población proyectada, teniendo en cuenta la dotación bruta asignada. Corresponde al promedio de los consumos diarios en un periodo de un año.

CAUDAL MAXIMO DIARIO (QMD): corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas durante un periodo de un año.

CAUDAL MAXIMO HORARIO (QMH): consumo máximo registrado durante una hora en un periodo de un año sin tener en cuenta el caudal de incendio.

COLORO: elemento químico de símbolo Cl y número atómico 17. Es un elemento usado como desinfectante para la depuración del agua. En el cuerpo humano participa en el mantenimiento del equilibrio ácido-base.

COAGULANTE: en el caso del tratamiento del agua es una sustancia química que permite desestabilizar partículas contaminantes y agruparlas para su extracción.

COLOIDES: solidos que no se disuelven y permanecen dispersos en un líquido por largo tiempo debido a su diámetro microscópico y a la presencia de una carga eléctrica superficial.

CONDUCCIÓN: conjunto de tuberías dispuestas para transportar un fluido.

DESARENADOR: es una estructura hidráulica que tiene como función remover las partículas de cierto tamaño que la captación de una fuente superficial permite pasar.

DESINFECCIÓN: proceso físico o químico que permite la eliminación o destrucción de los organismos patógenos presentes en el agua.

DOTACIÓN BRUTA: es la cantidad máxima de agua requerida para satisfacer las necesidades básicas de un habitante o población.

ENSAYO DE JARRAS: ensayo de laboratorio en el que se simula las condiciones que se realizan los procesos de oxidación química, coagulación, floculación y sedimentación en una planta de tratamiento.

FLOCULACIÓN: aglutinación de partículas inducida por una agitación lenta de la suspensión coagulada.

FLOCULOS: unidad ecológica y estructural del lodo activo, y constituye el núcleo alrededor del cual se desarrolla el proceso de depuración biológica.

GRANULOMETRÍA: medición y gradación que se lleva a cabo de los granos de una formación sedimentaria.

LECHO FILTRANTE: estructura compuesta por grava arena y antracita utilizado para retener y permitir la percolación de sedimentos del agua.

LÍNEA DE ADUCCIÓN: es el tramo de tubería destinado a conducir los caudales de agua desde la obra de captación hasta el depósito regulador o la planta de tratamiento.

MEZCLA LENTA: agitación suave del agua con los coagulantes con el fin de favorecer la formación de los floculos.

MEZCLA RAPIDA: agitación acelerada la cual produce dispersión instantánea de un producto químico en una masa de agua.

MICROORGANISMOS PATÓGENOS: son seres vivos diminutos que provocan serias consecuencias y perjuicios contra la salud, en oportunidad de estar bajo agua sin ningún tratamiento.

NUMERO DE FROUDE: relación entre las fuerzas inerciales y la fuerza de gravedad.

$$Fr = V^2 / (L * g)$$

Donde V es la velocidad, L la longitud y g la constante de aceleración de la gravedad.

NUMERO DE REYNOLDS: relación entre las fuerzas inerciales y las fuerzas de fricción.

$$Re = \rho * V * l / \mu$$

Donde ρ es la densidad, V la velocidad, L la longitud y μ la viscosidad absoluta del agua.

OPTIMIZACIÓN: se dice que es la acción de mejorar los procesos de operación para así obtener la mejor calidad del agua.

PERCOLACIÓN: es el paso del agua por los intersticios de materiales porosos.

PERIODO DE DISEÑO: tiempo para el cual se diseña un sistema o los componentes del mismo, en el cual su capacidad permite atender la demanda proyectada para este tiempo determinado.

POBLACIÓN BACTERIANA: conjunto de microorganismos unicelulares, sin núcleo definido por una membrana los cuales causan enfermedades a los seres humanos.

POBLACIÓN FLOTANTE: cantidad de personas de alguna localidad que no reside permanentemente en ella y que la habita por un tiempo corto ya sea por razones de trabajo, turismo o alguna actividad temporal.

pH: logaritmo con signo negativo el cual brinda la concentración de iones de hidrogeno en moles por litro.

RESALTO HIDRÁULICO: es el cambio de una corriente hidráulica pasando de una velocidad supercrítica a subcritica.

SEDIMENTACIÓN: proceso en el cual los sólidos suspendidos en el agua se decantan por gravedad.

SISTEMA DE POTABILIZACIÓN: proceso al que se es sometida el agua para que sea apta para el consumo humano.

SOLIDOS DISUELTOS: mezcla de un sólido (soluto) en un líquido solvente en forma homogénea.

SOLUBILIDAD: capacidad de una sustancia de mezclarse homogéneamente en un solvente para las condiciones de presión y temperatura específica.

TIEMPO DE RETENSION HIDRAULICA: tiempo medio teórico que se demoran las partículas de agua en un proceso de tratamiento, se expresa como la razón entre caudal y volumen útil.

TURBIEDAD: propiedad óptica del agua basada en la medida de luz reflejada por las partículas en suspensión.

VERTEDERO: vertedero hidráulico de rebose de un líquido.

RESUMEN

El presente trabajo de grado muestra el estudio de optimización de los diseños que existen en la planta de tratamiento para la potabilización del agua ubicada en el municipio de Arbeláez Cundinamarca; estudio realizado con el fin de tener certeza de la eficiencia operacional que tienen las unidades hidráulicas dentro del sistema de potabilización después de más de setenta años de servicio sin recibir modificaciones o ampliaciones de consideración para mejorar las condiciones de la planta.

Descripción.

Para esta etapa, se llevó a cabo una descripción detallada de los procesos con los que cuenta la planta, desde el afluente donde es captado el agua cruda así como también el funcionamiento, estado físico y dimensionamiento de las estructuras que conforman cada proceso.

Evaluación.

En esta etapa, cada proceso fue evaluado teniendo en cuenta los reglamentos y condiciones que se exigen en el RAS 2000 y en la resolución 2115 de 2007, así como también las condiciones físicas que presenta cada estructura.

Teniendo en cuenta el caudal actual de entrada de la planta, se procedió a realizar chequeos hidráulicos basados en referencias bibliográficas. Lo anterior con el fin de obtener valores exactos de la capacidad y funcionalidad hidráulica de cada una de las unidades que componen el proceso de potabilización. A partir de esto se tuvo una evaluación del estado actual, como base para realizar los diseños pertinentes para la optimización.

Adicionalmente, se llevó a cabo un análisis de la calidad de agua en los laboratorios de ANALQUIM LTDA. para conocer las características físico químicas del líquido antes y después de pasar por el proceso de potabilización. Con el fin de determinar las condiciones para mejorar la calidad del agua que trata la planta.

Estudio de optimización

En esta etapa, se determinaron los parámetros fundamentales para el diseño de las unidades que optimizarían el proceso de potabilización de la planta. Lo primero que se realizó fue el cálculo de la población de diseño y de los

caudales de diseño, los cuales son el parámetro fundamental para el diseño de las estructuras hidráulicas. También fue necesario realizar un ensayo de jarras, para obtener la dosis óptima de coagulante con la que debe trabajar la planta.

De acuerdo a las fases en las que se realizó el proyecto fue necesario rediseñar todas las unidades principales (canaleta Parshall, tanques de floculación y sedimentación, y unidades de filtración) para el proceso de potabilización en la planta, teniendo en cuenta las unidades usadas actualmente y los espacios que ocupa cada una de estas, se buscó diseñar las nuevas estructuras en estos mismos espacios y con las mismas estructuras externas ya construidas. Adicionalmente se diseñaron los tanques de almacenamiento debido al cambio en el caudal y en la población de diseño calculada.

INTRODUCCION

La potabilización del agua, ha sido sin duda alguna un proceso importante para brindar un servicio óptimo en cuanto a la calidad del agua que el consumidor adquiere.

Las plantas de tratamiento para la potabilización del agua, son las encargadas de tratar el líquido mediante diferentes procesos, dependiendo del tipo de planta que esté cumpliendo su función. En la actualidad las plantas de tipo convencional, son las más utilizadas a nivel mundial, por tener una secuencia de procesos completos; este tipo de planta, empieza su función desde el afluente donde es captada el agua, para seguir por los procesos por los que es conocida, como lo son: desarenación, coagulación, floculación, sedimentación, filtración y desinfección, para que por último, el agua ya tratada sea llevada a tanques de almacenamiento y de ahí, sea abastecida a la población beneficiada.

El agua potabilizada en la planta debe cumplir con unas determinadas características tales como el pH, la turbiedad, el carbono orgánico total y la alcalinidad total además de los sistemas de control y vigilancia que se exigen en la resolución 2115 de 2007.

Las plantas de tratamiento para la potabilización del agua, tienen un periodo de diseño de 25 años, pero, muchas plantas en la actualidad han superado dicho tiempo, sin hasta el momento ser optimizadas, como se presenta en el municipio de Arbeláez en el departamento de Cundinamarca. En dicho municipio funciona una planta de tratamiento de tipo convencional desde hace más de 70 años, actualmente no se ha hecho una optimización en cada uno de sus procesos, tan solo se puso en marcha hace 10 años un nuevo sedimentador de flujo horizontal y un filtro de dos lechos filtrantes.

Esta investigación, pretende realizar un estudio de optimización en cada uno de los procesos de la planta, para que esta pueda brindar un mejor servicio al casco urbano y su estructura y funcionamiento, cumplan con los reglamentos exigidos.

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

El municipio de Arbeláez, ubicado en el Departamento de Cundinamarca cuenta con una planta para la potabilización del agua de tipo convencional, cuya captación se ubica en el río Guavio. Esta planta fue puesta en marcha en 1940 y debida a la antigüedad de la misma, hace que se presenten problemas físicos en la estructura como: fisuras en el desarenador, corrosión en la estructura de los sedimentadores y filtros, formación de capas vegetales en los tanques de almacenamiento; además de los inconvenientes hidráulicos y operacionales que existen actualmente en la planta, ya que los procesos de cloración y coagulación se hacen manualmente y de forma empírica por los operadores de la planta.

En Colombia las plantas de tratamiento para la potabilización del agua, tienen un periodo de diseño de 25 años, lo que hace prever que dicha planta no suple las necesidades de la población actual, pues no se ha hecho una mejora u optimización en los procesos que la conforman, teniendo en cuenta que Arbeláez es un municipio con crecimiento turístico, este estudio se hace aún más necesario.

Por otro lado, en épocas de invierno se desperdicia una cantidad considerable del líquido, porque la planta no tiene la capacidad para potabilizar tal cantidad de agua que se genera en esta época del año, mientras que en verano es necesario sectorizar el servicio ya que lo almacenado no suple con la demanda total para la población actual.

De acuerdo con el problema encontrado se plantea la siguiente pregunta:

¿Cuáles son las condiciones óptimas en los diseños de la planta de tratamiento para potabilizar el agua en el municipio de Arbeláez?

2. ANTECEDENTES

La investigación a llevar a cabo, se realizará teniendo en cuenta la antigüedad de la planta para la potabilización de agua del municipio de Arbeláez, en los documentos oficiales del municipio (Plan de Desarrollo Municipal 2008 – 2011 y 2012 - 2015). Se encuentran datos de la planta, tales como: *“El sistema de acueducto urbano del municipio de Arbeláez se encuentra estructurado por los componentes básicos de un sistema que opera por gravedad, como son la fuente de abastecimiento constituida por el río Guavio, líneas de aducción y conducción en dos tubos PVC de 6, en una longitud de 500 metros lineales, donde se unen y continua uno solo hasta la planta de tratamiento en una distancia aproximada de 6.500 metros. A la planta de potabilización llega un caudal medio de 19.5 litros/segundo de agua cruda. Existen cuatro tanques de almacenamiento cada uno con capacidad de 87.5 metros cúbicos y un quinto tanque ubicado en el Jardín Infantil, que tiene una capacidad de almacenamiento de 125, para un total de 475 m³ de almacenamiento”*¹. En este documento, perteneciente al gobierno municipal entre los años 2008 – 2011 se plantea en el programa de agua potable, la optimización de la planta y otros proyectos (ver tabla 1) para mejorar el servicio de agua potable. En el plan de desarrollo actual, también se contempla el mejoramiento del servicio (ver tabla 2), pero en este se plantea aparte de la optimización de la planta antigua, la reapertura de una nueva planta que se construyó recientemente, pero debido a problemas de diseño no se encuentra en operación. De lo anterior se evidencia que el gobierno municipal busca mejorar la calidad del servicio de agua potable que se presta actualmente en el municipio de Arbeláez.

Tabla 1. Programas, subprogramas y proyectos

PROGRAMA	SUBPROGRAMA	PROYECTO	META	INDICADOR	RESPONSABLE
AGUA POTABLE	PLANTAS DE TRATAMIENTO	OPTIMIZACIÓN PLANTA PRINCIPAL	TRATAR LA CANTIDAD CON CALIDAD DE AGUA QUE REQUIERE EL PERIMETRO SANITARIO	CAPACIDAD TOTAL SOBRE CAPACIDAD ACTUAL X 101	OFICINA DE SERVICIOS PÚBLICOS
		ESTABLECER SISTEMA DE MACRO MEDICIÓN	CUANTIFICAR LAS PERDIDAS INSTALANDO LOS MACROMEDIDORES	NÚMERO DE MACROMEDIDORES INSTALADOS/ NÚMERO DE MACROMEDIDORES X 100	OFICINA DE SERVICIOS PÚBLICOS
		MANTENIMIENTO Y CONSTRUCCIÓN TANQUES DE ALMACENAMIENTO	AUMENTAR LA CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO DE AGUA TRATADA	CAPACIDAD AUMENTADA / CAPACIDAD ACTUAL X 100	OFICINA DE SERVICIOS PÚBLICOS

Fuente. Archivo propio editado del Plan de Desarrollo Municipal. Municipio de Arbeláez.

¹ ALCALDÍA MUNICIPAL DE ARBELÁEZ. Plan de Desarrollo Municipal 2008 – 2011, ¡Arbeláez Viable, Compromiso de Todos! Numeral 6. Agua Potable y Saneamiento Básico, Pág. 72.

Tabla 2. Programas en agua potable y saneamiento básico ambiental.

PROGRAMAS	META DE PRODUCTO	META DE RESULTADO	LINEA BASE 2011	LINEA META 2012 - 2015	PROYECTOS
OBJETIVO ESTRATEGICO 19.	Mejorar la prestación de los servicios públicos de agua potable, alcantarillado y aseo.				Mejoramiento de PTARS y Plantas de Agua potable
PROGRAMA ESTRATEGICO 19.	Diseño, construcción y operación de infraestructura de saneamiento (PTAR). Y Plantas de Tratamiento de Agua Potable.				
Subprograma 19.1	Mejoramiento y puesta en operación de PTAR´s, Plantas de Agua Potable y reposición de redes.				
Estrategia 2: Mejoramiento de la calidad del agua para consumo humano	Garantizar el agua potable suministrada a los arbelaences mediante la optimización de las Plantas de Tratamiento Existen en el Municipio	Número de plantas de tratamiento de agua potable optimizadas y en funcionamiento en el periodo de gobierno	1	2	

Fuente. Archivo propio editado del Plan de Desarrollo Municipal. Municipio de Arbeláez.

En cuanto a investigaciones realizadas, se han tenido en cuenta como antecedentes dos trabajos de investigación, el primero de egresados de La Universidad Gran Colombia, el cual tuvo como objetivo la evaluación técnica y administrativa del sistema de potabilización de agua en la cabecera del municipio de Somondoco – Boyacá, de este se tomó como referencia la primera, tercera y quinta fase del trabajo las cuales consistían en “ *La primera es la descripción del funcionamiento de la planta de tratamiento... la tercera es el análisis de las condiciones físicas de la red de distribución... en la quinta y última etapa se definen las estrategias de mejoramiento del sistema en general* ”², referencia tomada en cuenta debido a su similitud con el diseño metodológico del proyecto de investigación que se está desarrollando.

Por último, se consultó un segundo trabajo de investigación realizado en la Universidad Católica de Colombia cuyo título es Evaluación Técnica y Optimización de la Planta de Tratamiento de Agua Potable del municipio de Girardot, más específicamente por la metodología; “*Se realizó la visita a la Planta de Tratamiento con la finalidad de obtener las muestras necesarias de agua para realizar los estudios de laboratorio pertinentes, para determinar las condiciones de la misma mediante una inspección visual y la toma de medidas requeridas para realizar los cálculos pertinentes, con el propósito de establecer el estado técnico de funcionamiento de la misma. Se realizan los laboratorios requeridos y se establecen los parámetros necesarios a modificar en la PTAP con la finalidad de optimizar los procedimientos que así lo requieran. Se establece la alternativa para el tratamiento de lodos en vista que la planta no*

² CORDERO CHÁVEZ, Diego Fernando y NOVOA VACCA, Leonardo. Evaluación técnica y administrativa del sistema de potabilización y distribución de agua en la cabecera del municipio de Somondoco – Boyacá. Trabajo de grado. Bogotá D.C. Universidad La Gran Colombia. Facultad de Ingeniería Civil 2012. pág. 34.

cuenta con dicho proceso".³ Debido a que es un proyecto similar, se tiene en cuenta como punto de comparación para realizar el estudio de optimización de la planta para la potabilización del agua del Municipio de Arbeláez, Cundinamarca.

³ CABALLERO LÓPEZ, Jorge Armando. evaluación técnica y optimización de la planta de tratamiento de agua potable del municipio de Girardot. Trabajo de grupo. Bogotá D.C. Universidad Católica de Colombia. Facultad de ingeniería Civil. 2013.

3. JUSTIFICACIÓN

En todo tipo de obras civiles el diagnóstico y la evaluación son de gran importancia, aún más cuando son estructuras que generan los procesos por los cuales se potabiliza el agua, igualmente las condiciones hidráulicas, los componentes de la planta, el periodo de diseño y otros factores a estudiar pueden presentar problemas a medida que transcurre el tiempo después del inicio de operación. Arbeláez, Cundinamarca, es el municipio escogido para realizarle dicho estudio por el número de habitantes que va aumentando con el paso del tiempo. La planta de tratamiento para la potabilización del agua se encuentra en el barrio Bella Vista ubicado exactamente en el oriente del municipio, esta funciona desde el año 1940 aproximadamente, lo que hace pensar en una evaluación de la misma para conocer el estado estructural e hidráulico en el que se encuentra en la actualidad y que servicio prestará en el futuro.

Se va a realizar este estudio para verificar el correcto funcionamiento y operación, por lo cual es necesario revisar cada uno de los componentes con los que cuenta la planta como son: captación, desarenación, coagulación, floculación, sedimentación, filtración, y control de calidad, donde solo se realizan muestras de agua ya tratada conociendo el pH y cloro contenido, lo que es insuficiente para identificar si el agua es óptima para su consumo.

La planta de tratamiento para la potabilización del agua es administrada por la Alcaldía del municipio de Arbeláez, más específicamente por la Oficina de Servicios Públicos. Al terminar la investigación se busca conocer si esta cumple con los parámetros técnicos vigentes por el Reglamento Técnico del sector de Agua Potable y Saneamiento Básico (RAS 2000), la Resolución 2115/2007, el Decreto 1575 de 2007 los cuales buscan establecer los requisitos mínimos para brindar un servicio de calidad y a partir de esto optimizar los componentes de la planta que estén generando inconvenientes con el proceso de potabilización con el fin de generar seguridad con el servicio que se presta, para que así, la comunidad goce del servicio sin inconvenientes ni retrasos

4. OBJETIVOS

4.1 OBJETIVO GENERAL

Optimizar los diseños de la planta de tratamiento para potabilizar el agua, ubicada en el municipio de Arbeláez Cundinamarca.

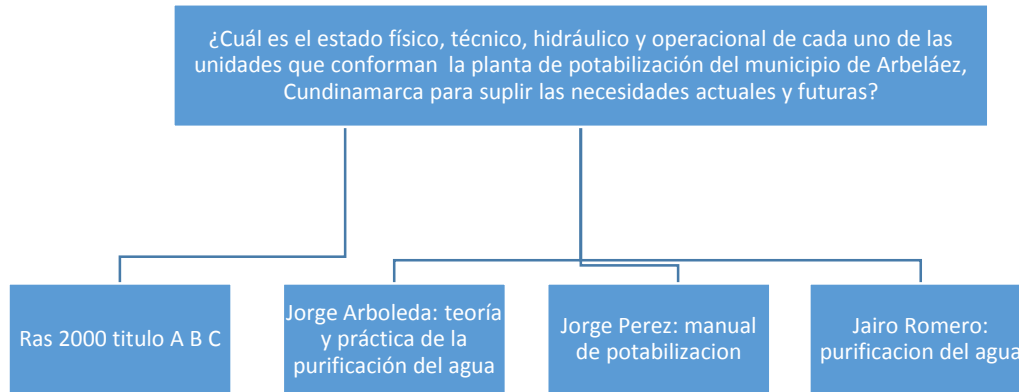
4.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Describir las condiciones físicas e hidráulicas que presenta la planta de tratamiento para potabilizar el agua, ubicada en el municipio de Arbeláez Cundinamarca.
- Evaluar el funcionamiento de cada una de las unidades y componentes de la planta de potabilización.
- Proponer los diseños hidráulicos y la capacidad de cada uno de los componentes de la planta que contribuyan a mejorar la operación de la misma.

5 MARCO REFERENCIAL

5.1 MARCO CONCEPTUAL

Diagrama 1. Marco conceptual



Fuente. Archivo propio.

5.2 MARCO TEÓRICO

Para conocer un poco más del proyecto se debe tener en cuenta algunos aspectos de gran importancia como lo son:

5.2.1 Planta de tratamiento para la potabilización del agua

El tratamiento de las aguas naturales tiene como propósito eliminar los microorganismos, sustancias químicas, características físicas y radiológicas que sean nocivos para la salud humana; el tratamiento del agua nace como consecuencia del descubrimiento de que a través de ella se puede transmitir enfermedades tales como el cólera, la anemia, el dengue, la diarrea, la hepatitis entre otras.

Normalmente las fuentes de abastecimiento de agua para las plantas de tratamiento son las llamadas fuentes superficiales que pueden ser ríos, lagos, lagunas o arroyos, un porcentaje considerable de estas fuentes de agua se encuentran contaminadas y por lo tanto deben ser tratadas para así garantizar la potabilización en cuanto a características físicas, químicas, biológicas y radiológicas⁴.

⁴ BURCHARD, Lucas. Plantas de tratamiento de agua potable;[en línea]; edición desconocida; Chile; 30 de junio de 2008; Pág. 2; tratamiento de agua; Propósito de tratamiento de aguas; <http://es.slideshare.net/lucasburcard/plantas-tratamiento-agua-potable>

Profundizando acerca de las características que garantizan la calidad del agua se tienen en cuenta las siguientes:

5.2.2 Características físicas del agua

- ✓ Turbiedad: partículas insolubles de arcilla, limo, material mineral, basuras orgánicas, plancton y otros organismos microscópicos que impiden el paso de la luz a través del agua.

La turbiedad se mide con un turbidímetro en unidades de turbiedad (unidades nefelométricas, NTU), lo más común y permitido es hasta 2 NTU.⁵

- ✓ El color: éste se origina por la presencia de materia orgánica del suelo o de los vegetales.

- Color verdadero: es el color que se origina por las sustancias orgánicas en solución o en estado coloidal, que vienen dentro del líquido en su estado natural.

- Color aparente: es el aspecto resultante de materias no naturales que se encuentran en suspensión dentro del agua, las cuales alteran la calidad de la misma.

El color se mide en unidades de color a partir de patrones de color preparados con solución madre de cloroplatinato de potasio y cloruro cobaltoso.

- ✓ Sabor y olor: se origina por la presencia de plancton, bacterias, vegetación en putrefacción, desechos domésticos o industriales. La prueba es organoléptica.

- ✓ La temperatura del agua es importante señalándose como optima entre 10 a 15 °C, se toma como se encuentre en la fuente.

5.2.3 Características químicas

Las características químicas están dadas por la presencia o ausencia de determinados elementos y son muy importantes en salud pública⁶. Los siguientes elementos se analizan habitualmente:

⁵ SISTEMAS DE AGUA POTABLE PARTICULAR. Características Del agua; [en línea]; 2007; ISSUU; Pag 13; <http://issuu.com/lucasburchard/docs/sistemas-de-agua-potable-particular>

- ✓ Arsénico: muy tóxico.
Placa leucomelanodérmica.
Cáncer de piel y pulmón.
Irritación ocular.
Encefalopatía.
- ✓ Cloruros: sabor salobre al agua.
- ✓ Cobre: sabor desagradable al agua.
- ✓ Flúor: previene la caries dental, fluorosis.
- ✓ Cromo: muy tóxico.
Cáncer broncopulmonar.
Úlcera en manos y dedos.
Epistaxis.
- ✓ Manganeso: manchas en la ropa.
Alteraciones en sabor del té y café.
Lesiones en sistema nervioso central: temblores en extremidades, lengua y parpados.
- ✓ Hierro: manchas en la ropa.
Alteraciones del sabor y olor del agua.
- ✓ Nitritos: metahemoglobinemia en niños.
- ✓ Sulfatos: efectos laxantes cuando están en exceso.
- ✓ Plomo: muy tóxico; encefalopatía (convulsiones).
Neuritis con parálisis de los músculos extensores (manos).
Temblores y calambres.
Insuficiencia renal.
Anemia, dolor abdominal severo.

⁶ PLANTAS DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE. Características químicas del agua; [en línea]; 2005; ISSUU; Pág. 8; <http://es.slideshare.net/lucasburchard/plantas-tratamiento-agua-potable>

5.2.4 Características microbiológicas

Los siguientes microbios son transmitidos por el agua:

- ✓ *Vibrio cholerae*: Bacilo anaeróbico facultativo, presenta forma de bastón y es extremadamente móvil debido a su único flagelo polar, mide entre 0.2 y 0.4 μm por 1.5 a 2.4 μm .

Este microorganismo genera en el ser humano enfermedades gastrointestinales, responsable del cólera epidémico la cual es una enfermedad infecciosa con un cuadro clínico caracterizado por vómitos y diarrea intensa, que puede llevar a la deshidratación grave⁷.

- ✓ *Salmonella typhi*: es una bacteria que se transmite por medio de alimentos o agua contaminados con materia fecal y orina de personas portadoras. Es resistente a bajas temperaturas lo que le permite transmitirse a través de alimentos conservados a bajas temperaturas.

La fiebre tifoidea o fiebre entérica es causada por *Salmonella Typhi* de la que el ser humano es el único portador. Es una enfermedad infecciosa intestinal, grave y aguda que constituye un problema severo de salud pública en casi todo el mundo, aunque su incidencia ha disminuido en países con mejores niveles de higiene y saneamiento ambiental⁸.

- ✓ *Shigella* spp: produce la shigelosis, colitis inflamatoria infecciosa aguda debida a uno de los microorganismos integrantes del género *Shigella*. Aunque con frecuencia se alude a esta enfermedad como disentería bacilar, muchos enfermos sólo tienen una ligera diarrea acuosa⁹.
- ✓ Virus hepatitis A: se encuentra sobre todo en las heces y en el agua. El virus está presente aproximadamente de 15 a 45 días antes de que ocurran los síntomas y durante la primera semana de la enfermedad¹⁰. Se puede contraer la enfermedad si se consume agua contaminada por heces que tengan el virus.

⁷ Seminario sobre Prevención y Control del Cólera (Informe) Washington D.C. 29 de abril al 3 de mayo de 1991.

⁸ Biblio web. *salmonella typhi*. [en línea]; edición desconocida; España; Fecha de publicación sábado 21 de abril de 2012; Pág. 1; <http://salmonellathyphi.blogspot.com/>

⁹ [blogspot.com. shigella spp.](http://bacteria-shigella.blogspot.com/) [en línea]; edición desconocida; Colombia; Fecha de publicación viernes 23 de noviembre de 2007; Pág. 1; <http://bacteria-shigella.blogspot.com/>

¹⁰ medlineplus. hepatitis A. [en línea]; edición adam; Colombia; Fecha de publicación desconocida; Pág. 1; <http://www.nlm.nih.gov/medlineplus/spanish/ency/article/000278.htm>

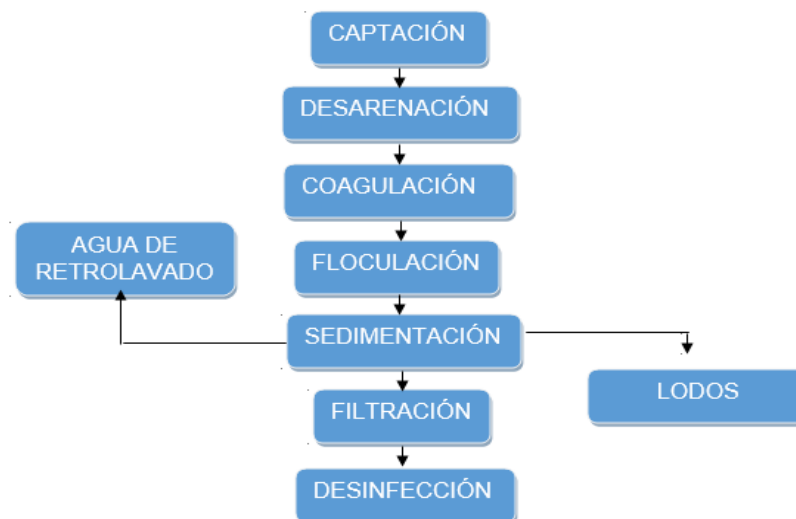
- ✓ *Salmonella* spp: enterobacteria zoonotica, capaz de producir gastroenteritis y síndrome diarreico agudo¹¹.
- ✓ *Escherichia coli* patógenas: producen enfermedades como la infección urinaria, diarreas, meningitis, gastroenteritis, entre otras.

La calidad bacteriológica del agua se determina mediante la prueba de coliformes estos son considerados como indicadores de contaminación fecal.

5.2.5 Plantas convencionales

El diseño de una planta de tratamiento para la potabilización del agua requiere conocer la composición química y física del agua a tratar ya que así se puede determinar cuáles elementos se deben eliminar y cuales adicionar¹². Proceso de potabilización del agua:

Diagrama 2. Proceso básico de potabilización del agua



Fuente. Archivo propio.

¹¹ slidehare web. salmonella spp. . [en línea]; edición desconocida; España; Fecha de publicación 24 de marzo de 2012; Pág. 3; <http://es.slideshare.net/TraviesoCarmesi/13-salmonella-spp>

¹² Dr. Lucas Burchard Señoret. Plantas de potabilización En: Slide (En línea). (10 de sep., 2013). Disponible en : <http://www.acuagyr.com/> (citado el 08 de noviembre de 2014)

5.2.5.1 Tamizado

Tiene como objetivo remover las materias de gran tamaño presentes en el agua como lo son palos, plantas y peces. Dicha extracción se hace por medio de rejillas.

5.2.5.2 Sedimentación

Tiene como objetivo remover las partículas en suspensión mediante el cual se mide la Tasa de Sedimentación Superficial (TSS) que no es más que la velocidad de sedimentación de las partículas más lentas que son 100% removidas.

5.2.5.3 Coagulación

Los coloides generalmente son estables en solución al predominar los factores estabilizantes sobre los desestabilizantes. Se entiende por estabilidad la propiedad de las partículas coloidales a permanecer en dispersión durante mucho tiempo, mientras que por inestabilidad se expresa la tendencia de dichas partículas a flocularse siempre que entren en contacto entre sí.

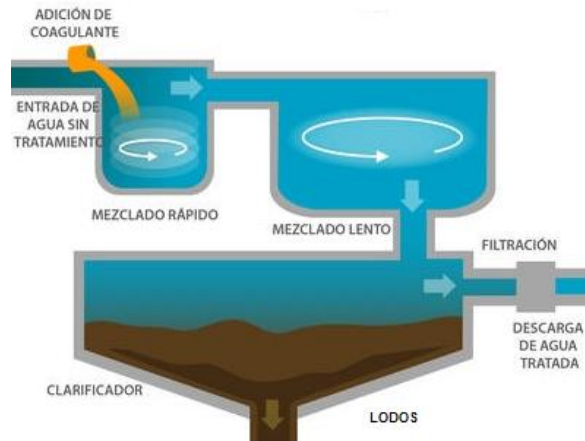
Los factores estabilizantes son las fuerzas que provocan repulsión entre las partículas como son las fuerzas electrostáticas y la propia hidratación. Los factores desestabilizantes son por el contrario las fuerzas de atracción que dan lugar a la unión. La coagulación es por tanto el proceso de desestabilización de las partículas coloidales con objeto de anular o disminuir las fuerzas de repulsión¹³.

La coagulación en el proceso de tratamiento del agua tiene por objeto preparar a las partículas dispersas en el agua (mediante la anulación de las cargas superficiales) para lograr posteriormente, mediante la floculación, otras partículas más voluminosas y pesadas que puedan ser separadas más fácilmente del agua. Se consigue mediante una difusión rápida de las sustancias coagulantes en el agua objeto del tratamiento, empleando medios de agitación rápida. Tras la neutralización de las partículas coloidales, es decir una vez conseguida la desestabilización coloidal, las partículas formadas están en disposición de aglomerarse, esta aglomeración de las partículas descargadas, ayudadas ahora por una agitación lenta, es el objetivo de la floculación. La floculación está relacionada con los fenómenos de transporte de

¹³ es.slideshare.net/NathalyRubioGonzalez/tratamiento-de-aguas-residuales-ii. [en línea]; edición desconocida; Ecuador; Fecha de publicación desconocida; Pág. 10; <http://es.slideshare.net/NathalyRubioGonzalez/tratamiento-de-aguas-residuales-ii>.

las partículas dentro del líquido, que son los que ocasionan el contacto de las partículas coaguladas¹⁴.

Figura 1. Proceso de Coagulación – Floculación – Sedimentación y Filtración.



Fuente. www.elaguapotable.com.

5.2.5.4 Filtración

La filtración tiene como objetivo remover las partículas que no han sido captadas por los procesos anteriormente mencionados y se realiza mediante filtros rápidos o lentos los cuales se clasifican según material:¹⁵

- Monomedio: un solo material, arena o antracita.
- Medio doble: dos materiales, arena y antracita.
- Multimedio: tres o más materiales, arena, antracita, arena granate o ilmenita.

Los sistemas de filtración tratan el agua pasándola a través de medios granulares (p.ej., arena) que retiran los contaminantes. Su eficacia varía enormemente, pero estos sistemas se pueden utilizar para corregir problemas de turbidez y color¹⁶.

¹⁴ CABALLERO LOPEZ, Jorge Armando. Evaluación de agua potable En: Universidad de la Sabana (en línea) (30 de enero, 2008). Disponible en: <<http://intellectum.unisabana.edu.co:8080/jspui/bitstream/1%C3%A9s%20Felipe%20Boh%C3%B3rquez%20Rodr%C3%ADguez.pdf>> (citado el 08 de oct de 2014)

¹⁵ RUIZ CASTAÑO, María Johana. Contaminación y potabilización del agua (en línea) (12 de mayo de 2012). Disponible

¹⁶ <http://es.scribd.com/doc/92751803> [en línea]; "PLAN DEL DESARROLLO AMBIENTAL Y DE UNA CONCIENCIA ECOLÓGICA"; México; Septiembre de 2011.

La filtración convencional utiliza primero un pretratamiento químico coagulante, tal como sales de hierro o aluminio, las cuales se agregan al agua fuente. Después, se agita la mezcla lentamente para inducir la unión de las partículas pequeñas en suspensión para formar grumos más grandes o “flóculos” más fáciles de retirar¹⁷.

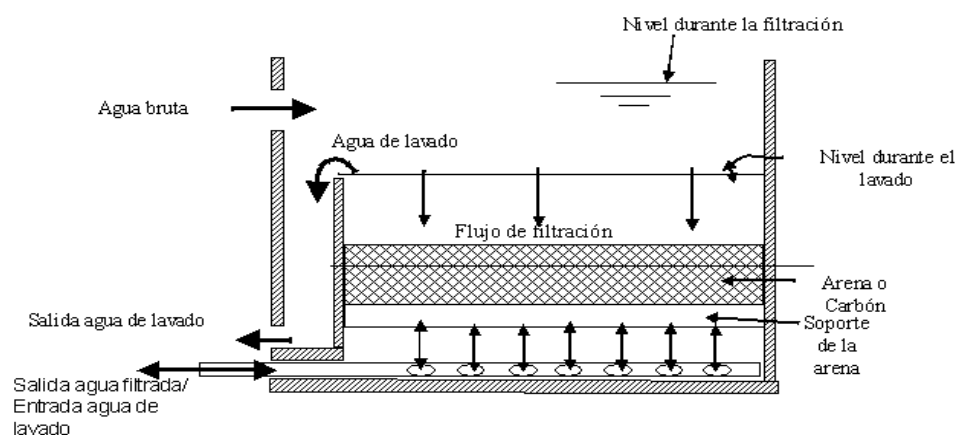
Estos sistemas utilizan después un paso de sedimentación en este proceso las partículas en el agua incluidos los flóculos creados mediante floculación, se asientan fuera del agua de manera natural por la fuerza de la gravedad. Estos contaminantes se aglutinan en el fondo del sistema como un “lodo” que debe ser eliminado periódicamente.

Después de terminar estos procesos, se pasa el agua a través de filtros para que cualquier partícula restante se adhiera físicamente y por sí misma al material de filtro. Las partículas en suspensión son desestabilizadas por el coagulante y por lo tanto se adhieren más fácilmente al material de filtro.

La filtración convencional, al igual que otros sistemas de filtración, produce una mejoría significativa en una amplia diversidad de aguas fuente. Éste se utiliza con mejores resultados en fuentes con flujo constante y niveles bajos de algas las cuales pueden obstruir los sistemas de filtración¹⁸.

En la siguiente figura se representa el esquema de un filtro con indicación de los flujos de filtración y de lavado a contracorriente, así como los niveles de filtración y de lavado.

Figura 2. Proceso de filtración



Fuente: www.slideshare.net/

¹⁷ koshland-science-museum.org. [en línea]; edición desconocida; Colombia; Fecha de publicación desconocida; Pág. 1; www.koshland-science-museum.org

¹⁸ *Ibíd.*, pág. 4.

5.2.5.5 Desinfección

Esta etapa es la etapa final de tratamiento del agua; el objetivo principal es destruir todos los gérmenes patógenos para los seres humanos que han sobrevivido a las etapas anteriores del proceso.

Lo más común es usar adición de cloro, proceso llamado cloración. Sin embargo, se puede agregar bromo y ozono (bromación y ozonización respectivamente), o aplicarse radiación ultravioleta.

5.2.5.5.1 Cloración

El cloro es una opción de tratamiento de bajo costo que se utiliza para mejorar el sabor y la claridad del agua a la vez que se eliminan muchos microorganismos como bacterias y virus. Sin embargo, el proceso tiene sus limitaciones, el cloro elimina además sustancias como el manganeso, hierro y ácido sulfhídrico, el cual puede alterar el sabor del agua. Esta puede escalarse para adaptarse a la capacidad del sistema¹⁹. El uso del cloro es también relativamente sencillo, y los sistemas de tratamiento no requieren experiencia técnica extensa.

La cloración se puede lograr con diferentes productos y se almacena como líquido en recipientes presurizados, se inyecta como gas directamente en el agua fuente. Este proceso debe ser regulado e implementado cuidadosamente, debido a que el gas de cloro es un tóxico peligroso, incluso letal²⁰.

Otra opción de cloración, de mayor costo, es el tratamiento con solución de hipoclorito de sodio. Esta solución es corrosiva pero mucho menos peligrosa y más fácil de manejar que el gas de cloro. El líquido se diluye simplemente y después se mezcla con el agua fuente para realizar la desinfección.

La cloración se puede lograr también con un desinfectante sólido, hipoclorito cálcico. Este material es corrosivo y puede reaccionar explosivamente cuando entra en contacto con materiales orgánicos. Sin embargo, todos estos polvos, gránulos y tabletas se pueden almacenar a granel y usarse con eficacia hasta un máximo de un año. En todas sus formas, el hipoclorito de calcio se disuelve fácilmente en agua.

¹⁹ CABALLERO LOPEZ, Jorge Armando. Evaluación de agua potable En: Universidad de la Sabana (en línea) (30 de enero, 2008). Disponible en: <<http://intellectum.unisabana.edu.co:8080/jspui/bitstream/1%C3%A9s%20Felipe%20Boh%C3%B3rquez%20Rodr%C3%ADguez.pdf>> (citado el 08 de oct de 2014).

²⁰ koshland-science-museum.org. [en línea]; Op. Cit. Pág. 11.

Todos estos métodos de cloración requieren de algún tiempo para funcionar la desinfección no ocurre instantáneamente. Las dosis necesarias cambian también con las variaciones en la calidad del agua de manera que el monitoreo del agua fuente, particularmente de las aguas superficiales, es una parte importante del proceso de tratamiento.

Tabla resumen:

Tabla 3. Resumen del proceso de potabilización del agua

Proceso	Estructura	Función
DESARENACIÓN TAMIZADO	Rejillas	Remover materiales de gran tamaño.
COAGULACIÓN	Coagulador-Floculador	Remover partículas coloidales
SEDIMENTACIÓN	Sedimentador	Remover partículas en suspensión
FILTRACIÓN	Filtros	Remover partículas remanentes.
DESINFECCIÓN	Clorador	Destruir patógenos.

Fuente. Archivo propio.

5.3 MARCO GEOGRÁFICO

La planta para la potabilización de agua, se encuentra ubicada en el municipio de Arbeláez, Cundinamarca, en las coordenadas 4°19'12.08"N 74° 24' 42.75"O, el sistema de captación se encuentra a 6500 mts de la planta en las coordenadas 4° 16' 60"N 74° 24'06.32", como se observa en la fotografía 1.

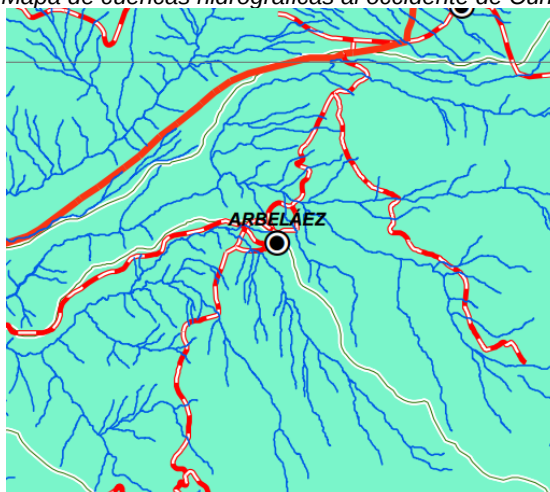
Fotografía 1. Imagen satelital de la planta de tratamiento para la potabilización de agua



Fuente. Google Maps.

En la figura 3 se observa el mapa de las cuencas hidrográficas del occidente del municipio de Cundinamarca, en esta se evidencia una gran cantidad de afluentes.

Figura 3. Mapa de cuencas hidrográficas al occidente de Cundinamarca



Fuente. <http://cundinet.cundinamarca.gov.co/>

El municipio de Arbeláez se encuentra ubicado a 82 km de Bogotá, pertenece al Departamento de Cundinamarca y hace parte de la provincia de Sumapaz. Se ubica al Sudoeste de Bogotá, Región del Sumapaz. Limita al Norte con Fusagasugá, al Oriente con Pasca y el Distrito Capital, por el Sur con los municipios de San Bernardo y Pandi y el Departamento del Tolima y al Occidente con Pandi²¹.

²¹ Alcaldía municipal de Arbeláez. [en línea]; edición desconocida; Colombia; Fecha de publicación 14 de julio de 2009; Pág. 3; http://www.arbelaez-cundinamarca.gov.co/informacion_general.shtml

5.4 MARCO LEGAL

5.4.1 DECRETOS NACIONALES:

- **Decreto 302 de 2000:** Por el cual se reglamenta la ley 142 de 1994, en materia de prestación de servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado. Este Decreto contiene el conjunto de normas que regulan las relaciones que se generan entre la entidad prestadora de los servicios públicos de acueducto y alcantarillado y los suscriptores y usuarios, actuales y potenciales, del mismo.
- **Decreto 310 de 2003:** Por medio del cual se reglamentan las tasas retributivas por la utilización directa del agua como receptor de los vertimientos puntuales y se toman otras determinaciones.
- **Decreto 1575 de 2007:** Por el cual se establece el Sistema para la Protección y Control de la Calidad del Agua para Consumo Humano. El fin de este decreto es establecer el sistema para la protección y control de la calidad del agua, con el fin de monitorear, prevenir y controlar los riesgos para la salud humana causados por su consumo, exceptuando el agua envasada.
- **Resolución 2115 de 2007:** Por medio de la cual se señalan características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano.
- **Ley 715 de 2001:** Por la cual se dictan normas orgánicas en materia de recursos y competencias de conformidad con los artículos 151, 288, 356 y 357 (Acto Legislativo 01 de 2001) de la Constitución Política y se dictan otras disposiciones para organizar la prestación de los servicios de educación y salud, entre otros.
- **Ley 689 de 2001:** Por la cual se modifica parcialmente la Ley 142 de 1994. En esta Ley modifican el artículo 79 de la Ley 142 de 1994 el cual dispone que²² es función de la superintendencia de servicios públicos domiciliarios verificar la consistencia y la calidad de la información que sirve de base para efectuar la evaluación permanente de la gestión y resultados de las personas que presten servicios públicos sometidos a su control, inspección y vigilancia.

²² ALCALDIA MAYOR DE BOGOTÁ. Ley 689 de 2001. En régimen legal Bogotá D.C. Disponible en: <http://www.alcaldiabogota.gov.co/sisjur/normas/Norma1.jsp?i=4633>. Citado (8 de Noviembre de 2014)

- **Ley 286 de 1996:** Por la cual se modifican parcialmente las Leyes 142 y 143 de 1994, esta ley manifiesta que las empresas de servicios públicos deberán alcanzar progresivamente los límites establecidos en las leyes anteriormente descritas en materia de factores de contribución, tarifas y subsidios.
- **Ley 142 de 1994:** Por la cual se establece el régimen de los servicios públicos domiciliarios y se dictan otras disposiciones. Esta Ley se aplica a los servicios públicos domiciliarios de acueducto, alcantarillado, aseo, energía eléctrica, distribución de gas combustible, telefonía fija pública básica conmutada y la telefonía local móvil en el sector rural; a las actividades que realicen las personas prestadoras de servicios públicos de que trata el artículo 15 de la presente Ley, y a las actividades complementarias definidas en el Capítulo II del presente título y a los otros servicios previstos en normas especiales de esta Ley.²³



²³ Ibíd., pág. 23

6 METODOLOGÍA

6.1 ENFOQUE DE LA INVESTIGACIÓN

La investigación que se llevó a cabo es de tipo cuantitativo; ésta se hace a partir de toma y análisis de datos, para identificar el estado y funcionamiento de la planta de tratamiento para la potabilización del agua y a partir de esto realizar los diseños pertinentes para la optimización.

6.2 TIPO DE INVESTIGACIÓN

El tipo de investigación que se llevó a cabo corresponde a la metodología desarrollada, la primera fase es de tipo evaluativo, se detalló la situación física y operacional en la que se encuentra el sistema, seguido de esto se clasificó el funcionamiento actual de la planta existente.

En la segunda fase, se realizó una investigación proyectiva, donde se expone los resultados obtenidos en la anterior fase, estos se toman en cuenta para formular y presentar una optimización a los procesos de la planta, es decir se propone un mejoramiento en los componentes, si estos presentan deterioro o alguna falla en la función que desempeñan.

6.3 FASES DE LA INVESTIGACIÓN

Para llevar a cabo la investigación, se tienen en cuenta las siguientes fases:

Fase 1. Descripción
Descripción física e hidráulica de las partes que conforman la planta de tratamiento de agua potable: en esta fase, se procede a describir las condiciones en las que se encuentra cada componente de la planta, es decir su estado físico. • Primera visita: reconocimiento de las instalaciones de la planta y del personal encargado de la misma. • Segunda visita: se realizó el registro fotográfico del estado actual de las unidades hidráulicas. • Se tomaron medidas de todos y cada una de los componentes de la planta para así plasmar la información en planos digitales. • Se inició la redacción de la descripción.

Fase 2. Evaluación
• Se tomaron muestras del líquido antes y después de los procesos de potabilización. • Las muestras tomadas se llevaron al laboratorio ANALQUIM, donde se realizaron pruebas de alcalinidad total, pH, turbiedad, dureza total y Carbono Orgánico Total (COT). • Se tomaron muestras del lecho filtrante (arena y antracita) y se realizó un ensayo granulométrico para la posterior evaluación de los filtros. • Se realizaron los chequeos pertinentes en cada una de las unidades que componen la planta para evaluar su funcionamiento hidráulico de acuerdo a la normatividad vigente.
Fase 3. Propuesta de Diseño y Optimización
Diseño y optimización de las estructuras que generen ineficiencia en la operación de la planta de tratamiento para la potabilización del agua. En esta fase, se llevaron a cabo los diseños en las unidades que no cumplían con lo propuesto en la fase de evaluación, para un correcto funcionamiento de la misma, para esto se tuvo en cuenta: Se determinó el nivel de complejidad Evaluación de los componentes de la planta y verificación del funcionamiento de cada una: para esta fase, se resalta la actividad realizada de cada mecanismo y si este cumple la función para un adecuado proceso de potabilización. • del sistema y se realizó el cálculo de la proyección de la población. • Se hizo el test de jarras con el fin de determinar la dosis óptima de coagulante. • De acuerdo a la evaluación se ejecutaron los diseños adecuados en cada una de las unidades que no cumplen con la fase anterior.

7. RESULTADOS Y DISCUSION

7.1. DESCRIPCIÓN DE LA PLANTA PARA LA POTABILIZACIÓN DE AGUA UBICADA EN EL MUNICIPIO DE ARBELÁEZ, CUNDINAMARCA

A continuación se describe el estado actual de cada uno de los procesos por los cuales está comprendido el sistema para la potabilización del agua en el municipio de Arbeláez, de acuerdo a las observaciones realizadas en campo, registros fotográficos y medidas de los componentes del sistema de potabilización. (En el anexo 1 se encuentra el plano de la planta con las unidades actuales)

7.1.1. Afluente

Arbeláez es abastecida con agua tratada del río Guavio, esta es una corriente hidrográfica de Cundinamarca, Colombia (Ver fotografía 2). Se encuentra a una altitud de 1,116 metros sobre el nivel del mar, sus coordenadas son 4°17'29" N y 74°25'51" W. Situado en el extremo norte del municipio, en límites con el departamento de Boyacá y Desemboca en el río Upía.

La cuenca del río Guavio está comprendida entre los municipios de Guasca vereda Concepción, Junín, Gachalá, con jurisdicción de la corporación Corpoguavio. Este ecosistema se caracteriza por ser de bosque andino subpáramo y páramo en excelente estado de conservación lo que se manifiesta en su alto potencial hídrico²⁴.

Fotografía 2. Río Guavio tramo de captación.



Fuente. Archivo propio.

²⁴ Parques nacionales. Plan de manejo parque nacional natural Chingaza (en línea) (12 de mayo de 2012). Disponible en <http://www.parquesnacionales.gov.co/PNN/portel/libreria/pdf/ParqueCHINGAZA.pdf>.

7.1.2. Captación

El sistema de captación se encuentra sobre el río Guavio a 6.5 kilómetros de distancia de la planta de tratamiento para la potabilización del agua que abastece a la cabecera municipal de Arbeláez Cundinamarca. Está compuesto por una bocatoma de fondo y una bocatoma lateral, las cuales tienen las siguientes características:

- La bocatoma de fondo se encuentra justamente debajo del lecho de la corriente y consiste en un canal rectangular en concreto reforzado cuya pendiente es bastante pronunciada hacia la orilla occidental, cubierto por dos rejillas de acero una a 6 metros de la orilla oriental del río Guavio con dimensiones de 0.52 mts de ancho 0.87 mts de largo con varilla de acero corrugada de 1 pulgada espaciada cada 2 cms y la otra rejilla de acero a 9.13 metros de la orilla oriental del río con dimensiones de 0.52 mts de ancho 0.86 mts de largo con varilla corrugada de 1 pulgada espaciada cada 2 cms, el ancho total del río a la altura de la bocatoma es de 10.45 mts. (ver fotografía 3).

Fotografía 3. Medición de rejillas en la bocatoma.



Fuente. Archivo propio.

Las rejillas anteriormente mencionadas presentan corrosión considerable en la superficie y ausencia de algunas varillas, además al momento de la visita se evidenció la falta de mantenimiento. (Ver fotografías 4 y 5).

Fotografía 4. Rejillas con presencia de corrosión



Fuente. Archivo propio.

Fotografía 5. Ausencia de varillas en rejillas



Fuente. Archivo propio.

- La cámara de recolección es rectangular y tiene como salidas:
 - La abertura para recibir las aguas que provienen de la captación, la cota de fondo está un poco más alta que la solera de la cámara de recolección. (ver fotografías 6 y 7).

Fotografía 6 Cámara de recolección



Fuente. Archivo propio.

- La abertura para el desagüe de limpieza, cuya cota de batea está a nivel con la solera de la cámara de recolección y la abertura de salida para el conducto está más alta que el fondo de la cámara de recolección de la cual parte la tubería de 6 pulgadas en material PVC que lleva el agua hacia el desarenador que se encuentra a 15.90 metros de distancia.

Fotografía 7. Muro lateral y cámara de recolección de la bocatoma de fondo.



Fuente. Archivo propio.

7.1.3. Desarenación

Inmediatamente después de la captación el agua es conducida por medio de la línea de aducción compuesta por tubería PVC de 6 pulgadas con 15.90 metros de longitud hasta el desarenador el cual es una estructura en concreto que tiene un canal de entrada de 1.15 mts de largo por 1.06 metros de ancho, un vertedero de excesos con dimensiones de 0.84 mts de largo por 3.05 mts de ancho y una longitud de cresta de 0.76 mts que sirve para devolver el agua al río guavio (ver fotografía 8). Las dimensiones del tanque son de 2.34 mts de ancho, 9.30 mts de largo y 1.75 metros de profundidad y con un ancho de muros de 0.28 mts, dentro del tanque se encuentra una canaleta central de 0.35 mts de ancho por 0.28 mts de largo con una válvula instalada para la evacuación de los lodos.

Fotografía 8. Canal de entrada y vertedero de excesos



Fuente. Archivo propio.

La función del desarenador (fotografía 9) es retener las partículas discretas que se encuentran en suspensión, estas partículas caen al fondo del desarenador por acción netamente gravitacional. Así que el agua pasa por un tubo de PVC enterrado de 6 pulgadas y es conducida por gravedad hasta la planta para la potabilización del agua ubicada a 6,5 kilómetros del lugar de desarenación.

El mantenimiento que se le realiza al desarenador según los operarios de la planta se hace semanalmente, que consiste en la limpieza de la película bacterial y el retiro de residuos que perjudiquen el correcto paso del agua.

Fotografía 9. Desarenador



Fuente. Archivo propio.

7.1.4. Coagulación

Después de la operación de desarenado y recorrer 6.5 kilómetros desde la vereda El Salitre hasta el barrio Bella Vista por gravedad, el agua entra en la planta para la potabilización del agua donde es recibida por la canaleta Parshall, con una longitud de 1.16 mts., la sección de divergencia tiene un ancho de 0.375 mts., la sección de convergencia tiene un ancho de 0.57 mts. y la sección de la garganta un ancho de 0.227 mts, la canaleta Parshall cumple con la función de aforar caudales, además, en esta estructura es aplicado el coagulante de tipo polímero inorgánico (sulfato de aluminio granulado tipo B) aprovechando el resalto hidráulico, este se mezcla uniformemente en todo el agua que entra al sistema, con el fin de lograr un equilibrio entre el pH, las sales disueltas o la composición química del agua, la naturaleza de la turbiedad, el tipo del coagulante y la temperatura.

El proceso de coagulación se realiza manualmente, el sulfato de aluminio granulado es mezclado por el operario de turno, en un tanque con capacidad de 500 litros por medio de una vara de madera, antes de llegar a la canaleta Parshall.

Se observa en la fotografía 10 un tubo de 1 pulgada que sale del tanque por el cual se adiciona el producto coagulante (sulfato de aluminio granulado tipo B) por acción gravitacional aprovechando el resalto hidráulico generado en la garganta de la canaleta, a este tanque con capacidad de 500 litros se le aplican 14 kilogramos de coagulante cada 8 horas, éste se agrega al caudal de forma empírica por parte de los operadores de la planta ya que no cuentan con dosificador que adicione gradualmente el coagulante, por ende se está aplicando el coagulante con una concentración del 2.8%, y teniendo en cuenta que el caudal de entrada es de 19.8 litros/segundo, la dosis actual aplicada de coagulante es de 24.55 miligramos/litro.

Fotografía 10. Canaleta Parshall



Fuente. Archivo propio.

Anteriormente se usaba un tanque para almacenar el coagulante con capacidad de 1000 litros, pero este estaba deteriorado, por lo cual fue necesario cambiarlo por uno con capacidad de 500 litros que actualmente está en funcionamiento.

7.1.5. Floculación

La planta cuenta con dos floculadores hidráulicos de flujo horizontal que trabajan desplazando el agua entre dos tabiques consecutivos haciendo el giro al final de cada uno. Ambos canales se encuentran divididos por tabiques de asbesto cemento, lisos, que hacen que el agua haga un recorrido de ida y vuelta alrededor de los mismos, con un espesor de 1 cm y ancho de 0.96 mts.

Las características de los floculadores son las siguientes: el más pequeño tiene 9,23 metros de largo por 1,06 de ancho, cuenta con 45 tabiques a lo largo de toda la estructura (ver fotografía 11), el floculador, no tiene zonas definidas, ya que los tabiques varían su espaciamiento. La distancia entre cada tabique de asbesto cemento varía desde los 0.08 mts hasta los 0.35 mts y el más grande tiene 8,84 metros de largo y 2.05 metros de ancho, cuenta con 19 tabiques que no cubren la totalidad de la estructura (ver fotografía 12). Esta es una de las razones por la cuales este floculador se encuentra fuera de servicio, desde hace 7 años.

La principal función del floculador es permitir la aglutinación de partículas coloidales con diámetros menores a una micra para así permitir la extracción de las nuevas partículas más grandes llamadas flóculos, ésto se realiza por medio de tiempos de retención y gradientes de velocidades que se determinan a través de pruebas de laboratorio.

Fotografía 11. Floculador hidráulico de flujo horizontal en operación



Fuente. Archivo propio

Fotografía 12. Floculador hidráulico fuera de servicio



Fuente. Archivo propio

El floculador que está en funcionamiento (fotografía 13) cuenta con tabiques que en su mayoría se encuentran deteriorados, con roturas en la parte

superior, permitiendo que el agua no realice movimientos de ida y vuelta, si no por el contrario, pase por encima de los tabiques.

Fotografía 13. Tabiques con desgaste en la parte superficial permitiendo el flujo

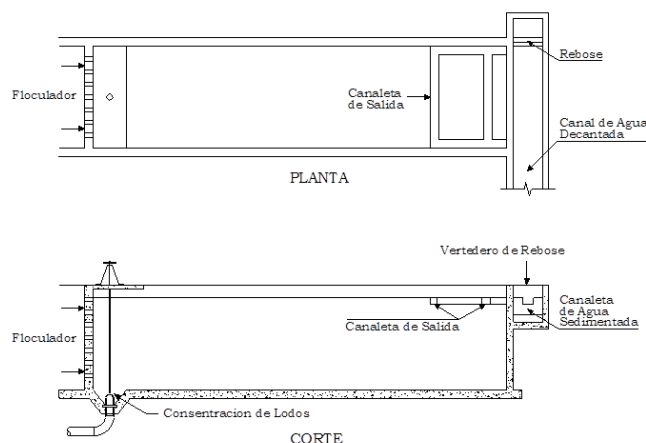


Fuente. Archivo propio.

7.1.6. Sedimentación

Actualmente la planta cuenta con tres sedimentadores horizontales con geometría rectangular (ver figura 4) el primero y el segundo con dimensiones de 2.45 mts de ancho por 9.66 mts de largo y el tercero de 3.38 mts de ancho por 9.66 mts de largo; los dos primeros sedimentadores, cuentan con una profundidad de 2.80 en un extremo y 2.75 en el lado opuesto, generando una pendiente con el fin de que la remoción de los sedimentos sea más fácil, el tercer sedimentador fue construido recientemente.

Figura 4. Sedimentadores horizontales con geometría rectangular



Fuente. Romero Rojas, Jairo Alberto. Purificación del agua. Pág. 152.

En esta operación los sedimentos formados se depositan por acción de la gravedad en la parte inferior del sedimentador con pendientes aproximadas de

0.51%, quedando el líquido clarificado en la superficie. En este punto del proceso de potabilización se empieza a notar un leve cambio de color del agua, aun faltando procesos para la extracción total de todo tipo de partículas presente en el líquido que impida su consumo. En uno de los extremos de los sedimentadores, está el vertedero de rebose que se encarga de transportar el agua a una canaleta que regula el paso hacia los filtros. Los sedimentadores tienen en sus muros gran deterioro ya que presenta múltiples fisuras y humedad en superficie como se evidencia en la fotografía 14.

Fotografía 14. Sedimentadores



Fuente. Archivo propio.

7.1.7. Filtración

La planta posee 3 filtros que funcionan las 24 horas del día, uno para cada sedimentador, dos de ellos tienen dimensiones de 2.41 mts de ancho por 2.93 mts de largo, el tercer filtro construido recientemente junto al sedimentador, es más grande, con un ancho de 3.38 mts y un largo de 2.95 mts. La profundidad de los tanques hasta el lecho filtrante es de 2.80mts, el lecho filtrante tiene una altura de 0.80 mts, conformado por grava con espesor de 0.40 mts, arena con espesor 0.20 mts y antracita con espesor de 0.20 mts (medio poroso de material granular). El falso fondo se conforma por una placa que tiene tubos longitudinales, espaciados cada 0.25 metros por los cuales se percola el agua y se dirige hasta la zona de desinfección.

Su principal función es la de remover las partículas y microorganismos que presenta el agua y que aún no han sido retenidos en los procesos de

coagulación, floculación y sedimentación. Actualmente los filtros presentan fisuras simples.

Los filtros se encuentran expuestos al ingreso de insectos y residuos provocando así la formación de agentes contaminantes que contribuyen a la contaminación del líquido. En la fotografía número 15 se observa el filtro de mayores dimensiones (3.38 m de largo por 2.95 m ancho), en la parte inferior del tanque se encuentra la red de tubería que distribuye el agua hacia la zona de desinfección.

Fotografía 15. Filtro de mayores dimensiones



Fuente. Archivo propio.

7.1.8. Desinfección

La planta hace cinco años manejaba el proceso de desinfección por medio de cloro gaseoso. Sin embargo, el equipo que regulaba las dosificaciones se dañó y no ha sido reparada, lo que obligo a los operadores a manejar desde aquel tiempo cloro líquido de forma manual. Todos los días se dosifican empíricamente 50 litros de hipoclorito de sodio y 30 kilos de hidróxido de sodio (soda cáustica) cada 16 horas. La desinfección se realiza para matar de forma selectiva la población bacteriana y los microorganismos vivos que pueden transmitir infecciones a través del agua; esta desinfección química ofrece mayores éxitos y excelentes resultados en la eliminación de microorganismos patógenos hídricos.

Por otro lado, las tuberías del proceso de desinfección, presentan corrosión, así como también película bacteriana. El tanque donde se almacena el cloro, tiene una capacidad de 250 litros, dicho tanque tiene expuesto el cloro al ingreso de

insectos contaminándolo y perjudicando la función que esta desempeña para la desinfección del agua.

La dosificación se hace de acuerdo con el criterio y la experiencia del operador, teniendo en cuenta que el caudal de salida es de 20.35 litros/segundo las dosis actuales que se están aplicando son las siguientes; se están aplicando 47.34 miligramos sobre litro de hipoclorito de sodio y una dosis de hidróxido de sodio de 25.59 miligramos/litro con una concentración del 12% (ver fotografía 16).

Fotografía 16. Proceso de cloración



Fuente. Archivo propio.

7.1.9. Tanques de almacenamiento

Se tienen cuatro tanques de almacenamiento de siguientes dimensiones: el primer tanque tiene 6 mts por 6.07 mts con una profundidad útil de 2.40 mts con capacidad de $87,408\text{ m}^3$ (ver fotografía 17), el segundo tanque tiene 6.07 mts y 5.9 mts, con una profundidad útil de 2.44 mts con capacidad de $87,38\text{ m}^3$, cabe resaltar que ha este tanque es a donde llega el agua ya potabilizada y es donde se reparte a los demás tanques, el tercer tanque tiene 6.04 mts por 5.98 mts, con una profundidad útil de 2.42 mts, con una capacidad de $87,40\text{ m}^3$ el cuarto tanque tiene 6.87 mts por 6.38 mts con una profundidad de 2 mts, con una capacidad de $87,66\text{ m}^3$. A partir de estos tanques, el agua es conducida a tanques secundarios donde es distribuida a la población urbana y a las veredas que conforman el municipio.

En los tanques de almacenamiento, se evidencia la formación de musgo, tres de los cuatro tanques de almacenamiento, tienen ductos de aireación (ver fotografía 18), lo que permite la conservación del oxígeno, así como la reducción de contenido del CO₂. El tanque restante, no tiene ductos de aireación, si no por el contrario, se deja abierta la escotilla para que se dé un tipo de aireación (ver fotografía 19), exponiendo el agua ya potabilizada al ingreso de insectos o residuos naturales. Los tanques de almacenamiento al igual que la planta de tratamiento, se encuentran en el punto más alto del casco urbano, facilitando la conducción del agua por medio de la gravedad.

Dichos tanques, según los operarios de la planta, tienen un mantenimiento cada tres meses, teniendo como reserva los tres restantes.

Fotografía 17. Tanques de almacenamiento



Fuente. Archivo propio.

Fotografía 18. Ductos de aireación en tanques de almacenamiento



Fuente. Archivo propio.

Fotografía 19. Escotilla utilizada como aireación en tanque de almacenamiento



Fuente. Archivo propio.

7.2. EVALUACIÓN DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO PARA LA POTABILIZACIÓN DEL AGUA UBICADA EN EL MUNICIPIO DE ARBELÁEZ, CUNDINAMARCA

La segunda etapa de la investigación, comprende la evaluación de cada uno de los componentes con los que cuenta la planta, su estado físico y operacional para una correcta potabilización.

7.2.1. Coagulación

Como se dijo anteriormente, el coagulante es aplicado de manera manual en un tanque con capacidad de 500 litros, según el RAS 2000 los coagulantes que pueden emplearse son los coagulantes metálicos y los polímeros orgánicos e inorgánicos.

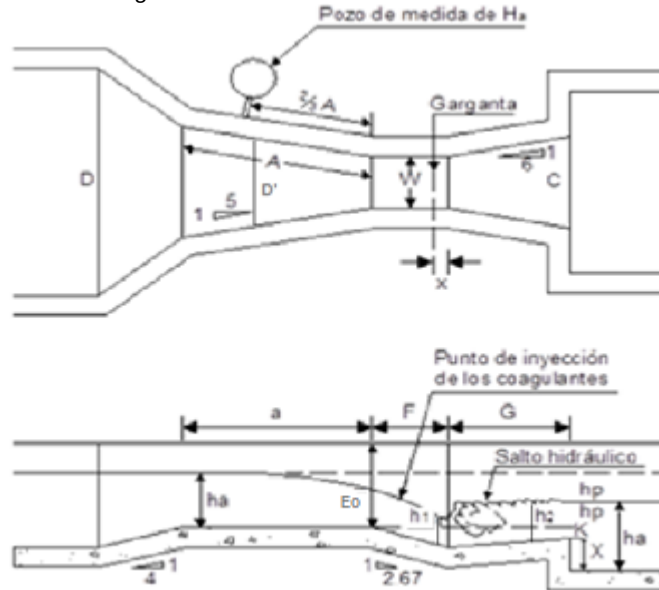
En el caso de la planta para la potabilización del agua en Arbeláez, es utilizado un coagulante metálico. Los operadores de la planta, exponen que es aplicado el sulfato de aluminio granulado tipo B por reducción de costos, donde se realiza la mezcla de forma manual. El RAS 2000 recomienda el uso de un dosificador de acuerdo con las características de los productos químicos, el proceso de coagulación de la planta cuenta con un dosificador, pero actualmente no se encuentra en funcionamiento.

El uso de mezcladores rápidos hidráulicos, solamente es recomendado cuando se dispone de suficiente cabeza hidráulica o energía en el flujo de entrada, por lo general se utilizan resaltos hidráulicos, canaletas Parshall, tubos Venturi,

dispersores de tubos perforados y tanques con baffles, con el fin de disipar energía en turbulencia y aprovecharla para la mezcla del coagulante²⁵.

Se debe realizar el chequeo de la canaleta Parshall para comprobar si está cumpliendo con los requisitos para funcionar como dispositivo de mezcla rápida. Se deben tener en cuenta las dimensiones de la canaleta Parshall (ver figura 5).

Figura 5. Dimensiones de la canaleta Parshall



Fuente. Arboleda Valencia, Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua, figura III-11, Pag.96.

Caudal de entrada (Q) = 19,8 L/s

Ancho de garganta (W) = 0.227 m

Ancho de la sección de convergencia (D) = 0.57 m

Ancho de la sección de divergencia (C) = 0.375 m

De lo anterior se puede deducir que la canaleta Parshall, se diseñó de acuerdo con el procedimiento analítico sugerido por Acevedo Netto. El cual tiene como referencia dimensiones típicas mostradas en la tabla 4.

²⁵ ROMERO ROJAS, Jairo Alberto, Purificación del agua, 1ª edición, Mezcladores rápidos hidráulicos. 1977, pag 94

Tabla 4. Dimensiones típicas de medidores Parshall (cm)

W	(Cm)	A	B	C	D	E	F	G	K	N
1"	2.5	36.6	35.6	9.3	16.8	22.9	7.6	20.3	1.9	2.9
3"	7.6	46.6	45.7	17.8	25.9	38.1	15.2	30.5	2.5	5.7
6"	15.2	62.1	61.0	39.4	40.3	45.7	30.5	61.0	7.6	11.4
9"	22.9	88.0	86.4	38.0	57.5	61.0	61.0	45.7	7.6	22.9
1'	30.5	137.2	134.4	61.0	84.5	91.5	61.0	91.5	7.6	22.9

Fuente. Arboleda Valencia, Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua, tabla III-3, Pag.97.

A partir de los valores típicos para el dimensionamiento de la canaleta Parshall se continúa con el chequeo.

Teniendo en cuenta que:

$$Q = 19,8 \text{ L/s} \rightarrow 0.0198 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$W = 0.229 \text{ m}$$

$$D = 0.575 \text{ m}$$

$$C = 0.375 \text{ m}$$

$$N = 0.229 \text{ m}$$

Nota: De acuerdo con la tabla 4 se ajusta el valor de W a 0.229 metros, ya que este valor se obtuvo por medición directa y para los cálculos del chequeo se debe usar el valor teórico.

De la ecuación del cálculo del flujo Q:

$$Q = K * ha^n$$

Dónde:

ha = Altura de la lámina de agua en la entrada de la canaleta

K y n se determinan de la tabla 5.

Tabla 5. Valores del exponente n y del coeficiente k .

Unidades Métricas		
W	K	n
3"	0.176	1.547
6"	0.381	1.580
9"	0.535	1.530
1'	0.690	1.522
1 ½'	1.054	1.538
2'	1.426	1.550
3'	2.182	1.566
4'	2.935	1.578
5'	3.728	1.587
6'	4.515	1.595
7'	5.306	1.601
8	6.101	1.606

Fuente. Arboleda Valencia, Jorge. *Teoría y práctica de la purificación del agua*, tabla III-3, Pag.97-98.

Se despeja ha , obteniendo la siguiente ecuación:

$$ha = \left(\frac{Q}{K} \right)^{1/n}$$

Se obtiene:

$$ha = \left(\frac{0.0198 \text{ m}^3/\text{s}}{0.535} \right)^{1/1.530}$$

$$ha = 0.116 \text{ m}$$

Se calcula el ancho de la canaleta en la sección medida (D'), de acuerdo a la siguiente ecuación:

$$D' = \frac{2}{3}(D - W) - W$$

Reemplazando se obtiene:

$$D' = \frac{2}{3}(0.575 \text{ m} - 0.229 \text{ m}) + 0.229 \text{ m}$$

$$D' = 0.46 \text{ m}$$

Y por tanto se puede calcular la velocidad en la sección D':

$$v_o = \frac{Q}{D' * ha}$$

Reemplazando se obtiene:

$$v_o = \frac{0.0198 \text{ m}^3/\text{s}}{0.46 \text{ m} * 0.116 \text{ m}}$$

$$v_o = 0.371 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Se calculó la energía específica (E_o) inicial, con la siguiente ecuación:

$$E_o = \frac{v_o^2}{2g} + ha + N$$

Dónde:

g = Gravedad = 9.81 m/s^2

Entonces:

$$E_o = \frac{(0.371 \frac{\text{m}}{\text{s}})^2}{19.62 \text{ m/s}^2} + 0.116 \text{ m} + 0.229 \text{ m}$$

$$E_o = 0.352 \text{ m}$$

Para continuar con el chequeo es necesario calcular las condiciones en la garganta y se debe calcular la velocidad antes del resalto (v_1), la cual se obtiene de:

$$v_1^3 - 2 * g * v_1 * E_o = -\frac{2 * Q * g}{W}$$

Se reemplaza:

$$v_1^3 - 2 * 9.81 \text{ m/s}^2 * v_1 * 0.352 \text{ m} = -\frac{2 * 0.0198 \text{ m}^3/\text{s} * 9.81 \text{ m/s}^2}{0.229 \text{ m}}$$

$$v_1^3 - 6.90 \text{ m}^2/\text{s}^2 * v_1 = -1.696 \text{ m}^3/\text{s}^3$$

Y se obtiene una ecuación cúbica de la siguiente forma:

$$v1^3 - 6.90 v1 + 1.696 = 0$$

Se revuelve la ecuación dando como resultado tres posibles respuestas:

$$v1_1 = -2.741$$

$$v1_2 = \mathbf{2.494}$$

$$v1_3 = 0.248$$

Se toma el mayor valor de los que resuelven la ecuación²⁶.

Entonces:

$$v1 = 2.494 \text{ m/s}$$

Ya con $v1$ se calcula la altura antes del resalto hidráulico ($h1$), con la siguiente ecuación:

$$h1 = \frac{Q}{v1 * W}$$

Reemplazando se tiene:

$$h1 = \frac{0.0198 \text{ m}^3/\text{s}}{2.494 \frac{\text{m}}{\text{s}} * 0.229 \text{ m}}$$

$$h1 = 0.0346 \text{ m}$$

Teniendo en cuenta que el número de Froude debe estar entre dos rangos; 1.7 a 2.5 o 4.5 a 9.0. Deben evitarse números entre 2.5 y 4.5 que producen un resalto inestable el cual no permanece en su posición, sino que siempre está cambiando de sitio, lo que dificulta la aplicación de coagulantes²⁷. Se procede a calcular y revisar el rango en el que se encuentra.

El número de Froude (F) se obtiene de la siguiente ecuación:

$$F = \frac{v1}{\sqrt{g * h1}}$$

²⁶ ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua. 1977. Pág. 99.

²⁷ *Ibíd.*, Pág. 132.

Reemplazando se obtiene:

$$F = \frac{2.494 \text{ m/s}}{\sqrt{9.81 \text{ m/s} * 0.0346 \text{ m}}}$$

$$F = 4.28 \rightarrow \text{NO CUMPLE}$$

Debido a lo anterior se hace necesario diseñar una canaleta Parshall que cumpla con los requisitos para utilizarse como dispositivo de mezcla rápida, teniendo en cuenta el caudal de diseño obtenido de la proyección de población.

7.2.2. Floculación

Para el proceso de floculación, la planta cuenta con dos floculadores hidráulicos de flujo horizontal, según el RAS 2000, para utilizar este tipo de floculador, “el tanque debe estar dividido por pantallas de concreto u otro material adecuado, dispuesto de forma tal que el agua haga un recorrido de ida y vuelta alrededor de las mismas, además, se debe dejar espacios considerables para la limpieza de los canales, si son muy estrechos las pantallas deben ser removibles”²⁸.

“Los floculadores de flujo horizontal, se usan para plantas pequeñas, con caudales menores a 50 L/s, los de flujo vertical, que se construyen para plantas grandes”²⁹. Según lo extraído del texto, el floculador que funciona en la planta es de flujo horizontal, pues se trata de una planta pequeña, con un caudal de entrada de 19.8 Litros/s.

De los floculadores con los que cuenta la planta, uno está en funcionamiento, este floculador, cuenta con 45 tabiques de asbesto cemento, separadas a diferentes distancias, que varían entre los 0.08 mts. y los 0.30 mts. Como anteriormente se mencionaba, el RAS 2000 recomienda que dichos tabiques tengan una separación considerable, los tabiques que se encuentran instalados en el proceso de floculación, no cuentan con un espaciamiento adecuado para que se pueda hacer una limpieza en los canales, sin embargo estos son removibles. El segundo floculador, que está inhabilitado para desempeñar su función, contiene 19 tabiques de asbesto cemento, ubicados al inicio del floculador, el espaciamiento de dichas pantallas también removibles para la limpieza de canales es de 0.30 mts.

²⁸ Dirección de agua potable y saneamiento básico, RAS 2000, Título C, Sistemas de potabilización.

²⁹ ROMERO ROJAS, Jairo Alberto, Purificación del agua, 1 edición, Floculación.2000. pag 92.

Los tabiques de ambos floculadores, presentan roturas en sus esquinas, permitiendo que, el flujo del agua no sea de ida y vuelta que es lo ideal en un floculador horizontal hidráulico, si no por el contrario, el agua tiene un flujo recto a lo largo de dicho proceso, perjudicando la aglomeración de partículas coaguladas en partículas floculentas.

Para el chequeo de las condiciones actuales del floculador en servicio se determinó el tiempo de retención, al observar que los tabiques del floculador no estaban en buenas condiciones (ver fotografía 20) se procedió a realizar una medición directa del tiempo de retención, se realizaron tres pruebas cuyos resultados se observan en la tabla 6. Se calculó el promedio el cual fue de 5.41 minutos, el cual según las recomendación de la tabla 7 no está dentro de los parámetros recomendados, y teniendo en cuenta que el floculador no cuenta con zonas definidas dado que la distancia entre tabiques es discontinua este floculador no está en condiciones aceptables para hacer parte de un proceso de tratamiento para la potabilización del agua. Por lo anterior, es necesario rediseñar el proceso de floculación.

Fotografía 20. Paneles con roturas en las esquinas



Fuente. Archivo propio

Tabla 6. Valores del tiempo de retención medido directamente

Tiempo de retención (t)		
Prueba		
1	312 seg	5,2 min
2	327 seg	5,45 min
3	335 seg	5,58 min
Promedio		5,41 min

Fuente. Archivo propio

Tabla 7. Valores recomendados de G y t

Parámetro	Rango recomendado	Según criterio de
G [s^{-1}]	2 - 40	Fair (27)
	20 - 40	Camp (27)
	5 - 100	AWWA (27)
	10 - 70	Brasil (27)
	10 - 100	Arboleda (15)
T [min]	20 - 60	AWWA (27)
	15 - 30	Gomella (27)

Fuente: Pérez, Jorge Arturo. Manual de potabilización del agua, tabla 10, Pag.136.

7.2.3. Sedimentación

Como se mencionaba en el literal 7.1.6 los sedimentadores que tiene la planta son de flujo horizontal con geometría rectangular, la función de este tanque es disipar la energía que trae el agua y garantizar una velocidad uniforme para que el líquido cuente con una velocidad de sedimentación óptima y así los flocs se comiencen a sedimentar de mejor manera. Las dimensiones de los sedimentadores albergan un volumen neto de 66.32 metros cúbicos que sumados los tres tanques de sedimentación brindan un volumen de agua sedimentada de 198.96 metros cúbicos, volumen que para una población como Arbeláez y una planta como esta es suficiente, ya que el caudal con el que se trabaja está entre los 19 Litros/s y 22 Litros/s y el número de unidades se encuentra en 3.99 NTU (Unidades Nefelométricas de Turbidez) según el RAS 2000 y la normatividad vigente (resolución 2115 de 2007) para un nivel de complejidad medio cumple, ya que es necesario que el número de unidades sobrepase las 2 NTU.

Sin embargo, al observar el funcionamiento de los sedimentadores se evidencian algunas inconsistencias ya que en épocas de invierno el sistema no permite una retención de las partículas sólidas de manera eficiente, es aquí donde pasan gran cantidad de flocs a los filtros haciendo que éstos se colmaten rápidamente y como consecuencia los operarios de la planta tienen que lavar aproximadamente cada 8 horas uno de los tres filtros que posee el sistema de potabilización. En cuanto al mantenimiento periódico de los sedimentadores, los operarios informan que éste se realiza cada 2 a 3 meses dependiendo de las condiciones climatológicas que presente la zona; por otro lado, si las lluvias son constantes, la planta recibirá una mayor demanda del líquido, por consiguiente se tratará más agua y el mantenimiento tiene que ser constante, dependiendo de la temporada, ya sea invierno o verano; es de gran importancia, porque al realizar el mantenimiento se debe sectorizar el servicio

del agua por determinado tiempo, afectando ya sea a los residentes o a los turistas que se encuentren de paso por el municipio.

Los sedimentadores presentan deterioro (ver fotografía 21), en diferentes partes de su estructura, grietas, corrosión y presencia de película bacteriana, todo esto a causa del tiempo de funcionamiento de la planta y a la falta de mantenimiento que se le hace. La planta al contar con 3 sedimentadores, facilita el mantenimiento de los mismos, inhabilitando el que se va le va a llevar a cabo el mantenimiento y dejando en marcha los 2 sedimentadores restantes.

Fotografía 21. Estructura vista exterior agrietada, filtración de agua, presencia de musgo



Fuente. Archivo Propio

Se evalúan los sedimentadores de acuerdo a los siguientes criterios:

- Carga superficial

De acuerdo a la tabla 8 se evalúa la carga superficial para los sedimentadores

Tabla 8. Cargas superficiales típicas en sedimentadores convencionales

Tipo de agua	Tratamiento	Carga superficial $m^3/d.m^3$
Superficial	Floc de alumbre	14-22

Fuente. Arboleda Valencia, Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua, tabla 5.6, Pag.165.

$$C_s = \frac{Q}{A}$$

Reemplazando:

$$q = 19.8 \text{ l/s} \rightarrow 1710,72 \text{ m}^3/\text{d}$$

$$C_s = \frac{1710,72 \text{ m}^3/\text{d}}{79.97 \text{ m}^2} = 21,39 \text{ m/d}$$

$$14 \text{ m}^3/\text{d} < 21,39 \text{ m}^3/\text{d} < 22 \text{ m}^3/\text{d} \cdot \textbf{Cumple}$$

- Tiempo de retención

En tanques convencionales usados para sedimentación de los sólidos provenientes de coagulación o ablandamiento de aguas, un tiempo de retención de 2 a 4 horas es generalmente suficiente como preparación del agua para su filtración subsecuente.³⁰

$$T = \frac{V}{Q}$$

Reemplazando:

$$t_{1,2} = \frac{62,69 \text{ m}^3}{0,0198 \text{ m}^2/\text{s}} = 3166,61 \text{ s} * \frac{1 \text{ m}}{60 \text{ s}} * \frac{1 \text{ h}}{60 \text{ min}} = 0,88 \text{ h}$$

$$t_3 = \frac{86,52 \text{ m}^3}{0,0198 \text{ m}^2/\text{s}} = 4369,93 \text{ s} * \frac{1 \text{ m}}{60 \text{ s}} * \frac{1 \text{ h}}{60 \text{ min}} = 1,21 \text{ h}$$

$$T = 0.88 \text{ h} + 0,88 + 1,21 \text{ h} = 2,97 \text{ h}$$

$$2 \text{ h} < 2,97 \text{ h} < 4 \text{ h} \cdot \textbf{Cumple}$$

- Velocidad horizontal

$$V = \frac{Q}{A}$$

Reemplazando:

³⁰ ROMERO ROJAS, Jairo Alberto. Purificación del agua Escuela colombiana de ingeniería 1 edición, 2000. Pág. 167

$$V = \frac{1710,72 \text{ m}^3/d}{(23,66 \text{ m}^2 + 23,66 \text{ m}^2 + 32,65 \text{ m}^2) * 1440} = 0.0363 \text{ m}/\text{min}$$

$$0.0363 \text{ m}/\text{min} * \frac{1 \text{ m}}{60 \text{ s}} * \frac{100 \text{ cm}}{1 \text{ m}} = 0,060 \text{ cm}/\text{s}$$

Para el caso en que se utilice sulfato de aluminio, la velocidad horizontal óptima podría ser alrededor de 0.5 cm/s o menos.

$$0,060 \text{ cm}/\text{s} < 0.5 \text{ cm}/\text{s} \quad \textbf{Cumple}$$

- Forma de los sedimentadores

La relación largo-ancho está comprendida entre 2,5 y 10,0 dando mejores resultados los tanques largos.³¹

Sedimentador 1 y 2:

Ancho: 2.45 mts

Largo: 9.66 mts

$$\frac{9.66}{2.45} = 3.94 \rightarrow 2.5 < \mathbf{3.94} < 10.0 \quad \textbf{Cumple}$$

Sedimentador 3:

Ancho 3.38 mts

Largo: 9.66 mts

$$\frac{9.66}{3.38} = 2.85 \rightarrow 2.5 < \mathbf{2.85} < 10,0 \quad \textbf{Cumple}$$

7.2.4. Filtración

La planta para la potabilización del agua, cuenta con tres sedimentadores, cada uno con un proceso de filtración. Según el RAS 2000 se pueden tener en una planta para la potabilización del agua, filtración rápida o filtración lenta, en este caso, la planta donde se llevó a cabo la investigación, cuenta con 3 filtros de tipo filtración rápida de flujo descendente (ver fotografía 22). Estos tipos de filtros se deben utilizar como un proceso final después de pasar por los procesos de mezcla rápida, floculación y sedimentación, por otro lado la

³¹ PEREZ PARRA, Jorge Arturo. Manual de potabilización del agua. En: Universidad Nacional de Colombia 1 edición. Pag 198.

turbiedad no debe ser mayor a 12 UNT, los filtros cumplen pues la turbiedad es de 3 UNT.

El proceso de filtración, según el RAS 2000 debe proyectarse de manera que ofrezca una buena visibilidad al operador con el fin de que se pueda facilitar el proceso de lavado. Los filtros de la planta, al igual que los demás procesos, se encuentran a la vista de los operadores, con facilidad para realizar los procesos de lavado.

Es importante mencionar que el proceso de filtración se encuentra totalmente expuesto al medio, permitiendo la entrada de residuos naturales arrastrados por el aire, como también el ingreso de insectos, provocando que de nuevo se formen lixiviados dentro del proceso de filtración.

Por otro lado, la composición del lecho filtrante puede ser de un solo medio, ya sea arena o antracita, o de medio dual, también permitiéndose el uso de arena y antracita, o de otra forma de lechos mezclados. El lecho filtrante de la planta que se está investigando, está compuesto por arena grava y antracita. El lecho filtrante se cambió hace 7 años por última vez, cabe resaltar también que el lavado de los filtros se realiza cada 3 días, puesto que la oficina de servicios públicos considera conveniente en este periodo de tiempo.

Fotografía 22. Estructura vista exterior agrietada, filtración de agua, presencia de musgo



Fuente. Archivo propio

A continuación se realizó la evaluación teniendo en cuenta las dimensiones actuales, el caudal de entrada actual y la granulometría de la arena.

Número de filtros

$$N = 0,044\sqrt{Q}$$

Reemplazando

$$N = 0,044\sqrt{1676.16 \text{ m}^3/d} = 1.80 \approx 2$$

El valor mínimo de unidades de filtración es de 2, en la planta existen tres, así que este parámetro cumple.

Carga superficial

$$CS = \frac{Q}{A_f}$$

Reemplazando

$$CS = \frac{1676.16 \text{ m}^3/d}{7.06 \text{ m}^2} = 237.42$$

$$235 \text{ m}^3/d \geq 350 \text{ m}^3/d \geq 590 \text{ m}^3/d \quad 237.42 \text{ m}^3/d \text{ **Cumple**}$$

Para la evaluación también se tuvo en cuenta la granulometría del lecho mixto (arena y antracita) que se maneja en la planta. La granulometría actual de la arena se muestra en la tabla 9.

Tabla 9. Granulometría de la arena usada en el lecho mixto

ARENA			
TAMIZ No.	mm	% que pasa	% retenido
4	4,75	63,6	36,4
6	3,35	58,7	4,9
14	1,4	56,1	2,6
16	1,18	55,7	0,4
18	1	52,5	3,2
20	0,85	41,9	10,6
30	0,6	14,6	27,3
40	0,425	8,6	6
50	0,3	2,1	6,5
70	0,212	1,7	0,4
100	0,15	0,3	1,4
Fondo		0	0,2

Fuente. Oficina de servicios públicos de Arbeláez.

De acuerdo a la tabla 10 la arena con la que se forma el lecho no cuenta con los tamaños requeridos para que funcione como parte un lecho mixto además tiene una granulometría no uniforme, por lo que no es apta para su uso en la filtración. Por lo anterior es necesario el rediseño de las unidades de filtración, teniendo en cuenta los tamaños ideales para la conformación de un lecho mixto.

Tabla 10. Granulometría típica para un lecho mixto

Tamiz	Abertura mm	% QUE PASA	
		Carbón	Arena
4	4,760	99-100	
6	3,360	95-100	
14	1,410	60-100	
16	1,168	30-100	
18	1,000	0-50	
20	0,833	0-5	96-100
30	0,589		70-90
40	0,417		0-10
50	0,295		0-5

Fuente. Romero Rojas, Jairo Alberto. Purificación del agua, cuadro 6.8, Pag.225.

7.2.5. Desinfección

En el proceso de desinfección, según el RAS 2000, se puede hacer de diferentes maneras, como la cloración, ozonización, desinfección con dióxido de cloro, con rayos ultravioleta y otros procesos. En el caso de la planta que se está investigando, realiza el proceso de desinfección por medio de la cloración.

En la cloración, se pueden utilizar los siguientes agentes desinfectantes:

Cloro gaseoso
Hipoclorito de calcio
Hipoclorito de sodio

En la planta de tratamiento de Arbeláez, el agente desinfectante empleado es el hipoclorito de sodio (líquido), este es de fácil manejo, no requiere de equipos sofisticados para su manipulación.

En el proceso de desinfección es aplicada la soda cáustica, con el fin de regular el nivel de pH; según los operarios de la planta la dosis aplicada en la

desinfección es de 25 Kg de soda cáustica cada 16 horas; cuenta con los ductos de llegada desde la filtración hasta la caja donde es adicionado el agente desinfectante, éstos se ven a simple vista con presencia de corrosión además de película bacteriana en toda su estructura, perjudicando el correcto funcionamiento de este proceso.

Cabe resaltar que la planta no cuenta con un laboratorio adecuado para analizar la calidad de agua, si no por el contrario, cuentan con un medidor de pH y cloro tester manual (ver fotografía 23), donde les es suficiente para saber si está cumpliendo o no con el pH y el cloro establecido.

Fotografía 23. Tester manual para medición de PH y Cloro en el proceso de desinfección



Fuente. Archivo propio

7.2.6. Tanques de almacenamiento

De acuerdo a información obtenida de los operarios de la planta, la capacidad de los tanques ya no es suficiente para abastecer a la población. Ya que en periodos de verano es necesario sectorizar el servicio y toda la población no puede acceder al servicio de agua potable. Lo anterior se hace obvio teniendo en cuenta que estos tanques tienen aproximadamente la misma antigüedad de la planta, cerca de 70 años en los cuales la población de la cabecera municipal ha aumentado, por ende estos tanques de almacenamiento ya no suplen la demanda actual para la población de Arbeláez. Por otro lado se debe tener en cuenta que debido a la cercanía a la ciudad de Bogotá, en temporadas vacacionales la población flotante afectará considerablemente la demanda del servicio de agua potable.

De acuerdo al RAS 2000 los tanques no están cumpliendo con su principal objetivo, el cual es tener la capacidad para atender la demanda en los consumos picos.

7.2.7. Resultados de las características físico-químicas para el análisis del agua

Se llevó a cabo el análisis de agua antes y después de pasar por la planta de tratamiento, se tomaron muestras de agua cruda desde el afluente (río Guavio) y muestras de agua potable en los tanques de almacenamiento. Los análisis obtenidos fueron realizados en los laboratorios de ANALQUIM LTDA (ver tablas 11 y 12). (Los resultados originales se encuentran en el anexo 2)

Tabla 11. Resultados de laboratorio para análisis de agua río Guavio

RESULTADOS RIO GUAVIO				
ENSAYO	FECHA DE ANALISIS	TECNICA DE ANALISIS	REFERENCIA	RESULTADO
ALCALINIDAD TOTAL	29-may-15	VOLUMETRICO	SM 2320 B	12mg/L CaCO ₃
CARBONO ORGANICO TOTAL	13-jun-15	COMBUSTION ALTA TEMPERATURA	5310 B	<1.65 mg/L
DUREZA TOTAL	29-may-15	VOLUMETRICO CON EDTA	SM 2340 C	8 mg/L CaCO ₃
PH	30-may-15	ELETROMETRICO	SM 4500-H+ B	6.52 Unidades
TURBIEDAD	30-may-15	NEFELOMETRICO	SM 2130 B	3.99 UNT

Fuente. Archivo propio

Tabla 12. Resultados de laboratorio para análisis de agua tanques de almacenamiento

RESULTADOS TANQUES DE ALMACENAMIENTO				
ENSAYO	FECHA DE ANALISIS	TECNICA DE ANALISIS	REFERENCIA	RESULTADO
ALCALINIDAD TOTAL	29-may-15	VOLUMETRICO	SM 2320 B	6 mg/L CaCO ₃
CARBONO ORGANICO TOTAL	13-jun-15	COMBUSTION ALTA TEMPERATURA	5310 B	<1.65 mg/L
DUREZA TOTAL	29-may-15	VOLUMETRICO CON EDTA	SM 2340 C	12 mg/L CaCO ₃
PH	30-may-15	ELETROMETRICO	SM 4500-H+ B	5.58 Unidades
TURBIEDAD	30-may-15	NEFELOMETRICO	SM 2130 B	1.34 UNT

Fuente. Archivo propio

Teniendo en cuenta la resolución 2115 de 2007, donde se señalan las características, instrumentos básicos y frecuencias del sistema de control y vigilancia para la calidad del agua para consumo humano, se compararan los valores máximos aceptables de las características físicas detalladas en las tablas anteriores.

Tabla 13. Comparación entre los resultados obtenidos en el análisis de agua potable con los valores máximos permitidos por la normatividad vigente

	RESULTADO DE LABORATORIO (TANQUE DE ALMACENAMIENTO)	VALOR MAXIMO PERMITIDO	OBSERVACIONES
TURBIE DAD	1.34 UNT	2 UNT	La muestra de agua potable del tanque de almacenamiento tiene una turbiedad de 1.34 UNT, lo cual es aceptable para el valor máximo permitido que es de 2 UNT
CARBONO ORGANICO TOTAL (COT)	<1.65 mg/Litro	5.0 mg/Litro	El carbono orgánico total, cumple también con el valor máximo establecido en la resolución 2115, pues, teniendo en cuenta los resultados de laboratorio, la muestra de agua potable tomada del tanque de almacenamiento tiene un COT <1.65 mg/Litro, siendo este menor al establecido, que es de 5 mg/litro.
ALCALI NIDAD TOTAL	6 mg/Litro	200 mg/Litro	La alcalinidad total, cumple también con el valor máximo aceptable, pues el resultado obtenido es de 6 mg/Litro menor al establecido que es 200 mg/litro, resaltando que la cantidad de ácido fuerte necesario para disminuir el pH es baja.
DUREZA TOTAL	12 mg/Litro	300 mg/Litro	La dureza según los resultados obtenidos, es de 12 mg/Litro, lo establecido por la resolución 2115 es un valor máximo aceptable de 300 mg/Litro. No obstante el análisis de la dureza en la muestra de agua aumento después de pasar por los procesos para potabilizarla, pues la dureza del agua tomada en el afluente tuvo un valor más bajo, este cambio se puede deber a la alta suma de concentraciones de bicarbonatos, sulfatos y cloruros.

pH	5.58	6.5	El resultado obtenido de pH en la muestra de agua potable, no cumple con el valor mínimo aceptable, pues es de 5.58 y el requerido mínimo es 6.5. Esto puede ser debido a que el estabilizador de pH no está trabajando de manera correcta, en otras palabras se está usando el reactivo inadecuado o la dosis incorrecta de hidróxido de sodio.
----	------	-----	--

Fuente: Archivo propio

7.3. PROPUESTA DE DISEÑO Y OPTIMIZACIÓN PARA LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE POTABILIZACIÓN DEL AGUA UBICADA EN EL MUNICIPIO DE ARBELÁEZ CUNDINAMARCA

7.3.1. Determinación del nivel de complejidad del sistema y proyección de la población

Se realiza la proyección de la población del municipio de Arbeláez, para referir el crecimiento aproximado previsto en el número de habitantes para el año 2038.

7.3.1.1. Cálculo de la población

Tabla 14. Datos de la población en el casco urbano del municipio de Arbeláez Cundinamarca

Año de censo	Población
1938	1056
1951	1281
1964	2630
1973	2678
1985	4571
1993	3109
2005	4699

Fuente. Departamento Administrativo Nacional de Estadística (DANE).

Nota: se omitió el dato poblacional del censo de 1993, ya que este valor altera la tasa de crecimiento y no tiene coherencia con el resto de datos.

Para el cálculo de población, se tendrán en cuenta los métodos aritmético, geométrico, y exponencial.

Tabla 15. Métodos de cálculo permitidos según el nivel de complejidad del sistema

Método por emplear	Nivel de Complejidad del Sistema			
	Bajo	Medio	Medio alto	Alto
Aritmético, Geométrico y exponencial	X	X		
Aritmético + Geométrico + exponencial + otros			X	X
Por componentes (demográfico)			X	X
Detallar por zonas y detallar densidades			X	X

Fuente. RAS 2000, Reglamento Técnico del sector de agua potable y saneamiento básico. Título B.

El método aritmético tiene ciertas implicaciones, puesto que desde el punto de vista analítico implementa incrementos absolutos constantes, lo que en realidad no se cumple, pues por lo general las poblaciones no aumentan numéricamente sus efectivos en la misma magnitud a lo largo del tiempo. Este método es utilizado para proporciones en plazos de tiempo muy cortos.

Se realiza de la siguiente forma:

$$P_F = P_{uc} + (T_{prom} * (t_f - t_{uc}))$$

Dónde:

Pf= Población futura correspondiente al año para el que se quiere proyectar

Puc = Población correspondiente al último censo con información

T_Prom =Promedio entre censos

Tf = Año proyectado

Tuc = Año correspondiente al último censo con información

Tabla 16. Tasa de crecimiento de población por el método aritmético

M. Aritmético	
Tasa de Crecimiento	
	54,3731
	63,2963
	50,4634
	63,1563
	6,4
Promedio	47,5378

Fuente. Archivo propio.

La tasa de crecimiento calculada por el método aritmético corresponde a 47,5378 %.

Para el método geométrico, se supone que la población de forma constante aumenta en una cifra proporcional a su volumen cambiante. La aplicación de una tasa aumenta en una cifra proporcional a su volumen cambiante.

El crecimiento geométrico siempre da una estimación de la población más elevada que cuando se aplica proporciones aritméticas.

$$P_f = P_{uc} = (1 + r)^{T_f - T_{uc}}$$

Dónde:

r = tasa de crecimiento

$$P_{uc} = P_{ci}(1 + r)^n$$

$$\frac{P_{uc}}{P_{ci}} = P_{ci}(1 + r)^n$$

$$\left(\frac{P_{uc}}{P_{ci}}\right)^{\frac{1}{n}} - 1 = r$$

Tabla 17. Tasa de crecimiento de población por el método geométrico

M. Geométrico	
Tasa de Crecimiento	
	0,015
	0,0569
	0,002
	0,0456
	0,0014
Promedio	0,0242

Fuente. Archivo propio.

La tasa de crecimiento calculada por el método geométrico es del 2,42 %.

Por otro lado un crecimiento de la población en forma geométrica o exponencial, supone que la población crece a una tasa constante, es decir, aumenta de forma proporcional en cada periodo de tiempo.

$$P_f = P_{uc} * e^{k(T_f - T_{uc})}$$

Dónde:

K=Tasa de crecimiento

Tabla 18. Tasa de crecimiento de población por el método Exponencial

M. Exponencial	
Tasa de Crecimiento	
	0,0351
	0,0335
	0,0263
	0,0176
Promedio	0,0281

Fuente. Archivo propio

La tasa de crecimiento calculada por el método exponencial es de 2,81 %.

7.3.1.2. Proyección de la población

Para poder proyectar la población era necesario conocer el nivel de complejidad del sistema, establecido en el RAS 2000, en el caso del municipio de Arbeláez, Cundinamarca. Teniendo en cuenta la tabla 19 se eligió el periodo de diseño, para una población con nivel de complejidad medio el periodo de diseño es de 25 años.

Tabla 19. Período de diseño según el nivel de complejidad del sistema

Nivel de Complejidad del Sistema	Periodo de Diseño
Bajo, Medio y Medio Alto	25 años
Alto	30 años

Fuente. RAS 2000, Reglamento Técnico del sector de agua potable y saneamiento básico. Título B.

En la tabla 20 se observan los resultados del cálculo de la población por los tres métodos y el promedio de estos, hasta el año 2040.

Tabla 20. Proyección de la población de Arbeláez para el año 2040

Año	Metodo						Promedio
	Aritmetico	Redondeo	Geometrico	Redondeo	Exponencial	Redondeo	
2015	5174,378	5175	5966,220	5967	6225,289	6226	5790
2016	5221,916	5222	6110,386	6111	6402,874	6403	5912
2017	5269,454	5270	6258,036	6259	6585,524	6586	6039
2018	5316,992	5317	6409,253	6410	6773,385	6774	6167
2019	5364,529	5365	6564,125	6565	6966,605	6967	6299
2020	5412,067	5413	6722,738	6723	7165,336	7166	6434
2021	5459,605	5460	6885,185	6886	7369,737	7370	6572
2022	5507,143	5508	7051,556	7052	7579,968	7580	6714
2023	5554,681	5555	7221,948	7222	7796,197	7797	6858
2024	5602,219	5603	7396,457	7397	8018,594	8019	7007
2025	5649,756	5650	7575,183	7576	8247,335	8248	7158
2026	5697,294	5698	7758,227	7759	8482,601	8483	7314
2027	5744,832	5745	7945,695	7946	8724,578	8725	7472
2028	5792,370	5793	8137,692	8138	8973,458	8974	7635
2029	5839,908	5840	8334,329	8335	9229,438	9230	7802
2030	5887,445	5888	8535,718	8536	9492,720	9493	7973
2031	5934,983	5935	8741,972	8742	9763,512	9764	8147
2032	5982,521	5983	8953,211	8954	10042,029	10043	8327
2033	6030,059	6031	9169,554	9170	10328,491	10329	8510
2034	6077,597	6078	9391,124	9392	10623,125	10624	8698
2035	6125,135	6126	9618,048	9619	10926,164	10927	8891
2036	6172,672	6173	9850,456	9851	11237,847	11238	9088
2037	6220,210	6221	10088,480	10089	11558,421	11559	9290
2038	6267,748	6268	10332,255	10333	11888,141	11889	9497
2039	6315,286	6316	10581,920	10582	12227,265	12228	9709
2040	6362,824	6363	10837,619	10838	12576,064	12577	9926

Fuente. Archivo propio

Se optó por un porcentaje de población flotante del 10 %, debido a que el municipio cuenta con ferias y fiestas; y su cercanía a la ciudad de Bogotá hace que en temporada turística tenga mayor demanda de servicio de agua potable.

En la tabla 21 se realizó el aumento a la población de diseño teniendo en cuenta el porcentaje de población flotante.

Tabla 21. Población de diseño con el aumento de la población flotante

Año	POBLACION DE DISEÑO CON EL % DE POBLACION FLOTANTE
	10%
2015	6369
2016	6504
2017	6643
2018	6784
2019	6929
2020	7078
2021	7230
2022	7386
2023	7544
2024	7708
2025	7874
2026	8046
2027	8220
2028	8399
2029	8583
2030	8771
2031	8962
2032	9160
2033	9361
2034	9568
2035	9781
2036	9997
2037	10219
2038	10447
2039	10680
2040	10919

Fuente. Archivo propio

La población de diseño en el Municipio de Arbeláez para el año 2040, es de 10919 habitantes.

Se determinó la dotación neta máxima de acuerdo al nivel de complejidad y a la temperatura del Municipio. La temperatura media de Arbeláez es de 22°C y el nivel de complejidad es medio, de la tabla 22 se obtuvo la dotación neta máxima.

Tabla 22. Dotación neta según el nivel de complejidad del sistema

Nivel de complejidad del sistema	Dotación neta (L/hab•día) climas templado y frío	Dotación neta (L/hab•día) clima cálido
Bajo	90	100
Medio	115	125
Medio alto	125	135
Alto	140	150

Fuente. RAS 2000, Reglamento Técnico del sector de agua potable y saneamiento básico. Título B.

La dotación bruta debe establecerse según la siguiente ecuación:

$$d_{Bruta} = \frac{d_{neta}}{1 - \% p}$$

El porcentaje de pérdidas técnicas para determinar la dotación bruta, no deberá superar el 25%. Para el caso del proyecto se eligió el máximo admisible de 25 %.

$$d_{bruta} = \frac{115 \text{ L/hab.día}}{(1 - 0.25)} = 153.333 \text{ L/Hab.día}$$

Seguido de esto es necesario calcular el Caudal medio diario (Qmd), Caudal Máximo Diario (QMD) y el Caudal Máximo Horario (QMH), para el periodo de diseño de 25 años.

Caudal medio diario: Corresponde al promedio de los consumos diarios en un periodo de un año, calculado de la siguiente forma:

$$Q_{md} = \frac{p * d_{bruta}}{86400}$$

Caudal máximo diario: El caudal máximo diario corresponde al consumo máximo registrado durante 24 horas durante un periodo de un año, este se obtuvo del producto del caudal medio diario por el coeficiente de consumo máximo diario K₁, que de acuerdo al RAS 2000 corresponde a 1,30.

$$QMD = Q_{md} * K_1$$

Caudal máximo diario: Corresponde al consumo máximo registrado durante una hora en un periodo de un año, sin tener en cuenta el caudal de incendio. Este se calculó multiplicando el caudal máximo diario por el coeficiente de consumo diario máximo horario K_2 , de acuerdo al RAS 2000 K_2 corresponde a un valor comprendido entre 1,3 y 1,7. Para el caso del proyecto se eligió un K_2 de 1,6.

$$QMH = QMD * K_2$$

Tabla 23. Calculo de las dotaciones (neta y bruta) y caudales de diseño

Año	Dotacion Neta Maxima Para Clima Templado (Litros x Hab x día)	Dotación Bruta (Litros / Hab x día)	Qmd (Litros/Seg)	QMD (Litros/Seg)	QMH (Litros/Seg)
				$K_1 = 1,30$	$K_2 = 1,6$
2015	115	153,333	11,303	14,694	23,510
2016	115	153,333	11,543	15,005	24,009
2017	115	153,333	11,789	15,326	24,522
2018	115	153,333	12,040	15,651	25,042
2019	115	153,333	12,297	15,986	25,577
2020	115	153,333	12,561	16,330	26,127
2021	115	153,333	12,831	16,680	26,689
2022	115	153,333	13,108	17,040	27,264
2023	115	153,333	13,388	17,405	27,848
2024	115	153,333	13,679	17,783	28,453
2025	115	153,333	13,974	18,166	29,066
2026	115	153,333	14,279	18,563	29,701
2027	115	153,333	14,588	18,964	30,343
2028	115	153,333	14,906	19,377	31,004
2029	115	153,333	15,232	19,802	31,683
2030	115	153,333	15,566	20,236	32,377
2031	115	153,333	15,905	20,676	33,082
2032	115	153,333	16,256	21,133	33,813
2033	115	153,333	16,613	21,597	34,555
2034	115	153,333	16,980	22,074	35,319
2035	115	153,333	17,358	22,566	36,105
2036	115	153,333	17,742	23,064	36,903
2037	115	153,333	18,136	23,576	37,722
2038	115	153,333	18,540	24,102	38,564
2039	115	153,333	18,954	24,640	39,424
2040	115	153,333	19,378	25,191	40,306

Fuente. Archivo Propio

Los caudales de diseño para el año 2040 son:

$$Qmd = 19.378 \text{ L/s}$$

$$QMD = 25.191 \text{ L/s}$$

$$QMH = 40.306 \text{ L/s}$$

7.3.2. Coagulación

7.3.2.1. Determinación de la dosis óptima de coagulante (Test de Jarras)

El objetivo principal del ensayo fue determinar la dosis óptima de coagulante utilizado en la planta (sulfato de aluminio tipo B), que permite desestabilizar las partículas coloidales presentes en el agua, con el fin de formar flocs de un tamaño apropiado y así los sedimentadores retengan la mayor cantidad de material coloidal. El floc que se busca con esta prueba es aquel que da un rendimiento adecuado en los procesos de clarificación del líquido.

Con lo anterior el método más utilizado y con gran aceptación en las plantas para la potabilización del agua del país es la prueba de jarras, el cual se explica más a fondo a continuación.

Los equipos que se utilizan en el ensayo de jarras son:

Agitador múltiple

El equipo de prueba de jarras fue desarrollado entre 1918 y 1921 por Langelier y Baylis, separadamente³². Consta básicamente de un agitador múltiple de velocidad variable que puede crear turbulencia simultáneamente en seis vasos de precipitado. (Ver fotografía 23).

Fotografía 24. Aparato agitador para la prueba de jarras con iluminación en la base



Fuente. Archivo propio.

Recipientes

Para la prueba se utilizaron cinco vasos de precipitado con capacidad de 1000 mililitros. Al hacer la prueba con este volumen de agua facilita la toma de

³² REYES ALVARADO, Wilmer José. Evaluación de la eficiencia de la planta de tratamiento para la potabilización de agua del municipio de cerrito- Santander. Trabajo de grado. Bucaramanga. Universidad industrial de Santander. Facultad de ciencias página 54

muestras para la turbiedad y produce mejores resultados. Igualmente es necesario disponer de cinco vasos de precipitado de 100 mililitros (ver fotografía 24) los cuales cumplen la función de almacenar el coagulante antes de adicionarlo a la muestra de estudio.

Fotografía 25. Vasos de precipitados (jarras) 1000 ml



Fuente. Archivo propio.

Reactivo:

El reactivo que se utiliza en el ensayo es la solución de sulfato de aluminio tipo B (ver fotografía 25).

- Esta solución patrón se preparó agregando agua destilada a 25 gramos de coagulante hasta completar un volumen de 250 mililitros, con esta solución se obtiene una concentración del 10 %.

Fotografía 26. Sulfato de aluminio Tipo B



Fuente. Archivo propio.

- Seguido de esto, se diluyeron 10 mililitros de la solución patrón hasta completar 100 mililitros con agua destilada (ver fotografía 26), quedando una concentración del 1 %, la apropiada para realizar la prueba.

Fotografía 27. Mezcla de agua destilada y coagulante



Fuente. Archivo propio.

Procedimiento del ensayo:

1. se determinó la temperatura del agua cruda, la turbiedad, el pH y la alcalinidad.
 - **Temperatura=** 19 °C.
 - **Turbiedad=** 3.99 UNT
 - **pH=** 7.27 Unidades
 - **Alcalinidad=** 12 mg/ L CaCO₃.
2. Se montan los cinco vasos de precipitado en el agitador múltiple y se alista el temporizador y la velocidad con la que se va a trabajar, en este caso se utilizan 80 rpm por 30 segundos, tiempo en el cual se realiza la mezcla rápida (ver fotografía 27).

Fotografía 28. Inicio de mezclado con el floculador digital



Fuente. Archivo propio.

3. En cinco vasos de 100 mililitros se añade la solución de agua destilada y el sulfato de aluminio tipo B, con diferentes concentraciones (ver fotografías 28, 29 y 30)).

Fotografía 29. Recipientes de 100 mililitros con la solución



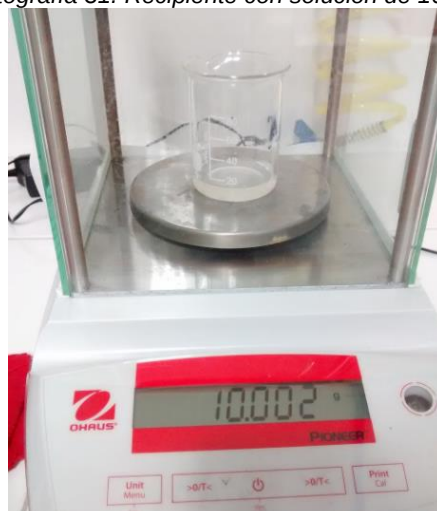
Fuente. Archivo propio.

Fotografía 30. Recipiente con solución de 15 mg



Fuente. Archivo propio.

Fotografía 31. Recipiente con solución de 10 mg



Fuente. Archivo Propio.

4. Seguido de montar los vasos, simultáneamente se inicia la mezcla y se le adiciona lo contenido en los vasos de 100 mililitros en cada una de las jarras, al mismo tiempo, por 30 minutos. Con una revolución de 40 rpm.
5. Seguido de esto, las mezcladoras dejan de funcionar, cabe aclarar que las luces del floculador digital deben estar prendidas, para una mejor observación del comportamiento de los flocs en suspensión.
6. Antes de retirar los recipientes, se debe dejar por 15 minutos las 5 jarras en reposo.
7. Seguido de esto se retiran las muestras, para tomar la turbiedad final y el pH de en una muestra de cada una de las jarras, para determinar la turbiedad más óptima.

Análisis y resultados del ensayo

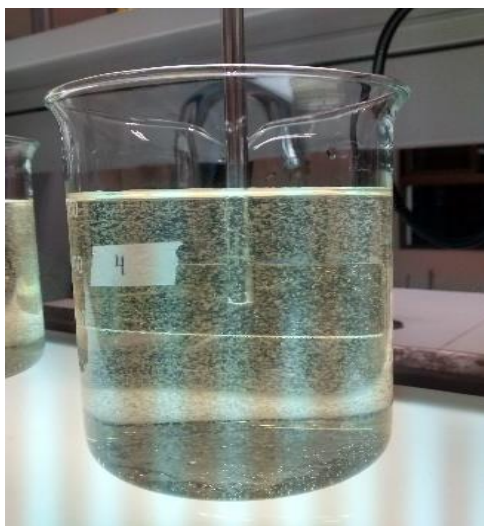
Durante el ensayo, en el procedimiento 4 se observa como a lo largo de los 40 minutos, las sustancias coloidales se van aglutinando (ver fotografía 33), dejando el agua menos turbia y más transparente.

Fotografía 32. Lavado de recipientes

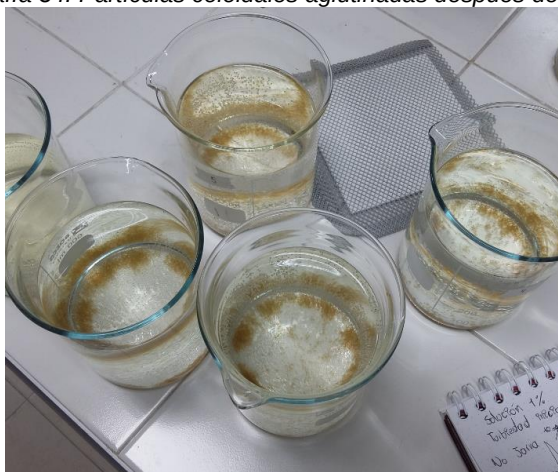


Fuente. Archivo propio.

Fotografía 33. Inicio de mezcla en floculador digital



Fotografía 34. Partículas coloidales aglutinadas después del ensayo



Fuente. Archivo Propio.

Los resultados obtenidos en el ensayo son los siguientes:

Tabla 24. Valores de turbiedad inicial y final, pH y cantidad de coagulante (ensayo de jarras)

No. jarra	1	2	3	4	5
Solución (mg)	15	20	25	30	35
Turbiedad inicial (UNT)	5.07 UNT				
Turbiedad final (UNT)	0.25	0.23	0.63	0.38	0.22
pH final	4.83	4.79	4.74	4.68	4.67

Fuente. Archivo propio

Fotografía 35. Medición de turbiedad usando el turbidímetro (muestra 5)



Fuente. Archivo propio

Las muestras, para analizar la turbiedad residual, fueron tomadas con ayuda de una pipeta en el punto medio de cada jarra.

Analizando la turbiedad inicial comparada con la final se observa que la dosis que mejor comportamiento tuvo para eliminar la turbiedad fue la jarra 5, por lo tanto la dosis más recomendable para usar en la coagulación es la de 35 mg/L de sulfato de aluminio (granulado).

7.3.2.2. Diseño de la canaleta Parshall

Ya determinada la dosis optima de coagulante a aplicar, se procedió a diseñar el dispositivo de mezcla rápida. Se usó el resalto hidráulico generado en la garganta de la canaleta Parshall para la mezcla rápida, a continuación se

diseñó la canaleta Parshall teniendo en cuenta los parámetros para que funcione como dispositivo de mezcla rápida.

Caudal de diseño $\rightarrow QMD = 25.191 \text{ L/s} = 0.025191 \text{ m}^3/\text{s}$

Temperatura mínima esperada del agua $\rightarrow 19^\circ\text{C}$

De acuerdo al procedimiento analítico sugerido por Acevedo Netto, se eligió un ancho de garganta que se encuentre entre los rangos sugeridos en la tabla 25.

Tabla 25. Valores para determinar el ancho de garganta W en función del caudal

Ancho W	Límites de caudal (l/s)	
	Q Mínimo	Q Máximo
1"	0.28	5.67
2"	0.57	14.15
3"	0.85	28.31
6"	1.42	110.44
9"	2.58	252.00
12"	3.11	455.90
18"	4.24	696.50
24"	11.90	937.30
36"	17.27	1427.20
48"	36.81	1922.70
60"	45.31	2424.00
72"	73.62	2931.00

Fuente. <http://datateca.unad.edu.co/>

Se eligió un valor donde el caudal de diseño se encuentre en el rango propuesto por la tabla, adoptamos el valor de 9 pulgadas de ancho de garganta (W) para realizar el diseño. Teniendo en cuenta la tabla 4 las dimensiones de la canaleta Parshall son:

Ancho de la garganta (W) = 0.229 m

Longitud paredes sección convergente (A) = 0.88 m

Longitud sección convergente (B) = 0.864 m

Ancho de la salida (C) = 0.38 m

Ancho entrada sección convergente (D) = 0.575 m

Profundidad total (E) = 0.61 m

Longitud de la garganta (F) = 0.61 m

Longitud de la sección divergente (G) = 0.457 m

Longitud Paredes sección divergente (K) = 0.076 m

Diferencia de elevación entre salida y cresta (N) = 0.229 m

De la ecuación del cálculo del flujo Q:

$$Q = K * ha^n$$

Dónde:

ha = Altura de la lámina de agua en la entrada de la canaleta

K y n se determinan de la tabla 5.

Se despeja ha, obteniendo la siguiente ecuación:

$$ha = \left(\frac{Q}{K} \right)^{1/n}$$

Se obtiene:

$$ha = \left(\frac{0.025191 \text{ m}^3/\text{seg}}{0.535} \right)^{1/1.53}$$

$$ha = 0.135 \text{ m}$$

Se adoptó un valor del número de Froude (F) que genere un resalto hidráulico estable; para lo anterior el F debe estar en un rango de 4.5 a 9. Se eligió un F igual a 5.

De la ecuación de continuidad se tiene:

$$Q = v_1 * A$$

$$Q = v_1 * (h_1 * b)$$

$$v_1 = \frac{Q}{h_1 * b}$$

Dónde:

b = Ancho de la canaleta (C) = 0.38 m

v₁ = Velocidad antes del resalto

h₁ = Altura de lámina de agua antes del resalto

Reemplazando para dejar a h_1 en función de v_1 :

$$v_1 = \frac{0.025191 \text{ m}^3/\text{s}}{h_1 * 0.38 \text{ m}}$$

$$v_1 = \frac{0.0663 \text{ m}^2/\text{s}}{h_1}$$

En la ecuación para el cálculo de F se reemplaza la ecuación anterior:

$$F = \frac{v_1}{\sqrt{g * h_1}}$$

$$F = \frac{0.0663 \text{ m}^2/\text{s}}{h_1 * \sqrt{g * h_1}}$$

$$F = \frac{0.0663 \text{ m}^2/\text{s}}{h_1^{3/2} * \sqrt{g}}$$

$$h_1 = \left(\frac{0.0663 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}}{F * \sqrt{g}} \right)^{2/3}$$

Reemplazando se tiene:

$$h_1 = \left(\frac{0.0663 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}}{5 * \sqrt{9.81 \text{ m/s}^2}} \right)^{2/3}$$

$$h_1 = 0.0261 \text{ m}$$

Con h_1 se calcula v_1 :

$$v_1 = \frac{Q}{h_1 * b}$$

$$v_1 = \frac{0.025191 \text{ m}^3/\text{s}}{0.0261 \text{ m} * 0.38 \text{ m}}$$

$$v_1 = 2.533 \text{ m/s}$$

Se calcula la altura después del resalto (h_2), mediante la siguiente ecuación:

$$h_2 = -\frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{2 * v_1^2 * h_1}{g} + \frac{h_1^2}{4}}$$

Se reemplaza:

$$h_2 = -\frac{0.0261 \text{ m}}{2} + \sqrt{\frac{2 * \left(2.533 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 * 0.0261 \text{ m}}{9.81 \text{ m/s}^2} + \frac{(0.0261 \text{ m})^2}{4}}$$

$$h_2 = 0.172 \text{ m}$$

Se calcula la velocidad después del resalto (v_2):

$$v_2 = \frac{Q}{h_2 * b}$$

Reemplazando:

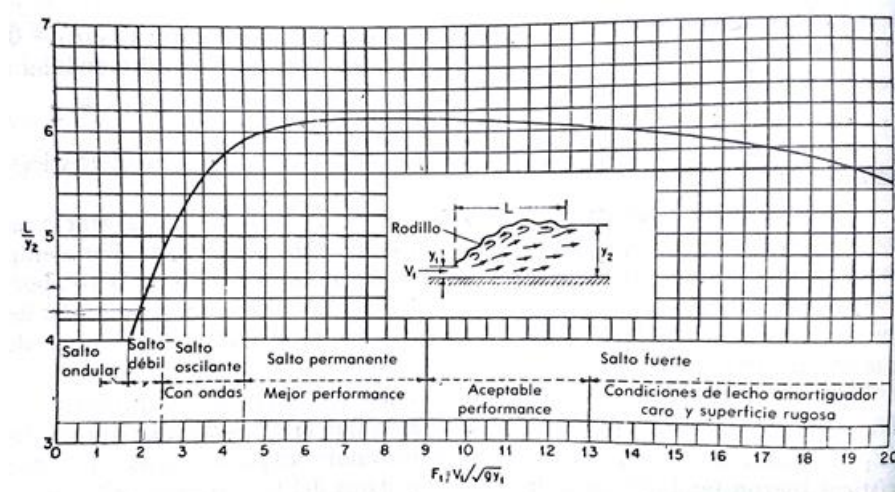
$$v_2 = \frac{0.025191 \text{ m}^3/\text{s}}{0.172 \text{ m} * 0.38 \text{ m}}$$

$$v_2 = 0.384 \text{ m/s}$$

Se determinó la longitud del resalto (L_j) mediante los siguientes tres métodos:

El Primer método es gráficamente, de la gráfica 1; Se elige el valor para el F adoptado anteriormente y ya con este valor se despeja L_j .

Grafica 1. Longitud del resalto en términos de la altura h_2



Fuente. Chow, Ven Te. Hidráulica de canales abiertos, tabla 15-4, Pag.390.

Se eligió 6.0 gráficamente para hallar L_j :

$$\frac{L_j}{h_2} = 6.0$$

$$L_j = 6.0 * h_2$$

Reemplazando:

$$L_j = 6.0 * 0.172 \text{ m}$$

$$L_j = 1.03 \text{ m}$$

El segundo método es mediante la ecuación de Silvester:

$$\frac{L_j}{h_1} = 9.75 * (F - 1)^{1.01}$$

$$L_j = (9.75 * (F - 1)^{1.01}) * h_1$$

Se reemplaza:

$$L_j = (9.75 * (5 - 1)^{1.01}) * 0.0261 \text{ m}$$

$$L_j = 1.03 \text{ m}$$

El tercer método mediante la ecuación de Smetana:

$$L_j = 6.0 * (h_2 - h_1)$$

Reemplazando:

$$L_j = 6.0 * (0.172 \text{ m} - 0.0261)$$

$$L_j = 0.877 \text{ m}$$

El valor de L_j será el promedio entre los tres valores calculados anteriormente.

$$L_j = \frac{1.03 \text{ m} + 1.03 \text{ m} + 0.877 \text{ m}}{3}$$

$$L_j = 0.98 \text{ m}$$

Se calcula la velocidad media (v_m):

$$v_m = \frac{v_1 + v_2}{2}$$

$$vm = \frac{2.533 \text{ m/s} + 0.384 \text{ m/s}}{2}$$

$$vm = 1.458 \text{ m/s}$$

Se calcula la longitud del canal para el resalto hidráulico (X):

$$X = (1.2 \text{ a } 1.4)Lj$$

Se calcula con los 2 valores extremos del rango:

$$X1 = 1.2 * Lj$$

$$X1 = 1.17 \text{ m}$$

$$X2 = 1.4 * Lj$$

$$X2 = 1.37 \text{ m}$$

Para X se tomó el valor promedio:

$$X = \frac{1.17 \text{ m} + 1.37 \text{ m}}{2}$$

$$X = 1.27 \text{ m}$$

Se calculó el tiempo del resalto (t), el cual debe estar entre 0.8 a 1.2 segundos.
Se obtiene de la siguiente ecuación:

$$t = \frac{Lj}{vm}$$

Se reemplaza:

$$t = \frac{0.98 \text{ m}}{1.458 \text{ m/s}}$$

$$t = 0.673 \text{ s } \textbf{NO CUMPLE}$$

Debido a que el tiempo del resalto no cumplió es necesario cambiar el valor de b, se disminuyó a 0.20 metros y se mantuvo el número de Froud de 5. Se calculan nuevamente todos los parámetros anteriores.

De la ecuación de continuidad se tiene:

$$Q = v_1 * A$$

$$Q = v_1 * (h_1 * b)$$

$$v_1 = \frac{Q}{h_1 * b}$$

Reemplazando para dejar a h_1 en función de v_1 :

$$v_1 = \frac{0.025191 \text{ m}^3/\text{s}}{h_1 * 0.20 \text{ m}}$$

$$v_1 = \frac{0.125 \text{ m}^2/\text{s}}{h_1}$$

En la ecuación para el cálculo de F se reemplaza la ecuación anterior:

$$F = \frac{v_1}{\sqrt{g * h_1}}$$

$$F = \frac{0.125 \text{ m}^2/\text{s}}{h_1 * \sqrt{g * h_1}}$$

$$F = \frac{0.125 \text{ m}^2/\text{s}}{h_1^{3/2} * \sqrt{g}}$$

$$h_1 = \left(\frac{0.125 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}}{F * \sqrt{g}} \right)^{2/3}$$

Reemplazando se tiene:

$$h_1 = \left(\frac{0.125 \frac{\text{m}^2}{\text{s}}}{5 * \sqrt{9.81 \text{ m/s}^2}} \right)^{2/3}$$

$$h_1 = 0.0401 \text{ m}$$

Con h_1 se calcula v_1 :

$$v_1 = \frac{Q}{h_1 * b}$$

$$v_1 = \frac{0.025191 \text{ m}^3/\text{s}}{0.0401 \text{ m} * 0.20 \text{ m}}$$

$$v_1 = 3.137 \text{ m/s}$$

Se calcula la altura después del resalto (h_2), mediante la siguiente ecuación:

$$h_2 = -\frac{h_1}{2} + \sqrt{\frac{2 * v_1^2 * h_1}{g} + \frac{h_1^2}{4}}$$

Se reemplaza:

$$h_2 = -\frac{0.0401 \text{ m}}{2} + \sqrt{\frac{2 * \left(3.137 \frac{\text{m}}{\text{s}}\right)^2 * 0.0401 \text{ m}}{9.81 \text{ m/s}^2} + \frac{(0.0401 \text{ m})^2}{4}}$$

$$h_2 = 0.264 \text{ m}$$

Se calcula la velocidad después del resalto (v_2):

$$v_2 = \frac{Q}{h_2 * b}$$

Reemplazando:

$$v_2 = \frac{0.025191 \text{ m}^3/\text{s}}{0.264 \text{ m} * 0.20 \text{ m}}$$

$$v_2 = 0.476 \text{ m/s}$$

Se determinó la longitud del resalto (L_j) mediante los siguientes tres métodos:

El Primer método es gráficamente, de la gráfica 1; Se elige el valor para el F adoptado anteriormente y ya con este valor se despeja L_j . Se mantiene 6.0 del método grafico ya que F no cambio, y se procede a hallar L_j :

$$\frac{L_j}{h_2} = 6.0$$

$$L_j = 6.0 * h_2$$

Reemplazando:

$$L_j = 6.0 * 0.264 \text{ m}$$

$$Lj = 1.58 \text{ m}$$

El segundo método es mediante la ecuación de Silvester:

$$\frac{Lj}{h_1} = 9.75 * (F - 1)^{1.01}$$

$$Lj = (9.75 * (F - 1)^{1.01}) * h_1$$

Se reemplaza:

$$Lj = (9.75 * (5 - 1)^{1.01}) * 0.0401 \text{ m}$$

$$Lj = 1.58 \text{ m}$$

El tercer método mediante la ecuación de Smetana:

$$Lj = 6.0 * (h_2 - h_1)$$

Reemplazando:

$$Lj = 6.0 * (0.264 \text{ m} - 0.0401)$$

$$Lj = 1.34 \text{ m}$$

El valor de Lj será el promedio entre los tres valores calculados anteriormente.

$$Lj = \frac{1.58 \text{ m} + 1.58 \text{ m} + 1.34 \text{ m}}{3}$$

$$Lj = 1.50 \text{ m}$$

Se calcula la velocidad media (vm):

$$vm = \frac{v_1 + v_2}{2}$$

$$vm = \frac{3.137 \text{ m/s} + 0.476 \text{ m/s}}{2}$$

$$vm = 1.806 \text{ m/s}$$

Se calcula la longitud del canal para el resalto hidráulico (X):

$$X = (1.2 \text{ a } 1.4)Lj$$

Se calcula con los 2 valores extremos del rango:

$$X1 = 1.2 * Lj$$

$$X1 = 1.80 \text{ m}$$

$$X2 = 1.4 * Lj$$

$$X2 = 2.10 \text{ m}$$

Para X se toma el valor promedio:

$$X = \frac{1.80 \text{ m} + 2.10 \text{ m}}{2}$$

$$X = 1.95 \text{ m}$$

Se calculó el tiempo del resalto (t), el cual debe estar entre 0.8 a 1.2 segundos.
Se obtiene de la siguiente ecuación:

$$t = \frac{Lj}{vm}$$

Se reemplaza:

$$t = \frac{1.50 \text{ m}}{1.806 \text{ m/s}}$$

$$t = 0.833 \text{ s } \textbf{CUMPLE}$$

Se calculó la pérdida de energía en el resalto (ΔE):

$$\Delta E = \left(h_1 + \frac{v_1^2}{2 * g} \right) - \left(h_2 + \frac{v_2^2}{2 * g} \right)$$

Se reemplaza:

$$\Delta E = \left(0.0401 \text{ m} + \frac{(3.137 \text{ m/s})^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2} \right) - \left(0.264 \text{ m} + \frac{(0.476 \text{ m/s})^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2} \right)$$

$$\Delta E = 0.265 \text{ m}$$

Se calculó el gradiente de velocidad (G), el cual según el CEPIS (Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente) recomienda

que para que la canaleta cumpla como dispositivo de mezcla rápida debe estar entre 1000 y 2000 s⁻¹.

Se calcula el G con la ecuación:

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

Dónde:

γ = Peso específico del agua a 19°C, 9791 N/m³

μ = Viscosidad dinámica del agua a 19°C, 1.027 * 10⁻³ N*s/m²

Reemplazando:

$$G = \sqrt{\frac{9791 \text{ N/m}^3 * 0.265 \text{ m}}{1.027 * 10^{-3} \text{ N} * \text{s/m} * 0.833 \text{ m}}}$$

$$G = 1743.46 \text{ s}^{-1}$$

$$1000 \text{ s}^{-1} < 1743.46 \text{ s}^{-1} < 2000 \text{ s}^{-1} \quad \textbf{CUMPLE}$$

El plano con las dimensiones definitivas de la canaleta Parshall se encuentra en el anexo 3.

7.3.3. Floculación

De acuerdo con la fase de evaluación la unidad de floculación no cumplía con los parámetros mínimos de operación. Para el diseño se usó el espacio ocupado actualmente por los floculadores, tanto como por el que está en operación, como por el que se encuentra fuera de servicio. Esto con el fin de aprovechar el espacio actual ocupado para la floculación; se debe diseñar un nuevo floculador de flujo horizontal que cumpla con los parámetros de diseño.

El floculador se diseñó teniendo en cuenta los parámetros de acuerdo al criterio de Jorge Arboleda Valencia, adicionalmente se diseñó bajo la siguiente condición; *“lo que se hace en la práctica es dividir el floculador en varios compartimientos o zonas de forma que el gradiente de velocidad se haga menor en cada una. Se recomienda un mínimo de tres zonas de floculación con $G_1 > G_2 > G_3$. Dónde: G_1 , gradiente en la primera cámara, G_2 , gradiente en la segunda cámara y G_3 , gradiente en la tercera cámara”*.³³

³³ PEREZ, Jorge Arturo, Manual de potabilización del agua, 1ª edición, pag 135.

Caudal de diseño $\rightarrow QMD = 25.191 \text{ L/seg} = 0.025191 \text{ m}^3/\text{seg}$

Temperatura mínima esperada = 19°C

Espacio asignado actualmente para la floculación:

El tanque de floculación estará dividido en tres secciones de volúmenes iguales, con el fin de garantizar tres zonas con tres gradientes de velocidad diferentes.

Ancho total = 4.78 m

Ancho útil = 4.50 m (se descuenta 0.28 metros de espesor de muros internos)

Ancho de cada sección = 1.50 m

Largo = 9.83 m

Largo útil = 9.10 m

Nota: al valor total del largo se le descontó 0.73 metros debido a que el método que se usó para diseño no tiene en cuenta el espesor de los tabiques, se dejó una longitud prudente para la posterior sumatoria de este valor.

Profundidad = 1.20 m (se tomó la profundidad útil actual)

Características de los tabiques:

Material = asbesto cemento

Espesor = 0.007 m

Coeficiente de Manning = 0.012

Coeficiente de fricción = 0.4

Altura de la placa = 1.3 m

De la siguiente ecuación se obtiene el tiempo de retención.

$$V = Q * t$$

Dónde:

V = Volumen del floculador, m³

Q = Caudal de diseño, m³/s

t = tiempo de retención, s

Se despeja y luego se reemplaza:

$$t = \frac{V}{Q}$$

$$t = \frac{1.2 \text{ m} * 9.10 \text{ m} * 4.5 \text{ m}}{0.025191 \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$t = 1950.696 \text{ s} * \frac{1 \text{ min}}{60 \text{ s}} = 32.51 \text{ min}$$

El tiempo de retención se dividió en tres para hallar el tiempo por cada sección del floculador y se obtuvo:

$$t = \frac{32.51 \text{ min}}{3} = 10.837 \text{ min}$$

Luego se obtuvo un valor base para G, con la siguiente ecuación:

$$G * T_o * C^{1.46} = 5.9 * 10^6$$

Dónde:

G = Gradiente de velocidad, s⁻¹

T_o = Tiempo de retención, s

C = Dosis de alumbre, mg/L

Despejando se obtuvo:

$$G = \frac{5.9 * 10^6}{T_o * C^{1.46}}$$

Se reemplaza:

$$G = \frac{5.9 * 10^6}{10.777 \text{ min} * \frac{60 \text{ seg}}{1 \text{ min}} * 35^{1.46} \text{ mg/L}}$$

$$G = 50.51 \approx 50 \text{ s}^{-1}$$

Teniendo en cuenta el criterio de Arboleda donde el rango para G esta entre 10 y 100 s⁻¹, el gradiente calculado está dentro de los parámetros recomendados y partir de este se adoptaron los tres gradientes para las tres zonas en las que se dividirá el floculador, en la tabla 26 se muestra como se repartieron los gradientes de velocidad.

Tabla 26. Valores de G, de acuerdo a las zonas del floculador

Zona	G (s ⁻¹)
1	75
2	50
3	40

Fuente. Archivo propio

Se realizó el diseño para cada una de las zonas, con su respectivo gradiente de velocidad.

Zona 1

Se calculó el número de pantallas (N) con la expresión de Ritcher, la cual tiene la siguiente formula.

$$N = \left\{ \left[\frac{2 * \mu * t}{\rho * (1.44 + f)} \right] \left(\frac{HLG}{Q} \right)^2 \right\}^{1/3}$$

Dónde:

N = Numero de tabiques

μ = Viscosidad dinámica a 19°C, 1.027 * 10⁻³ Pa*s

t = Tiempo de retención; 650.232 s

ρ = Densidad del agua a 19°C, 998.408 kg/m³

f = coeficiente de fricción, 0.4

H = Profundidad del flujo, 1.20 m

L = Longitud del floculador, 9.10 m

G = Gradiente de velocidad, 75 s⁻¹

Q = Caudal, 0.025191 m³/s

Se reemplaza:

$$N = \left\{ \left[\frac{2 * 1.027 * 10^{-3} Pa * s * 650.232 s}{998.408 kg/m^3 * (1.44 + 0.4)} \right] \left(\frac{1.20 m * 9.10 m * 75 s^{-1}}{0.025191 m^3/s} \right)^2 \right\}^{1/3}$$

$$N = 91.595 \approx 92 \text{ tabiques}$$

Se calcula la distancia entre tabiques:

$$e = \frac{L}{N}$$

$$e = \frac{9.10}{92}$$

$$e = 0.098 \approx 0.10 m$$

La velocidad de flujo según Arboleda debe estar entre 0.10 y 0.60 m/seg, se procede a comprobar si la velocidad cumple con esta condición.

De la ecuación de continuidad tenemos:

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

Se reemplaza:

$$v = \frac{0.025191 m^3/s}{1.2 m * 0.10 m}$$

$$v = 0.209 m/s \text{ **Cumple**}$$

La distancia libre entre el extremo del tabique y el muro lateral conocida como m debe estar entre 1 a 1.5 veces la distancia entre tabiques (e). Se adopta este valor igual a la distancia entre tabiques con el fin de que en esta parte la velocidad del flujo no cambie.

$$m = e = 0.10 m$$

Se calcula la pérdida de carga en la estructura con la siguiente ecuación:

$$\Delta h = h_1 + h_2$$

Dónde:

h_1 = Pérdida de carga por fricción, m

h_2 = pérdida de carga en los extremos de los tabiques, m

Se calcula h_1 mediante la fórmula de Manning:

$$h_1 = \left(\frac{v * n}{R^{2/3}} \right)^2 * L$$

Dónde:

v = Velocidad del flujo, m/s

n = Coeficiente de Manning, asbesto cemento: 0.012

R = Radio hidráulico, m

L = Longitud de recorrido del agua, m

Se reemplaza:

$$h_1 = \left(\frac{0.209 \text{ m/s} * 0.012}{\left(\frac{0.10 \text{ m} * 1.2 \text{ m}}{(2 * 1.2 \text{ m}) + 0.10 \text{ m}} \right)^{2/3}} \right)^2 * (0.209 \text{ m/s} * 650.232 \text{ s})$$

$$h_1 = 0.0497 \text{ m}$$

Se calcula h_2 con la cabeza de velocidad y el número de tabiques:

$$h_2 = k \frac{v^2}{2g} * N$$

Dónde:

v = Velocidad del flujo en los paso, m/s

k = Constante empírica, 3 en floculadores de flujo horizontal

N = Numero de tabiques

Se reemplaza:

$$h_2 = 3 * \frac{(0.209 \text{ m/s})^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2} * 92$$

$$h_2 = 0.620 \text{ m}$$

La pérdida de carga total para la zona 1 es:

$$\Delta h = 0.0497 \text{ m} + 0.620 \text{ m}$$

$$\Delta h = 0.669 \text{ m}$$

Los anteriores son los parámetros para el diseño de la zona 1 para la floculación.

Zona 2

Se calculó el número de pantallas (N) con la expresión de Ritcher, la cual tiene la siguiente formula.

$$N = \left\{ \left[\frac{2 * \mu * t}{\rho * (1.44 + f)} \right] \left(\frac{HLG}{Q} \right)^2 \right\}^{1/3}$$

Dónde

:

N = Numero de tabiques

μ = Viscosidad dinámica a 19°C, $1.027 * 10^{-3}$ Pa*s

t = Tiempo de retención; 650.232 s

ρ = Densidad del agua a 19°C, 998.408 kg/m³

f = coeficiente de fricción, 0.4

H = Profundidad del flujo, 1.20 m

L = Longitud del floculador, 9.10 m

G = Gradiente de velocidad, 50 s⁻¹

Q = Caudal, 0.025191 m³/s

Se reemplaza:

$$N = \left\{ \left[\frac{2 * 1.027 * 10^{-3} Pa * s * 650.232 s}{998.408 kg/m^3 * (1.44 + 0.4)} \right] \left(\frac{1.20 m * 9.10 m * 60 s^{-1}}{0.025191 m^3/s} \right)^2 \right\}^{1/3}$$

$$N = 69.90 \approx 70 \text{ tabiques}$$

Se calcula la distancia entre tabiques:

$$e = \frac{L}{N}$$

$$e = \frac{9.10}{79}$$

$$e = 0.13 m$$

La velocidad de flujo según Arboleda debe estar entre 0.10 y 0.60 m/seg, se procede a comprobar si la velocidad cumple con esta condición.

De la ecuación de continuidad tenemos:

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

Se reemplaza:

$$v = \frac{0.025191 \text{ m}^3/\text{s}}{1.2 \text{ m} * 0.13 \text{ m}}$$

$$v = 0.161 \text{ m/s} \text{ **Cumple**}$$

La distancia libre entre el extremo del tabique y el muro lateral conocida como m debe estar entre 1 a 1.5 veces la distancia entre tabiques (e). Se adopta este valor igual a la distancia entre tabiques con el fin de que en esta parte la velocidad del flujo no cambie.

$$m = e = 0.13 \text{ m}$$

Se calcula la pérdida de carga en la estructura con la siguiente ecuación:

$$\Delta h = h_1 + h_2$$

Dónde:

h_1 = Pérdida de carga por fricción, m

h_2 = pérdida de carga en los extremos de los tabiques, m

Se calcula h_1 mediante la fórmula de Manning:

$$h_1 = \left(\frac{v * n}{R^{2/3}} \right)^2 * L$$

Dónde:

v = Velocidad del flujo, m/s

n = Coeficiente de Manning, asbesto cemento: 0.012

R = Radio hidráulico, m

L = Longitud de recorrido del agua, m

Se reemplaza:

$$h_1 = \left(\frac{0.161 \text{ m/s} * 0.012}{\left(\frac{0.13 \text{ m} * 1.2 \text{ m}}{(2 * 1.2 \text{ m}) + 0.13 \text{ m}} \right)^{2/3}} \right)^2 * (0.161 \text{ m/s} * 650.232 \text{ s})$$

$$h_1 = 0.0162 \text{ m}$$

Se calcula h_2 con la cabeza de velocidad y el número de tabiques:

$$h_2 = k \frac{v^2}{2g} * N$$

Dónde:

v = Velocidad del flujo en los paso, m/s

k = Constante empírica, 3 en floculadores de flujo horizontal

N = Numero de tabiques

Se reemplaza:

$$h_2 = 3 * \frac{(0.161 \text{ m/s})^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2} * 70$$

$$h_2 = 0.279 \text{ m}$$

La pérdida de carga total para la zona 2 es:

$$\Delta h = 0.0162 \text{ m} + 0.279 \text{ m}$$

$$\Delta h = 0.295 \text{ m}$$

Los anteriores son los parámetros para el diseño de la zona 2 para la floculación.

Zona 3

Se calculó el número de pantallas (N) con la expresión de Ritcher, la cual tiene la siguiente formula.

$$N = \left\{ \left[\frac{2 * \mu * t}{\rho * (1.44 + f)} \right] \left(\frac{HLG}{Q} \right)^2 \right\}^{1/3}$$

Dónde:

N = Numero de tabiques

μ = Viscosidad dinámica a 19°C, $1.027 * 10^{-3}$ Pa*s

t = Tiempo de retención; 650.232 s

ρ = Densidad del agua a 19°C, 998.408 kg/m³

f = coeficiente de fricción, 0.4

H = Profundidad del flujo, 1.20 m

L = Longitud del floculador, 9.10 m

G = Gradiente de velocidad, 40 s⁻¹

Q = Caudal, 0.025191 m³/s

Se reemplaza:

$$N = \left\{ \left[\frac{2 * 1.027 * 10^{-3} Pa * s * 650.232 s}{998.408 kg/m^3 * (1.44 + 0.4)} \right] \left(\frac{1.20 m * 9.10 m * 40 s^{-1}}{0.025191 m^3/s} \right)^2 \right\}^{1/3}$$

$$N = 60.238 \approx 61 \text{ tabiques}$$

Se calcula la distancia entre tabiques:

$$e = \frac{L}{N}$$

$$e = \frac{9.10}{61}$$

$$e = 0.149 \approx 0.15 m$$

La velocidad de flujo según Arboleda debe estar entre 0.10 y 0.60 m/seg, se procede a comprobar si la velocidad cumple con esta condición.

De la ecuación de continuidad tenemos:

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

Se reemplaza:

$$v = \frac{0.025191 m^3/s}{1.2 m * 0.15 m}$$

$$v = 0.139 \text{ m/s } \underline{\text{Cumple}}$$

La distancia libre entre el extremo del tabique y el muro lateral conocida como m debe estar entre 1 a 1.5 veces la distancia entre tabiques (e). Se adopta este valor igual a la distancia entre tabiques con el fin de que en esta parte la velocidad del flujo no cambie.

$$m = e = 0.15 \text{ m}$$

Se calcula la pérdida de carga en la estructura con la siguiente ecuación:

$$\Delta h = h_1 + h_2$$

Dónde:

h_1 = Pérdida de carga por fricción, m

h_2 = pérdida de carga en los extremos de los tabiques, m

Se calcula h_1 mediante la fórmula de Manning:

$$h_1 = \left(\frac{v * n}{R^{2/3}} \right)^2 * L$$

Dónde:

v = Velocidad del flujo, m/s

n = Coeficiente de Manning, asbesto cemento: 0.012

R = Radio hidráulico, m

L = Longitud de recorrido del agua, m

Se reemplaza:

$$h_1 = \left(\frac{0.139 \text{ m/s} * 0.012}{\left(\frac{0.15 \text{ m} * 1.2 \text{ m}}{(2 * 1.2 \text{ m}) + 0.15 \text{ m}} \right)^{2/3}} \right)^2 * (0.139 \text{ m/s} * 650.232 \text{ s})$$

$$h_1 = 0.0088 \text{ m}$$

Se calcula h_2 con la cabeza de velocidad y el número de tabiques:

$$h_2 = k \frac{v^2}{2g} * N$$

Dónde:

v = Velocidad del flujo en los paso, m/s

k = Constante empírica, 3 en floculadores de flujo horizontal

N = Numero de tabiques

Se reemplaza:

$$h_2 = 3 * \frac{(0.139 \text{ m/s})^2}{2 * 9.81 \text{ m/s}^2} * 61$$

$$h_2 = 0.158 \text{ m}$$

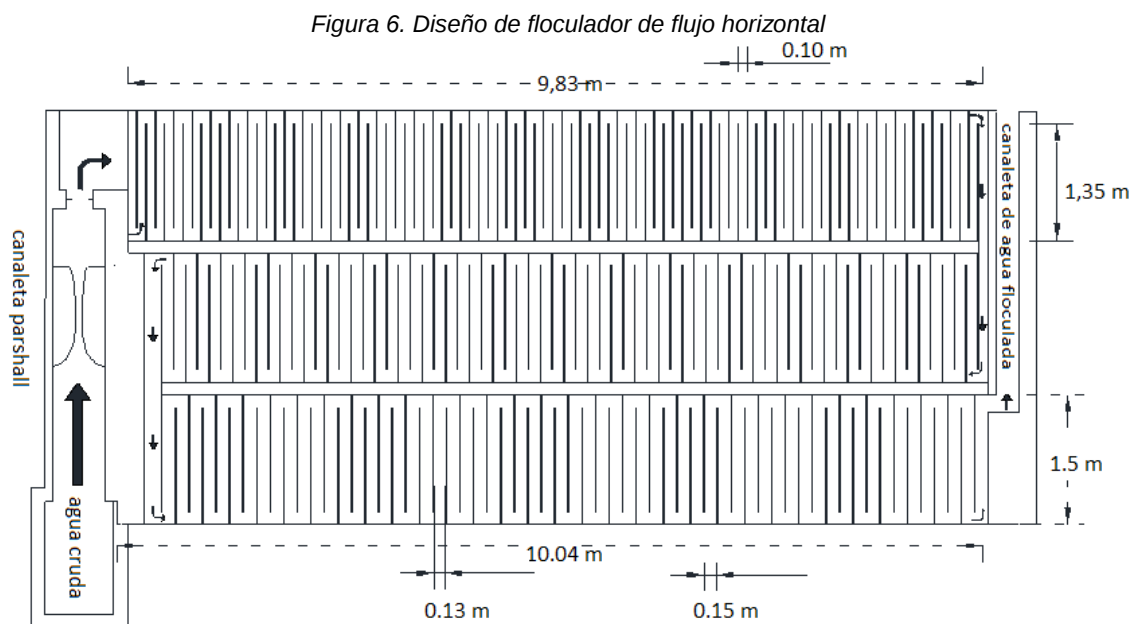
La pérdida de carga total para la zona 3 es:

$$\Delta h = 0.0088 \text{ m} + 0.183 \text{ m}$$

$$\Delta h = 0.191 \text{ m}$$

Los anteriores son los parámetros para el diseño de la zona 3 para la floculación.

En la figura 6 se muestra el floculador con las dimensiones definitivas. (En el anexo 4 se encuentra el plano del floculador)



Fuente. Archivo propio

7.3.4. Sedimentación

De acuerdo con la evaluación realizada en los sedimentadores, estos están cumpliendo con el caudal que se maneja actualmente (19,80 Litros/seg), sin embargo, para el caudal de diseño calculado para una proyección a 25 años, se debe realizar un diseño nuevo, teniendo en cuenta que el caudal aumento. Se diseñaron sedimentadores de alta tasa aprovechando los tanques ya existentes.

$$QMD = 25.191 \text{ L/s} \rightarrow 0,0251 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$QMD = 0,0251 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s} = 2176.5 \text{ m}^3/\text{d}$$

Sedimentador 1 y 2

Carga superficial actual

$$C_s = \frac{Q}{A}$$

Se reemplaza

$$C_s = \frac{0.0251 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s}}{23,66 \text{ m}^2} = 91.65 \text{ m}/\text{d}$$

Velocidad promedio

$$V_0 = \frac{Q}{A \times \sin \theta} \rightarrow \text{Reemplazando}$$

Reemplazando:

$$V_0 = \frac{0,0251 \text{ m}^3/\text{s} \times 86400 \text{ s}}{23,66 \times \sin 60} = 105.83 \text{ m}/\text{d}$$

$$105.83 \text{ m}/\text{d} * \frac{1 \text{ dia}}{1440 \text{ min}} = 0,07 \text{ m}/\text{min}$$

Placas

$$2,40 \text{ mts} \times 1 \text{ m} \times 0,01 \rightarrow \text{separacion de } 7.5 \text{ cms}$$

Longitud relativa del sedimentador

$$Lr = \frac{L}{d}$$

Reemplazando

$$Lr = \frac{100 \text{ cms}}{7.5 \text{ cms}} = 13.3 \text{ cms}$$

La viscosidad cinemática se determina de acuerdo a la tabla 27.

Tabla 27. Viscosidad cinemática del agua a diferentes temperaturas

T°C	$\nu * 10^6, m^2/s$
0	1,785
5	1,519
10	1,306
15	1,139
20	1,003
25	0,893
30	0,800

Fuente. <http://fluidos.eia.edu.co/fluidos/>

La temperatura del agua es de 19° C lo que se hace necesario interpolar

$$\frac{(19^\circ - 15^\circ)(1,003 \times 10^6, m^2/s - 1,139 \times 10^6, m^2/s)}{(20^\circ - 15^\circ)} + 1,139 \times 10^6, m^2/s$$

$$\text{Viscosidad cinemática a } 19^\circ = 1,0302 \times 10^6 \frac{m^2}{s}$$

La longitud relativa L' para la región de transición de tubos

$$L' = \frac{0,013 \times V_0 \times d}{\nu}$$

Reemplazando:

$$L' = \frac{0,013 \times 0,07 \frac{m}{min} \times 0,05 m}{60 \times 1,0302 \times 10^{-6} \frac{m^2}{s}} = 1,104 \text{ cms}$$

$$L' < L \Rightarrow L_c = L - L' = 13.3 \text{ cms} - 1,104 \text{ cms} = 12.196 \text{ cms}$$

Longitud relativa del sedimentador en flujo laminar, corregida en la longitud de transición.

$$L_c = 12.196 \text{ cms}$$

Ecuación para la velocidad crítica de asentamiento o carga superficial de sedimentación de alta tasa (V_{sc}).

$$V_{sc} = \frac{S_c V_0}{\sin \theta + L_c \cos \theta}$$

Se reemplaza:

$$V_{sc} = \frac{1 \times 105.83 \text{ m/d}}{\text{sen } 60^\circ + 12.196 \text{ cms } \cos 60^\circ} = 15,19 \text{ m/d}$$

El diseño para floc de alumbre es de 14-22 m/d.

$$V_{sc} = 14 \text{ m/s} < \mathbf{15,19 \text{ m/s}} < 22 \text{ m/s}$$

Número de Reynolds

$$N_{RE} = \frac{V_o d}{\nu}$$

Reemplazando:

$$N_{RE} = \frac{105.83 \text{ m/d} \times 0,075 \text{ m}}{86400 \times 1,0302 \times 10^{-6}} = 89.17$$

$$\mathbf{89.17 < 500 \text{ Existe flujo laminar}}$$

Tiempo de retención en el tanque:

$$T = \frac{V}{Q}$$

Se reemplaza:

$$T = \frac{23,66 \text{ m}^2 \times 2,80 \text{ mts}}{0,0251 \text{ m/s} \times 60} = 43.98 \text{ min}$$

Número de Placas

$$N = \frac{(9,66 - 1 \cos 60) \text{ Sen } 60 + 0,05}{0,075 + 0,01} = 94$$

Longitud aplicada por las placas

$$L^* = L * \cos \theta + \frac{N * e + N * E}{\text{sen } \theta}$$

$$L^* = 1 * \cos 60^\circ + \frac{94 * 0,001 + 94 * 0,075}{\text{sen } 60^\circ}$$

$$L^* = 9,22 \text{ mts}$$

Tolva de lodos

Se deja un volumen del 50% de la celda de sedimentación

Volumen de la celda

$$V_c = L^* * l * \text{Sen}\theta * a$$

$$V_c = 9,22\text{m} * 1\text{m} * \text{Sen}60^\circ * 2,40\text{m}$$

$$V_c = 19.16\text{m}^3$$

Volumen de la tolva

$$V_t = 0.50\text{m} * 19.16\text{m}^2 = 9,58\text{m}^3$$

Tuberías de descargue de lodos

Suponiendo $\theta = 4''$ 8 tubos

$$q = C.A\sqrt{2 * g * h}$$

Para $\theta = 4''$ $c = 0.80$

$$A = \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi * (4 * 0.0254)^2}{4} = 8,10 * 10^{-3}$$

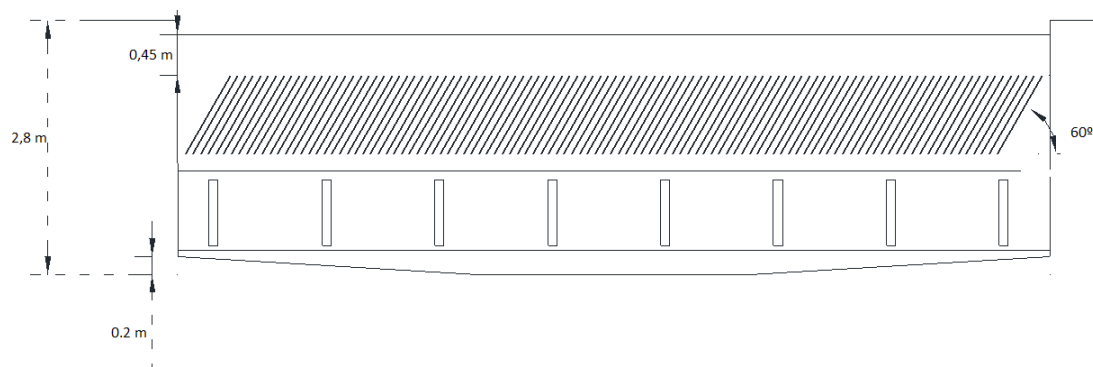
$$q = 0.80 * 8.10 * 10^{-3} \sqrt{2 * 9.81 * (2.80\text{m} - 1.20\text{m})}$$

$$q = 0.036 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$qt = 0.036 \text{ m}^3/\text{s} * 8 = 0.288 \text{ m}^3/\text{s}$$

Las figuras 7, 8 y 9 corresponden a las dimensiones definitivas para los sedimentadores 1 y 2.

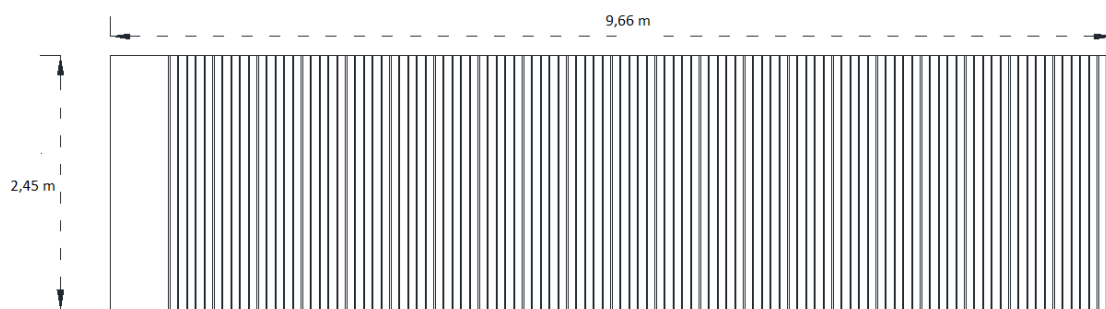
Figura 7. Diseño de sedimentador 1 y 2 de alta tasa. Vista en planta



Fuente. Archivo propio.

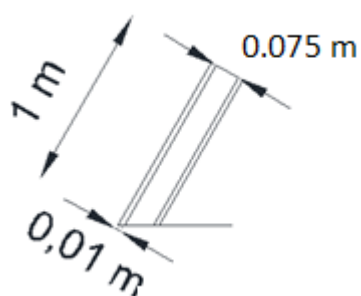
Figura 8. Diseño de sedimentador 1 y 2 de alta tasa. Vista en perfil

numero de placas: 94



Fuente. Archivo propio.

Figura 9. Diseño de sedimentador 1 y 2 de alta tasa. Detalle de placa



Fuente. Archivo propio.

Sedimentador 3

Carga superficial actual

$$C_s = \frac{Q}{A}$$

Reemplazando:

$$C_s = \frac{0.0251 m^3/s \times 86400s}{32,65 m^2} = 66.42 m/d$$

Velocidad promedio

$$V_0 = \frac{Q}{A \times \sin \theta}$$

Se reemplaza:

$$V_0 = \frac{0,0251 m^3/s \times 86400s}{32,65 \times \sin 60} = 76.69 m/d$$
$$V_0 = 76.69 m/d \rightarrow \frac{1 dia}{1440 min} = 0,053 m/min$$

Placas

$$2,40 mts \times 1 m \times 0,01 \rightarrow \text{separacion de } 10 cms$$

Longitud relativa

$$Lr = \frac{L}{d}$$

Reemplazando:

$$Lr = \frac{100 cms}{10 cms} = 10 cms$$

La longitud relativa L' para la región de transición de tubos es:

$$L' = \frac{0,013 \times V_0 \times d}{v}$$

Se reemplaza:

$$L' = \frac{0,013 \times 0,053 m/min \times 0,10 m}{60 \times 1,0302 \times 10^{-6}} = 1.114 cms$$

Longitud relativa del sedimentador en flujo laminar, corregida en la longitud de transición.

$$L' < L \Rightarrow L_c = L - L' = 10 \text{ cms} - 1,114 \text{ cms} = 8.886 \text{ cms}$$

$$L_c = 8.886 \text{ cms}$$

Velocidad critica de asentamiento o carga superficial de sedimentación de alta tasa.

$$V_{sc} = \frac{S_c V_0}{\text{sen } \theta + L_c \cos \theta}$$

Reemplazando:

$$V_{sc} = \frac{1 \times 76.69 \text{ m/d}}{\text{sen } 60^\circ + 8.886 \text{ cms} \cos 60^\circ} = 14.44 \text{ m/d}$$

El diseño para floc de alumbre es de 14-22 m/d.

$$V_{sc} = 14 \text{ m/s} < \mathbf{14.44 \text{ m/s}} < 22 \text{ m/s}$$

Numero de Reynolds

$$N_{RE} = \frac{V_o d}{\nu}$$

Se reemplaza:

$$N_{RE} = \frac{76.69 \text{ m/d} \times 0,10 \text{ m}}{86400 \times 1,0302 \times 10^{-6}} = 86.15$$

86.15 < 500 Existe flujo laminar

Tiempo de retención en tanque

$$T = \frac{V}{Q}$$

Se reemplaza:

$$T = \frac{32,65 \times 2,80 \text{ mts}}{0,0254 \text{ m}^3/\text{s} \times 60} = 59.98 \text{ min}$$

Número de Placas

$$N = \frac{(9,66 - 1 \cos 60) \text{ Sen } 60 + 0,10}{0,10 + 0,01} = 73$$

Longitud ocupada por las placas

$$L^* = l \times \cos\theta + \frac{N \times e + N \times \text{espesor}}{\text{sen}\theta}$$

$$L^* = 1 \text{ mts} \times \cos 60^\circ + \frac{73 \times 0,10 \text{ mts} + 73 \times 0,01 \text{ m}}{\text{sen } 60^\circ} = 9.77 \text{ mts}$$

$$L^* = 9.77 \text{ mts}$$

Se hace necesario aumentar la longitud del sedimentador a 9.77 mts

Tolva de lodos: se deja un volumen del 50% de la celda de sedimentación

Volumen de la celda

$$V_c = L^* \times L \times \text{sen}\theta \times a$$

$$V_c = 9.77 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times \text{sen } 60^\circ \times 2.40 \text{ m} = 20.30 \text{ m}^3$$

$$V_c = 20.30 \text{ m}^3$$

Volumen de la tolva

$$V_t = 0.50 \text{ mts} \times 20.30 \text{ m}^2 = 10.15 \text{ m}^3$$

Tuberías de descarga de lodos

Suponiendo $\theta = 4''$ 10 tubos

$$q = C \cdot A \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

Para $\theta = 4''$ $c = 0.80$

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi \cdot (4 \cdot 0.0254)^2}{4} = 8,10 \cdot 10^{-3}$$

$$q = 0.80 \cdot 8,10 \cdot 10^{-3} \sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot (2.80 \text{ m} - 1.20 \text{ m})}$$

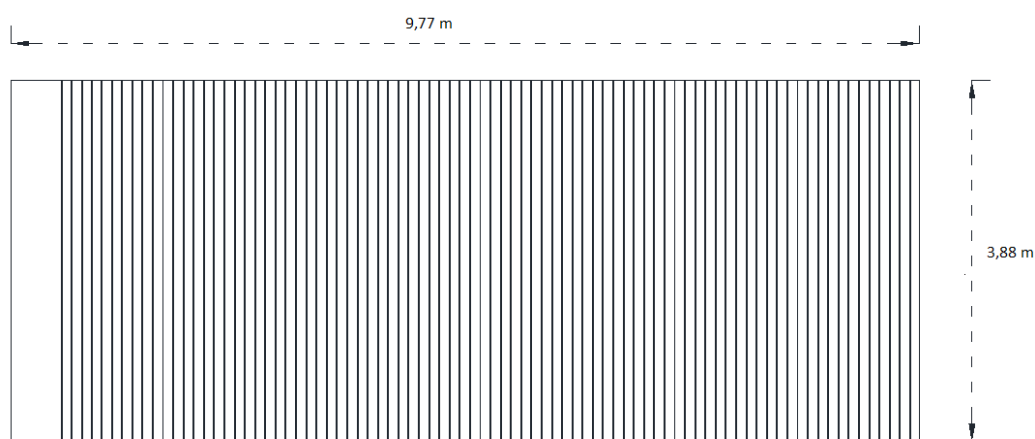
$$q = 0.03 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$qt = 0.03 \text{ m}^3/\text{s} * 10 = 0.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los figuras 10, 11 y 12 muestran las dimensiones definitivas del sedimentador 3.

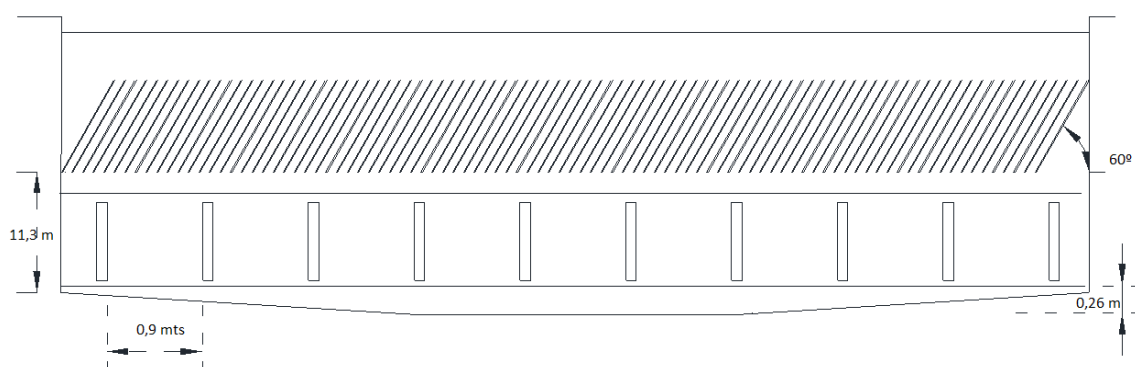
Los planos con las dimensiones definitivas de los tres sedimentadores se encuentran en el anexo 5.

Figura 10. Diseño de sedimentador 3 de alta tasa. Vista en planta



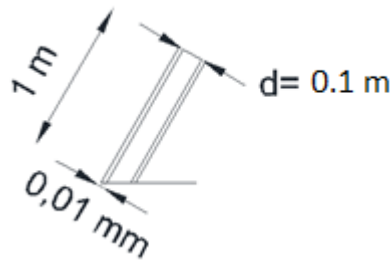
Fuente. Archivo propio.

Figura 11. Diseño de sedimentador 3 de alta tasa. Vista en perfil



Fuente. Archivo propio.

Figura 12. Diseño de sedimentador 3 alta tasa. Detalle de placas



Fuente. Archivo propio.

7.3.5. Filtración

Se procedió a diseñar tres filtros rápidos de lecho mixto y tasa declinante.

Caudal de diseño: QMD= 25.19 L/seg = 0.0251 m³/seg = 2168.64 m³/día.

Tasa media de filtración: q_{med} = 240 m³/m²*día.

Numero de filtros: se adoptan 3 por motivos de espacio y de número de unidades de sedimentación.

El caudal de diseño para los filtros será de 1084.32 m³/día.

Área total de filtración (A_T):

$$A_T = \frac{Q}{q_{med}}$$

Dónde:

A_T = área total de filtración.

Q = caudal de diseño = QMD = 38.42 L/seg = 3317 m³/día.

q_{med} = tasa media de filtración = 240 m³/m²*día.

$$A_T = \frac{1084.32 \frac{m^3}{día}}{240 * \frac{m^3}{m^2 * día}}$$

$$A_T = 4.52 m^2$$

Área de cada filtro (A):

$$A = \frac{A_T}{N}$$

Dónde:

A= área de cada filtro.

A_T= área total de filtración= 4.52 m².

N= número de filtros = 3.

$$A = \frac{4.52 \text{ m}^2}{3}$$

$$A = 1.51 \text{ m}^2$$

Forma y dimensiones de los filtros:

$$\frac{B}{L} = \frac{N + 1}{2N} = \frac{3 + 1}{2 * 3} = \frac{4}{6}$$

$$\frac{B}{L} = 0.666$$

$$B = 0.66L$$

$$L * B = A$$

Dónde:

L= lado de un filtro.

B= ancho de un filtro.

A= área de cada filtro.

Entonces:

$$L * 0.66 * L = 1.51 \text{ m}^2$$

$$0.66 L^2 = 1.51 \text{ m}^2$$

Se despeja L:

$$L = \sqrt{\frac{1.51 \text{ m}^2}{0.66}}$$

$$L = 1.51 \text{ m}$$

Entonces:

$$B = 0.66 * 1.51m$$

$$B = 1.00 m$$

Como:

$$1 \leq \frac{L}{B} \leq 3$$

$$\frac{L}{B} = \frac{1.51}{1.00} = 1.51$$

$$1 \leq 1.51 \leq 3 \text{ CUMPLE.}$$

Tasa de filtración (q):

q_{med} = Tasa media de filtración = $240 \text{ m}^3/\text{m}^2 \cdot \text{día}$.

Entonces:

$$q_{min} = (1 - C) * q$$

$$q_{max} = (1 + C) * q$$

Dónde:

q_{min} = tasa mínima de filtración.

q_{max} = tasa máxima de filtración.

C = coeficiente de mayoración o minoración, que debe estar específicamente dentro del siguiente parámetro ($0.25 \leq C \leq 0.50$). para este caso se adopta la mitad del rango. Es decir, $C = 0.37$

Se tiene:

$$q_{min} = (1 - 0.37) * 240 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ día}}$$

$$q_{min} = 151.2 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ día}} = \text{tasa mínima de filtración}$$

$$q_{max} = (1 + 0.37) * 240 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ día}}$$

$$q_{max} = 328.8 \frac{\text{m}^3}{\text{m}^2 \text{ día}} = \text{tasa máxima de filtración}$$

Características de los medios filtrantes

Tabla 28. Combinaciones de lechos de arena – antracita que se comportan bien en el lavado y producen

Material	Tamiz No.	Diámetros de tamices mm	Tamaño efectivo mm	Coefficiente de uniformidad	Relación d_2/d_3	1.10 Vmf $t=15-30^{\circ}\text{C}$ cm/min
Antracita	12 - 25	1.68 - 0.71	0.78	1.54	4	50 - 56
Arena	18 - 40	1.00 - 0.42	0.46	1.54		
Antracita	10 - 20	2.00 - 0.85	0.9	1.55	4	70 - 75
Arena	16 - 35	1.19 - 0.5	0.55	1.60		
Antracita	8 - 18	2.36 - 1.00	1.1	1.55	3.9	88 - 93
Arena	14 - 35	1.40 - 0.60	0.65	1.53		
Antracita	8 - 16	2.36 - 1.18	1.28	1.40	3.9	88 - 93
Arena	14 - 30	1.40 - 0.60	0.65	1.53		

adecuada intermezcla

Fuente. Arboleda valencia, Jorge, teoría y práctica de la purificación del agua, 4ta edición, cap. 9, pág. 414.

Se adopta según la tabla:

TE: tamaño efectivo= 0.55 mm

CU: coeficiente de uniformidad= 1.60

P₀: Porosidad = 0.40

Para hallar la abertura ideal que deja pasar el 60% del material (D₆₀) se tiene:

$$d_{60} = CU * d_{10}$$

Dónde:

d₆₀= abertura del tamiz ideal que deja pasar el 60% del material.

CU= coeficiente de uniformidad.

d₁₀= abertura del tamiz ideal que deja pasar el 10% del materia = Tamaño Efectivo (TE).

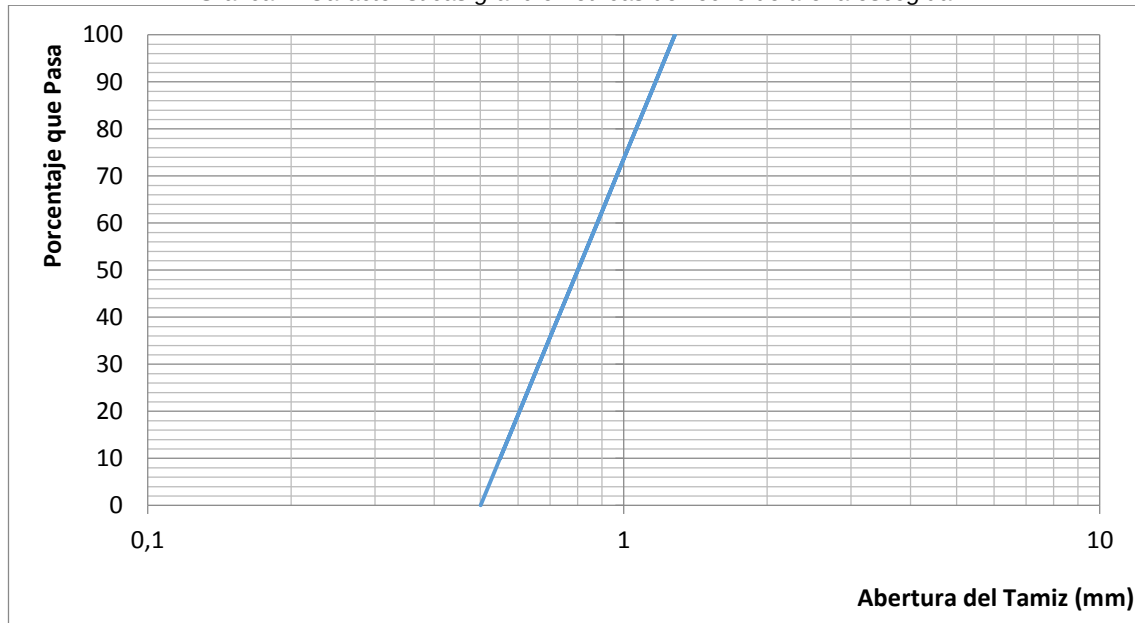
$$d_{60} = CU * d_{10}$$

$$d_{60} = 1.60 * 0.55 = 0.88 \text{ mm}$$

$$d_{60} = 0.88\text{mm} ; d_{10} = 0.55\text{mm}$$

Con los diámetros anteriormente calculados se realiza la gráfica (Ver grafica 2) que define las características granulométricas que debe cumplir la arena escogida.

Grafica 2. Características granulométricas del lecho de arena escogida



Fuente. Archivo Propio.

Para la antracita se toma la siguiente ecuación:

P_0 = porosidad = 0.40.

$$d_{90}(\text{Antracita}) = C * d_{10}(\text{Arena})$$

Dónde:

C= coeficiente que depende de la condición de la mezcla de la tabla 29; se adopta 3.0 para una mezcla parcial.

d_{10} (Arena) = abertura del tamiz ideal que deja pasar el 10 % del material = 0.55mm.

d_{90} (Antracita)= abertura tamiz ideal que deja pasar el 90% del material.

Tabla 29. Valores del coeficiente C

condiciones de mezcla	valores de C
sin	2,5
parcial	3,0 (1)
sustancial	4,0

(1) recomendado

Fuente. Pérez parra, Jorge Arturo, Manual de potabilización del agua, 1era edición – tabla 16 pág. 288.

Entonces:

$$d_{90}(\text{Antracita}) = 3.00 * 0.55\text{mm} = 1.65\text{mm}$$

Es recomendable que el coeficiente de uniformidad CU de la antracita sea igual al de la arena, se tiene:

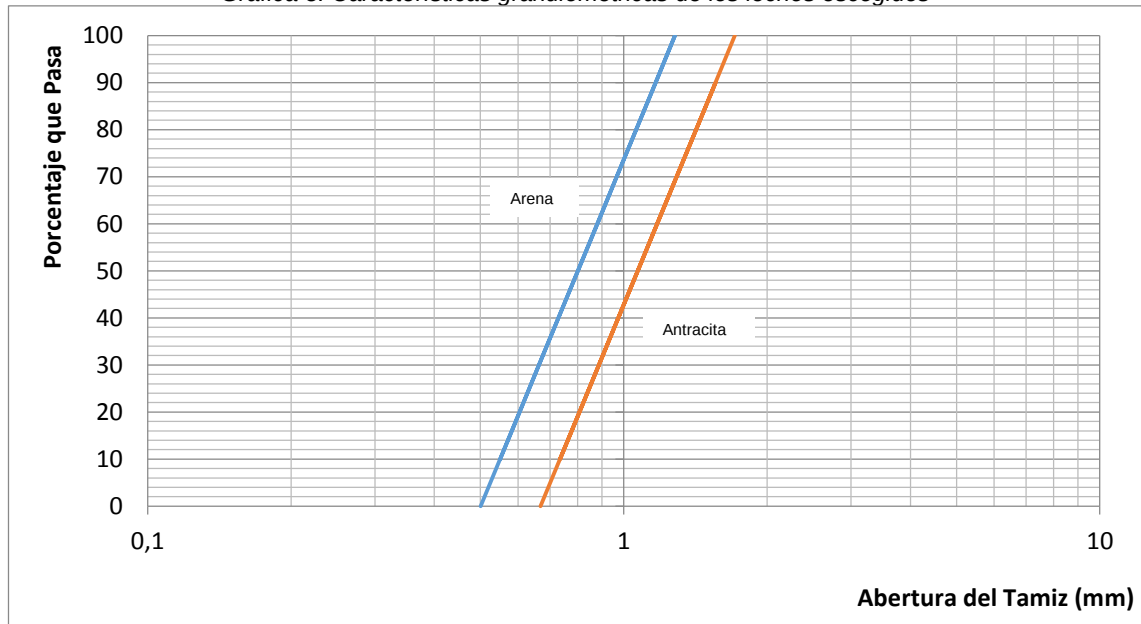
$$CU(\text{antracita}) = CU(\text{arena})$$

$$CU(\text{antracita}) = 1.60$$

Se traza una paralela a la granulometría de la arena el cual pasa por el punto d_{90} de la antracita, esta representa las características granulométricas para la antracita seleccionada (Ver Grafica 3) y se obtiene:

$$TE(\text{antracita}) = 0.75 \text{ mm.}$$

Grafica 3. Características granulométricas de los lechos escogidos



Fuente. Archivo propio.

Calculo del espesor del lecho

$$\frac{TE_a}{X_a} = \frac{TE_A}{X_A}$$

Dónde:

TE_a = tamaño efectivo de la arena (mm)= 0.55mm.

TE_A = tamaño efectivo de la antracita (mm) = 0.75 mm.

X_a = porcentaje en volumen de arena.

X_A = porcentaje en volumen de la antracita.

Se tiene que:

$$X_a + X_A = 100\%$$

$$X_A = \frac{TE_A}{TE_a} * X_a$$

$$X_A = \frac{0.75}{0.55} * X_a$$

$$X_A = 1.36 * X_a$$

La profundidad del lecho filtrante será de 0.70m (adoptado), entonces se tiene:

$$X_a + X_A = 0.70m$$

$$X_a + (1.36 X_A) = 0.70m$$

Se despeja X_a y se tendrá:

$$X_a = 0.30 \text{ m (espesor para la capa de arena)}$$

Entonces:

$$X_a + X_A = 0.70m$$

$$X_A = 0.70m - 0.30m$$

$$X_A = 0.40 \text{ m (espesor para la capa de antracita)}$$

Para la grava de soporte se tendrá en cuenta las siguientes características de la tabla 30.

Tabla 30. Características para la grava de soporte

Posición	Espesor (Cm)	Tamaño (mm)		
En el fondo	10	25,4	hasta	50
Segunda capa	7,5	12,7	hasta	25,4
Tercera capa	7,5	6,4	hasta	12,7
Cuarta capa	7,5	3,2	hasta	6,4
Gravilla	7,5	1,7	hasta	3,2

Fuente. Pérez Parra, Jorge Arturo, Manual de Potabilización del Agua, 2da edición – tabla 23. pág. 333.

Para la entrada de agua a las unidades de filtración se emplea una válvula de compuerta de 12" de diámetro. Para la estructura de salida se emplea un vertedero individual tipo rectangular con un ancho de 0.30 m.

Hidráulica de lavado

Velocidad de fluidificación total

Numero de Galileo (G_a)

$$G_a = \frac{g * (S_s - 1) * d_{90}^3}{\nu^2}$$

Para la arena:

Dónde:

G_a = número de galileo.

g = aceleración de la gravedad = 980 cm/s².

S_s =peso específico de la arena = 2.65

ν = viscosidad dinámica del agua a 19°C= 1.028*10⁻² cm²/s.

d_{90} = Abertura del tamiz que deja pasar el 90% del material = 1.18 mm ó 0.118 cm.

$$G_a = \frac{980 \text{ cm/s}^2 * (2.65 - 1) * (0.118 \text{ cm})^3}{(1.028 * 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s})^2}$$

$$G_a = 25140.26$$

Numero de Galileo (G_a)

$$G_a = \frac{g * (S_s - 1) * d_{90}^3}{\nu^2}$$

Para la antracita:

Dónde:

G_a = número de galileo.

g = aceleración de la gravedad = 980 cm/s².

S_s = peso específico de la antracita = 1.65

ν = viscosidad dinámica del agua a 19°C= 1.028*10⁻² cm²/s.

d_{90} = Abertura del tamiz que deja pasar el 90% del material = 1.65 mm ó 0.165 cm.

$$G_a = \frac{980 \text{ cm/s}^2 * (1.65 - 1) * (0.165 \text{ cm})^3}{(1.028 * 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s})^2}$$

$$G_a = 27077.28$$

Velocidad de fluidificación total

$$V_a = \left(\frac{1.3 * v}{d_{90}} \right) * \{ (33.7^2 + 0.0408 * G_a)^{0.5} - 33.7 \}$$

Para la arena será:

$$V_a = \left(\frac{1.3 * 1.028 * 10^{-2}}{0.118 \text{ cm}} \right) * \{ (33.7^2 + 0.0408 * 25140.26)^{0.5} - 33.7 \}$$

$$V_a = 1.45 \frac{\text{cm}}{\text{s}} = 0.87 \frac{\text{m}}{\text{min}}$$

Para la antracita será:

$$V_a = \left(\frac{1.3 * 1.028 * 10^{-2}}{0.165 \text{ cm}} \right) * \{ (33.7^2 + 0.0408 * 27077.28)^{0.5} - 33.7 \}$$

$$V_a = 1.10 \frac{\text{cm}}{\text{s}} = 0.66 \frac{\text{m}}{\text{min}}$$

Calculo de la expansión de lechos filtrantes

La expansión en el lecho de arena será:

Tabla 31. Calculo de la expansión del lecho de arena

EXPANSIÓN DEL LECHO DE ARENA											
Nº De tamiz	d1 (cm)	d2 (cm)	di (cm)	Ga	Re	Vs (cm/s)	βRe^Θ	Pe	ξ_c	ξ_i	ΔL_c (m)
40-30	0,042	0,059	0,050	1913	35,37	7,27	0,251	0,67	0,802	0,20	0,048
30-20	0,059	0,084	0,070	5248	61,96	9,10	0,280	0,60	0,492	0,36	0,053
20-16	0,084	0,119	0,100	15301	112,25	11,54	0,314	0,52	0,252	0,34	0,026
16-12	0,119	0,168	0,141	42892	198,98	14,51	0,351	0,45	0,081	0,10	0,002
										$\xi_a =$	0,129

Fuente. Archivo propio.

Se explica detalladamente la fila sombreada.

$$G_a = \frac{g * (S_s - 1) * d_{90}^3}{\nu^2}$$

Dónde:

G_a = número de galileo.

G = aceleración de la gravedad

S_s =peso específico de la arena

ν = viscosidad dinámica del agua a 19°C

d_{90} = Abertura del tamiz que deja pasar el 90% del material (tabla = di).

Entonces:

$$G_a = \frac{980 \text{ cm/s}^2 * (2.65 - 1) * (0.050 \text{ cm})^3}{(1.028 * 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s})^2}$$

$$G_a = 1913.$$

Seguido de esto se calcula el número de Reynolds.

$$R_e = \alpha G_a^m$$

α y m se exponen en la tabla 32.

Tabla 32. Valores de α y m

valores de α y m		
MATERIAL	α	M
Arena	0,532	0,5554
Antracita	0,272	0,6133

Fuente. Pérez Parra, Jorge Arturo, Manual de potabilización del agua, 2da edición- tabla 21, pág. 318.

Dónde:

R_e = número de Reynolds.

A = constante de cada material = 0.5321

G_a = número de Galileo = 1913

m = constante de cada material = 0.5554

Entonces:

$$R_e = 0.5321 (1913)^{0.5554}$$

$$R_e = 35.37$$

Calculo de la velocidad de sedimentación de los granos del lecho (V_s)

La velocidad de sedimentación de los granos del lecho está dada por la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{\nu R_e}{d}$$

Dónde:

V_s = velocidad de sedimentación de los granos del lecho.

ν = viscosidad dinámica del agua a 19°C.

R_e = número de Reynolds.

d = di tomado de la tabla.

$$V_s = \frac{\left(1.028 * 10^{-2} \frac{cm^2}{s}\right) * (35.37)}{0.050 \text{ cm}}$$

$$V_s = 7.27 \text{ cm/s.}$$

Calculo del factor βRe^θ

Los factores de β y θ se presentan en la tabla 33.

Tabla 33. Valores de β y θ

valores de β y θ		
MATERIAL	β	θ
Arena	0,1254	0,1947
Antracita	0,1813	0,1015

Fuente. Pérez Parra, Jorge Arturo, Manual de potabilización del agua, 2da edición- tabla 22 pág. 319.

Entonces:

$$\beta Re^\theta = 0.1254 * (35.37)^{0.1947}$$

$$\beta Re^\theta = 0.251$$

Calculo de la porosidad del lecho filtrante expandido (P_e)

$$P_e = \left(\frac{V_a}{V_s}\right)^{\beta Re^\theta}$$

Dónde:

V_a = velocidad de fluidificación del lecho de arena = 1.45 cm/s.

V_s = velocidad de sedimentación de los granos del lecho = 7.27 cm/s.

βRe^θ = factor = 0.251.

Entonces:

$$P_e = \left(\frac{1.45 \text{ cm/s}}{7.27 \text{ cm/s}}\right)^{0.251}$$

$$P_e = 0.67$$

Calculo de la expansión relativa de la capa (ξ_c)

$$\xi_c = \frac{p_e - p_o}{1 - p_e}$$

Dónde:

ξ_c = expansión relativa de la capa.

P_e = porosidad del lecho filtrante expandido = 0.67.

P_o = porosidad inicial del lecho = 0.40.

Entonces:

$$\xi_c = \frac{0.67 - 0.40}{1 - 0.67}$$

$$\xi_c = 0.80$$

Calculo de la longitud expandida parcial para cada capa (ΔL_c)

$$\Delta L_c = \xi_c * x * X$$

Dónde:

ξ_c = expansión relativa de cada capa = 0.80

x = porcentaje de material de cada capa = 0.20 (según tabla Xi)

X= espesor del lecho de la arena = 0.30 m.

$$\Delta Lc = 0.80 * 0.20 * 0.30$$

$$\Delta Lc = 0.048 \text{ m}$$

La expansión de la antracita se muestra en la tabla 34.

Tabla 34. Cálculo de expansión del lecho de antracita

EXPANSIÓN DEL LECHO DE ANTRACITA											
Nº De tamiz	d1 (cm)	d2 (cm)	di (cm)	Ga	Re	Vs (cm/s)	βRe^θ	Pe	ξ_c	xi	ΔLc (m)
30-20	0,059	0,084	0,070	2068	29,40	4,32	0,256	0,71	1,034	0,22	0,091
20-16	0,084	0,119	0,100	6028	56,68	5,83	0,273	0,63	0,640	0,34	0,087
16-12	0,119	0,168	0,141	16897	106,65	7,78	0,291	0,57	0,382	0,34	0,052
12-10	0,168	0,200	0,183	36941	172,31	9,68	0,306	0,51	0,235	0,10	0,009
										ξ_a	0,239

Fuente: archivo propio

Se explica detalladamente la fila sombreada.

$$G_a = \frac{g * (S_s - 1) * d_{90}^3}{\nu^2}$$

Dónde:

G_a= número de galileo.

g= aceleración de la gravedad

S_s=peso específico de la antracita

V= viscosidad dinámica del agua a 19°C

d₉₀= Abertura del tamiz que deja pasar el 90% del material (tabla = di).

Entonces:

$$G_a = \frac{980 \text{ cm/s}^2 * (1.65 - 1) * (0.100 \text{ cm})^3}{(1.028 * 10^{-2} \text{ cm}^2/\text{s})^2}$$

$$G_a = 6028.$$

Seguido de esto se calcula el número de Reynolds.

$$Re = \alpha G_a^m$$

Dónde:

α y m se exponen en la siguiente tabla 32.

R_e = número de Reynolds.

α = constante de cada material = 0.272

G_a = número de Galileo = 6028

m = constante de cada material = 0.6133

Entonces:

$$R_e = 0.272 (6028)^{0.6133}$$

$$R_e = 56.68$$

Calculo de la velocidad de sedimentación de los granos del lecho (V_s)

La velocidad de sedimentación de los granos del lecho está dada por la siguiente expresión:

$$V_s = \frac{\nu R_e}{d}$$

Dónde:

V_s = velocidad de sedimentación de los granos del lecho.

ν = viscosidad dinámica del agua a 19°C.

R_e = número de Reynolds.

d = di tomado de la tabla.

$$V_s = \frac{\left(1.028 * 10^{-2} \frac{cm^2}{s}\right) * (56.68)}{0.100 \text{ cm}}$$

$$V_s = 5.83 \text{ cm/s}$$

Calculo del factor βRe^θ

Los factores de β y θ se presentan en la tabla 33.

Entonces:

$$\beta Re^\theta = 0.1813 * (56.68)^{0.1015}$$

$$\beta Re^\theta = 0.273$$

Calculo de la porosidad del lecho filtrante expandido (P_e)

$$P_e = \left(\frac{V_a}{V_s}\right)^{\beta Re^\theta}$$

Dónde:

V_a = velocidad de fluidificación del lecho de antracita = 1.10 cm/s.

V_s = velocidad de sedimentación de los granos del lecho = 5.83 cm/s.

βRe^θ = factor = 0.273.

Entonces:

$$P_e = \left(\frac{1.10 \text{ cm/s}}{5.83 \text{ cm/s}}\right)^{0.273}$$

$$P_e = 0.63$$

Calculo de la expansión relativa de la capa (ξ_c)

$$\xi_c = \frac{p_e - p_0}{1 - p_e}$$

Dónde:

ξ_c = expansión relativa de la capa.

P_e = porosidad del lecho filtrante expandido = 0.63.

P_0 = porosidad inicial del lecho = 0.40.

Entonces:

$$\xi_c = \frac{0.63 - 0.40}{1 - 0.63}$$

$$\xi_c = 0.64$$

Calculo de la longitud expandida parcial para cada capa (ΔL_c)

$$\Delta L_c = \xi_c * x * X$$

Dónde:

ξ_c = expansión relativa de cada capa = 0.64

x = porcentaje de material de cada capa = 0.34 (según tabla Xi)

X = espesor del lecho de la antracita = 0.40 m.

$$\Delta L_c = 0.64 * 0.34 * 0.40$$

$$\Delta L_c = 0.087 \text{ m}$$

Expansión total del lecho filtrante

$$\xi_T = \frac{\xi_a * X_a + \xi_A * X_A}{X_a + X_A}$$

Dónde:

ξ_T = expansión total del lecho filtrante-

ξ_a = expansión en el lecho de arena = 0.129.

ξ_A = expansión en el lecho de antracita = 0.239.

X_a = espesor del lecho de arena = 0.30.

X_A = espesor del lecho de antracita = 0.40.

Entonces:

$$\xi_T = \frac{(0.129 * 0.30) + (0.239 * 0.40)}{0.30 + 0.40}$$

$$\xi_T = 0.192 \text{ m}$$

Chequeo del sistema auto lavable

$$Q_l \leq Q$$

Dónde:

Q_l = caudal de lavado.

Q = caudal de diseño = QMD = 25.191 L/seg = 0.025191 m³/seg = 2168.64 m³/día.

$$Q_l = V_a * A$$

Dónde:

V_a = velocidad ascensional = 0.870 m/min.

A = área superficial de un filtro = 1.51 m².

$$Q_l = 0.870 \frac{m}{min} * \frac{min}{60 seg} * 2.30 m^2 * 1000 \frac{l}{m^3}$$

Caudal de lavado será:

$$Q_l = 21.89 \text{ l/s}$$

Tenemos que:

$$Q = 25.191 \text{ l/s}$$

Entonces:

$$Q_l \leq Q \text{ **CUMPLE**}$$

Perdida de carga durante el lavado

Perdida de carga en la arena:

$$h_{La} = (S_s - 1)(1 - P_0) * l_0$$

Dónde:

H_{La} = perdida de carga en la arena.

S_s = peso específico de la arena = 2.65.

P_0 = porosidad de la arena = 0.40.

l_0 = profundidad del lecho de la arena = 0.30 m.

$$h_{La} = (2.65 - 1)(1 - 0.40) * 0.30$$

$$h_{La} = 0.30 \text{ m}$$

Perdida de carga en la antracita:

$$h_{LA} = (S_s - 1)(1 - P_0) * l_0$$

Dónde:

H_{La} = pérdida de carga en la antracita.

S_s = peso específico de la antracita = 1.65.

P_0 = porosidad de la antracita = 0.40.

l_0 = profundidad del lecho de la antracita = 0.40 m.

$$h_{LA} = (1.65 - 1)(1 - 0.40) * 0.40$$

$$h_{LA} = 0.16 \text{ m}$$

Perdida de carga total en el lecho

$$h_{LT} = h_{La} + h_{LA}$$

Dónde:

h_{LT} = pérdida de carga total en el lecho.

h_{La} = pérdida de carga en la arena.

h_{LA} = pérdida de carga en la antracita.

$$h_{LT} = 0.30 + 0.16$$

$$h_{LT} = 0.46 \text{ m}$$

Perdida de carga en la grava

$$h_{LG} = \frac{V_a * L}{3}$$

Dónde:

h_{LG} = pérdida de carga del lecho de grava.

V_a = velocidad ascensional = 0.870 m/min.

L = espesor del lecho de grava = 0.40 m (fondo Leopold)

$$h_{LG} = \frac{0.870 \text{ m/min} * 0.40}{3}$$

$$h_{LG} = 0.12 \text{ m}$$

Perdida de carga en el falso fondo

Se adopta el falso fondo con viguetas prefabricadas con 200 orificios de diámetro 3/4" y se determina de la siguiente manera:

$$h_{LD} = \frac{Q_0^2}{C^2 A^2 * 2g}$$

Se tiene que:

$$A = \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi * (0.0254 * \frac{3}{4})^2}{4}$$

$$A = 2.85 * 10^{-4} m^2$$

Dónde:

h_{LD} = perdida de carga en el falso fondo.

Q_0 = caudal a través de los orificios.

A = área de un orificio = $2.85 * 10^{-4} m^2$.

C = coeficiente de descarga = 0.80.

El Q_0 se calcula de la siguiente manera:

$$Q_0^2 = \left[\frac{(V_a * A * \frac{min}{60 s})}{200} \right]^2$$

Dónde:

V_a = velocidad de fluidificación = 0.870 m/min.

Entonces:

$$h_{LD} = \frac{\left[\frac{(0.870 \frac{m}{min} * 1.51 m^2 * \frac{min}{60 s})}{200} \right]^2}{(0.80)^2 * (2.85 * 10^{-4} m^2)^2 * (2 * 9.81 \frac{m}{s^2})}$$

$$h_{LD} = 0.012 \text{ m}$$

Perdida de carga total durante el lavado

$$H_{LT} = h_{LT} + h_{LG} + h_{LD}$$

Dónde:

H_{LT} = pérdida de carga total durante el lavado.

h_{LT} = pérdida de carga total en el lecho.

h_{LG} = pérdida de carga en el lecho de grava.

h_{LD} = pérdida de carga en el falso fondo.

$$H_{LT} = 0.46 \text{ m} + 0.12 \text{ m} + 0.012$$

$$H_{LT} = 0.592 \text{ m}$$

Hidráulica de la filtración

Perdida de carga en la válvula de entrada

$$h_{VA} = \frac{K_1}{2g} * v$$

Dónde:

h_{VA} = pérdida de carga en la valvula de entrada.

v = velocidad por la compuerta totalmente abierta (m/s).

g = gravedad (m/s^2)

La cual se aplica en la ecuación de continuidad:

$$v * a = q * A$$

Se tiene:

a = área de la compuerta (m^2).

q = tasa de filtración o carga superficial ($\text{m}^3/\text{m}^2\text{día}$).

A = área superficial de los filtros.

Entonces:

$$v = \frac{q * A}{a}$$

Reemplazando en la ecuación de pérdida de carga de la válvula de entrada:

$$h_{VA} = \frac{K_1}{2g * 86400^2} * \left(\frac{A}{a}\right)^2 * q^2$$

Se utiliza una valvula de compuerta de 12" de diámetro, entonces:

$$a = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$a = \frac{\pi * 0.305^2}{4}$$

$$a = 0.073 \text{ m}^2$$

Tenemos que:

$$k = \frac{1}{C^2}$$

Coeficiente de la válvula C=0.80.

$$k = \frac{1}{0.8^2}$$

$$k = 1.56$$

Se reemplaza:

$$h_{VA} = \frac{1.56}{2 * 9.81 \frac{m}{s^2} * 86400^2} * \left(\frac{1.51}{0.073}\right)^2 * q^2$$

$$h_{VA} = 4.557 * 10^{-9} * q^2$$

Dónde:

h_{VA} = pérdida de carga em la válvula de entrada (m).

q = tasa de filtración ($m^3/m^2 \cdot día$)

g =gravedad (m/s^2)

Pérdida de carga en el lecho

Se tiene que:

$$h_0 = \frac{f' \cdot v}{g} \cdot \frac{(1 - P_0)^2}{P_0^3} \cdot \frac{36}{C_e^2} \cdot L_o \sum_{i=1}^n \frac{x_i}{d_i^2} \cdot q$$

Dónde:

h_0 = pérdida de carga en el lecho.

f' = constante de permeabilidad experimental y adimensional (generalmente es igual a 5)³⁴.

v = viscosidad dinámica del agua a 19°C.

C_e = factor de forma de los granos del lecho filtrante³⁵

x_i = porcentaje retenido de granos en la capa del lecho.

d_i = diámetro promedio de los granos del lecho.

C_e para la arena = 0.82.

C_e para la antracita = 0.73

Tabla 35. Diámetro promedio y porcentaje retenido para la arena

DIAMETRO PROMEDIO Y PORCENTAJE RETENIDO PARA LA ARENA						
N° de tamiz	d1 (cm)	d2 (cm)	d _i (cm)	d _i ² (cm)	x _i	x _i /d _i ² (cm ⁻²)
40-30	0,042	0,059	0,050	0,002	0,2	81
30-20	0,059	0,084	0,070	0,005	0,36	73
20-16	0,084	0,119	0,100	0,010	0,34	34
16-12	0,119	0,168	0,141	0,020	0,1	5
					1,00	192

Fuente. Archivo propio.

³⁴ CEPIS, Teoría, diseño y control de los procesos de clarificación del agua, 2da edición pág. 322

³⁵ Ibíd. Pág. 322

Tabla 36. Diámetro promedio y porcentaje retenido para la antracita

DIAMETRO PROMEDIO Y PORCENTAJE RETENIDO PARA LA ANTRACITA						
N° de tamiz	d1 (cm)	d2 (cm)	di (cm)	di^2 (cm)	xi	xi/di^2 (cm^-2)
30-20	0,059	0,084	0,070	0,005	0,22	44
20-16	0,084	0,119	0,100	0,010	0,34	34
16-12	0,119	0,168	0,141	0,020	0,34	17
12-10	0,168	0,200	0,183	0,034	0,10	3
					1,00	98

Fuente: Archivo propio.

La tabla tiene como fin calcular el factor

$$\frac{x_i}{d_i^2}$$

Dónde:

L₀= espesor del lecho de arena = X_{arena}= 30cm

L₀= espesor del lecho de antracita= X_{antracita}= 40 cm

$$\frac{x_i}{d_i^2} = \frac{\% \text{ retenido}}{\text{diametro promedio}}$$

$$\sum_{i=1}^n \frac{x_i}{d_i^2} = 192 \text{ para arena}$$

$$\sum_{i=1}^n \frac{x_i}{d_i^2} = 98 \text{ para antracita}$$

Pérdida de carga en el lecho para la arena:

$$h_0 = \frac{f' * v}{g} * \frac{(1 - P_0)^2}{P_0^3} * \frac{36}{C_e^2} * L_0 \sum_{i=1}^n \frac{x_i}{d_i^2} * q$$

$$h_0 = \frac{5 * 1.028 * 10^{-2}}{980 \text{ cm/s}^2 * 86400} * \frac{(1 - 0.40)^2}{0.40^3} * \frac{36}{(0.82)^2} * 30 \text{ cm} * 192 \text{ cm}^{-2} * q$$

$$h_0 = 1.053 * 10^{-3} * q$$

Pérdida de carga en el lecho para la antracita:

$$h_0 = \frac{f' * v}{g} * \frac{(1 - P_0)^2}{P_0^3} * \frac{36}{C_e^2} * L_o \sum_{i=1}^n \frac{x_i}{d_i^2} * q$$

$$h_0 = \frac{5 * 1.028 * 10^{-2}}{980 \text{ cm/s}^2 * 86400} * \frac{(1 - 0.40)^2}{0.40^3} * \frac{36}{(0.73)^2} * 40 \text{ cm} * 98 \text{ cm}^{-2} * q$$

$$h_0 = 9.04 * 10^{-4} * q$$

Pérdida de carga total en el lecho (h_{oT}). (Arena + Antracita)

$$h_{oT} = 1.053 * 10^{-3} * q + 9.04 * 10^{-4} * q$$

$$h_{oT} = 1.957 * 10^{-3} * q$$

Pérdida de carga en la grava de soporte (h_g)

$$h_g = \frac{L}{3} * q$$

Dónde:

h_g = pérdida de carga en la grava de soporte.

L = espesor del lecho.

q = tasa de filtración.

$$h_g = \frac{0.40}{3 * 1440} * q$$

$$h_g = 9.26 * 10^{-5} * q$$

Pérdida de carga en el falso fondo (h_D)

$$h_D = \frac{K_1}{2g * 86400^2} * \left(\frac{A}{a}\right)^2 * q^2$$

Dónde:

h_D = pérdida de carga en el falso fondo.

K_1 = coeficiente = 1.56.

A= área de un filtro= 1.51 m².

a= área total hueca = 5.7*10⁻²m² = área de 200 orificios de diámetro 3/4"

q= tasa de filtración.

$$h_D = \frac{1.56}{2 * (9.81) * 86400^2} * \left(\frac{1.51}{5.7 * 10^{-2}}\right)^2 * q^2$$

$$h_D = 7.47 * 10^{-9} * q^2$$

Pérdida de carga en el vertedero (h_{VE})

Se utiliza un vertedero individual de 0.30 m de ancho de cresta:

$$h_{VE} = \left(\frac{A}{1.838 * L * 86400}\right)^{0.6667} * q^{0.6667}$$

Dónde:

h_{VE} = pérdida de carga en el vertedero.

A= área de un filtro = 1.51 m².

L= ancho de la cresta = 0.30 m.

q= tasa de filtración.

$$h_{VE} = \left(\frac{1.51 \text{ m}^2}{1.838 * 0.30 \text{ m} * 86400}\right)^{0.6667} * q^{0.6667}$$

$$h_{VE} = 1.00 * 10^{-3} * q^{0.6667}$$

Canaleta de lavado

Canaleta de recolección de agua de lavado.

Se dispone de dos canaletas que se ubican a cada extremo.

N = 2 canaletas.

$$q = \frac{Q_i}{N}$$

Dónde:

q= caudal para cada canaleta.

Q_1 = caudal de lavado = 21.89 l/s

N= número de canaletas = 2

$$q = \frac{21.89 \text{ l/s}}{2}$$

$$q = 10.945 \text{ l/s}$$

Altura de la lámina de agua en la canaleta (h_m)

Se asume un ancho de canaleta de 0.25 m, se calcula la altura de la lámina de agua en la canaleta (h_m).

$$h_m = \left(\frac{73 * q}{b} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Dónde:

h_m = altura de la lámina de agua de la canaleta.

b = ancho de la canaleta = 0.25 m ó 25 cm.

$$h_m = \left(\frac{73 * 10.945 \text{ l/s}}{25 \text{ cm}} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$h_m = 10.07 = 10 \text{ cm}$$

Borde libre = 6cm.

Dimensiones de la canaleta:

Ancho= 0.25 m (interior).

Altura = 0.15m (interior).

Espesor de pared= 0.15 m.

Altura total = 0.30 m.

Altura de la cresta de la canaleta con respecto a la superficie del lecho no expandido (w)

W = expansión del lecho (ξT) + factor de seguridad + altura total de la canaleta.

$$W = 0.192 \text{ m} + 0.10 \text{ m} + 0.30 \text{ m}$$

$$W = 0.592 \text{ m}$$

Altura del vertedero de salida respecto a la cresta de la canaleta (Y):

Pérdida de carga total durante el lavado (h_{LT}) = 0.592 m

La altura de la lámina de agua sobre la cresta del vertedero será:

$$h_{CV} = \left(\frac{q}{1.838 L} \right)^{2/3}$$

Dónde:

h_{CV} = altura de la lámina de agua sobre la cresta del vertedero.

Q = caudal para cada canaleta = 10.945 l/s = 0.010945 m³/s.

L = ancho de la cresta de la canaleta = 1.00 m

$$h_{CV} = \left(\frac{0.010945}{1.838 * 1.00} \right)^{2/3}$$

$$h_{CV} = 0.033 \text{ m}$$

La altura del vertedero de salida (Y) respecto a la cresta de la canaleta es:

$$Y = h_{LT} + h_{CV}$$

$$Y = 0.592 \text{ m} + 0.033 \text{ m}$$

$$Y = 0.625 \text{ m}$$

El plano con las dimensiones definitivas de las unidades de se presentan en el anexo 6.

7.3.6. Desinfección

Para optimizar este proceso, es necesario buscar la dosis ideal de cloro, que cumpla con el objetivo de eliminar los agentes patógenos del agua antes de que esta llegue a los consumidores. Para esta se tomó como método la inactivación de quistes de Giardia. “La Giardia Lamblia es un organismo índice

cuya eliminación se considera como indicativa de que todos los patógenos han muerto”³⁶.

Es necesario encontrar el valor de Ct (concentración- tiempo), para asegurar que el agua que llega a la población de Arbeláez está en condiciones aceptables para su consumo. Para encontrar el valor de Ct se clasificó el tratamiento en log de desinfección, teniendo en cuenta que en la escala de eliminación de patógenos un log equivale a 90 % de remoción; 2 log equivale a 99 % de remoción, 3 log equivale a 99.9 % de remoción y 4 log equivale a 99.99 % de remoción. Se parte del valor necesario para la remoción de los quistes de Giardias, el cual es de 3 log, a este valor se le resta el valor de log correspondiente al tratamiento usado en la planta de Arbeláez, el cual se obtuvo de tabla 37. Para este caso se obtuvo un valor de 2.5 log en la cual se llevó a cabo la investigación.

Tabla 37. Valores de log para diferentes tratamientos

Tipo de tratamiento	Valor de log para Giardias
Planta convencional (coagulación - sedimentación - filtración)	2,5
Filtración directa	2
Filtración lenta	2

Fuente. Arboleda Valencia, Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua. Pág. 632 - 640.

Al valor inicial de 3 log se le resta el 2.5 log para obtener el valor de log requerido para la desinfección. Con una temperatura de 19°C, un pH de 6.5, una concentración de 2.0 mg/L de cloro libre y un valor de 0.5 log para la desinfección. Con estos valores se entra en las tablas 38 y 39, ya que la temperatura es un valor intermedio fue necesario interpolar.

Se obtuvo un valor Ct de 9.6. Se calculó el tiempo t:

$$Ct = 9.6$$

$$t = \frac{9.6}{C}$$

Reemplazando:

$$t = \frac{9.6}{2}$$

$$t = 4.8 \approx 5 \text{ min}$$

³⁶ ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua. ACODAL. 2ª edición. Pág. 632.

El tiempo mínimo que debe transcurrir desde que se inyecta el cloro hasta que el servicio llega al primer consumidor debe ser de 5 minutos.

Tabla 38. Valores estimados para la inactivación de quistes de Giardia con cloro libre a 15°C

CHLORINE CONCENTRATION (mg/L)	pH≤6 Log Inactivation						pH=6.5 Log Inactivation						pH=7.0 Log Inactivation						pH=7.5 Log Inactivation					
	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
<=0.4	8	16	25	33	41	49	10	20	30	39	49	59	12	23	35	47	58	70	14	28	42	55	69	83
0.6	8	17	25	33	42	50	10	20	30	40	50	60	12	24	36	48	60	72	14	29	43	57	72	86
0.8	9	17	26	35	43	52	10	20	31	41	51	61	12	24	37	49	61	73	15	29	44	59	73	88
1	9	18	27	35	44	53	11	21	32	42	53	63	13	25	38	50	63	75	15	30	45	60	75	90
1.2	9	18	27	36	45	54	11	21	32	43	53	64	13	25	38	51	63	76	15	31	46	61	77	92
1.4	9	18	28	37	46	55	11	22	33	43	54	65	13	26	39	52	65	78	16	31	47	63	78	94
1.6	9	19	28	37	47	56	11	22	33	44	55	66	13	26	40	53	66	79	16	32	48	64	80	96
1.8	10	19	29	38	48	57	11	23	34	45	57	68	14	27	41	54	68	81	16	33	49	65	82	98
2	10	19	29	39	48	58	12	23	35	46	58	69	14	28	42	55	69	83	17	33	50	67	83	100
2.2	10	20	30	39	49	59	12	23	35	47	58	70	14	28	43	57	71	85	17	34	51	68	85	102
2.4	10	20	30	40	50	60	12	24	36	48	60	72	14	29	43	57	72	86	18	35	53	70	88	105
2.6	10	20	31	41	51	61	12	24	37	49	61	73	15	29	44	59	73	88	18	36	54	71	89	107
2.8	10	21	31	41	52	62	12	25	37	49	62	74	15	30	45	59	74	89	18	36	55	73	91	109
3	11	21	32	42	53	63	13	25	38	51	63	76	15	30	46	61	76	91	19	37	56	74	93	111

Fuente. EPA, Disinfection Profiling and Benchmarking Guidance Manual. Pág. C-5.

Tabla 39. Valores estimados para la inactivación de quistes de Giardia con cloro libre a 20°C

CHLORINE CONCENTRATION (mg/L)	pH≤6 Log Inactivation						pH=6.5 Log Inactivation						pH=7.0 Log Inactivation						pH=7.5 Log Inactivation					
	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0
<=0.4	6	12	18	24	30	36	7	15	22	29	37	44	9	17	26	35	43	52	10	21	31	41	52	62
0.6	6	13	19	25	32	38	8	15	23	30	38	45	9	18	27	36	45	54	11	21	32	43	53	64
0.8	7	13	20	26	33	39	8	15	23	31	38	46	9	18	28	37	46	55	11	22	33	44	55	66
1	7	13	20	26	33	39	8	16	24	31	39	47	9	19	28	37	47	56	11	22	34	45	56	67
1.2	7	13	20	27	33	40	8	16	24	32	40	48	10	19	29	38	48	57	12	23	35	46	58	69
1.4	7	14	21	27	34	41	8	16	25	33	41	49	10	19	29	39	48	58	12	23	35	47	58	70
1.6	7	14	21	28	35	42	8	17	25	33	42	50	10	20	30	39	49	59	12	24	36	48	60	72
1.8	7	14	22	29	36	43	9	17	26	34	43	51	10	20	31	41	51	61	12	25	37	49	62	74
2	7	15	22	29	37	44	9	17	26	35	43	52	10	21	31	41	52	62	13	25	38	50	63	75
2.2	7	15	22	29	37	44	9	18	27	35	44	53	11	21	32	42	53	63	13	26	39	51	64	77
2.4	8	15	23	30	38	45	9	18	27	36	45	54	11	22	33	43	54	65	13	26	39	52	65	78
2.6	8	15	23	31	38	46	9	18	28	37	46	55	11	22	33	44	55	66	13	27	40	53	67	80
2.8	8	16	24	31	39	47	9	19	28	37	47	56	11	22	34	45	56	67	14	27	41	54	68	81
3	9	16	24	31	39	47	10	19	29	38	48	57	11	23	34	45	57	68	14	28	42	55	69	83

Fuente. EPA, Disinfection Profiling and Benchmarking Guidance Manual. Pág. C-6.

7.3.7. Tanques de almacenamiento

Teniendo en cuenta que la población proyectada es mayor a la actual, se hizo necesario diseñar los tanques de almacenamiento que suplan con la demanda para la población de diseño.

Periodo de diseño: 25 años.

Población de diseño: 10919 hab.

Caudal de diseño: QMH= 40,30 l/s = 0.0403 m³/s = 3481.92 m³/día.

Distribución horaria del consumo, según porcentaje de caudal máximo horario (QMH) de acuerdo a la tabla 40.

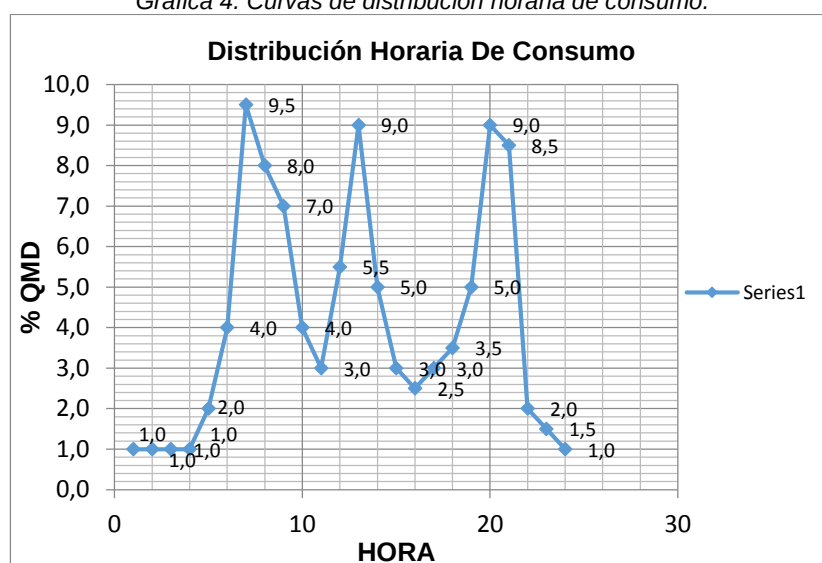
Tabla 40. Distribución de consumo horario

DISTRIBUCIÓN HORARIA DE CONSUMO				
HORA				CONSUMO HORARIO (%)
Desde	0	Hasta	1	1,0
Desde	1	Hasta	2	1,0
Desde	2	Hasta	3	1,0
Desde	3	Hasta	4	1,0
Desde	4	Hasta	5	2,0
Desde	5	Hasta	6	4,0
Desde	6	Hasta	7	9,5
Desde	7	Hasta	8	8,0
Desde	8	Hasta	9	7,0
Desde	9	Hasta	10	4,0
Desde	10	Hasta	11	3,0
Desde	11	Hasta	12	5,5
Desde	12	Hasta	13	9,0
Desde	13	Hasta	14	5,0
Desde	14	Hasta	15	3,0
Desde	15	Hasta	16	2,5
Desde	16	Hasta	17	3,0
Desde	17	Hasta	18	3,5
Desde	18	Hasta	19	5,0
Desde	19	Hasta	20	9,0
Desde	20	Hasta	21	8,5
Desde	21	Hasta	22	2,0
Desde	22	Hasta	23	1,5
Desde	23	Hasta	24	1,0
				100,0

Fuente. Archivo propio.

En la tabla 40 se muestran los valores en porcentaje de consumo horario en un ciclo de tiempo de 24 horas; la figura 13 ilustra los picos de consumo de la población en periodos de 1 hora.

Grafica 4. Curvas de distribución horaria de consumo.



Fuente. Archivo propio.

A continuación se realizó la tabla donde vienen consignados los datos de suministros, consumos y volúmenes máximos representados en porcentaje.

Tabla 41. Determinación del consumo y suministro de 24 horas

Hora	C(%)	$\Sigma C(\%)$	S(%)	$\Sigma S(\%)$	$\Delta(S-C)$	$\Sigma \Delta(S-C)$	V(%)
A	B	C	D	E	F	G	H
0 a 1	1	1	4.17	4.17	3.17	3.17	11.17
1 a 2	1	2	4.17	8.33	3.17	6.33	14.33
2 a 3	1	3	4.17	12.50	3.17	9.50	17.50
3 a 4	1	4	4.17	16.67	3.17	12.67	20.67
4 a 5	2	6	4.17	20.83	2.17	14.83	22.83
5 a 6	4	10	4.17	25.00	0.17	15.00	23.00
6 a 7	9.5	19.5	4.17	29.17	-5.33	9.67	17.67
7 a 8	8	27.5	4.17	33.33	-3.83	5.83	13.83
8 a 9	7	34.5	4.17	37.50	-2.83	3.00	11.00
9 a 10	4	38.5	4.17	41.67	0.17	3.17	11.17
10 a 11	3	41.5	4.17	45.83	1.17	4.33	12.33
11 a 12	5.5	47	4.17	50.00	-1.33	3.00	11.00
12 a 13	9	56	4.17	54.17	-4.33	-1.83	6.17
13 a 14	5	61	4.17	58.33	-0.83	-2.67	5.33
14 a 15	3	64	4.17	62.50	1.17	-1.50	6.50
15 a 16	2.5	66.5	4.17	66.67	1.67	0.17	8.17
16 a 17	3	69.5	4.17	70.83	1.17	1.33	9.33
17 a 18	3.5	73	4.17	75.00	0.67	2.00	10.00
18 a 19	5	78	4.17	79.17	-0.83	1.17	9.17
19 a 20	9	87	4.17	83.33	-4.83	-3.67	4.33
20 a 21	8.5	95.5	4.17	87.50	-4.33	-8.00	0.00
21 a 22	2	97.5	4.17	91.67	2.17	-5.83	2.17
22 a 23	1.5	99	4.17	95.83	2.67	-3.17	4.83
23 a 24	1	100	4.17	100.00	3.17	0.00	8.00

Fuente: archivo propio.

La tabla 41 muestra:

Columna A: Intervalo de tiempo de una hora.

Columna B: Consumo horario (estudio de consumo de municipio)

Columna C: Σ Columna B .curva integral del consumo.

Columna D: $100\%/24$ horas = suministro horario continuo.

Columna E: Σ Columna D. Curva integral del suministro.

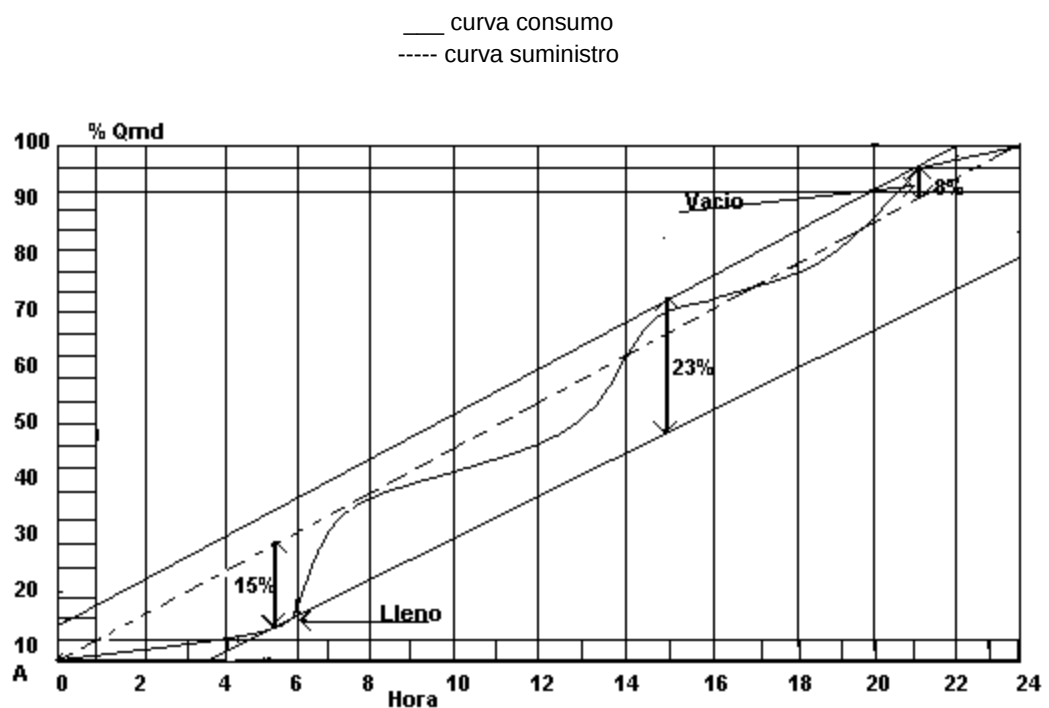
Columna F: (Columna D – Columna B) = Pérdida horaria + acumulado – descarga.

Columna G: Σ Columna F. Pérdida acumulada, se observa el punto de máxima perdida (-8%) y el máximo sobrante (15%). El volumen del tanque es la suma de los valores anteriores (23%).

Columna H: El punto de máxima pérdida (8% +/- columna F). Se obtuvo el volumen máximo en el punto de máximo sobrante en este caso está en la hora (5-6).

Según el suministro y el consumo de la población de Arbeláez, se determinó gráficamente las curvas integrales de consumo y de suministro por medio del método de la curva integral. Se observó que la curva de suministro tiene una pendiente ascendente uniforme y constante entre intervalos de tiempo determinados.

Grafica 5. Grafico del volumen superficial del tanque



Fuente: Henry Loaiza unidad IX, tanque de almacenamiento. pdf (documento en línea)

Seguido de esto se procede a determinar el volumen del tanque de almacenamiento.

Volumen por demanda de consumo doméstico

$$Q = 40,30l/s = 0.0403m^3/s = 0.0403 * \frac{86400}{1} = 3481.921m^3/dia$$

El % de consumo medio diario por curva integral de consumo es igual a 23% Día.

Volumen por demanda de consumo doméstico regulado por tanque:

$$V = (3481.92m^3 / d) * 0.23d = 800.84m^3$$

Volumen total requerido para incendios

El RAS 2000 en su título B literal 9.4.6, considera que el volumen de agua destinado contra incendios se calcula adoptando una duración de incendio de dos horas, se calcula de la siguiente manera:

Volumen para incendio

$$Q_i = \frac{3,86}{60} * \sqrt{\frac{p}{1000}} * (1 - 0,01) * \sqrt{\frac{p}{1000}}$$

Dónde:

Q_1 = caudal de incendio requerido en m^3/s .

P= Número de habitantes = 10919 habitantes.

Reemplazando se obtiene:

$$Q_i = \frac{3,86}{60} * \sqrt{\frac{10919}{1000}} * (1 - 0,01 * \sqrt{\frac{10919}{1000}})$$

$$Q_i = 0,20 \frac{m^3}{s}$$

El RAS 2000 considera que un incendio normal es atendido en dos horas, por tal motivo se debe multiplicar el caudal de incendio por la duración la cual es de dos horas.

El volumen de incendio será entonces.

$$V_i = 0,20 \frac{m^3}{s} * 2 * 3600 s = 1440 m^3$$

Volumen total del tanque de almacenamiento

Para los niveles de complejidad medio, medio alto y alto el RAS 2000 informa en los literales B.9.4.7, que el volumen del tanque deberá ser la mayor cantidad obtenida entre la capacidad del volumen de consumo doméstico y la capacidad de demanda contra incendios.

$$V_{Total} = (800.84 \text{ m}^3 \text{ y } 1440 \text{ m}^3)$$

En este caso predomina el volumen de demanda contra incendio, el cual se utiliza para el pre dimensionamiento del tanque de almacenamiento.

$$V_{Total} = 1440 \text{ m}^3 = 14.40 * 10^2 \text{ m}^3$$

Pre dimensionamiento del tanque de almacenamiento

Se tiene que la altura (H) es igual a:

$$H = \frac{V}{3} + K$$

Dónde:

H= profundidad en metros del tanque de almacenamiento (m).

V= capacidad en (cientos de m³).

K= constante en función de la capacidad del tanque de almacenamiento.
Según tabla 42

Tabla 42. Constante de la capacidad del tanque de almacenamiento

V (cientos de m ³)	K
< 3	2,0
4-6	1,8
7-9	1,5
10-13	1,3
14-16	1,0
>17	0,7

Fuente: López Cualla, Ricardo Alfredo, elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, 2da edición, Cap. 12 tabla 12.2. Pág. 276.

Teniendo en cuenta la tabla 42 de constante de la capacidad del tanque de almacenamiento. Se utiliza un K= 1.0, y reemplazando en la ecuación anterior se tiene:

$$H = \frac{14.40}{3} + 1.0 = 5.8 \text{ m}$$

La base o longitud del tanque de almacenamiento será:

$$B = L = \sqrt{\frac{V}{H}}$$

Dónde:

B=L= base y longitud del tanque (m).

H= profundidad en metros del tanque de almacenamiento (m).

V= capacidad en (m³).

Reemplazando se tiene:

$$B = L = \sqrt{\frac{1440}{5.8}} = 15.75 \text{ m}$$

Teniendo en cuenta que las dimensiones del tanque de almacenamiento presentan dificultades para el mantenimiento del mismo; se realizan cuatro compartimientos aledaños pero independientes, cuyas dimensiones son:

$$V = \frac{1440}{4} = 360 \text{ m}^3 = 3.60 * 10^2 \text{ m}^3$$

Se tiene que:

K = 1.8 según tabla 42

Reemplazando en la ecuación de profundidad:

$$H = \frac{3.60}{3} + 1.8 = 3.0 \text{ m}$$

Reemplazando en la ecuación de base y longitud:

$$B = L = \sqrt{\frac{360 \text{ m}^2}{3.0 \text{ m}}} = 10.95 \approx 11.0 \text{ m}$$

Se tienen cuatro secciones aledañas independientes. Las dimensiones de cada compartimiento serán de 11 m de largo por 11 m de ancho y profundidad de 3.0 m.

El plano con las dimensiones definitivas del tanque se encuentra en el anexo 7.

8. CONCLUSIONES

De acuerdo a la primera fase de la investigación se concluye lo siguiente:

- La planta de tratamiento para la potabilización del agua, en la cual se llevó a cabo la investigación está en funcionamiento desde 1940, a pesar de que la planta cuenta con los procesos adecuados para la potabilización (desarenación, coagulación, sedimentación, filtración y desinfección) el estado físico de su estructura no está en buenas condiciones, pues se evidenciaron grietas y filtraciones, que ayudan a la formación de placa bacteriana y la contaminación del agua tratada. Además la aplicación del coagulante, el desinfectante y el estabilizador de pH, se realizan de manera empírica, lo cual no es lo más adecuado pues existe la posibilidad de errores en las dosis y en los puntos de aplicación.

De acuerdo a la segunda fase de la investigación se concluye lo siguiente:

- Una vez realizados los chequeos hidráulicos mediante modelos matemáticos se encontró que la dosis de coagulante aplicada no es la adecuada, y que se está aplicando en un lugar equivocado de la canaleta Parshall. Además se encontró que las condiciones hidráulicas de la floculación son deficientes para este proceso, la sedimentación funciona con el caudal actual de 19.8 Litros/segundo, pero no se tienen en cuenta los lodos residuales de este proceso. Los filtros cumplen con algunas de las condiciones pero la granulometría actual no es la adecuada para un filtro de lecho mixto. En cuanto a las características físico químicas se encontró que el agua analizada contiene un pH bajo, la turbiedad es aceptable. Se encontró que existe un cambio anormal en el pH, el cual hace suponer que el estabilizador de pH no se está aplicando en dosis adecuadas o el reactivo no es el adecuado. Finalmente y de acuerdo a los resultados del laboratorio realizado por ANALQUIM LTDA. la fuente (rio Guavio) de la cual es abastecida la planta está catalogada como aceptable.

De acuerdo a la tercera fase de la investigación se concluye lo siguiente:

- Para los nuevos diseños fue necesario realizar la proyección de población con un periodo de diseño de 25 años, de la cual se obtuvo una población de diseño para el año 2040 de 10919 habitantes y un QMD de 25.191 Litros/segundo. Adicionalmente, mediante el ensayo de jarras se encontró que la dosis óptima de coagulante a aplicar es de 35

miligramos/litro. De acuerdo a las condiciones calculadas y al espacio actual para cada uno de los procesos fue necesario el diseño de un floculador de flujo horizontal con tres zonas definidas; se hizo uso de los 3 tanques existentes para la sedimentación pero mediante la instalación de placas planas se diseñaron sedimentadores de alta tasa de flujo descendente. También se diseñó una tolva para la recolección y evacuación de lodos. Teniendo en cuenta que para cada sedimentador existe un filtro, se diseñaron 3 filtros rápidos de lecho mixto (arena y antracita) con grava de soporte, de tasa declinante, lavado ascendente y tubería independiente para el desagüe del agua de lavado. Finalmente, la desinfección se realizará con cloro en una dosificación de 2 mg/L, y el agua se almacenará en 4 tanques con capacidad total de 1440 m³, capacidad suficiente para suplir la demanda en horas pico y durante el periodo de diseño.

Se logró la optimización de las unidades que componen la planta de tratamiento, mediante el rediseño de las estructuras que componen el proceso de potabilización, teniendo como base los tanques existentes y el espacio que es usado actualmente por cada uno de los procesos; en otras palabras no fue necesaria la ampliación de la planta ya que todos los diseños fueron realizados teniendo en cuenta las dimensiones actuales de cada uno de los procesos.

9. RECOMENDACIONES

Es importante que la cantidad de coagulante (sulfato de aluminio tipo B) se aplique de manera controlada y sus medidas siempre sean las mismas. Como la planta de potabilización no cuenta con estos dispositivos se recomiendan dosificadores, con tales aparatos se evitan cantidades alteradas del químico y un mal proceso de coagulación.

Los floculadores que tiene la planta de tratamiento son insuficientes, para esta unidad se recomienda poner en funcionamiento uno de los floculadores el cual se encuentra clausurado y construir otro aprovechando el espacio entre tanques; al realizar estos cambios esta unidad contaría con tres zonas de floculadores de flujo horizontal con valores hidráulicos óptimos para un correcto funcionamiento.

Cabe resaltar que el proceso de sedimentación con el que cuenta la planta se encuentra en condiciones aceptables. Sin embargo, se recomienda la construcción de sedimentadores de alta tasa en el mismo espacio en el que están contruidos los actuales. Igualmente se recomienda una tolva de lodos para la extracción efectiva del material de desecho que genera esta unidad.

Los filtros existentes en la planta para la potabilización del agua son filtros rápidos de flujo descendente que no cumplen con la normatividad vigente, se recomienda optimizarlos de manera que sean filtros rápidos de lecho mixto y tasa declinante con vertederos de salida hacia la desinfección.

En el proceso de desinfección se recomienda que la planta tenga dosificadores mecánicos de cloro ya que al realizar los ensayos de laboratorio se observa que el líquido cuenta con un pH, dureza y una alcalinidad por encima del rango establecido en la normatividad vigente.

En cuanto a almacenamiento se recomienda hacer unos tanques que acopien agua para una población de 10919 habitantes un periodo de diseño de 25 años y un caudal de diseño de 3481.92 m³/ día, con esta optimización se le garantizara el suministro a los habitantes del municipio las 24 horas del día sin interrupciones.

Por último se recomienda la dotación del laboratorio con los equipos adecuados y certificados para el análisis de las características físico químicas del agua que se está tratando en la planta de Arbeláez.

10. BIBLIOGRAFIA

- ARBOLEDA VALENCIA, Jorge. Teoría y práctica de la purificación del agua. ACODAL.
- BURCHARD, Lucas. Plantas de tratamiento de agua potable;[en línea]; edición desconocida; Chile; 30 de junio de 2008; Pág. 2; tratamiento de agua; Propósito de tratamiento de aguas; <http://es.slideshare.net/lucasburchard/plantas-tratamiento-agua-potable>
- CABALLERO LOPEZ, Jorge Armando. Evaluación de agua potable En: Universidad de la Sabana (en línea) (30 de enero, 2008). Disponible en: <<http://intellectum.unisabana.edu.co:8080/jspui/bitstream/10818/173/1/Andr%C3%A9s%20Felipe%20Boh%C3%B3rquez%20Rodr%C3%ADguez.pdf>> (citado el 08 de oct de 2014)
- CORDERO CHÁVEZ, Diego Fernando; NOVOA VACCA, Leonardo. EVALUACIÓN TÉCNICA Y ADMINISTRATIVA DEL SISTEMA DE POTABILIZACIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA EN LA CABECERA DEL MUNICIPIO DE SOMONDOCO – BOYACÁ. Facultad de Ingeniería Civil. Universidad La Gran Colombia. 2012
- LÓPEZ CUALLA, Ricardo Alfredo, Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados, 2da edición. Editorial escuela colombiana de ingeniería.
- PEREZ PARRA, Jorge Arturo. Manual de potabilización del agua. Universidad Nacional de Colombia 1 edición.
- REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO - RAS 2000.TITULO B.
- REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO - RAS 2000.TITULO C.
- REGLAMENTO TÉCNICO DEL SECTOR DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO BASICO - RAS 2000.TITULO D.
- ROMERO ROJAS, Jairo Alberto, Purificación del agua, 1 edición. 2000.

- VASQUEZ, Leyn. Métodos de tratamiento de las fuentes hidricas "..."; [en línea]; edición desconocida; Colombia; 2014; Calidad del agua; Requisitos de la calidad del agua; Pág. 7; Disponible en: <http://es.slideshare.net/leyn730/agua-para-abastecimiento-en-barranquilla-girardot-leticia-y-quibdo>

ANEXOS

Anexo 1. Plano actual de la planta de potabilización

Anexo 2. Resultados de las características físico químicas del agua

Anexo 3. Plano de canaleta Parshall

Anexo 4. Plano de Floculador

Anexo 5. Planos de sedimentadores

Anexo 6. Plano de filtros

Anexo 7. Plano de tanques de almacenamiento