



Determinación de la dosificación óptima en el tratamiento de agua potable en la empresa de servicios públicos CARIBABARE E.S.P basados en los diseños hidráulicos de las estructuras

Edgar Alberto Uribe Villamizar

Universidad Nacional Abierta y Distancia
Escuela de Ciencias Agrícolas, Pecuarias y del Medio Ambiente
Ingeniería Ambiental
Acacias Meta, Colombia
2019



Determinación de la dosificación óptima en el tratamiento de agua potable en la empresa de servicios públicos CARIBABARE E.S.P basados en los diseños hidráulicos de las estructuras

Edgar Alberto Uribe Villamizar

Tesis presentada como requisito parcial para optar al título de:

Ingeniero Ambiental

Director:

Magister en Química Wilson Ávila Ávila

Universidad Nacional Abierta y Distancia

Escuela de Ciencias Agrícolas, Pecuarias y del Medio Ambiente

Ingeniería Ambiental

Acacias Meta, Colombia

2019

A mi hijo Alejandro Uribe y a mi esposa Magda Franco Blanco

En memoria de mi hermano Sergio Andrés Zambrano Villamizar

Agradecimientos

A mi esposa Magda Franco Blanco con quien he compartido mis sueños y mis ilusiones en compañía de nuestro hijo Alejandro, a mi madre María Yalile Villamizar Contreras porque con su esfuerzo y esmero ha dedicado su vida en amparar los proyectos de sus hijos a mis hermanas Yina, Irina, Yuriam, Marcela y a mi Padre Edgar Alberto Uribe Naranjo.

A mi director de tesis el Mg. Wilson Ávila Ávila por su decidida participación en este proyecto, a la ingeniera Ángela Álvarez, al Ingeniero Oscar Olarte y todo el excelente grupo de docentes de la universidad que con su esfuerzo y dedicación han permitido que este sueño se convierta en realidad.

A todos los directivos de la Universidad que con su trabajo y dedicación logran que gran parte de nuestro país alcance altos estándares de calidad educativa y promuevan el desarrollo regional y nacional fortaleciendo significativamente el capital humano de nuestra nación.

Resumen

Este trabajo aborda los procesos llevados a cabo durante el tratamiento de agua potable como son la medición de caudal, adición de productos químicos, coagulación, floculación, sedimentación, filtración y almacenamiento de agua, ya que la adición de los productos químicos debe realizarse por medio de dosis optimas que permite una mayor eficiencia y eficacia de los reactivos con el menor costo, disminuyendo el efecto nocivo para el medio ambiente generado por los subproductos entre los que se encuentran los lodos durante y al final del proceso de tratamiento del agua potable mitigando el posible daño que estos puedan generar a las poblaciones y al medio ambiente, al mismo tiempo este trabajo permite el uso racional de los productos químicos a través de herramientas macros que facilitan la comprensión de los procesos llevados a cabo en la Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP) de la empresa de servicios públicos de Tame CRIBABARE E.S.P

Abstract

This work addresses the processes carried out during the treatment of drinking water such as flow measurement, the addition of chemicals, coagulation, flocculation, sedimentation, filtration and water storage, since the addition of chemical products must comply with medium of optimal doses that allows a greater efficiency and effectiveness of the reagents with the lowest cost, reducing the harmful effect for the generating environment by the by-products between which the sludge is found during and at the end of the process of treatment of the drinking water mitigating the possible damage that these can generate to the populations and the environment, at the same time this work allows the rational use of chemical products through macro tools that facilitate the understanding of the processes carried out in the Water Treatment Plant Potable (PTAP) of the utility company of Tame CRIBABARE ESP

Tabla de contenido

Introducción	1
Planteamiento del problema	3
Justificación	5
1 Objetivos	8
1.1 Objetivo general	8
1.2 Objetivos específicos.....	8
2 Marco Conceptual y Teórico.....	9
2.1 Generalidades	9
2.2 Descripción de tallada de cada uno del proceso llevado a cabo en el tratamiento del agua potable Agua superficial	15
2.2.1 Captación	16
2.2.2 Pretratamiento.....	26
2.2.3 Medición de caudal.....	36
2.2.4 Mezcla rápida y el proceso de coagulación.....	54
2.2.5 Naturaleza del color y la turbiedad	58
2.2.6 Sustancia químicas empleadas en la coagulación.....	60
2.2.7 Mezcla lenta y el proceso de floculación	63
2.3 El proceso de cloración.....	69
2.3.1 Métodos tradicionales utilizados en la desinfección del agua	70
3. Metodología	72
4 Resultados.....	74
4.1 Medición del caudal con el uso del aforador Parshall.....	74
4.2 Establecimiento de las disoluciones	75
4.2.1 Establecimiento de la Disolución uno (D1)	75
4.2.2 Establecimiento de la Disolución dos (D2)	77
4.2.3 Establecimiento de la Disolución tres (D3).....	77
4.3 Medición de caudal	80
4.4 Ecuaciones utilizadas para la dosificación óptima en la potabilización del agua	81
Esta ecuación se adapta para establecer la dosis óptima de	82
Sulfato de Aluminio durante una hora	82
Ecuación para la determinación de la dosis óptima de Cloro gaseoso	83

Ecuaciones para la determinación de la dosis óptima de Cal Hidratada	83
Establecimiento de dosis óptima de Cal hidratada	84
4.5 Reporte de resultados Dosificación óptima año 2018.....	85
4.5.1 Análisis y procesamiento de los datos para el mes de enero	86
4.6 Gastos de agua por operación del sistema año 2018.....	90
4.6 Resumen de la dosificación óptima mensual año 2018.	92
4.6.1 Consumo de tambores de Qumifloc 1325 de 250 kg año 2018.....	96
4.7 Consumo de productos químicos para la potabilización del agua reportados por almacén	97
4.7.1 Reporte de almacén del Gasto de Cloro Gaseoso en el Año 2018.....	98
4.7.2 Reporte de almacén del consumo de Quimifloc 1325 en el año 2018.....	99
5 Conclusiones y recomendaciones	101
5.1 Conclusiones	101
5.2 Recomendaciones	105
Bibliografía.....	106
Anexos.....	122

Lista de figuras

Figura 1. Sistema de tratamiento de agua potable	15
Figura 2. Fuente de agua superficial	18
Figura 3. Fuente de agua superficial	19
Figura 4. Alcance del chorro canal de aducción.....	21
Figura 5. Rejilla de captación.....	22
Figura 6. Canal de aducción	23
Figura 7. Alcance del chorro cámara de recolección	24
Figura 8. Fuente de agua subterránea.....	25
Figura 9. Trayectoria de las partículas en el desarenador.....	30
Figura 10. Desarenador convencional vista superior.....	33
Figura 11. Desarenador convencional vista lateral	33
Figura 12. Conductos cerrados circulares	34
Figura 13. Fuente de abastecimiento (Río Tame).....	37
Figura 14. Aforo del río	39
Figura 15. Flujo a través del vertedero.....	42
Figura 16. Diferentes formas de las escotaduras de los vertederos	43
Figura 17. Formas de las escotaduras de los tederos.....	44
Figura 18. Vertederos de pared gruesa	44
Figura 19. Vertederos con y sin contracciones laterales vista superior.....	45
Figura 20. Vertederos sin contracciones laterales y con contracciones laterales.....	45
Figura 21. Vertederos transversales, laterales, oblicuos de pozo	46
Figura 22. Vertedero rectangular de pared delgada	46
Figura 23. Tamaños de las partículas en el agua	57
Figura 24. Representación esquemática de partículas de arcilla	58
Figura 25. Neutralización de cargas en la partícula coloidal por el aluminio	61
Figura 26. Neutralización de la carga de colides negativos.....	61
Figura 27. Metodología	73
Figura 28. Agua cruda mes de enero 2018 mes de enero.....	89
Figura 29. Agua tratada mes de enero 2018 (escala logarítmica).....	89
Figura 30. Agua tratada mes de enero 2018.....	90
Figura 31. Dosis óptima Quimifloc 1325, Sulfato de Al y Cloro gaseoso enero 2018	90
Figura 32. Caudal total menos gastos de operación durante el año	91
Figura 33. Porcentaje de pérdidas del caudal total durante el año 2018	92
Figura 34. Dosificación óptima en mg/L del promedio diario mensual y anual año 2018.....	93
Figura 35. Dosificación óptima de los productos utilizados en el tratamiento del agua potable .	95
Figura 36. Dosificación óptima de Quimifloc 1325 corregida	96
Figura 37. Consumo de cilindros de 68 kg Cloro Gaseoso año 2018.....	97
Figura 38. Cloro Gaseoso	99
Figura 39. Quimifoc 1325	100

Lista de tablas

Tabla 1. Clasificación del material en suspensión	27
Tabla 2. Viscosidad cinemática del agua	28
Tabla 3. Calificación de las pantallas deflectoras en grados n	32
Tabla 4. Número de Hazen V_sV_0	32
Tabla 5. Clasificación del vertedero según el espesor de la pared:.....	43
Tabla 6. Expresiones para vertederos con descarga sumergida.	49
Tabla 7. Expresiones y C_d para vertederos de pared delgada con y sin contracciones laterales	51
Tabla 8. Arcillas más comunes	58
Tabla 9. Aspectos importantes en la remoción del color	59
Tabla 10. Efecto bactericida y remanente de tratamientos de agua.....	70
Tabla 11. Formato ensayo de jarras	79
Tabla 12. Medición de caudal con el uso de uncaudalímetro digital.....	80
Tabla 13. Medición de caudal con el uso de macromedidor	80
Tabla 14. Medición de Caudal con el uso de un caudalímetro digital.....	81
Tabla 15. Medición de caudal con el uso de macromedidor	81
Tabla 16. Volumen de agua tratada durante la semana en m^3/d y L/s	81
Tabla 17. Mes de enero del año 2018	85
Tabla 18. Dimensiones de los sedimentadores	86
Tabla 19. Caudal de drenaje de sedimentadores mes de enero.....	86
Tabla 20. Dimensiones de los 12 filtros con los que cuenta los 3 módulos de la PTAP	86
Tabla 21. Cálculo del caudal utilizado durante el lavado de filtros mes de enero	87
Tabla 22. Datos básicos para hallar el caudal de lavado de filtros por 7 minutos.....	88
Tabla 23. Caudal total menos los gastos en m^3 en la operación de la PTAP mes de enero.....	88
Tabla 24. Porcentaje de pérdida al caudal total mes de enero	88
Tabla 25. Caudal total menos los gastos de operación de PTAP durante el año	91
Tabla 26. Porcentaje de pérdidas del caudal total durante el año	92
Tabla 27. Dosificación óptima en mg/L del promedio diario mensual y anual año 2018.....	93
Tabla 28. Valor corregido a partir del 33 % de la disolución patrón.....	96
Tabla 29. Consumo de cilindros de 68 kg Cloro Gaseoso año 2018.....	97
Tabla 30. Cloro Gaseoso (CL_2^0)	98
Tabla 31. Análisis de costos.....	98
Tabla 32. Qumifloc 1325.....	99

Introducción

Este trabajo aborda los procesos llevados a cabo durante el tratamiento de agua potable como son medición de caudal, adición de productos químicos, coagulación, floculación, sedimentación, filtración, desinfección y almacenamiento de agua, la adición de los productos químicos debe realizarse por medio de dosis optimas que permitan la mayor eficiencia y eficacia de los reactivos con el menor costo, disminuyendo el efecto nocivo para el medio ambiente por los subproductos y lodos generados durante y al final del proceso de tratamiento del agua potable mitigando el posible daño que estos puedan generar a las poblaciones y al medio ambiente, al mismo tiempo este trabajo permite el uso racional de los productos químicos a través de herramientas macros que facilitan la comprensión de los procesos llevados a cabo en la Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP) de la empresa de servicios públicos de Tame CRIBABARE E.S.P

Este trabajo describe detalladamente cada una de las partes de un sistema de acueducto convencional enfocándolo desde aspectos tan importantes como la hidráulica de cada una de las estructuras, parámetros de diseño, así como la comprensión del proceso fisicoquímico llevado a cabo principalmente en la coagulación y floculación en él se describen aspectos de la disolución coloidal, potencial z, así como las sustancias químicas empleadas en los procesos de coagulación, floculación.

Durante el proceso aplicado se procedió a realizar la medición del caudal de las estructuras antes del tratamiento y después de el con el propósito de realizar un balance hídrico que incluye las pérdidas y gastos de agua por lavado de filtros y sedimentadores, funcionamiento y fisuras en las estructuras, de la misma forma se procedía durante el año 2018 a realizar pruebas de ensayos de jarras, y se tomaron datos de los análisis de

operación diaria de la Planta de Tratamiento de Agua potable que incluyen los parámetros de color, turbidez, pH entre otros de las características fisicoquímicas del agua, estos datos son reportados en tablas que establecen sumatorias, promedios y conversión de unidades, para su posterior procesamiento en gráficos estadísticos, que permitan establecer el uso eficiente de los productos químicos utilizados durante el tratamiento del agua así como aumentar la eficiencia y disminuir el impacto causado por los productos químicos utilizados en el tratamiento del agua al medio ambiente y los usuarios.

De la misma forma con el establecimiento de la dosis óptima en mg/L de los productos químicos utilizados es posible establecer de forma precisa el gasto de cada uno de ellos durante los días y meses del año 2018, al tener conocimiento del gasto inmediatamente anterior es posible establecer con precisión las proyecciones para la compra de productos químicos durante el año siguiente.

Con el uso de las herramientas informáticas se facilita la presentación de la información ante entes de control facilitando el cargue masivo de esta y la realización de un balance entre los gastos reportados por almacén y los reportados por los operadores de la Planta de tratamiento de agua potable estableciendo las respectivas similitudes y diferencias, permitiendo que el grupo contable y financiero de la empresa determine de forma rápida y segura el establecimiento de costos de un metro cúbico de agua de forma precisa y rápida brindando a la empresa la facilidad de tomar decisiones en caso de fluctuaciones en los precios de los productos químicos utilizados, incremento de lluvias, análisis de los gastos en la planta de cada operador al dosificar los productos químicos, entre otros, todo esto en el marco de las buenas prácticas empresariales y ambientales.

Planteamiento del problema

En la actualidad el estado colombiano ha realizado un importante esfuerzo en el saneamiento ambiental de todos los ciudadanos permitiendo la creación de empresas prestadoras de servicios públicos de Acueducto Alcantarillado y Aseo (AAA), tratando de llegar a todas las regiones del país con una prestación eficiente que cumpla con los estándares de calidad exigidos por la normatividad legal vigente en materia de la prestación de servicios públicos con calidad y responsabilidad, asociadas estas a buenas prácticas empresariales en las que se registren todas las actividades y procesos de forma transparente y oportuna.

De esta forma en el presente trabajo se abordará la prestación del servicio público de acueducto en el que se involucrarán los procesos llevados a cabo en el tratamiento del agua, en la actualidad este tratamiento de potabilización requiere de la adición de productos químicos que remueven las impurezas de la misma, además entre los productos utilizados comúnmente para el tratamiento se encuentran el Policloruro de Aluminio (Quimifloc 1325), Sulfato de Aluminio, Cal Hidratada y Cloro Gaseoso para cumplir con los procesos de coagulación, floculación, sedimentación, filtrado y desinfección logrando una adecuada potabilización que eviten la proliferación de enfermedades de origen hídrico garantizando la salubridad de los ciudadanos.

El estado colombiano pretende determinar el adecuado gasto de los productos químicos utilizados en las operaciones realizadas en las distintas Plantas de Tratamiento de Agua Potable (PTAP), implementando la dosificación óptima entendida esta como el gastos de los productos químicos de la forma más eficientemente a través de la realización de

ensayos a escala piloto que permitan simular el proceso en el laboratorio para establecer y predecir través del ensayo de jarras utilizando la escala de WilComb la caracterización del mejor estado de coagulación y floculación del agua sin presentar gastos excesivos con apoyo de herramientas macros, formatos en Excel y la comparación de resultado entre los gastos generados en planta y los reportados en almacén que permitan cumplir con la normatividad legal vigente de calidad, cantidad de agua y de buenas prácticas empresariales enmarcadas en el siguiente compendio normativo Resolución 2115 de 2007, decreto 1575 de 2009, Resolución CRA 688 de 2014, CRA 735 de 2015 y CRA 712 de 2015.

¿Cómo la empresa CARIBABARE E.S.P. puede realizar el cálculo de los productos gastados a partir de la determinación de la dosificación óptima de los insumos químicos utilizados durante la potabilización del agua, basado en diseño de las estructuras y cálculos hidráulicos?

Justificación

El artículo 334 de la constitución política de Colombia establece que la dirección general de la economía estará a cargo del estado el cual intervendrá los servicios públicos para racionalizar la economía mejorando la calidad de vida de los habitantes, distribución equitativa de las oportunidades y la preservación de un ambiente sano, que en el artículo 365 ibídem es deber del estado asegurar la prestación eficiente de los servicios públicos, que en el artículo ibídem determinará las competencias para la prestación de servicios públicos domiciliarios en razón a su cobertura, calidad, financiación y el régimen tarifario a las entidades competentes a fijar tarifas, en el artículo 360 de la constitución política de Colombia establece que corresponde al presidente de la república las políticas de administración y control eficiente de los servicios públicos domiciliarios ejercer por medio de la superintendencia de servicios públicos domiciliarios, el control y la vigilancia de las entidades que los presten, el presidente de la república mediante decreto 1524 de 1994 delego las políticas generales de administración y control de eficiencia en los servicios públicos domiciliarios a las Comisiones de Regulación.

En el régimen tarifario aplicable a los servicios públicos domiciliarios, de conformidad con el numeral 86.4 del artículo 86 ibídem, está compuesto por procedimientos metodologías, formulas estructuras, estratos, facturación, opciones, valores, y en general todos los aspectos que determinen el cobro de tarifas, de conformidad con el numeral 87.8 del artículo 87 de la ley 142 de 1994 toda tarifa tendrá un carácter integral en el sentido que supondrá una calidad y un grado de cobertura del servicio, cuyas características definirán las Comisiones Reguladoras, y de conformidad con lo establecido en el artículo 88 de la ley antes citada, al fijar sus tarifas, las empresas de servicios públicos se someterán al

régimen de regulación definido por la comisión de regulación. Que los Decretos 155 de 2004 y 4742 de 2005 disponen la manera de establecer el valor a pagar por el usuario sujeto pasivo de la tasa por uso de agua señalada en el artículo 43 de la Ley 99 de 1993.

En el Decreto 1575 de 2007 dispone el sistema para la protección y control de la calidad del agua para consumo humano; y la Resolución 2115 establece el Índice de Riesgo de Calidad de Agua para Consumo humano (IRCA) por municipio, por persona prestadora mes definidos en el artículo 13 y 14.

De esta forma y según lo dispuesto por la normatividad legal vigente es deber de las entidades prestadores de servicios públicos domiciliarios administrar de forma eficiente los recursos del estado en las actividades, y procedimientos establecidos para el tratamiento del agua y prestación de los demás servicios de saneamiento básico con el fin de dar a conocer al estado y a los usuarios de forma oportuna la correcta administración de los recursos y el establecimiento de las tarifas.

El establecimiento de las dosis óptima debidamente registrado y caracterizado permite que la aplicación de los productos químicos utilizados en el correcto tratamiento del agua para su correspondiente potabilización sea utilizado de forma eficiente, es decir, obteniendo los mayores resultados con el menor uso de producto sin llegar al despilfarro ni el uso excesivo, permitiendo que no se presenten sobre costos tarifarios conllevando a la correcta administración de los bienes del estado y la presentación oportuna de la información relacionada con los gastos diarios, mensuales y anuales de los productos y reactivos químicos utilizados para dicho tratamiento.

Con el gasto eficiente de productos químicos también es posible mitigar el posible impacto que pueden generar los residuos producidos durante y después del tratamiento del agua generando lodos residuales con contenidos de aluminio deteriorando los suelos aledaños y así mismo las actividades de recuperación y disposición final de estos y se vea reducida considerablemente debido a su disminución permitiría bajar con el tiempo los costos en las tarifas y el uso eficiente y controlado de los recursos del estado.

1 objetivos

1.1 Objetivo general

Determinar la dosificación óptima de los productos utilizados en el tratamiento de agua en la empresa de servicios públicos de Tame CARIBABARE E.S.P basados en los diseños hidráulicos de las estructuras

1.2 Objetivos específicos

- Realizar el estudio hidráulico de las estructuras basados en memorias de cálculos y diseños.
- Realizar las disoluciones patrón y los cálculos de los productos químicos utilizados en la dosificación óptima para la potabilización del agua
- Comparar con los datos reportados por almacén y por el estudio, conclusiones y recomendaciones, y cargue masivo de la información SUI.
- Elaborar acciones encaminadas a las buenas prácticas ambientales y empresariales

2 Marco Conceptual y Teórico

2.1 Generalidades

La calidad y cantidad del agua en Colombia desde la formulación de la resolución 2115 del 22 de junio de 2007 del Ministerio de protección Social, Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial en el cual se establecen las características fisicoquímicas y microbiológicas de calidad y cantidad del agua esta misma resolución manifiesta una creciente preocupación del estado por el correcto tratamiento del agua permitiendo un adecuado control y vigilancia del agua potable de manera que los efectos nocivos por contenidos de microorganismos en el agua sean controlados utilizando bioindicadores tales como el *Escherichia coli* que debe estar ausente en todo sistema de tratamiento y distribución de agua potable, es decir, que no se presente ninguna Unidad Formadora de Colonia (UFC) ya que esta es la unidad patrón utilizada para la determinación de inocuidad y potabilización del agua, de la misma forma se establecen los límites máximos permitidos de las características fisicoquímica que tienen reconocido efecto adverso en la salud humana en miligramos por litro permitiendo que los acueductos y personas prestadoras puedan controlar estos límites manteniéndolos muy por debajo de los niveles del riesgo, incluso estableciendo puntajes de riesgo los cuales también sirven como indicadores del buen desempeño de los sistemas de tratamiento de agua, garantizando la seguridad de las poblaciones.

Según Chulluncuy-Camacho, N. C. (2011). El incremento de la población a nivel mundial, nacional y regional ha generado la contaminación de aguas superficiales y subterráneas principalmente por vertimiento de aguas servidas, residuos sólidos y sus subproductos al igual que los residuos químicos provenientes de los vertimientos industriales, afectando

el ciclo del agua impidiendo la capacidad de depuración de la misma por los procesos naturales creando la necesidad de utilizar diversos procesos para desinfectarla y tratarla de forma tal que sea potable, haciendo referencia también de la conservación de las fuentes hídricas para aumentar la efectividad de los procesos y disminución de los costos de tratamiento así como de la correcta conservación de los recursos naturales renovables, según esta autora los principales procesos para el tratamiento del agua son el cribado, coagulación-floculación en esta se adicionan coagulantes para desestabilizar las partículas coloidales para su remoción proceso llevado a cabo en fracciones de segundos mientras que la floculación es el proceso mediante el cual las partículas desestabilizadas chocan entre si y se aglomeran formado varios floc, en las plantas de tratamiento la coagulación se lleva a cabo en la unidad de mezcla rápida mientras que la floculación se lleva a cabo en los floculadores del establecimiento de una correcta coagulación-floculación dependerá la sedimentación y filtrado del agua.

Para la determinación de la dosis optima de coagulantes se realiza el ensayo de jarras, que simulan en escala piloto las condiciones de coagulación-floculación en planta, pretendiendo obtener un floc lo suficientemente pesado y homogéneo que se pueda sedimentar con facilidad en los sedimentadores, el tamaño del floc ideal es evaluado por el índice de Wilcomb en el que se escoge como dosis optima la jarra con floc más grande, mayor velocidad de asentamiento y menor turbiedad en un tiempo no mayor a 10 minutos.(Amaya y Cubides, 2010).

El proceso completo de estabilización del agua cruda puede enfocarse como una serie de subprocesos que pueden agruparse en captación de agua cruda, coagulación-floculación, adsorción, sedimentación, filtración, oxidación del Hierro y el Magnesio,

desinfección, ajuste de pH y mineralización, es de vital importancia la evaluación de los coagulantes utilizados en el tratamiento del agua como Sulfato de Aluminio, y sales polihidroxiladas, polímeros ayudantes de la floculación, iniciando con la caracterización del agua cruda con el fin de identificar la cantidad de materia orgánica y los compuestos químicos que contiene, este proceso es utilizado para la remoción de sustancias orgánicas e inorgánicas, remoción de color verdadero y aparente, eliminación de bacterias y virus, destrucción de algas y plancton, eliminación de sustancias que producen sabor y olor, para la evaluación de este proceso es importante tener en cuenta las características físicas y químicas del agua, dosis del coagulante, concentración del coagulante, el punto de aplicación del coagulante, la intensidad, el tiempo de mezcla y el dispositivo utilizado para la misma. Restrepo Osorno, Hernán Alonso (2009).

Según Restrepo Osorno, Hernán Alonso (2009). El agua y las disoluciones son eléctricamente neutras, las cargas eléctricas de las partículas generan fuerzas de repulsión entre ellas, por lo cual se mantienen suspendidas y separadas del agua, de esta forma estas partículas no se sedimentan de forma natural, estas partículas forman un sistema coloidal con una doble capa de iones, por debajo del potencial z la repulsión de las partículas se reduce permitiendo el choque entre ellas y facilitando la floculación. Este autor también establece los principales factores de coagulación entre los cuales se encuentran la valencia, capacidad de cambio, tamaño de las partículas, temperatura, concentración de iones H^+ y pH, relación cantidad tiempo, alcalinidad.

Flórez, J. M. C. (2011). Señala los coagulantes alternativos en el tratamiento de agua como los policloruros de Aluminio (PAC's) que ha demostrado mejor desempeño respecto a los coagulantes convencionales como el Sulfato de Aluminio permitiendo

apreciar los resultados comparativos, dejando de manifiesto la dificultad de contralar el pH con el Sulfato de Aluminio ya que lo baja, y el mínimo residual de Aluminio, los floculos de (PAC's) son estructuras pequeñas tipo cadena con tamaños inferiores a 25 μm , mientras que el floc de el Sulfato de aluminio son estructuras mayores esponjosas y porosos con tamaño de 25 μm a 100 μm , esta diferencias estructural provoca que los (PAC's) tengan menor turbiedad en suspensión que el Sulfato de Aluminio, los (PAC's) tienen estructuras estables ante hidrolisis posteriores que contribuye a su mayor eficiencia en la coagulación, menor producción de lodos y menor dependencia al pH y la Temperatura, tienen mayor capacidad de remoción de sólidos, requieren menos dosis, con una cinética más rápida.

La coagulación de la materia orgánica natural (MON) es un proceso relacionado con las cargas superficiales de las partículas suspendidas en suspensiones acuosas las partículas tienen una superficie activa y reacciona con especies metálicas y compuestos orgánicos generando reacciones con distintos componentes, el potencial (z) es un parámetro electrostático que indica la estabilidad de las dispersiones coloidales con respecto a la agregación de partículas y las operaciones físicas de floculación, flotación y sedimentación de las suspensiones coloidales, (z) se define como el potencial en el plano de cizalla en la doble capa eléctrica, representa la ubicación efectiva de la interface sólido, líquido, cuando (z) se minimiza se alcanzan residuales de coagulantes bajos y estables en el agua tratada evidenciando un óptimo desempeño de la coagulación-floculación. Betancur, b., Jiménez, d. m., & linares, b. g. (2012).

La filtración rápida es un proceso relativamente importante ya que la última barrera en la que se pueden retener las partículas asociadas al control de riesgo microbiológico,

teniendo en cuenta que hay una relación directa entre la turbiedad y el aumento de los microorganismos, que siempre debe estar en estudio tratando de mejorar el desempeño, es importante tener a escala piloto el efecto de la configuración del medio filtrante sobre el proceso de filtración rápida, descendente del agua clarificada de la Planta de Tratamiento de Agua Potable (PTAP), en cuanto a la turbiedad del agua filtrada y la carrera de filtración evaluando la remoción de carga antes y después del proceso de filtrado. Torres, M. L. M. P. (2012).

La desinfección del agua principalmente por el proceso de cloración se ha venido cuestionando como consecuencias de los subproductos generados en la desinfección cuestionando la utilización del cloro, con el propósito de desinfectar adecuadamente el agua con cloro se establece un límite de 1mg/L para Cloro Libre y 2 mg/L para el Cloro combinado, es conveniente mantener el cloro residual en la red con el propósito de que su efecto continúe durante la distribución sin perder su efecto desinfectante, este proceso incrementa la generación de subproductos, el cloro presente en la red de distribución se presenta como cloro residual libre y combinado el cloro residual libre está constituido por ácido hipocloroso y el ion hipoclorito y el cloro residual combinado por cloraminas, la utilización de este cloro para desinfección produce productos secundarios nocivos como los Trihalometanos entre ellos Cloro-Formo, Dicloro-Bromo-metano, Dibro-Coloro-Metano. Quirós, F. R. (2005).

Deininger, R. A., Ancheta, A., & Ziegler, A. (1998). Plantea alternativas de desinfección que en la actualidad se están utilizando en Europa y es muy aceptado en los Estados Unidos de América para la desinfección del agua ya que tiene menor producción Trihalometanos y subproductos generados en la desinfección del agua, de la misma

forma mejora el gusto y el olor del agua y reduce la formación de subproductos orgánicos. Una de las alternativas importante en la realización de este trabajo es la planteada por Romero, M. (2008), quien establece las ventajas de utilizar ozono en la desinfección del agua brindando posibilidades importantes de desinfección del agua sin el uso de Cloro como agente principal, constituyendose en una alternativa para la eliminación de compuestos volátiles, precipitados e impurezas floculantes.

Los altos contenidos de Calcio y Magnesio en las aguas hacen que estas no sean aptas para el consumo humano, provocando valores altos de dureza y alcalinidad que en general es controlado con cal, la evaluación del mejor tipo de cal a utilizar para ablandar el agua debe establecerse agregando distintas cantidades de cal, de diferentes procedencias para tratar un agua específica que controlo principalmente los siguiente parámetros pH, Dureza Total, Alcalinidad Total. Carvajal, P. S. R., Moros, J. E. A., Acevedo, S. Y. S., & Rojas, C. A. Z. (2007).

Algunos autores como Mejía, W. H. D., Linares, B. G., & Coronel, N. C. (2007), Pérez Garay, I. F. (2015). Establecen métodos importantes para la evaluación operativa del Sulfato de Aluminio y su importancia en la remoción de las impurezas del agua superando en muchos casos hasta el 90%, así como la remoción de los fosfatos y sus efectos nocivos en la salud, este estudio es una de las bases para realizar las metodología de comparación de resultados de remoción del Sulfato de Aluminio y el Policloruro de Aluminio en la remoción de turbiedad y otros componentes que permitan evaluar la eficiencia de cada uno de estos coagulantes ya que en la actualidad se usan en la (PTAP) de la empresa CARIBABARE E.S.P.

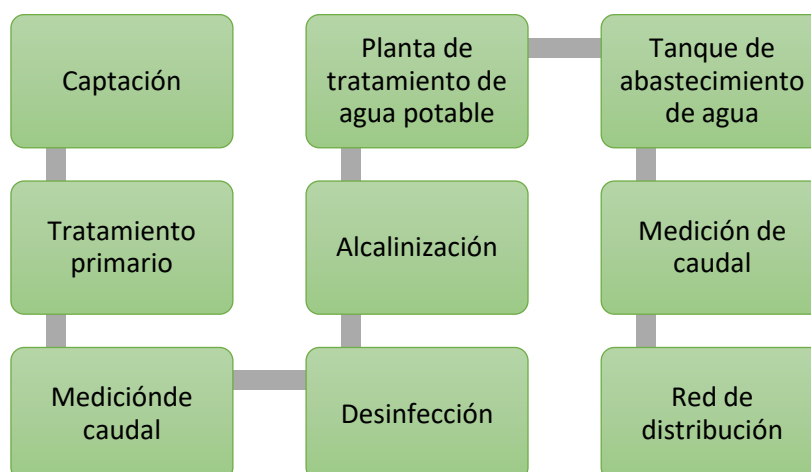
El uso en exceso de productos químicos genera grandes cantidades de lodos que luego

deben ser tratadas, convirtiéndose en uno de los problemas más importantes de la coagulación química, es posible la utilización de los productos generados en la producción de ladrillo aluminosos como otra de las alternativas para la eficiente utilización de los subproductos generados en la (PTAP), por lo que se hace importante su recolección y correcta disposición final en lechos de secado evitando la contaminación de fuentes hídricas por vertimiento y salinización de los suelos aledaños a la planta de tratamiento de agua, como lo plantea. Torres, P., Hernández, D., & Paredes, D. (2012).

El adecuado establecimiento de una dosis óptima de los coagulantes, alcalinizantes y el establecimiento de las diferencias entre los distintos desinfectantes y entre otros de los productos químicos utilizados en el tratamiento del agua y preciso conocimiento de la dosificación y gastos del día a día permite el correcto establecimiento de los índices tarifarios en el agua potable utilizada en los acueductos municipales para consumo humano.

2.2 Descripción de cada uno del proceso llevado a cabo en el tratamiento del agua potable Agua superficial

Figura 1. Sistema de tratamiento de agua potable



Fuente. Elaboración propia

2.2.1 Captación

Son el conjunto de estructuras y equipos electromecánicos necesarios para concentrar las aguas aprovechables de una fuente de abastecimiento de forma controlada que son conducidas a un sistema de acueducto, estas obras son construidas según la geografía de la fuente de abastecimiento tamaño, localización y dependencia de las condiciones meteorológicas. (Álvarez y Rivera, 2017). La captación de aguas se realiza por distintos medios y de distintas fuentes como por ejemplo las bocatomas cuando se trata de aguas de fuentes superficiales, pozos profundos para aguas subterráneas, plataformas, estructuras flotantes en el caso de recolectar aguas de fuentes de caudales muy elevados (grandes ríos), al igual que el uso de dispositivos para la captación de aguas lluvias cuando se presenten precipitaciones y estas se presenten de forma frecuente. (Hernández, 2017).

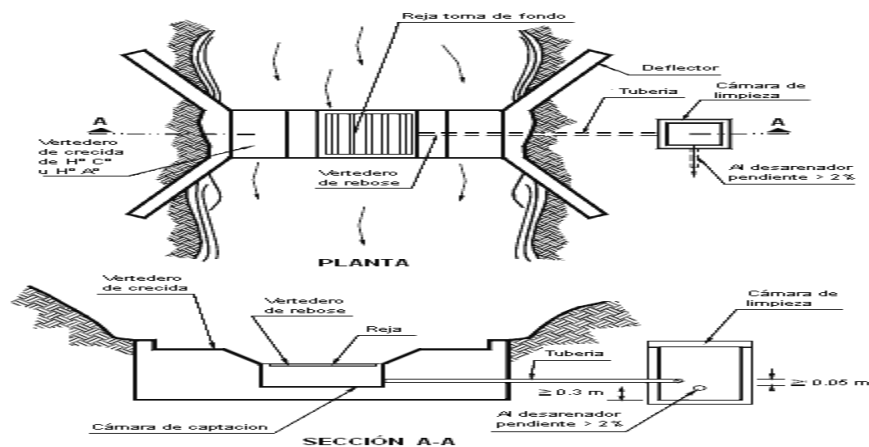
Las captaciones en corrientes superficiales generalmente se derivan de presas en los ríos de los cuales se captan caudales de diseño correspondiente al caudal máximo diario en periodos de hasta 30 años para ciudades intermedias, se recomienda que este tipo de captaciones se haga en el sector recto del río y en caso de necesitar la implementación de esta en la sección curva del río esta debe ubicarse en la parte externa de la curva de la cuenca del mismo, con las respectivas medidas de protección de la obra que pueden ser muros de contención aguas arriba y aguas abajo, y si es el caso proyectar una ampliación de la misma en diferentes etapas. (López, 1995). Las bocatomas pueden ser de varios tipos:

- **Toma lateral con muro transversal:** Utilizada generalmente en ríos pequeños en donde la lámina de agua es poco profunda se fabrica un muro transversal y el agua es captada a través una rejilla lateral ubicada en uno de los muros laterales, suelen estar provistas de compuertas que regulan el agua al interior de la presa, tuberías de aducción y cámaras de recolección. (López, 1995).
- **Bocatoma de fondo:** Al igual que la bocatoma de fondo es fabricada también con un muro transversal pero la toma de agua se realiza por una rejilla ubicada en la parte superior de una presa y en el sector recto del río el ancho de la presa puede ser menor o igual al ancho del río, su cota superior esta al mismo nivel que la cota de fondo del río, las bocatomas de fondo constan principalmente de presa, solado, muros laterales, rejilla, canal de aducción, cámara de recolección.(López, 1995).
- **Bocatoma lateral con bombeo:** Es empleada en río con grandes caudales con una sección transversal bastante ancha, generalmente consta de varias bombas utiliza como mínimo dos quedando una de ellas como contingencia consta de una rejilla lateral, un pozo de succión, talud y muros de contención. (López, 1995).
- **Bocatoma lateral por gravedad:** Usualmente utilizada en ríos profundos con una considerable lámina de agua y la captación se lleva a cabo por gravedad con la utilización de un muro transversal utilizando compuertas y rejillas de mayores proporciones a un costado del río en el que se encuentra el muro de protección, este tipo de bocatoma permite que el agua se estanque el tiempo suficiente para que se presente el tratamiento primario de desarenado. (López, 1995).
- **Captación flotante con elevación mecánica:** Se utiliza cuando el caudal de la fuente superficial con suficiente caudal durante toda la época del año incluso en

temporadas secas y se ubica sobre una estructura flotante en la orilla de un río. (Carrillo & Muñoz, 2016).

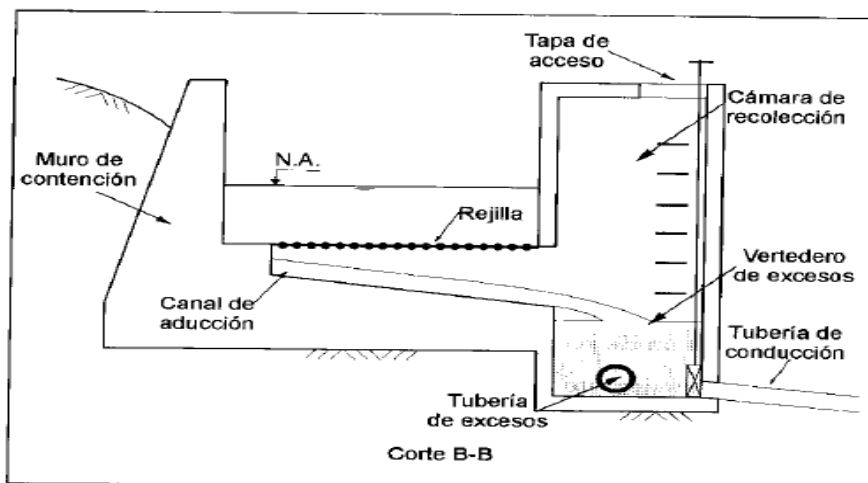
- **Captación móvil con elevación mecánica:** Es utilizado en ríos con grandes caudales se utiliza una plataforma que generalmente es apoyada en rieles al extremo de un río. (Carrillo & Muñoz, 2016).
- **Captación mixta:** Se utiliza cuando las variaciones de los caudales y el lecho del río cambia considerablemente durante las distintas épocas del año, la lámina de agua fluctúa significativamente en épocas lluviosas y secas permitiendo al operador del sistema utilizar la de mayor conveniencia según el nivel de la misma, combinándose la captación de fondo y lateral. (Carrillo & Muñoz, 2016).
- **Muelle de toma:** Se utiliza cuando las variaciones de caudal son significativas y se pueden utilizar estructuras ya existentes como muelles, puentes, entre otros y en caso de no existir se suelen construir estructuras firmemente apoyadas en el fondo, que sirven de soporte a la toma de agua y a la tubería de la conducción a la orilla. (Carrillo & Muñoz, 2016).

Figura 2. Fuente de agua superficial



Fuente: https://www.academia.edu/35920755/Este_89822446_Alcantarillados_Lopez_Cualla_OCR

Figura 3. Fuente de agua superficial



Fuente: https://www.academia.edu/35920755/Este_89822446_Alcantarillados_Lopez_Cualla_OCR

▪ **Partes de la bocatoma lateral y de fondo (objeto de este estudio)**

En la realización de este trabajo solo abordaremos los principios básicos hidráulicos para las bocatomas de fondo y laterales por ser las que se encuentran en la empresa objeto de este estudio, este tipo de bocatomas generalmente consta de las siguientes partes esenciales como lo son, un solado o enrocado superior e inferior, muro de contención, rejilla, canal de aducción, cámara de recolección, vertedero de excesos, tubería de excesos hasta llegar a la tubería de conducción.

- **Solado o enrocado superior e inferior:** Tiene como objetivo principal proteger la presa de la erosión, se construye generalmente en concreto o enrocado, se estar ubicado aguas arriba y aguas debajo de la presa. (López, 2005) también se suelen utilizar gaviones.
- **Muros laterales:** su principal función es encausar el agua hacia las rejillas y proteger los taludes, se construye en concreto ciclópeo, con un acho de muros hasta de 60 cm. (López, 2005).

- **Rejilla:** Se ubica sobre el canal de aducción que se encuentra dentro de la presa, el ancho y largo de esta se ajusta a las dimensiones del canal de aducción, el ancho mínimo es de 40 cm y el largo es de 70 cm dimensiones que facilitan la limpieza y mantenimiento de las mismas, los barrotes y el marco pueden ser construidos en hierro, con separación entre barrotes de 5 a 10 cm y diámetros de los mismos de ½", ¾", 1". (López, 2005).
- **Canal de aducción:** Recibe el agua que ingresa al sistema de acueducto, después de la retención física realizada por la rejilla antes mencionada, se construye con una pendiente del 1 al 14%, con el fin de dar una velocidad mínima adecuada y segura para realizar las labores de mantenimiento, la entrada a este canal puede ser rectangular o semicircular.
- **Cámara de recolección:** Es construida generalmente de forma cuadrada o rectangular, con muros en concreto reforzada de espeso mínimo de 30 cm, a la misma altura de los muros laterales, en su interior hay un vertedero de excesos lateral que lleva agua una tubería de excesos que regresa el agua al cauce, debe tener en todos los casos una tapa en la capa superior y una escalera de acceso para el personal de mantenimiento.

Para calcular el caudal de entrada a la presa este se realiza como un vertedero rectangular de doble contracción con la siguiente ecuación:

$$Q = 1,84LH^{1,5}$$

A raíz de las contracciones laterales se debe hacer corrección a la longitud del vertedero como se indica en la siguiente ecuación:

$$L' = L - 0,1 n. H$$

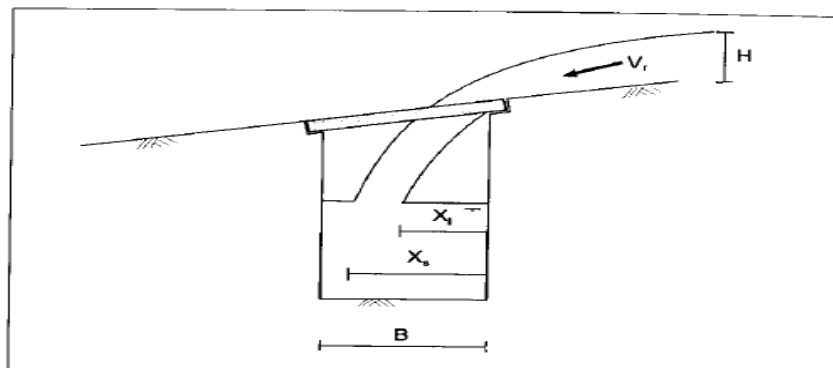
Donde n es el número de contracciones laterales, y la velocidad del agua al pasar sobre la rejilla será como la indica la siguiente formula:

$$V_r = \frac{Q}{L'H}$$

Esta velocidad debe estar comprendida entre 0,3 y 3 m/s.

Ecuaciones de alcance de chorro:

Figura 4. Alcance del chorro canal de aducción



Fuente: https://www.academia.edu/35920755/Este_89822446_Alcantarillados_Lopez_Cualla_OCR

$$X_s = 0,36V_r^{2/3} + 0,6H^{4/7}$$

$$X_i = 0,18V_r^{4/7} + 0,74H^{3/4}$$

$$B = X_s + 0,1$$

X_s : Alcance filo superior en (m)

X_i : Alcance filo inferior en (m)

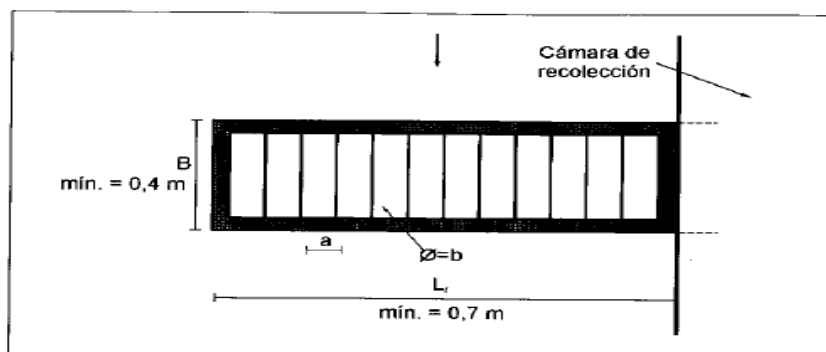
V_r : Velocidad del río en (m/s)

H : Profundidad de la lámina de agua sobre la presa (m)

B : Ancho del canal de aducción en (m)

- **Rejillas con barrotes en la dirección del flujo:** Según López 2005 el área neta de la rejilla se determina con la siguiente formula:

Figura 5.Rejilla de captación



Fuente. https://www.academia.edu/35920755/Este_89822446_Alcantarillados_Lopez_Cualla_OCR

$$A_{neta} = aBN$$

Donde:

A_n = Área neta de la rejilla (m^2)

a = Separación entre barrotes

N = Número de orificios entre barrotes

Si (**b**) es el diámetro de cada barrote la superficie total de la rejilla se puede hallar. Para determinar el **caudal a través de la rejilla** se utiliza la siguiente fórmula:

$$A_{total} = (a + b)BN$$

Dividiendo área neta en área total, se establece la siguiente relación.

$$\frac{A_{neta}}{A_{total}} = \frac{a}{(a + b)}$$

Despejando área neta:

$$A_{neta} = \frac{a}{(a + b)} A_{total}$$

Reemplazando el área total en función de la longitud de la rejilla (L_r).

$$A_{neta} = \frac{a}{(a + b)} BL_r$$

De esta forma habiendo obtenido el área neta podemos hallar el caudal de agua que pasa a través de la rejilla, con la siguiente expresión:

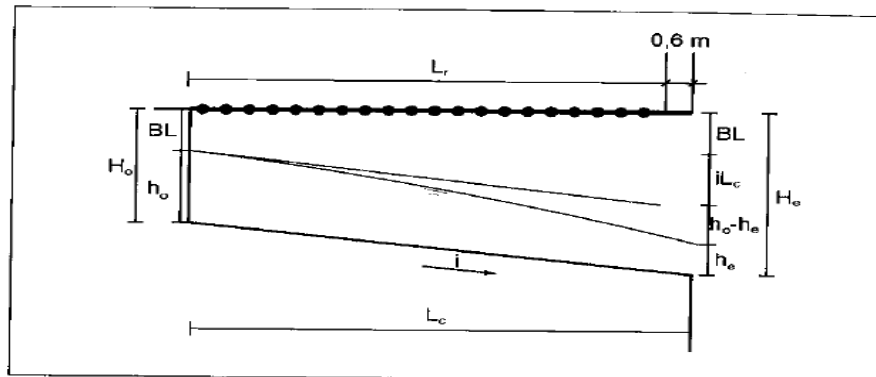
$$Q = KA_{neta}V_b$$

$K = 0,9$ Para flujo paralelo a la sección

V_b = Velocidad entre barrotes (máxima de 0,2 m/s, para disminuir el arrastre de sólidos a la rejilla)

- **Niveles del canal de aducción:** El nivel de la lámina de aguas arriba se obtiene por medio del análisis del movimiento de agua en el canal.

Figura 6. Canal de aducción



Fuente: https://www.academia.edu/35920755/Este_89822446_Alcantarillados_Lopez_Cualla_OCR

$$h_0 = \left[2h_e^2 + \left(h_e - \frac{iL_c}{3} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} - \frac{2}{3} iL_c$$

Según López 2005, Para que la entrega del agua recolectada se haga en descarga libre se debe cumplir con las siguientes especificaciones:

$$h_e = h_c$$

$$h_c = \left(\frac{Q^2}{gB^2} \right)$$

Donde:

h_0 = Profundidad aguas arriba del vertedero (m)

h_e = Profundidad aguas abajo del vertedero (m)

h_c = Profundidad crítica en (m)

i = La Pendiente del fondo del canal del vertedero

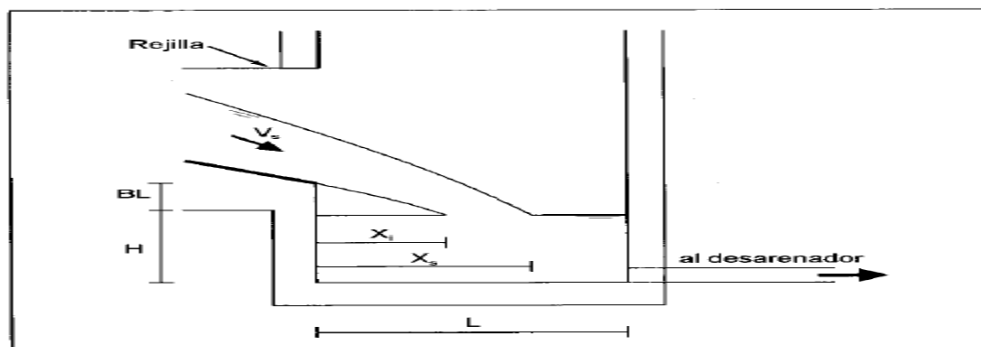
g = Aceleración de la gravedad (9,81 m/s²)

L_c = Longitud del canal en (m). Longitud de la rejilla más el espesor del muro

Nota. Se debe dejar un borde libre de 15 cm, y para que las fórmulas siguientes sean velocidad de descarga a la cámara de recolección debe estar comprendida entre 0,3 m/s y 3 m/s

Para diseñar o verificar las memorias de cálculo de una cámara de la correcta realización y puesta en marcha de una cámara de recolección se deben tener en cuenta las ecuaciones de alcance de chorro y reemplazando los términos por los de la condición de entrada y que permitan las condiciones mínimas para realizar el mantenimiento:

Figura 7. Alcance del chorro cámara de recolección



Fuente: https://www.academia.edu/35920755/Este_89822446_Alcantarillados_Lopez_Cualla_OCR

$$X_s = 0,36V_e^{2/3} + 0,6h_e^{4/7}$$

$$X_i = 0,18V_e^{4/7} + 0,74h_e^{3/4}$$

$$L = X_s + 0,30$$

La profundidad (H) debe ser suficiente para que cubra las pérdidas por entrada y fricción de la tubería de aducción entre bocatoma y desarenador.

De esta forma habiendo podemos calcular el caudal a través de la rejilla como si se tratase del caudal a través de un orificio de la siguiente forma:

$$Q_{captado} = C_d A_{neta} \sqrt{2gH}$$

Donde:

$Q_{captado}$: Es caudal de agua que pasa a través de la rejilla

C_d : Es el coeficiente de descarga que igual a 0,3

A_{neta} : Área neta de la rejilla en (m²)

H: Altura de la lámina de agua sobre la rejilla

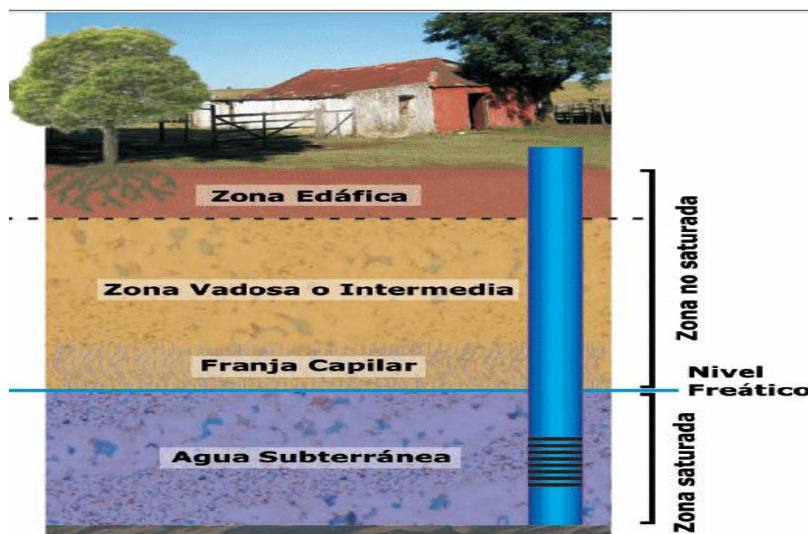
El caudal que entra por la rejilla de aducción es mayor al caudal captado, de esta forma al final del canal de aducción se encuentra un vertedero sin contracciones laterales de excesos que se encarga de recircular el agua sobrante al río, separando el caudal de diseño del caudal de excesos, de esta forma la cota de la cresta del vertedero debe coincidir con el nivel de agua necesario para conducir el caudal de diseño al desarenador.

De esta forma esta condición se puede expresar mediante la siguiente formula:

$$Q_{exesos} = Q_{captado} - Q_{diseño}$$

Nota. La tubería de excesos debe tener un diámetro mínimo de 6" esta tubería debe llegar uno 15 cm por encima del nivel máximo del río. (López, 2005).

Figura 8. Fuente de agua subterránea



Fuente.
compressed.pdf

http://www.mgap.gub.uy/sites/default/files/multimedia/manual_de_agua_subterranea-ilovepdf-compressed.pdf

2.2.2 Pretratamiento

▪ **Cribado**

Proceso mediante el cual se retienen los sólidos de mayor tamaño como ramas, maderas, hojas, frutas, cascaras, animales muertos, piedras, material flotante entre otros por medio de rejillas de aberturas uniformes que pueden presentarse una después de las otras para un cribado cada vez más fino, estos sólidos gruesos flotantes pueden ser potenciales contaminantes e interferir en los procesos subsiguientes incluso obstruyendo el normal funcionamiento del sistema de acueducto su objetivo principal es proteger las estructuras, equipos, válvulas, compuertas, tuberías, ventosas y otros dispositivos utilizados para la salida del aire en las tuberías.(Chullucuy, 2011).

▪ **Desarenador convencional**

Un desarenador es un tanque diseñado para sedimentar partículas suspendidas en el agua o en un fluido determinado por acción de la gravedad (aceleración de la gravedad, peso específico y velocidad cinemática del fluido, velocidad de sedimentación y peso específico de la partícula), estos se encuentran ubicados cerca a la bocatoma con el propósito de evitar obstrucciones en la línea de aducción el material que se suele sedimentar en su interior es generalmente arcilla, arena y grava fina. (López, 1995). Durante el proceso de desarenado se remueven partículas superiores a 0,2 mm de diámetro. Esta estructura está dividida en varias zonas:

Zona I cámara de quietamiento encargada de disipar la energía, presión y velocidad de llegada, consta de un vertedero de exceso que recircula el caudal de sobrante nuevamente al río. Zona II La entrada al desarenador tiene una cámara de quietamiento y una pantalla que disminuyen la velocidad del flujo del agua, Zona III sedimentación es un

canal rectangular en el que la velocidad del flujo es baja y la profundidad adecuada según las condiciones de diseño garantizando la sedimentación de las partículas, Zona IV almacenamiento de lodos comprende el volumen entre la cota de profundidad útil y el fondo del tanque, este tiene forma de tolva con las pendientes suficientes que le permiten el drenaje y lavado de lodos, Zona V salida del desarenador consta de una pantalla sumergida el vertedero de salida y el canal de recolección, las pendiente del fondo del desarenador debe oscilar entre el 5% y el 8% para facilitar el desagüe por las tolvas, estos lodos deben ser expulsados con periodicidad del fondo del mismo para que los tiempos de retención hidráulica no disminuyan y de esta forma permitan que las mayor parte de las partículas tengan el tiempo suficiente para sedimentarse en el fondo, los acueductos generalmente constan como mínimo de dos desarenadores y una tubería de paso directo como contingencias. (Quintero, 2009).

Tabla 1. Clasificación del material en suspensión

Material	Diámetro (mm)	Material	Diámetro (mm)
Gravilla		Fango	
Gruesa	>2,0	Grueso	0,05 – 0,01
Fina	2,00 – 1,00	Medio y fino	0,01 – 0,005
Arena		Arcilla	
Gruesa	1,00 – 0,5	Gruesa y media	0,005 – 0,001
Media	0,5 – 0,25		
Fina	0,25 – 0,10	Fina	0,001 – 0,0001
Muy fina	0,10 – 0,05	Coloidal	< 0,0001

Fuente. https://www.academia.edu/35920755/Este_89822446_Alcantarillados_Lopez_Cualla_OCR

▪ **Especificaciones de diseño:**

El periodo de diseño para ciudades intermedias debe ser de 30 años, en el caso de tener 2 o más módulos el dimensionamiento de cada uno debe corresponder al Caudal Medio Diario (CMD), el **número de unidades** debe ser como mínimo 2 módulos que funcionen en paralelo con el objetivo de que cuando uno de ellos este en mantenimiento el otro se encuentre funcional, sin embargo, en caso de emergencias debe existir una tubería de

paso directo, la **relación de longitud y ancho (L/B)** de un tanque rectangular entre 3/1 y 5/1, la **profundidad mínima y máxima** debe oscilar entre 1,5 m y 4,5 m.

- **Profundidad de almacenamiento de lodos:** esta debe ser en una relación de 10/1, comprendida entre 0,75 m y 1,5 m llegando a un 100 % de la profundidad útil de sedimentación.
- **Pendientes del fondo del desarenador:** deben estar comprendidas entre 5% y 8% con el fin de que los lodos se deslicen fácilmente por la tubería de desagüe.
- **Carga hidráulica superficial:** La carga hidráulica superficial debe estar entre 15 y 18 m^3/m^2

Teoría de diseño: Expuesta por Hazen y Stokes en la que establecen que la velocidad de sedimentación de una partícula es directamente proporcional al cuadrado de esta:

$$V_s = \frac{g(\rho_s - \rho)}{\mu} d^2 = Kd^2$$

Donde:

V_s : Velocidad de sedimentación de la partícula en (cm/s)

g : Aceleración de la gravedad (981 cm/s)

ρ_s : Peso específico de la partícula arenas = 2,65

ρ : Peso específico del fluido en este caso agua = 1,00

μ : Viscosidad cinemática del fluido (cm^2/s). Tabla 2.

Tabla 2. Viscosidad cinemática del agua

Temperatura (°C)	Velocidad cinética (cm^2/s)	Temperatura (°C)	Velocidad cinética (cm^2/s)
0	0,01792	18	0,01059
2	0,01763	20	0,01007
4	0,01567	22	0,00960
6	0,01473	24	0,00917
8	0,01386	26	0,00876
10	0,01308	28	0,00839
12	0,01237	30	0,00804
14	0,01172	32	0,00772
15	0,01146	34	0,00741
16	0,01112	36	0,00713

Fuente. https://www.academia.edu/35920755/Este_89822446_Alcantarillados_Lopez_Cualla_OCR

Tiempo de retención hidráulica: Es el tiempo correspondiente al que tarda una partícula en entrar y salir del tanque que debe oscilar entre 30 min y 4 h, al inicio del desarenador el periodo de retención hidráulico debe ser largo y al final a la salida del mismo debe ser corto.

- **Periodo de retención hidráulico:** El tiempo que tarda una partícula presente en la suciedad del agua desde que entra hasta salir del tanque debe estar entre 30 minutos y 4 horas.
- **Carga hidráulica superficial:** Se refiere al caudal puesto por unidad de área y este debe estar entre 15 y 80 m³/m².
- **Teoría de sedimentación:** Teoría desarrollada inicialmente por Hazen y Stokes, quienes realizaron un modelo de sedimentación de partículas que esencialmente se concluye que la velocidad de sedimentación de una partícula es directamente proporcional al cuadrado del diámetro de esta:

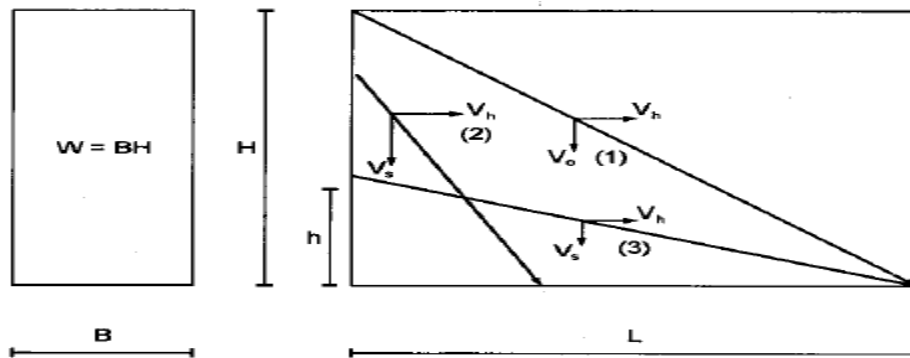
El estudio presentado por Hazen y Stokes hace las siguientes suposiciones (López, 2005)

- El flujo se reparte uniformemente a través de la sección transversal (W)
- El agua se desplaza con velocidad uniforme a lo largo del tanque
- Toda partícula que toque el fondo antes de llegar a la salida será removida

Las partículas de diámetro (d) entran por la parte superior del tanque recorriendo una altura (H) y una longitud (L) antes de ser removida esta trayectoria se indica en la imagen 4, indicando que la partícula tiene un componente de velocidad horizontal (V_h) y de velocidad vertical (V_o), describiendo un recorrido en un tiempo (t), las primeras partículas en ser removidas serán (V_o), luego las partículas con velocidad de sedimentación (V_s),

mayor que (V_0), las partículas (V_s) < (V_0) podrán removerse dependiendo de su nivel de entrada al tanque (h). (López, 2005).

Figura 9. Trayectoria de las partículas en el desarenador



Fuente. https://www.academia.edu/35920755/Este_89822446_Alcantarillados_Lopez_Cualla_OCR

Por semejanza de triángulos:

$$\frac{L}{V_h} = \frac{H}{V_0} \Rightarrow \frac{LW}{V_h W} = \frac{H}{V_0} \Rightarrow \frac{V}{Q} = \frac{H}{V_0}$$

Donde:

V: Volumen del tanque

Q: Caudal

La velocidad de sedimentación se obtendrá:

$$V_0 = \frac{HQ}{V} \Rightarrow V_0 = \frac{Q}{A}$$

Siendo A = Área superficial = B x L

Según López, 2005 Stokes plantea la siguiente ecuación:

$$V_0 = \frac{g}{18} \frac{\rho_s - \rho}{\mu} d^2 = Kd^2$$

Reemplazando la velocidad de la partícula en la ecuación de Stokes, se tiene:

$$Kd^2 = \frac{Q}{A} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{Q}{KA}}$$

Según los resultados obtenidos en la ecuación anterior, para un determinado caudal el diámetro de la partícula a removerse es función del área superficial del tanque, la remoción de la partícula también es función de la profundidad del tanque, la carga hidráulica superficial equivale a Q/A que es función de la **velocidad de sedimentación** (V_0), el periodo de **retención hidráulico** equivale a la relación V/Q y el tiempo que tarda la **partícula en ser removida** (t) está dado por la relación H/V_0 , de esta forma para remover esta partícula se debe:

$$\frac{V}{\frac{Q}{H}} = \frac{V}{V_0} = 1$$

Nota: Según López 2005 existen varios motivos por los cuales en un desarenador el flujo no se distribuye uniformemente entre están las pantallas difusoras, variación de las velocidades debido a corrientes térmicas, existen también zonas muertas o estancadas, el viento crea corrientes en la superficie que aumentan las velocidad superficial de la lámina de agua externa, y por último a que existe resuspensión de partículas debido a que realmente no se cumplen al 100 % las suposiciones iniciales del desarrollo de la teoría, de esta forma también habrán partículas con (V_s) menores que (V_0). Por lo tanto, se adopta la siguiente corrección.

- Porcentaje de remoción de partículas $V_s < V_0$

$$\% \text{ remoción} = \frac{N^\circ \text{ de partículas con } V_s < V_0}{N^\circ \text{ de partículas con } V_s \geq V_0} \times 100$$

- Grado de desarenador (n): Corresponde a la calificación de las pantallas deflectoras que se da en grados (n) del desarenador:

Tabla 3. Calificación de las pantallas deflectoras en grados n

n=1	Deflectores deficientes o ausencia de ellos
n= 2	Deflectores regulares
n = 3	Deflectores buenos
n = 5 a 8	Deflectores muy buenos
n → ∞	Caso teórico

Fuente. https://www.academia.edu/35920755/Este_89822446_Alcantarillados_Lopez_Cualla_OCR

De esta forma la igual queda de la siguiente así:

$$\frac{\theta}{t} = \frac{V}{H} = \frac{V_s \cdot V}{H \cdot Q} = V_s \frac{A}{Q} = \frac{V_s}{\frac{Q}{A}} = \frac{V_s}{V_0}$$

Donde:

V_s : Velocidad de sedimentación efectiva

V_0 : Velocidad de sedimentación teórica = $\frac{Q}{A}$

$\frac{V_s}{V_0}$: Número de Hazen

Según López 2005, el factor $\frac{\theta}{t}$ o el número de Hazen se determinan por la siguiente tabla

Tabla 4. Número de Hazen $\left(\frac{V_s}{V_0}\right)$

Condiciones	% de remoción							
	87,5	80	15	70	65	60	55	50
n=1	7,00	4,00	3,00	2,30	1,80	1,50	1,30	1,00
n= 3	2,75		1,66					0,76
n = 4	2,37		1,52					0,73
Máximo teórico	0,88		0,75					0,50

Fuente. https://www.academia.edu/35920755/Este_89822446_Alcantarillados_Lopez_Cualla_OCR

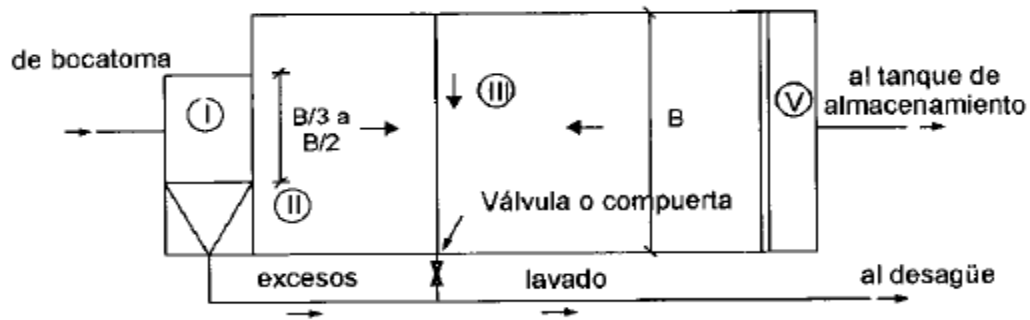
Según López 2005, hace las siguientes recomendaciones con el propósito de una buena operación para los desarenadores.

- $V_h < 20V_s$
- $9 < \frac{V_h}{V_0} < 15$
- La velocidad horizontal (V_h) debe ser menor que la velocidad de arrastre (V_r) de las partículas para evitar la resuspensión de las mismas.

$$V_h = V_r \sqrt{\frac{8k}{f} g(\rho_s - \rho)d}$$

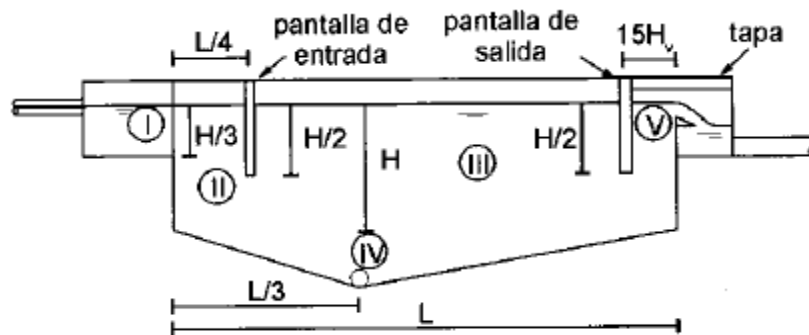
Para la sedimentación de **arenas el valor de k es 0,04** y para la sedimentación por simple acción de la gravedad (no hay coagulación) para las **demás partículas es igual a 0,03**

Figura 10. Desarenador convencional vista superior



Fuente. https://www.academia.edu/35920755/Este_89822446_Alcantarillados_Lopez_Cualla_OCR

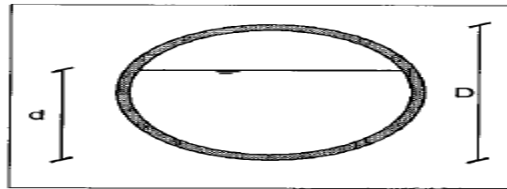
Figura 11. Desarenador convencional vista lateral



Fuente. https://www.academia.edu/35920755/Este_89822446_Alcantarillados_Lopez_Cualla_OCR

- **Conductos cerrados a superficie libre:** Actualmente estas tuberías son fabricadas en Policloruro de Vinilo (PVC), solo se toma en cuenta este tipo de material ya que los permisos de concesión de agua no están permitiendo otro tipo de materiales por sus desventajas residuales en el agua como es el caso del Asbesto Cemento ya que es un material con comprobado efecto adverso a la salud humana, por tanto, solo se trabajará con este tipo de tubería plástica como lo es el (PVC).

Figura 12. Conductos cerrados circulares



Fuente. https://www.academia.edu/35920755/Este_89822446_Alcantarillados_Lopez_Cualla_OCR

El transporte de agua a superficie libre se realiza a presión atmosférica, de esta forma el flujo puede ser laminar o turbulento, uniforme o variado, subcrítico, crítico o supercrítico.

El transporte de agua en un conducto a flujo libre es variado, lo que significa que la profundidad y velocidad del fluido son variables. En los flujos uniformes la profundidad y la velocidad del fluido en el conducto son constantes, este concepto es importante ya que el flujo variable se aproxima a los límites del flujo uniforme.

La ecuación de Manning es la más utilizada:

$$Q = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n}$$

Q: Caudal en (m³/s)

A: Área de la sección del flujo (m²)

R: Radio Hidráulico $= R = \frac{A}{P} = \frac{\pi D^2}{4\pi D} = \frac{D}{4}$

P: Perímetro mojado (m)

D: Diámetro interno real en la tubería (m)

S: Pendiente de la línea de energía (m/m)

n: Coeficiente de rugosidad de Manning

El coeficiente de rugosidad de Manning depende del material de la tubería, este factor también se ve afectado por la profundidad de la lámina de agua en la tubería, secciones compuestas por diferentes materiales, tipo y número de uniones en la tubería el coeficiente de rugosidad de **Manning para el plástico es 0,009**.

Expresando la ecuación anterior en términos de diámetro interno tenemos:

$$Q = \frac{\left(\frac{\pi D^2}{4}\right) \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S^{1/2}}{n} = 0,312 \left(\frac{D^{8/3} S^{1/2}}{n}\right)$$

Despejando (D) se obtiene:

$$0,312 \left(\frac{D^{8/3} S^{1/2}}{n}\right) = Q$$

$$D^{8/3} S^{1/2} = \frac{1}{0,312} nQ$$

$$D^{8/3} = 3,2051 \frac{nQ}{S^{1/2}}$$

$$D = \left(3,2051 \frac{nQ}{S^{1/2}}\right)^{3/8}$$

$$D = 1,548 \left(\frac{nQ}{S^{1/2}}\right)^{3/8}$$

Al calcular el diámetro interno que es igual al diámetro real (D), se puede calcular el caudal en tubería llena (Q_0) y la velocidad con tubo lleno (V_0), dividiendo el caudal a tubo lleno por el área calculada con base en el diámetro interno de flujo a tubo lleno.

- **Caudal de agua en tubería semivació y en alcantarillados**

En primer lugar, se halla el ángulo θ que describe el área mojada (área de la lámina de agua en la tubería).

$$\theta = 2 \arccos \left(1 - \frac{Y}{R}\right) = \text{el ángulo } \theta \text{ se da en radianes}$$

Teniendo el ángulo se calcula el área hidráulica

$$A = \frac{(\theta - \text{seno}\theta)}{8} = \frac{D^2}{8} \left(\frac{\pi\theta}{180} - \text{sen}\theta \right)$$

La ecuación de la igualdad del lado derecho se presenta en caso de que el ángulo no esté en radianes, sino en grados, minutos y segundos (sexagesimal).

Luego se halla el perímetro mojado o también conocido como perímetro hidráulico.

$$P = \frac{D}{2}\theta = \frac{\pi}{360}D\theta$$

De la misma forma que en el anterior la parte del extremo derecho de la ecuación corresponde al a un ángulo dado en el sistema sexagesimal.

Seguidamente se halla el Radio Hidráulico (R_H):

$$R_H = \frac{A}{P}$$

Por último, se puede determinar el caudal en la tubería semivacía con la ayuda de la ecuación de Mannig.

$$Q = \frac{1}{n} AR^{2/3} \sqrt{m}$$

Donde

m: es la pendiente

2.2.3 Medición de caudal

La medición de agua inicia desde la fuente de abastecimiento con el propósito de garantizar la lámina mínima de agua que pueda hacer funcionar el acueducto sin afectar el caudal ambiental. Según López (2005) una fuente de abastecimiento no regulada debe tener un caudal superior al caudal de diseño en cualquier época del año que garantice el suministro de agua al sistema de acueducto, por ejemplo en el caso de captaciones por gravedad debe ser superior a dos veces el caudal medio diario del acueducto, de otra forma cuando esta captación se realiza por bombeo el caudal debe ser superior a dos veces el caudal

máximo horario, garantizando la cantidad de agua suficiente aguas abajo de la captación con el fin de adelantar proyectos y actividades normales sin perjuicios del caudal ambiental o ecológico.

Figura 13. Fuente de abastecimiento (Río Tame)



Fuente. <https://meridiano70.co/hombre-murio-cuando-pescaba-en-el-rio-tame/>

Castro, Carvajal y Monsalve (2006) aseguran que el caudal ambiental es el caudal mínimo necesario para garantizar los servicios ecológicos que presta una fuente de agua superficial en condiciones naturales preservando la flora y fauna del hábitat, así como las funciones ambientales como la capacidad de purificación de las aguas, la amortiguación de extremos hidrológicos, recreación, pesca entre otros.

La medición del caudal es importante cuando se busca conocer la cantidad de agua que pasa por las distintas secciones que conforman el sistema del acueducto de forma rápida y oportuna brindando al operador la posibilidad de conocer el caudal de agua transportada por los múltiples tramos del sistema, antes, después y en las secciones de cada proceso del tratamiento de agua y distribución, permitiéndole garantizar la eficiencia de cada uno de estos y realizar los ajustes necesarios.

El transporte de agua se lleva a cabo desde la captación por tuberías de **aducción** entendida esta como el agua sin tratar, es decir, la tubería que transporta agua antes de la (PATAP) y la **conducción** comprendida como el transporte de agua tratada, referida

al agua transportada por la tubería que sale de la (PATAP) al tanque de abastecimiento y a la red de distribución.

Al conocer el caudal durante la aducción, conducción, procesos de tratamiento de agua y distribución es posible estimar las pérdidas durante el transcurso por el sistema y en el caso de ser necesario llevar a cabo las acciones correctivas, al conocerse el caudal de entrada a la (PTAP) se puede establecer adecuadamente la dosis óptima de coagulante-floculante, alcalinizante, desinfectante, entre otros, fijando la relación entre el caudal, la carga contaminante en el agua cruda, la concentración y cantidad de los productos químicos a adicionar.

La medición del caudal de una fuente de agua superficial se puede realizar por variados métodos en campo con la ayuda de dispositivos, estructuras, equipos o simplemente aberturas que permiten evaluar el paso del agua según López (1995). Los más comunes son los siguientes:

- Velocidad superficial
 - Correntómetros, molinetes, caudalímetros
 - Vertederos
 - Medidor o aforador Parshall
 - Estaciones de aforo
 - Trazadores químico
-
- **Velocidad superficial:** Este tipo de medición de caudal es utilizada para caudales de agua en canales de sección uniforme y aguas superficiales en tramos rectos de un río o quebrada, en el que se establecen dos secciones transversales emparejadas

una aguas arriba y otra aguas abajo las cuales son divididas en subsecciones adecuadas al ancho del canal o río estas subsecciones son medidas en dos dimensiones ancho y profundo, separadas por una distancia aproximada de 20 a 30 metros según las condiciones de la fuente, por cada subsección aguas arriba se debe arrojar un flotador que debe llegar a la otra parte emparejada suponiendo un flujo uniforme, en un tiempo (t), según (López, 1995) de esta forma se puede determinar la velocidad que tarda el flotador desde la sección aguas arriba hasta la sección aguas abajo con la expresión:

$$V_s = \frac{S}{t} \quad (\text{Ec. 1})$$

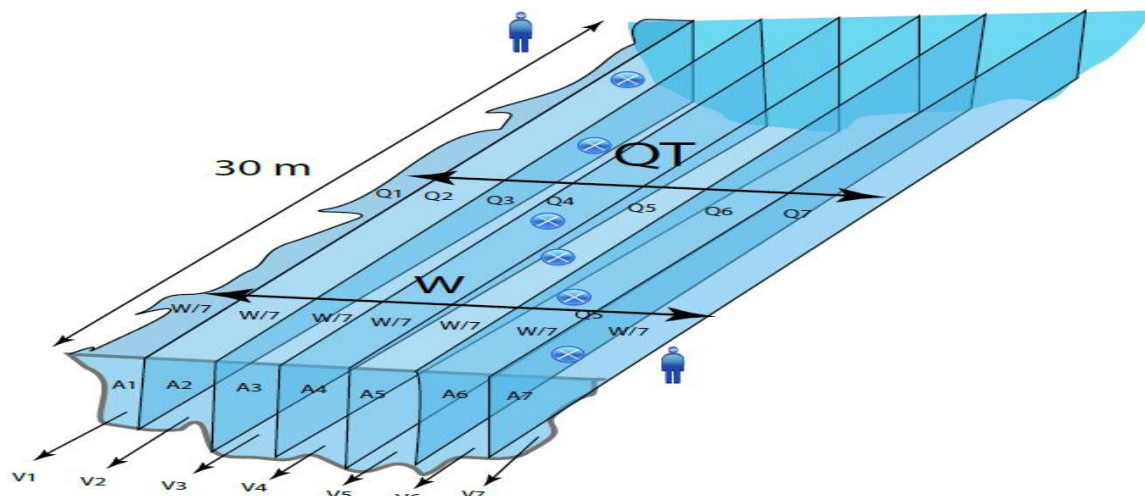
Donde:

V_s : Velocidad media de los flotadores en la sección S $((V_1+V_2+V_3\dots V_n)/n)$

S: Distancia entre las secciones transversales aguas arriba y aguas debajo de 20 a 30 m

t: Tiempo medio que tardan los flotadores en recorrer la distancia S $((t_1+t_2+t_3\dots t_n)/n)$

Figura 14. Aforo del río



Fuente. Elaboración propia

Según López, 1995 la velocidad promedio que se da por debajo de la superficie no es igual a la superficial que se obtiene con la ayuda de los flotadores, por este motivo la ecuación 1 debe ser corregida ya la velocidad promedio es aproximadamente el 80 % de la superficial y se obtiene mediante la ecuación 2.

$$V_m = 0,8 V_s \text{ (Ec. 2)}$$

Donde:

V_m : Velocidad media de los flotadores en la sección S multiplicado por el factor de corrección 0.8.

Al hallarse el área promedio de las dos secciones hidráulicas, el caudal se calcula al multiplicar este por la velocidad media de la siguiente forma ver Ec. 3 y 4.

$$A_p = \frac{A_1 + A_2}{2} \text{ (Ec. 3)}$$

Donde:

A_p : Área promedio de la sección 1 y 2 aguas arriba y abajo

A_1 : Área de la sección 1 aguas arriba $((A_1+A_2+A_3\dots+A_n)/n)$

A_2 : Área de la sección 2 aguas abajo $((A_1+A_2+A_3\dots+A_n)/n)$

$$Q = (V_m)(A_p) \text{ (Ec. 4)}$$

Donde:

Q: Caudal

V_m : Velocidad media de los flotadores en la sección S multiplicado por el factor de corrección 0.8.

A_p : Área promedio de la sección 1 y 2 aguas arriba y abajo

- **Correntómetros, molinetes, caudalímetros:**

Vertederos hidráulicos: Son estructuras que controlan el flujo de agua por acción de la gravedad los hay de varios tipos que varían según la forma los más utilizados se conocen con los nombres de Vertedero rectangular, triangular, trapezoidal, circular, semicirculares, parabólicos, asimétricos, exponenciales, rectangulares de arista viva, De cresta redondeada y talud vertical, Cresta redondeada y talud inclinado hacia aguas abajo, de cresta elíptica y talud inclinado hacia aguas abajo, Cimacio de Crager entre otros, (Marbello, 2005) y (Orellana, 2005).

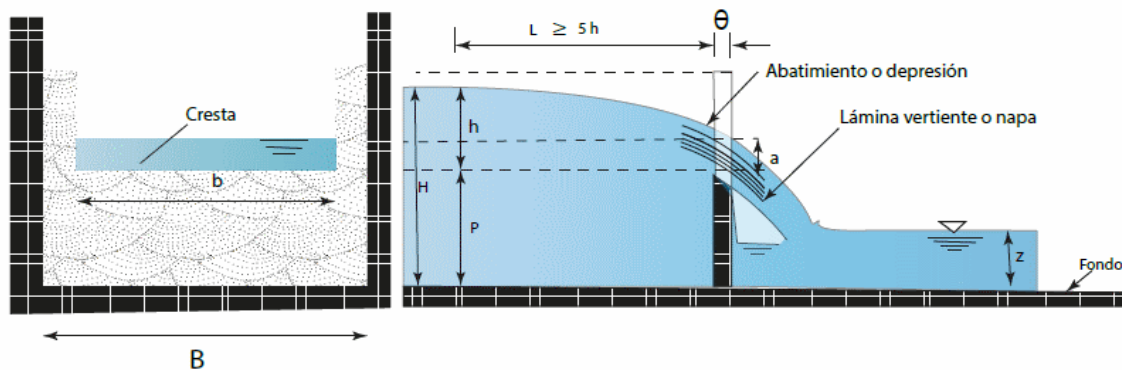
La arista o superficie más elevada del vertedero que está en contacto con el agua se llama **cresta**, la **altura (h)** de la lámina del fluido sobre la cresta corresponde a la **descarga** que se conoce con el nombre de cabeza hidráulica o **carga del vertedero**, el agua se mueve a través del vertedero por la acción de la fuerza de gravedad, el chorro que fluye a través de la abertura del vertedero modelado por la cresta forma una lámina vertiente o **napa**, el caudal (Q) de un vertedero se puede calcular y expresar en función de la carga del vertedero (h), como se aprecia en la siguiente ecuación.

$$Q = f(h)$$

Según Marbello 2005, Los vertederos son estructuras hidráulicas que controlan los niveles y miden caudales generalmente utilizados en presas y sistemas de acueductos permite determinar el caudal del flujo del canal a partir de la carga del vertedero (h), los vertederos de pared delgada son usados preferiblemente para aforar caudales y los de pared gruesa como integrantes de presas, la superficie de contacto entre la lámina de agua corriente y un vertedero de pared gruesa es grande, de otra forma en los de pared delgada la superficie de contacto es muy pequeña constituida por una arista viva o cresta, formada generalmente por una placa de aproximadamente 5 mm de espesor construida

en materiales que pueden variar entre latón, acero inoxidable, acrílico, cobre y hierro galvanizado, esta placa es el vertedero y en ella se plasman las distintas forma geométricas como son los triangulares, circulares, trapezoidales, entre otros. A continuación, se presenta una imagen en la que se pueden apreciar las partes de un vertedero y la terminología utilizada para identificarlo.

Figura 15. Flujo a través del vertedero



Fuente. Marbello, 2005 <http://www.bdigital.unal.edu.co/12697/>

Donde:

b: Longitud de la cresta del vertedero

B: Ancho del canal de acceso

h: Carga del vertedero

a: Carga sobre la cresta

P: Altura o cota de la cresta, referido al fondo del canal

z: Espesor de la lámina de agua, aguas abajo del vertedero

L: Distancia mínima, aguas arriba del vertedero, a la cual se coloca el medidor de niveles (limnómetro). $L \geq 5h$

e: Espesor de la pared del vertedero

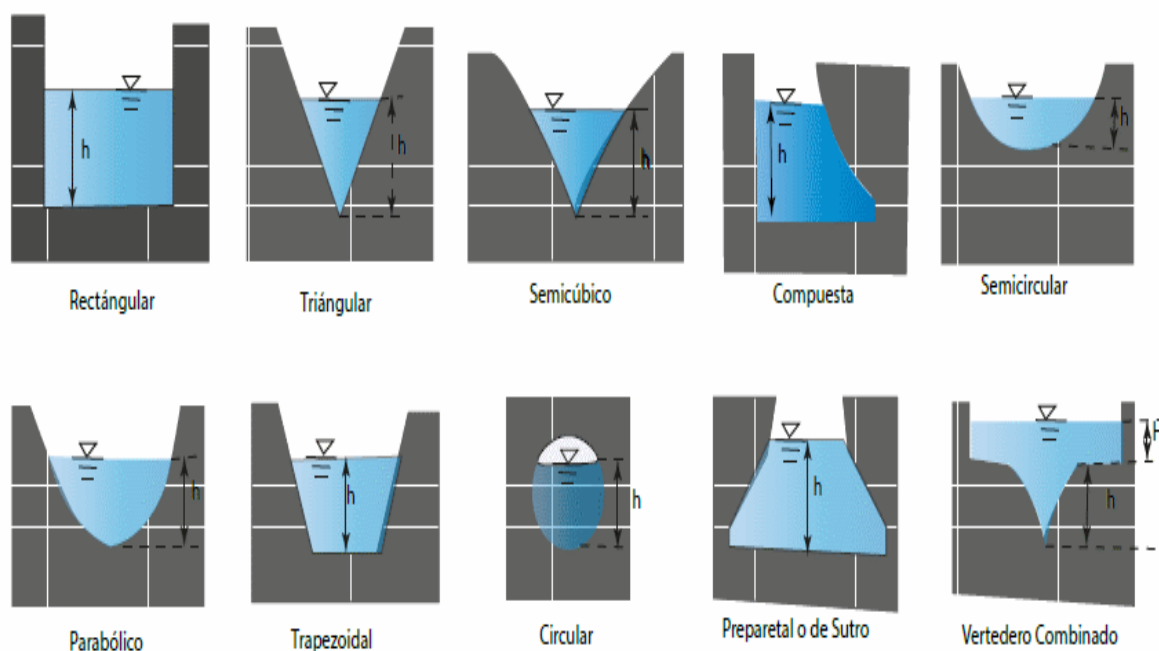
H: Espesor de la lámina de agua, aguas arriba del vertedero

Tabla 5. Clasificación del vertedero según el espesor de la pared:

Vertederos de pared delgada utilizados para medir caudales de gran precisión	Vertederos de pared gruesa o cresta ancha: Son utilizados como integrantes de una presa controlan niveles y miden caudal
Rectangulares	Rectangulares de arista viva
Triangulares	De cresta redondeada y talud vertical
Circulares	Cresta redondeada y talud inclinado hacia aguas abajo
Semicirculares	De cresta elíptica y talud inclinado hacia aguas abajo
Parabólicos	Vertedero Cimacio o de Creager
Simétricos	
Asimétricos	
Exponenciales	

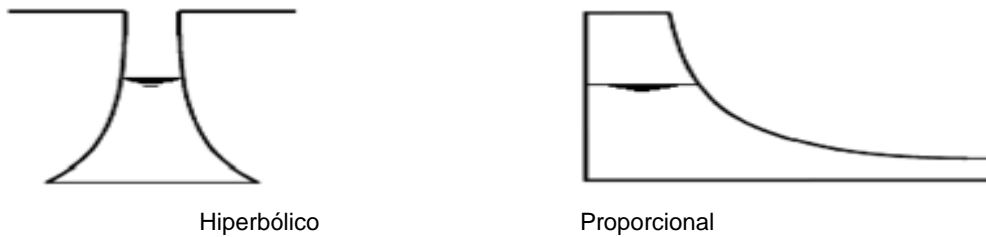
Fuente. <http://www.bdigital.unal.edu.co/12697/>

Marbello, 2005 indica que los vertederos se clasifican por el espesor de la pared, forma geométrica, la altura de la lámina de agua aguas abajo, la posición del plano del vertedero con respecto a la dirección de la corriente. Ver Imagen 7 y 8.

Figura 16. Diferentes formas de las escotaduras de los vertederos

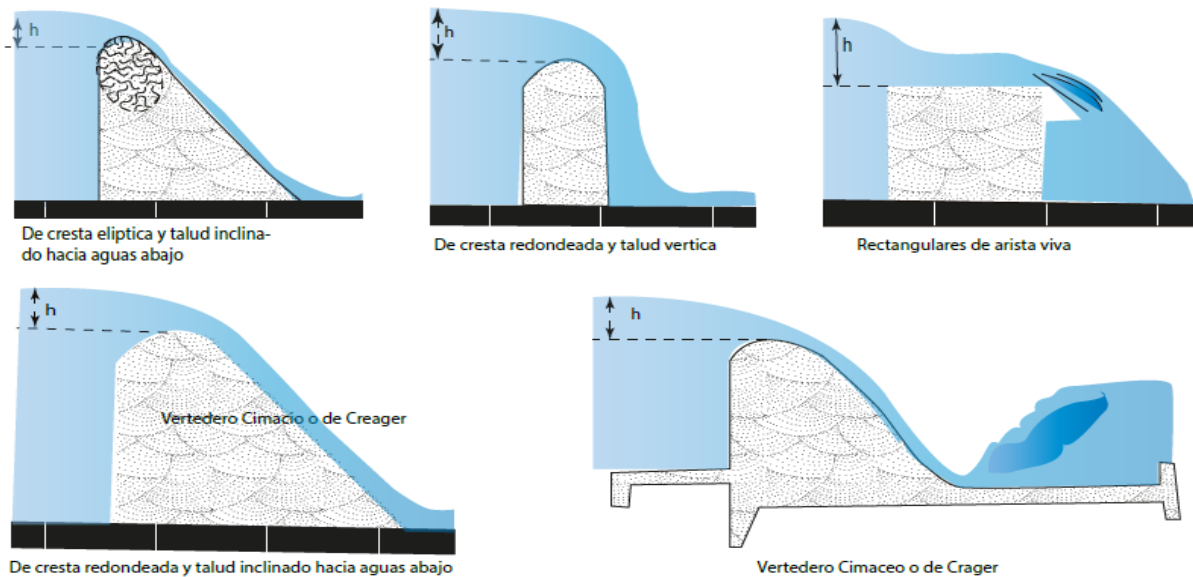
Fuente. <http://www.bdigital.unal.edu.co/12697/>

Figura 17. Formas de las escotaduras de los tederos



Fuente: <http://dspace.uazuay.edu.ec/bitstream/datos/8371/1/14091.pdf>

Figura 18. Vertederos de pared gruesa



Fuente: <http://www.bdigital.unal.edu.co/12697/>

Según la altura o espesor de la lámina de agua, aguas abajo los vertederos se pueden clasificar en.

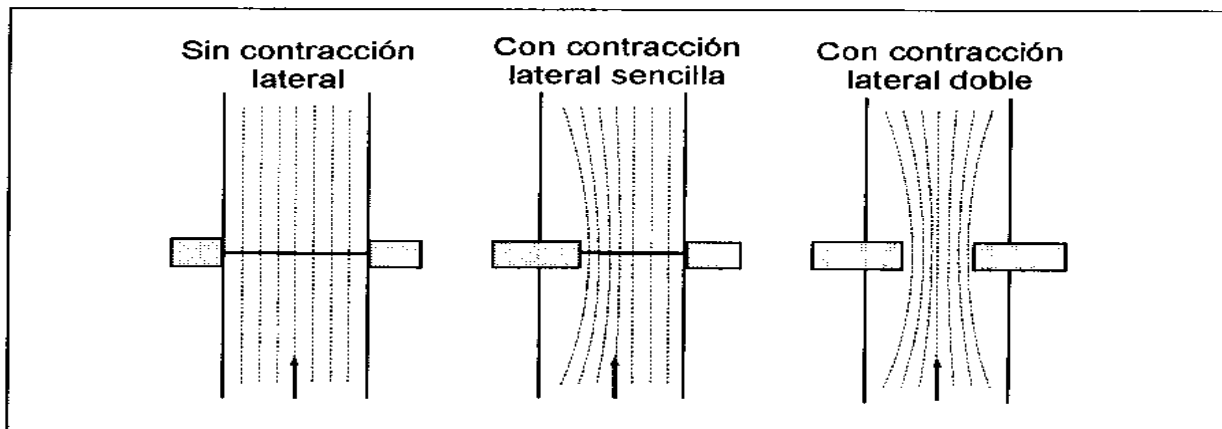
- Vertederos de descarga libre
- Vertederos sumergidos o ahogados

Según la longitud de la cresta

- Vertederos sin contracciones laterales ($B=b$)
- Vertederos con contracciones laterales ($B<b$)

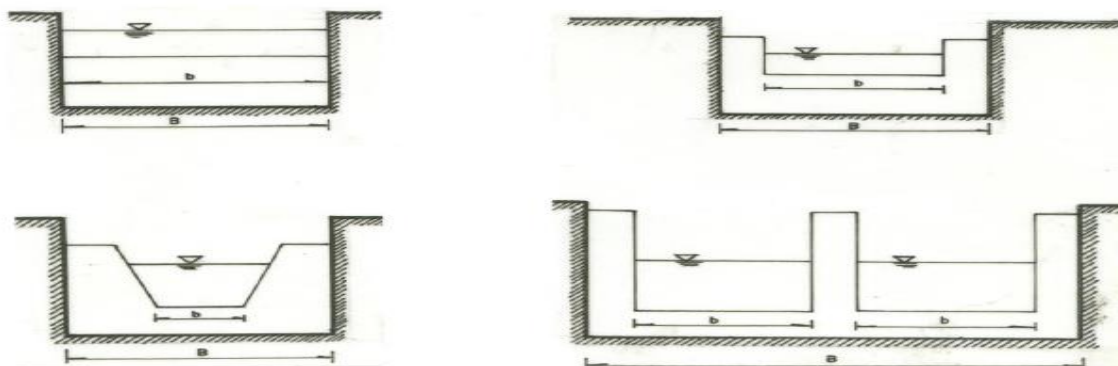
En la siguiente imagen se pueden apreciar un vertedero sin contracciones laterales en el margen superior izquierdo y tres vertederos con contracciones laterales

Figura 19. Vertederos con y sin contracciones laterales vista superior



Fuente. https://www.academia.edu/35920755/Este_89822446_Alcantarillados_Lopez_Cualla_OCR

Figura 20. Vertederos sin contracciones laterales y con contracciones laterales



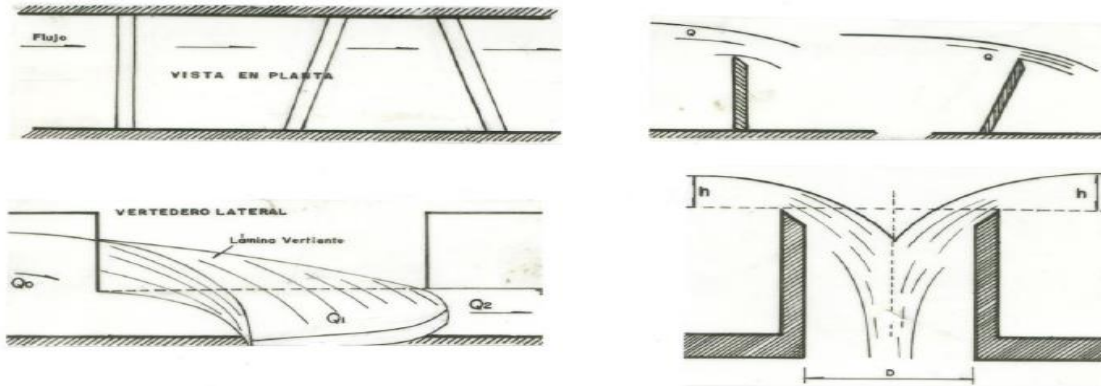
Fuente. <http://www.bdigital.unal.edu.co/12697/>

Según la posición del plano del vertedero con respecto a la dirección de la corriente se clasifican en:

- Vertederos transversales o normales
- Vertederos laterales (aliviaderos)

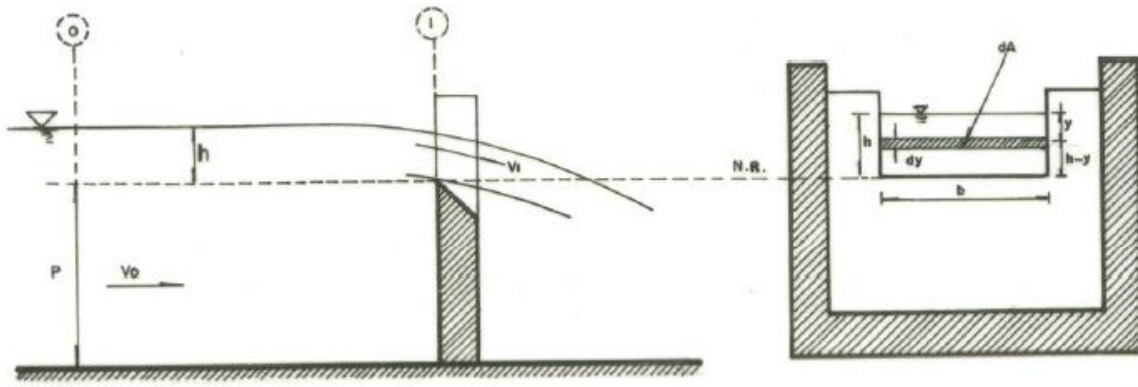
- Vertederos oblicuos
- Vertedero aducción radial o de pozo

Figura 21. Vertederos transversales, laterales, oblicuos de pozo



Fuente. <http://www.bdigital.unal.edu.co/12697/>

Figura 22. Vertedero rectangular de pared delgada



Fuente: <http://www.bdigital.unal.edu.co/12697/>

Según Marbello, 2005 la expresión para calcular el caudal que pasa por los vertederos rectangulares de pared delgada como se aprecia en la figura 21.

Es necesario iniciar el análisis aplicando la ecuación de Bernoulli entre las secciones 0 y

1

$$Z_0 + \frac{p_0}{\gamma} + \alpha_0 \frac{v_0^2}{2g} = Z_1 + \frac{p_1}{\gamma} + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g}$$

Reemplazando se obtiene

$$h + \frac{p_{atm}}{\gamma} + \alpha_0 \frac{v_0^2}{2g} = (h - y) + \frac{p_{atm}}{\gamma} + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g}$$

Se organiza la Ecuación

$$\alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = y + \frac{p_{atm}}{\gamma} + \alpha_0 \frac{v_0^2}{2g}$$

Donde:

α_0, α_1 = Coeficiente de correlación por energía cinética, de Corilis.

v_0 = Velocidad de aproximación del flujo, medida en una sección lo suficientemente lejos, aguas arriba del vertedero.

Despejando la velocidad del flujo en la sección 1, encima de la cresta se obtiene de la ecuación.

$$v_1 = \sqrt{2gy + v_0^2}$$

Cómo el caudal es igual a la velocidad por área $Q = V \cdot A$

Se deduce que el caudal elemental teórico que pasa por el área diferencial, $dA = v_1 \cdot dy$, sobre la cresta es:

$$dQ_t = v_1 \cdot dA = \sqrt{2gy + v_0^2} \cdot b \cdot dy$$

De esta forma el caudal teórico a través del vertedero será:

$$Q_t = \int Q_t$$

$$Q_t = \int_0^h \left(\sqrt{2gy + v_0^2} \right) b \cdot dy$$

Para obtener el caudal real es necesario introducir el coeficiente de descarga (C_d), con el objeto de corregir las pérdidas de carga del flujo y el efecto de contracción de las líneas de corrientes en la proximidad del vertedero y de la lámina vertiente sobre la cresta, (C_d)

es adimensional, menor que 1, es función de la viscosidad y la tensión superficial del líquido, de la rugosidad de las paredes del vertedero, y del canal de acceso, de la relación (P/h) y de la forma geométrica de la escotadura del vertedero.

De esta forma el caudal real a través del vertedero es:

$$Q = C_d Q_t$$

Extrayendo las constantes:

$$Q_t = C_d b \int_0^h \left(\sqrt{2gy + v_0^2} \right) dy$$

Resolviendo la ecuación se obtiene:

$$Q = \frac{2}{3} C_d b \sqrt{2g} \left[\sqrt{\left(h \frac{v_0^2}{2g} \right)^3} - \sqrt{\left(\frac{v_0^2}{2g} \right)^3} \right]$$

Como la velocidad de aproximación (v_0) es a menudo muy pequeña, y por lo tanto despreciable la ecuación anterior que se reduce a:

$$Q = \frac{2}{3} C_d b \sqrt{2g} h^{3/2}$$

La exactitud de esta fórmula depende de los valores que tome (C_d) , para lo cual es importante distinguir entre el tipo de vertedero utilizado, es decir, si es con contracción lateral a sin contracción lateral.

Como ejemplo Marbello, 2005 utiliza el valor para (C_d) de 0,6227428, por lo tanto y sacando las constantes la ecuación se puede simplificar a la siguiente expresión:

$$Q = 1,838 b h^{1.5}$$

Aunque esta expresión es bastante manejable, sin embargo, cuando se busca mayor precisión es necesario tener en cuenta la revisión de los cálculos hidráulicos que se encontraran en los **anexos 1, 2,3**.

Tabla 6. Expresiones para vertederos con descarga sumergida.

Nombre del vertedero	Ecuación	Límites de aplicación
Vertederos con descarga su emergida, sin contracciones laterales	Formula de A. Ftele y F. P. Stearns * $Q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2gb} \left(h + \frac{h_2}{2} \right) \sqrt{h_1 - h_2}$	Válida para: $0,1 \leq h_1 \leq 0,3$ m; $h_1/h_2 < 1,0$
Vertederos con descarga su emergida, Con contracciones laterales y cualquier forma de geometría (Rectangular, proporcional, triangular, parabólico)	Formula de Villemonte * $Q = Q_1 (1 - S^n)^{0.385}$	Válida para todo tipo de vertedero Vertedero Rectangular: $n = 3/2$ Vertedero Proporcional: $n = 1,0$ Vertedero triangular: $n = 5/2$ Vertedero Parabólico: $n = 2,0$

Fuente. Elaboración propia

- **Aforador Parshall en condiciones de descarga libre:** Es una estructura hidráulica de canal abierto que permite medir la cantidad de agua que pasa por una sección del canal, El cual puede determinarse mediante la relación matemática y curvas de calibración entre el caudal que pasa a través de él y el tirante medio en un punto definido a cierta distancia de la entrada, estas ecuaciones están determinadas en función del ancho de la garganta.

$$Q = C(H_a)^n$$

Donde:

Q : es el caudal o gasto en condiciones de descarga libre

H_a : Es la profundidad del agua en una ubicación específica del aforador

C y n: Son constantes que toma valores diferentes según el tamaño del aforador determinado por el ancho de garganta

El aforador Parshall consta de una sección de entrada en la que el piso se eleva sobre el fondo del canal con una pendiente suave en la que las paredes se van cerrando, una sección convergente en la que el fondo es horizontal y el ancho de las paredes va disminuyendo, hasta llegar a una sección rectangular en el área reducida denominada

garganta en la que el piso vuelve a bajar para terminar con una pendiente ascendente en las sección divergente y última parte de la estructura. El fluido a través del aforador converge en una sección reducida en la que el agua se eleva hasta volver a caer al nivel que tenía a la entrada del aforador. En este proceso se presenta una aceleración del fluido que permite establecer una relación matemática entre la elevación del agua y el gasto. Pedroza (2001).

Tabla 7. Expresiones y Cd para vertederos de pared delgada con y sin contracciones laterales

Nombre del vertedero	Expresión	Expresión condensada	Expresión para hallar los coeficientes de descarga C_d	Límite de aplicación
Expresión general para vertederos rectangulares	$Q = \frac{2}{3} C_d b \sqrt{2g} h^{3/2}$	$Q = 1,838 b h^{1.5}$	0,6227428	
Vertederos rectangulares sin contracciones laterales	$Q = \left(1.782 + \frac{0.24h_e}{P}\right) \frac{m^{1/2}}{s} b h_e^{3/2}$	$Q = \alpha h_v^\beta$	0,6227428	Siendo $h_e = h + 0,0011m$ y h (m), $(h/P) < 1,0$, $b \geq 0,3$ m, $P \geq 0,1$ m, $0,03 < h < 1,25$ m
Vertederos rectangulares con contracciones laterales	$Q = \frac{2}{3} C_d \left(b - \frac{2h}{10}\right) \sqrt{2g} h^{3/2}$	$Q = 2.9 C_d (b - 0.2h) h^{3/2}$	$C_d = 0.5757 + 0.05779 \frac{b}{B} + \frac{0.000795}{h}$ Los valores de (C_d) para este tipo de vertedero pueden ser consultados en los anexos 1.	No se conocen restricciones, donde B es (h+P).
Vertederos triangulares	$Q_t = \frac{8}{15} C_d \sqrt{2g} \cdot \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot h^{5/2}$	$Q = 1,4h^{5/2} **$	$C_d = 0.593$, para este tipo de vertedero el (C_d) debe ser hallado según el ancho de la escotadura como se puede ver en los anexos 1.	Si $\theta = 90^\circ$, $\tan(\theta/2) = 1$, y, según Thomson, para $0.05 \text{ m} \leq h \leq 0.25 \text{ m}$, $C_d = 0.593$.
Vertederos trapeziales (Cipolletti)	$Q = \frac{2}{3} 0,63 \sqrt{(2)9,81} b \cdot h^{3/2}$	$Q = 1,86 b \cdot h^{3/2}$	$C_d = 0,63$ El ingeniero Cipolletti halló este valor para (C_d) de forma empírica este vertedero también es conocido como Cipolletti en honor al ingeniero que lo estudio	La ecuación es válida para $\tan \theta/2 = 1/4$, $h < b/3$, con Q (m^3/s), b (m) y h (m).
Vertederos circulares	$Q = \frac{4}{15} \sqrt{2g} C_d W D^{5/2}$	$Q = C_d \phi D^{5/2}$	$C_d = 0,555 \frac{D}{110h} + 0,041 \frac{h}{D}$ $C_d = \left[0.35 + \frac{0,002}{\frac{h}{D}}\right] \left[1 + \left(\frac{A}{A_0}\right)^2\right]$	Válida para $0.2 \text{ m} \leq D \leq 0.3 \text{ m}$ y para $0.075 < \frac{h}{D} < 1.0$ Válida para vertederos con $D < 1.0$ m y que no cumplan con las exigencias de distancia mínima 3D.

Fuente. Elaboración propia.

* La fórmula de Villemonte es totalmente independiente de la formulada por A. Fteley y F.P. Stearns

**Esta ecuación puede ser reemplazada por otra de acuerdo al ángulo de apertura del vertedero triangular y al (C_d) que pueden encontrarse en los anexos 1.

- **Cálculo del caudal de río con molinete:** Este se lleva con el método de área por velocidad realizando la medición de las profundidades de la sección transversal del río con una barra o una sonda para establecer varias áreas, luego se realiza la medición de la velocidad con molinete en cada uno de los puntos determinados en las profundidades calculando así el caudal de cada segmento de la sección transversal seguidamente se realiza la sumatoria de todos los caudales y de esta forma se establece el caudal total del río.

- **Medidores de caudal, contador de agua (hidrómetro)**

Son dispositivos que permiten determinar con precisión el caudal y el gasto volumétrico de entrada y salida de agua u otro fluido en el acueducto en general o al paso por algún tramo del mismo en canales abiertos, cerrados, líneas de tuberías en los que también es posible la aplicación de productos químicos utilizados en el proceso de tratamiento de agua, estos dispositivos también se pueden llamar aforadores, ya que el caudal es directamente proporcional a la altura de la lámina de agua que se mide con la ayuda de reglas aforadas, el caudal es calculado con la determinación del área de la sección transversal que dependen del ancho y la profundidad multiplicada por la velocidad promedio del agua que pasa por dicha sección en función de un factor de corrección.(Orellana, 2005).

Los medidores de caudal también son conocidos como contadores de agua existen diversos tipos por esto es necesario conocer que tecnología, principios de proceso y del fluido se requiere medir, ya que en los sistemas de acueducto este tipo de medición debe ser lo más preciso posible teniéndose en cuenta que el proceso de tratamiento y

potabilización del agua es costoso y este genera la facturación del consumo, al mismo tiempo con la correcta medición de caudal de agua es posible estimar las pérdidas en la operación del sistema cuando el agua a tratar ingresa por cada uno de sus componentes.

▪ **Instrumentos y dispositivos utilizados en la medición de caudales y volúmenes**

Entre los principales medidores de agua disponibles en el mercado se encuentran los medidores de presión diferencial, accionamiento mecánico (medidores con desplazamiento positivo), medidores de tipo turbina, medidores de caudal electromagnético y los ultrasónicos.

- **Medidores de presión diferencial:** Estos instrumentos se denominan caudalímetros (medidores de caudal) útiles para certificar el volumen que circula por la conducción, se basa en la determinación de la cantidad de volumen que circula por la conducción por unidad de tiempo, estos medidores pueden determinar el caudal el volumen de fluido directamente mediante dispositivos de desplazamiento positivo e indirectamente mediante dispositivos de presión diferencial, área variable, velocidad, fuerza, entre otros. (Ballester, Fernández y López, 1999).

Esta clase de medidores tiene una reducción de un área perpendicular provocando que el fluido aumente su velocidad, lo que produce un aumento en la energía cinética, por tanto, una disminución en la presión en forma proporcional al área de la sección reducida según el principio de conservación de la energía, creando una diferencia de presión estática entre las secciones aguas arriba y aguas abajo del medidor. (Ballester, Fernández y López, 1999).

Los medidores de presión más destacados son:

- Placa de orificio
- Toberas
- Tubos Venturi
- Tubos Pitot
- Tubos Annubar
- Codos
- Medidores de Área Variable
- Medidores de Placa.

2.2.4 Mezcla rápida y el proceso de coagulación

La coagulación en el agua cruda se lleva a cabo con la adición de sales de Aluminio y Hierro principalmente que funcionan como coagulante, este proceso consta de dos fenómenos uno químico y otro físico, durante el **fenómeno químico** la sal o sales coagulantes reaccionan con el agua formando especies hidrolizadas de cargas **positivas**, este proceso depende de la concentración del coagulante y del pH final de la mezcla. (Martel, 2017).

El **fenómeno físico** consiste en el transporte de las sustancias hidrolizadas para que entren en contacto con las impurezas del agua, este proceso es demasiado rápido ya que se puede llevar a cabo en fracciones de segundo hasta en 100 segundos aproximadamente 1,66 minutos, de acuerdo con las características del agua como turbidez, pH, Color aparente, temperatura entre otras, el tratamiento se lleva a cabo en una unidad de

tratamiento que consta de *mezcla rápida*, seguidamente se da una mezcla lenta que se lleva a cabo en el floculador, en esta unidad las partículas chocan entre sí uniéndose y aglomerándose para formar partes mayores denominadas flóculos, que al ser más pesados pueden ser removidos con eficiencia durante el proceso de sedimentación, flotación y filtración rápida. (Martel, 2017).

Las partículas coloidales son removidas eficientemente si es llevado a cabo un correcto proceso de coagulación ya que el proceso de floculación depende directamente de este y seguidamente el proceso de sedimentación y filtración sucesivamente.

Los parámetros que definen las características más importantes del agua y las partículas presentes en disolución son el pH, alcalinidad, color verdadero, turbiedad, temperatura, movilidad electroforética, fuerzas iónicas, sólidos totales disueltos, tamaño y distribución de las partículas coloidales y en suspensión. (Martel, 2017).

- **Partículas coloidales:** Presentes en el agua presentan un diámetro de 1 a 1000 milimicrometros estas partículas son las principales responsables de la turbiedad, y son iguales a los nanómetros, es decir que el diámetro de las partículas coloidales expresado en nanómetros es de 1 a 1000 nanómetros. Los coloides son la fase intermedia entre las partículas en suspensión y los átomos y moléculas. (Martel, 2017).

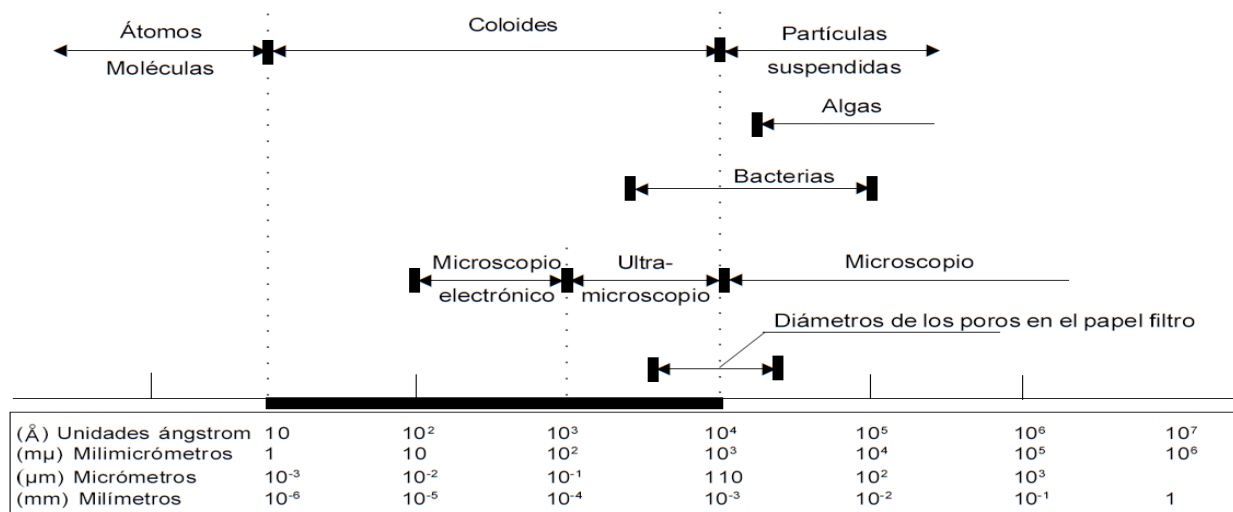
- **Tipos de coloides de acuerdo a su comportamiento en el agua:** Los coloides se dividen en hidrófobos (suspensores) cuando repelen el agua, hidrófilos (emulsores) cuando presentan afinidad con ella. (Martel, 2017).

Las arcillas y algunos óxidos metálicos son **coloides hidrófobos** las propiedades de las superficies de las partículas son muy importantes en el tratamiento del agua, son termodinámicamente estables con respecto a la formación de grandes cristales no coloidales. (Martel, 2017).

- **Los coloides hidrofóbicos** comprenden soluciones verdaderas y estas pueden ser de moléculas grandes o de agregados de moléculas pequeñas conocidas como **micelas** cuyas dimensiones están dentro de los límites de los coloides, están constituidos por un buen número de polímeros naturales, sintéticos y sustancias de origen biológico como proteínas, ácidos nucleicos, almidones entre otras macromoléculas. (Martel, 2017).
- **Características de las partículas coloidales y las sustancias húmicas:** Las sustancias húmicas son moléculas aromáticas de alto peso molecular con características polianiónicas en soluciones neutras o alcalinas, se han logrado identificar 7 compuestos fenólicos comunes a los húmicos de la madera y del agua. Algunas partículas coloidales son termodinámicamente estables denominados **coloides reversibles**, entre estas se encuentran las moléculas de detergente o jabón, proteínas, aminos y algunos polímeros de cadena larga. Otro tipo de coloides termodinámicamente inestables se denominan **irreversibles**, como las arcillas, los

óxidos metálicos, los microorganismos, etc. Estos están sujetos a la coagulación. Un sistema coloidal cinéticamente inestable es un sistema coloidal irreversible, en el cual su coagulación es significativa. (Martel, 2017).

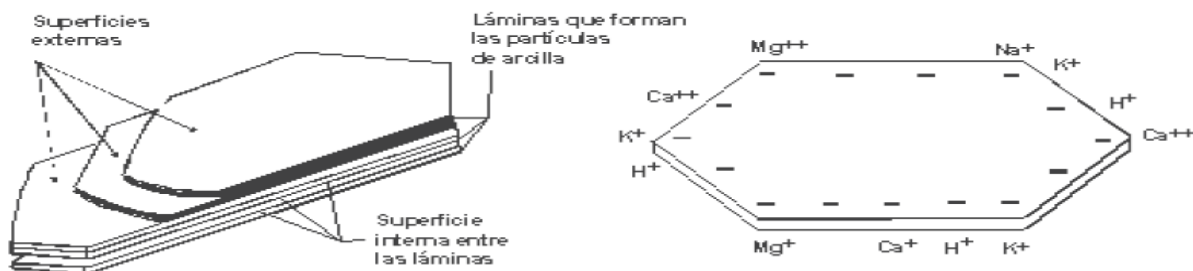
Figura 23. Tamaños de las partículas en el agua



Fuente. <http://www.bvsde.ops-oms.org/bvsatr/fulltext/tratamiento/manual1/tomol/cuatro.pdf>

- **Características de las arcillas:** Las arcillas está constituidas por partículas minerales como son el cuarzo, mica, pirita, calcita, etc. Las arcillas están compuestas principalmente por Silicatos hidratados de aluminio y hierro, elementos alcalinotérreos, tienen forma de plaquetas compuestas de láminas muy finas, como se muestra en la imagen 35. (Martel, 2017).

Figura 24. Representación esquemática de partículas de arcilla



Fuente. <http://www.bvsde.ops-oms.org/bvsatr/fulltext/tratamiento/manuall/tomol/cuatro.pdf>

Como se puede apreciar en la figura 36 los elementos entre paréntesis pueden ser sustituidos por el material que se encuentra a la izquierda del paréntesis.

Tabla 8. Arcillas más comunes

Caolinita	$Al_4 (Si_4O_{10}) (OH)_8 + Al_4 (Si_4O_6) (OH)_{16}$
Montmorillonita (bentonita)	$Al (Mg) (Si_8O_{20}) (OH)_4 \cdot XH_2O^*$
Ilita	$K_y Al_4 (Fe_4 Mg_4 Mg_{16}) (Si_8 - Y Al_y) O_{20}^*$
Muscovita	$K_y Al_4 (Al_2 Si_6 O_{20}) (OH)_4$

Fuente. <http://www.bvsde.ops-oms.org/bvsatr/fulltext/tratamiento/manuall/tomol/cuatro.pdf>

Los principales elementos componentes de las arcillas son el Aluminio, Silicio, Magnesio, Potasio, Oxígeno e Hidrógeno, la distribución de estos elementos en la red cristalina define los tipos de arcilla. De esta forma las propiedades del coloide se explican en el **anexo 4**

2.2.5 Naturaleza del color y la turbiedad

- **Turbiedad:** Las partículas en suspensión son las responsables de la turbiedad del agua esta son arcillas, minerales, sedimentos, materia orgánica e inorgánica, plátón, bacterias y otros microorganismos, las partículas causantes de la turbiedad pueden

ser coloides o materia insoluble de mayor tamaño. Las partículas más frecuentes de la turbidez son las arcillas. (Martel, 2017).

- **Color:** Es de naturaleza coloidal y su tamaño varía entre 3,5 y 10 μm muy cerca al límite entre dispersión coloidal y disolución verdadera, el color es causado por coloides hidrofóbicos, las principales especies responsables del color son ácidos fúlvicos, himatomelánicos y húmicos conocidos como sustancias húmicas, estas se pueden encontrar entre 15-50 mg/L de materia orgánica en ellas, la cual se encuentra constituida en promedio por 87 % de ácido Fúlvico, 11% de ácido himatomelánico y 2% de ácido húmico. Es importante aclarar que el color y el pH no guardan relación directa, el color del agua no solo se deriva de la descomposición de compuestos naturales sino también de hidróxidos metálicos, como el hierro, se ha demostrado de las sustancias naturales responsables de producir el color en el agua reaccionan con el agua para producir cloroformo (CHCl_3) y otros trialometanos, el cloroformo es considerado carcinógeno debido a esto es de vital importancia en la salud pública. (Martel, 2017).

La principal importancia de la remoción del color en el agua se relaciona directamente con la aceptabilidad del consumidor debido a los siguientes aspectos:

Tabla 9. Aspectos importantes en la remoción del color

Aspecto	Descripción
Estética	El consumidor prefiere agua sin color y clara
Sabor	El color puede dar sabor al agua
Demanda de Cloro	A mayor color mayor demanda de Cloro
Nutrientes	El color puede actuar como nutriente de bacterias y algas
Requerimientos industriales	La industria requiere agua sin color y clara
Resinas de intercambio	El color puede ensuciar y dañar las resinas de intercambio aniónico
Análisis	El color interfiere en mediciones y análisis
Productividad	El exceso de color puede reducir la productividad del agua
Quelación	El color está relacionado con la concentración de Hierro soluble
Salud	El color puede deberse a la presencia de desechos tóxicos

Fuente. <http://www.bvsde.ops-oms.org/bvsatr/fulltext/tratamiento/manual/tomol/cuatro.pdf>

La respectiva explicación con relación de los coloides se encuentra en el **anexo 4**.

2.2.6 Sustancia químicas empleadas en la coagulación

Entre estos se encuentran los coagulantes, modificadores de pH, y ayudantes de la coagulación.

Coagulantes: Los productos químicos más utilizados en la coagulación son el Sulfato de Aluminio, el Cloruro Férrico, el Sulfato Ferroso, el Sulfato Férrico, el Coluro Sulfato y el Policloruro de Aluminio.

Sulfato de Aluminio: Puede encontrarse en forma sólida o líquida, la sólida se presenta en placas compactas, gránulos de diversos tamaños y polvos, su fórmula teórica es $Al_2(SO_4)_3 \cdot 14H_2O$

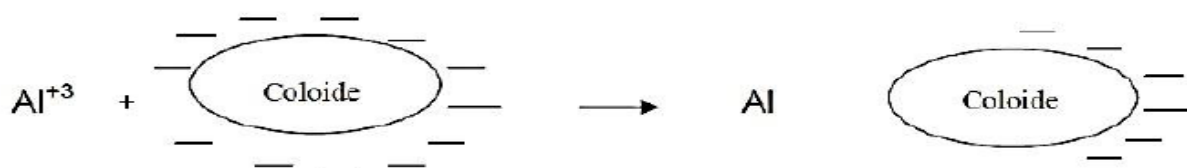
Su concentración se define por su contenido de alúmina (Al_2O_3) aproximadamente 17 % la densidad aparente de 1 000 kg/m³. (Pérez, 2015).

El contenido de Alúmina de la fórmula líquida se encuentra entre el 8 y 8,5 %, equivalente al 48 a 49% o 630 a 650 g de $Al_2(SO_4)_3 \cdot 18H_2O$ del Sulfato de Aluminio en Polvo.

El Sulfato de Aluminio es una sal derivada de una base débil el Hidróxido de Aluminio y un ácido fuerte el Ácido Sulfúrico por lo que sus soluciones acuosas son muy ácidas, su pH varía entre 2 y 3,8 según la relación molar del Sulfato/Alúmina, por esta razón su almacenamiento debe hacerse en un lugar fresco sin humedad. (Pérez, 2015).

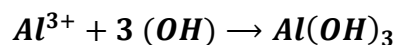
Cuando se añaden soluciones de sulfato de aluminio al agua sus moléculas se disocian en Al^{+++} y SO_4^- . El Al^{+++} se combina con coloides cargados negativamente y de esta forma se neutraliza parte de la carga coloidal como se puede ver en la imagen 43. (Pérez, 2015).

Figura 25. Neutralización de cargas en la partícula coloidal por el aluminio



Fuente. <http://repositorio.uncp.edu.pe/bitstream/handle/UNCP/4549/Perez%20G..pdf?sequence=1&isAllowed=y>

El Al^{+++} También se combina con los OH^- del agua para formar Hidróxido de Aluminio

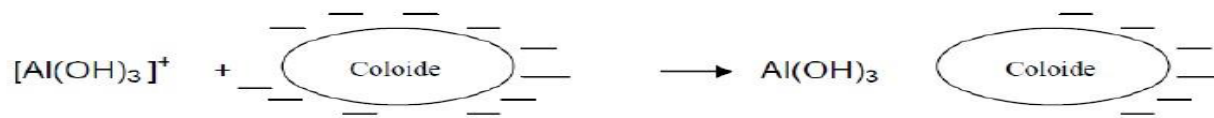


Y seguidamente



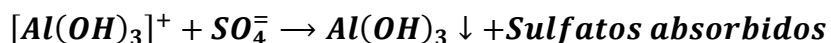
El hidróxido que se forma al final de la ecuación es de carácter coloidal, absorbe los iones positivos para formar un sol cargado positivamente, este sol neutraliza las cargas de los colides negativos y completa la aglomeración. Ver imagen 44. (Pérez, 2015).

Figura 26. Neutralización de la carga de colides negativos



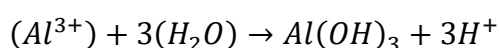
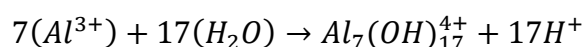
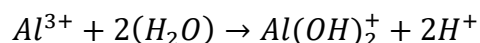
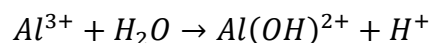
Fuente. <http://repositorio.uncp.edu.pe/bitstream/handle/UNCP/4549/Perez%20G..pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Formándose un exceso del Hidróxido de Aluminio que se precipita mediante los iones Sulfato e iones negativos presentes en el agua. (Pérez, 2015).



Los cationes metálicos reaccionan inmediatamente con el agua para formar iones metálicos e hidrógeno, los aniones permanecen libres o combinados con otros cationes.

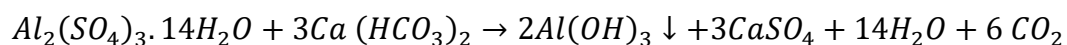
Con el Aluminio ocurren las siguientes reacciones:



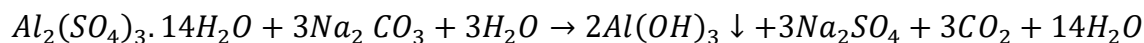
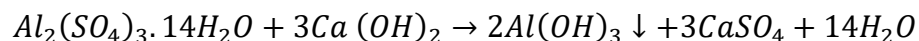
Los iones metálicos son absorbidos por el coloide negativo neutralizando su carga superficial permitiendo que se presente la coagulación, los coloides pueden ser barridos por los floc formados, es decir, los hidróxidos se precipitan y realizar un barrido de las partículas aún suspendidas, se debe dejar claridad que cuando se sobre dosifica el coagulante el fenómeno se revierte sin evidenciarse purificación del agua. (Pérez, 2015).

El Sulfato de Aluminio o el coagulante debe distribuirse por toda la masa de agua de forma rápida y eficiente logrando el contacto con todas las partículas coloidales en las que se presenta la formación de especies menos deseables. (Pérez, 2015).

Durante la sedimentación el floc se precipita dejando un líquido clarificado, en primer lugar, cuando se añade Sulfato de Aluminio al Agua este reacciona con la alcalinidad natural para formar el floc de hidróxido de Aluminio. (Pérez, 2015).



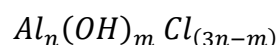
Cuando el agua no tiene suficiente alcalinidad es necesario inducirla esto se logra principalmente con cal. (Pérez, 2015).



El hidróxido de Aluminio varía normalmente entre 5 a 50 mg/L para aguas naturales, comúnmente el pH efectivo es 5,5 a 8,0. (Pérez, 2015).

- **Policloruro de Aluminio:** También conocido como Polihidróxicloruro de Aluminio y abreviado como (PAC), es un producto fabricado específicamente para el tratamiento del agua bajo condiciones de trabajo controladas. (Pérez, 2015).

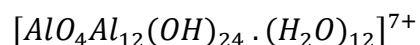
La composición del (PAC) es una sal básica de Aluminio de fórmula:



Donde

$$0 < m < 3n$$

Es esencialmente un polímero inorgánico catiónico



Tiene un contenido de Al_2O_3 de 10 a 23 g/100 g. Sólido alcanzando un contenido hasta 44g/100g de Al_2O_3

En el **anexo 5** se encuentran las reacciones del agua con los coagulantes anteriormente expuestos.

2.2.7 Mezcla lenta y el proceso de floculación

- **Floculación**

Consiste en la aglomeración mediante agitación moderada del agua de partículas que se desestabilizan durante la coagulación formando otras de mayor tamaño y peso específicos llamadas floculos, el proceso de la floculación consiste en reunir la mayor

cantidad de microfluculos para formar partículas con peso específico superior al del agua y compactar el floculo disminuyendo el su grado de hidratación disminuyendo su concentración de volumétrica y de esta forma aumentar la eficiencia en los procesos posteriores de sedimentación y filtración. (Restrepo, 2009).

Las sustancias coagulantes se adsorben rápidamente en la superficie de las partículas hidrófobas presentes en la turbidez del agua cruda, que terminan revestidas por el coagulante; de esta forma las cargas eléctricas presentes en las superficie del coloide se reducen, pasando a ser ligeramente negativo o neutro cuando esto sucede se afirma que la suspensión esta desestabilizada, en este momento es cuando el proceso de floculación inicia, la mezcla y agitación favorecen las colisiones entre las partículas desestabilizadas que se unen a otras de forma estable. (Álvarez, 2014).

▪ **Cinética de la floculación**

En canto se dosifican los coagulantes a la suspensión coloidal, se inician una serie de reacciones hidrolíticas que adhieren iones a las superficies de las partículas en la suspensión, las cuales se unen por sucesivas colisiones formando floculos que crecen con el tiempo, las uniones y contactos pueden realizarse por distintos métodos. (Restrepo, 2009).

Floculación pericinética: Estos contactos se dan por el bombardeo de las partículas producidas por el movimiento browniano que influencia solo las partículas inferiores al

micrón, esta solo se da en los primeros 6 a 10 segundos y es independiente del tamaño de la partícula. (Restrepo, 2009).

Floculación ortocinética: Se presenta por los contactos producidos por la turbulencia del líquido por la cual se mueven las partículas a diferentes velocidades y en distintas direcciones lo cual aumenta las colisiones, es muy efectivo solo en partículas mayores al micrón, y actúa durante el resto del proceso durante 20 a 30 minutos. (Restrepo, 2009).

- **Factores que influyen en la floculación**

Concentración y naturaleza de las partículas: *la velocidad de formación del floc es proporcional a la concentración de partículas en el agua y del tamaño inicial de estas.* (Restrepo, 2009).

Tiempo de detención: La velocidad de aglomeración de las partículas es proporcional al tiempo de detención, este debe ser determinado por medio del ensayo de jarras, esto se logra dividiendo la unidad de floculación en cámaras, aumentando la eficiencia en tiempos cada vez menores a medida que se aumenta el número de cámaras de floculación en serie. (Restrepo, 2009).

Gradiente de velocidad: Es un factor proporcional a la velocidad de aglomeración de las partículas, si el gradiente máximo de velocidad es sobrepasado los floc se rompen, el gradiente a través de las cámaras debe ser decreciente disminuyendo la velocidad a medida que se pasa por las cámaras. (Restrepo, 2009).

Álvarez (2014) afirma que el gradiente de velocidad es la energía necesaria para producir la mezcla y se expresa matemáticamente de la siguiente forma:

$$G = \sqrt{\frac{P}{\mu \cdot V}} \text{ ó } G = \sqrt{\frac{g \cdot h}{\nu \cdot t}}$$

Donde:

G: Gradiente de velocidad (s^{-1})

P: Potencia disipada del flujo (W)

μ : Viscosidad dinámica del agua

V: Volumen del agua en (m^3)

g: Aceleración de la gravedad (m/s^2)

h: Pérdida de energía (m)

ν : Viscosidad cinemática del agua en (m^2/s)

t: tiempo de detención en (s)

Modelo cinético de la floculación

En su forma más general combina los efectos de aglomeración y ruptura de flóculos y se interpreta de la siguiente forma. (Álvarez, 2014).

$$\frac{dN}{dt} = -(\text{función de aglomeración}) + (\text{función de ruptura})$$

La función de aglomeración se define como:

$$\frac{dN}{dt} = -K_a \cdot N \cdot G$$

Donde

N: Concentración de la partícula primaria (m^3)

G: Gradiente de velocidad (s^{-1})

Ka: Coeficiente de aglomeración

La función de ruptura puede ser escrita de la siguiente forma:

$$\frac{dN_o}{dt} = -K_b \cdot N \cdot G^2$$

Donde

No: Concentración inicial de partículas primarias al entrar al floculador en (m³)

Kb: Coeficiente de ruptura

Combinando las dos ecuaciones anteriores e integrando se obtiene la siguiente formula general:

$$\frac{N_o}{N_t} = \frac{-1 + K_a \cdot G \cdot T}{1 + K_b G^2 T}$$

De esta forma podemos hallar:

- El Número de colisiones (choque entre microfloculos)
- Tiempo de retención (tiempo que permanece el agua en la unidad de floculación)
- Densidad y tamaño del floc
- Volumen de lodos (los floculos formados no deben sedimentar en las unidades de floculación)

En conclusión, podemos establecer diferencias entre el proceso de **coagulación** como el proceso químico por el cual se añade coagulante al agua con el propósito de destruir las fuerzas intermoleculares y desestabilizar los coloides para promover su unión o agregación, y la **floculación** como el proceso físico de mezcla lenta por el cual se hacen chocar las partículas presentes en el agua cruda (color y turbidez) para que se unan formado el floc. (Castaño, 2011).

Para la evaluación de este proceso es necesario remitirse al **anexo 6** en el que se encuentra el ensayo de jarras

□ **Requisitos de unidades de floculación**

En el proceso de floculación se pueden emplear floculadores mecánicos o hidráulicos, los floculadores hidráulicos que pueden ser implementados se encuentran los flujo horizontal, flujo vertical, flujo helicoidal y flujo Alabama. La agitación en estas estructuras no debe ser muy rápida que rompa los flóculos ni muy lenta que ni muy lenta que favorezca la sedimentación al interior de los floculadores, a continuación, se describirán los floculadores hidráulicos más comunes.

Floculador de flujo horizontal: el tanque debe ser dividido por pantallas de concreto u otro material resistente y que deje residuos, dispuesto de tal forma que agua tenga una circulación en el eje del plano horizontal, girando alrededor de las pantallas.

Floculador de flujo vertical: El agua circula por encima y luego por debajo de las pantallas, en eje del plano vertical de las pantallas, puede tener una profundidad entre 2-5 m y debe dejarse una abertura en la base de cada pantalla equivalente al 5% del área horizontal del compartimiento para drenar los lodos.

Floculador Alabama: En estos floculadores se debe disponer un codo en cada cámara que impulsa el fluido hacia arriba, los codos son ubicados de forma alterna en una cámara a la derecha y en la siguiente a la izquierda, en el fondo debe dejarse un drenaje conectado al múltiple que permita la extracción de lodos, en cada tabique debe dejarse un drenaje.

Floculador de flujo helicoidal: En este tipo de estructuras el agua debe entrar por el fondo, en la esquina de la cámara y debe salir por encima, en las esquinas opuestas, la cámara puede ser cuadrada, circular, se pueden utilizar pantallas horizontales que cubran el 30 % del área superficial, deben ubicarse de manera que impidan la formación de cortos circuitos y la destrucción de flóculos, deben tener una drenaje para la limpieza de los lodos en las cámaras, se recomiendan para aguas con baja turbiedad y que no tengan arenas.

- **Parámetros de diseño de floculadores convencionales**

Para profundizar en los floculadores hidráulicos revisar el **Anexo 7**.

2.3 El proceso de cloración

Según el Banco Nacional de Desarrollo Económico y Social Brasileño el 65 % de las internaciones hospitalarias de niños menores de 10 años están asociadas a la falta de saneamiento básico. En los países en desarrollo se estima que un 80 % están asociadas a la utilización y consumo de aguas contaminadas. La Hepatitis infecciosa, el cólera, la disentería y la fiebre tifoidea son las enfermedades de origen hídrico más comunes representando un serio problema para la salud pública. (Guimarães, 2001).

El agua es uno de los principales vehículos de microorganismos patógenos provenientes del aparato digestivo del hombre y de animales superiores, el grupo de los coliformes fecales y totales sirve como bioindicador para alertar sobre la contaminación fecal y de

microorganismos patógenos, las fiebres paratifoideas, la amibiasis amebiana por protozoarios, la esquistosomosis por gusanos (helmintos), larvas y los virus originan la hepatitis infecciosa y la poliomiéltis. (Guimarães, 2001).

2.3.1 Métodos tradicionales utilizados en la desinfección del agua

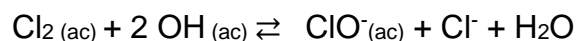
Los agentes químicos de desinfección más utilizados se encuentran el Cloro elemental gaseoso (Cl_2), el hipoclorito (ClO^-), la mezcla de Cloro con Amoniaco (Cl_2/NH_3) que forma cloramina, el Dióxido de Cloro (ClO_2), el Ozono (O_3) y el Pergamanato de Potasio (KMnO_4). Y la luz Ultravioleta (UV). Existen otros métodos como la generación de oxígeno singulete por absorción de radiación de un colorante, la radiación de rayos (γ) y la Fotocatálisis heterogénea UV/ TiO_2 en la siguiente tabla se muestran los efectos de algunos de los tratamientos utilizados para potabilizar agua. (Guimarães, 2001).

Tabla 10. Efecto bactericida y remanente de tratamientos de agua

Tipo	Efecto bacteriano	Efecto remanente
O_3	+++	0
Cl_2	++	+
ClO_2	++	+
Cloraminas	+	++
UV	++	0
Colorantes/luz visible	+	En estudio
Irradiación	+++	+++
UV/ TiO_2	Esterilización	En estudio

Fuente. <https://www.psa.es/en/projects/solwater/files/CYTED01/22cap15.pdf>

El Cloro molecular se ecuación reversible en agua formando Ácido Hipocloroso (HClO , $\text{pK}_a = 7.54$) o un anión Hipoclorito (ClO^-).



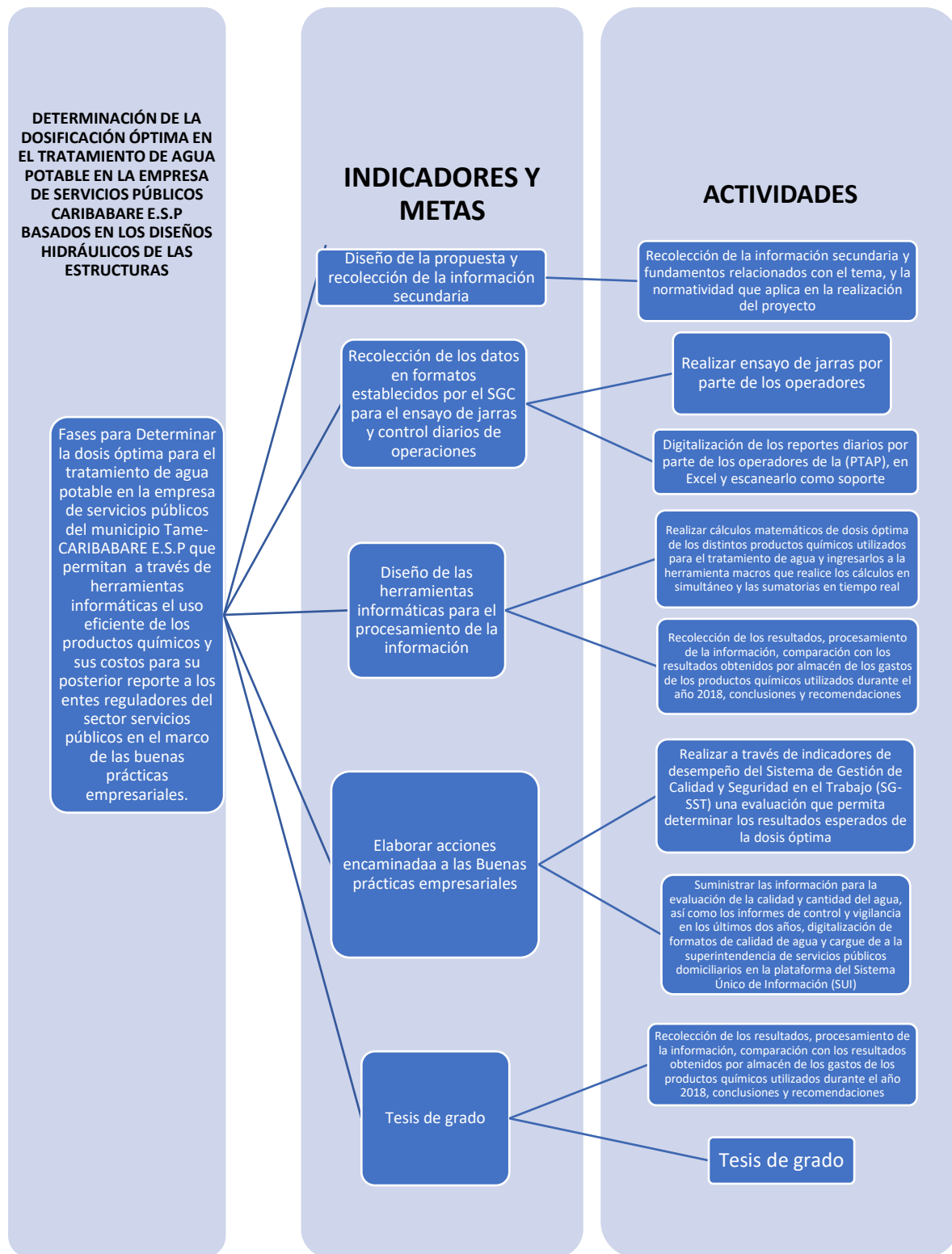
La ecuación reversible ocurre en mayor grado en medio alcalino, sin embargo el cloro tiene un poder de desinfección mayor en medio ácido, el desinfectante también es usado en forma de sales, su uso es muy extendido porque logra la inactivación de una gran gama de patógenos encontrados en las aguas, tiene un bajo costo, tiene un efecto residual y controlable y monitoreado que protege al agua de una reinfección. Una de las desventajas de la utilización del Cloro es la posibilidad de formar compuestos orgánicos clorados, como Tricolorometano por reacción con los contaminantes orgánicos. (Guimarães, 2001).

3 Metodología

Investigación aplicada hacia la empresa de acueducto y alcantarillado de Tame, ¿Cuál sería la unidad de análisis? El objeto de investigación es el agua cruda, describir el paso a paso del llenado de los formatos. Los resultados se presentan en gráficas en minitap o Excel. Explicación de las fórmulas utilizadas para la medición de caudal y las utilizadas para el establecimiento de la dosis óptima, realización de la estadística descriptiva, control de calidad, establecimiento de la disolución.

Agua cruda (bocatoma), (entrada de la PTAP), (agua tratada a la salida de los filtros), (Agua tratada en el Tanque de abastecimiento), (agua en la red de distribución).

Figura 27. Metodología



Fuente. Elaboración propia

4 Resultados

Para la elaboración de los resultados de digitaron 365 formatos de Control Diario de Operación de Planta F1V5-PR-GOPA-POT-001, 176 Formatos de Registro de Ensayo de Jarras F2V5-PR-GOPA-POT-001 los cuales fueron programados en Excel utilizando un herramientas macros que permitieron obtener promedios, medias, sumatorias, gráficos estadísticos, cálculos de gastos de productos químicos, pérdidas de agua en la operación del sistema (lavado de filtros y drenaje de sedimentadores), pérdidas de agua debidas a las fisuras y daños en las estructuras, y por último el cálculo de la dosificación óptima de los productos químicos utilizados en planta para el tratamiento del agua, así como la comparación entre los resultados de los gastos generados en almacén y los gastos determinados a partir de la dosificación óptima con la que es posible calcular el gasto promedio de Quimifloc 1325, Sulfato de Aluminio, Cloro gaseoso y Cal Hidratada durante los 12 meses del año. Resultados que son presentados en las tablas del numeral 4.5 y el **anexo 8**.

4.1 Medición del caudal con el uso del aforador Parshall

Los aforadores Parshall de las entradas a la (PTAP) tienen un acho de garganta de 9 pulgadas 22.9 cm (9") aproximadamente esto indica que la formula a utilizar es la siguiente. Ver tabla 20.

$$Q = 0.535 H_a^{1.53}$$

Teniendo en cuenta que al medir H_a en la canaleta Parshall de la entrada al módulo 3 de la (PTAP) obtuvimos 21 cm medidos en campo, es decir, 0.21 m reemplazando en la ecuación obtenemos:

$Q = 0.535 (0.21)^{1.53} = 0.04913 \text{ m}^3/\text{s}$ al multiplicarlo por mil obtenemos el valor en L/s
 $0.04914 \text{ m}^3/\text{s} \times 1000 = 49.13 \text{ L/s}$ es el caudal que ingresa al módulo 3 de la (PTAP) como se puede apreciar en un valor muy similar al reportado por el caudalímetro en la tabla 13 para el valor reportado para el módulo 3 (M3).

De la misma forma al medir H_a en la canaleta Parshall de la entrada al módulo 1 y 2 de la (PTAP) obtuvimos 28 cm medidos en campo, es decir, 0.28 m reemplazando en la ecuación obtenemos:

$Q = 0.535 (0.28)^{1.53} = 0.07629 \text{ m}^3/\text{s}$ al multiplicarlo por mil obtenemos el valor en L/s
 $0.07629 \text{ m}^3/\text{s} \times 1000 = 76.29 \text{ L/s}$ similar al valor reportado por el caudalímetro en la tabla 13 para los módulos 1 y 2 (M1 y M2).

4.2 Establecimiento de las disoluciones

4.2.1 Establecimiento de la Disolución uno (D1)

- **Disolución de Sulfato de Aluminio al 10 %:** La primera disolución en prepararse es la disolución al 10 % de Sulfato de Aluminio $\text{Al}(\text{SO}_4)_3$.

Para cumplir con este fin es necesario agregar 100 g de $\text{Al}(\text{SO}_4)_3$. En un litro de agua destilada (1000 mL). De esta forma se aplica la siguiente fórmula de Porcentaje peso a peso.

$$\% \frac{P}{P} = \frac{g \text{ sto}}{g \text{ dte}} \times 100$$

Donde

%P/P: Porcentaje peso a peso

g sto: gramos de soluto

g dte: Gramos de disolvente

Reemplazando valores obtenemos

$$\% \frac{P}{P} = \frac{100 \text{ g Al (SO}_4\text{)}_3}{1000 \text{ g H}_2\text{O}} \times 100 = 10 \% \text{ de la disolución resultante Al (SO}_4\text{)}_3 \cdot 14\text{H}_2\text{O}$$

Esta disolución tiene una concentración de 100 000 mg/L o 100 000 ppm

- **Disolución Quimifloc 1325 al 10 % de formula química (Al_n (OH)_m Cl_(3n-m)):** Es necesario agregar 100 g de Quimifloc 1325 en un Litro de agua como en este caso el Quimifloc 1325 se encuentra en estado líquido en disolución es necesario tener en cuenta su densidad 1.33 mg/L y de esta forma establecer la relación masa volumen en donde:

$$\rho = \frac{m}{v}$$

Donde:

m: Masa

v: Volumen

Despejando volumen obtenernos:

$$v = \frac{\rho}{m} = \frac{100 \text{ g}}{1.33 \text{ g/mL}} = 75.2 \text{ mL}$$

De esta forma para preparar una disolución de Quimifloc 1325 al 10 % es necesario disolver 75.2 mL en un Litro (1000 mL = 1000 g) de agua destilada ya que 75.2 mL de Quimifloc 1325 pesan 100 g, otra forma de preparar esta misma disolución es disolver 7.52 mL (10 g) en 100 mL (100 g) de agua destilada, obteniéndose una concentración en ambos casos igual a 10 % equivalente a 100 000 mg/L o 100 000 ppm:

$$\% \frac{P}{P} = \frac{100 \text{ g } Al_n (OH)_m Cl_{(3n-m)}}{1000 \text{ g } H_2O} \times 100 = 10 \% \text{ de la disolución resultante } (Al_n (OH)_m Cl_{(3n-m)})$$

$$\% \frac{P}{P} = \frac{10 \text{ g } Al_n (OH)_m Cl_{(3n-m)}}{100 \text{ g } H_2O} \times 100 = 10 \% \text{ de la disolución resultante } (Al_n (OH)_m Cl_{(3n-m)})$$

4.2.2 Establecimiento de la Disolución dos (D2)

- **Disolución de Sulfato de Aluminio al 1 %:** Esta disolución se prepara a partir de la anterior que se encuentra al 10 % tomando 10 mL y disolviéndolos en un litro (1000 mL) de agua destilada con el objetivo de reducir su concentración al 1 %.

$$\% \frac{P}{P} = \frac{10 \text{ g } Al (SO_4)_3}{1000 \text{ g } H_2O} \times 100 = 1 \% \text{ de la disolución resultante } Al (SO_4)_3 \cdot 14H_2O$$

Esta disolución tiene una concentración de 10 000 mg/L o 10 000 ppm

- **Disolución Quimifloc 1325 al 1 % de formula química $(Al_n (OH)_m Cl_{(3n-m)})$:** De esta forma para llevar la disolución al 1 % es necesario tomar 10 mL de Quimifloc 1325 al 10 % y disolverlos en un litro (1000 mL) de agua destilada. Obteniéndose una concentración de 10 000 mg/L o 10 000 ppm

$$\% \frac{P}{P} = \frac{10 \text{ g } Al_n (OH)_m Cl_{(3n-m)}}{1000 \text{ g } H_2O} \times 100 = 1 \% \text{ de la disolución resultante } (Al_n (OH)_m Cl_{(3n-m)})$$

$$\% \frac{P}{P} = \frac{1 \text{ g } Al_n (OH)_m Cl_{(3n-m)}}{10 \text{ g } H_2O} \times 100 = 1 \% \text{ de la disolución resultante } (Al_n (OH)_m Cl_{(3n-m)})$$

4.2.3 Establecimiento de la Disolución tres (D3)

- **Disolución de Sulfato de Aluminio al 0.0001 %:** Esta es la última disolución que se prepara y se lleva a cabo en los vasos de precipitado utilizados en el ensayo de jarras

que generalmente son 6, las jarras tienen un litro de agua curda tomada de la canaleta Parshall al ingreso de la (PTAP) se toman 0.1 mL con una jeringa de la disolución dos **(D2)** al 1% de concentración de $Al (SO_4)_3$.

$$\% \frac{P}{P} = \frac{0.001 \text{ g sto}}{1000 \text{ g } H_2O} \times 100 = 0.0001 \% \text{ de la disolución resultante } Al (SO_4)_3 \cdot 14H_2O$$

$$0.1 \text{ mL} \times \frac{1 \text{ L}}{1000 \text{ mL}} = 0.0001 \text{ L}$$

$$0.0001 \text{ L} \times 10\,000 \frac{\text{mg}}{\text{L}} = 1 \text{ mg o } 1 \text{ ppm}$$

- **Disolución Quimifloc 1325 al 0.0001 % de fórmula química $(Al_n (OH)_m Cl_{(3n-m)})$:** esta disolución se lleva a cabo de la misma forma que en el inciso inmediatamente anterior.

Esto indica que cada 0.1 mL equivalen a una parte por millón (ppm), de esta forma podemos afirmar que si en un ensayo de jarras normal aplicamos al primer vaso de precipitados 0.3 mL, al segundo 0.4 mL, al tercero 0.5 mL, al Cuarto 0.6, al quinto 0.7 mL y al sexto 0.8 mL las dosis aplicadas en partes por millón son de 3 ppm, 4 ppm, 5 ppm, 6 ppm, 7 ppm, 8 ppm y que en los resultados se obtuvo un valor de 10 en la escala de Wilcomb para el vaso al que se le añadió 0.3 mL (3 ppm) aplicamos la siguiente fórmula para la dosificación óptima en planta:

$$D = A \times Q \times 0.06$$

D: Dosis del producto químico que se debe aplicar en planta

A: ppm del producto químico gastado en la prueba de jarras

Q: Caudal en L/s

0.06: Factor de conversión de unidades

De esta forma y siguiendo con el ejemplo en el que se aplican 3 ppm se obtiene:

$$D = 3 \times 74 \frac{L}{S} \times 0.06 = 13.32 \text{ g/min}$$

A continuación, se presenta un formato diligenciado utilizando el Qumifloc 1325 como coagulante:

Tabla 11. Formato ensayo de jarras

		FORMATO REGISTRO ENSAYO DE JARRAS		F2V5-PR-GOPA-POT-001		
				Página 1 de 1		
Fecha D/M/A:	2-1-18	Hora	6	Ensayo No	1	Mezcla rápida Velocidad (rpm) 150 Tiempo (min) 1 Mezcla lenta Velocidad (rpm) 24 Tiempo (min) 40
CONSIDERACIONES INICIALES DE AGUA CRUDA						
TURBIEDAD	350 UNT	COLOR (UPC):	3860	pH (UN)	6.6	Conductividad
NUMERO DE JARRAS						
Producto químico (ppm)	VASO 1	VASO 2	VASO 3	VASO 4	VASO 5	VASO 6
ppm adicionados	10	11	12	13	14	15
Turbiedad (UNT)						
Color (UPC)						
pH (UN)						
Tamaño del fluculo Wilcomb				10		
ÍNDICE DE FLOCULACIÓN DE WILCOMB						
NÚMERO DEL ÍNDICE	DESCRIPCIÓN					
0	FLOC COLOIDAL. Ningún signo de aglutinación visible					
2	FLOC MUY PEQUEÑO. Casi imperceptible para un observador no entrenado					
4	DISPERSO. Floc bien formado, pero uniformemente distribuido (sedimenta muy lentamente o no sedimenta)					
6	CLARO. Floc de tamaño relativamente grande, pero precipita con lentitud					
8	BUENO. Floc que se deposita fácil pero no completamente					

10	EXCELENTE. Floc que se deposita todo dejando el agua cristalina		
Cálculo de dosis optima del producto químico		D: Dosis del producto químico que se debe aplicar en la planta	
$D = A \times Q \times 0.06$		A: ppm del producto químico gastado en la prueba de jarras	
		Q: Caudal en L/s	
		0.06: Factor	
A = $\frac{13}{73}$ ppm			
Q = $\frac{73}{56.8}$ L/s			
D = $\frac{56.8}{x}$ g/min		x mL/min	
NOMBRE DEL RESPONSABLE:			
FIRMA DEL RESPONSABLE:			
VoBo. LIDER GRUPO DE POTABILIZACIÓN DE AGUA			
Nota. Este formato es aplicable cada vez que haya variabilidad en las características			
Fuente. Caribabare E.S.P			

En este formato se puede apreciar que la ppm gastados en la prueba del ensayo de jarras fueron de 13 mg/L o 13 ppm y que la dosis a aplicar en planta fue de 56.8 mL/min.

4.3 Medición de caudal

Tabla 12. Medición de caudal con el uso de un caudalímetro digital

MARCA	SIEMENS		
Fecha	16-10-2019	Hora	7:50
Caudalímetro	Caudal	Unidades	
Valor reportado	67.97	L/s	
Valor reportado M1 y2	18864900.00	m3/d	
Valor reportado L/s	48.90	L/s	
Valor reportado M3	10394061	m3/d	
Modelo	MILLTRONICS OCM III		

Fuente. Elaboración propia

Tabla 13. Medición de caudal con el uso de macromedidor

MARCA	SIEMENS		
Fecha	16-10-2019	Hora	7:50
Macromedidor	Caudal	Unidades	
Método	5		
Modelo	SITRANS F M MAG 8000	Diferencia	
Valor reportado	1193629.6	m3/d	
Valor reportado	5754073.5	m3/d	

Fuente. Elaboración propia

Tabla 14. Medición de Caudal con el uso de un caudalímetro digital.

MARCA	SIEMENS			Promedio en el día en L/s
Fecha	17-10-2019	Hora	7:50	
Caudalímetro	Caudal	Unidades	Diferencia	
Valor reportado M1 y M2	77.80	L/s		75.57
Valor reportado	18871429.00	m3/d	6529.00	
Valor reportado M3	50.88	L/s		32.80
Valor reportado	10396895.00	m3/d	2834.00	
Modelo	SITRANS F M MAG 8000			
Total, del caudal a la entrada			9363.00	

Fuente. Elaboración propia

Tabla 15. Medición de caudal con el uso de macromedidor

MARCA	SIEMENS			Promedio en el día en L/s
Fecha	17-10-2019	Hora	7:50	
Macromedidor Salida TAA	Caudal	Unidades		
Método	5			
Modelo	SITRANS F M MAG 8000	Diferencia		
Valor reportado	1194321.9	m3/d	692.3	8.012731481
Valor reportado	5766075.7	m3/d	12002.2	138.9143519
Total, caudal de salida			12694.5	

Fuente. Elaboración propia

Tabla 16. Volumen de agua tratada durante la semana en m³/d y L/s

Días de la semana	Fecha	Volumen de agua tratada durante el día m ³ /d	Caudal promedio de agua durante el día en L/s
día 1	07-10-2019	9363.00	108.3680556
día2	18-10-2019	10486.00	121.3657407
día 3	19-10-2019	10407.00	120.4513889
día 4	20-10-2019	10865.00	125.7523148
día 5	21-10-2019	11310.00	130.9027778
día 6	22-10-2019	9946.00	115.1157407

Fuente. Elaboración propia

4.4 Ecuaciones utilizadas para la dosificación óptima en la potabilización del agua**Formula a aplicar: D = A x Q x****0,06**

$$D = \left\{ \left(4 \frac{mg}{L} \right) \left(80 \frac{L}{s} \right) \left(\frac{60s}{1 \text{ min}} \right) \left(\frac{1g}{1000mg} \right) \right\}$$

A

Q

0,06 =
Factor

Donde:

D = Dosis de Sulfato de Aluminio aplicable en planta en gramos por minuto (g/min)

A = mg/L de producto químico gastado en el ensayo de jarras (dosis óptima)

Q = Caudal en L/s

F = Factor de conversión = 0,06 = ((60 s/ 1 min) (1 g /1000 mg))

Esta ecuación se adapta para establecer la dosis óptima de Sulfato de Aluminio durante una hora

$$Dh = \left\{ \left(4 \frac{mg}{L} \right) \left(80 \frac{L}{s} \right) \left(\frac{3600s}{1h} \right) \left(\frac{1g}{1000mg} \right) \right\}$$

A
Q
0,06
= Factor

Dónde:

D = Dosis de Sulfato de Aluminio aplicable en planta en gramos por minuto (g/min)

A = mg/L de producto químico gastado en el ensayo de jarras (dosis óptima)

Q = Caudal en L/s

F = Factor de conversión = 3,6 = ((3600 s/ 1 h) (1 g /1000mg))

Ecuación para la determinación de la dosis óptima de Cloro gaseoso

Formula a aplicar:

$$Dc = \left(\frac{G}{Q \times F} \right)$$

$$Dc = \left(\frac{19,2lb / dia}{(73L / s)(0,190)} \right) = 1,38mg / L$$

Donde

Dc = Dosis óptima de Cloro gaseoso en planta en

(mg/L)

G = Graduación en la escala de dosificación del cilindro

Q = Caudal en (L/s)

F = Factor = 0,190 = ((24 h/ 1 día) (3600/ 1 h) (1 lb/453,6) (1 g/ 1000 g))

Ecuaciones para la determinación de la dosis óptima de Cal Hidratada

Cantidad de Cal a aplicar por minuto. (en recipiente)

Formula a aplicar:

$$Df = \left(\frac{w}{t \times F} \right)$$

$$Df = \left(\frac{5kg}{(1h) \left(\frac{1kg}{1000g} \right) \left(\frac{60min}{1h} \right)} \right) = 83,33 \text{ ar durante una hora en}$$

w = Peso de la Cal Hidratada en kg

t = Tiempo una hora en 60 min

F = Factor = 0,06 = ((1h) (60 min/1 h) (1 kg/1000 g))

Establecimiento de dosis óptima de Cal hidratada

$$Dch = \left(\frac{Df}{Q \times F} \right)$$

$$Dch = \left(\frac{83,33 \text{ g / min}}{(73 \text{ L / s})(0,06)} \right) = 19,02 \text{ mg / L}$$

Donde

Df= Cantidad de Cal hidratada a aplicar durante una hora en (g/min)

Q = Caudal en litros por segundo (L/s)

F = Factor = 0,06 = ((1 g/1000 mg) (60 s/1 min))

Ecuación para determinar la dosis óptima de Quimifloc 1325

$$D_{Q1325} = \left\{ \left(13 \frac{\text{mg}}{\text{L}} \right) \left(80 \frac{\text{L}}{\text{s}} \right) \left(\frac{60}{1 \text{ min}} \right) \left(\frac{1 \text{ mL}}{1000 \text{ mg}} \right) \right\}$$

Donde

DQ1325: Dosis de quimifloc 1325 en planta en planta en mL/min

A: mg/L de producto químico gastado en el ensayo de jarras (dosis óptima)

Q: Caudal en L/s

F: Factor de conversión 0.06 ((60 s/min) (1 mL/1000 mg))

4.5 Reporte de resultados Dosificación óptima año 2018

Tabla 17. Mes de enero del año 2018

Enero	Promedio de Caudal por día(L/s)	Promedio de Quimifloc 1325 (mg/L)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (mg/L)	Sumatoria de Cloro por día (lb/día)	AGUA CRUDA			AGUA TRATADA			Promedio de caudal por día (L/día)
					TURB.	COLOR	pH	TURB.	COLOR	pH	
1	122.0769	5.4038	0.0000	37.0000	99.1538	606.9615	6.6923	0.0000	1.4231	6.8480	2929.8462
2	121.7692	9.7692	0.0000	37.0000	242.7692	1608.8077	8.9423	0.0769	2.4615	6.8077	2922.4615
3	115.3846	5.0385	0.0000	31.6154	23.0000	144.7308	6.4692	0.0000	1.2308	6.5731	2769.2308
4	121.3077	3.1538	0.0000	32.0000	6.0385	45.2308	6.7846	0.0000	0.1154	6.8846	2911.3846
5	123.7692	2.0000	0.0000	28.0000	5.1538	26.9231	6.7885	0.0000	0.0000	6.9038	2970.4615
6	120.6154	2.0000	0.0000	41.0000	3.6538	16.8077	6.8000	0.0000	0.0000	6.8923	2894.7692
7	121.0000	2.0000	0.0000	41.0000	3.3846	11.8846	9.1538	0.0000	0.0000	6.8923	2904.0000
8	121.6923	2.0000	0.0000	41.0000	2.6538	12.0385	6.7846	0.0000	0.0000	6.9913	2920.6154
9	121.0000	1.5769	0.1154	41.0000	2.8077	12.4231	6.7808	0.0000	0.0000	7.0500	2904.0000
10	121.6923	1.0000	0.0000	36.0000	2.3077	12.6923	6.7808	0.0000	0.0000	7.0077	2920.6154
11	122.3846	1.0000	0.0000	27.2308	2.2692	12.6923	6.7923	0.0000	0.0000	7.0154	2937.2308
12	122.5385	1.0000	0.0000	33.3846	2.1538	9.9231	9.1962	0.0000	0.0000	7.0038	2940.9231
13	121.7692	1.0000	0.0000	36.0000	2.4400	12.4615	6.8269	0.0000	0.0000	7.1500	2922.4615
14	122.4615	1.0000	0.0000	35.5385	2.1154	9.2308	6.8360	0.0000	0.0000	7.0533	2939.0769
15	120.0000	1.0000	0.0000	35.0000	1.8846	2.0000	6.8115	0.0000	0.0000	6.9000	2880.0000
16	123.0000	1.0000	0.0000	35.0000	2.6538	7.5769	6.7920	0.0000	0.0000	6.9346	2952.0000
17	121.6154	1.0000	0.0000	35.0000	2.5769	6.8077	6.7923	0.0000	0.0000	6.9115	2918.7692
18	121.1538	1.4615	0.0000	0.0000	5.4231	31.5769	6.7846	0.0000	0.0000	6.9304	2907.6923
19	123.7692	2.0000	0.0000	35.0000	3.8462	15.6923	6.8154	0.0000	0.0000	6.9000	2970.4615
20	123.1538	2.0000	0.0000	35.0000	3.0000	6.1923	6.8000	0.0000	0.0000	6.9083	2955.6923
21	124.3846	2.0000	0.0000	35.0000	2.3462	6.0769	6.8000	0.0000	0.0000	6.9240	2985.2308
22	124.2308	1.0000	0.0000	35.0000	1.6154	5.7692	6.8231	0.0000	0.0000	7.0269	2981.5385
23	122.2308	1.0000	0.0000	35.0000	1.2000	5.9615	6.8538	0.0000	0.0000	7.0269	2933.5385
24	122.8462	1.0000	0.0000	35.0000	1.3846	5.1538	6.8385	0.0000	0.0000	7.0231	2948.3077
25	123.0000	1.0000	0.0000	35.0000	1.3462	4.6538	6.8385	0.0000	0.0000	7.0385	2952.0000
26	123.6923	1.0000	0.0000	34.2308	2.3846	5.6923	6.8500	0.0000	0.0000	7.0385	2968.6154
27	124.5385	1.0000	0.0000	35.0000	1.3846	5.9231	6.8500	0.0000	0.0000	7.0577	2988.9231
28	124.6923	1.0000	0.0000	35.0000	1.3462	6.0000	6.8520	0.0000	0.0000	7.0346	2992.6154
29	125.3846	1.0000	0.0000	34.6154	1.8846	5.5385	6.9423	0.0000	0.0000	6.9423	3009.2308
30	127.3077	1.0000	0.0000	35.0000	1.8846	3.5385	6.8462	0.0000	0.0000	6.9423	3055.3846
31	126.0000	1.0000	0.0000	35.0000	1.9231	3.5385	6.8462	0.0000	0.0000	6.9346	3024.0000
	122.5955	1.8840	0.0037	34.0844	14.1286	86.1452	7.0247	0.0025	0.1687	6.9532	2942.2928
PROMEDIO Y DOSIS ÓPTIMA POR MES	Caudal en L/mes	Promedio de Quimifloc 1325 (kg/mes)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (kg/mes)	Sumatoria de Cloro por día (kg/mes)							
	328359876.9231	618.6284	1.2222	479.2807							

Fuente. Elaboración propia

4.5.1 Análisis y procesamiento de los datos para el mes de enero

Tabla 18. Dimensiones de los sedimentadores

Ancho de los sedimentadores (m) (1)	Largo de los sedimentadores (m) (2)	Área de los sedimentadores (m ²) (3) = (1 x 2)	Tiempo de lavado de los sedimentadores (s) (4)	Profundidad de alcantara durante el lavado de los sedimentadores (m) (5)	velocidad alcanzada durante el lavado de los sedimentadores (m/s) (6) = (5/4)	Caudal de gasto en el lavado de sedimentadores (m ³ /s) (7) = (3 x 6)	Número de lavado durante el mes (8)	Caudal en el mes teniendo (6) unidades por el sistema de tratamiento (m ³ /s) (9) = (6 x 7 x 8)	Ancho de floculadores (m) (10)	Largo de los sedimentadores (11)	Área de los sedimentadores (m ²) (12) = (10 x 11)	Tiempo de lavado (s) (13)	Desenso del nivel observado en los floculadores (m) (14)	velocidad observada en los floculadores (m/s) (15) = (14/13)	Caudal de gasto observado en los floculadores (16) = (12 x 15)	Número de lavado durante el mes (17)	Caudal en el mes teniendo (9) unidades por el sistema de tratamiento (m ³ /s) (8) = (9 x 16 x 17)
2.40	6.25	15.00	187.80	0.14	0.00	0.01	4.00	0.27	1.00	13.00	13.00	187.80	0.14	0.00	0.01	4.00	0.35

Fuente. Elaboración propia

Tabla 19. Caudal de drenaje de sedimentadores mes de enero

Área total	Velocidad	Número de lavado al mes	Caudal total en m3	Caudal total en litros
207	0.000745474	4	0.617252396	617.2523962

Fuente. Elaboración propia

Tabla 20. Dimensiones de los 12 filtros con los que cuenta los 3 módulos de la PTAP

DIMENSIONES DE LOS FILTROS					
NÚMERO DE FILTROS	LARGO	ANCHO	ALTO	m ³ DEL FILTRO	ALTURA PARA RETROLAVADO
F1	3.15	1.5	3	14.175	2.3
F2	3.15	1.45	3	13.7025	2.3
F3	3.15	1.45	2.9	13.24575	2.2
F4	3.15	1.5	2.9	13.7025	2.2
F5	3.3	1.45	2.8	13.398	2.1
F6	3.3	1.5	2.8	13.86	2.1
F7	3.3	1.5	2.9	14.355	2.2
F8	3.3	1.4	3	13.86	2.3
F9	3.15	1.6	2.9	14.616	2.2
F10	3.15	1.55	2.9	14.15925	2.2
F11	3.15	1.55	2.9	14.15925	2.2
F12	3.15	1.52	3	14.364	2.3

Fuente. Elaboración propia

Tabla 21. Cálculo del caudal utilizado durante el lavado de filtros mes de enero

Día del mes	Módulo 1	Módulo 2	Módulo 3	Lavado de filtros por día	Caudal de lavado de filtro en m ³
1	4	5	5	14	213.444
2	5	4	7	16	243.936
3	5	7	8	20	304.92
4	4	4	4	12	182.952
5	5	2	1	8	121.968
6	3	3	2	8	121.968
7	3	2	1	6	91.476
8	2	2	2	6	91.476
9	1	0	2	3	45.738
10	1	3	1	5	76.23
11	3	0	2	5	76.23
12	0	3	1	4	60.984
13	0	0	0	0	0
14	2	2	2	6	91.476
15	4	1	0	5	76.23
16	3	3	4	10	152.46
17	3	3	3	9	137.214
18	4	5	4	13	198.198
19	7	1	4	12	182.952
20	4	4	0	8	121.968
21	4	5	4	13	198.198
22	1	2	5	8	121.968
23	2	1	2	5	76.23
24	1	3	0	4	60.984
25	2	1	0	3	45.738
26	2	0	3	5	76.23
27	1	3	0	4	60.984
28	2	2	2	6	91.476
29	5	2	0	7	106.722
30	4	8	0	12	182.952
31	4	3	0	7	106.722
Cantidad de lavado de filtros por mes				194	
Total de agua gastada para el lavado de filtro al mes en m ³					3720.024

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 22. Datos básicos para hallar el caudal de lavado de filtros por 7 minutos

Caudal de lavado de filtros por 7 minutos	
A= Área del lecho filtrante en (m ²)	
V _L = Velocidad ascendente del agua de lavado (mL/min)	
Q _L = Caudal de lavado del agua (m ³ /min)	
QL = (A)(V _L)	
A= (1,1 m) (3,3 m) =3,63 m ²	
V _L = 0,60 m/min	
Q _L = (3,63 m ²) (0,60 m/min) = 2,178 m ³ /min	
(2,178 m ³ /min) (7 min) = 15,246 m ³	

Fuente. Elaboración propia

Tabla 23. Caudal total menos los gastos en m³ en la operación de la PTAP mes de enero

GASTOS DE LAVADO DE FILTRO	GASTO DE LAVADO DE SEDIMENTADORES EN m ³ /mes	PERDIDAS DE AGUA EN LAS FUGAS DE LA PTAP (equivalentes a 7L/s) medidas en campo	SUMATORIA DE GASTOS DE FILTROS + SEDIMENTADORES+FUGAS PTAP	Caudal total en m ³ /mes	Caudal total - gastos en m ³ /mes
3720.0240	617.2524	18748.8000	23086.0764	328359.8769	305273.8005

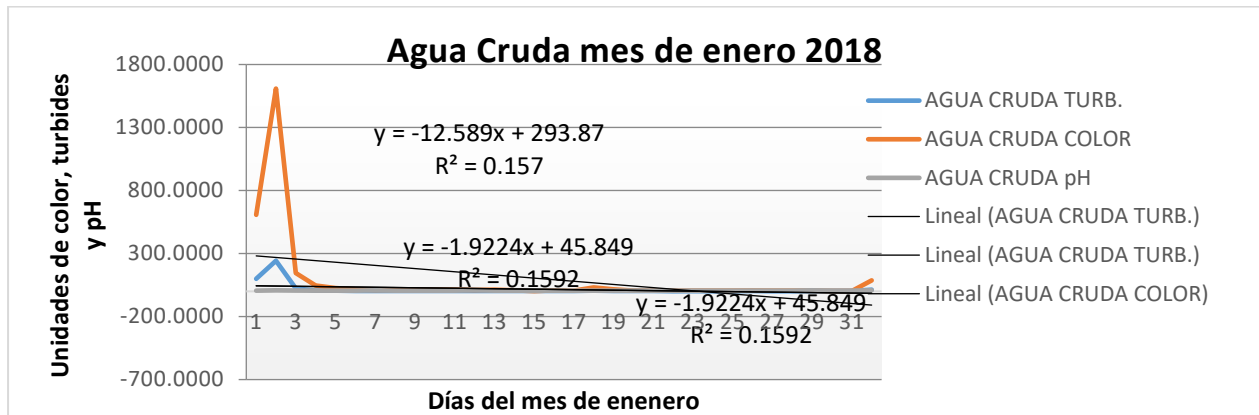
Fuente. Elaboración propia.

Tabla 24. Porcentaje de pérdida al caudal total mes de enero

Porcentaje de agua gastada en lavado de filtros y sedimentadores		Porcentaje de Pérdidas de agua en fugas de la PTAP		Porcentaje de pérdidas al caudal total	
328359.8769	100	328359.877	100	328359.8769	100
3720.0240	1.132911	18748.8	5.709832814	23086.0764	7.03072392

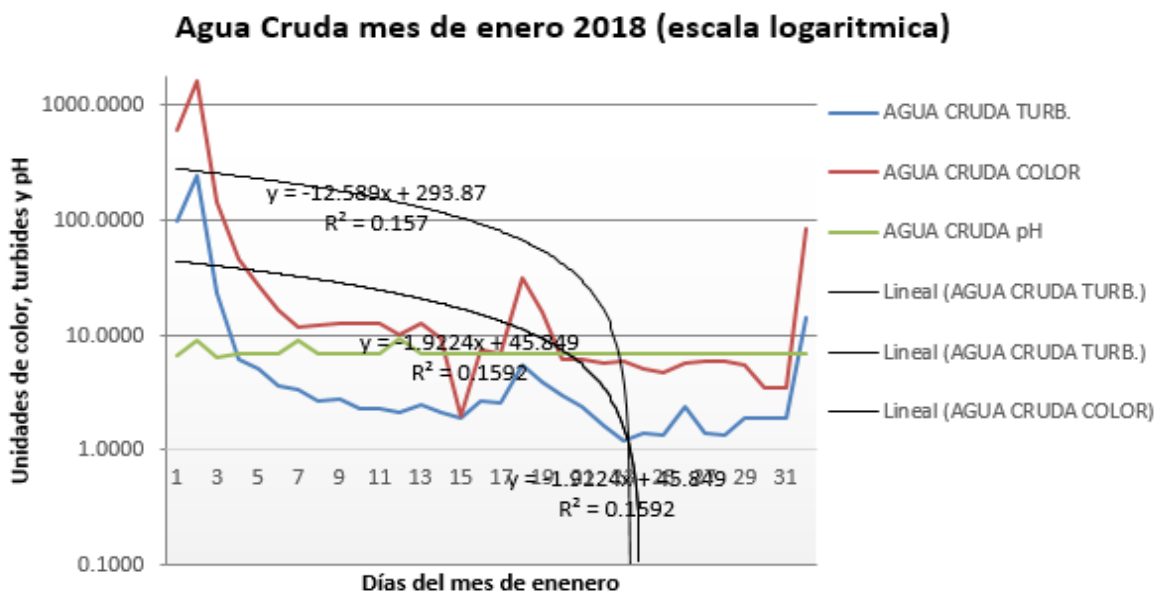
Fuente. Elaboración propia.

Figura 28. Agua cruda mes de enero 2018 mes de enero



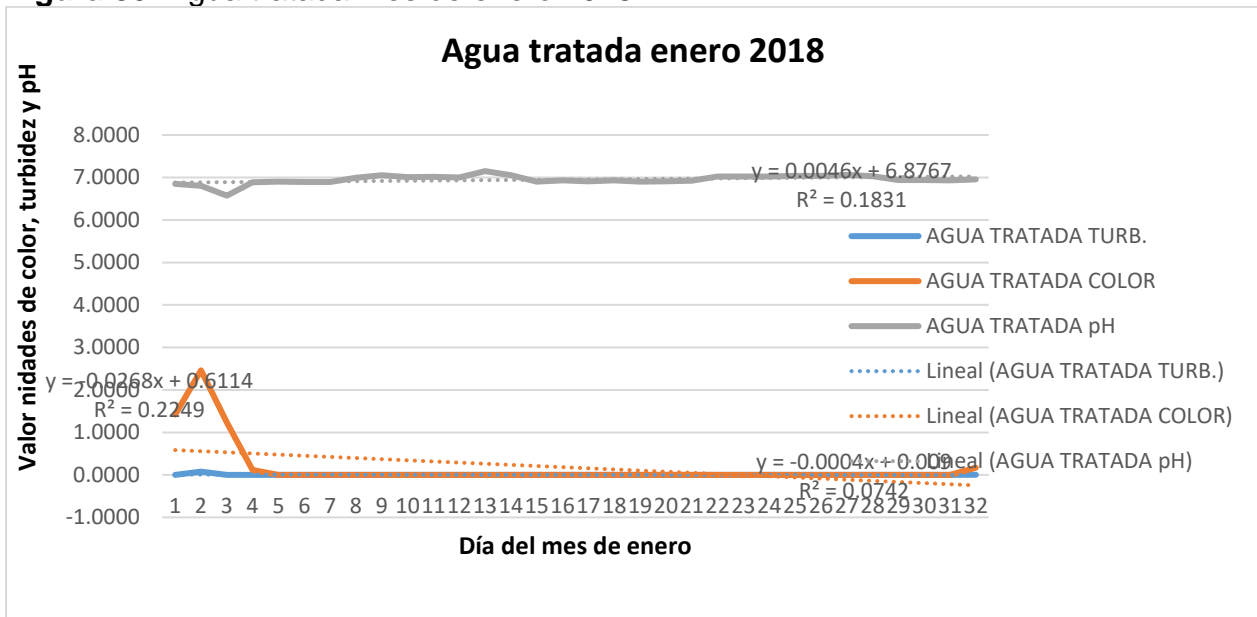
Fuente. Elaboración propia.

Figura 29. Agua tratada mes de enero 2018 (escala logarítmica)



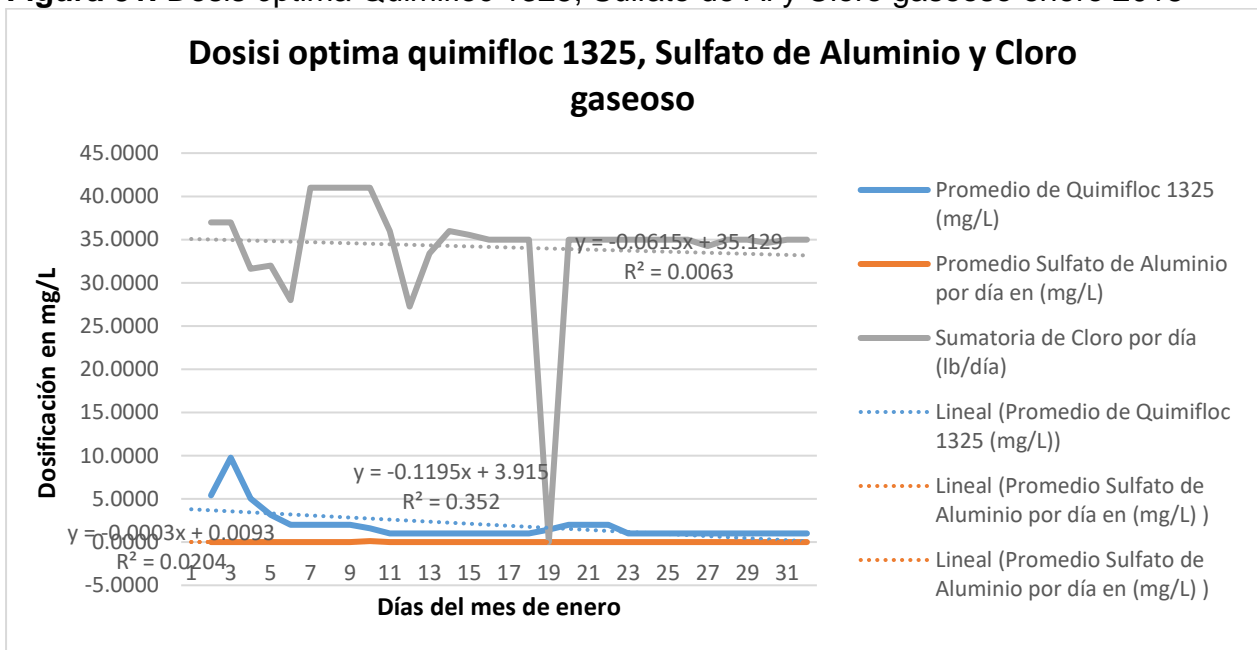
Fuente. Elaboración propia.

Figura 30. Agua tratada mes de enero 2018



Fuente. Elaboración propia.

Figura 31. Dosis óptima Quimifloc 1325, Sulfato de Al y Cloro gaseoso enero 2018



Fuente. Elaboración propia.

4.6 Gastos de agua por operación del sistema año 2018

Tabla 25. Caudal total menos los gastos de operación de PTAP durante el año

Caudal total menos los gastos de operación de PTAP durante el año						
Meses del año	GASTOS DE LAVADO DE FILTRO EN m ³	GASTO DE LAVADO DE SEDIMENTADORES EN m ³ /mes	PERDIDAS DE AGUA EN LAS FUGAS DE LA PTAP EN m ³ (equivalentes a 7L/s) medidas en campo	SUMATORIA DE GASTOS DE FILTROS + SEDIMENTADORES+FUGAS PTAP EN m ³	Caudal total en m ³ /mes	Caudal total - gastos en m ³ /mes
Enero	3.7200	0.6173	18748.8000	18753.1373	328359.8769	309606.7396
Febrero	1.768536	0.617252396	18748.8000	18751.1858	298585.1077	281648.3219
Marzo	2.9882	0.9259	18748.8000	18752.7141	339738.0923	320985.3782
Abril	0.259182	1.23449832	18748.8000	18750.2937	328426.3385	309676.0448
Mayo	5.0159	1.2345	18748.8000	18755.0504	346045.2923	327290.2419
Junio	5.0159	1.2345	18748.8000	18755.0504	330433.4769	311678.4265
Julio	4.4671	1.2345	18748.8000	18754.5016	343101.0462	324346.5446
Agosto	4.2689	0.9259	18748.8000	18753.9948	338528.4923	319774.4976
Septiembre	4.8177	0.9259	18748.8000	18754.5436	332281.1077	313526.5641
Octubre	4.2231	1.2345	18748.8000	18754.2576	332473.8462	313719.5885
Noviembre	3.1559	0.9259	18748.8000	18752.8818	318271.0154	299518.1336
Diciembre	0.8233	0.6172	18748.8000	18750.2405	324757.6615	306007.4210
Total	40.5239	11.7277	224985.6000	225037.8516	3961001.3538	3737777.9022

Fuente. Elaboración Propia

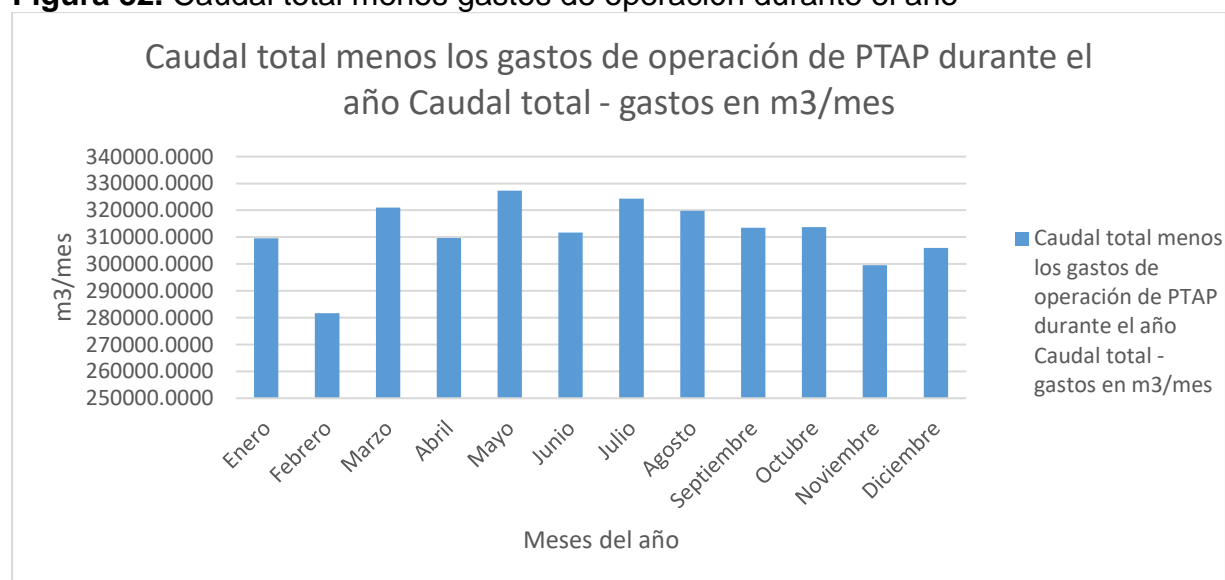
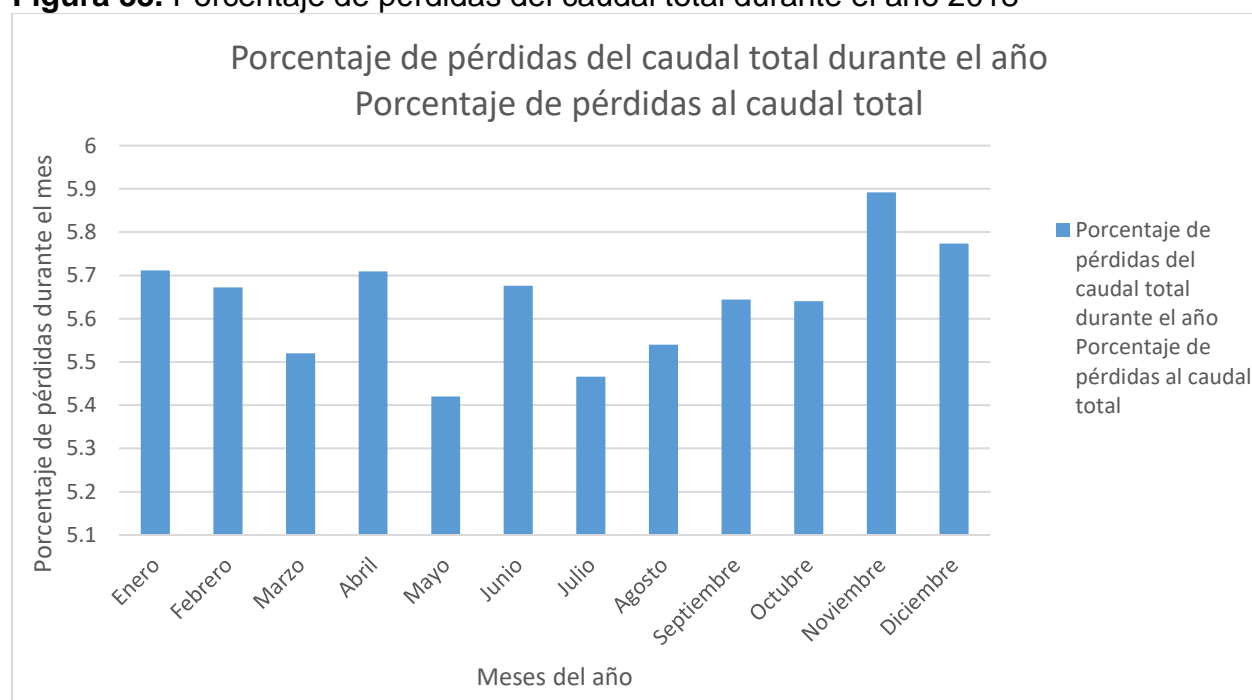
Figura 32. Caudal total menos gastos de operación durante el año

Tabla. Porcentaje de pérdidas del caudal total durante el año

Tabla 26. Porcentaje de pérdidas del caudal total durante el año

Porcentaje de pérdidas del caudal total durante el año			
Meses del año	Porcentaje de agua gastada en lavado de filtros y sedimentadores	Porcentaje de Pérdidas de agua en fugas de la PTAP	Porcentaje de pérdidas al caudal total
Enero	0.001320891	5.709832814	5.711153705
Febrero	0.000799031	5.671548769	5.6723478
Marzo	0.00115209	5.518604014	5.519756105
Abril	0.000454799	5.708677351	5.709132151
Mayo	0.001806247	5.418019091	5.419825338
Junio	0.001891586	5.674001368	5.675892953
Julio	0.001661778	5.46451263	5.466174407
Agosto	0.00153451	5.538322601	5.539857111
Septiembre	0.001728539	5.642451396	5.644179935
Octubre	0.001641525	5.63918041	5.640821934
Noviembre	0.001282491	5.8908286	5.892111091
Diciembre	0.000443572	5.773166339	5.773609911
Total	0.015717058	67.64914538	67.66486244

Fuente. Elaboración propia

Figura 33. Porcentaje de pérdidas del caudal total durante el año 2018

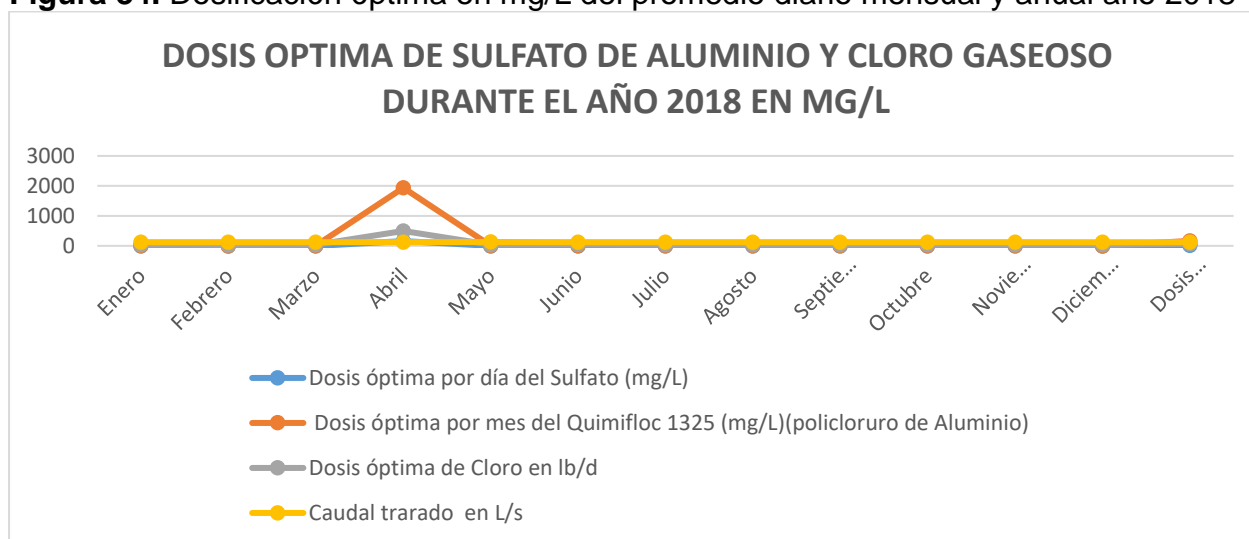
Fuente. Elaboración propia

4.6 Resumen de la dosificación óptima mensual año 2018.

Tabla 27. Dosificación óptima en mg/L del promedio diario mensual y anual año 2018

Meses del año 2018	Dosis óptima por día del Sulfato (mg/L)	Dosis óptima por mes del Quimifloc 1325 (mg/L) (policloruro de Aluminio)	Dosis óptima de Cloro en lb/d	Caudal tratado en L/s
Enero	0.003722084	1.883995037	34.08436725	122.5955335
Febrero	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (kg/mes)	Promedio de Quimifloc 1325 (kg/mes)	Sumatoria de Cloro por día (kg/mes)	Caudal en L/mes
Marzo	0.305210918	3.241290323	37.79156328	126.8436725
Abril	160.4236346	1936.031159	496.4128615	126.7076923
Mayo	0	7.446650124	34.63027295	129.1985112
Junio	0.071794872	4.369846154	50.29230769	127.4820513
Julio	0	5.309057072	35.85359801	128.0992556
Agosto	0	4.444168734	36.87841191	126.3920596
Septiembre	0	5.065128205	35.28717949	128.1948718
Octubre	0	5.099875931	34.51861042	124.1315136
Noviembre	0.043589744	2.126923077	33.22217949	122.7897436
Diciembre	0	0	36.47890819	121.2506203
Dosis óptima de Sulfato de Aluminio y Cloro gaseoso durante el año	14.62254111	179.5470994	78.67729638	125.7895932

Fuente. Elaboración propia

Figura 34. Dosificación óptima en mg/L del promedio diario mensual y anual año 2018

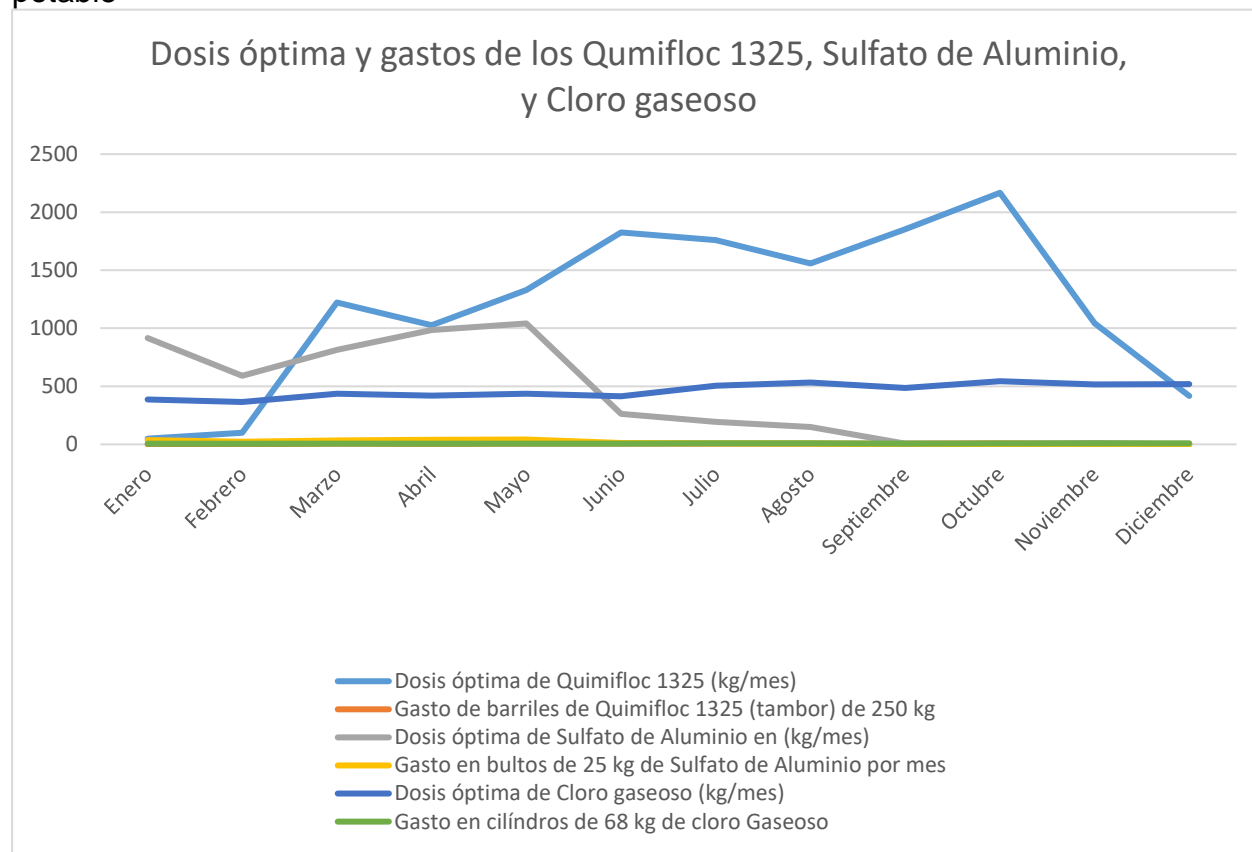
Fuente. Elaboración propia

Tabla 28. Gasto mensual en kg/mes a partir de la dosificación óptima diaria en el año 2018

Gasto mensual en kg/mes a partir de la dosificación óptima diaria en el año 2018						
Meses del año	Dosis óptima de Quimifloc 1325 (kg/mes)	Gasto de barriles de Quimifloc 1325 (tambor) de 250 kg	Dosis óptima de Sulfato de Aluminio en (kg/mes)	Gasto en bultos de 25 kg de Sulfato de Aluminio por mes	Dosis óptima de Cloro gaseoso (kg/mes)	Gasto en cilindros de 68 kg de cloro Gaseoso
Enero	618.6283785	2.474513514	1.22218316	0.04888733	479.280738	7.04824615
Febrero	0	0	0	0	0	0
Marzo	1101.189791	4.404759163	103.691775	4.147671	531.409846	7.81485068
Abril	1936.031159	7.744124637	160.423635	6.41694538	496.412862	7.30018914
Mayo	2576.878219	10.30751288	0	0	486.957046	7.16113303
Junio	1443.943458	5.775773833	23.7234291	0.94893716	684.377723	10.0643783
Julio	1821.543035	7.286172142	0	0	504.158954	7.41410226
Agosto	1504.477741	6.017910965	0	0	518.569477	7.62602172
Septiembre	1683.046411	6.732185642	0	0	480.187938	7.06158733
Octubre	1695.575366	6.782301462	0	0	485.386892	7.13804253
Noviembre	676.9379673	2.707751869	13.873352	0.55493408	452.087418	6.64834439
Diciembre	0	0	0	0	512.951815	7.54340905
Gasto de productos químicos en barriles (Tambores), Bultos y Cilindros		60.2330061		12.117375		82.8203046
Gasto de Quimifloc 1325 en Toneladas Métricas TM	15.05825153			0.01211737		5.63178071

Fuente. Elaboración propia.

Figura 35. Dosificación óptima de los productos utilizados en el tratamiento del agua potable



Fuente. Elaboración propia.

Debido a la forma en la que los Operadores de la (PTAP) preparan la disolución patrón de Quimifloc 1325 es necesario realizar un ajuste a los valores terminales ya que al preparar dicha disolución toman 10 mL de Quimifloc 1325 y como la densidad de este coagulante-floculante es de 1.3 su masa real en la disolución (D1) al 10 % es de 13.0 y cuando esta es rebajada al 1 % en la disolución (D2) su masa es de 1.3 g, por último al realizarse el ensayo de jarras y utilizar esta disolución 0.1 mL equivalen a 1.3 ppm, de esta forma el gasto de Quimifloc 1325 realmente estuvo por encima en un 30 % del valor reportado por esto se presenta la siguiente tabla que corrige este margen de error

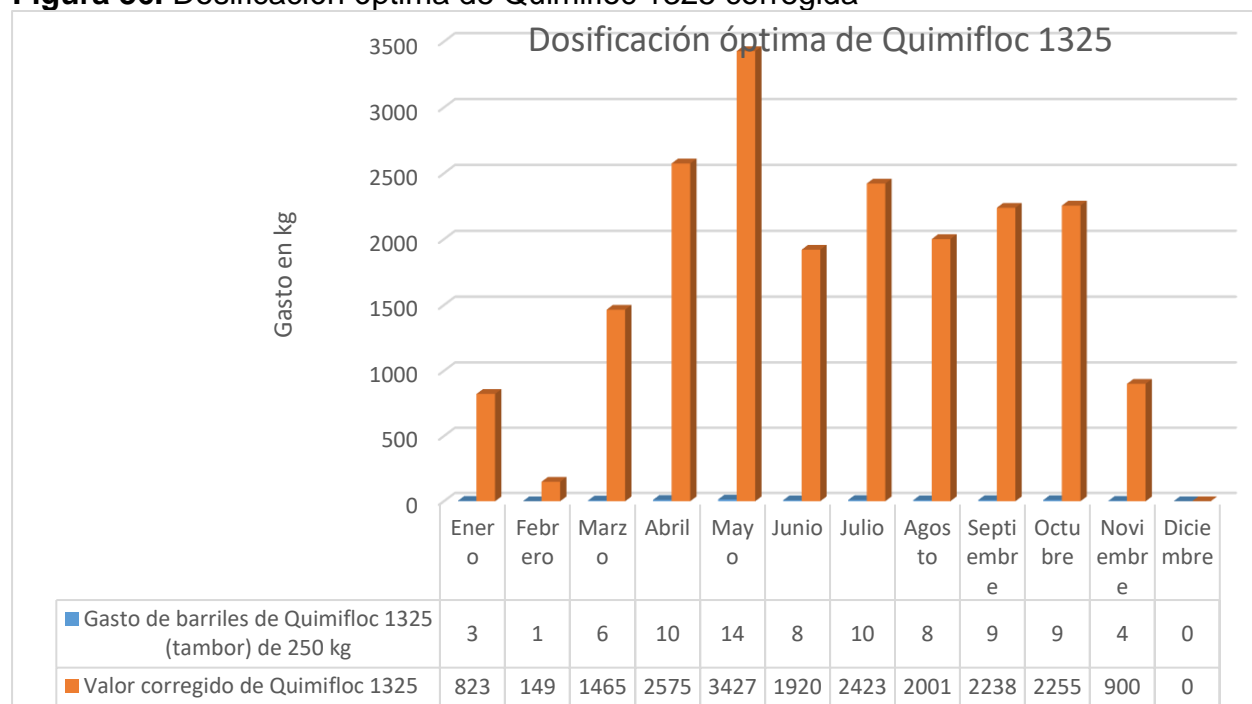
4.6.1 Consumo de tambores de Qumifloc 1325 de 250 kg año 2018

Tabla 28. Valor corregido a partir del 33 % de la disolución patrón

Consumo de tambores de Qumifloc 1325 de 250 kg año 2018		
Meses del año	Gasto de barriles de Qumifloc 1325 (tambor) de 250 kg	Valor corregido de Qumifloc 1325
Enero	3	823
Febrero	1	149
Marzo	6	1465
Abril	10	2575
Mayo	14	3427
Junio	8	1920
Julio	10	2423
Agosto	8	2001
Septiembre	9	2238
Octubre	9	2255
Noviembre	4	900
Diciembre	0	0
Total	81	20 177

Fuente. Elaboración propia

Figura 36. Dosificación óptima de Qumifloc 1325 corregida

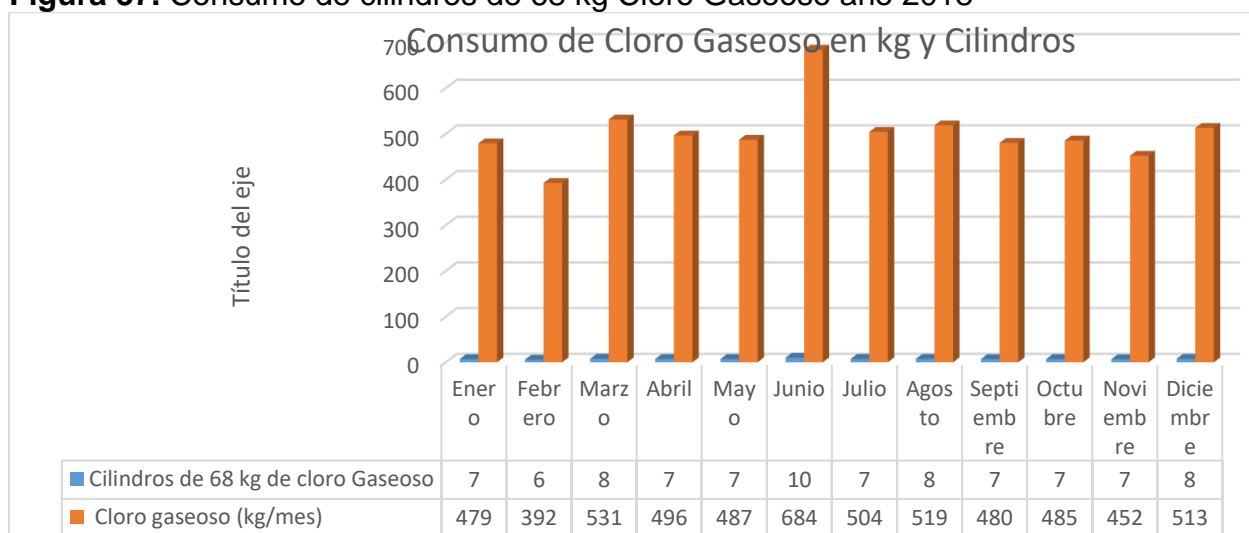


Fuente. Elaboración propia

Tabla 29. Consumo de cilindros de 68 kg Cloro Gaseoso año 2018

Meses	Gasto en cilindros de 68 kg de cloro Gaseoso
Enero	7.048246154
Febrero	0
Marzo	7.814850679
Abril	7.30018914
Mayo	7.161133032
Junio	10.06437828
Julio	7.414102262
Agosto	7.626021719
Septiembre	7.06158733
Octubre	7.138042534
Noviembre	6.648344389
Diciembre	7.54340905
Total, año 2018	82.82030457

Fuente. Elaboración propia

Figura 37. Consumo de cilindros de 68 kg Cloro Gaseoso año 2018

Fuente. Elaboración propia

4.7 Consumo de productos químicos para la potabilización del agua reportados por almacén

4.7.1 Reporte de almacén del Gasto de Cloro Gaseoso en el Año 2018

Tabla 30. Cloro Gaseoso (CL₂⁰)

Cloro Gaseoso (Cl ₂ ⁰) : proveedor QUIMISA S.A.S							
Peso del Cilindro en kg	Número de mes	MES	Gasto por Cilindro de 68 kg	Gasto en kg	Gasto en Toneladas	Gasto en gramos mes	Gasto en gramos día
68	1	Enero	5	340	0.34	340,000	11,333
68	2	Febrero	7	476	0.476	476,000	15,867
68	3	Marzo	7	476	0.476	476,000	15,867
68	4	Abril	7	476	0.476	476,000	15,867
68	5	Mayo	8	544	0.544	544,000	18,133
68	6	Junio	7	476	0.476	476,000	15,867
68	7	Julio	7	476	0.476	476,000	15,867
68	8	Agosto	6	408	0.408	408,000	13,600
68	9	Septiembre	8	544	0.544	544,000	18,133
68	10	Octubre	7	476	0.476	476,000	15,867
68	11	Noviembre	7	476	0.476	476,000	15,867
68	12	Diciembre	8	544	0.544	544,000	18,133
Promedio			7	476	0	476,000	15,867
Total			84	5,712	6	5,712,000	190,400

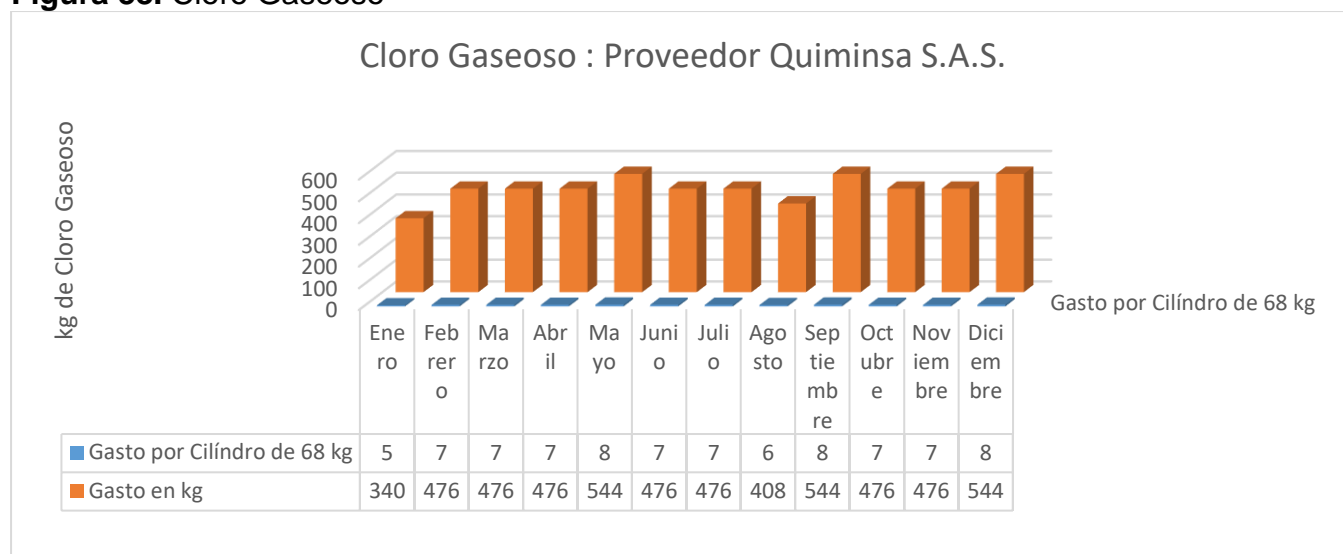
Fuente: Formato Control de Insumos Químicos F3V2-PR-GOPA-POT-001

Tabla 31. Análisis de costos

Análisis de Costos \$				
Costo en pesos del Q1325	Valor del consumo en el mes en pesos	Valor del consumo en el día en pesos	Valor del consumo en el año en pesos más IVA 19%	Valor del consumo en el día en pesos más IVA 19%
9,271	3,152,140	105,071	3,751,047	125,035
9,271	4,412,996	147,100	5,251,465	175,049
9,271	4,412,996	147,100	5,251,465	175,049
9,271	4,412,996	147,100	5,251,465	175,049
9,271	5,043,424	168,114	6,001,675	200,056
9,271	4,412,996	147,100	5,251,465	175,049
9,271	4,412,996	147,100	5,251,465	175,049
9,271	3,782,568	126,086	4,501,256	150,042
9,271	5,043,424	168,114	6,001,675	200,056
9,271	4,412,996	147,100	5,251,465	175,049
9,271	4,412,996	147,100	5,251,465	175,049
9,271	5,043,424	168,114	6,001,675	200,056
Promedio	4,412,996	147,100	5,251,465	175,049
Total	52,955,952	1,765,198	63,017,583	2,100,586

Fuente. Elaboración propia

Figura 38. Cloro Gaseoso



Fuente. Elaboración propia

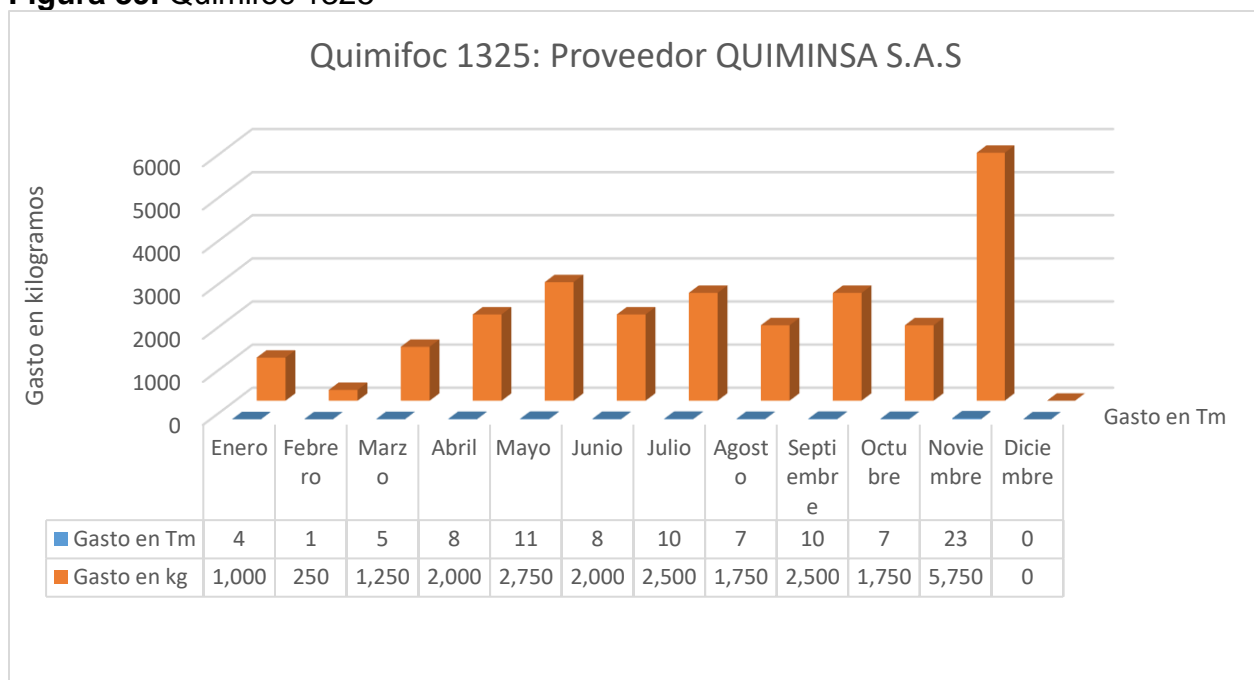
4.7.2 Reporte de almacén del consumo de Quimifloc 1325 en el año 2018

Tabla 32. Quimifloc 1325

Quimifloc 1325 : proveedor QUIMISA S.A.S							
Peso del barril en kg	mes	MES	Gasto por barril de 250 kg	Gasto en kg	Gasto en Toneladas	Gasto en gramos mes	Gasto en gramos día
250	1	Enero	4	1,000	1	1,000,000	33,333
250	2	Febrero	1	250	0.25	250,000	8,333
250	3	Marzo	5	1,250	1.25	1,250,000	41,667
250	4	Abril	8	2,000	2	2,000,000	66,667
250	5	Mayo	11	2,750	2.75	2,750,000	91,667
250	6	Junio	8	2,000	2	2,000,000	66,667
250	7	Julio	10	2,500	2.5	2,500,000	83,333
250	8	Agosto	7	1,750	1.75	1,750,000	58,333
250	9	Septiembre	10	2,500	2.5	2,500,000	83,333
250	10	Octubre	7	1,750	1.75	1,750,000	58,333
250	11	Noviembre	23	5,750	5.75	5,750,000	191,667
250	12	Diciembre	0	0	0	0	0
Promedio			8	1,958	2	1,958,333	65,278
Total			94	23,500	24	23,500,000	783,333
Promedio del costo de un día en pesos de dosificación							

Fuente: Formato Control de Insumos Químicos F3V2-PR-GOPA-POT-001

Figura 39. Quimifoc 1325



Fuente. Elaboración propia

Los productos faltantes pueden ser consultados en el **anexo 8**

5 conclusiones y recomendaciones

5.1 Conclusiones

- Se concluye que al establecerse una adecuada dosis óptima los procesos de coagulación-floculación principalmente mejoran sustancialmente permitiendo aumentar la tasa de sedimentación ya que se forman mejores aglomeraciones y los valores para agua filtrada también disminuyen.
- Se concluyó que el uso eficiente del gasto de producto químicos usados durante el tratamiento del agua aplicando dosificaciones óptimas permite la disminución de costos y reactivos químicos utilizados para la purificación de la misma y por consiguiente la disminución en los subproductos generados como son el lodo proveniente del lavado de filtros y drenaje de sedimentadores que pueden causar daño al medio ambiente por la presencia de sales de Aluminio.
- Se concluyó que con la aplicación de la dosificación óptima es posible el conocimiento de los gastos de productos químicos en tiempo real y de la misma forma la evaluación de costos durante el tratamiento del agua cruda que a la vez permite la elaboración concreta de la proyección de los gastos en la adquisición de productos químicos para vigencias de años futuros.

- Se concluye que durante el establecimiento de la dosis óptima de productos químicos es necesario conocer y utilizar correctamente las fórmulas para la aplicación de estos, sus fichas técnicas, las concentraciones de las disoluciones patrón y las utilizadas en el ensayo de jarras, el funcionamiento de los equipos utilizados en la dosificación, que permiten conocer el gasto en mg/L y kg de los productos utilizados durante el días, mes y año.
- Se concluye que los porcentajes de remoción de color y turbidez en el agua cruda se encuentran entre el 90 y 100 % en el agua tratada permitiendo estandarizar nuestros productos principales mostrando en los gráficos de agua tratada una tendencia lineal sin variaciones bruscas ni oscilaciones estrepitosas.
- Se concluyó que para la medición del caudal de agua en la entrada a la (PTAP) es necesario el uso de equipos digitales, al igual que el conocimiento de las estructuras, memorias de cálculos, diseños del sistema de tratamiento de destinadas para este fin como son vertederos y aforadores Parshall con los que se pueden corroborar los datos de caudal reportados por los equipos digitales, al igual que presentan utilidad en su calibración en la calibración de los mismos.
- Se concluye que la medición hidráulica de caudal debe ser precisa al igual que el conocimiento de las características del agua cruda como lo es el color, turbiedad, y que al disminuir sustancial mente estos valores también se reducen los hacen los sólidos disueltos, coloidales y las demás especies prestes en el agua.

- Se concluyó que al medir correctamente y en tiempo real los caudales que ingresan y salen de la (PTAP) es posible realizar un balance del caudal de agua y establecer concretamente las pérdidas por operación y fisuras en la (PTAP) estuvieron por encima del 5 % superando los establecido en la Resolución 0330 de 2017, por lo tanto, se hace imprescindible la relación de la misma o rediseñar una nueva.

- Se concluyó que al comparar los datos obtenidos por el gasto de Qumifloc 1325 en el año 2018 reportados por almacén y los reportados por la (PTAP) en el establecimiento de la Dosis Óptima (DO) se obtuvo un gasto en barriles de 75 y 79 y en kilogramos de 19 722 kg y 20 177 kg para almacén y DO (PTAP) respectivamente permitiendo establecer una diferencia de tan solo 5.18 % indicando que este procedimiento es reproducible y efectivo para este producto con los equipos y formatos con los que cuenta la (PTAP) actualmente.

- Se concluye que al comparar los datos obtenidos por el gasto de Cloro Gaseoso (Cloro elemental Cl₂) en el año 2018 reportados por almacén y los reportados por la (PTAP) en el establecimiento de la Dosis Óptima (DO) se obtuvo un gasto en cilindros de 84 y 96 y en kilogramos de 5 712 kg y 6 024 kg para almacén y DO (PTAP) respectivamente permitiendo establecer una diferencia de tan solo 5.47 % indicando que este procedimiento es reproducible y efectivo para este producto con los equipos y formatos con los que cuenta la (PTAP) actualmente.

- Se concluye que al comparar los datos obtenidos por almacén y la (DO) establecida en la (PTAP) las diferencias no superan el 5.5 % (5.18 % Quimifloc 1325, 5.47 %

C₂) margen de error que es justificable teniéndose en cuenta que los reportes que realizan los operadores en los formatos los llevan a cabo cada dos (2) horas y en el transcurso de este tiempo se pueden llegar a dar cambios en las dosificaciones que no son registrados, y ésta diferencia se dan en (DO) lo que no incurre en pérdidas para la empresa, en consecuencia con los formatos y la tecnología vigente en la (PTAP).

- Se concluyó que con el correcto balance de gastos de productos químicos y la información oportuna es posible reportar rápidamente la información de los gastos presentados en la (PTAP) casi en tiempo real a entes de control del orden departamental como son el Sistema Único de Información (SUI), y permitiendo establecer de forma eficiente el balance de costo beneficio a nivel financiero estableciendo concretamente los estados de ganancias de la empresa que permitan la toma de decisiones de forma oportuna proyectando incluso los gastos e inversiones futuras en el marco de las buenas prácticas empresariales
- Se concluyó que es posible el uso de los lodos generados como subproductos de los procesos en la fabricación de ladrillo que permita el uso y reincorporación al sistema productivo de este desecho para la fabricación de casas en sectores vulnerables, ya que este lodo no puede ser utilizado como abono pues es rico en sales de aluminio que a su vez salinizan los suelos y los desertifican por esto la propuesta para su adecuada disposición final en la elaboración de casas prefabricadas para hogares vulnerables.

5.2 Recomendaciones

Una de las recomendaciones más relevantes para la implementación de la dosificación óptima de todos los productos químicos utilizados durante el tratamiento de agua potable es que exista una verificación continua a la preparación de las disoluciones patrón como son las de Sulfato de Aluminio y Qumifloc 1325 con la utilización de formatos debidamente implementados en el Sistema de Gestión de Calidad ISO 9000 2015 con el que cuenta actualmente la empresa CARIBABARE E.S.P.

Otras de las consideraciones de gran importancia es la relacionada con la utilización de equipos digitales especializados en la dosificación óptima preferiblemente con asistencia remota que informen los datos de dosificación en el momento exacto del cambio de dosis a un programa que pueda llevar a cabo estas sumatorias y promedios con los que se corrija el margen de error actual inferior al 5.5 % un sistema que se puede implementar es el SCADA del inglés Supervisory Control and Data Acquisition (Supervisión, Control y Adquisición de Datos

Bibliografía

- Álvarez, L., & Rivera, G. A. (2017). *Alternativa de solución para el sistema agua potable a través del río borra, para el municipio de la playa y veredas aledañas, departamento de Norte de Santander* (Doctoral disertación).
- Álvarez, M., Joamma, K., Huertas, S., & Eduarco, C. (2014). Análisis comparativo de coagulantes, floculantes y decantación lastrada aplicados en el proceso de eliminación de agentes contaminantes en un sistema de afluentes.
- Amaya Castaneda, E., & Cubides Cuellar, R. (2010). *Estudio Preliminar Tecnico Economico Del Aprovechamiento Del Acido Usado En El Proceso De Decapado De Alambres De Proalco SA En El Proceso De Tratamiento De Aguas Industriales Del Sector Lacteo* (Doctoral dissertation, Universidad Industrial de Santander, Escuela De Ing. Quimica).
- Ballester, A., Rodríguez, A. B., Sánchez, J. A. F., Fernández, J. A., & Geta, J. A. L. (Eds.). (1999). *Medida y evaluación de las extracciones de agua subterránea*. IGME.
- Betancur, b., Jiménez, d. m., & linares, b. g. (2012). Potencial zeta (z) como criterio de optimización de dosificación de coagulante en planta de tratamiento de agua potable. *dyna*, 79(175).
- Carrillo Bernal, M. F., & Pulido Muñoz, H. S. (2016). Diseño hidráulico de una planta de potabilización de agua en la Vereda de San Antonio de Arapaima.
- Castaño, D. M. M. (2011). Análisis de la influencia de dos materias primas coagulantes en el aluminio residual del agua tratada (Doctoral disertación, Universidad Tecnológica de Pereira. Facultad de Tecnologías. Química Industrial).
- Castro Heredia, L., & Carvajal Escobar, Y., & Monsalve Durango, E. (2006). Enfoques teóricos para definir el caudal ambiental. *Ingeniería y Universidad*, 10 (2), 0.
- Carvajal, P. S. R., Moros, J. E. A., Acevedo, S. Y. S., & Rojas, C. A. Z. (2007). Evaluación de calizas para la obtención de una cal para el suavizamiento de aguas subterráneas a nivel de laboratorio, utilizadas para consumo humano en el municipio de Villa del Rosario, departamento Norte de Santander. *Respuestas*, 12(1), 46-52.
- Chulluncuy-Camacho, N. C. (2011). Tratamiento de agua para consumo humano. *Ingeniería industrial*, (029), 153-170.
- Cogollo Flórez, Juan Miguel (2011). *Clarificación de aguas usando coagulantes polimerizados: Caso del hidroxiclورو de aluminio. / Water clarification using polymerized coagulants: Aluminum hydroxychloride case*. *Dyna*, 78 (165). pp. 18-27. ISSN 0012-7353

- Cualla, L., & Alfredo, R. (1995). *Elementos de diseño para acueductos y alcantarillados*. Panamericana de Formas e Impresos SA.
- De Colombia, C. P. (1991). Constitución política de Colombia. *Bogotá, Colombia: Leyer*.
- Deiningering, R. A., Ancheta, A., & Ziegler, A. (1998). Dióxido de cloro. *University of Michigan. Escuela de Salud Pública. The University of Michigan*.
- Decreto 155. (2004). *Por el cual se reglamenta el artículo 43 de la ley 99 de 1993 sobre tasas por utilización del agua y se adoptan otras disposiciones*. Recuperado de <http://www.minambiente.gov.co/images/normativa/app/decretos/ba-Dec%20155%20de%202004.pdf>
- Departamento Administrativo de la Función Pública. (1994). *Decreto 1524 de julio de 1994 por el cual se delegan las funciones presidenciales de señalar políticas generales de administración y control de eficiencia en los servicios públicos domiciliarios, y se dictan otras disposiciones*. Recuperado de https://www.funcionpublica.gov.co/eva/gestornormativo/norma_pdf.php?i=1253
- Flórez, J. M. C. (2011). Clarificación de aguas usando coagulantes polimerizados: caso del hidroxiclorigenato de aluminio. *Dyna*, 78(165), 18-27.
- Guimarães, J. R., Ibáñez, J., Litter, M. I., & Pizarro, R. (2001). Desinfección de agua. *Eliminación de Contaminantes por Fotocatálisis Heterogénea*, 375-388.
- Hernández Triana, E. J. (2017). Diseño y construcción de una planta modelo de tratamiento para la potabilización de agua, se dispondrá en el laboratorio de aguas de la Universidad Católica de Colombia.
- Lapeña, M. R., & Rigola, M. (1989). *Tratamiento de aguas industriales: Aguas de proceso y residuales* (Vol. 27). Marcombo.
- Ley 442. (1994). *Julio de 1994 por la cual se establece el régimen de los servicios públicos domiciliarios y se dictan otras disposiciones*. Recuperado de <http://envivo.eafit.edu.co/memoriaempresarial/wpcontent/uploads/2014/08/08.Ley-0142-de-1994.-Servicios-publicos-domiciliarios.pdf>
- Marbello Pérez, R. V. (2005). Manual de prácticas de laboratorio de hidráulica. Recuperado de <http://www.bdigital.unal.edu.co/12697/>
- Martel, Q. A. B. CAPÍTULO 4 COAGULACIÓN. *Ingeniero Ambiental, [En línea]*. Available: <http://www.ingenieroambiental.com/4014/cuatro.pdf>. [Últim accés: 19 desembre 2017].
- Mejía, W. H. D., Linares, B. G., & Coronel, N. C. (2007). Determinación del Coagulante que permita la máxima remoción de Fosfatos en Agua Cruda del Rio Otún. *Scientia et technica*, 1(34).

Ministerio de Protección Social, Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (2007). *Resolución 2115, junio 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*. Recuperado de http://www.minambiente.gov.co/images/GestionIntegraldelRecursoHidrico/pdf/normativa/Res_2115_de_2007.pdf

Ministerio de Protección Social, Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (2007). *Decreto 1575, junio 2007 Por el cual se establece el Sistema para la Protección y Control de la Calidad del Agua para Consumo Humano*. Recuperado de <http://www.minambiente.gov.co/images/GestionIntegraldelRecursoHidrico/pdf/Disponibilidad-del-recurso-hidrico/Decreto-1575-de-2007.pdf>

Ministerio de Vivienda Ciudad y Territorio, Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico. (2014). *Resolución CRA 688 junio 2014 Por la cual se establece la metodología tarifaria para las personas prestadoras de los servicios públicos domiciliarios de acueducto y alcantarillado con más de 5.000 suscriptores en el área urbana*. Recuperado de cra.gov.co/documents/Resolucion_CRA_688_de_2014_Firmada.pdf

Ministerio de Vivienda Ciudad y Territorio, Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico. (2015). *Resolución CRA 735 diciembre de 2015 Por la cual se modifica, adiciona y aclara la Resolución CRA 688 de 2014*. Recuperado de <http://www.acueductopopayan.com.co/wp-content/uploads/2012/08/resolucin-cra-735-de-2015.pdf>

Ministerio de Vivienda Ciudad y Territorio, Comisión de Regulación de Agua Potable y Saneamiento Básico. (2015). *Resolución CRA 712 marzo de 2015 Por la cual se hace público el proyecto de Resolución 'por la cual se modifica, adiciona y aclara la Resolución CRA 688 de 2014', se da cumplimiento a lo previsto por el numeral 11.4 del artículo 11 del Decreto 2696 de 2004, y se inicia el proceso de discusión directa con los usuarios y agentes del sector*. Recuperado de https://tramitesccu.cra.gov.co/normatividad/admon1202/files/Resoluci%c3%b3n_CRA_712_de_2015_Copia_y_edicion.pdf

Ministerio de Ambiente, Vivienda y Desarrollo Territorial. (2005). *Decreto 4742 de diciembre de 2005 Por el cual se modifica el artículo 12 del Decreto 155 de 2004 mediante el cual se reglamenta el artículo 43 de la Ley 99 de 1993 sobre tasas por utilización de aguas*. Recuperado de http://www.minambiente.gov.co/images/normativa/app/decretos/06-dec_4742_2005.pdf

Orellana, J. (2005). Ingeniería Sanitaria-UTN–FRRO. *Contaminación Versión*. Recuperado de: <https://www.frro.utn.edu.ar/catedras/catedra.php?m=42&cont=392>

- Pérez Garay, I. F. (2015). Optimización de la dosificación de sulfato de aluminio para el tratamiento de agua potable del distrito de Vilcacoto.
- Pedroza González, E. (2001). Canal Parshall. Recuperado <http://repositorio.imta.mx/handle/20.500.12013/1095>
- Quintero, B. (2009). Metodologías de diseño de obras hidráulicas en estudios de pre factibilidad de pequeñas centrales hidroeléctricas. *Universidad Nacional de Colombia-Medellín*.
- Quirós, F. R. (2005). Desinfección del agua con cloro y cloraminas. *Técnica industrial*, 260, 55.
- Restrepo Osorno, Hernán Alonso (2009). *Evaluación del proceso de coagulación - floculación de una planta de tratamiento de agua potable*. Pregrado thesis, Universidad Nacional de Colombia.
- Romero, M. (2008). Tratamientos utilizados en potabilización de agua. *Boletín Electrónico [Internet]. [Citado 2012 jun 16], 8, 1-12.*
- Torres, P., Hernández, D., & Paredes, D. (2012). Uso productivo de lodos de plantas de tratamiento de agua potable en la fabricación de ladrillos cerámicos. *Revista ingeniería de construcción*, 27(3), 145-154.
- Torres, M. L. M. P. (2012). Evaluación a escala piloto del efecto de las características del medio filtrante sobre el proceso de filtración rápida descendente tratando agua clarificada de la planta de potabilización de Puerto.
- Varón Palacio, L. M. (2014). *Uso de las plantas de tratamiento de agua potable en acueductos rurales* (Doctoral dissertation, Universidad Nacional de Colombia-Sede Medellín).

ANEXO 1

Vertederos sin contracciones laterales: James B. Francis (1852), H. Bazin, Alphonse Fteley, Federick P. Stearns, F. Frese, H. Castel, J. A. Lesbros, A. F. Teley Experimentaron con vertederos rectangulares y Toedore Rehbock quien trabajó en el laboratorio de hidráulica en Karlsruhe en (1921) quien empleó reiteradamente cargas (h), hasta 1.25 m proponiendo en (1929) la siguiente expresión:

$$Q = \left(1.782 + \frac{0.24h_e}{P}\right) \frac{m^{1/2}}{s} b h_e^{3/2}$$

Siendo $h_e = h + 0,0011m$ y h (m), $(h/P) < 1,0$, $b \geq 0,3$ m, $P \geq 0,1$ m, $0,03 < h < 1,25$ m

De la misma forma Marbello, 2005 afirma que la ecuación anterior es más sencilla y coincide con la ecuación de la Asociación Suiza de ingenieros y Arquitectos, que se expresa de la siguiente forma:

$$Q = \frac{2}{3} \left[0.615 \left(1 + \frac{1}{1000 h + 1.6} \right) \right] \left[1 + 0.5 \left(\frac{h}{h + P} \right)^2 \right] \frac{m^{1/2}}{s} \sqrt{2g} h^{3/2}$$

Vertederos rectangulares con contracciones laterales: Se presenta cuando la lámina vertiente tiene una contracción que disminuye el caudal por unidad de longitud de la cresta del vertedero, debido a que la longitud efectiva de la cresta disminuye. Según Francis esta disminución es igual a $(N/10) h$, donde (N) es el número de contracciones laterales que tiene el vertedero.

De esta forma la longitud efectiva del vertedero rectangular con contracciones es: (b) pasa a ser:

$$b' = b - \frac{2h}{10}$$

Para la fórmula 2.6 del ejercicio Marbello, 2005 se reemplaza (b) por (b') = $b - 2h/10$

Reemplazando:

$$Q = \frac{2}{3} C_d \left(b - \frac{2h}{10} \right) \sqrt{2g} h^{3/2}$$

Existe una gran diversidad para determinar el coeficiente de descarga (C_d), sin embargo en este trabajo se seleccionó la de la establecida por la Sociedad Suiza de Ingenieros y Arquitectos (SIA). (Marbello, 2005)

$$C_d = \left[0.578 + 0.037 \left(\frac{b}{B} \right)^2 + \frac{3.615 - 3 \left(\frac{b}{B} \right)^2}{1000 h + 1.6} \right] \left[1 + 0.5 \left(\frac{b}{B} \right)^4 \left(\frac{h}{h + P} \right)^2 \right]$$

Límites de aplicación:

$$0,025 \leq h \leq 0,8 \text{ m}; \quad b/B \leq 0,4; \quad P \geq 0,3 \text{ m}; \quad h/P \leq 1$$

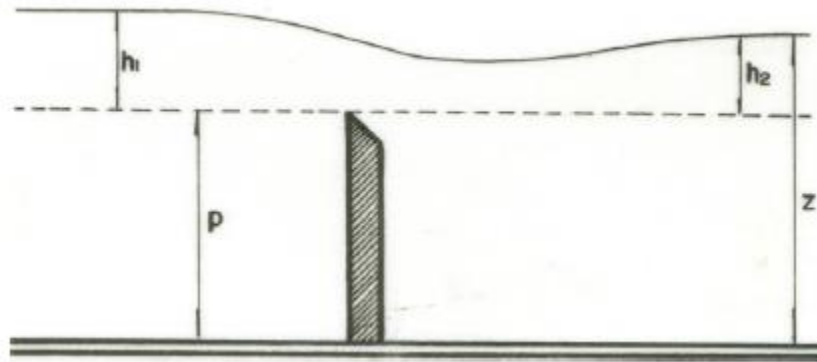
Por su simplicidad también se nombra la ecuación de Braschman (1845), y teniéndose en cuenta que B ($h+P$)

$$C_d = 0.5757 + 0.05779 \frac{b}{B} + \frac{0.000795}{h}$$

No se conocen restricciones

Vertederos con descarga sumergida: Un vertedero opera con sumergido cuando la altura de la lámina de agua aguas abajo (z), es mayor a la altura de la cresta (P), Como se aprecia en la siguiente figura.

Imagen 1. Vertedero de descarga sumergida



Fuente. <http://www.bdigital.unal.edu.co/12697/>

- A. Fteley y F. P. Stearns, basándose en estudios realizados por B. Francis en (1848) y en sus propias investigaciones. Establecieron la siguiente formula. (Marbello, 2005).

$$Q = \frac{2}{3} C_d \sqrt{2g} b \left(h + \frac{h_2}{2} \right) \sqrt{h_1 - h_2}$$

Válida para: $0,1 \leq h_1 \leq 0,3 \text{ m}; \quad h_1/h_2 < 1,0$

Villemonte establece una fórmula para vertederos de pared delgada y de cualquier forma geométrica.

$$Q = Q_1 (1 - S^n)^{0.385}$$

Donde:

Q_1 : Caudal a través del vertedero con descarga libre e igual carga h_1

S : h_2/h_1 (grado de sumergencia)

n: Exponente de la carga (h) en la ecuación para (Q) correspondiente

Vertedero rectangular: $n = 3/2$

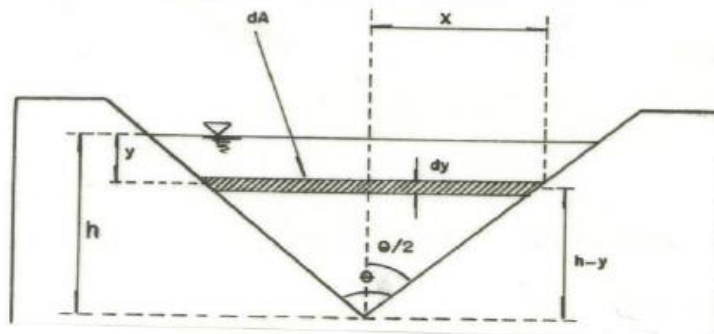
Vertedero proporcional: $n = 1,0$

Vertedero triangular: $n = 5/2$

Vertedero parabólico: $n = 2,0$

Expresión para calcular el caudal en vertederos triangulares: Estos vertederos son muy utilizados para medir caudales pequeños ya que son más precisos que los vertederos rectangulares. En la siguiente figura se puede apreciar el esquema del caudal a través del vertedero. Estos vertederos tiene poca de los Cd por lo que se recomienda su uso para aforos de caudales inferiores a 30 L/s y que puedan tener carcas entre 6 y 60 cm. (Marbello, 2015).

Imagen 2. Vertedero triangular de pared delgada con un ángulo θ



Fuente. <http://www.bdigital.unal.edu.co/12697/>

De la misma forma como en el caso del vertedero rectangular, no se tiene en cuenta la velocidad de aproximación, de esta forma la velocidad teórica sobre la cresta, es:

$$v_1 = \sqrt{2gy}$$

Y la descarga a través de la diferencial de área, es:

Partiendo de la formula general para medir cualquier caudal =
 $Q = v.A$

Donde:

$$dQ = v_1 dA = \sqrt{2gy} \cdot dA$$

dA se obtiene de la figura donde: $dA = 2x \cdot dy$

De esta manera:

$$\tan\left(\frac{\theta}{2}\right) = \frac{x}{h-y}$$

$$x = (h - y) \cdot \tan\left(\frac{\theta}{2}\right)$$

$$\text{Entonces: } dA = 2(h - y) \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot dy$$

Al sustituir este último término en la ecuación planteada se obtiene:

$$dQ = \sqrt{2gy} \cdot 2(h - y) \cdot \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot dy$$

Sacando la constante, y' y organizando la ecuación se tiene:

$$dQ = 2\sqrt{2gy} \cdot \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) (h - y) \cdot y^{1/2}$$

De esta forma el caudal teórico será:

$$Q_t = \int dQ = 2\sqrt{2g} \cdot \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \int_0^h (h - y) \cdot y^{1/2} \cdot dy$$

Resolviendo se obtiene:

$$Q_t = \frac{8}{15} \sqrt{2g} \cdot \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot h^{5/2}$$

El caudal real se obtiene multiplicando el caudal teórico por el coeficiente de descarga (Cd):

$$Q = C_d \cdot Q_t$$

$$Q_t = \frac{8}{15} C_d \sqrt{2g} \cdot \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot h^{5/2}$$

Según límites de aplicación son:

$$\Theta = 90^\circ, \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) = 1, \text{ para cargas de } 0,05 \text{ m} \leq h \leq 0,25 \text{ m}, C_d = 0,593$$

Agrupando todas las constantes se tiene:

$$C = \frac{8}{15} \cdot 0,593 \cdot \sqrt{2 \cdot 9,81} \tan 45^\circ = 1.4$$

Donde:

C= Constantes

Entonces, la ecuación resumida del caudal real es:

$$Q = 1,4h^{5/2}$$

Para: h (m), Q (m³/s).

Según Marbello 2005, el profesor Raimond Boucher de la Escuela Politécnica de Montreal basados en los estudios realizado por Thomson obtuvo las siguientes fórmulas para ángulos de $\Theta = 90^\circ, 60^\circ$ y 30° .

Para un ángulo de 90° , h (m), Q (m³/s).

$$Q = 1,3424 h^{2,48}$$

Para un ángulo de 60°, h (m), Q (m³/s).

$$Q = 0,7725 h^{2,47}$$

Para un ángulo de 30°, h (m), Q (m³/s).

$$Q = 0,3564 h^{2,45}$$

Según Marbello 2005, Gourley y Crimp, plantean las siguientes ecuaciones para ángulos $\Theta = 45^\circ, 60^\circ$ y 90° .

h (m), Q (m³/s).

$$Q = 1,32 \cdot \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot h^{2,48}$$

Existen ecuaciones con mucha precisión para calcular el coeficiente de descarga de vertederos triangulares (C_d). Como son las de Barr, de Hégly, y de Heyndrick. (Marbello, 20015).

Ecuación de Barr.

$$C_d = 0,565 + \frac{0,0087}{h^{\frac{1}{2}}}$$

$\Theta = 90^\circ$,

Ecuación de Barr.

$$C_d = 0,565 + \frac{0,0087}{h^{\frac{1}{2}}}$$

Rangos de validez: $\Theta = 90^\circ$; $0.05 < h < 0.25\text{m}$; $p \geq 3h$; $B \geq 8h$

Ecuación de Hégly.

$$C_d = 0,5812 + \frac{0.00375}{h} \left(1 + \left(\frac{h^2}{B(h+P)} \right)^2 \right)$$

Válida para $\Theta = 90^\circ$ y $0.1 < h < 0.5 \text{ m}$.

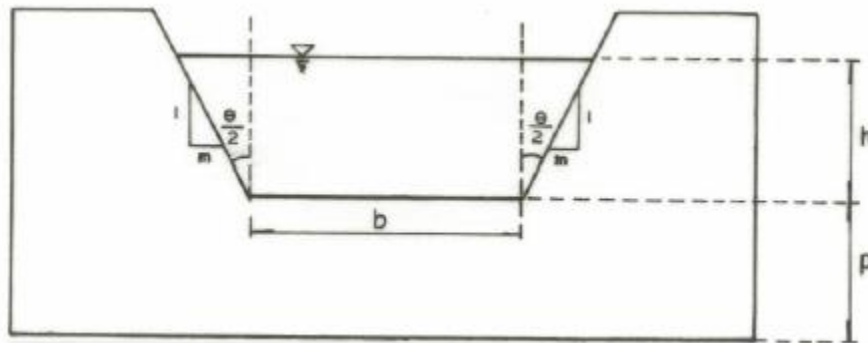
Ecuación de Heyndrick:

$$C_d = [0,5775 + 0,214^{1.25}] \left[1 + \left(\frac{h^2}{B(h+p)} \right)^2 \right]$$

Válida para $\theta = 60^\circ$ y cargas normales.

Expresión en vertederos trapeciales:

Imagen 3. Vertedero trapecial



Fuente. <http://www.bdigital.unal.edu.co/12697/>

$$Q_v.\text{trapecial} = Q_v.\text{rectángular} + Q_v.\text{triangular}$$

De esta forma se toman las expresiones de las ecuaciones para hallar el caudal rectangular y el triangular, para ser sumadas que también son multiplicados por los coeficientes de descarga de cada una de las figuras respectivamente y obtener el caudal a través del vertedero trapecial:

$$Q = \frac{2}{3} C_{d_r} b \sqrt{2g} h^{3/2} + \frac{8}{15} C_{d_t} \sqrt{2g} \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) h^{5/2}$$

C_{d_r} y C_{d_t} a los coeficientes de descarga de los vertederos rectangular y triangular

Un vertedero trapecial es la suma de un vertedero triangular y uno rectangular, es de aclarar que la escotadura del triangular corresponde a un triángulo isósceles como si se unieran los dos triángulos rectángulos de los extremos del trapecio, con un coeficiente de descarga C_d 0,63 como lo expone el ingeniero Cesare Cipolletti en análisis realizados experimentalmente y que es acuñado a la expresión para hallar el caudal de forma empírica como se expone a continuación. (Marbello, 2005).

El procedimiento seguido por el ingeniero Cipolletti consiste y que tiene como base teórica y experimental es el siguiente, según lo expuesto por Marbello, 2005.

- Incremento del caudal debido a las dos escotaduras triangulares, que se puede expresar por la siguiente ecuación.

$$Q_t = \frac{8}{15} C_{d_t} \sqrt{2g} \cdot \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot h^{5/2}$$

- Decremento del caudal debido a las dos contracciones laterales del vertedero rectangular.

$$Q = \frac{2}{3} C_{d_r} \frac{2}{10} h \sqrt{2g} h^{3/2}$$

$$Q = \frac{2}{15} C_{d_r} \sqrt{2g} h^{5/2}$$

Igualando las ecuaciones se obtiene:

$$\frac{8}{15} C_{d_t} \sqrt{2g} \cdot \tan\left(\frac{\theta}{2}\right) \cdot h^{5/2} = \frac{2}{15} \sqrt{2g} h^{5/2}$$

Al cancelar los términos iguales y asumiendo que $C_{d_t} = C_{d_r}$ lo que nos lleva a cancelarlos y reducir la expresión a la siguiente:

$$\tan\left(\frac{\theta}{2}\right) = \frac{1}{4}$$

Sin embargo según resultados experimentales obtenidos por Cipolletti esto no es cierto ya que el C_d obtenido es 0,63 para vertederos rectangulares con la cual se obtiene una fórmula empírica para el vertedero Cipolletti:

$$Q = \frac{2}{3} 0,63 \sqrt{(2)9,81} b \cdot h^{3/2}$$

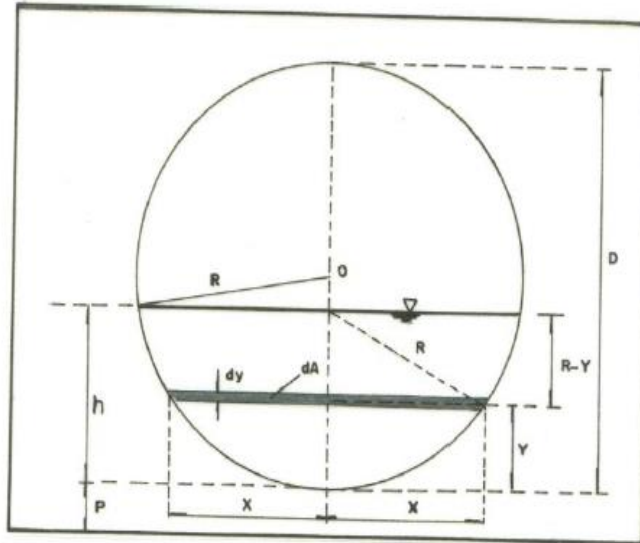
Al multiplicar las constantes:

$$Q = 1,86 b \cdot h^{3/2}$$

La ecuación es válida para $\tan \Theta/2 = 1/4$, $h < b/3$, con Q (m³/s), b (m) y h (m).

Expresión para vertedero circulares: Los vertederos circulares son abertura al final de un canal de pared delgada en forma circular que son útiles en la medición de caudal por su simplicidad y fácil instalación no requiere que su cresta tenga una horizontalidad perfecta, tampoco de bisectriz vertical, tiene una ventilación asegurada y es más recomendable para medir caudales pequeños que el vertedero rectangular. El cálculo del caudal en estos vertederos está determinada por la relación de los Valores de W y ϕ en función de $h/D = k^2$, para vertederos circulares de pared delgada. Esta relación se puede apreciar en la tabla disponible en los anexos. Marbello, 2005.

Imagen 4. Vertedero circular



Fuente. <http://www.bdigital.unal.edu.co/12697/>

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre (0) y (1) se tiene:

$$h + \frac{P_0}{\gamma} + \alpha_0 \frac{v_0^2}{2g} = y + \frac{P_0}{\gamma} + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g}$$

Teniendo en cuenta que $\alpha_0 = \alpha_1 = 1$, y despreciando el valor de la altura de velocidad de acceso se tiene:

$$v_1 = \sqrt{2g(h - y)}$$

Teniendo en cuenta que:

$$Q = v_1 dA$$

Reemplazando v_1 :

$$dQ = \sqrt{2g(h - y)} 2x dy$$

De la geometría del esquema de la figura se obtiene:

$$X = \sqrt{R^2 - (h - y)^2} = \sqrt{R^2 - R^2 + 2Ry - y^2} = \sqrt{2Ry - y^2} = \sqrt{y(2R - y)} = \sqrt{y(D - y)}$$

Se sustituye el valor de (x) obtenido:

$$dQ = 2\sqrt{2g(h - y)}\sqrt{y(D - y)}$$

$$dQ = 2\sqrt{2g}\sqrt{y(D - y)(h - y)}dy$$

Al integrar la ecuación se obtiene el caudal teórico de la siguiente forma:

$$Q_t = \int dQ$$

$$Q_t = 2\sqrt{2g} \int_0^h \sqrt{y(D-y)(h-y)} dy$$

Multiplicando y dividiendo por $D^{5/2} = \sqrt{5}$ se obtiene:

$$Q_t = 2\sqrt{2g}D^{5/2} \int_0^h \left(\sqrt{\frac{y}{D}\left(1-\frac{y}{D}\right)\left(\frac{h}{D}-\frac{y}{D}\right)} \right) \frac{1}{D} dy$$

De esta forma para obtener el caudal real se debe introducir el coeficiente de descarga, C_d para este tipo de vertedero, donde:

$$Q = C_d Q_t$$

Haciendo $k^2 = h/D$ (menor que 1) y $z = y/D$, la ecuación (2.57) se transforma en:

$$Q_t = 2\sqrt{2g} C_d D^{5/2} \int_0^{k^2} \left(\sqrt{z(1-z)(k^2-z)} \right) dz$$

$$\text{Si } y = 0, z = 0, \text{ y si } y = h, z = \frac{h}{D} k^2$$

Al resolver la integral del lado derecho de la ecuación se generan integrales elípticas complejas E y F que se transforman a la siguiente forma:

$$Q = \frac{4}{15} \sqrt{2g} C_d D^{5/2} [2(1 - k^2 + k^4)E - (2 - 3k^2 + k^4)F]$$

Haciendo

$$W = 2(1 - k^2 + k^4)E - (2 - 3k^2 + k^4)F$$

Se obtiene:

$$Q = \frac{4}{15} \sqrt{2g} C_d W D^{5/2}$$

Con el objeto de disminuir la expresión se multiplican las constantes por el valor (W) y a este producto lo llamamos ϕ :

$$\phi = \frac{4}{15} \sqrt{2g} W$$

Finalmente la expresión resultante es la siguiente:

$$Q = C_d \phi D^{5/2}$$

Sanden Von - Staus de Ecuación

Q (m³/s), ϕ (m^{1/2}/s), D (m).

Según Marbello 2005, Ramponi propone la siguiente ecuación, para calcular ϕ (m^{1/2}/s),

$$\phi = 3,203 \left(\frac{h}{D}\right)^{1.975} - 0,842 \left(\frac{h}{D}\right)^{3.78}$$

De otro lado las ecuaciones propuestas por Stauss y Jorinssen para hallar el coeficiente de descarga C_d en vertederos circulares de pared delgada es la siguiente:

$$C_d = 0,555 \frac{D}{110h} + 0,041 \frac{h}{D}$$

Válida para $0.2 \text{ m} \leq D \leq 0.3 \text{ m}$ y para $0.075 < \frac{h}{D} < 1.0$ la distancia mínima entre los bordes del vertedero y las fronteras del canal de acceso debe ser $3D$.

Ramponi también propone la siguiente ecuación, para determinar el coeficiente de descarga:

$$C_d = \left[0.35 + \frac{0,002}{\frac{h}{D}} \right] \left[1 + \left(\frac{A}{A_0} \right)^2 \right]$$

Donde:

A : Área mojada del vertedero entre la cresta y la carga (h) correspondiente

A_0 : Área mojada del canal de acceso

Válida para vertederos con $D < 1.0 \text{ m}$ y que no cumplan con las exigencias de distancia mínima $3D$.

Formula de vertederos resumida: Existe una relación directa entre el caudal (Q) y la carga (h_v), correspondiente a cada vertedero según sea su forma geométrica la expresión abreviada para cada tipo de vertedero es la siguiente:

$$Q = \alpha h_v^\beta$$

Donde

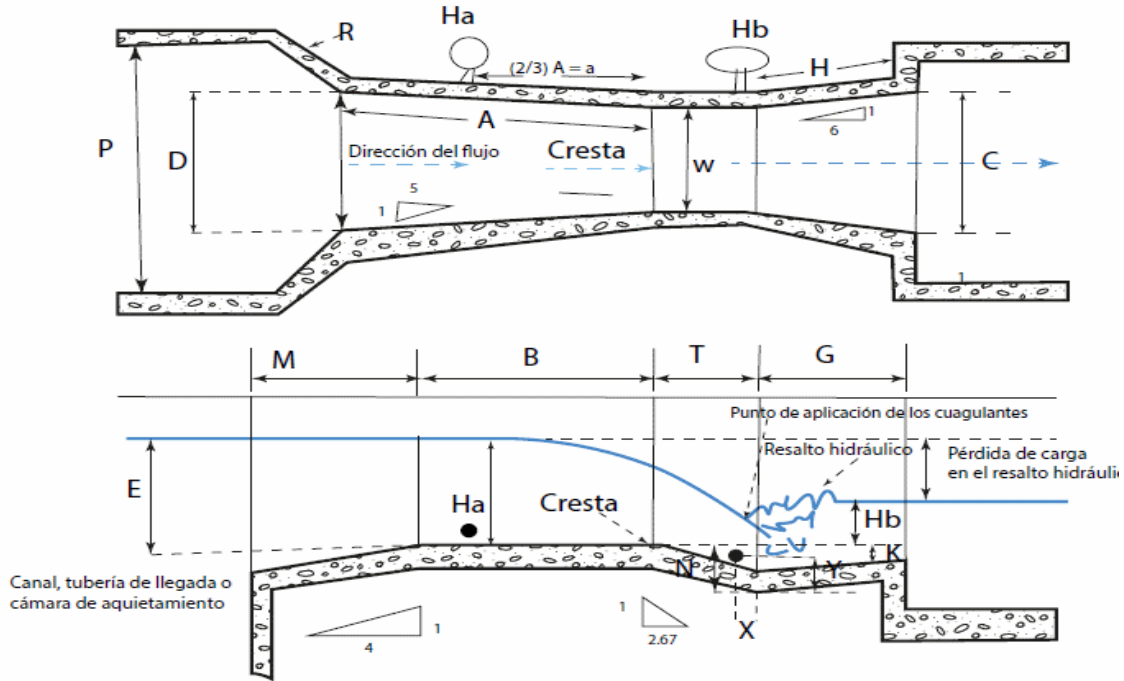
α : Coeficiente de agrupación de varias constantes, que depende del tipo de vertedero

β : Exponente de la carga que depende de la forma geométrica de la escotadura del vertedero.

De esta forma se propone el siguiente cuadro abreviado para describir todas las expresiones mínimas para cada uno de los vertederos estudiados según la forma geométrica:

ANEXO 2

Imagen 5. Aforador Parshall.



Fuente. Elaboración propia

El caudal en una canaleta o aforador Parshall se realiza aplicando la siguiente formula

Tabla 1. Dimensiones de una canaleta parshall

x	A	a	B	C	D	E	T	G	K	M	N	P	R	X	Y
Dimensiones en mm															
25.4	363	242	356	93	167	229	76	203	19	---	29	---	---	8	13
50.8	414	276	406	135	214	254	114	254	22	---	43	---	---	16	25
76.2	467	311	457	178	259	457	152	305	25	---	57	---	---	25	38
152.4	621	414	610	394	397	610	305	610	76	305	114	902	406	51	76
228.6	879	587	864	381	575	762	305	457	76	305	114	1080	406	51	76
Dimensiones en m															
0.3048	1.372	0.914	1.343	0.610	0.845	0.914	0.610	0.914	0.076	0.381	0.229	1.492	0.508	0.051	0.076
0.4572	1.448	0.965	1.419	0.762	1.026	0.914	0.610	0.914	0.076	0.381	0.229	1.676	0.508	0.051	0.076
0.6096	1.524	1.016	1.495	0.914	1.206	0.914	0.610	0.914	0.076	0.381	0.229	1.854	0.508	0.051	0.076
0.9144	1.676	1.118	1.645	1.219	1.572	0.914	0.610	0.914	0.076	0.381	0.229	2.222	0.508	0.051	0.076
1.2192	1.829	1.219	1.794	1.524	1.937	0.914	0.610	0.914	0.076	0.457	0.229	2.711	0.610	0.051	0.076
1.5240	1.981	1.321	1.943	1.829	2.302	0.914	0.610	0.914	0.076	0.457	0.229	3.080	0.610	0.051	0.076
1.8288	2.134	1.422	2.092	2.134	2.667	0.914	0.610	0.914	0.076	0.457	0.229	3.442	0.610	0.051	0.076
2.1336	2.286	1.524	2.242	2.438	3.032	0.914	0.610	0.914	0.076	0.457	0.229	3.810	0.610	0.051	0.076
2.4384	2.438	1.626	2.391	2.743	3.397	0.914	0.610	0.914	0.076	0.457	0.229	4.172	0.610	0.051	0.076
3.0480	2.7432	1.829	4.267	3.658	4.756	1.219	0.914	1.829	0.152	---	0.343	---	---	0.305	0.229
3.6580	3.0480	2.032	4.877	4.470	5.607	1.524	0.914	2.438	0.152	---	0.343	---	---	0.305	0.229
4.5720	3.5052	2.337	7.620	5.588	7.620	1.829	1.219	3.048	0.229	---	0.457	---	---	0.305	0.229
6.0960	4.2672	2.845	7.620	7.315	9.144	2.134	1.829	3.658	0.305	---	0.686	---	---	0.305	0.229
7.6200	5.0292	3.353	7.620	8.841	10.668	2.134	1.829	3.962	0.305	---	0.686	---	---	0.305	0.229
9.1440	5.7912	3.861	7.925	10.566	12.313	2.134	1.829	4.267	0.305	---	0.686	---	---	0.305	0.229
12.1920	7.3152	4.877	8.230	13.818	15.481	2.134	1.829	4.877	0.305	---	0.686	---	---	0.305	0.229
15.2400	8.8392	5.893	8.230	17.272	18.529	2.134	1.829	6.096	0.305	---	0.686	---	---	0.305	0.229

Fuente. http://infota.siss.cl/concesiones/empresas/AguasCha%3%B1ar/10%20Estudio%20Intercambio%20Empresa/03%20Anexos/Anexo%20Estudio%20OyM/Anexo%2013/Instrumentaci%C3%B3n_Flujometro/Canaletas%20Parshall/canal%20parshall.pdf

Tabla 2. Valores de C y n para distintos anchos de garganta (W)

ANCHO DE LA GARGANTA		Valores par c y n	
W	c	n	
(W y Ha en mm, Q en L/s)			
25.40	0.001362	1.55	
50.80	0.002702		
76.20	0.003965		
152.40	0.006937	1.58	
228.60	0.013762	1.59	
(W y Ha en m, Q en m ³ /s)			
0.3048	0.69	1.52	
0.4572	1.06	1.54	
0.6096	1.43	1.55	
0.9144	2.18	1.57	
1.2192	2.95	1.58	
1.5240	3.73	1.59	
1.6288	4.52	1.60	
2.1336	5.31	1.60	
2.4384	6.11		
3.0480	7.48		
3.6580	8.85		
4.5720	10.96		
6.0960	14.45		
7.6200	17.94		
9.1440	21.44		
12.1920	28.43		
15.2400	35.41		

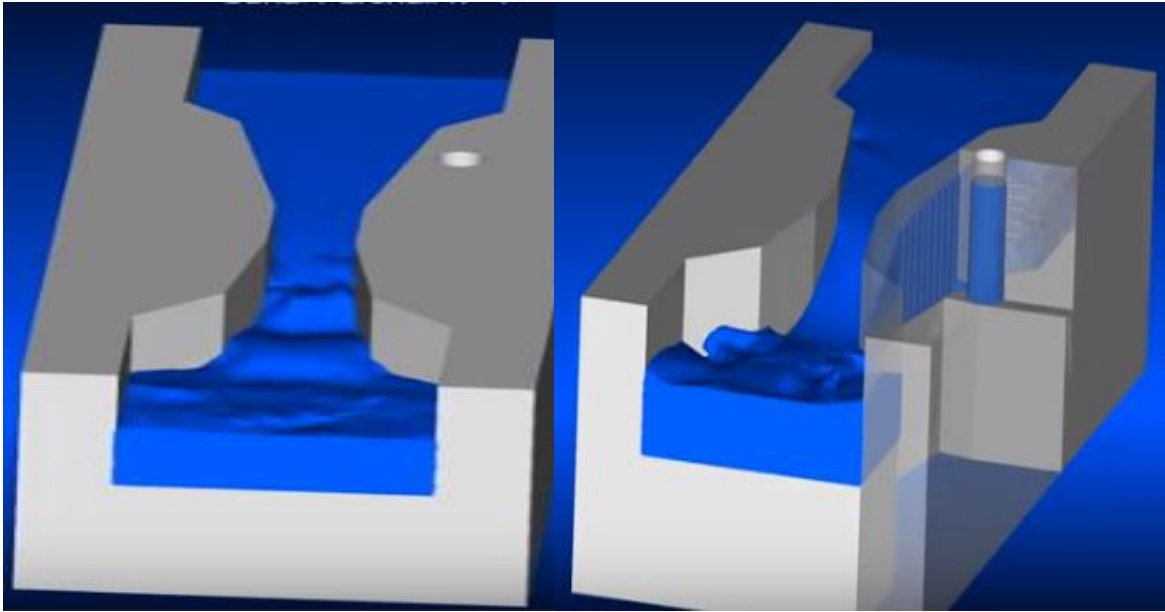
Fuente. http://infota.siss.cl/concesiones/empresas/AguasCha%C3%B1ar/10%20Estudio%20Intercombio%20Empresa/03%20Anexos/Anexo%20Estudio%20OyM/Anexo%2013/Instrumentaci%C3%B3n_Flujometro/Canaletas%20Parshall/canal%20parshall.pdf

Tabla 3. Fórmulas para la canaleta o aforador Parshall

Ancho de garganta (cm) y pulgadas (")	Ecuación	Capacidad en (L/s)
2.5 (1 ")	$Q = 0.055 H_a^{1.5}$	0.3 - 5
5.0 (2 ")	$Q = 0.110 H_a^{1.5}$	0.6 - 13
7.6 (3 ")	$Q = 0.176 H_a^{1.547}$	0.8 - 55
15.2 (6 ")	$Q = 0.381 H_a^{1.58}$	1.5 - 110
22.9 (9 ")	$Q = 0.535 H_a^{1.53}$	2.5 - 250
30.5 (12 ")	$Q = 0.690 H_a^{1.522}$	3.1 - 455
45.7 (18 ")	$Q = 1.054 H_a^{1.538}$	4.3 - 700
61.0 (24 ")	$Q = 1.426 H_a^{1.55}$	12 - 950
91.4 (36 ")	$Q = 2.182 H_a^{1.566}$	17 - 1 400
121.9 (48 ")	$Q = 2.935 H_a^{1.578}$	37 - 1 900
152.4 (60 ")	$Q = 3.728 H_a^{1.587}$	60 - 2 400
182.8 (72 ")	$Q = 4.515 H_a^{1.595}$	70 - 2 900
213.4 (84 ")	$Q = 5.306 H_a^{1.601}$	115 - 3 450
243.8 (96 ")	$Q = 6.101 H_a^{1.606}$	130 - 3 950
305 (120 ")	$Q = 7.463 H_a^{1.6}$	250 - 5 660

Q en m³/s; H en m

Imane 6. Imagen digitalizada de un aforador Parshall
Imágenes digitalizadas del flujo en un aforador Parshall



Fuente: <https://www.youtube.com/watch?v=fYJoT9y98-Q>

ANEXO 3

Medidor Placa de Orificio (diafragma): Es el más popular de esta clase y sus principales ventajas son la sencillez de su construcción, económicos, consisten en una placa perforada que se instala en la tubería, el orificio puede ser concéntrico, excéntrico y segmental. (Ballester, Fernandez y López, 1999).

Imagen 7. Tipos de orificio del Medidor de Placa
Concéntrico Excéntrico



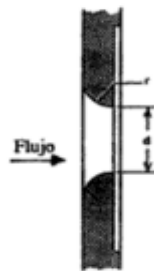
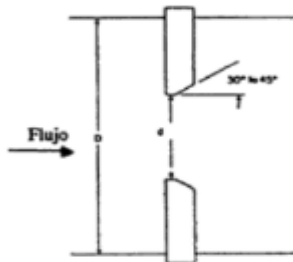
Segmental



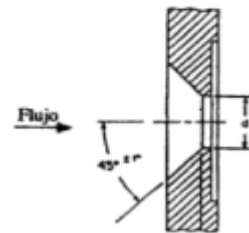
Fuente. https://books.google.com.co/books?id=CHN3-QC7FlcC&printsec=frontcover&hl=es&source=gbs_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false

Para evitar el paso de sólidos y gases que lleve el fluido la placa incorpora normalmente perfiles de orificio de purga que puede ser de cantos vivos, cuarto de círculo y entrada cónica.

Imagen 8. Perfiles de orificios de los Medidores de Placa
Cantos vivos Cuarto de círculo



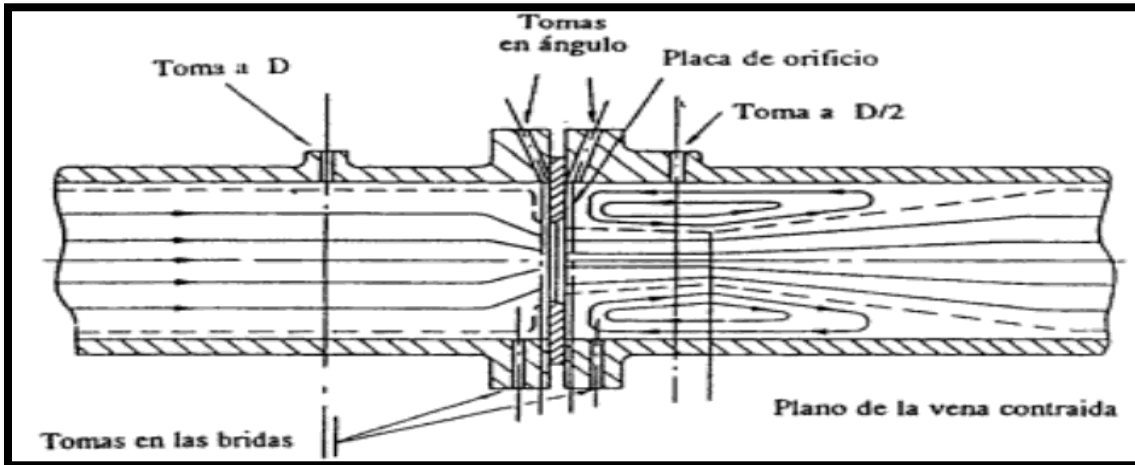
Entrada cónica



Fuente. https://books.google.com.co/books?id=CHN3-QC7FlcC&printsec=frontcover&hl=es&source=gbs_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false

Estos instrumentos permiten captar la presión diferencial que origina el orificio en la placa con la ayuda de dos tomas conectados uno en la parte anterior y otro en la parte posterior de la placa, la disposición de las tomas puede ser en las bridas, en la vena contraída.

Imagen 9. Tomas de presión alternativa



Fuente. https://books.google.com.co/books?id=CHN3-QC7FlcC&printsec=frontcover&hl=es&source=gb_s_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false

Según el diagrama se puede precisar que la presión en el lado izquierdo (Toma D) del sistema es mayor que en el lado derecho (Toma D/2), esto nos indica que la velocidad aumenta cuando pasa por el área 2 de esta forma se pueden establecer las siguientes condiciones:

$$v_1 < v_2 \text{ y que la } P_1 > P_2$$

Se realiza un análisis hidráulico utilizando la ecuación de Bernoulli para el balance de energía

$$P_1 + \frac{1}{2}\rho v_1^2 + \rho g y_1 = P_2 + \frac{1}{2}\rho v_2^2 + \rho g y_2$$

$$P_1 + \rho g y_1 + \rho g y_2 = P_2 + \frac{1}{2}\rho v_2^2 + \frac{1}{2}\rho v_1^2$$

$$P_1 + \rho g(y_1 + y_2) = P_2 + \frac{1}{2}\rho(v_2^2 - v_1^2)$$

$$P_1 + \rho g \Delta y = P_2 + \frac{1}{2}\rho(v_2^2 - v_1^2)$$

El Δy tiende a cero debido a que se busca ubicar al mismo nivel el eje de y_1 y_2

$$\frac{P_1 - P_2}{\frac{1}{2}\rho} = (v_2^2 - v_1^2)$$

$$\sqrt{\frac{P_1 - P_2}{\frac{1}{2}\rho}} = \sqrt{(v_2^2 - v_1^2)}$$

$$\sqrt{\frac{P_1 - P_2}{\frac{1}{2}\rho}} = v_2 - v_1$$

$$\sqrt{\frac{P_1 - P_2}{\frac{1}{2}\rho}} + v_1 = v_2$$

Como el balance másico a los dos lados del sistema es el mismo nos indica que el caudal no varía, por tanto:

$$Q_1 = Q_2$$

$$v_1 A_1 = v_2 A_2$$

Conociendo la velocidad en 1 (v_1), el área 1 (A_1) y el área (A_2) solo se reemplaza el valor obtenido para la Velocidad (v_2), sin embargo, se reemplazan todas las incógnitas de la ecuación con el objetivo que dejar claro las componentes de las velocidades y sus relaciones directas con las presiones y caudales del sistema.

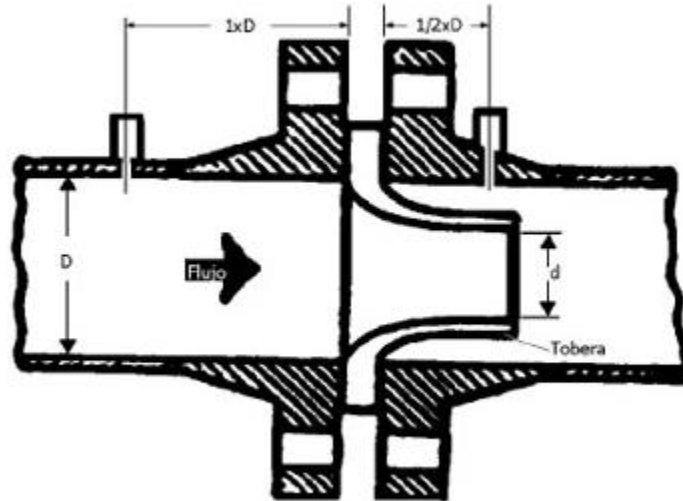
$$-\left(\sqrt{\frac{P_1 - P_2}{\frac{1}{2}\rho}} + v_2\right)\left(\frac{\pi D_1}{4}\right) = \left(\sqrt{\frac{P_1 - P_2}{\frac{1}{2}\rho}} + v_1\right)\left(\frac{\pi D_1}{4}\right)$$

Es de aclarar que el valor del área puede variar de acuerdo a la forma geométrica que tenga el orificio en el medidor de placa.

Solo se realizará este planteamiento ya que los demás subsiguientes son relativamente similares.

Tobera: Consiste en un tubo al que le instala un cono (tobera) por el que circula agua de forma guiada y controlada, a la salida del cono hay una expansión brusca que retoma el tamaño inicial del tubo, tiene dispositivos de medición de presión anterior y posterior de la misma forma que el medidor de placa de forma que se pueda medir la diferencia de presión, al medir este cambio es posible determinar la velocidad que pasa por la tobera de área (d) y de esta forma hallar el caudal, las tomas de presión se localizan aproximadamente 1/2D aguas abajo 1 D aguas arriba, donde D es el diámetro de la tubería.

Imagen 10. Tobera



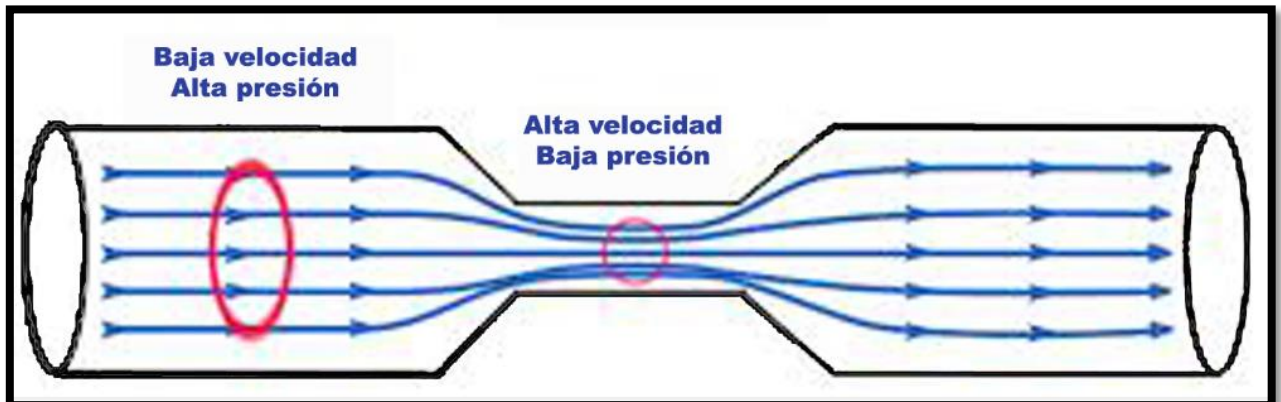
Fuente. <http://www.sapiensman.com/tecnoficio/docs/doc17a.php>

Tubo de Venturi: Se basa en aprovechar el efecto Venturi, que produce una garganta en la sección transversal de la tubería disminuyendo el diámetro de la misma forma que en los anteriores la presión disminuye aumentando la velocidad, la contracción del fluido a la entrada de la garganta es brusca pero a medida que pasa por el cilindro de la misma su salida a el diámetro de la sección original a la entra es gradual, la presión se toma en la sección cilíndrica y a la entrada de la garganta igual que en los anteriores la diferencial de presión es la que permite determinar el caudal o gasto que pasa por esa sección.

Se pueden destacar 3 partes fundamentales:

- Una sección de entrada cónica convergente en la que la sección transversal disminuye, aumentando la velocidad del fluido y una disminución de la presión
- Una sección cilíndrica en la que se ubica una toma de presión y la velocidad de fluido es constante
- Sección de salida cónica divergente en la que la sección transversal aumenta, disminuyendo la velocidad y aumentando la presión

Imagen 11. Efecto Venturi



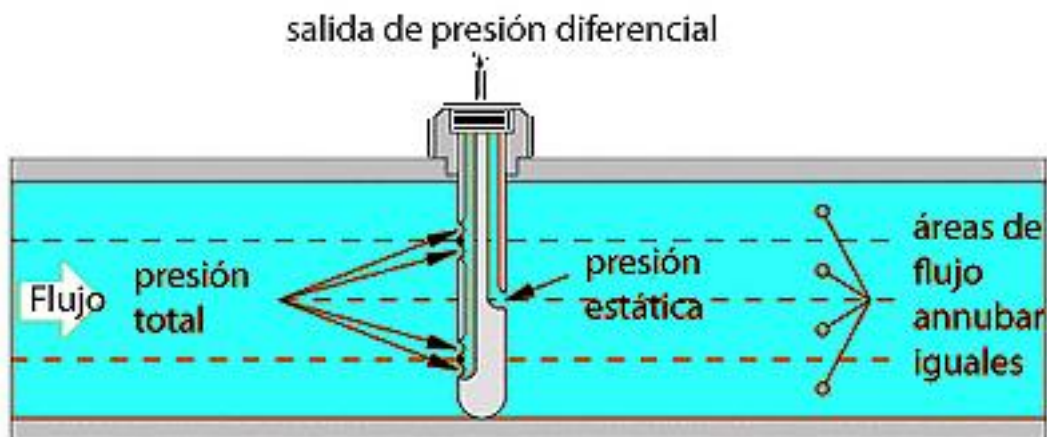
Fuente. <https://www.forocoches.com/foro/showthread.php?t=5778796&page=2>

Tubos Pitot: Esta basa en la detección de la presión dinámica, el tubo Pitot tiene un elemento en forma de varilla que es utilizado para la medición del fluido insertado en la tubería de forma perpendicular a la dirección del flujo, la varilla contiene en la parte del frente (aguas arriba de la corriente) y atrás (aguas debajo de la corriente) varios agujeros estos agujeros conectan con dos tubos interiores separados, es decir, los agujeros del el frente conectan con un tubo y los de la parte de atrás con otro, estos dos tubos interiores se unen a un sensor de presión diferencial que se encuentra en el extremo superior, este a su vez tiene dos cámaras de presión separadas por un diafragma, el diafragma puede percibir las más ligeras variaciones de presión en el fluido de forma precisa, cada perforación es un medidor de presión individual que se encuentra dispuesto a lo largo del tubo como en una flauta pero que atraviesa completamente la sección de la varilla, su función es captar una presión de la forma más representativa a lo achó del diámetro del tubo abarcando todo el fluido.

Cuando el fluido comienza a circular se presenta una presión sobre la parte delantera de la sonda conocida como presión dinámica y en la parte de atrás de la sonda se mide la presión estática, de esta forma se detectan distintos valores de presión en las cámaras del sensor, una presión más alta contra el flujo en la parte anterior y una presión constante en la parte posterior del tubo Pitot. Esta diferencia de presión es una medida directa de la velocidad del flujo y por lo tanto se puede hallar el caudal (flujo másico y volumétrico), cuando mayor es la velocidad del flujo mayor es la presión dinámica, mayor es la presión diferencial medida.

Tubos Annuabar: Este es una mejora del tubo Pitot tiene un tubo exterior que atraviesa todo el diámetro de la tubería y en su interior contiene dos tubos, en el tubo exterior se disponen 4 orificios en el frente, es decir, aguas arriba de la corriente, que se utilizan para interpolar los perfiles de velocidad y realizar un promedio, y otro orificio en el centro del tubo, ubicado en la cara aguas debajo de la corriente, de los dos tubos que se encuentran en la parte interior del tubo uno mide la presión en los orificios aguas arriba y las promedia, mientras que el otro el tubo de la cara aguas abajo mide la presión estática en el orificio central (Ballester, Fernandez y López, 1999).

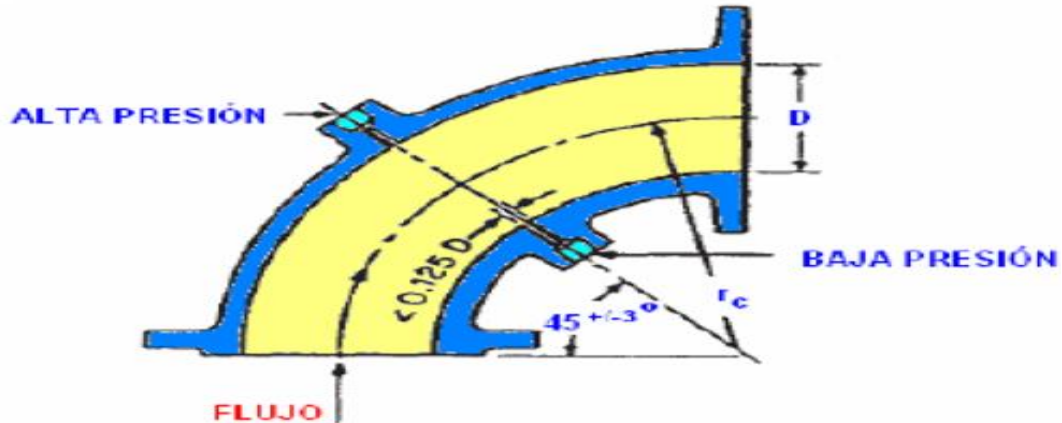
Imagen 12. Flujo del tubo Annuabar



Fuente. <http://www.sapiensman.com/tecnoficio/docs/doc18.php>

Codos: Se basa en la aceleración angular que experimentan los fluidos al pasar por un codo, la fuerza centrípeta resultante crea una presión diferencial entre el radio interior y el radio exterior, la raíz cuadrada de esta presión diferencial es proporcional al caudal, tiene una ventaja y es que todas las redes cuentan con gran cantidad de codos de esta forma se pueden instalar varios de estos dispositivos en toda la red de un acueducto.

Imagen 13. Flujo en un codo

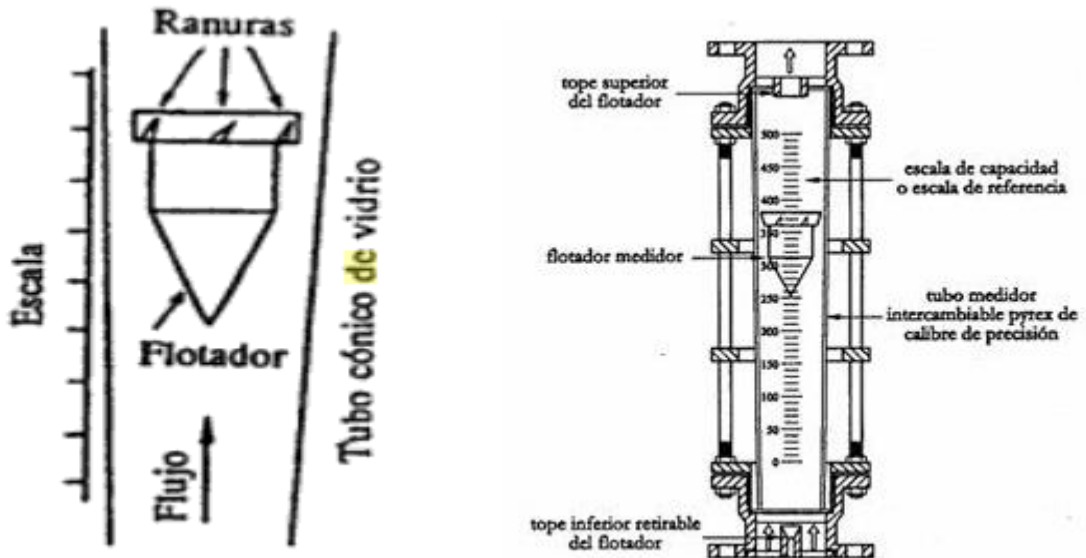


Fuente. <https://instrumentacionuc.wixsite.com/facultad-ingenieria/copia-de-tubo-annubar>

Medidores de área variable: Se basan en mantener una presión superficial constante permitiendo aumentar el área eficaz de flujo con el caudal, el más utilizado de este tipo es el que está formado por un tubo cónico de eje vertical y un flotador, que generalmente tiene una ranuras para que el flotador pueda girar que le permite adquirir estabilidad y efecto de centrado, por esta razón recibe el nombre de rotámetro, al aumentar el caudal el flotadora asciende, la altura que alcanza el flotador indica el caudal que pasa por la tubería.

Su funcionamiento se resumen en el fluido entra a la parte inferior del tubo provocando el ascenso del flotador hasta que el área anular, el caudal se puede medir en la escala del rotámetro, este instrumento funciona bajo el principio de Arquímedes Todo cuerpo sumergido en un líquido experimenta un empuje vertical y hacia arriba al peso del líquido desalojado.

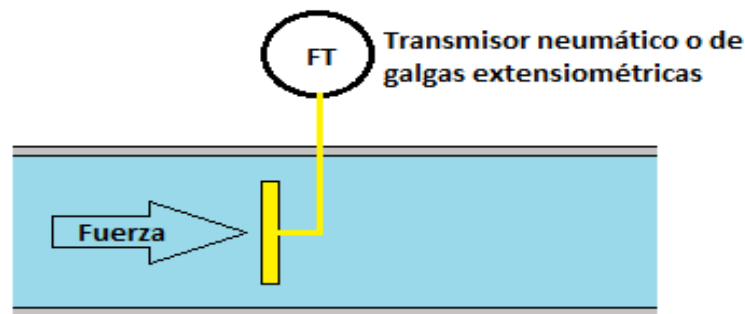
Imagen 14. Medidor de caudal de área variable
Esquema básico



Fuente. <https://sites.google.com/site/instindunexpo2009i/primer-a-asignacion/salazar-azocar-granado-linares/caudal>

Medidores de placa de impacto: Se basa en la resistencia al avance de la corriente, Consiste en instalar una placa circular en el centro de la tubería por medio de una barra normal de flujo, como la aceleración del fluido en el espacio anular entre la placa y la tubería genera una presión reducida en la cara aguas abajo de la placa, la fuerza ejercida por el fluido sobre la placa será la diferencia entre las presiones sobre las superficies aguas arriba y aguas abajo de las placas, la cual mueve la placa en la dirección del flujo, el movimiento es detectado por un transmisor neumático de equilibrio de fuerzas o un transmisor eléctrico, la señal del dispositivo de equilibrio de fuerzas es proporcional a la fuerza sobre la placa y de esta forma proporcional al cuadrado del caudal.

Imagen 15. Medidor de placa de impacto



Fuente. <https://instrumentacionuc.wixsite.com/facultad-ingenieria/copia-de-medidores-ultrasonicos-2>

$$F = C_d \frac{v^2}{2} \rho A$$

Donde:

F: Fuerza de impacto

Cd: Constante que depende de la forma de la placa

V: Velocidad del fluido en m/s

ρ : Densidad del fluido en kg/m³

A: Área de la placa (mm²)

Despejando la velocidad de la ecuación anterior

$$v = \sqrt{\frac{2F}{C_d \rho A}}$$

Ya que el caudal es igual a $Q = V.A$, se obtiene la siguiente expresión para hallar el caudal.

$$Q = S. \sqrt{\frac{2F}{C_d \rho A}}$$

Medidores con accionamiento mecánico

En los medidores de caudal también se pueden aplicar los productos químicos utilizados durante el tratamiento del agua teniendo en cuenta que el caudal del agua cruda que ingresa a los acueductos contiene una carga de sólidos en disolución a diferentes concentraciones según las características de la fuente y las condiciones atmosféricas que producen variaciones significativas en el agua es determinante conocer las concentraciones de los sólidos disueltos para establecer la dosis óptima del coagulante, floculante, alcalinizante y desinfectante químico, Orellana, (2005).

MEDIDORES CON ACCIONAMIENTO MECÁNICO

Medidores de desplazamiento positivo entre este tipo de dispositivo se encuentra los medidores con accionamiento mecánico los cuales giran cuando entran en contacto con el fluido que circula en la tubería que midiendo caudal y volumen en un determinado tiempo.

Medidores de desplazamiento positivo: Miden la cantidad de fluido que circula por un conducto o tubería, dividiendo el flujo en volúmenes separados y sumando los volúmenes que pasan a través del medidor.

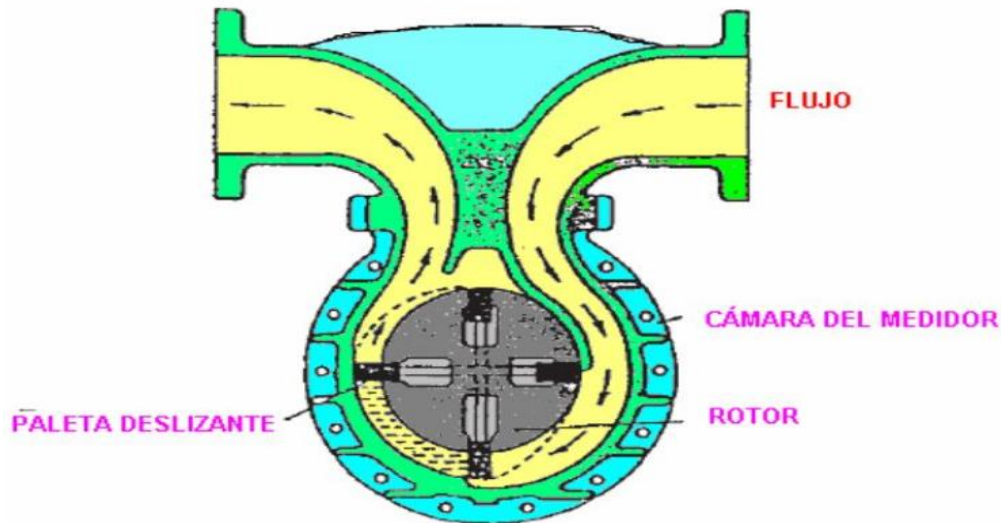
Las partes fundamentales de este tipo de medidor son las siguientes:

- Cámara que se encuentra llena de fluido
- Desplazador, que bajo la acción del fluido circulado transfiere el fluido de una cámara a la siguiente.

- Mecanismo registrador, conectado al desplazador este cuenta las veces que el desplazador se mueve de una parte a la otra en la cámara de trabajo

Medidores de desplazamiento positivo para líquidos: Los más importantes son el tipo Pistón, de Paletas deslizantes y el de engranajes.

Imagen 16. Medidor de paletas deslizantes

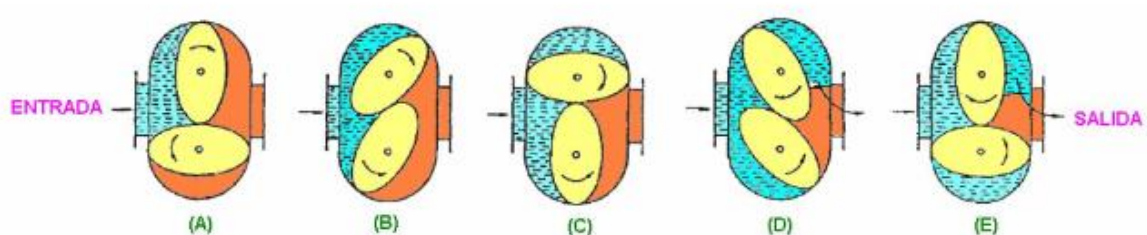


Fuente: https://issuu.com/madaseit/docs/instrumentacion_y_calibracion-p2/432

El medidor de paletas deslizantes: tiene un rotor con paletas, dispuestas en forma opuesta que se deslizan hacia dentro y hacia afuera, el fluido circulante actúa sobre las paletas provocando el giro del rotor, mediante la rotación el líquido es transferido desde la entrada hasta la salida, mediante la cantidad de revoluciones producidas durante la circulación del fluido se determina el caudal.

Medidor de Rueda Oval: Generalmente disponen de dos ruedas ovales que se engranan que giran debido a la presión diferencial producida por el fluido circulante, este giro es constante, las ruedas están calibradas con gran precisión de modo que cada rotación desplace la misma cantidad de líquido.

Imagen 17. Medidores de rueda oval



Fuente: https://issuu.com/madaseit/docs/instrumentacion_y_calibracion-p2/432

Medidores de Turbina: Consta de un rotor en el centro del dispositivo suspendido de forma que pueda girar con facilidad centrado con una cruceta, la energía cinética del fluido circulante hace girar al rotor con una velocidad angular, en el margen lineal del medidor, es proporcional a la velocidad axial del fluido con la que se halla el caudal volumétrico.

Su funcionamiento consiste en la detección de impulsos eléctricos cuando cada paleta pasa alrededor de los sensores situados en el campo del medidor, la medición de caudal se determina al establecerse una relación entre el número de impulsos emitidos y el volumen del fluido circulante, de esta forma el caudal del líquido que pasa a través del medidor es proporcional al número de impulsos recibidos.

Imagen 18. Medidor de turbina

Medidor de turbina

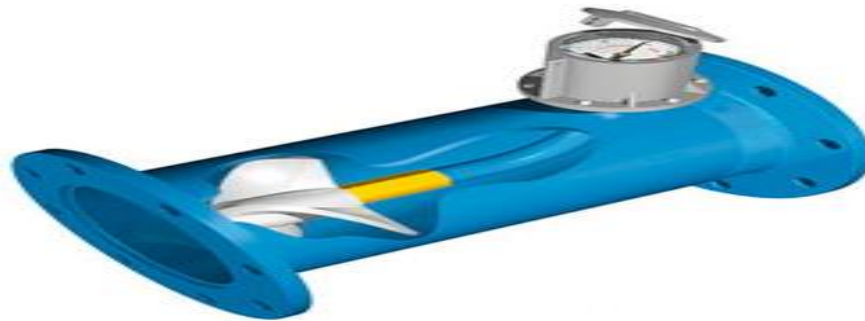
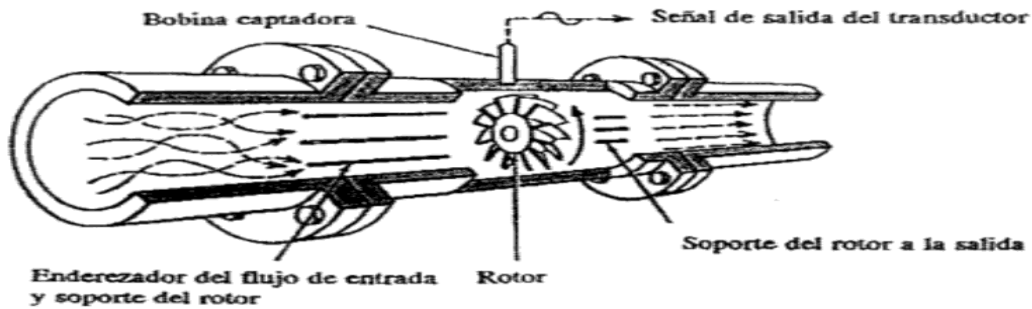


Diagrama del medidor de turbina y sus partes esenciales

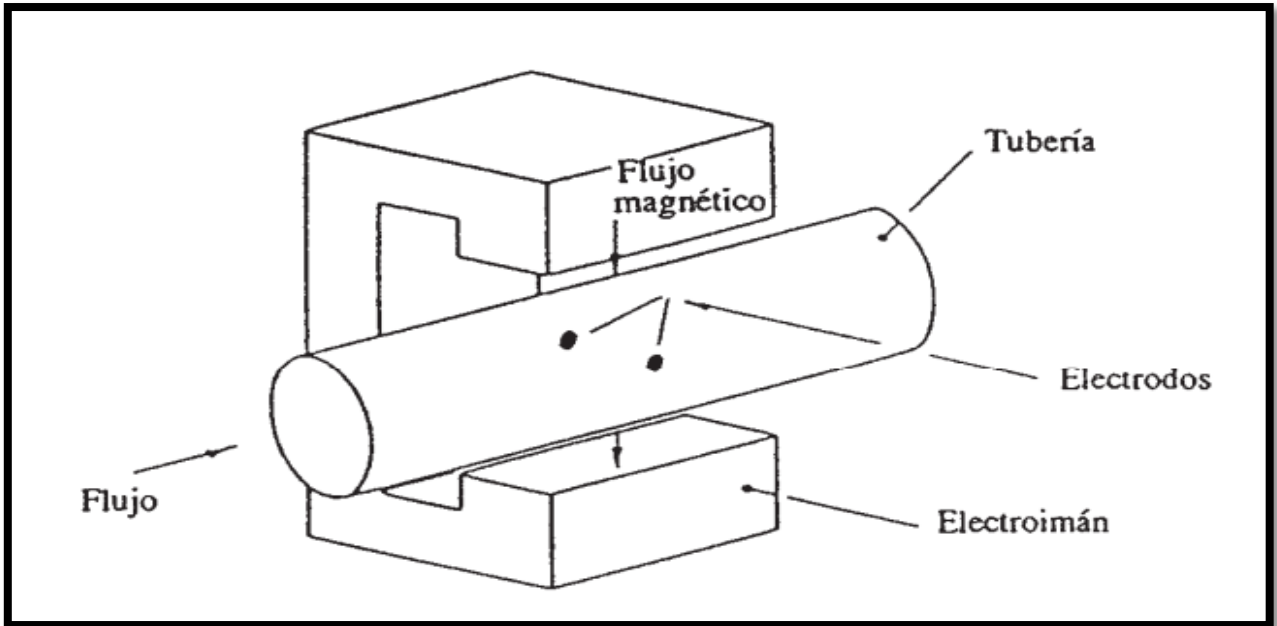


Fuente. https://books.google.com.co/books?id=CHN3-QC7FlcC&printsec=frontcover&hl=es&source=gbs_ge_summary_r&cad=0#v=onepage&q&f=false

Medidores de caudal electromagnético: Cuando el líquido que es un conductor pasa a través de un campo electromagnético se genera una fuerza electromotriz en el conductor, esta fuerza tiene una magnitud directamente proporcional a la velocidad media del conductor en movimiento, este dispositivo consta de electrodos ubicado en forma opuesta a la dirección del fluido circulante, de esta forma la fuerza electromotriz generada a través de los electrodos es directamente proporcional a la velocidad del fluido circulante con la que se halla el caudal. Este dispositivo capta la diferencia de potencial entre los electrodos

mediante un convertidor que proporciona una señal de salida en miliamperios, es crucial que los electrodos hagan contacto con el fluido

Imagen 19. Medidor de caudal electromagnético



Fuente.

http://www.igme.es/actividadesIGME/lineas/HidroyCA/publica/libros2_TH/art2/pdf/teoria.pdf

Medidores ultrasónicos: Se basan en la transmisión por impulsos o la transmisión de impulsos de ondas.

Los medidores ultrasónicos por impulsos (de tiempo de tránsitos): Miden la diferencial del tiempo entre las señales enviadas aguas arriba y aguas abajo consta de transductores colocados a ambos lados de la tubería atravesando el fluido, las ondas de sonido viajan entre los dispositivos con una inclinación de 45° , este diferencial es directamente proporcional a la velocidad del agua con la que se halla el caudal conociéndose el área, son muy utilizados en la medición de líquidos limpios ya que las impurezas presentes en el agua y la turbulencia puede causar dispersión en las ondas e imprecisiones en las medidas, las señales salen al mismo tiempo pero no llegan al mismo tiempo a los receptores ya que una viaja a favor de la corriente y otra en contra, la medida del caudal se determina con el cálculo de la velocidad de circulación a partir del ambos tiempos.

Medidores de desplazamiento de Doppler: Se basan en dejar pasar el ultrasonido por un fluido en movimiento con partículas, el sonido es reflejado por las partículas, la variación de frecuencia del sonido reflejado es directamente proporcional a la velocidad de las partículas.

Anexo 4

Propiedades de los coloides: las principales características con las que se define el comportamiento de los coloides son las ópticas, de superficie y electrocinéticas.

Propiedades cinéticas: Estas definen el movimiento de los coloides en el agua como son el movimiento browniano, difusión, presión osmótica.

- **Movimiento Browniano:** Los coloides presentan un movimiento constante e irregular, son el resultado del bombardeo desigual y casual de las partículas en suspensión por las moléculas del líquido. Al elevarse la temperatura del líquido, las moléculas adquieren mayor energía cinética y aumentan el movimiento browniano. (Martel, 2017).

El promedio de velocidad de las partículas puede expresarse mediante la siguiente fórmula:

$$\bar{v} = \frac{R}{N} \frac{T}{m}$$

Donde:

R: Constante molar de los gases = PV/T

N: Número de Avogadro ($6,02 \times 10^{23}$)

T: Temperatura absoluta (°K)

m: Masa de la partícula

El valor de $R/N = K$ comúnmente llamada constante de Boltzman

- **Difusión:** Debido al movimiento browniano las partículas se dispersan por todas partes en el sistema hídrico y es a este fenómeno al que se le llama difusión y de esta forma la velocidad de difusión es menor que la velocidad de las partículas en el movimiento browniano. (Martel, 2017).
- **Presión osmótica:** Se produce cuando el disolvente en este caso el agua atraviesa una membrana en el sistema coloidal (agua + coloides). Esta membrana es permeable pero no a los coloides de esta forma la dilución solo ocurre con el movimiento del disolvente hacia el sistema coloidal a través de la membrana, a este fenómeno se le conoce como **flujo osmótico**, y a la presión hidrostática necesaria para detener el flujo osmótico cuando alcanza el estado de equilibrio se le conoce como **presión osmótica**. Cuando se determina la presión osmótica es posible determinar el número de partículas y su peso promedio. (Martel, 2017).

Propiedades ópticas (Efecto Tyndall-Faraday): El efecto Tyndall-Faraday es el fenómeno por el cual las partículas coloidales provocan la dispersión de la luz cuando esta pasa a

través de una suspensión coloidal, esta dispersión es directamente proporcional al tamaño de las partículas. La determinación Nefelométrica de la Turbidez utiliza el efecto Tyndall-Faraday para su medición. (Martel, 2017).

Propiedades de superficie (adsorción): Las partículas coloidales tienen unas grandes superficies específicas, definidas como la relación entre el área y la superficie de la masa. Una gran superficie específica da a los coloides una gran capacidad de adsorción. Como se puede apreciar en la imagen 37 a mayor diámetro de partícula menor es el tiempo de sedimentación. (Martel, 2017).

Imagen 20. Efecto al disminuir el tamaño de la esfera

Diámetro de la partícula (mm)	Escala de tamaños	Área superficial total ^a	Tiempo requerido para sedimentar ^b
10	Grava	3,15 cm ²	0,3 s
1	Arena gruesa	31,50 cm ²	3,0 m/s
0,1	Arena fina	315,00 cm ²	38,0 s
0,01	Sedimento	3.150,00 cm ²	33,0 min
0,001	Bacteria	3,15 m ²	55,0 horas
0,0001	Partícula coloidal	31,50 m ²	230,0 días
0,00001	Partícula coloidal	0,283 ha	6,3 años
0,000001	Partícula coloidal	2,83 ha	63,0 años

Fuente. <http://www.bvsde.opsoms.org/bvsatr/fulltext/tratamiento/manual/tomol/cuatro.pdf>

Propiedades electrocinéticas (Electroforesis): La electroforesis es un fenómeno que permite demostrar que las partículas coloidales tienen carga eléctrica, consistente en hacer pasar una corriente eléctrica por una suspensión coloidal, en este ensayo las partículas son atraídas por el electrodo positivo o negativo, como las partículas coloidales presentan carga negativa estos son atraídos por los electrodos positivos.

Una celda de electroforesis permite calcular el potencial (z) de un sistema coloidal, que es una función de la densidad de las cargas adsorbidas, y se mide en milivoltios, generalmente el potencial (z) se encuentra entre 30 y 40 milivoltios, cuando el potencial (z) desciende por debajo de 15-20 milivoltios se presenta la coagulación y por lo tanto la floculación. (Martel, 2017).

Estabilidad e inestabilidad de los coloides: Las suspensiones coloidales están sujetas a fuerzas y factores estabilizantes y desestabilizantes entre las que se encuentran las siguientes:

Fuerzas de estabilización

- La carga de la partícula
- La hidratación, importante para los coloides hidrofílicos

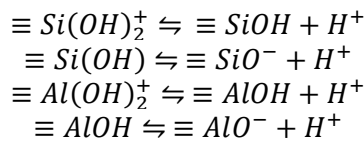
Factores de atracción o desestabilización

- La gravedad: Es insignificante, por el tamaño tan pequeño de las partículas coloidales con respecto a las del agua. Y las cargas entre moléculas son más significativas.

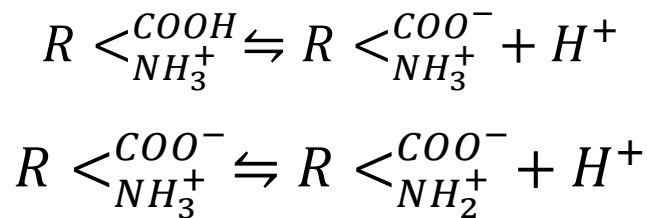
- El movimiento browniano: permite que las partículas entren en contacto, lo que facilita la desestabilización.
- La Fuerza de Van der Waals: es una fuerza débil de origen eléctrico, es la principal fuerza de atracción entre las partículas coloidales, esta fuerza de atracción decrece con la distancia, se debe a la interacción entre dipolos permanentes o inducidos en las partículas

Carga eléctrica de los coloides: La mayor parte de las partículas y moléculas de sustancia húmicas tienen su superficie cargada eléctricamente generalmente negativa y depende de 3 procesos:

- Grupos presentes en la superficie sólida: Recibe y donan protones al reaccionar con el agua.
Ejemplo 1: Óxido soluble en la superficie como Si (OH), este puede tomarse como positivo o negativo.

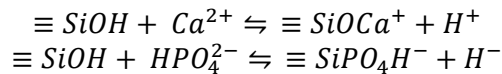


- Ejemplo 2: Sustancias orgánicas con grupos carboxilo y aminas, que reaccionan de la siguiente forma:

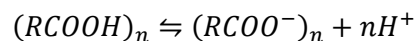


La carga superficial de la partícula sólida depende de la concentración de protones (H^+) y, por tanto, del pH del agua, de esta forma con el aumento del pH disminuye la concentración de protones y el equilibrio de las reacciones se desplaza hacia la derecha y la superficie sólida se torna más negativa. Para pH superiores a 2 la Sílice se torna negativa en el agua, mientras que los grupos carboxilo y amina son negativos para pH superiores a 4. (Martel, 2017).

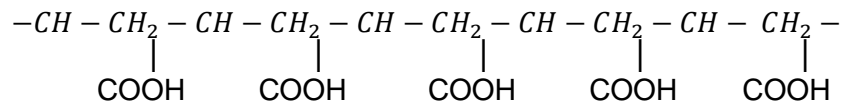
- Grupos superficiales: Pueden reaccionar con el agua, otros solutos y con protones, al considerarse al Sílice como óxido representativo:



Estos complejos tienen reacciones específicas entre los grupos de la superficie de la partícula como el grupo silanol y solutos absorbidos como el ion fosfato que son dependientes del pH. La carga originada en partículas con grupos ionogénicos se forma igual a las especies iónicas derivadas de moléculas como el ácido acético. (Martel, 2017).

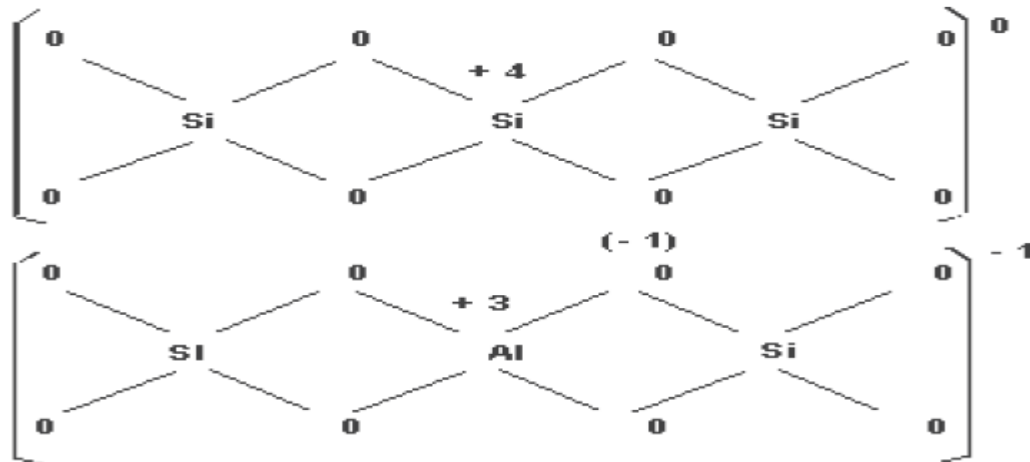


Un ejemplo de este tipo de coloides corresponde al color de tipo orgánico como son las proteínas y los ácidos poliacrílicos.



Las cargas pueden ser el resultado de imperfecciones de la estructura molecular, como en el caso de la arcilla que se encuentra en suspensión en agua turbias, un ejemplo de este tipo de imperfecciones es la que se presenta en la estructura molecular del tetraedro de SiO₄, el átomo de Si (4+) es reemplazado por el átomo de Al (3+) y la estructura reticular resultara con carga negativa como se puede ver en la imagen 38. (Martel, 2017).

Imagen 21. Estructura reticular del tetraedro de Silicio

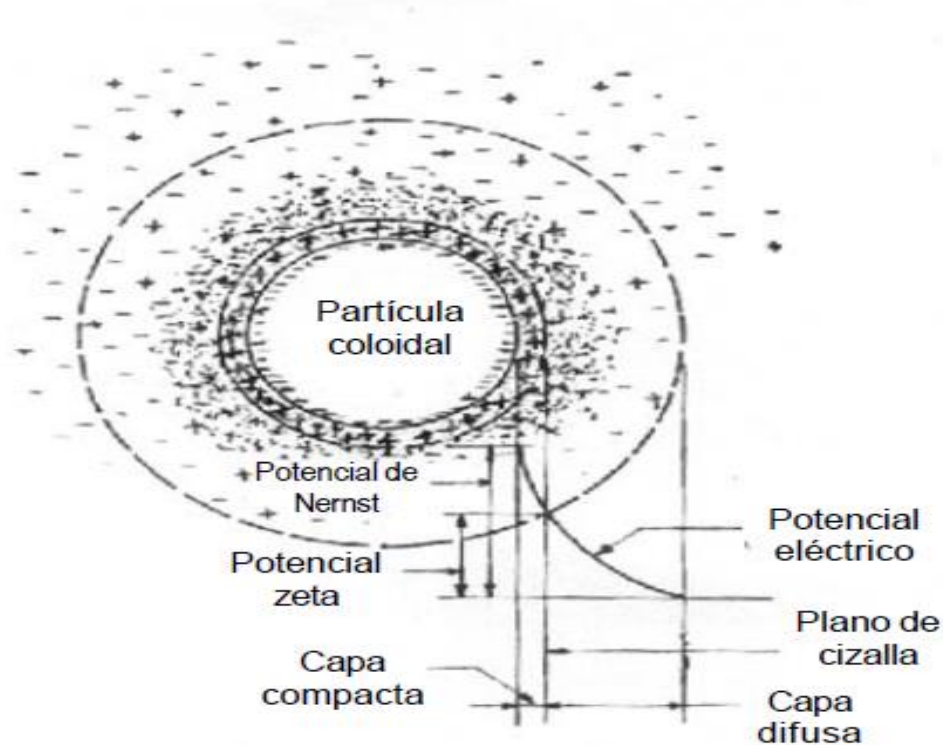


Fuente. <http://www.bvsde.ops-oms.org/bvsatr/fulltext/tratamiento/manuall/tomol/cuatro.pdf>

Los cationes bivalentes como el Mg²⁺ y el Fe²⁺ puede sustituir un átomo de Aluminio de la estructura tetraédrica, dando como resultado una carga superficial negativa, las partículas coloidales también pueden ser cargadas como resultado de la adsorción de iones de la solución, por ejemplo las partículas de coloidales de Yodura de Plata (AgI) se pueden cargar positivo o negativamente dependiendo del exceso de iones de Plata (Ag⁺) o de iones de Yoduro (I⁻). Es importante conocer que carga posee el coloide y de qué forma esta contribuye a la estabilización de la suspensión coloidal. (Martel, 2017).

La doble capa eléctrica: La partícula coloidal negativa tiene una nube de iones alrededor de la misma, en la superficie esta partícula es negativa, sin embargo en la interfaz sólido-líquido hay un cumulo de iones positivos que forman la doble capa eléctrica también denominada como la capa compacta, los iones negativos se aproximan a la capa compacta y atraen iones positivos; formando la capa difusa que engloba a la primera, la capa difusa resulta de la atracción de iones positivos, de la repulsión electrostática de iones negativos (con la misma carga de partícula) y la difusión térmica ver la imagen 39. (Martel, 2017).

Imagen 22. Configuración esquemática de la doble capa eléctrica



Fuente.

oms.org/bvsatr/fulltext/tratamiento/manuall/tomol/cuatro.pdf

[http://www.bvsde.ops-](http://www.bvsde.ops-oms.org/bvsatr/fulltext/tratamiento/manuall/tomol/cuatro.pdf)

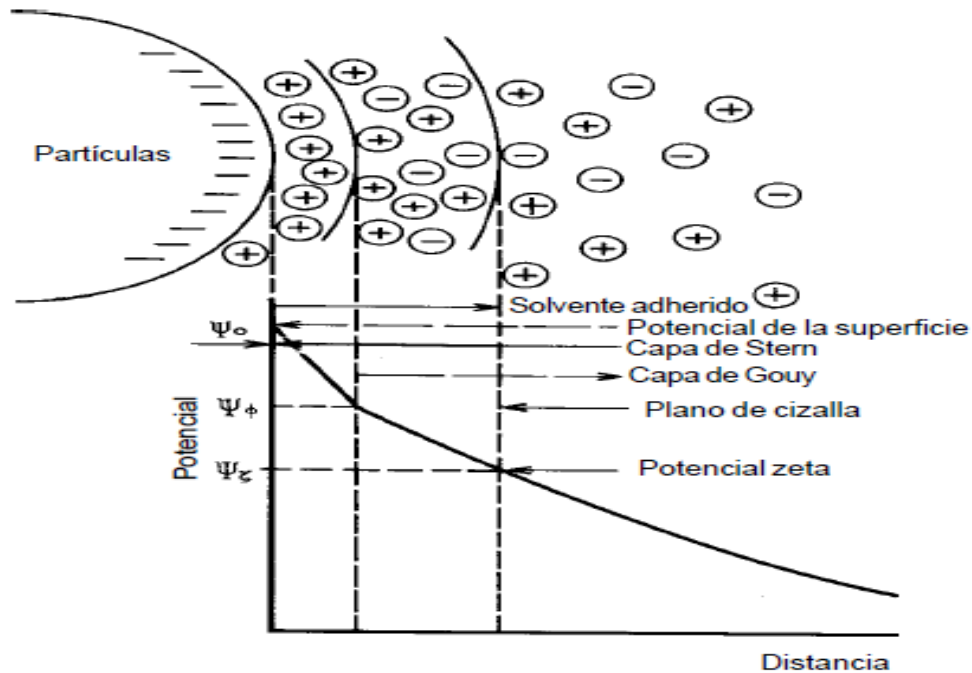
De esta forma se tiene una concentración elevada de iones positivos cercanos a la superficie del coloide también llamado capa Stern, a partir de la cual se forma una capa difusa en la que la concentración de los iones es menor, en la imagen 40 se muestra el modelo de doble capa difusa de Stern-Gouy. En la cual la concentración de iones es menor, en este modelo hay tres potenciales intereses. (Martel, 2017).

- El potencial Ψ_0 en la superficie coloidal. Es un potencial eléctrico creado por la presencia del coloide en el agua, este disminuye con la distancia, a partir de la superficie del mismo, donde es máximo, se le conoce como potencial Nernst.
- El potencial $\Psi\phi$ (Phi), en el interior de la superficie de la doble capa, donde comienza la capa difusa.
- El potencial $\Psi\zeta$ (Zeta) en el plano de cizalla.

Según Stern, hay una distancia mínima entre la superficie del coloide y los iones de la carga contraria (positiva), en la cual el potencial eléctrico disminuye linealmente, luego la

disminución se hace exponencial, pasando por la frontera entre la capa compacta y la difusa, lugar en el que el potencial eléctrico es denominado **potencial zeta**, este es la diferencia de potencial en una muestra de agua que contiene coloides negativos, de tal forma que una cierta porción del medio, en torno de la partícula, camine junto con esta al electrodo positivo, lo que caracteriza al plano de la cizalla. (Martel, 2017).

Imagen 23. Modelo de doble capa difusa de Stern-Gouy.



Fuente.

<http://www.bvsde.ops-oms.org/bvsatr/fulltext/tratamiento/manuall/tomol/cuatro.pdf>

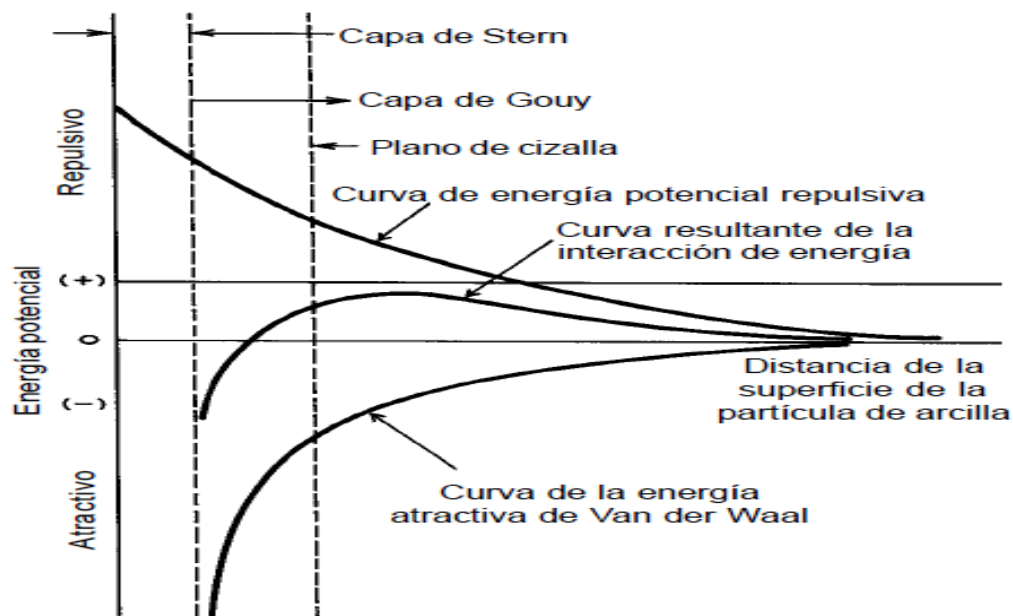
[http://www.bvsde.ops-](http://www.bvsde.ops-oms.org/bvsatr/fulltext/tratamiento/manuall/tomol/cuatro.pdf)

El potencial zeta Ψ_ζ puede ser calculado por medio de electroforesis, la velocidad de migración de las partículas coloidales en un campo eléctrico de acuerdo con el tamaño de la partícula y el tamaño de electrolitos, la movilidad electroforética es directamente proporcional al potencial zeta y se expresa en micrómetro/segundo. (Martel, 2017).

Energía potencial de interacción de las partículas coloidales: Al acercarse dos coloides similares se presenta una interacción entre sus capas difusas, generando una repulsión debidas a las fuerzas electrostáticas. La energía de repulsión disminuye con la distancia a partir de la superficie del coloides se puede apreciar en la figura 41. (Martel, 2017).

Existen fuerzas intermoleculares entre coloides denominadas fuerzas de Van der Waals, estas fuerzas a las fluctuaciones de cargas entre los átomos resultantes de las interacciones entre dipolos permanentes o inducidos entre los átomos que interactúan de los coloides del agua. (Martel, 2017).

Figura 24. Energía de interacción entre 2 coloides



Fuente. <http://www.bvsde.ops-oms.org/bvsatr/fulltext/tratamiento/manuall/tomol/cuatro.pdf>

Para dos átomos la fuerza atractiva de Van der Waals es directamente proporcional a la séptima potencia entre ellos (la energía es directamente proporcional a la sexta potencia), de esta forma para dos partículas constituidas por un gran número de átomos las fuerzas que actúan sobre cada par de átomos son aditivas resultando una energía de atracción inversamente proporcional al cuadrado de la distancia entre las superficies de ellas. (Martel, 2017).

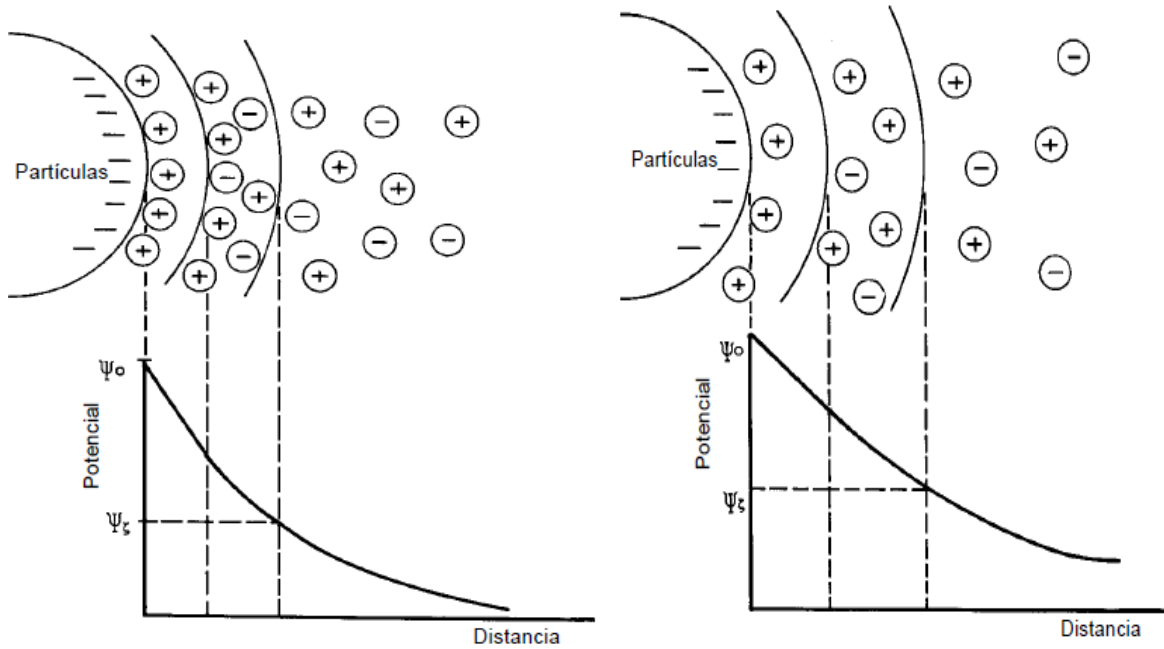
Es precisamente la interacción entre las fuerzas de repulsión de origen eléctrico, de atracción de Van der Waals y el movimiento browniano de las partículas coloidales que se estabiliza el sistema. El trabajo necesario para la aproximación de dos partículas coloidales semejantes se conoce como energía **potencial de repulsión** y es mayor cuando la distancia entre partículas disminuye. (Martel, 2017).

Cuando la fuerza iónica es pequeña, la energía resultante es de repulsión, y adquiere un valor máximo llamado **barrera de energía**, a una distancia a partir de la superficie de la partícula coloidal próxima a aquella que se tiene en el plano de cizallamiento y potencial zeta presenta gran estabilidad en el sistema coloidal. Con un aumento de la fuerza iónica, la energía resultante puede ser reducida a eliminar la barrera de energía, de modo que las partículas pueden ser aproximadas sin que exista repulsión entre ellas. (Martel, 2017).

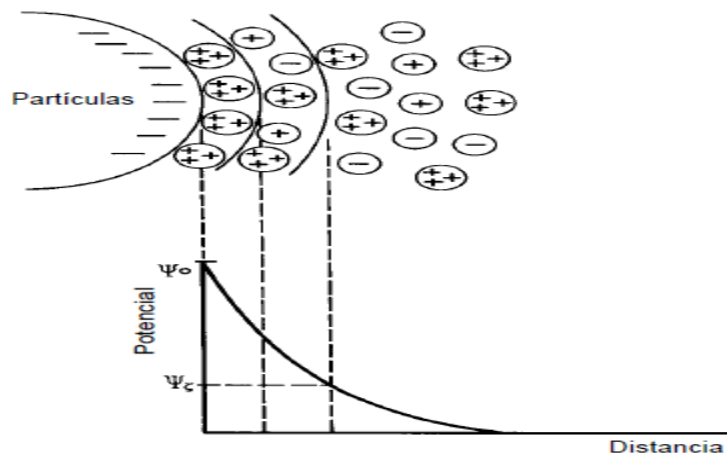
Efecto del aumento de la concentración iónica: Un aumento en la concentración total de electrolitos reduce la distancia efectiva a través de la cual se manifiesta la carga, este efecto

es aún más pronunciado cuando se utilizan iones polivalentes. Ve imagen 42. (Martel, 2017).

Imagen 25. Alta y baja concentración de iones monovalentes y trivalentes
 Alta concentración de iones monovalentes Potencial de una partícula coloidal Baja concentración de iones monovalentes



Presencia de iones trivalentes positivos

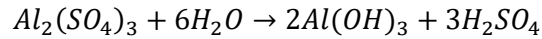


Fuente. <http://www.bvsde.ops-oms.org/bvsatr/fulltext/tratamiento/manual/tomol/cuatro.pdf>

Estabilización estérica: Resulta de la adsorción de polímeros en la superficie de las partículas coloidales, estos pueden estabilizar o desestabilizar dependiendo de la cantidad relativa del polímero y de las partículas, la afinidad entre el polímero y la partícula en el agua, la concentración y tipo de electrolitos presentes, la cuantificación de las fuerzas que interactúan entre dos partículas en esta condiciones es relativamente difícil. En aguas naturales las sustancias húmicas, que son polímeros aniónicos, son adsorbidos en la interfaz sólido- líquido y contribuir a la estabilidad por efectos estéricos.

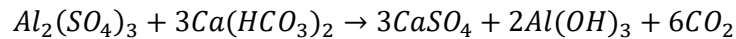
ANEXO 5

Reacción del agua con el coagulante: El Sulfato de Aluminio es una sal ácida que en solución acuosa se hidroliza formando hidróxido de Aluminio $Al(OH)_3$ y Ácido Sulfúrico (H_2SO_4) como se puede ver en la siguiente ecuación.

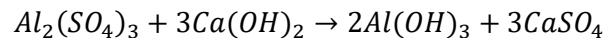


Esta reacción no se da sin que haya suficiente alcalinidad en el agua ya sea natural o inducida para aumentar la alcalinidad del agua se Cal o Carbonato de Sodio para que reaccione con el Ácido Sulfúrico liberado, dentro de determinado rango de pH el Ácido Sulfúrico reacciona con la alcalinidad del agua o con la inducida para formar sulfato de calcio o sodio, Hidróxido de Aluminio y Dióxido de Carbono. (Pérez, 2015).

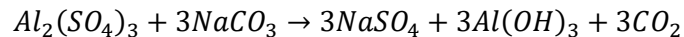
Reacción del Sulfato de Aluminio con la alcalinidad del agua:



Reacción del Sulfato de Aluminio con la Alcalinidad inducida:



Reacción con la alcalinidad inducida debida al Carbonato de Sodio:



Estas reacciones presentan una proyección de las cantidades de álcalis que podrían necesitarse para estabilizar el sistema.

Los Policloruros de Aluminio (PAC's) se identifican por su contenido de Aluminio, (porcentaje de Al_2O_3), contenido de Sulfatos (porcentaje de SO_4), y contenido de hidróxido (porcentaje de basicidad). La basicidad hace referencia al número de iones de hidróxido promedio por átomos de Aluminio y a la vez es índice del grado de polimerización, la reacción de hidrolisis de un (PAC's) forma los siguientes productos intermedios: dímeros $[Al_2O_4(OH)_2(H_2O)_8]^{4+}$, Complejos polihidroxilo $[Al_8OH_{20}]$, $[Al_8OH_{22}]^{2+}$, $[Al_8OH_{24}]$, $[Al_{13}O_4(OH)_{24}(H_2O)_{12}]^{7+}$, $[Al_{14}(OH)_{38}]^{8+}$, $[Al_{30}Cl_9(OH)_{81}(H_2O)_{38}]^{5+}$, compuestos complejos $[Al_8(OH)_{20}(H_2O)_{10}]Cl_4$ y partículas agregados. La eficiencia de la coagulación depende de cual o cuales de los anteriores productos intermedios reacciona con las impurezas del agua cruda. (Flórez, 2011).

Tabla 4. Valores teóricos de reacción

Cantidad de Sulfato de Aluminio en mg/L	Cantidad en mg/L alcalinidad que reacciona
10	4,5 natural de CaCO_3 (Carbonato de Calcio)
10	3,5 Cal CaO al 80 % (Cal viva)
10	3,7 Ca(OH)_2 al 90 % (Cal hidratada)
10	4,8 Na_2CO_3 (Carbonato de Sodio)

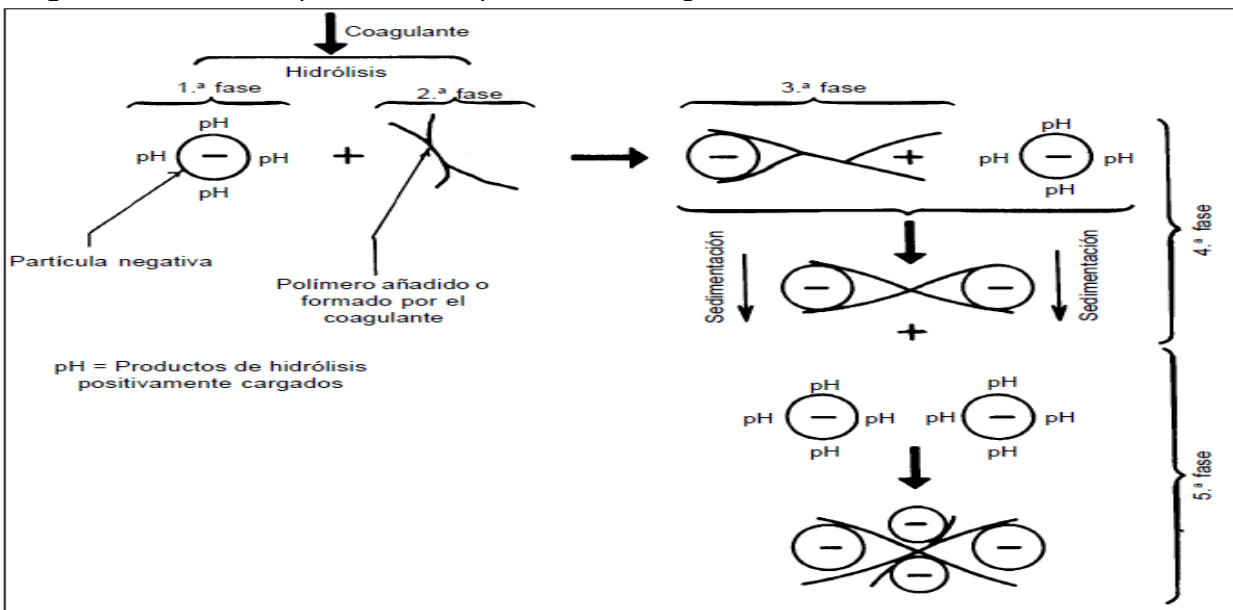
Fuente. <http://repositorio.uncp.edu.pe/bitstream/handle/UNCP/4549/Perez%20G..pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Etapas de coagulación (Cinética)

Stumm y O'Melia (como citó Martel, 2017) identificaron las siguientes etapas del proceso de coagulación. Ver imagen 45 del modelo esquemático del proceso de coagulación.

- *Hidrólisis de los iones metálicos multivalentes y su consecuente polimerización hasta llegar a especies multinucleadas.*
- *Adsorción de las especies hidrolíticas en la interfaz de la solución sólida para lograr la desestabilización del coloide.*
- *Aglomeración de partículas desestabilizadas mediante un puente entre partículas que involucra el transporte de estas y las interacciones químicas.*
- *Aglomeración de las partículas desestabilizadas mediante el transporte de las mismas y las fuerzas de Van der Waass.*
- *Formación de Flóculos.*
- *Precipitación del hidróxido metálico*

Imagen 26. Modelo esquemático del proceso de coagulación



Fuente. <http://www.bvsde.ops-oms.org/bvsatr/fulltext/tratamiento/manuall/tomol/cuatro.pdf>

Según Letterman, May y May indican que las etapas iniciales de floculación están muy influenciadas por las operaciones de mezcla rápida estableciendo un periodo óptimo de mezcla rápida de 1 a 7 segundos y sugieren la siguiente relación para optimizar las relaciones de mezcla rápida:

$$G \times T^* \times C^{1.46} = 5.9(10)^6$$

Donde:

T^* : Tiempo óptimo de mezcla rápida en segundos

C: Dosis de coagulante en mg/L

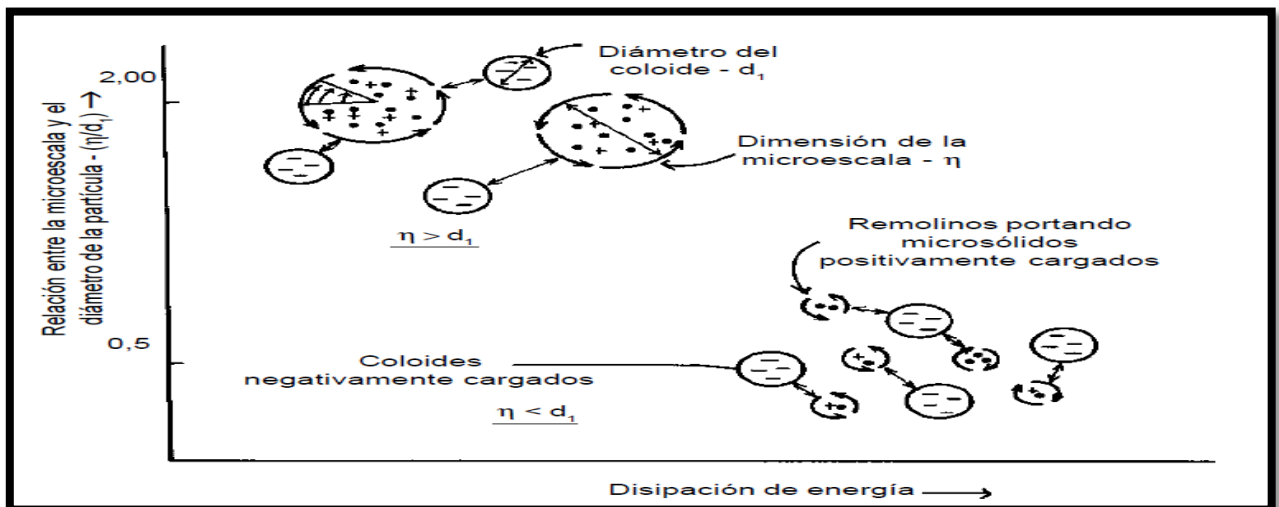
G: Gradiente de velocidad promedio en s^{-1}

Para que se desestabilicen las partículas mediante el mecanismo de neutralización de carga de adsorción tiene que haber transporte o colisión entre los coloides y los productos de las reacciones hidrolíticas en formación.

Este tipo de coagulación con bajas dosis de coagulantes produce floculos desestabilizados muy pequeños.

Desestabilización de partículas en campos turbulentos: Considerando una concentración (n_1) de partículas de diámetro (d_1) y se agregan a esta suspensión coagulantes químicos con un pH muy bajo (Sulfato de Aluminio). Se forman especies hidrolíticas cargadas positivamente las cuales son arrastradas por los remolinos de turbulencia a una microescala a la que interactúan las partículas de la suspensión coloidal de diámetro (d_1). Las colisiones entre los colides cargados negativamente y las microespecies cargados positivamente causan la desestabilización de los coloides con carga negativa.

Imagen 27. Desestabilización debido a coagulantes arrastrados por remolinos a microescala



Fuente. La imagen 33, presenta la nucleación homogénea con formación de micro-sólido, seguidamente se presentan las interacciones con los coloides para la desestabilización de partículas. Como la nucleación heterogénea puede ocurrir en un sistema de coloides

Anexo 6

Ensayo de jarras

Es la técnica más usada para establecer la dosis óptima de coagulante y parámetros como la alcalinización, floculación y sedimentación a escala piloto generalmente tienen varias jarras con agitadores mecánicos con los cuales se puede variar la velocidad de agitación en revoluciones por minuto (rpm), en este proceso se pueden analizar factores químicos y hidráulicos entre los que se encuentran el pH, temperatura, Concentración de coagulante, secuencia de aplicación de las sustancias químicas, grado de agitación, tiempo de sedimentación. (Pérez, 2015).

El pH es un indicador de ácido en una sustancia, tiene un rango de 0-14 unidades de pH, un pH menor de 7 indica acidez, mientras que un pH mayor de 7 indica basicidad, el pH es una medición de la cantidad relativa de iones de hidrógeno e hidróxido presentes en el agua, el pH de las aguas tanto crudas como tratadas debería estar entre 6,5 a 8,5, el pH tiene gran importancia en el proceso de coagulación valores por encima o por debajo de 7 que es el pH óptimo generan malos resultados, el pH debe quedar dentro de la zona correspondiente al mínimo de solubilidad de los iones metálicos del coagulante usado. (Pérez, 2015).

La temperatura del agua influye en la efectividad de la floculación y en la velocidad de formación del floc, a medida que la temperatura disminuye debe aumentarse la dosis de los productos usados en la coagulación, asegurando la formación correcta de floc. (Pérez, 2015).

El tiempo de mezcla también es importante y este se presenta de forma muy rápida en menos de un segundo y la óptima utilización del coagulante exige que la neutralización sea total antes de que el coagulante haya iniciado a precipitar. (Pérez, 2015).

Los datos que se deben tomar al agua que se va a tratar son los valores de pH, turbiedad, color, alcalinidad del agua cruda, los equipos de ensayos de jarras tienen varios agitadores con paletas mecánicas que deben girar a velocidades entre 10 y 300 (rpm). (Pérez, 2015).

Aspectos técnicos de la prueba: Se debe contar con un equipo, coagulantes, gradientes de floculación (mecánica hidráulica), estos se describirán a continuación.

Equipo: Mecanismo utilizado para la prueba de jarras, estos equipos constan de vasos precipitados de 1 000 mL a 2 000 mL, deflectores, vasos de precipitado de 100 mL, recolector de muestras, almacenador y preparador de muestras. (Pérez, 2015).

Coagulantes: Se pueden utilizar varios tipos de soluciones estándar, se deben utilizar a concentraciones del 1 %, 2 %, 5 %, 10 %, 15 %, 20 % respectivamente, según las necesidades de tratamiento.

Gradiente de floculación: Para determinar el gradiente de floculación en la Planta de Tratamiento de Agua Potable se debe seleccionar la unidad a analizar, determinar el caudal, determinar el volumen de cada cámara y tramo de la unidad, si el floculador es hidráulico determinar la pérdida de carga en cada tramo nivelando la superficie del agua, si el floculador es mecánico determinar las características de las paletas, número, ancho, largo,

radio de giro, determinar el tiempo real de retención (prueba de trazadores) de cada tramo o cámara, determinación de potencia unitaria. (Pérez, 2015).

Mezcla rápida: El objetivo principal es crear la turbulencia necesaria en el agua para que en el momento que se agregan los reactivos estos se disuelvan uniformemente por toda la masa de agua y entre en contacto efectivo con las partículas coloidales del agua, de modo que el coagulante pueda neutralizar las cargas de los coloides desestabilizándolas y permitiendo la aglomeración de los coloides entre ellos, todo esto sucede en un muy corto periodo de tiempo aproximadamente 100 segundos, a una velocidad de 150 (rpm) aproximadamente. (Pérez, 2015).

Mezcla lenta: El tiempo de mezcla lenta es aproximadamente 15 minutos una velocidad de 35 (rpm) aproximadamente, o el tiempo de retención hidráulica que dura en pasar el agua por los floculadores, este tiempo es determinado usando marcadores generalmente sales que son disueltas en el canal de entrada a la planta de tratamiento y con la ayuda de un conductímetro a la salida del tren de los floculadores cuando la conductividad aumente drásticamente se determina el tiempo efectivo en planta. (Pérez, 2015).

Sedimentación: En este periodo el movimiento de las paletas es nulo permitiendo que el agua este lo más quieta posible para que sedimenten los coloides y el agua se clarifique.

Metodología del ensayo de jarras: para realizar el ensayo de jarras se debe seguir el siguiente orden

- Toma de la muestra
- Determinación de las características de la muestra (turbiedad, color, pH, conductividad).
- Cálculos de dosificaciones
- Gradiente y tiempo de coagulación, floculación y sedimentación.

Procedimiento para la realización de un ensayo de jarras: Según Pérez, 2015 estas son las partes más significativas del ensayo de jarras.

- Las soluciones químicas deben ser recién preparadas.
- Las muestras de agua deben ser suficientes, es decir, de 1 a 2 litros por jarra y recolectar la cantidad necesaria según el número de puestos del equipo de jarras.
- La adición de químicos se debe realizar en el mismo orden en el que son añadidos en planta, normalmente los químicos añadidos son coagulantes, floculantes y alcalinizante.
- La adición de estos químicos debe ser rápida y en simultánea en cada jarra, aumentando o disminuyendo la dosis de cada químico.

Evaluación de los resultados: Es importante realizar una correcta interpretación de los resultados obtenidos durante la prueba ya que de ella depende la correcta operación de la planta potabilizadora, en esta el operador de la planta determina: (Pérez, 2015).

- Las características de los floculos: entre ellas tamaño, uniformidad, velocidad de aparición, volumen, perceptible o difusa, apenas puntos o microfloculos.
- Calidad del sobrenadante: Se evalúa la claridad o transparencia, en ella se mide la turbiedad y el color final del agua.
- Análisis de los resultados: En esta se deduce con base en los datos proporcionados por el ensayo de jarras cuál de las jarras es la que tiene menor turbiedad, menor

color, permanezca estable, el tiempo en que aparecieron los flouculos, el pH y la alcalinidad permanezcan estables, y de esta forma se selecciona la jarra con mejores resultados y de menor dosificación aplicable en la Planta, conocida esta como dosis óptima.

Anexo 7

Floculadores hidráulicos: válido para los floculadores de flujo horizontal y vertical, en estos los parámetros más importantes a tener en cuenta son el tiempo de detención hidráulica, y el gradiente de velocidad (disminución gradual de la velocidad de agitación del agua a medida que pasa por las cámaras aquietándose hasta llegar a los sedimentadores), en estas estructuras el agua hace un giro de 180°.

- El gradiente (G) medio de velocidad debe encontrarse entre 20 s⁻¹ y 70 s⁻¹
- El tiempo de detención debe estar entre 20 y 30 minutos.
- Velocidad del agua, esta se debe encontrar entre 0.2 m/s y 0.6 m/s.

Floculador Alabama: en este tipo de floculadores el número de cámaras, velocidad en el codo, gradiente de velocidad y tiempo de detención hidráulica.

- Se recomienda 8 cámaras como mínimo.
- En los codos la velocidad se debe encontrar entre 0.4 m/s y 0.2 m/s, se recomienda ubicar una platina en la salida del codo para regular el gradiente de velocidad y evitar que se rompa el floc.
- Gradiente de velocidad y tiempo de retención, la velocidad debe estar entre 20 s⁻¹, 70 s⁻¹ y el tiempo de detención hidráulico debe estar entre 20 y 40 minutos.

Floculador helicoidal: en este tipo de unidades estructurales es importante el dimensionamiento, volumen de unidad, tiempo de detención y gradiente.

- La forma de esta unidad debe ser cuadrada, y el dimensionamiento obedece a una relación 1:2 entre ancho y profundidad.
- El volumen de la unidad se obtiene al dividir el volumen total en el tiempo de detención entre el número de cámaras.
- El tiempo de detención y gradiente debe determinarse a través de pruebas de jarras y calcularse con base a las pérdidas de carga en cada paso.

Parámetros de diseño de una unidad de floculación

Para el diseño o evaluación operativa de una de estas estructuras de las cuales se determinan los siguientes datos Caudal (Q en m³/s), Tiempo de floculación (t en minutos), Longitud de la unidad (L en m), profundidad del floculador (H en m), ancho del canal (b₆ en m), Gradiente de velocidad en el último tramo (G en s⁻¹), espesor de las pantallas (e en m), Coeficiente de la fórmula de Mannin de acuerdo al material utilizado en la fabricación de las pantallas (coeficiente de Manning concreto 0.013). Seguidamente.

- Se procede a determinar el número de compartimientos (m) por canales o tramos, en los que el gradiente de velocidad debe ser constante utilizando el criterio de Richter.

$$m = 0.045 \sqrt[3]{(b * L * G)^2 * t}$$

Donde:

b: Ancho del tramo del canal

L: Longitud del tramo

t: Tiempo de retención del tramo

- Separación entre placas S

$$S = \frac{A}{h}$$

Donde:

h: Altura del agua (m)

h: Altura de la placa – borde libre

- La pérdida de carga en las vueltas o giros en cada tabique (h_2) se calcula mediante la siguiente expresión.

$$h_2 = [(m + 1)v_1^2 + mv_1^2]/2g$$

Donde:

V_1 : Velocidad en los canales

V_2 : Velocidad en los orificios de paso de un compartimiento a otro

- La velocidad entre los pasajes o orificios (v_2)

$$v_2 = 2/3v_1$$

- El gradiente de velocidad en los canales (G_1) se calcula mediante la siguiente expresión:

$$G_1 = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \cdot \sqrt{\frac{1}{2g}} \cdot \sqrt{\frac{f}{4R_H}} \cdot v_1^{1.5}$$

Donde:

f: Es el coeficiente de Darcy Weissbach, que varía entre 0.01 y 0.03 se recomienda utilizar el valor 0.02

R_H : A/P, radio hidráulico del canal

En el siguiente cuadro se condensan las expresiones para el cálculo de una unidad de la floculación.

Tabla 5. Expresiones para el cálculo de una unidad de floculación

Variables	Símbolo	Cálculos	Unidad
Volumen total de la unidad	∇	$\nabla = 60 \times Q \times t$	m^3
Ancho total de la unidad	B	$B = \frac{\nabla}{H \times L}$	m
Tiempo de retención del último canal	t	$t = \frac{H \times b \times L}{Q \times 60}$	min
Número de compartimientos entre pantallas	m	$m = 0.045^3 \sqrt{(b * L * G)^2} \times t$	Nº
Espacio entre pantallas	a	$a = [L - e(m - l)]/m$	m
Velocidad en los canales verticales	v_1	$v_1 = \frac{Q}{(a \times b)}$	m/s
Velocidad en los orificios circulantes de los pasos	v_2	$\frac{2}{3} v_1$	m/s
Longitud de la unidad (1,2,3...n)	L	$L = v \times t \times 60$	m
Altura del paso	P_6	$P_6 = \left(\frac{Q}{v_2}\right) / b_6$	m
Extensión total de canales del último tramo	l	$l = 60 v_1 t$	m
Radio hidráulico del compartimiento entre pantallas	R_H	$R_H = \frac{a \times b}{2(a + b)}$	m
Pérdida de carga continua en los canales	h_1	$h_1 = \left[\frac{n v_1}{R_H^{2/3}} \right]^2 \times l$	m
Perdida de carga en la vueltas	h_2	$h_2 = \frac{[(m + L)v_1^2 + m v_2^2]}{2g}$	m
Pérdida de carga total en el último tramo	h_f	$h_f = h_1 + h_2$	m
Volumen del tramo	∇	$\nabla = H \times b \times L - e(m - l) b(H - P_2)$	m^3
Comprobación del gradiente de velocidad en el último canal del tramo	G_1	$G_1 = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \times \sqrt{\frac{1}{2g}} \times \sqrt{\frac{f}{4R_h}} \times v^{1.5}$	S^{-1}
Comprobación del gradiente de velocidad en el canal vertical	G_2	$G_2 = \sqrt{\frac{\gamma}{\mu}} \times \sqrt{h \times f \times Q \times \nabla}$	S^{-1}

ANEXO 8

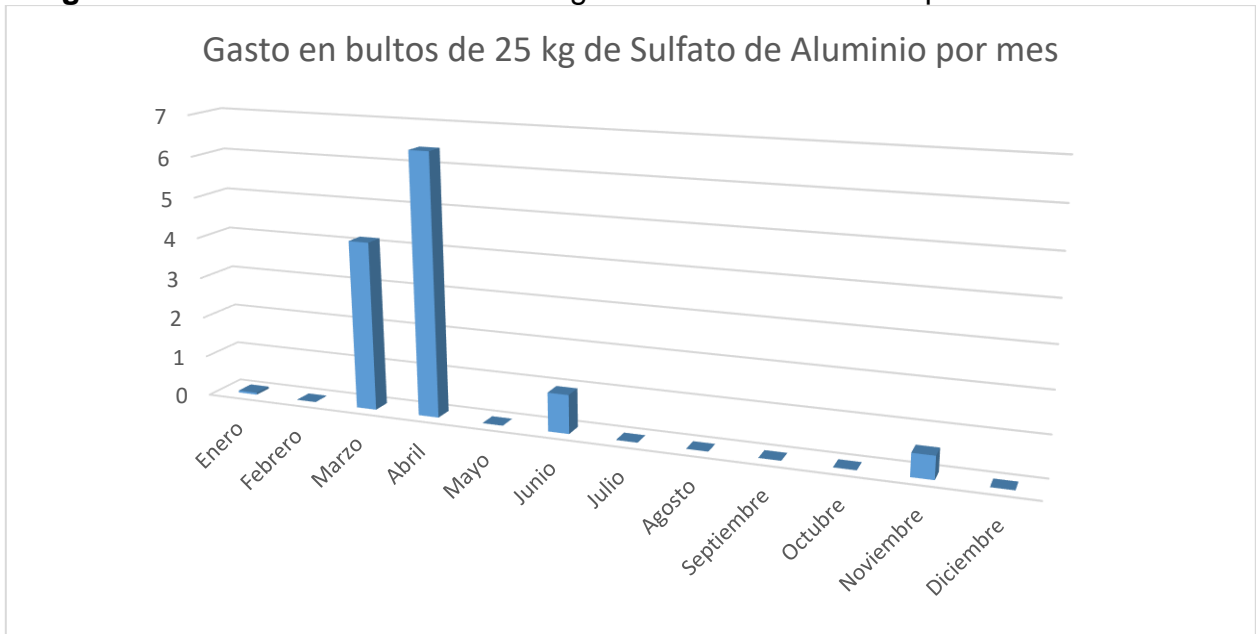
Consumo de Sulfato de Aluminio en Bultos año 2018

Tabla 6. Consumo de bultos de Sulfato de Aluminio por mes

Meses	Gasto en bultos de 25 kg de Sulfato de Aluminio por mes
Enero	0.04888733
Febrero	0
Marzo	4.147671
Abril	6.41694538
Mayo	0
Junio	0.94893716
Julio	0
Agosto	0
Septiembre	0
Octubre	0
Noviembre	0.55493408
Diciembre	0
Total año 2018	12.117375

Fuente. Elaboración propia

Imagen 28. Consumo de bultos de 25 kg de Sulfato de Aluminio por mes



Fuente. Elaboración propia

4.9.2 Reporte de almacén del consumo de la Cal hidratada en el año 2018

Tabla 7. Cal Hidratada Ca (OH)₂

Cal hidratada Ca (OH) ₂ : proveedor QUIMISA S.A.S							
Peso del bulto en kg	Número de mes	MES	Gasto por bulto de 10 kg	Gasto en kg	Gasto en Toneladas	Gasto en gramos mes	Gasto en gramos día
10	1	Enero	51	510	0.51	510,000	17,000
10	2	Febrero	4	40	0.04	40,000	1,333
10	3	Marzo	12	120	0.12	120,000	4,000
10	4	Abril	68	680	0.68	680,000	22,667
10	5	Mayo	82	820	0.82	820,000	27,333
10	6	Junio	82	820	0.82	820,000	27,333
10	7	Julio	67	670	0.67	670,000	22,333
10	8	Agosto	73	730	0.73	730,000	24,333
10	9	Septiembre	82	820	0.82	820,000	27,333
10	10	Octubre	89	890	0.89	890,000	29,667
10	11	Noviembre	56	560	0.56	560,000	18,667
10	12	Diciembre	19	190	0.19	190,000	6,333
Promedio			57	571	1	570,833	19,028
Total			685	6,850	7	6,850,000	228,333
Promedio del costo de un día en pesos de dosificación							

Fuente: Formato Control de Insumos Químicos F3V2-PR-GOPA POT-001

Tabla 8. Análisis de costos

Análisis de Costos \$				
C osto en pesos	Valor del consumo en el mes en pesos	Valor del consumo en el día en pesos	Valor del consumo en el año en pesos más IVA 19%	Valor del consumo en el día en pesos más IVA 19%
1,373	700,230	23,341	833,274	27,776
1,373	54,920	1,831	65,355	2,178
1,373	164,760	5,492	196,064	6,535
1,373	933,640	31,121	1,111,032	37,034
1,373	1,125,860	37,529	1,339,773	44,659
1,373	1,125,860	37,529	1,339,773	44,659
1,373	919,910	30,664	1,094,693	36,490
1,373	1,002,290	33,410	1,192,725	39,758
1,373	1,125,860	37,529	1,339,773	44,659
1,373	1,221,970	40,732	1,454,144	48,471
1,373	768,880	25,629	914,967	30,499
1,373	260,870	8,696	310,435	10,348
Promedio	783,754	26,125	932,667	31,089
Total	9,405,050	313,502	11,192,010	373,067

Fuente. Elaboración propia

Reporte de almacén del consumo de Sulfato de Aluminio año 2018

Tabla 9. Sulfato de Aluminio Al₂ (SO₄)₃: proveedor QUIMISA S.A.S

Sulfato de Aluminio Al ₂ (SO ₄) ₃ : proveedor QUIMISA S.A.S							
Peso del bulto en kg	número de mes	MES	Gasto por bulto de 25 kg	Gasto en kg	Gasto en Toneladas	Gasto en gramos mes	Gasto en gramos día
25	1	Enero	12	300	0.3	300,000	10,000
25	2	Febrero	0	0	0	0	0
25	3	Marzo	22	550	0.55	550,000	18,333
25	4	Abril	29	725	0.725	725,000	24,167
25	5	Mayo	25	625	0.625	625,000	20,833
25	6	Junio	17	425	0.425	425,000	14,167
25	7	Julio	34	850	0.85	850,000	28,333
25	8	Agosto	28	700	0.7	700,000	23,333
25	9	Septiembre	36	900	0.9	900,000	30,000
25	10	Octubre	20	500	0.5	500,000	16,667
25	11	Noviembre	36	900	0.9	900,000	30,000
25	12	Diciembre	0	0	0	0	0
Promedio			21.5833333	539.583333	0.53958333	539583.333	17986.1111
Total			259	6,475	6	6,475,000	215,833
Promedio del costo de un día en pesos de dosificación							

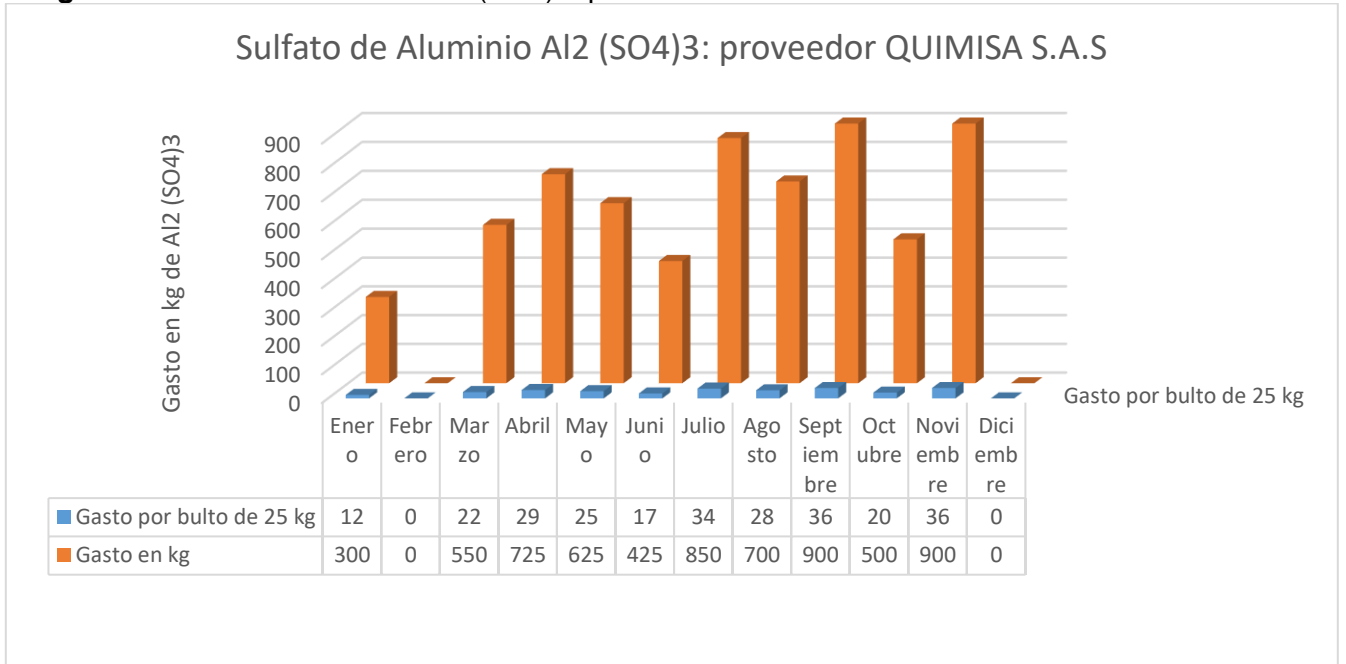
Fuente: Formato Control de Insumos Químicos F3V2-PR-GOPA-POT-001

Tabla 10. Análisis de costos

Análisis de Costos \$				
Costo en pesos	Valor del consumo en el mes en pesos	Valor del consumo en el día en pesos	Valor del consumo en el año en pesos más IVA 19%	Valor del consumo en el día en pesos más IVA 19%
1,600	480,000	16,000	571,200	19,040
1,600	0	0	0	0
1,600	880,000	29,333	1,047,200	34,907
1,600	1,160,000	38,667	1,380,400	46,013
1,600	1,000,000	33,333	1,190,000	39,667
1,600	680,000	22,667	809,200	26,973
1,600	1,360,000	45,333	1,618,400	53,947
1,600	1,120,000	37,333	1,332,800	44,427
1,600	1,440,000	48,000	1,713,600	57,120
1,600	800,000	26,667	952,000	31,733
1,600	1,440,000	48,000	1,713,600	57,120
1,600	0	0	0	0
Promedio	863,333	28,778	1,027,367	34,246
Total	10,360,000	345,333	12,328,400	410,947

Fuente. Elaboración propia

Imagen 29. Sulfato de Aluminio Al₂ (SO₄)₃: proveedor QUIMISA S.A.S



Fuente. Elaboración propia.

ANEXO 9

Cuadros de resultados de medición de caudalímetros y macro-medidores

Tabla 11. Medición de caudal con caudalimetro

MARCA	SIEMENS		
Fecha	16-10-2019	Hora	7:50
Caudaliméto	Caudal	Unidades	
Valor reportado	67.97	L/s	
Valor reportado M1 y2	18864900.00	m3/d	
Valor reportado L/s	48.90	L/s	
Valor reportado M3	10394061	m3/d	
Modelo	MILLTRONICS OCM III		

Fuente. Elaboración propia

Tabla 12 Medición de caudal con macromedidor

MARCA	SIEMENS		
Fecha	16-10-2019	Hora	7:50
Macromedidor	Caudal	Unidades	
Método	5		
Modelo	SITRANS F M MAG 8000		Diferencia
Valor reportado	1193629.6	m3/d	
Valor reportado	5754073.5	m3/d	

Fuente. Elaboración propia

Tabla 13. Medición de caudal con caudalimetro

MARCA	SIEMENS			Promedio en el día en L/s
Fecha	17-10-2019	Hora	7:50	
Caudaliméto	Caudal	Unidades	Diferencia	
Valor reportado	77.80	L/s		75.57
Valor reportado	18871429.00	m3/d	6529.00	
Valor reportado	50.88	L/s		32.80
Valor reportado	10396895.00	m3/d	2834.00	
Modelo	SITRANS F M MAG 8000			
Total del caudal a la entrada			9363.00	

Fuente. Elaboración propia

Tabla 14. Medición de caudal con caudalimetro

MARCA	SIEMENS			Promedio en el día en L/s
Fecha	17-10-2019	Hora	7:50	
Macromedidor Salida TAA	Caudal	Unidades		
Método	5			
Modelo	SITRANS F M MAG 8000		Diferencia	
Valor reportado	1194321.9	m3/d	692.3	8.012731481
Valor reportado	5766075.7	m3/d	12002.2	138.9143519
Total caudal de salida			12694.5	

Fuente. Elaboración propia

Tabla 15. Medición de caudal con caudalimetro

MARCA	SIEMENS			Promedio en el día en L/S
Fecha	18-10-2019	Hora	7:50	
Caudalimétero	Caudal	Unidades		
Valor reportado	76.78	L/s		73.52
Valor reportado	18877781	m3/s	6352.00	
Valor reportado	50.55	L/s		47.85
Valor reportado	10401029	m3/s	4134.00	
Modelo	SITRANS F M MAG 8000			
Total del caudal a la entrada			10486.00	

Fuente. Elaboración propia

Tabla 16. Medición de caudal con caudalimetro

MARCA	SIEMENS			Promedio en el día en L/s
Fecha	18-10-2019	Hora	7:50	
Macromedidor Salida TAA	Caudal	Unidades		
Método	5			
Modelo	SITRANS F M MAG 8000			
Valor reportado	1195495.8	m3/d	1173.9	13.5868056
Valor reportado	5769431.5	m3/d	3355.8	38.8402778
Total caudal de salida			4529.7	

Fuente. Elaboración propia

Tabla 17. Medición de caudal con caudalimetro

MARCA	SIEMENS			Promedio en el día en L/s
Fecha	19-10-2019	Hora	7:50	
Caudalimétero	Caudal	Unidades		
Valor reportado	76.76	L/s		74.70
Valor reportado M1 y2	18884235.00	m3/s	6454.00	
Valor reportado L/s	50.20	L/s		45.75
Valor reportado M3	10404982	m3/s	3953.00	
Modelo	MILLTRONICS OCM III			
Total del caudal a la entrada			10407.00	

Fuente. Elaboración propia

Tabla 18. Medición de caudal con caudalimetro

MARCA	SIEMENS			Promedio en el día en L/s
Fecha	19-10-2019	Hora	7:50	
Macromedidor	Caudal	Unidades		
Método	5			
Modelo	SITRANS F M MAG 8000		Diferencia	
Valor reportado	1196782.5	m3/d	1286.7	14.8923611
Valor reportado	5773340.3	m3/d	3908.8	45.2407407
Total caudal de salida			5195.5	

Fuente. Elaboración propia

Tabla 19. Medición de caudal con caudalímetro

MARCA	SIEMENS			Promedio en el día en L/s
Fecha	20-10-2019	Hora	7:50	
Caudalímetro	Caudal	Unidades	Diferencia	
Valor reportado	76.41	L/s		76.45
Valor reportado	18890840.00	m3/s	6605.00	
Valor reportado	50.10	L/s		49.31
Valor reportado	10409242.00	m3/s	4260.00	
Modelo	SITRANS F M MAG 8000			
Total del caudal a la entrada			10865.00	

Fuente. Elaboración propia

Tabla 20. Medición de caudal con caudalímetro

MARCA	SIEMENS			Promedio en el día en L/s
Fecha	20-10-2019	Hora	7:50	
Macromedidor Salida TAA	Caudal	Unidades		
Método	5			
Modelo	SITRANS F M MAG 8000	Diferencia		
Valor reportado	1198073.9	m3/d	1291.4	14.94675926
Valor reportado	5777113.7	m3/d	3773.4	43.67361111
Total caudal de salida			5064.8	

Fuente. Elaboración propia

Tabla 21. Medición de caudal con caudalímetro

MARCA	SIEMENS			Promedio en el día en L/s
Fecha	21-10-2019	Hora	7:50	
Caudalímetro	Caudal	Unidades		
Valor reportado	77.52	L/s		80.14
Valor reportado	18897764	m3/s	6924.00	
Valor reportado	51.02	L/s		50.76
Valor reportado	10413628	m3/s	4386.00	
Modelo	SITRANS F M MAG 8000			
Total del caudal a la entrada			11310.00	

Fuente. Elaboración propia

Tabla 22. Medición de caudal con caudalímetro

MARCA	SIEMENS			Promedio en el día en L/s
Fecha	21-10-2019	Hora	7:50	
Macromedidor Salida TAA	Caudal	Unidades		
Método	5			
Modelo	SITRANS F M MAG 8000			
Valor reportado	1198715.6	m3/d	641.7	7.42708333
Valor reportado	5779108.1	m3/d	1994.4	23.0833333
Total caudal de salida			2636.1	

Fuente. Elaboración propia

Tabla 23. Medición de caudal con caudalimetro

MARCA	SIEMENS			Promedio en el día en L/s
Fecha	19-10-2019	Hora	7:50	
Caudalimétero	Caudal	Unidades		
Valor reportado	76.74	L/s		72.23
Valor reportado M1 y2	18904005.00	m3/s	6241.00	
Valor reportado L/s	50.17	L/s		42.88
Valor reportado M3	10417333	m3/s	3705.00	
Modelo	MILLTRONICS OCM III			
Total del caudal a la entrada			9946.00	

Fuente. Elaboración propia

Tabla 24. Medición de caudal con caudalimetro

MARCA	SIEMENS			Promedio en el día en L/s
Fecha	22-10-2019	Hora	7:50	
Macromedidor	Caudal	Unidades		
Método	5			
Modelo	SITRANS F M MAG 8000		Diferencia	
Valor reportado	1199050.3	m3/d	334.7	3.87384259
Valor reportado	5779961.1	m3/d	853	9.87268519
Total caudal de salida			1187.7	

Fuente. Elaboración propia

Tabla 25. Medición de caudal con caudalimetro

Días de la semana	Fecha	Volumen m ³ /d	Caudal en L/s durante el día
día 1	07-10-2019	9363.00	108.3680556
día2	18-10-2019	10486.00	121.3657407
día 3	19-10-2019	10407.00	120.4513889
día 4	20-10-2019	10865.00	125.7523148
día 5	21-10-2019	11310.00	130.9027778
día 6	22-10-2019	9946.00	115.1157407

Fuente. Elaboración propia

ANEXO 10

Análisis y procesamiento de los datos para el mes de febrero

Tabla 26. Mes de febrero del año 2018

Febrero	Promedio de Caudal por día(L/s)	Promedio de Quimifloc 1325 (mg/L)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (mg/L)	Sumatoria de Cloro por día (lb/día)	AGUA CRUDA			AGUA TRATADA			Promedio de caudal por día (L/día)
					TURB.	COLOR	pH	TURB.	COLOR	pH	
1	101.6154	0.9231	0.0000	30.3846	1.9615	4.7308	6.0500	0.0000	0.0000	6.1462	2438.7692
2	121.3077	1.0000	0.0000	35.0000	1.9231	4.1538	6.8308	0.0000	0.0000	6.9346	2911.3846
3	124.8462	1.0000	0.0000	35.0000	1.5769	3.2692	6.8423	0.0000	0.0000	6.9423	2996.3077
4	123.9231	1.0000	0.0000	35.0000	1.6154	2.7692	6.8385	0.0000	0.0000	6.9615	2974.1538
5	124.2308	1.0000	0.0000	29.6154	1.1538	5.7308	6.8538	0.0000	0.0000	7.0154	2981.5385
6	125.3077	1.0000	0.0000	25.0000	1.3077	5.7692	6.8640	0.0000	0.0000	7.0577	3007.3846
7	123.8462	1.0000	0.0000	11.5385	1.1538	5.1538	6.8731	0.0000	0.0000	7.0440	2972.3077
8	122.8462	0.4615	0.0000	18.8462	0.6923	3.8462	6.9346	0.0000	0.0000	7.0538	2948.3077
9	124.5385	0.0000	0.0000	17.5000	1.4615	2.7308	6.9423	0.0000	0.0000	7.0538	2988.9231
10	125.3077	0.0000	0.0000	35.0000	0.1923	1.0000	6.9962	0.0000	0.0000	7.0269	3007.3846
11	124.7692	0.0000	0.0000	35.0000	0.6538	1.1154	7.0308	0.0000	0.0000	7.0538	2994.4615
12	124.0000	1.6538	0.0000	35.0000	3.6538	17.6923	6.7423	0.0000	0.0000	6.8923	2976.0000
13	124.4615	1.0000	0.0000	35.0000	1.0769	2.9231	6.8692	0.0000	0.0000	6.9577	2987.0769
14	124.6154	0.5000	0.0000	35.0000	0.8846	0.9615	6.8273	0.0000	0.0000	6.9500	2990.7692
15	124.3077	0.0000	0.0000	35.0000	0.8077	0.9615	6.8360	0.0000	0.0000	6.9320	2983.3846
16	124.2308	0.0000	0.0000	35.0000	0.8077	0.9615	6.8308	0.0000	0.0000	9.3346	2981.5385
17	124.4615	0.0000	0.0000	35.0000	0.6923	0.8846	6.8038	0.0000	0.0000	6.8360	2987.0769
18	123.6923	0.0000	0.0000	35.0000	1.0000	0.8846	6.8231	0.0000	0.0000	6.9320	2968.6154
19	124.4615	0.0000	0.0000	35.0000	0.9231	4.8462	6.9192	0.0000	0.0000	7.0423	2987.0769
20	124.6923	0.0000	0.0000	35.0000	0.9231	4.8462	6.9500	0.0000	0.0000	7.0560	2992.6154
21	124.5385	0.0000	0.0000	18.0178	0.9231	4.3462	6.9346	0.0000	0.0000	7.0462	2988.9231
22	124.4615	0.0000	0.0000	35.0000	1.0769	4.6538	6.9423	0.0000	0.0000	7.0615	2987.0769
23	123.3077	0.0000	0.0000	30.5385	0.8077	3.3846	6.9308	0.0000	0.0000	7.0615	2959.3846
24	125.0769	0.0000	0.0000	26.6923	1.1923	5.1538	6.8654	0.0000	0.0000	7.0769	3001.8462
25	125.2308	0.0000	0.0000	28.3077	0.8846	4.0000	6.9423	0.0000	0.0000	7.0731	3005.5385
26	124.2308	0.0000	0.0000	33.8462	1.2692	2.3077	6.8192	0.0000	0.0000	6.9769	2981.5385
27	125.3846	0.0000	0.0000	35.0000	0.1154	0.5769	7.0040	0.0000	0.0000	7.0500	3009.2308
28	122.1538	0.0000	0.0000	35.0000	0.2308	0.5385	6.9538	0.0000	0.0000	7.0538	2931.6923
	123.4231	0.3764	0.0000	30.9031	1.1058	3.5783	6.8589	0.0000	0.0000	7.0580	2962.1538
PROMEDIO Y DOSIS ÓPTIMA POR MES	Caudal en L/mes	Promedio de Quimifloc 1325 (kg/mes)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (kg/mes)	Sumatoria de Cloro por día (kg/mes)							
	298585107.7	112.37956	0	392.49418							

Fuente. Elaboración propia

Tabla 27. Calculo del caudal utilizado durante el lavado de filtros mes de febrero

Días del mes	Módulo 1	Módulo 2	Módulo 3	Lavado de filtros por día	Caudal de lavado de filtrado en m ³
1	8	8	4	20	304.92
2	1	6	1	8	121.968
3	2	3	4	9	137.214
4	5	4	0	9	137.214
5	1	4	3	8	121.968
6	4	2	0	6	91.476
7	0	0	2	2	30.492
8	4	2	0	6	91.476
9	0	1	5	6	91.476
10	0	1	1	2	30.492
11	0	0	0	0	0
12	4	3	0	7	106.722
13	3	0	4	7	106.722
14	0	0	4	4	60.984
15	2	1	3	6	91.476
16	0	0	0	0	0
17	0	0	0	0	0
18	0	0	0	0	0
19	1	1	0	2	30.492
20	1	0	0	1	15.246
21	0	0	1	1	15.246
22	0	2	0	2	30.492
23	2	0	1	3	45.738
24	0	2	0	2	30.492
25	0	1	0	1	15.246
26	0	0	0	0	0
27	0	0	0	0	0
28	0	1	3	4	60.984
Cantidad de lavado de filtros por mes				116	
Total de agua gastada para el lavado de filtro al mes en m ³					1768.536

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 28. Caudal de drenaje de los sedimentadores mes de febrero

Área total	Velocidad	Número de lavado al mes	Caudal total en m ³	caudal total en litros
207	0.00074547	4	0.6172524	617.252396

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 29. Calculo de las pérdidas de agua durante el tratamiento mes de febrero

GASTOS DE LAVADO DE FILTRO	GASTO DE LAVADO DE SEDIMENTADORES EN m³/mes	PERDIDAS DE AGUA EN LAS FUGAS DE LA PTAP EN m3/mes, (equivalentes a 7L/s), medidos en campo	SUMATORIA DE GASTOS DE FILTROS + SEDIMENTADORES+ FUGAS PTAP EN m³	Caudal total en m³/mes	Caudal total gastos en m³/mes
1.768536	0.6172524	16934.4	16936.78579	298585.1077	281648.3219

Fuente. Elaboración propia.

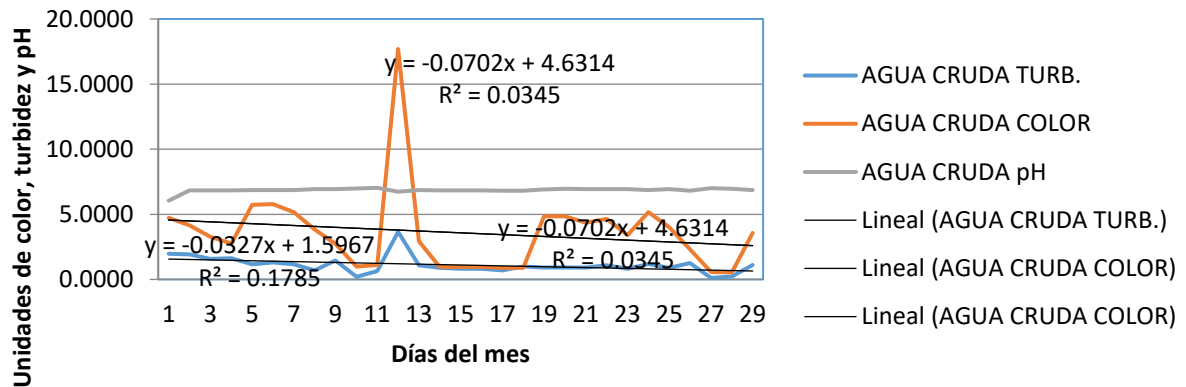
Tabla 30. Porcentaje de pérdidas con relación al caudal total mes de febrero

Porcentaje de agua gastada en lavado de filtros y sedimentadores		Porcentaje de pérdidas de agua en fugas de la PTAP		Porcentaje de pérdidas al caudal total en m3	
298585.1077	100	298585.1077	100	298585.1077	100
2.385788396	0.000799	16934.4	5.6715488	16936.78579	5.6723478

Fuente. Elaboración propia.

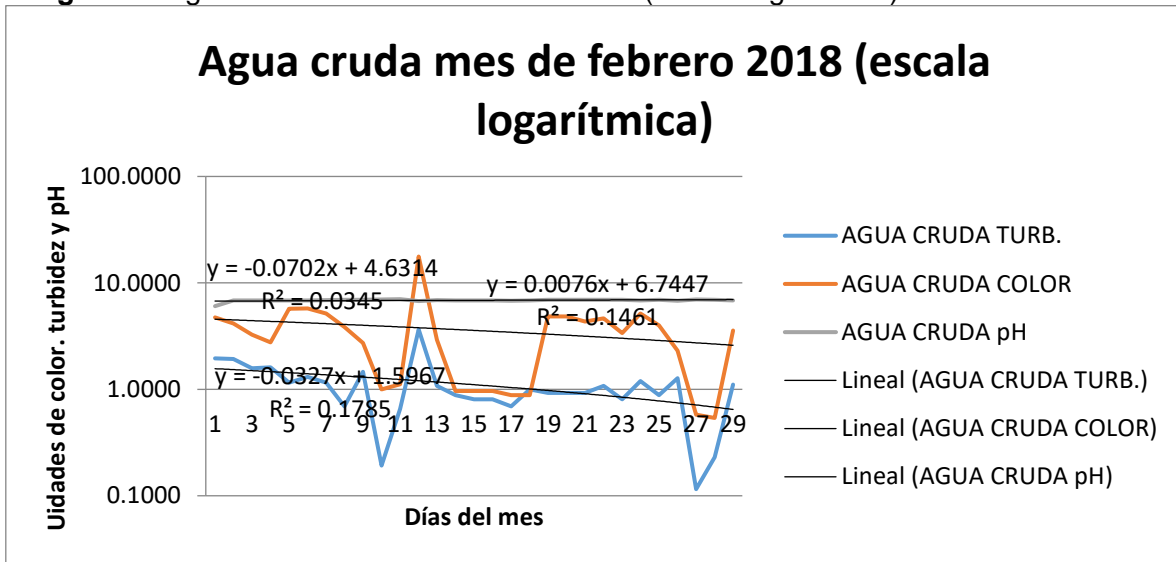
Imagen 30. Agua cruda mes de febrero de 2018

Agua cruda mes de febrero 2018



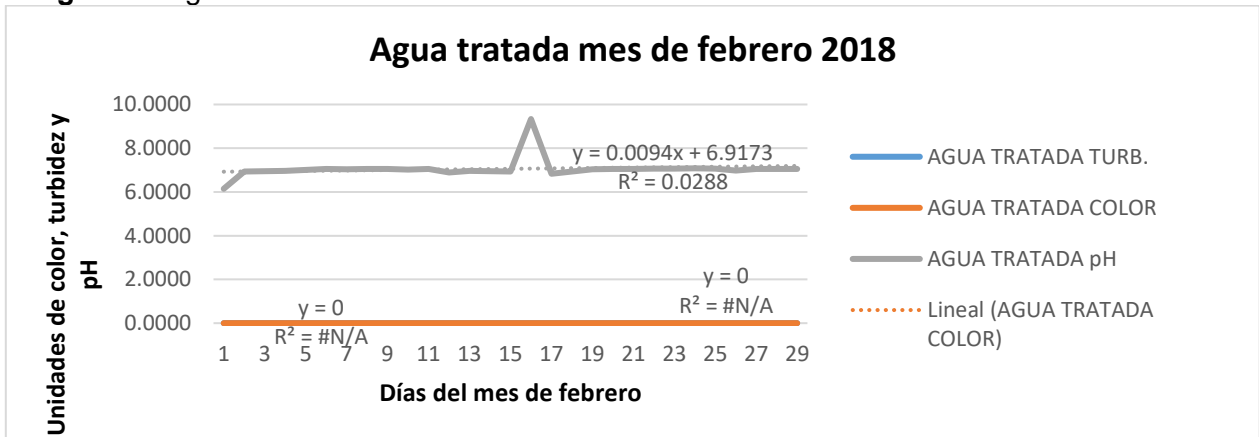
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 31. Agua cruda mes de febrero de 2018 (escala logarítmica)



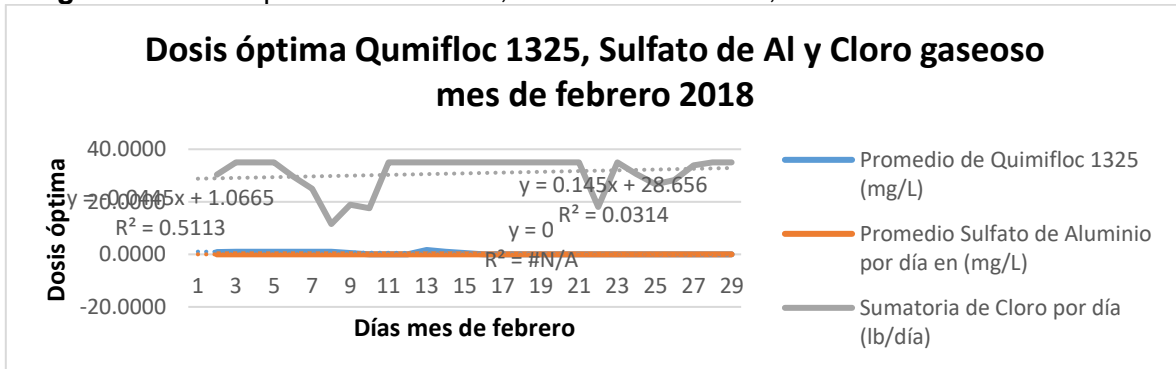
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 32. Agua tratada mes de febrero 2018



Fuente. Elaboración propia.

Imagen 33. Dosis óptima de Qumifloc, Sulfato de Aluminio, Cloro Gaseoso febrero 2018



Fuente. Elaboración propia.

Análisis y procesamiento de los datos para el mes de marzo

Tabla 31. Mes de marzo de 2018

Marzo	Promedio de Caudal por día(L/s)	Promedio de Quimifloc 1325 (mg/L)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (mg/L)	Sumatoria de Cloro por día (lb/día)	AGUA CRUDA			AGUA TRATADA			Promedio de caudal por día (L/día)
					TURB.	COLOR	pH	TURB.	COLOR	pH	
1	126.1538	0.0000	0.0000	35.0000	0.1923	0.4400	6.9500	0.0000	0.0000	7.0520	3027.6923
2	121.5385	0.0000	0.0000	35.0000	0.1538	0.6154	7.0038	0.0000	0.0000	7.0462	2916.9231
3	126.5385	0.0000	0.0000	35.0000	0.1154	0.4615	6.9577	0.0000	0.0000	7.0462	3036.9231
4	125.5385	0.0000	0.0000	35.0000	0.1538	0.4231	6.9800	0.0000	0.0000	7.0308	3012.9231
5	123.1538	11.2308	0.0000	35.0000	395.8462	2469.1154	6.6731	0.6154	6.6538	6.9885	2955.6923
6	125.1538	4.9615	0.0000	37.6923	29.6923	186.7692	6.8462	0.0000	0.0000	7.0308	3003.6923
7	127.0000	3.0769	0.0000	40.0000	21.6538	123.9231	6.8154	0.0000	0.0000	7.0192	3048.0000
8	127.3846	12.3077	0.0000	36.0000	0.0000	504.2692	6.8154	0.1154	0.8462	7.0038	3057.2308
9	127.3846	9.2800	0.0000	36.0000	240.0000	1445.0000	177.2000	0.0000	3.0000	7.0115	3057.2308
10	128.2308	3.0000	0.0000	41.0000	5.6538	28.6538	6.8462	0.0000	0.0000	7.0500	3077.5385
11	126.6923	2.0769	0.0000	40.3077	4.1923	21.9615	6.8462	0.0000	0.0000	7.0385	3040.6154
12	126.8462	2.0000	0.0000	41.0000	2.6538	13.4615	7.0962	0.0000	0.0000	7.1269	3044.3077
13	126.8462	1.2000	0.0000	41.0000	2.1538	9.5769	6.8375	0.0000	0.0000	7.0154	3044.3077
14	128.3846	1.2000	0.0000	41.0000	1.8846	7.6923	7.0200	0.0000	0.0000	7.0400	3081.2308
15	128.3077	1.2000	0.0000	41.0000	1.6154	7.3077	7.0423	0.0000	0.0000	7.0385	3079.3846
16	127.7692	1.2000	0.0000	41.0000	1.4615	5.1923	7.0538	0.0000	0.0000	7.0846	3066.4615
17	128.5385	1.2000	0.0000	41.0000	1.7692	4.8846	7.0654	0.0000	0.0000	7.0731	3084.9231
18	128.0769	1.2000	0.0000	41.0000	1.1538	3.6154	7.1077	0.0000	0.0000	7.1125	3073.8462
19	127.0769	0.0000	0.0000	37.0000	1.9231	5.1923	6.9423	0.0000	0.0000	7.0423	3049.8462
20	127.0769	0.0000	0.0000	37.0769	0.6923	5.0385	6.9423	0.0000	0.0000	7.0269	3049.8462
21	124.6923	0.0000	0.0000	37.0000	0.4615	3.8846	6.9577	0.0000	0.0000	7.0364	2992.6154
22	127.3846	0.0000	0.0000	37.0000	0.8077	6.3077	6.9538	0.0000	0.0000	7.0538	3057.2308
23	127.2308	0.0000	0.0000	37.0000	0.7692	5.0000	6.9500	0.0000	0.0000	7.0423	3053.5385
24	127.5385	0.0000	0.0000	37.0000	1.6923	5.3077	6.9500	0.0000	0.0000	7.0920	3060.9231
25	127.3846	0.0000	0.0000	37.2308	0.7308	4.4615	6.9500	0.0000	0.0000	7.0346	3057.2308
26	127.4615	0.0000	0.0000	40.0000	0.1538	0.8462	7.1577	0.0000	0.0000	7.0231	3059.0769
27	127.4615	0.0000	0.0000	39.2308	0.1538	0.8462	7.1577	0.0000	0.0000	7.0308	3059.0769
28	125.6154	6.0000	9.4615	35.0000	266.8462	1588.6538	6.7769	0.0000	0.8846	6.8538	3014.7692
29	128.5385	11.0385	0.0000	35.0000	58.0769	346.7308	6.7538	0.0000	0.0385	6.8769	3084.9231
30	128.0000	12.8077	0.0000	35.0000	69.8077	464.5769	6.7077	0.0000	1.2000	6.8560	3072.0000
31	127.1538	15.5000	0.0000	35.0000	54.4231	333.4615	6.6654	0.0000	0.8462	6.8000	3051.6923
	126.8437	3.2413	0.3052	37.7916	37.6414	245.2797	12.4201	0.0236	0.4345	7.0186	3049.6484
PROMEDIO Y DOSIS ÓPTIMA POR MES	Caudal en L/mes	Promedio de Quimifloc 1325 (kg/mes)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (kg/mes)	Sumatoria de Cloro por día (kg/mes)							
	339738092.3077	1101.1898	103.6918	531.4098							

Fuente. Elaboración propia

Tabla 32. Calculo del caudal utilizado durante el lavado de filtros en un mes de marzo

Día del mes	Módulo 1	Módulo 2	Módulo 3	Lavado de filtros por día	Caudal de lavado de filtrado en m ³
DIA 1	0	0	1	1	15.246
DIA 2	0	0	0	0	0
DIA 3	2	2	0	4	60.984
DIA 4	1	2	0	3	45.738
DIA 5	5	8	5	18	274.428
DIA 6	2	3	4	9	137.214
DIA 7	2	1	0	3	45.738
DIA 8	3	6	4	13	198.198
DIA 9	1	3	0	4	60.984
DIA 10	1	4	3	8	121.968
DIA 11	2	0	0	2	30.492
DIA 12	0	6	3	9	137.214
DIA 13	0	3	3	6	91.476
DIA 14	2	3	1	6	91.476
DIA 15	2	3	4	9	137.214
DIA 16	2	3	2	7	106.722
DIA 17	0	3	0	3	45.738
DIA 18	4	4	4	12	182.952
DIA 19	2	3	2	7	106.722
DIA 20	1	0	0	1	15.246
DIA 21	0	0	0	0	0
DIA 22	0	0	0	0	0
DIA 23	0	3	0	3	45.738
DIA 24	2	0	2	4	60.984
DIA 25	2	1	0	3	45.738
DIA 26	0	0	0	0	0
DIA 27	0	0	0	0	0
DIA 28	4	4	7	15	228.69
DIA 29	5	3	0	8	121.968
DIA 30	8	4	5	17	259.182
DIA 31	7	7	7	21	320.166
Cantidad de lavado de filtros al mes				196	
Total de agua gastada para el lavado de filtros al mes					2988.216

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 33. Caudal de drenaje de los sedimentadores mes de marzo

Área total	Velocidad	Número de lavado al mes	caudal total en m ³	caudal total en litros
207	0.00074547	6	0.92587374	925.87374

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 34. Calculo de las pérdidas de agua durante el tratamiento mes de marzo

GASTOS DE LAVADO DE FILTRO EN m ³	GASTO DE LAVADO DE SEDIMENTADORES EN m ³ /mes	PERDIDAS DE AGUA EN LAS FUGAS DE LA PTAP en m ³ (equivalentes a 7L/s) medidas en campo	SUMATORIA DE GASTOS DE FILTROS + SEDIMENTADORES+FUGAS PTAP	Caudal total en m ³ /mes	Caudal total - gastos en m ³ /mes
2.9882	0.9259	18748.8000	18752.7141	339738.0923	320985.3782

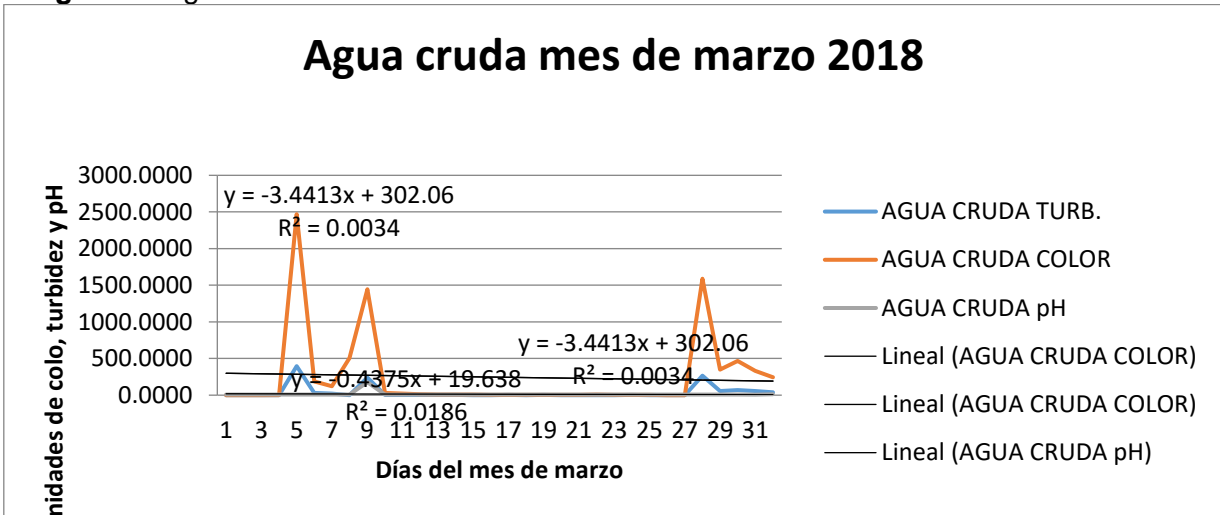
Fuente. Elaboración propia.

Tabla 35. Porcentaje de pérdidas con relación al caudal total mes de marzo

Porcentaje de agua gastada en lavado de filtros y sedimentadores		Porcentaje de Pérdidas de agua en fugas de la PTAP		Porcentaje de pérdidas al caudal total	
339738.0923	100	339738.0923	100	339738.0923	100
3.9141	0.0011521	18748.8000	5.5186	18752.7141	5.519756105

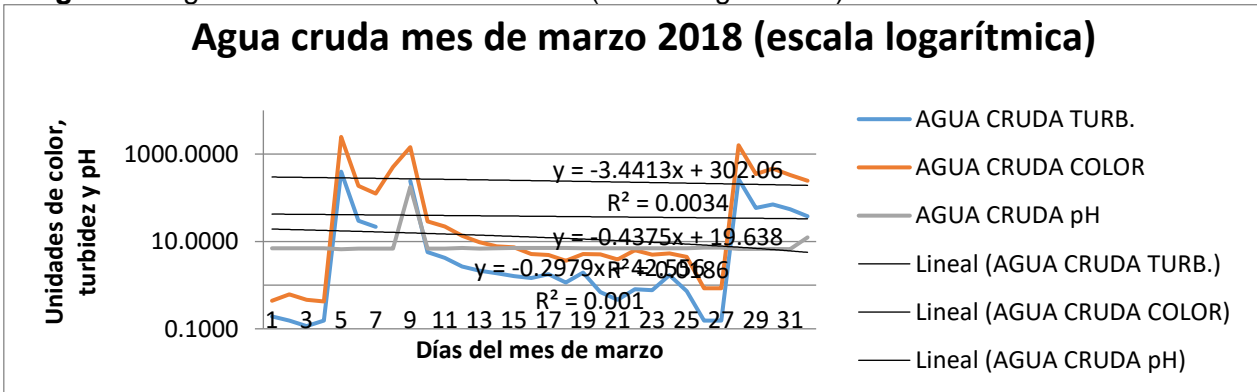
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 34. Agua cruda mes de marzo de 2018



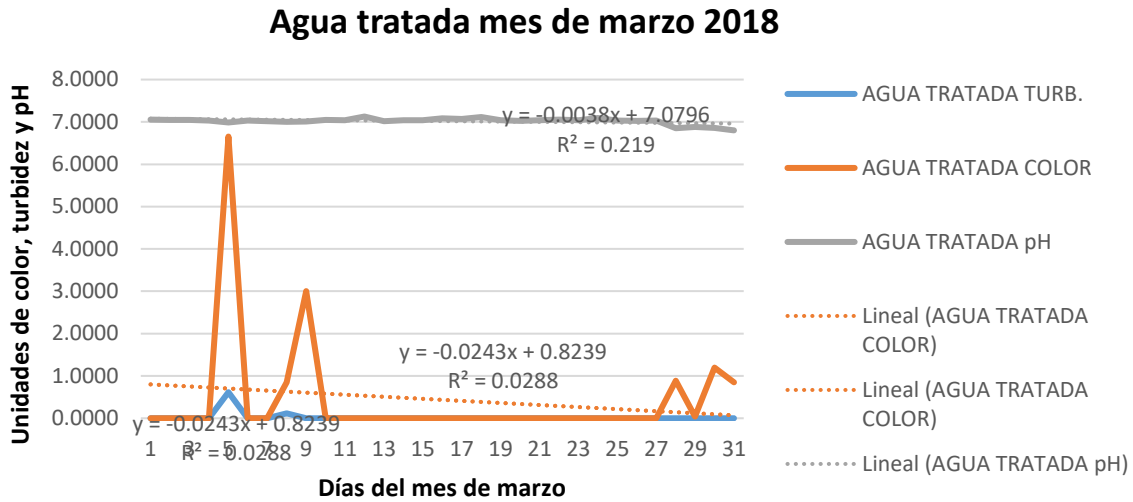
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 35. Agua cruda mes de marzo 2018 (escala logarítmica)



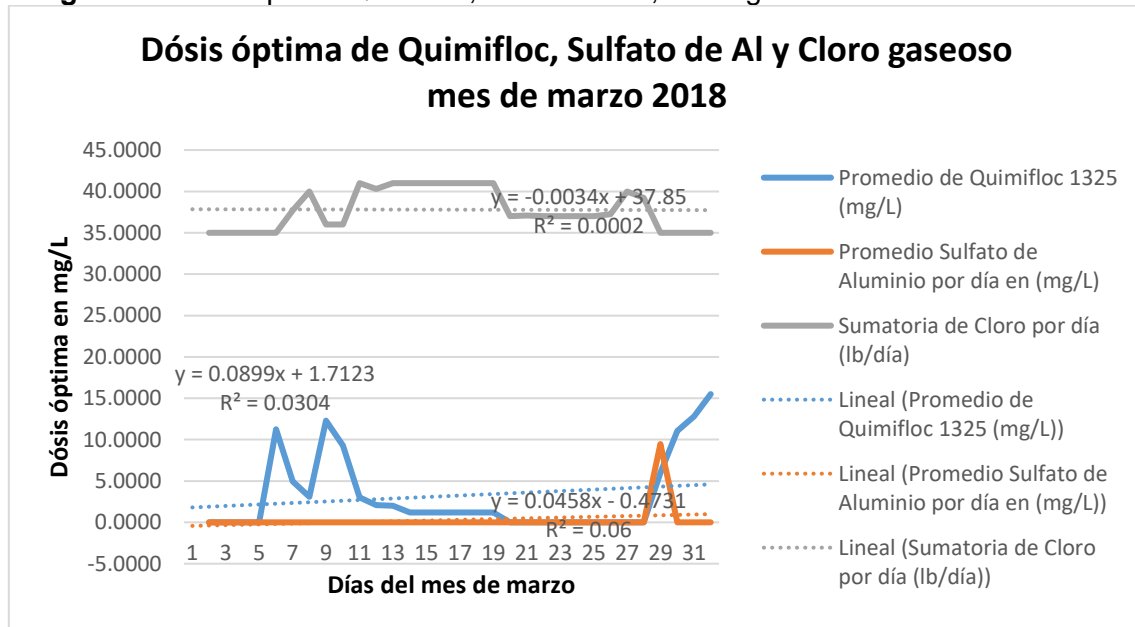
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 36. Agua tratada mes de marzo 2018



Fuente. Elaboración propia.

Imagen 37. Dosis óptima Quimifloc, Sulfato de Al, Cloro gaseoso marzo 2018



Fuente. Elaboración propia.

Análisis y procesamiento de los datos para el mes de abril

Tabla 36. Mes de abril 2018

Abril	Promedio de Caudal por día(L/s)	Promedio de Quimifloc 1325 (mg/L)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (mg/L)	Sumatoria de Cloro por día (lb/día)	AGUA CRUDA			AGUA TRATADA			Promedio de caudal por día (L/día)
					TURB.	COLOR	pH	TURB.	COLOR	pH	
1	128.6154	13.6154	0.0000	35.0000	7.5385	51.8077	6.7731	0.0000	0.3846	6.8923	3086.7692
2	128.5385	4.0000	0.0000	35.6923	7.5000	51.7692	6.8500	0.0385	0.1538	7.0538	3084.9231
3	128.5385	3.0000	0.0000	40.3077	2.4231	14.8462	6.8692	0.0385	0.1538	7.0538	3084.9231
4	127.2308	14.3077	0.0000	41.0000	125.0385	735.6923	6.7731	0.0769	0.0769	7.0192	3053.5385
5	127.3846	7.3077	0.0000	41.0000	111.0000	653.8077	6.7385	0.0000	0.1538	7.0192	3057.2308
6	121.5385	4.3846	6.5769	41.7692	32.8077	215.8462	6.6731	0.0000	0.1538	7.0192	2916.9231
7	118.4615	2.0769	3.4615	40.0769	9.1923	54.4615	6.7038	0.0000	0.3462	6.9885	2843.0769
8	118.5385	0.0000	4.0000	38.0000	4.5769	30.0385	6.7077	0.0000	0.0000	7.0615	2844.9231
9	121.1538	5.8462	0.6154	38.0000	12.8077	85.3077	6.6880	0.0000	0.7308	6.8480	2907.6923
10	123.6154	9.3077	0.0000	38.0000	24.3846	176.6538	6.6500	0.0769	1.6154	6.7654	2966.7692
11	124.9231	6.2308	0.0000	31.2308	7.7308	63.2308	6.7500	0.0000	1.0000	6.8808	2998.1538
12	122.8462	4.0000	0.0000	38.0000	2.4615	20.7692	6.7654	0.0000	0.0000	6.9115	2948.3077
13	125.7692	4.0000	0.0000	36.0000	2.6538	16.7308	6.7808	0.0000	0.0000	6.9038	3018.4615
14	125.2308	16.3077	0.0000	25.2308	164.1154	1312.1154	6.6769	0.0000	0.6923	6.8269	3005.5385
15	127.2308	7.3846	0.0000	16.0000	14.1538	92.7308	6.7231	0.0000	0.5769	6.8962	3053.5385
16	128.7692	3.0000	0.0000	37.6923	4.4231	26.6154	6.7692	0.0000	0.1538	7.0080	3090.4615
17	127.8462	6.1538	0.0000	42.1538	33.0769	200.0769	6.7269	0.2308	1.6538	7.0192	3068.3077
18	128.3846	6.4615	0.0000	41.0000	15.6154	105.0385	6.7000	0.0000	0.0769	7.0462	3081.2308
19	128.0769	5.3077	0.0000	41.0000	10.8077	73.0385	6.7192	0.0385	0.3846	7.0500	3073.8462
20	129.0000	3.8462	0.0000	41.0000	3.9231	22.6538	6.7391	0.0000	0.1154	7.0238	3096.0000
21	129.0769	3.0000	0.0000	41.7692	2.1538	11.1154	6.7769	0.0000	0.0000	7.0577	3097.8462
22	127.6154	6.2692	0.0000	41.0000	65.6923	456.3077	6.7500	0.0000	0.0385	7.0231	3062.7692
23	129.8462	3.0000	0.0000	0.0000	4.6538	29.5769	6.8000	0.0000	0.0000	6.9423	3116.3077
24	132.2308	2.3077	0.0000	40.2308	2.8846	16.6154	6.8192	0.0000	0.0000	6.9400	3173.5385
25	128.6923	2.0000	0.0000	41.0000	2.9615	12.8077	6.7808	0.0000	0.0000	6.9385	3088.6154
26	129.0769	2.0000	0.0000	38.2308	1.8846	8.4615	6.7885	0.0000	0.0000	6.9077	3097.8462
27	128.0000	4.6538	0.0000	37.0000	12.8462	82.3462	6.7231	0.0000	0.0000	6.8808	3072.0000
28	129.5385	9.0000	0.0000	37.0000	57.3462	504.8077	6.7577	0.0000	0.5385	6.9200	3108.9231
29	127.6923	13.7692	0.0000	40.0000	38.6154	245.8846	6.7038	0.0000	0.5000	6.8800	3064.6154
30	127.7692	4.3077	0.0000	40.0000	13.3077	85.8077	6.7808	0.0000	0.0000	7.0731	3066.4615
	126.7077	5.8949	0.4885	36.4795	26.6192	181.8987	6.7486	0.0167	0.3167	6.9617	3040.9846
PROMEDIO Y DOSIS ÓPTIMA POR MES	Caudal en L/mes	Promedio de Quimifloc 1325 (kg/mes)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (kg/mes)	Sumatoria de Cloro por día (kg/mes)							
	328426338.4615	1936.0312	160.4236	496.4129							

Fuente. Elaboración propia

Tabla 37. Calculo del caudal utilizado durante el lavado de filtros en un mes de abril

Días del mes	Módulo 1	Módulo 2	Módulo 3	Lavado de filtros por día	Caudal de lavado de filtros en m ³
DIA 1	4	8	7	19	289.674
DIA 2	5	3	0	8	121.968
DIA 3	3	4	2	9	137.214
DIA 4	3	1	1	5	76.23
DIA 5	2	4	3	9	137.214
DIA 6	2	3	5	10	152.46
DIA 7	1	4	2	7	106.722
DIA 8	1	2	2	5	76.23
DIA 9	2	2	0	4	60.984
DIA 10	4	5	2	11	167.706
DIA 11	4	7	0	11	167.706
DIA 12	2	6	5	13	198.198
DIA 13	8	8	4	20	304.92
DIA 14	7	8	6	21	320.166
DIA 15	4	3	4	11	167.706
DIA 16	2	4	0	6	91.476
DIA 17	2	4	4	10	152.46
DIA 18	2	0	4	6	91.476
DIA 19	2	2	0	4	60.984
DIA 20	3	4	3	10	152.46
DIA 21	1	3	0	4	60.984
DIA 22	3	4	2	9	137.214
DIA 23	1	0	0	1	15.246
DIA 24	3	1	4	8	121.968
DIA 25	4	5	2	11	167.706
DIA 26	4	5	7	16	243.936
DIA 27	2	2	3	7	106.722
DIA 28	5	6	0	11	167.706
DIA 29	4	3	5	12	182.952
DIA 30	0	5	2	7	106.722
Cantidad de lavado de filtro por mes				285	
Total de agua gastada para el lavado de filtros al mes					4345.11

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 38. Caudal de drenaje de sedimentadores mes de abril

Área total	Velocidad	Número de lavado al mes	caudal total en m ³	caudal total en litros
207	0.00074547	8	1.23449832	1234.49832

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 39. Calculo de las pérdidas de agua durante el tratamiento mes de abril

GASTOS DE LAVADO DE FILTRO EN m ³	GASTO DE LAVADO DE SEDIMENTADORES EN m ³ /mes	PERDIDAS DE AGUA EN LAS FUGAS DE LA PTAP en m ³ (equivalentes a 7L/s) medidas en campo	SUMATORIA DE GASTOS DE FILTROS + SEDIMENTADORES+FUGAS PTAP	Caudal total en m ³ /mes	Caudal total - gastos en m ³ /mes
0.2592	1.2345	18748.8000	18750.2937	328426.3385	309676.0448

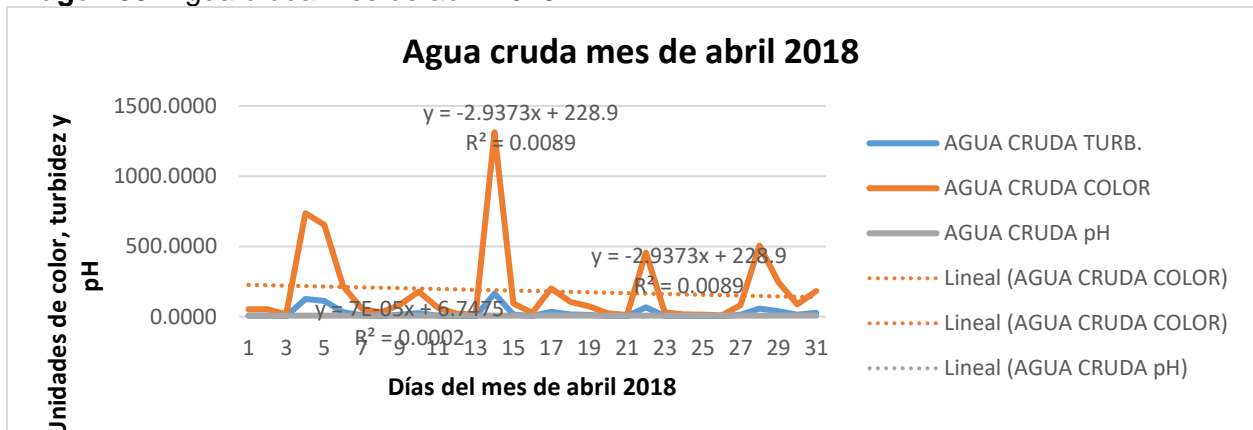
Fuente. Elaboración propia.

Tabla 40. Porcentaje de pérdidas con relación al caudal total mes de abril

Porcentaje de agua gastada en lavado de filtros y sedimentadores		Porcentaje de Pérdidas de agua en fugas de la PTAP		Porcentaje de pérdidas al caudal total	
328426.3385	100	328426.3385	100	328426.3385	100
1.4937	0.000454799	18748.8000	5.7086774	18750.2937	5.70913215

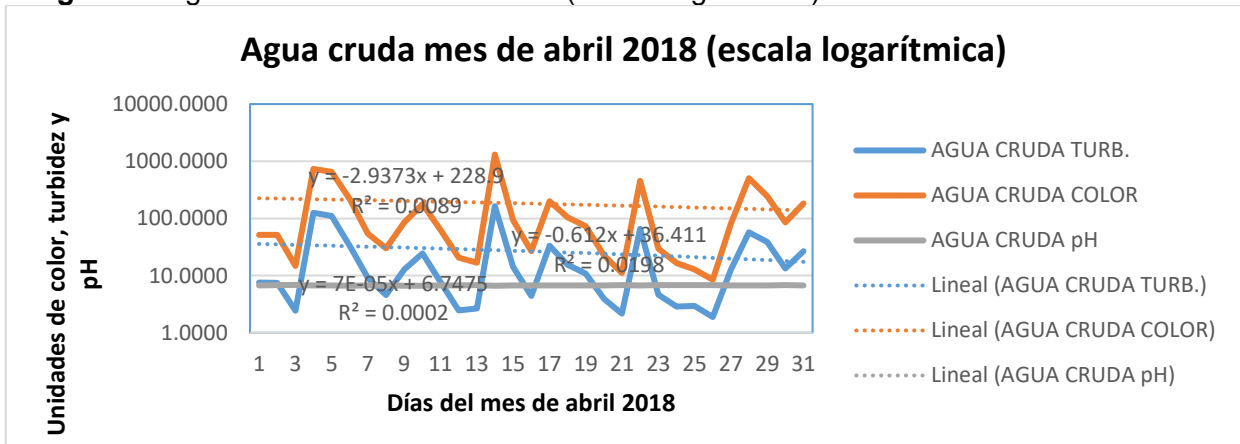
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 38. Agua cruda mes de abril 2018



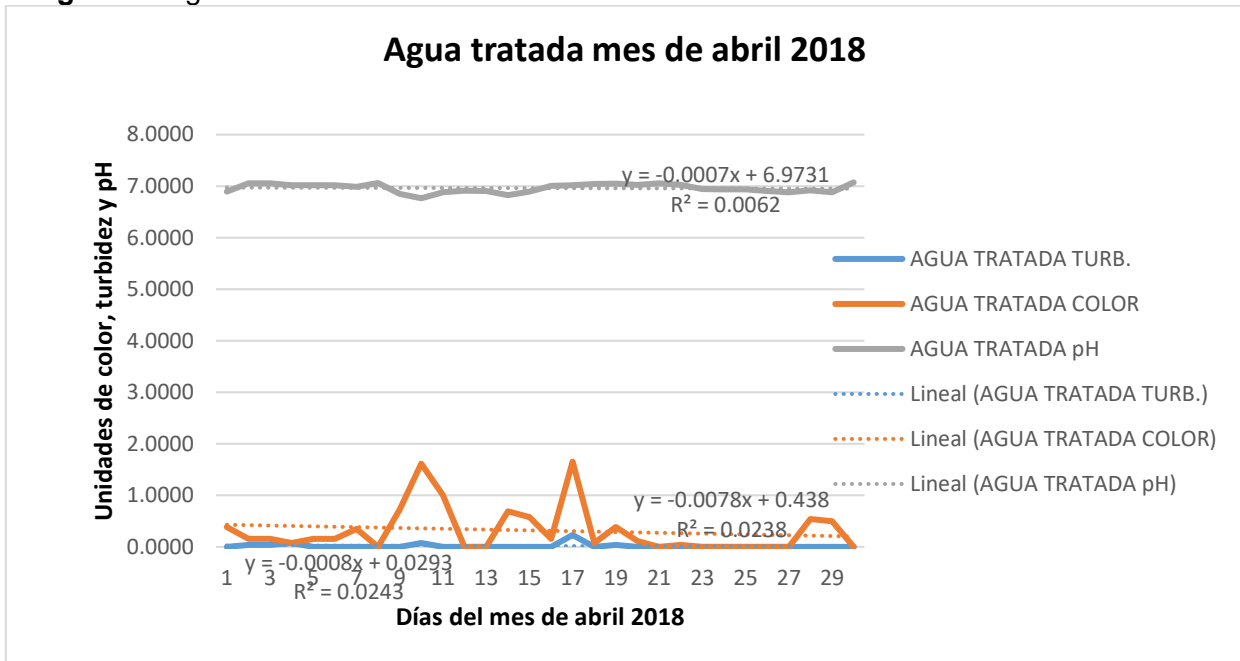
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 39. Agua cruda mes de abril 2018 (escala logarítmica)



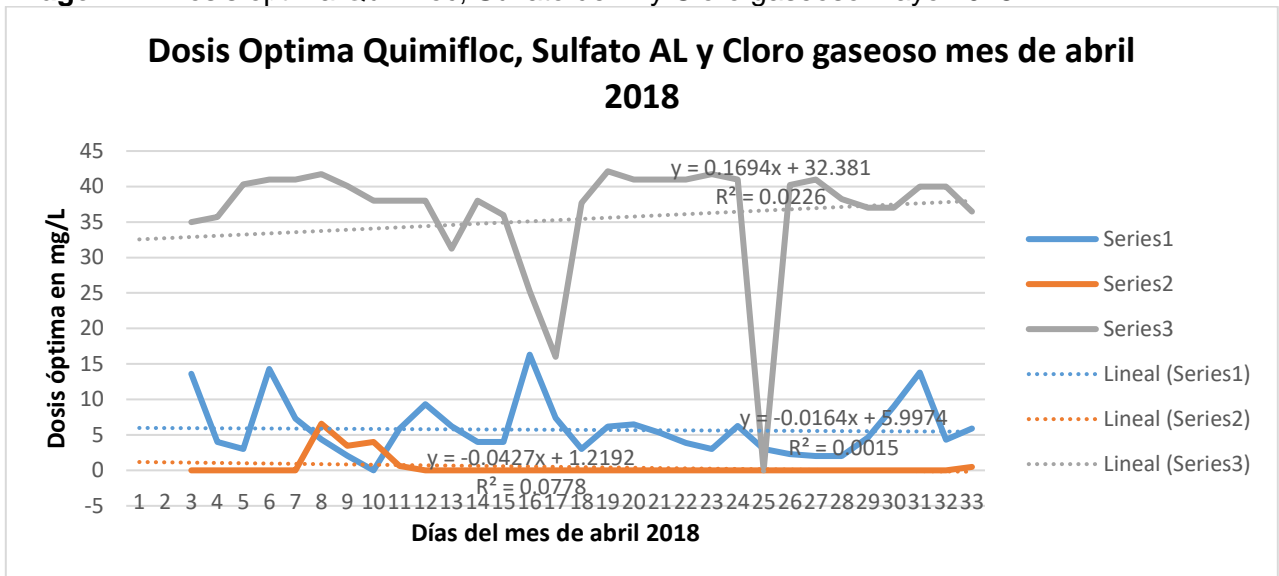
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 40. Agua tratada mes de 2018



Fuente. Elaboración propia

Imagen 41. Dosis optima Qumifloc, Sulfato de Al y Cloro gaseoso mayo 2018



Fuente. Elaboración propia

Análisis y procesamiento de los datos para el mes de mayo

Tabla 41. Mes de mayo 2018

Mayo	Promedio de Caudal por día(L/s)	Promedio de Quimifloc 1325 (mg/L)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (mg/L)	Sumatoria de Cloro por día (lb/día)	AGUA CRUDA			AGUA TRATADA			Promedio de caudal por día (L/día)
					TURB.	COLOR	pH	TURB.	COLOR	pH	
1	128.3846	4.0000	0.0000	40.0000	128.3846	777.2692	6.7800	0.0769	0.2308	7.0115	3081.2308
2	129.5385	9.0000	0.0000	40.0000	36.3846	269.2308	6.7308	0.0769	1.9231	6.9885	3108.9231
3	126.6154	10.7692	0.0000	40.0000	240.6154	1691.0385	6.4800	0.0000	0.4231	7.0038	3038.7692
4	130.0769	8.2692	0.0000	40.0000	55.3462	359.0000	6.5846	0.0385	1.2692	6.9962	3121.8462
5	129.6923	5.1154	0.0000	39.3846	15.3462	97.3462	6.7577	0.0385	0.4231	7.0125	3112.6154
6	129.2308	5.2308	0.0000	38.0000	30.8846	204.2692	6.7692	0.0000	0.1154	6.9962	3101.5385
7	130.7692	3.5769	0.0000	38.0000	8.8846	58.8077	6.7962	0.0000	0.4231	6.9346	3138.4615
8	129.7692	10.9231	0.0000	40.0000	97.5385	638.3462	6.7154	0.0000	0.5000	6.8654	3114.4615
9	130.8462	6.1923	0.0000	40.0000	11.0000	93.5692	6.7808	0.0000	0.0000	6.9615	3140.3077
10	130.6923	3.3077	0.0000	40.6923	18.9231	113.8846	6.7654	0.0000	0.0769	6.9192	3136.6154
11	129.3077	7.3077	0.0000	41.0000	55.5769	360.1923	6.7400	0.0000	0.2308	6.8885	3103.3846
12	129.5385	12.9231	0.0000	41.0000	106.7692	710.7692	6.6962	0.0769	1.4231	6.8423	3108.9231
13	129.6923	10.3077	0.0000	41.0000	41.0385	334.8846	9.0192	0.0000	0.6154	6.8692	3112.6154
14	129.7692	5.4615	0.0000	37.2308	13.1154	85.3462	6.7560	0.0385	0.6154	7.0077	3114.4615
15	128.7692	43.5385	0.0000	32.0000	173.6538	1100.1538	6.6462	0.0000	0.1538	6.9769	3090.4615
16	130.2308	4.3077	0.0000	37.0000	16.3077	105.3462	6.7269	0.0000	0.1154	7.0038	3125.5385
17	131.0769	3.1538	0.0000	37.0000	7.9615	47.8462	6.7269	0.0385	0.0769	6.7308	3145.8462
18	129.8462	3.1538	0.0000	37.0000	6.3846	39.6923	6.7692	0.0000	0.1923	7.0080	3116.3077
19	130.6923	3.2308	0.0000	37.0000	10.7692	71.9615	6.7577	0.0385	0.9615	6.9154	3136.6154
20	130.2308	7.0769	0.0000	37.0000	96.9615	602.3846	6.7615	0.0000	0.0385	6.9538	3125.5385
21	130.0769	5.9615	0.0000	37.0000	11.3846	86.5769	6.7520	0.0000	0.0385	6.8800	3121.8462
22	130.7692	4.5385	0.0000	37.0000	4.9231	36.5769	11.4423	0.0000	0.0000	6.9038	3138.4615
23	129.6154	5.3846	0.0000	37.0000	18.0385	114.9615	6.7654	0.0000	0.6923	6.9038	3110.7692
24	129.1538	7.4615	0.0000	40.0000	40.9615	314.5385	6.7308	0.0000	0.6538	6.8692	3099.6923
25	125.1538	7.4615	0.0000	37.0000	40.9615	314.5385	6.7308	0.0000	0.6538	6.8692	3003.6923
26	130.1538	10.1923	0.0000	37.0000	89.0000	573.0000	6.7154	0.0000	0.6538	6.8577	3123.6923
27	127.0769	4.8846	0.0000	0.0000	14.1538	74.1538	6.7769	0.0000	0.8846	6.8846	3049.8462
28	125.1538	5.9615	0.0000	0.0000	48.3846	337.7692	6.7000	0.0000	1.2308	6.9346	3003.6923
29	126.3077	5.8462	0.0000	38.2308	27.0000	188.1538	6.7269	0.0000	0.6154	6.9692	3031.3846
30	128.3077	3.3077	0.0000	37.0000	6.2692	39.0769	6.7500	0.0000	0.0000	6.9769	3079.3846
31	128.6154	3.0000	0.0000	0.0000	4.0385	24.5769	6.8154	0.0000	0.0000	6.9960	3086.7692
	129.1985	7.4467	0.0000	34.6303	47.6439	318.2342	6.9570	0.0136	0.4913	6.9333	3100.7643
PROMEDIO Y DOSIS ÓPTIMA POR MES	Caudal en L/mes	Promedio de Quimifloc 1325 (kg/mes)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (kg/mes)	Sumatoria de Cloro por día (kg/mes)							
	346045292.3077	2576.8782	0.0000	486.9570							

Fuente. Elaboración propia

Tabla 42. Calculo del caudal utilizado durante el lavado de filtros en un mes de mayo

Días del mes de mayo	Módulo 1	Módulo 2	Módulo 3	Lavado de filtros por día	Metros cúbicos gastados durante el lavado por día
DIA 1	3	2	2	7	106.722
DIA 2	2	4	3	9	137.214
DIA 3	5	6	3	14	213.444
DIA 4	6	4	3	13	198.198
DIA 5	6	6	11	23	350.658
DIA 6	2	3	5	10	152.46
DIA 7	4	4	0	8	121.968
DIA 8	4	4	4	12	182.952
DIA 9	3	3	0	6	91.476
DIA 10	4	4	2	10	152.46
DIA 11	4	4	0	8	121.968
DIA 12	8	3	8	19	289.674
DIA 13	4	5	4	13	198.198
DIA 14	2	5	3	10	152.46
DIA 15	4	4	1	9	137.214
DIA 16	1	2	2	5	76.23
DIA 17	2	3	2	7	106.722
DIA 18	2	2	1	5	76.23
DIA 19	2	2	0	4	60.984
DIA 20	2	7	4	13	198.198
DIA 21	5	5	0	10	152.46
DIA 22	6	6	4	16	243.936
DIA 23	4	6	2	12	182.952
DIA 24	5	6	3	14	213.444
DIA 25	5	6	3	14	213.444
DIA 26	4	4	5	13	198.198
DIA 27	3	6	6	15	228.69
DIA 28	5	5	3	13	198.198
DIA 29	1	2	3	6	91.476
DIA 30	5	2	3	10	152.46
DIA 31	0	0	1	1	15.246
Número de lavado de filtros al mes				329	
Totales de agua por lavado de filtros gastado en m3 al mes					5015.934

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 43. Caudal de drenaje de sedimentadores mes de mayo

Área total	Velocidad	Número de lavado al mes	caudal total en m ³	caudal total en litros
207	0.00074547	8	1.23449832	1234.49832

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 44. Calculo de las pérdidas de agua durante el tratamiento mes de mayo

GASTOS DE LAVADO DE FILTRO EN m ³	GASTO DE LAVADO DE SEDIMENTADORES EN m ³ /mes	PERDIDAS DE AGUA EN LAS FUGAS DE LA PTAP EN m ³ (equivalentes a 7L/s) medidas en campo	SUMATORIA DE GASTOS DE FILTROS + SEDIMENTADORES+FUGAS PTAP EN m ³	Caudal total en m ³ /mes	Caudal total - gastos en m ³ /mes
5.0159	1.2345	18748.8000	18755.0504	346045.2923	327290.2419

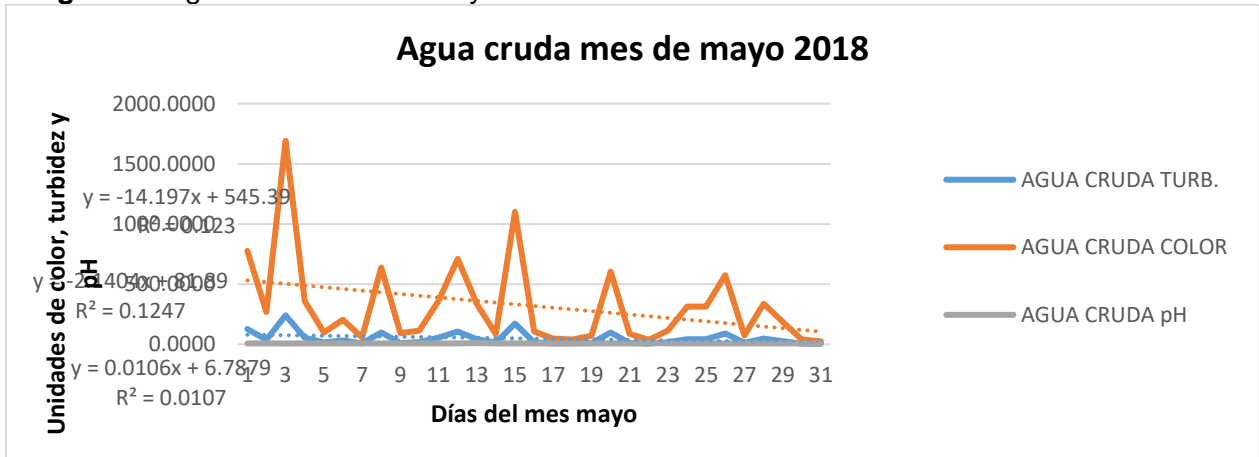
Fuente. Elaboración propia.

Tabla 45. Porcentaje de pérdidas con relación al caudal total mes de mayo

Porcentaje de agua gastada en lavado de filtros y sedimentadores		Porcentaje de Pérdidas de agua en fugas de la PTAP		Porcentaje de pérdidas al caudal total	
346045.2923	100	346045.2923	100	346045.2923	100
6.2504	0.0018062	18748.8000	5.4180191	18755.0504	5.419825338

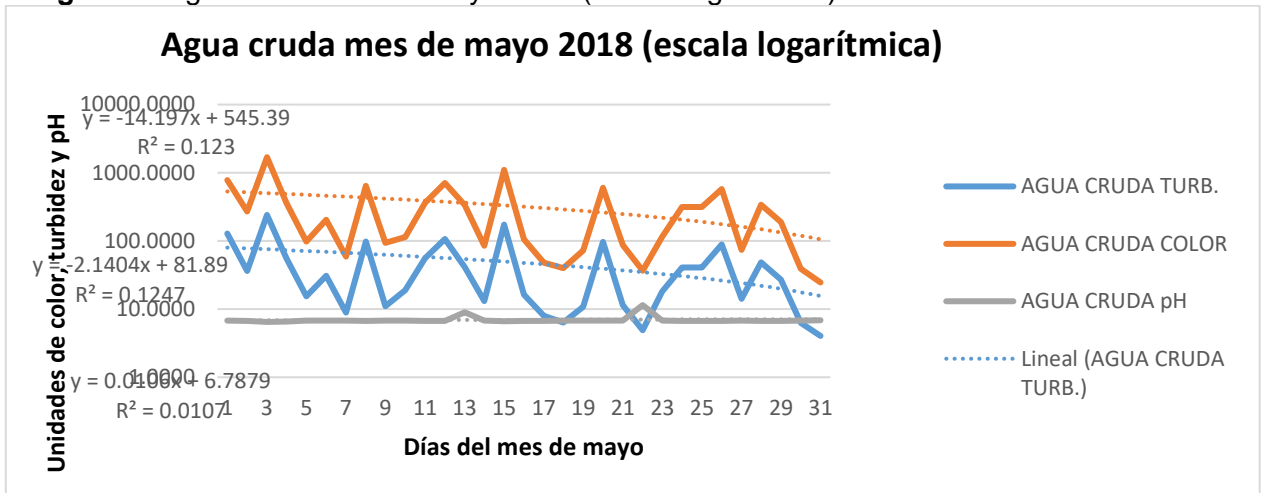
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 42. Agua cruda mes de mayo 2018



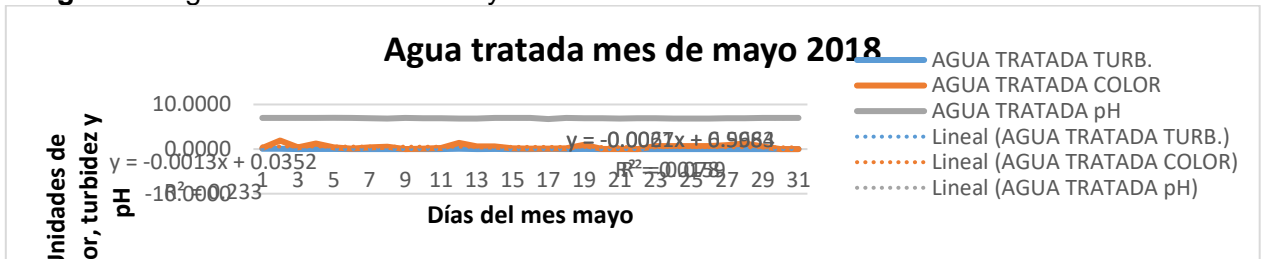
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 43. Agua cruda mes de mayo 2018 (escala logarítmica)



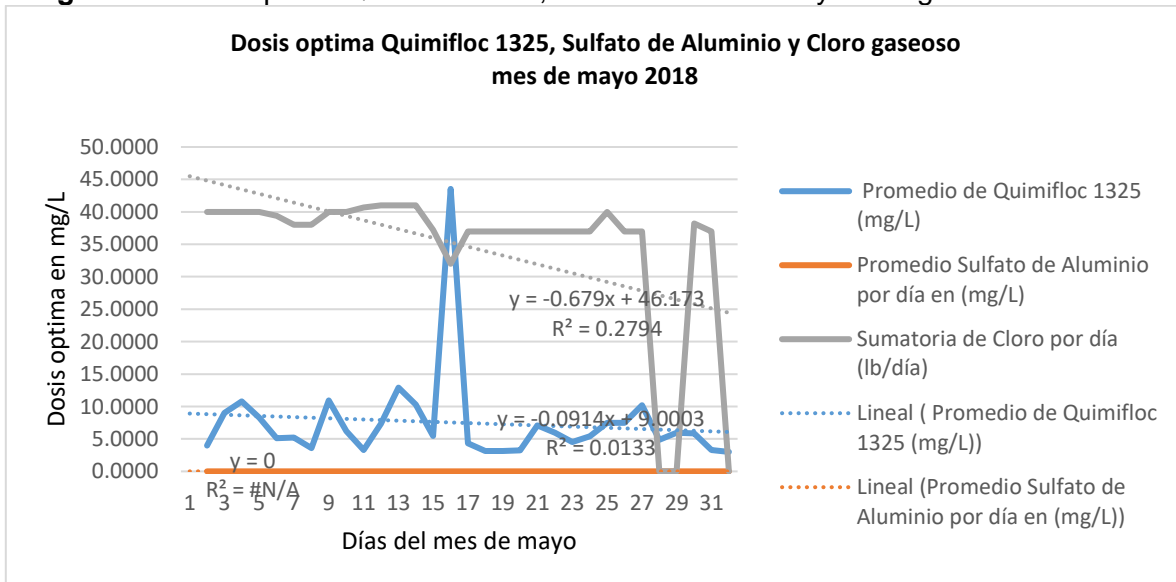
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 44. Agua tratada mes de mayo 2018



Fuente. Elaboración propia.

Imagen 45. Dosis optima Quimifloc 1325, Sulfato de Aluminio y Cloro gaseoso



Fuente. Elaboración propia.

Análisis y procesamiento de los datos para el mes de junio

Tabla 46. Mes de junio de 2018

Junio	Promedio de Caudal por día(L/s)	Promedio de Quimifloc 1325 (mg/L)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (mg/L)	Sumatoria de Cloro por día (lb/día)	AGUA CRUDA			AGUA TRATADA			Promedio de caudal por día (L/día)
					AGUA CRUDA			AGUA TRATADA			
					TURB.	COLOR	pH	TURB.	COLOR	pH	
1	128.1538	2.0000	0.0000	37.0000	4.9615	26.4615	6.8269	0.0000	0.0000	7.0280	3075.6923
2	128.3846	2.6923	0.0000	37.0000	17.5385	111.6923	6.7769	0.0769	0.8077	7.0000	3081.2308
3	128.0769	3.0000	0.0000	37.0000	4.5000	25.4615	6.8654	0.0000	0.0000	7.0192	3073.8462
4	127.7692	3.3077	0.0000	37.0000	11.9615	65.3846	6.8192	0.0000	1.2692	6.9654	3066.4615
5	122.5385	4.2800	0.0000	35.0000	26.0000	192.0000	6.6520	0.0800	0.8000	6.9760	2940.9231
6	123.6923	4.4615	0.0000	35.0000	8.2308	50.8846	6.7538	0.0000	0.0000	6.9846	2968.6154
7	127.5385	3.2308	0.0000	35.0769	3.7308	26.0000	6.7846	0.0000	0.0000	6.9920	3060.9231
8	126.5385	2.5000	1.5385	35.0000	24.7308	140.6923	6.7538	0.0000	0.0000	6.9308	3036.9231
9	126.8462	3.6923	0.6154	35.0000	9.6538	56.8462	6.7423	0.0000	0.2308	6.9615	3044.3077
10	127.6154	3.0000	0.0000	35.0000	2.9231	18.1923	6.7885	0.0000	0.0000	6.9808	3062.7692
11	126.4615	1.8154	0.0000	460.0000	6.6923	40.7692	6.7500	0.0000	0.1923	6.9962	3035.0769
12	124.4615	2.7692	0.0000	36.0000	3.5385	18.1538	6.7385	0.0000	0.0769	7.0115	2987.0769
13	125.6923	8.4231	0.0000	36.0000	104.2308	687.1538	6.6154	0.0000	0.0000	6.9731	3016.6154
14	156.5385	6.0769	0.0000	36.0000	35.6154	221.7308	6.7154	0.0000	0.1538	6.9731	3756.9231
15	126.8462	3.5385	0.0000	36.0000	9.2692	52.6923	6.7077	0.0000	0.1538	7.0160	3044.3077
16	126.3846	3.7692	0.0000	36.0000	14.7308	98.3462	6.7115	0.0000	0.0000	6.9731	3033.2308
17	126.7692	8.0769	0.0000	36.0000	79.2308	529.5769	6.6346	0.0000	0.1154	6.9615	3042.4615
18	127.3077	6.6538	0.0000	36.0000	13.0385	81.5000	6.6808	0.0000	0.3846	6.9538	3055.3846
19	126.8462	4.6923	0.0000	36.0000	15.3077	90.8077	6.7077	0.0000	0.0385	6.9731	3044.3077
20	118.8462	4.0769	0.0000	36.0000	15.1538	97.0769	6.7077	0.0000	0.2400	7.0040	2852.3077
21	122.0000	5.5385	0.0000	36.0000	20.7308	139.3077	6.7192	0.0000	0.6923	6.9885	2928.0000
22	124.0769	6.8462	0.0000	36.0000	71.8462	601.9615	6.6962	0.0000	1.1923	6.9808	2977.8462
23	128.8462	4.8846	0.0000	35.0000	12.0385	82.5000	6.7115	0.0000	0.0000	6.9731	3092.3077
24	128.8462	4.2308	0.0000	36.0000	28.8077	175.4615	6.7269	0.0769	1.4231	6.9500	3092.3077
25	128.5385	3.1538	0.0000	36.0000	9.9231	64.0769	6.7269	0.0000	0.0000	7.0154	3084.9231
26	128.0769	3.0000	0.0000	36.0000	7.4231	43.3846	6.7577	0.0000	0.0000	7.0200	3073.8462
27	128.3077	3.7692	0.0000	43.6923	40.0769	242.1923	6.7346	0.0000	0.0000	6.9692	3079.3846
28	127.3077	6.8462	0.0000	36.0000	106.5385	718.7692	6.6692	0.0769	1.0000	6.9808	3055.3846
29	128.0000	5.3846	0.0000	36.0000	41.5000	263.0000	6.7192	0.0385	0.8077	6.9560	3072.0000
30	127.1538	5.3846	0.0000	36.0000	56.2308	347.8077	6.6808	0.0000	1.1923	6.9538	3051.6923
	127.4821	4.3698	0.0718	50.2923	26.8718	176.9962	6.7292	0.0116	0.3590	6.9820	3059.5692
PROMEDIO Y DOSIS ÓPTIMA POR MES	Caudal en L/mes	Promedio de Quimifloc 1325 (kg/mes)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (kg/mes)	Sumatoria de Cloro por día (kg/mes)							
	330433476.9231	1443.9435	23.7234	684.3777							

Fuente. Elaboración propia

Tabla 47. Calculo del caudal utilizado durante el lavado de filtros en un mes de junio

Día del mes de junio	Módulo 1	Módulo 2	Módulo 3	Lavado de filtros por día	Metros cúbicos gastados durante el lavado por día
DIA 1	2	0	3	5	76.23
DIA 2	2	3	1	6	91.476
DIA 3	1	3	3	7	106.722
DIA 4	5	1	4	10	152.46
DIA 5	4	5	4	13	198.198
DIA 6	4	2	6	12	182.952
DIA 7	1	4	3	8	121.968
DIA 8	4	2	4	10	152.46
DIA 9	3	6	0	9	137.214
DIA 10	4	4	4	12	182.952
DIA 11	0	5	3	8	121.968
DIA 12	2	3	3	8	121.968
DIA 13	3	2	0	5	76.23
DIA 14	2	2	2	6	91.476
DIA 15	3	1	0	4	60.984
DIA 16	2	3	4	9	137.214
DIA 17	5	4	2	11	167.706
DIA 18	3	3	3	9	137.214
DIA 19	3	3	3	9	137.214
DIA 20	5	5	4	14	213.444
DIA 21	4	4	4	12	182.952
DIA 22	6	4	5	15	228.69
DIA 23	3	3	3	9	137.214
DIA 24	5	3	0	8	121.968
DIA 25	2	3	4	9	137.214
DIA 26	4	0	2	6	91.476
DIA 27	3	3	3	9	137.214
DIA 28	3	2	2	7	106.722
DIA 29	1	2	2	5	76.23
DIA 30	3	5	2	10	152.46
Número de lavado de filtros al mes				265	
Totas de agua por lavado de filtros gastado en m3 al mes					4040.19

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 48. Caudal de drenaje de sedimentadores mes de junio

Área total	Velocidad	Número de lavado al mes	caudal total en m ³	caudal total en litros
207	0.00074547	8	1.23449832	1234.49832

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 49. Calculo de las pérdidas de agua durante el tratamiento mes de junio

GASTOS DE LAVADO DE FILTRO EN m ³	GASTO DE LAVADO DE SEDIMENTADORES EN m ³ /mes	PERDIDAS DE AGUA EN LAS FUGAS DE LA PTAP EN m ³ (equivalentes a 7L/s) medidas en campo	SUMATORIA DE GASTOS DE FILTROS + SEDIMENTADORES+FUGAS PTAP EN m ³	Caudal total en m ³ /mes	Caudal total - gastos en m ³ /mes
5.0159	1.2345	18748.8000	18755.0504	330433.4769	311678.4265

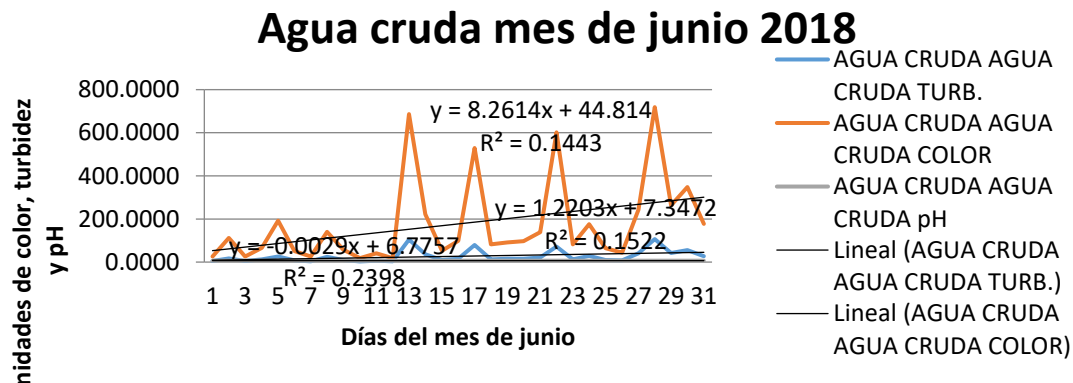
Fuente. Elaboración propia.

Tabla 50. Porcentaje de pérdidas con relación al caudal total mes de junio

Porcentaje de agua gastada en lavado de filtros y sedimentadores		Porcentaje de Pérdidas de agua en fugas de la PTAP		Porcentaje de pérdidas al caudal total	
330433.4769	100	330433.4769	100	330433.4769	100
6.2504	0.0018916	18748.8000	5.674	18755.0504	5.67589295

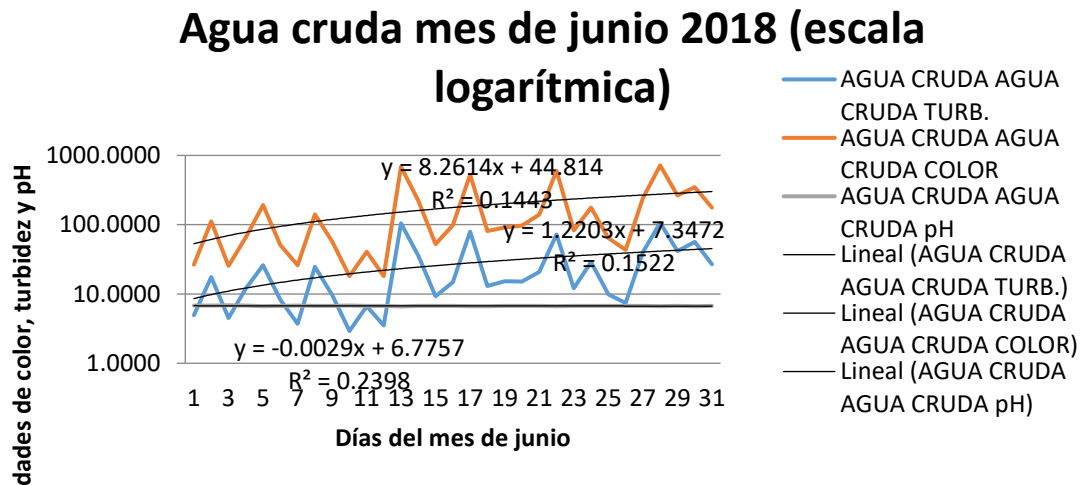
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 46. Agua cruda mes de junio 2018



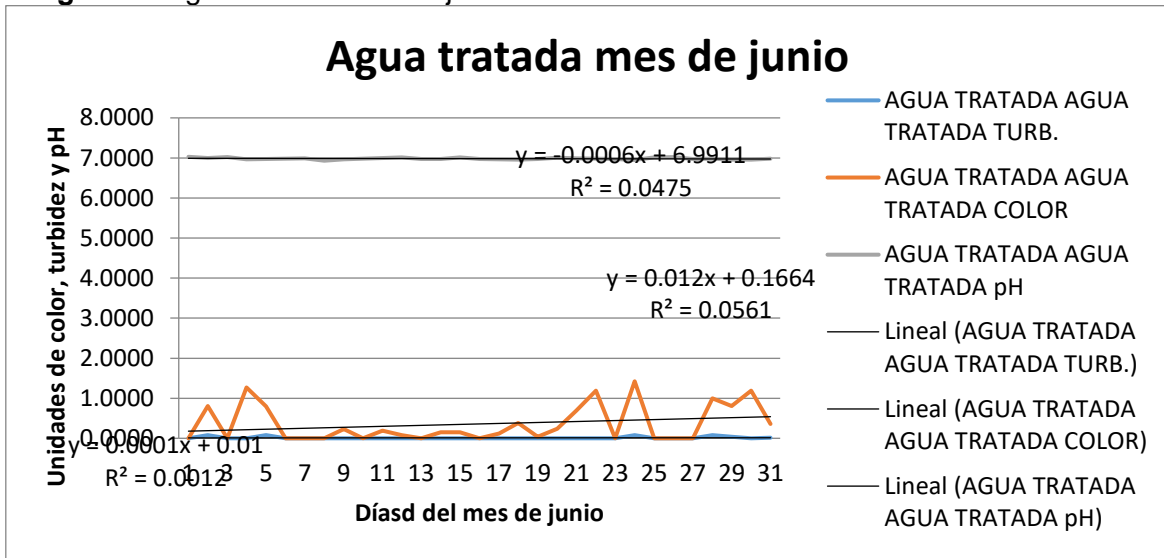
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 47. Agua cruda mes de junio 2018 (escala logarítmica)



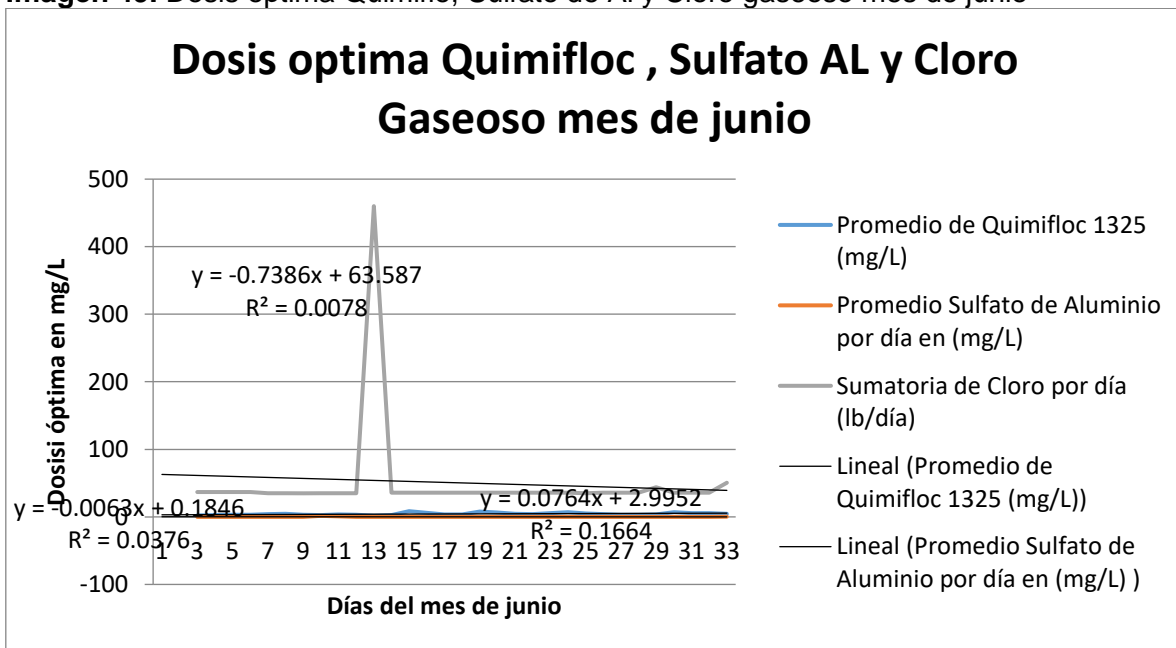
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 48. Agua tratada mes de junio



Fuente. Elaboración propia.

Imagen 49. Dosis optima Quimiflo, Sulfato de Al y Cloro gaseoso mes de junio



Fuente. Elaboración propia.

Análisis y procesamiento de los datos para el mes de julio

Tabla 51. Mes de julio de 2018

Julio	Promedio de Caudal por día(L/s)	Promedio de Quimifloc 1325 (mg/L)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (mg/L)	Sumatoria de Cloro por día (lb/día)	AGUA CRUDA			AGUA TRATADA			Promedio de caudal por día (L/día)
					TURB.	COLOR	pH	TURB.	COLOR	pH	
1	129.0769	3.8846	0.0000	36.0000	16.5769	106.0000	6.6885	0.0000	0.1538	6.9654	3097.8462
2	127.9231	4.2115	0.0000	36.0000	24.7692	155.6538	6.7462	0.0000	1.1154	6.8462	3070.1538
3	126.2308	4.1154	0.0000	36.0000	20.2308	131.3077	6.7423	0.0000	1.2308	6.8346	3029.5385
4	128.3846	4.4615	0.0000	36.0000	16.0385	110.4615	6.7654	0.0000	0.0000	6.8692	3081.2308
5	127.8462	3.4615	0.0000	36.0000	7.9231	53.5000	6.7808	0.0000	0.0000	6.9038	3068.3077
6	128.1538	3.0000	0.0000	36.0000	4.1923	30.6154	6.8000	0.0000	0.0000	6.9154	3075.6923
7	128.6154	3.0000	0.0000	36.0000	3.6923	21.5385	6.8000	0.0000	0.0000	6.9269	3086.7692
8	129.3846	3.0000	0.0000	36.0000	4.1923	22.6538	6.7885	0.0000	0.0000	6.9346	3105.2308
9	118.7692	2.0000	0.0000	30.4615	6.3750	34.7083	6.7500	0.0000	0.1250	6.9458	2850.4615
10	127.4615	12.5385	0.0000	33.0000	195.6154	1300.0385	6.5077	0.0000	0.2308	6.9423	3059.0769
11	128.6923	7.5385	0.0000	33.0000	144.6923	915.6538	6.5962	0.0769	0.8077	6.9500	3088.6154
12	128.3846	4.4615	0.0000	33.0000	24.8846	150.2308	6.6654	0.0000	0.5000	6.9615	3081.2308
13	128.6923	5.8462	0.0000	33.0000	148.8077	1124.4231	6.5846	0.0000	0.0000	0.0000	3088.6154
14	129.0000	5.8462	0.0000	33.0000	59.1538	405.1923	6.6115	0.0000	0.3462	6.9654	3096.0000
15	128.9231	3.1385	0.0000	33.0000	29.3077	119.5769	6.7500	0.0000	0.0000	6.9962	3094.1538
16	128.6154	5.7692	0.0000	33.0000	104.3846	622.8462	13.4692	0.0000	1.0000	13.6692	3086.7692
17	127.3846	6.3846	0.0000	33.0000	48.7308	329.1538	6.7500	0.0000	1.3462	6.8385	3057.2308
18	129.2308	3.1538	0.0000	33.0000	9.1923	56.5769	6.7808	0.0000	0.6538	6.8923	3101.5385
19	127.8462	4.0769	0.0000	41.0000	28.5000	178.6538	6.7154	0.0000	0.4231	6.8577	3068.3077
20	129.0769	4.4615	0.0000	41.0000	10.7692	64.3846	6.7846	0.0000	0.0000	6.9031	3097.8462
21	128.4615	8.8462	0.0000	41.0000	99.6538	572.5769	6.7308	0.0385	1.8077	6.8462	3083.0769
22	129.3077	6.9231	0.0000	41.0000	49.4615	318.3077	6.7577	0.0000	1.3462	6.8846	3103.3846
23	128.4615	5.6154	0.0000	36.0000	34.3077	219.9231	6.6885	0.0000	0.7308	6.9500	3083.0769
24	128.7692	10.6154	0.0000	37.0000	386.3077	2848.6538	6.6154	0.0000	0.6538	6.9846	3090.4615
25	128.1538	10.1538	0.0000	37.0000	423.6154	2618.7692	6.5308	0.0000	0.0000	6.9577	3075.6923
26	128.4615	6.0000	0.0000	37.0000	123.1923	756.4615	6.5538	0.0000	1.6538	6.9423	3083.0769
27	128.3077	5.1538	0.0000	37.0000	84.6923	527.8462	6.3385	0.0000	0.3462	6.9654	3079.3846
28	128.6923	4.9231	0.0000	37.0000	64.6538	413.8077	6.6115	0.0000	0.3846	6.8885	3088.6154
29	128.6154	3.3077	0.0000	37.0000	22.9615	134.5385	6.6654	0.0000	0.3077	6.9808	3086.7692
30	128.9231	3.0000	0.0000	37.0000	15.0000	81.2308	6.7577	0.0000	0.2692	6.8731	3094.1538
31	127.2308	5.6923	0.0000	37.0000	75.3846	506.8462	6.7385	0.0385	0.9231	6.8731	3053.5385
	128.0993	5.3091	0.0000	35.8536	73.7826	481.6817	6.9053	0.0050	0.5276	6.9118	3074.3821
PROMEDIO Y DOSIS ÓPTIMA POR MES	Caudal en L/mes	Promedio de Quimifloc 1325 (kg/mes)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (kg/mes)	Sumatoria de Cloro por día (kg/mes)							
	343101046.1538	1821.5430	0.0000	504.1590							

Fuente. Elaboración propia

Tabla 52. Calculo del caudal utilizado durante el lavado de filtros en un mes de julio

Días del mes de julio	Módulo 1	Módulo 2	Módulo 3	Lavado de filtros por día	Metros cúbicos gastados durante el lavado por día
DIA 1	2	3	1	6	91.476
DIA 2	5	5	6	16	243.936
DIA 3	7	8	5	20	304.92
DIA 4	7	4	4	15	228.69
DIA 5	6	7	0	13	198.198
DIA 6	2	7	4	13	198.198
DIA 7	2	7	0	9	137.214
DIA 8	3	4	4	11	167.706
DIA 9	1	3	0	4	60.984
DIA 10	3	5	6	14	213.444
DIA 11	1	4	0	5	76.23
DIA 12	2	2	2	6	91.476
DIA 13	2	4	2	8	121.968
DIA 14	2	2	0	4	60.984
DIA 15	3	0	2	5	76.23
DIA 16	4	5	2	11	167.706
DIA 17	4	3	6	13	198.198
DIA 18	4	2	4	10	152.46
DIA 19	3	4	5	12	182.952
DIA 20	5	2	1	8	121.968
DIA 21	5	5	4	14	213.444
DIA 22	4	5	5	14	213.444
DIA 23	3	3	2	8	121.968
DIA 24	1	3	2	6	91.476
DIA 25	4	3	2	9	137.214
DIA 26	2	1	3	6	91.476
DIA 27	0	1	1	2	30.492
DIA 28	1	6	0	7	106.722
DIA 29	4	1	0	5	76.23
DIA 30	1	4	4	9	137.214
DIA 31	4	6	0	10	152.46
Número de lavado de filtros al mes				293	
Totas de agua por lavado de filtros gastado en m3 al mes					4467.078

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 53. Caudal de drenaje de sedimentadores mes de julio

Área total	Velocidad	Número de lavado al mes	caudal total en m ³	caudal total en litros
207	0.00074547	8	1.23449832	1234.49832

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 54. Calculo de las pérdidas de agua durante el tratamiento mes de julio

GASTOS DE LAVADO DE FILTRO EN m ³	GASTO DE LAVADO DE SEDIMENTADORES EN m ³ /mes	PERDIDAS DE AGUA EN LAS FUGAS DE LA PTAP EN m ³ (equivalentes a 7L/s) medidas en campo	SUMATORIA DE GASTOS DE FILTROS + SEDIMENTADORES+FUGAS PTAP EN m ³	Caudal total en m ³ /mes	Caudal total - gastos en m ³ /mes
4.4671	1.2345	18748.8000	18754.5016	343101.0462	324346.5446

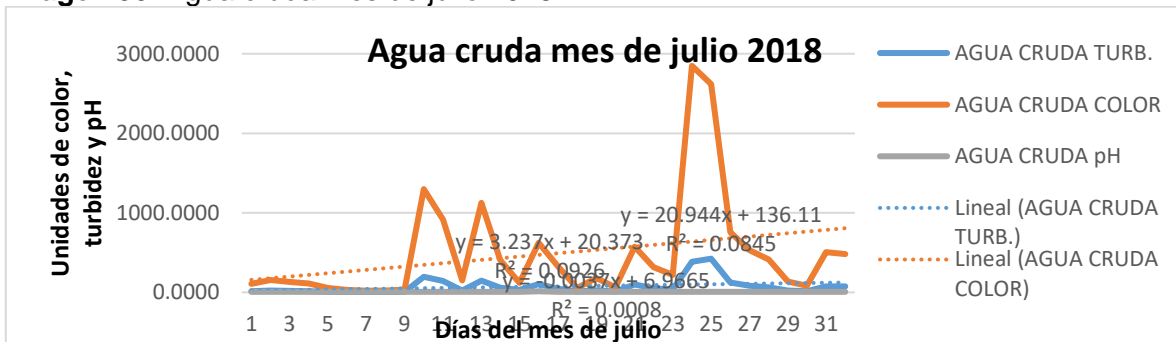
Fuente. Elaboración propia.

Tabla 55. Porcentaje de pérdidas con relación al caudal total mes de julio

Porcentaje de agua gastada en lavado de filtros y sedimentadores		Porcentaje de Pérdidas de agua en fugas de la PTAP		Porcentaje de pérdidas al caudal total	
343101.0462	100	343101.0462	100	343101.0462	100
5.7016	0.00166178	18748.8000	5.46451	18754.5016	5.466174407

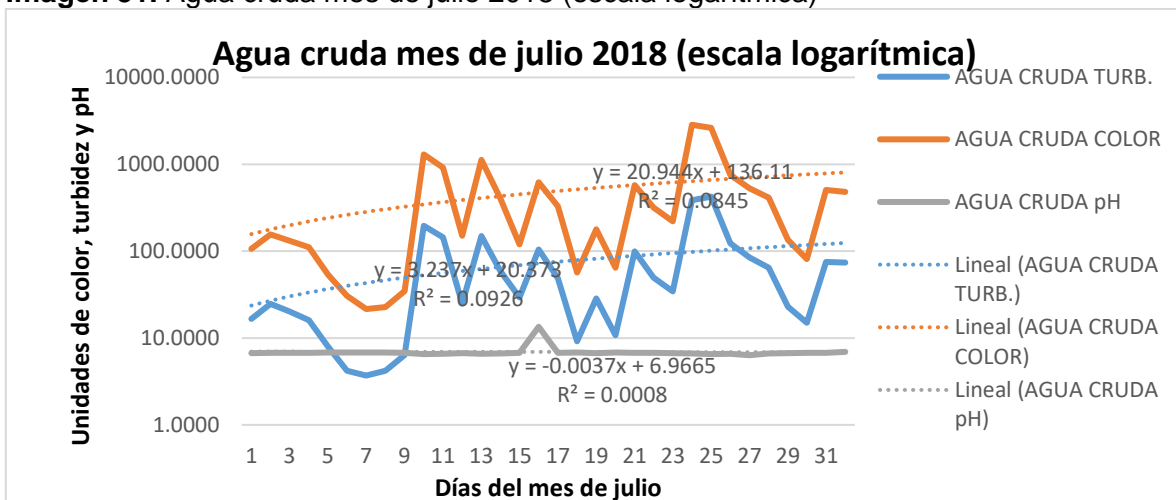
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 50. Agua cruda mes de julio 2018



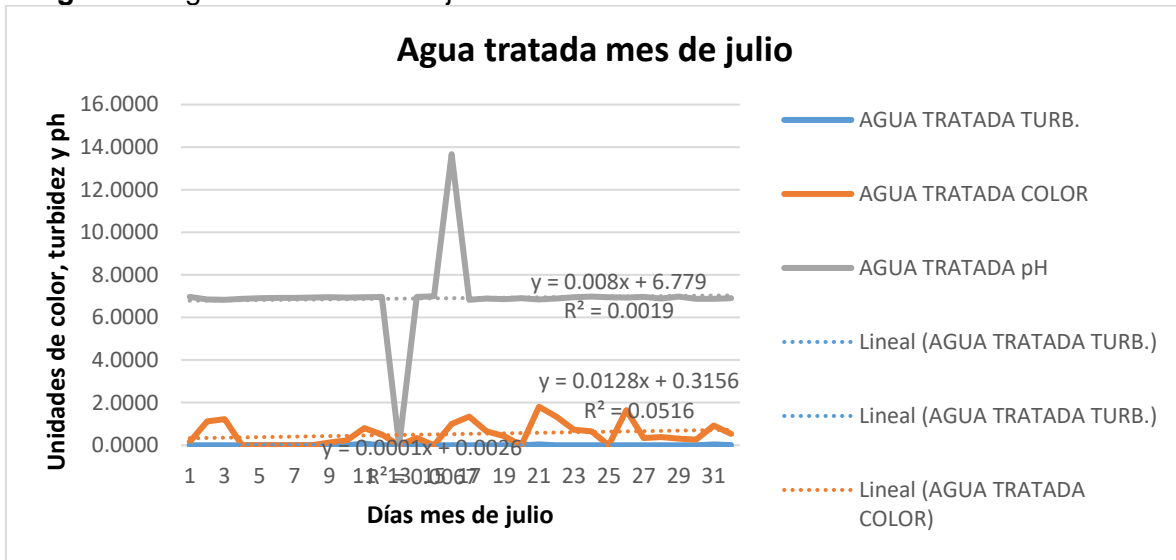
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 51. Agua cruda mes de julio 2018 (escala logarítmica)



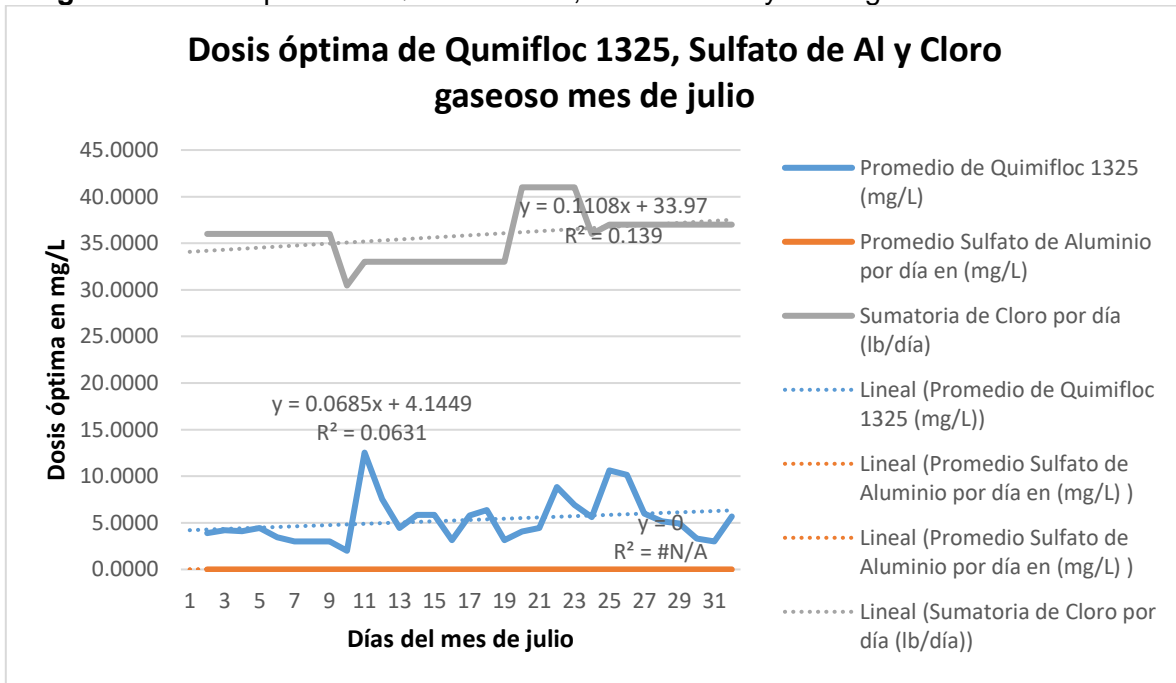
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 52. Agua tratada mes de julio



Fuente. Elaboración propia.

Imagen 53. Dosis óptima de Qumifloc 1325, Sulfato de Al y Cloro gaseoso



Fuente. Elaboración propia.

Análisis y procesamiento de los datos para el mes de agosto

Tabla 56. Mes de agosto de 2018

Agosto	Promedio de Caudal por día(L/s)	Promedio de Quimifloc 1325 (mg/L)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (mg/L)	Sumatoria de Cloro por día (lb/día)	AGUA CRUDA			AGUA TRATADA			Promedio de caudal por día (L/día)
					TURB.	COLOR	pH	TURB.	COLOR	pH	
1	127.6154	3.3462	0.0000	37.0000	20.3846	134.9615	6.7640	0.0000	0.8462	6.7654	3062.7692
2	128.4615	2.6154	0.0000	37.0000	12.3462	74.4615	6.7731	0.0000	0.3462	6.9077	3083.0769
3	128.5385	2.5000	0.0000	37.0000	12.6538	84.0385	6.7885	0.0000	0.1923	6.8769	3084.9231
4	130.0000	4.8846	0.0000	37.0000	50.5385	344.6154	6.7308	0.0000	0.6923	6.8615	3120.0000
5	129.1538	5.0769	0.0000	37.0000	16.2692	101.0385	6.7731	0.0000	0.1923	6.8692	3099.6923
6	129.0000	2.0000	0.0000	37.0000	8.1154	47.1538	6.7192	0.0000	0.2308	6.9692	3096.0000
7	127.2308	2.2692	0.0000	37.0000	8.3846	52.3077	6.7038	0.0000	0.0000	6.9769	3053.5385
8	119.5385	7.3846	0.0000	36.2308	0.0000	899.9583	6.4958	0.0000	0.7083	6.9625	2868.9231
9	124.0000	8.4615	0.0000	37.0000	198.1154	1260.7308	6.5346	0.0000	0.4231	6.9885	2976.0000
10	126.3846	3.5385	0.0000	37.0000	28.5000	151.5385	6.6154	0.0000	1.0385	6.9615	3033.2308
11	120.5385	3.0769	0.0000	37.0000	14.2308	89.7692	6.6731	0.0000	0.2692	6.9692	2892.9231
12	125.3077	4.6923	0.0000	37.0000	29.8077	200.5769	6.6308	0.0000	0.5769	6.9192	3007.3846
13	123.3077	6.7692	0.0000	37.0000	113.2692	747.7692	6.7120	0.0000	0.3846	6.8423	2959.3846
14	125.7692	8.2308	0.0000	35.8462	85.5769	600.3077	6.6923	0.0000	0.7308	6.8154	3018.4615
15	127.1538	4.2308	0.0000	37.0000	18.4231	117.7308	6.7692	0.0000	0.8846	6.8769	3051.6923
16	127.9231	2.2308	0.0000	37.0000	13.3462	82.1538	6.7577	0.0000	0.5000	6.8885	3070.1538
17	127.1538	3.3846	0.0000	37.0000	13.8077	92.8077	6.7538	0.0000	0.9231	6.8731	3051.6923
18	126.3077	4.5385	0.0000	37.0000	46.9231	275.4615	6.7462	0.0000	0.0000	6.8808	3031.3846
19	127.2308	3.4615	0.0000	37.0000	9.8077	63.5385	6.7808	0.0000	0.5000	6.9077	3053.5385
20	128.0769	2.4615	0.0000	37.0000	9.1538	59.5769	6.7423	0.0000	0.4231	6.9692	3073.8462
21	126.0000	3.0000	0.0000	37.0000	14.4615	91.3077	6.6923	0.0000	0.7692	6.9385	3024.0000
22	127.1538	4.8462	0.0000	37.0000	46.5000	316.8462	6.6962	0.0000	0.5769	6.9500	3051.6923
23	125.9231	6.5385	0.0000	37.0000	51.9615	347.2308	6.5923	0.0000	0.3462	6.9615	3022.1538
24	126.9231	4.5769	0.0000	37.0000	14.0769	92.2308	6.7192	0.0000	1.0769	6.9615	3046.1538
25	123.7692	3.1538	0.0000	37.0000	8.9231	59.9231	6.7269	0.0000	0.3462	6.9840	2970.4615
26	125.5385	5.5000	0.0000	37.0000	52.0385	391.8462	6.6500	0.0000	0.5769	7.0115	3012.9231
27	126.8462	5.0769	0.0000	37.0000	10.7308	81.5769	6.8231	0.1154	1.3462	6.9231	3044.3077
28	126.0769	4.2308	0.0000	37.0000	18.3846	116.8462	6.6962	0.0769	1.0000	6.9000	3025.8462
29	127.2308	5.2308	0.0000	37.0000	60.0000	321.3462	6.6923	0.0000	0.1923	6.8500	3053.5385
30	127.4615	6.3077	0.0000	35.1538	41.1538	267.9231	6.7231	0.0000	0.7692	6.8320	3059.0769
31	126.5385	4.1538	0.0000	37.0000	8.3462	55.7308	6.7692	0.0000	0.2692	6.9077	3036.9231
	126.3921	4.4442	0.0000	36.8784	33.4268	245.9130	6.7077	0.0062	0.5526	6.9130	3033.4094
PROMEDIO Y DOSIS ÓPTIMA POR MES	Caudal en L/mes	Promedio de Quimifloc 1325 (kg/mes)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (kg/mes)	Sumatoria de Cloro por día (kg/mes)							
	338528492.3077	1504.4777	0.0000	518.5695							

Fuente. Elaboración propia

Tabla 57. Calculo del caudal utilizado durante el lavado de filtros en un mes de agosto

Días del mes de agosto	Módulo 1	Módulo 2	Módulo 3	Lavado de filtros por día	Metros cúbicos gastados durante el lavado por día
DIA 1	2	4	0	6	91.476
DIA 2	2	3	4	9	137.214
DIA 3	2	5	0	7	106.722
DIA 4	2	4	4	10	152.46
DIA 5	4	3	4	11	167.706
DIA 6	0	6	0	6	91.476
DIA 7	2	2	3	7	106.722
DIA 8	3	2	6	11	167.706
DIA 9	3	4	0	7	106.722
DIA 10	2	0	3	5	76.23
DIA 11	2	2	2	6	91.476
DIA 12	3	3	3	9	137.214
DIA 13	6	4	0	10	152.46
DIA 14	3	3	5	11	167.706
DIA 15	3	6	1	10	152.46
DIA 16	2	3	4	9	137.214
DIA 17	8	8	0	16	243.936
DIA 18	3	6	4	13	198.198
DIA 19	4	7	0	11	167.706
DIA 20	2	5	3	10	152.46
DIA 21	3	2	2	7	106.722
DIA 22	4	2	0	6	91.476
DIA 23	2	2	1	5	76.23
DIA 24	2	3	2	7	106.722
DIA 25	4	3	2	9	137.214
DIA 26	1	4	4	9	137.214
DIA 27	3	6	4	13	198.198
DIA 28	2	4	0	6	91.476
DIA 29	3	3	4	10	152.46
DIA 30	4	4	5	13	198.198
DIA 31	3	4	4	11	167.706
Número de lavado de filtros al mes				280	
Totales de agua por lavado de filtros gastado en m3 al mes					4268.88

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 58. Caudal de drenaje de sedimentadores mes de agosto

Área total	Velocidad	Número de lavado al mes	caudal total en m ³	caudal total en litros
207	0.00074547	6	0.92587374	925.87374

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 59. Calculo de las pérdidas de agua durante el tratamiento mes de agosto

GASTOS DE LAVADO DE FILTRO EN m ³	GASTO DE LAVADO DE SEDIMENTADORES EN m ³ /mes	PERDIDAS DE AGUA EN LAS FUGAS DE LA PTAP EN m ³ (equivalentes a 7L/s) medidas en campo	SUMATORIA DE GASTOS DE FILTROS + SEDIMENTADORES+FUGAS PTAP EN m ³	Caudal total en m ³ /mes	Caudal total - gastos en m ³ /mes
4.2689	0.9259	18748.8000	18753.9948	338528.4923	319774.4976

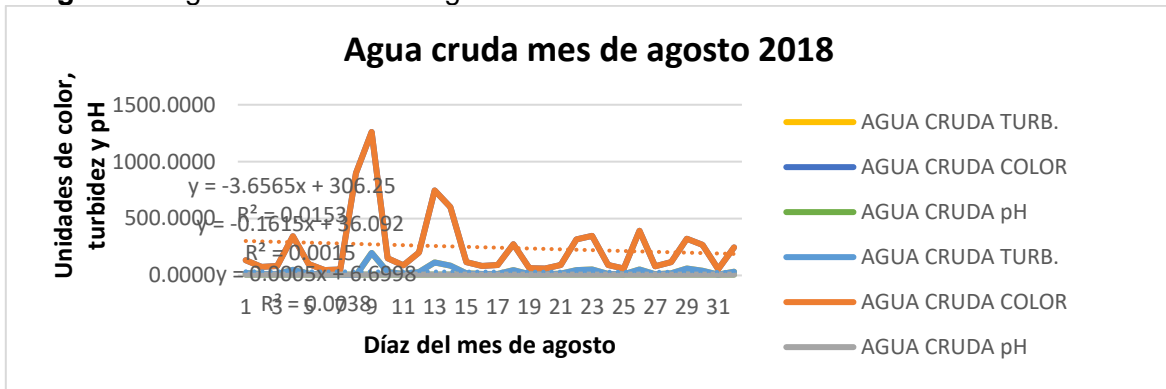
Fuente. Elaboración propia.

Tabla 60. Porcentaje de pérdidas con relación al caudal total mes de agosto

Porcentaje de agua gastada en lavado de filtros y sedimentadores		Porcentaje de Pérdidas de agua en fugas de la PTAP		Porcentaje de pérdidas al caudal total	
338528.4923	100	338528.4923	100	338528.4923	100
5.1948	0.0015345	18748.8000	5.538323	18753.9948	5.539857111

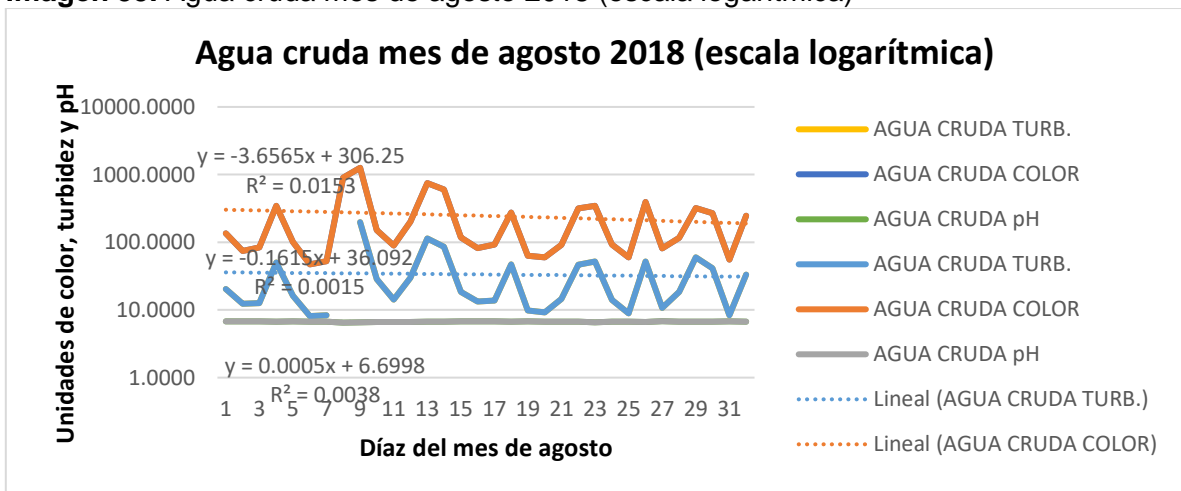
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 54. Agua cruda mes de agosto 2018



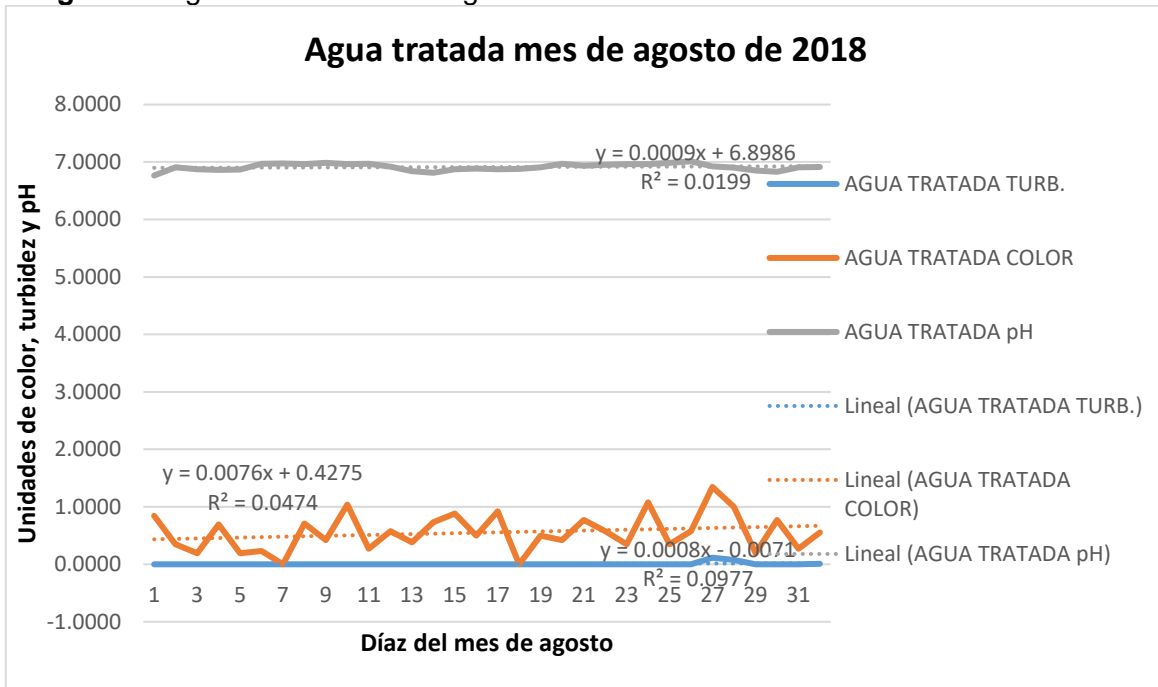
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 55. Agua cruda mes de agosto 2018 (escala logarítmica)



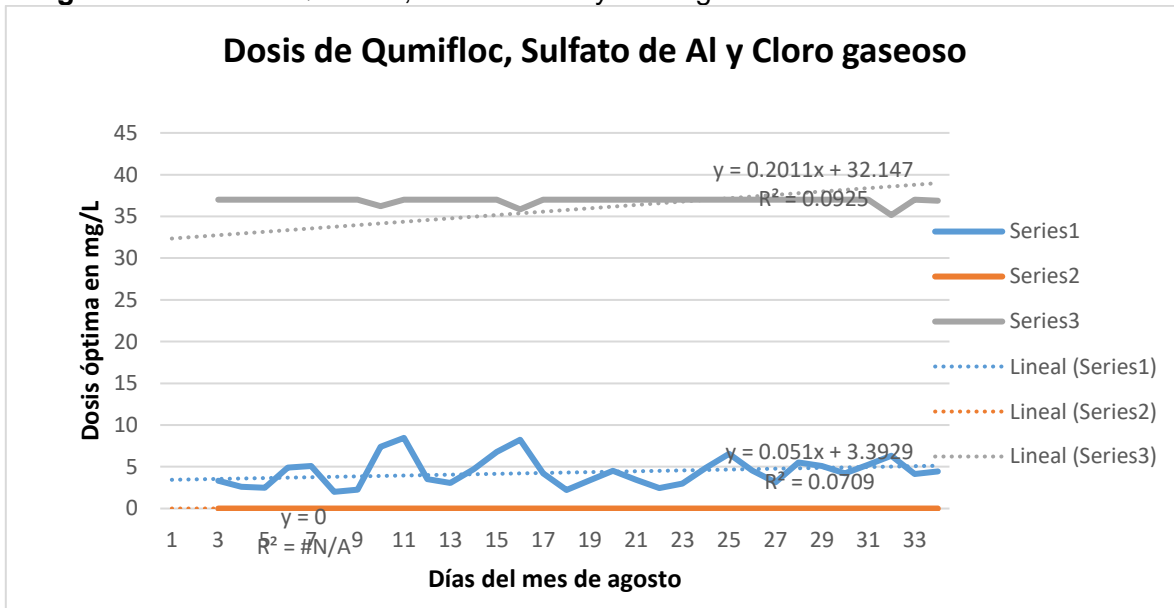
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 56. Agua tratada mes de agosto de 2018



Fuente. Elaboración propia.

Imagen 57. Dosis de Qumifloc, Sulfato de Al y Cloro gaseoso



Fuente. Elaboración propia.

Análisis y procesamiento de los datos para el mes de septiembre

Tabla 61. Mes de septiembre

Septiembre	Promedio de Caudal por día(L/s)	Promedio de Quimifloc 1325 (mg/L)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (mg/L)	Sumatoria de Cloro por día (lb/día)	AGUA CRUDA			AGUA TRATADA			Promedio de caudal por día (L/día)
					TURB.	COLOR	pH	TURB.	COLOR	pH	
1	128.3076923	3	0	37	5.769231	35.692308	6.75	0	0.03846	6.8538	3079.3846
2	126.9231	3.0000	0.0000	37.0000	5.0769	31.8077	6.7769	0.0000	0.3077	6.8962	3046.1538
3	126.6154	3.8462	0.0000	36.0000	65.3462	430.8077	6.6154	0.0000	0.3462	6.9692	3038.7692
4	126.7692	4.2615	0.0000	36.0000	34.8462	239.1731	6.6154	0.0000	0.8462	6.9769	3042.4615
5	127.2308	7.7692	0.0000	32.3077	111.7692	628.7692	6.5885	0.0000	0.5000	6.9115	3053.5385
6	127.0769	9.9615	0.0000	37.0000	125.5000	647.0385	6.5231	0.0000	0.7308	6.9385	3049.8462
7	127.0000	9.8462	0.0000	37.0000	194.5000	1118.8462	6.5115	0.1154	0.8846	6.9462	3048.0000
8	128.3077	4.4231	0.0000	37.0000	29.0000	180.6923	6.6808	0.0385	1.5000	6.9462	3079.3846
9	127.8462	2.7692	0.0000	37.0000	17.5385	103.7692	6.6577	0.0000	0.6923	6.9115	3068.3077
10	128.1538	6.1154	0.0000	29.3077	98.5385	645.7308	6.7038	0.0000	0.0385	6.8769	3075.6923
11	128.3846	7.5385	0.0000	37.0000	53.8077	363.2308	6.6731	0.0000	0.0000	0.0000	3081.2308
12	128.2308	3.6154	0.0000	37.0000	9.3846	59.1923	6.7654	0.0000	0.0769	6.8769	3077.5385
13	129.5385	5.2308	0.0000	37.0000	94.9615	574.5385	6.7269	0.0000	0.5769	6.8654	3108.9231
14	129.4615	4.1923	0.0000	37.0000	18.1538	115.0769	6.7615	0.0000	0.3077	6.8769	3107.0769
15	126.5385	8.1154	0.0000	37.0000	114.1154	842.0769	6.6720	0.0000	0.4615	6.8154	3036.9231
16	126.1538	4.1923	0.0000	37.0000	18.1538	112.3846	6.7615	0.0000	0.3077	6.8769	3027.6923
17	127.5385	3.0000	0.0000	37.0000	11.0769	67.3462	6.6538	0.0000	0.1923	6.9538	3060.9231
18	128.7692	2.6923	0.0000	37.0000	6.5769	39.4231	6.6846	0.0000	0.0000	6.9615	3090.4615
19	128.3846	3.6923	0.0000	37.0000	58.6923	399.7308	6.6308	0.0000	0.2692	6.9385	3081.2308
20	129.4615	2.8462	0.0000	37.0000	7.7692	49.8462	6.6520	0.0000	0.1538	6.9808	3107.0769
21	129.1538	3.1923	0.0000	37.0000	52.5769	318.9231	6.6808	0.0000	0.1154	7.0038	3099.6923
22	129.1538	7.9231	0.0000	37.0000	74.6538	501.6923	6.5692	0.0000	1.7308	6.9423	3099.6923
23	129.4615	8.1923	0.0000	37.0000	71.0385	477.0769	6.5269	0.1538	0.0000	6.9423	3107.0769
24	129.3846	5.6923	0.0000	37.0000	21.0769	144.2692	6.7346	0.0000	0.7692	6.8731	3105.2308
25	129.3077	3.9231	0.0000	37.0000	13.3462	87.7308	6.7615	0.0000	0.1538	6.8923	3103.3846
26	129.0000	3.0000	0.0000	37.0000	7.9231	46.5000	6.7840	0.0000	0.0769	6.8885	3096.0000
27	127.7692	10.6923	0.0000	37.0000	163.4615	1013.6538	6.7095	0.1154	1.3462	6.8385	3066.4615
28	128.4615	3.3077	0.0000	37.0000	8.8846	56.3077	0.0000	0.0000	0.1923	6.8731	3083.0769
29	128.9231	5.9231	0.0000	37.0000	67.5769	408.4231	6.7615	0.0000	0.6800	6.8769	3094.1538
30	128.5385	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.6538	6.8346	3084.9231
	128.1949	5.0651	0.0000	35.2872	52.0372	324.6583	6.2311	0.0141	0.4650	6.6779	3076.6769
PROMEDIO Y DOSIS ÓPTIMA POR MES	Caudal en L/mes	Promedio de Quimifloc 1325 (kg/mes)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (kg/mes)	Sumatoria de Cloro por día (kg/mes)							
	332281107.6923	1683.0464	0.0000	480.1879							

Fuente. Elaboración propia

Tabla 62. Calculo del caudal utilizado durante el lavado de filtros en un mes de septiembre

Días del mes de septiembre	Módulo 1	Módulo 2	Módulo 3	Lavado de filtros por día	Metros cúbicos gastados durante el lavado por día
DIA 1	5	1	1	7	106.722
DIA 2	4	4	0	8	121.968
DIA 3	2	3	0	5	76.23
DIA 4	4	3	3	10	152.46
DIA 5	4	3	3	10	152.46
DIA 6	2	4	2	8	121.968
DIA 7	5	5	2	12	182.952
DIA 8	6	2	4	12	182.952
DIA 9	2	4	2	8	121.968
DIA 10	4	6	3	13	198.198
DIA 11	6	4	3	13	198.198
DIA 12	4	6	3	13	198.198
DIA 13	5	5	3	13	198.198
DIA 14	6	8	4	18	274.428
DIA 15	6	5	5	16	243.936
DIA 16	9	8	0	17	259.182
DIA 17	4	4	2	10	152.46
DIA 18	4	3	2	9	137.214
DIA 19	0	2	1	3	45.738
DIA 20	2	0	3	5	76.23
DIA 21	1	2	2	5	76.23
DIA 22	6	3	3	12	182.952
DIA 23	5	10	3	18	274.428
DIA 24	4	1	6	11	167.706
DIA 25	0	7	2	9	137.214
DIA 26	1	2	1	4	60.984
DIA 27	0	0	0	0	0
DIA 28	8	4	0	12	182.952
DIA 29	8	4	0	12	182.952
DIA 30	8	4	0	12	182.952
Día 31	3	4	4	11	167.706
Número de lavado de filtros por mes				316	
Totas de agua por lavado de filtros gastado en m3 al mes					4817.736

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 63. Caudal de drenaje de sedimentadores mes de septiembre

Área total	Velocidad	Número de lavado al mes	caudal total en m ³	caudal total en litros
207	0.00074547	6	0.92587374	925.87374

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 64. Calculo de las pérdidas de agua durante el tratamiento mes de septiembre

GASTOS DE LAVADO DE FILTRO EN m ³	GASTO DE LAVADO DE SEDIMENTADORES EN m ³ /mes	PERDIDAS DE AGUA EN LAS FUGAS DE LA PTAP EN m ³ (equivalentes a 7L/s) medidas en campo	SUMATORIA DE GASTOS DE FILTROS + SEDIMENTADORES+FUGAS PTAP EN m ³	Caudal total en m ³ /mes	Caudal total - gastos en m ³ /mes
4.8177	0.9259	18748.8000	18754.5436	332281.1077	313526.5641

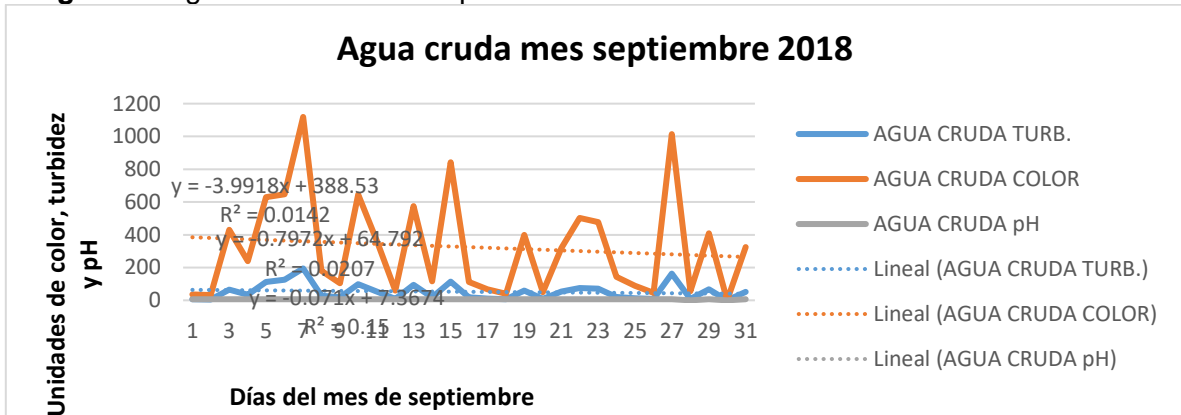
Fuente. Elaboración propia.

Tabla 65. Porcentaje de pérdidas con relación al caudal total mes de septiembre

Porcentaje de agua gastada en lavado de filtros y sedimentadores		Porcentaje de Pérdidas de agua en fugas de la PTAP		Porcentaje de pérdidas al caudal total	
332281.1077	100	332281.1077	100	332281.1077	100
5.7436	0.001728539	18748.8000	5.6424514	18754.5436	5.644179935

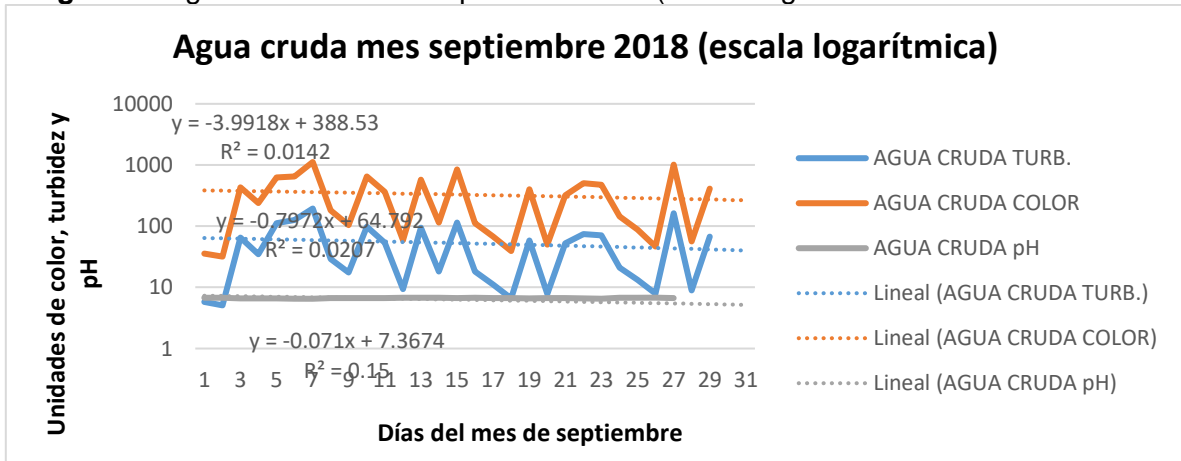
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 58. Agua cruda mes de septiembre 2018



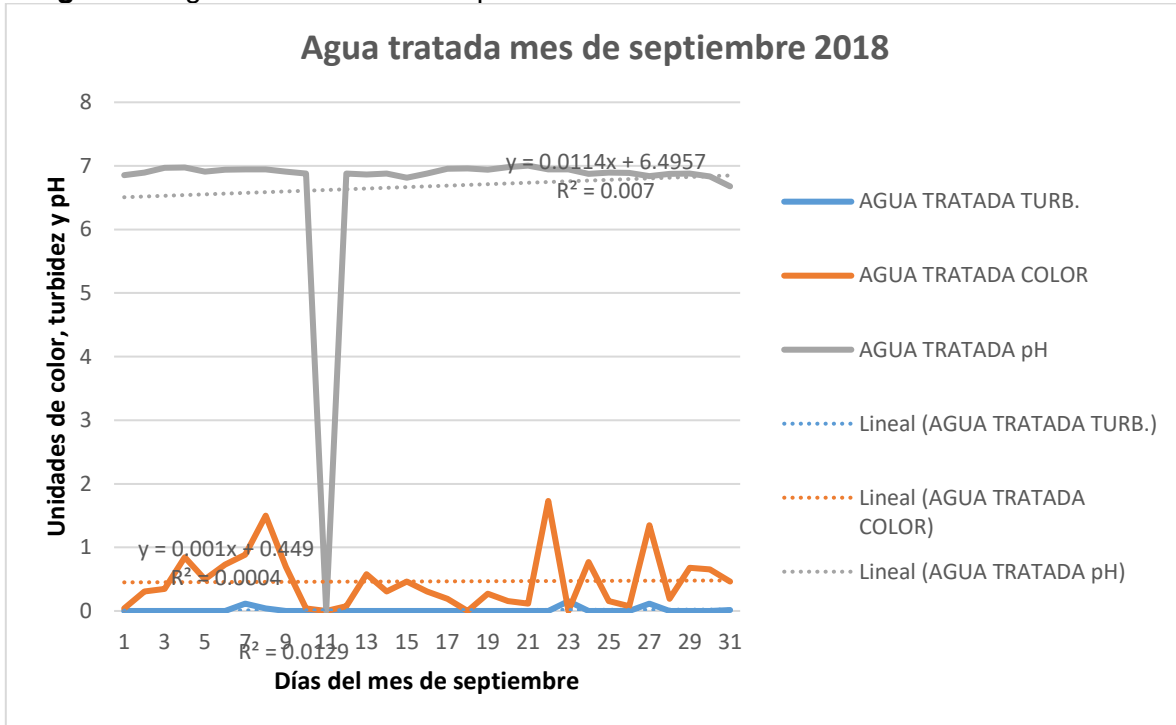
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 59. Agua cruda mes de septiembre 2018 (escala logarítmica)



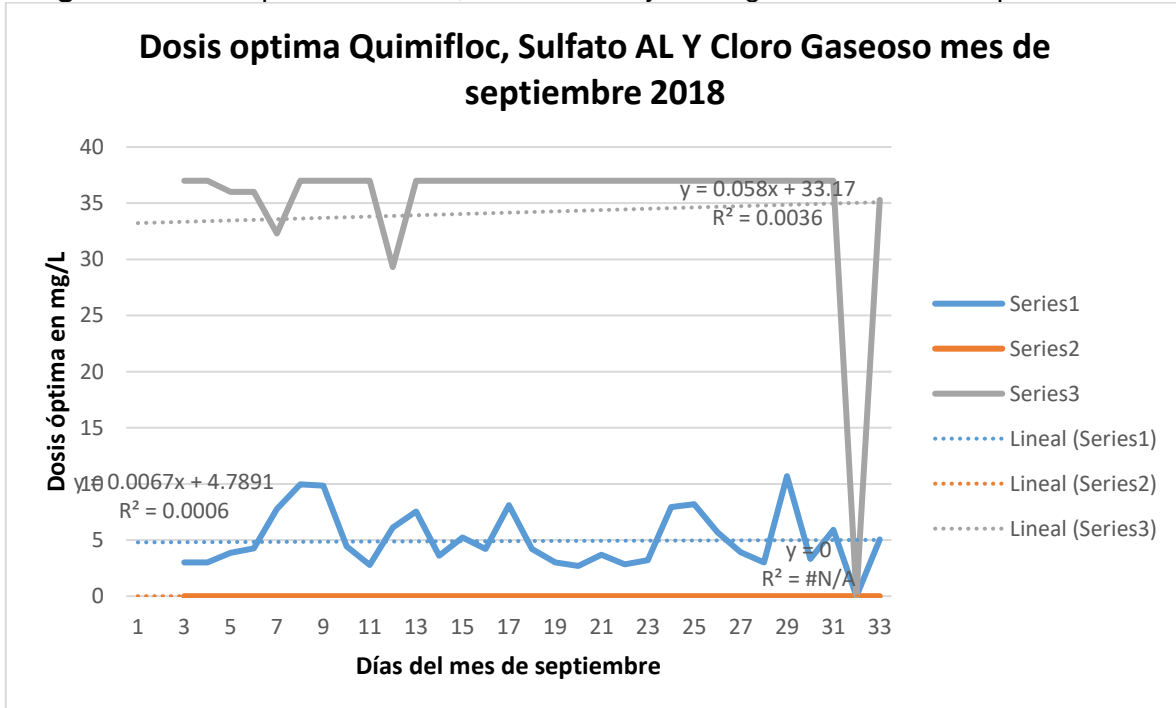
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 60. Agua tratada mes de septiembre 2018



Fuente. Elaboración propia.

Imagen 61. Dosis óptima Quimifloc, Sulfato de Al y Cloro gaseoso mes de septiembre 2018



Fuente. Elaboración propia.

Análisis y procesamiento de los datos para el mes de octubre
Tabla 66. Mes de octubre de 2018

Octubre	Promedio de Caudal por día(L/s)	Promedio de Quimifloc 1325 (mg/L)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (mg/L)	Sumatoria de Cloro por día (lb/día)	AGUA CRUDA			AGUA TRATADA			Promedio de caudal por día (L/día)
					TURB.	COLOR	pH	TURB.	COLOR	pH	
1	122.1538	11.4615	0.0000	36.0769	238.8462	1685.5385	6.3760	0.1154	1.3846	6.9462	2931.6923
2	125.0769	5.1538	0.0000	37.0000	43.7692	270.1923	6.5769	0.0769	1.0385	6.9538	3001.8462
3	128.0000	5.8462	0.0000	37.0000	121.6154	1244.4615	6.4308	0.0000	0.8077	6.9560	3072.0000
4	128.4615	7.2692	0.0000	37.0000	96.6923	709.5769	6.4500	0.0000	0.3462	6.9500	3083.0769
5	129.0769	7.3846	0.0000	37.0000	66.8846	485.7692	6.5192	0.0000	0.1923	6.9462	3097.8462
6	128.8462	11.4231	0.0000	37.0000	202.5385	1756.9231	6.5240	0.0000	0.9615	6.9440	3092.3077
7	129.3077	3.5000	0.0000	37.0000	18.7692	118.5385	6.6423	0.0000	0.9600	6.9346	3103.3846
8	130.6154	2.3462	0.0000	35.2308	10.2692	69.3846	6.7692	0.0000	0.5769	6.8885	3134.7692
9	130.3846	2.0000	0.0000	36.0000	9.4231	59.8846	6.7962	0.0000	0.0769	6.8962	3129.2308
10	129.4615	2.3462	0.0000	35.0000	15.8077	99.3077	6.7346	0.0000	0.0769	6.8500	3107.0769
11	129.9231	3.8462	0.0000	34.0769	23.1538	143.5385	6.7577	0.0000	0.2308	6.8308	3118.1538
12	129.1538	3.6923	0.0000	34.0000	14.8846	97.6154	6.9100	0.0000	0.2692	6.8846	3099.6923
13	128.9231	4.0769	0.0000	34.0000	22.8462	144.1154	6.7538	0.0000	0.2692	6.8409	3094.1538
14	129.7692	2.3846	0.0000	34.0000	8.1923	49.5385	6.7769	0.0000	0.0385	6.8619	3114.4615
15	127.8462	4.6154	0.0000	32.9231	45.2308	310.3462	6.5962	0.0000	0.1154	6.9750	3068.3077
16	124.3846	3.0000	0.0000	27.7692	8.9231	53.4615	6.5962	0.0000	0.6154	6.9154	2985.2308
17	128.5385	2.1346	0.0000	30.0000	6.9615	38.0000	6.6654	0.0000	0.0000	6.9577	3084.9231
18	129.6923	3.5385	0.0000	30.7692	119.0769	856.3846	6.6538	0.0000	0.1538	6.9923	3112.6154
19	129.3846	4.8077	0.0000	30.0000	67.7308	436.9231	6.6231	0.0000	1.1538	6.9615	3105.2308
20	129.0000	7.4615	0.0000	34.2308	91.3462	643.5769	6.6538	0.0000	0.9615	9.3346	3096.0000
21	128.7692	12.3077	0.0000	35.0000	285.3462	2009.5769	6.4038	0.0000	1.9231	6.9308	3090.4615
22	128.3846	12.4615	0.0000	36.0000	243.5000	1434.5000	6.6000	0.0000	0.6154	6.7385	3081.2308
23	129.2308	5.1923	0.0000	36.0000	20.2308	130.2692	6.7083	0.0000	0.1538	6.8273	3101.5385
24	129.0000	3.0000	0.0000	36.0000	12.3462	74.4231	6.7769	0.0000	0.0385	6.8857	3096.0000
25	0.0000	3.0000	0.0000	36.0000	8.8077	55.9615	6.7731	0.0000	0.0000	6.8783	0.0000
26	127.3846	3.0000	0.0000	36.0000	24.1538	131.5385	6.7654	0.0000	0.0000	6.8545	3057.2308
27	129.5385	6.6923	0.0000	36.0000	48.7308	358.1923	6.7346	0.0000	0.5000	6.8200	3108.9231
28	127.8462	3.0000	0.0000	33.0000	8.5000	51.3462	6.7731	0.0000	0.3462	6.8739	3068.3077
29	125.4615	2.0000	0.0000	33.0000	5.8846	33.3462	6.6885	0.0000	0.0000	6.9000	3011.0769
30	127.7692	2.0000	0.0000	33.0000	4.6154	25.5769	6.7000	0.0000	0.0000	7.0222	3066.4615
31	126.6923	7.1538	0.0000	34.0000	128.6538	959.1923	6.6192	0.0769	1.2308	6.9538	3040.6154
	124.1315	5.0999	0.0000	34.5186	65.2816	468.9355	6.7271	0.0087	0.4851	6.9840	2979.1563
PROMEDIO Y DOSIS ÓPTIMA POR MES	Caudal en L/mes	Promedio de Quimifloc 1325 (kg/mes)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (kg/mes)	Sumatoria de Cloro por día (kg/mes)							
	332473846.1538	1695.5754	0.0000	485.3869							

Fuente. Elaboración propia

Tabla 67. Calculo del caudal utilizado durante el lavado de filtros en un mes de octubre

Días del mes de septiembre	Módulo 1	Módulo 2	Módulo 3	Lavado de filtros por día	Metros cúbicos gastados durante el lavado por día
DIA 1	5	3	5	13	198.198
DIA 2	2	0	4	6	91.476
DIA 3	3	4	2	9	137.214
DIA 4	2	2	0	4	60.984
DIA 5	3	4	2	9	137.214
DIA 6	5	8	2	15	228.69
DIA 7	5	2	4	11	167.706
DIA 8	6	2	2	10	152.46
DIA 9	6	2	3	11	167.706
DIA 10	5	1	1	7	106.722
DIA 11	6	2	3	11	167.706
DIA 12	4	2	4	10	152.46
DIA 13	5	2	7	14	213.444
DIA 14	4	4	3	11	167.706
DIA 15	4	2	0	6	91.476
DIA 16	3	5	2	10	152.46
DIA 17	2	1	2	5	76.23
DIA 18	1	2	0	3	45.738
DIA 19	3	3	2	8	121.968
DIA 20	1	0	4	5	76.23
DIA 21	3	1	2	6	91.476
DIA 22	5	1	5	11	167.706
DIA 23	4	4	2	10	152.46
DIA 24	4	4	0	8	121.968
DIA 25	4	4	0	8	121.968
DIA 26	3	4	0	7	106.722
DIA 27	5	4	5	14	213.444
DIA 28	5	4	5	14	213.444
DIA 29	2	2	0	4	60.984
DIA 30	4	1	2	7	106.722
DIA 31	4	2	4	10	152.46
Número de lavado de filtros al mes				277	
Totas de agua por lavado de filtros gastado en m3 al mes					4223.142

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 68. Caudal de drenaje de sedimentadores mes de octubre

Área total	Velocidad	Número de lavado al mes	Caudal total en m ³	Caudal total en litros
207	0.00074547	8	1.23449832	1234.49832

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 69. Calculo de las pérdidas de agua durante el tratamiento mes de octubre

GASTOS DE LAVADO DE FILTRO EN m ³	GASTO DE LAVADO DE SEDIMENTADORES EN m ³ /mes	PERDIDAS DE AGUA EN LAS FUGAS DE LA PTAP EN m ³ (equivalentes a 7L/s) medidas en campo	SUMATORIA DE GASTOS DE FILTROS + SEDIMENTADORES+FUGAS PTAP EN m ³	Caudal total en m ³ /mes	Caudal total - gastos en m ³ /mes
4.2231	1.2345	18748.8000	18754.2576	332473.8462	313719.5885

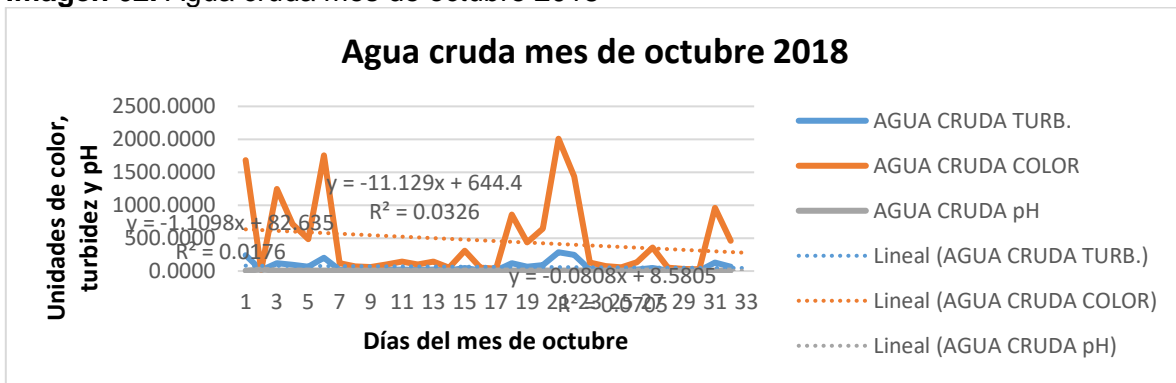
Fuente. Elaboración propia.

Tabla 70. Porcentaje de pérdidas con relación al caudal total mes de octubre

Porcentaje de agua gastada en lavado de filtros y sedimentadores		Porcentaje de Pérdidas de agua en fugas de la PTAP		Porcentaje de pérdidas al caudal total	
332473.8462	100	332473.8462	100	332473.8462	100
5.4576	0.001641525	18748.8000	5.63918	18754.2576	5.640821934

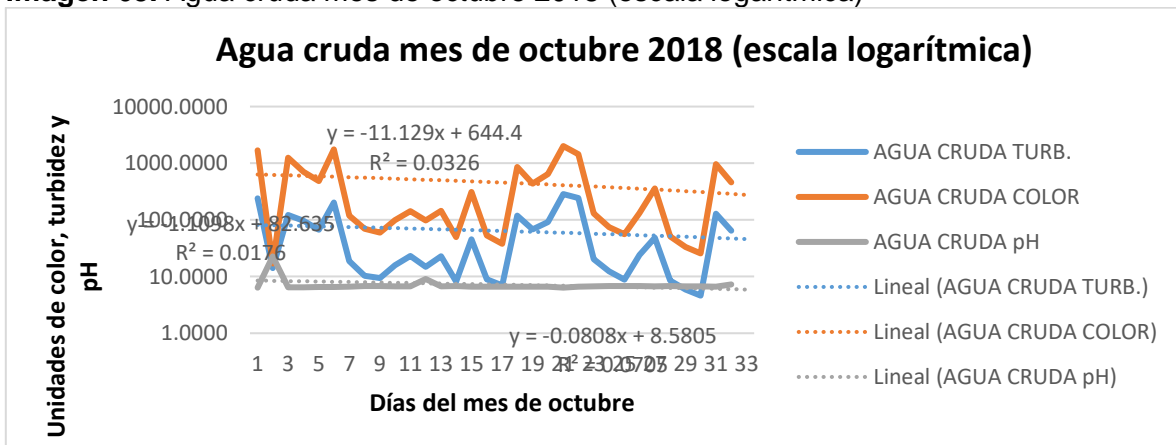
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 62. Agua cruda mes de octubre 2018



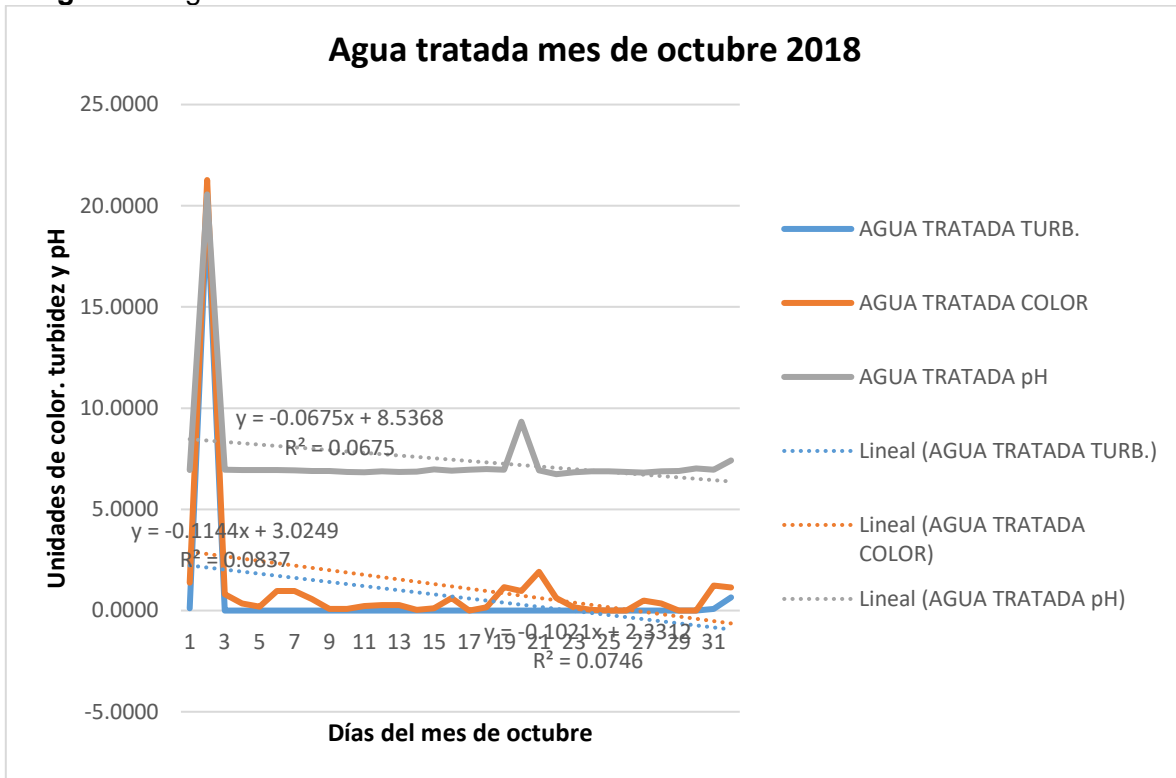
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 63. Agua cruda mes de octubre 2018 (escala logarítmica)



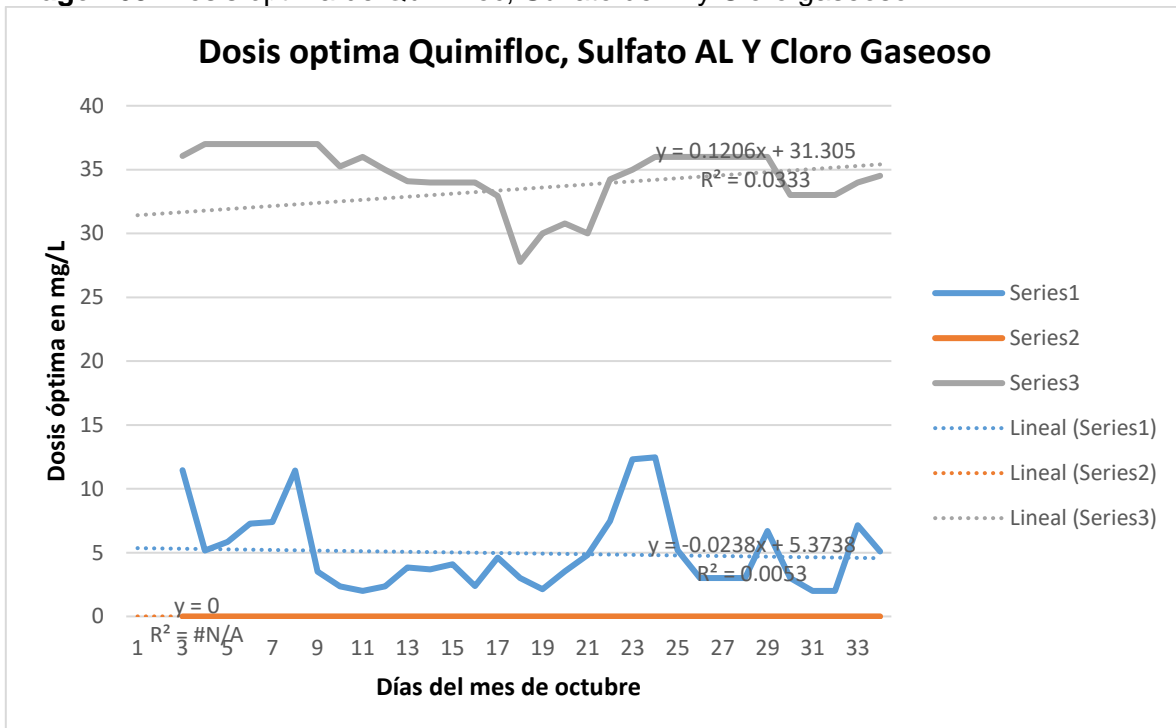
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 64. Agua tratada mes de octubre 2018



Fuente. Elaboración propia.

Imagen 65. Dosis óptima de Quimifloc, Sulfato de Al y Cloro gaseoso



Fuente. Elaboración propia.

Análisis y procesamiento de los datos para el mes de noviembre

Tabla 71. Mes de noviembre de 2018

Noviembre	Promedio de Caudal por día(L/s)	Promedio de Quimifloc 1325 (mg/L)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (mg/L)	Sumatoria de Cloro por día (lb/día)	AGUA CRUDA			AGUA TRATADA			Promedio de caudal por día (L/día)
					TURB.	COLOR	pH	TURB.	COLOR	pH	
1	134.5385	7.4808	0.0000	17.3846	166.1154	1222.0000	6.5308	0.0000	0.3846	7.0077	3228.9231
2	123.7692	6.7692	0.0000	32.3077	55.0000	340.9231	6.5192	0.0769	0.8462	7.0154	2970.4615
3	127.0769	0.0385	1.3077	6.9731	0.0385	1.3077	6.9731	0.0385	1.3077	6.9731	3049.8462
4	127.3846	2.2885	0.0000	36.0769	9.1923	53.3200	6.6692	0.0000	0.9231	6.9462	3057.2308
5	126.6923	2.3269	0.0000	37.0000	7.7692	48.1154	6.7385	0.0000	0.6154	7.0000	3040.6154
6	122.8462	2.0000	0.0000	37.0769	5.5000	36.6538	6.7423	0.0000	0.0000	6.8583	2948.3077
7	121.0769	2.0769	0.0000	36.1538	17.0769	95.6154	6.7115	0.0000	0.2308	6.8923	2905.8462
8	125.7692	3.3462	0.0000	36.0000	26.2692	220.5769	6.7600	0.0000	0.1538	6.8577	3018.4615
9	125.3846	3.6154	0.0000	36.0000	14.4615	87.3077	6.7808	0.0000	0.7692	6.8846	3009.2308
10	130.4615	2.5385	0.0000	36.0000	6.8846	44.0385	6.34	0.0000	0.3077	6.9038	3131.0769
11	125.0000	2.5000	0.0000	36.0000	6.0000	35.4615	6.8040	0.0000	0.0000	6.8885	3000.0000
12	124.2308	1.7846	0.0000	36.0000	5.7308	32.9615	6.6962	0.0000	0.0000	6.9846	2981.5385
13	103.0769	1.6077	0.0000	30.2308	8.0800	44.2800	6.4192	0.0800	1.2800	6.6654	2473.8462
14	109.7692	1.6000	0.0000	30.0000	5.3846	28.5385	6.7077	0.0000	0.0000	6.6923	2634.4615
15	118.6154	1.6000	0.0000	31.0769	4.1154	22.6154	6.6962	0.0000	0.1923	6.9615	2846.7692
16	134.1538	1.6000	0.0000	37.7692	5.5769	26.9615	6.7308	0.0000	0.0000	6.9962	3219.6923
17	125.4615	1.4154	0.0000	36.7692	6.0000	30.6538	6.7231	0.0000	0.0000	6.9654	3011.0769
18	122.6154	1.2000	0.0000	35.9231	5.0000	23.5000	6.7231	0.0000	0.0000	6.9731	2942.7692
19	123.0000	1.2000	0.0000	36.0000	4.2692	19.6923	6.8154	0.0000	0.0000	6.8160	2952.0000
20	122.5385	1.2000	0.0000	36.0000	3.6154	15.7308	6.8846	0.0000	0.0000	6.8115	2940.9231
21	122.0769	1.2000	0.0000	36.0000	4.0000	17.8462	6.8654	0.0000	0.0000	6.8520	2929.8462
22	122.0000	1.2000	0.0000	36.0000	3.6154	19.7692	6.8500	0.0000	0.0000	6.8615	2928.0000
23	118.6923	4.0808	0.0000	36.0000	27.9615	231.5385	7.0308	1.4615	4.4231	7.0077	2848.6154
24	118.3077	2.7077	0.0000	36.0000	23.3077	138.8462	6.9769	0.8846	4.0000	6.8640	2839.3846
25	120.2308	1.9846	0.0000	36.0000	22.2917	108.2308	7.0346	1.5769	8.7692	6.9385	2885.5385
26	120.8462	1.2000	0.0000	31.9231	4.0000	16.8462	6.7346	0.0000	0.1154	6.9577	2900.3077
27	121.3846	1.2000	0.0000	32.0000	3.2692	13.2692	6.7731	0.0000	0.0000	6.9962	2913.2308
28	119.1538	0.9692	0.0000	32.0000	2.6923	12.5769	6.7962	0.0000	0.0000	6.9846	2859.6923
29	124.1538	1.0000	0.0000	32.0000	3.0000	13.3846	6.7923	0.0000	0.0000	6.9769	2979.6923
30	123.3846	0.0769	0.0000	32.0000	1.7692	10.6923	6.8192	0.0000	0.0000	7.0077	2961.2308
	122.7897	2.1269	0.0436	33.2222	15.2662	100.4418	6.7689	0.1373	0.8106	6.9180	2946.9538
PROMEDIO Y DOSIS ÓPTIMA POR MES	Caudal en L/mes	Promedio de Quimifloc 1325 (kg/mes)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (kg/mes)	Sumatoria de Cloro por día (kg/mes)							
	318271015.3846	676.9380	13.8734	452.0874							

Fuente. Elaboración propia

Tabla 72. Calculo del caudal utilizado durante el lavado de filtros en un mes de noviembre

Días del mes de noviembre	Módulo 1	Módulo 2	Módulo 3	Lavado de filtros por día	Metros cúbicos gastados durante el lavado por día
DIA 1	1	4	0	5	76.23
DIA 2	4	1	1	6	91.476
DIA 3	3	2	2	7	106.722
DIA 4	1	0	0	1	15.246
DIA 5	3	5	4	12	182.952
DIA 6	3	3	4	10	152.46
DIA 7	5	0	0	5	76.23
DIA 8	5	1	0	6	91.476
DIA 9	8	5	4	17	259.182
DIA 10	5	2	0	7	106.722
DIA 11	5	2	4	11	167.706
DIA 12	0	2	0	2	30.492
DIA 13	0	0	0	0	0
DIA 14	0	1	1	2	30.492
DIA 15	3	2	3	8	121.968
DIA 16	4	4	2	10	152.46
DIA 17	3	2	2	7	106.722
DIA 18	2	2	0	4	60.984
DIA 19	4	0	1	5	76.23
DIA 20	1	3	4	8	121.968
DIA 21	4	4	0	8	121.968
DIA 22	3	0	4	7	106.722
DIA 23	4	6	0	10	152.46
DIA 24	4	4	4	12	182.952
DIA 25	4	3	3	10	152.46
DIA 26	4	5	3	12	182.952
DIA 27	1	1	0	2	30.492
DIA 28	4	0	2	6	91.476
DIA 29	1	3	0	4	60.984
DIA 30	0	0	3	3	45.738
Número de lavado de filtros al mes				207	
Totales de agua por lavado de filtros gastado en m3 al mes					3155.922

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 73. Caudal de drenaje de sedimentadores mes de noviembre

Área total	Velocidad	Número de lavado al mes	caudal total en litros	caudal total en litros
207	0.00074547	6	0.92587374	925.87374

Fuente. Elaboración propia.

Tabla 74. Calculo de las pérdidas de agua durante el tratamiento mes de noviembre

GASTOS DE LAVADO DE FILTRO EN m³	GASTO DE LAVADO DE SEDIMENTADORES EN m³/mes	PERDIDAS DE AGUA EN LAS FUGAS DE LA PTAP EN m³(equivalentes a 7L/s) medidas en campo	SUMATORIA DE GASTOS DE FILTROS + SEDIMENTADORES+FUGAS PTAP EN m³	Caudal total en m³/mes	Caudal total - gastos en m³/mes
3.1559	0.9259	18748.8000	18752.8818	318271.0154	299518.1336

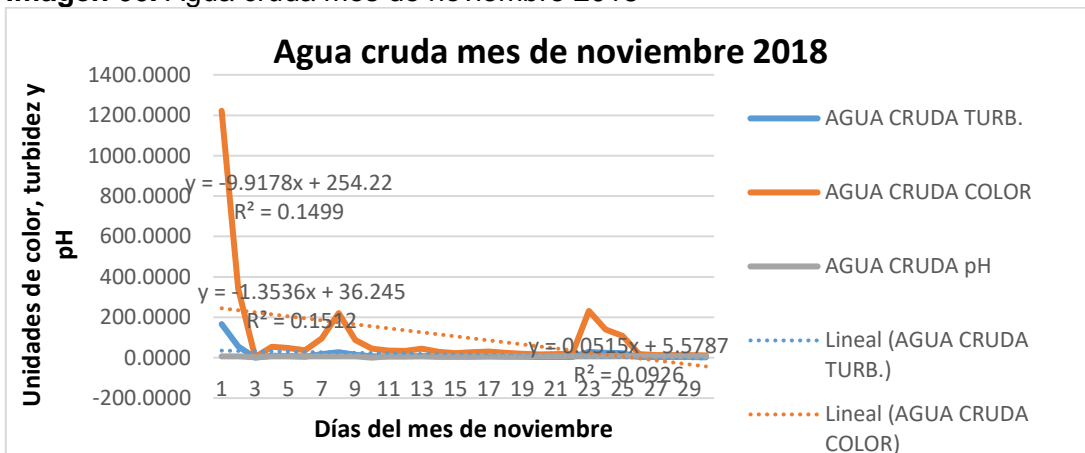
Fuente. Elaboración propia.

Tabla 75. Porcentaje de pérdidas con relación al caudal total mes de octubre

Porcentaje de agua gastada en lavado de filtros y sedimentadores		Porcentaje de Pérdidas de agua en fugas de la PTAP		Porcentaje de pérdidas al caudal total	
318271.0154	100	318271.0154	100	318271.0154	100
4.0818	0.0012825	18748.8000	5.89083	18752.8818	5.892111091

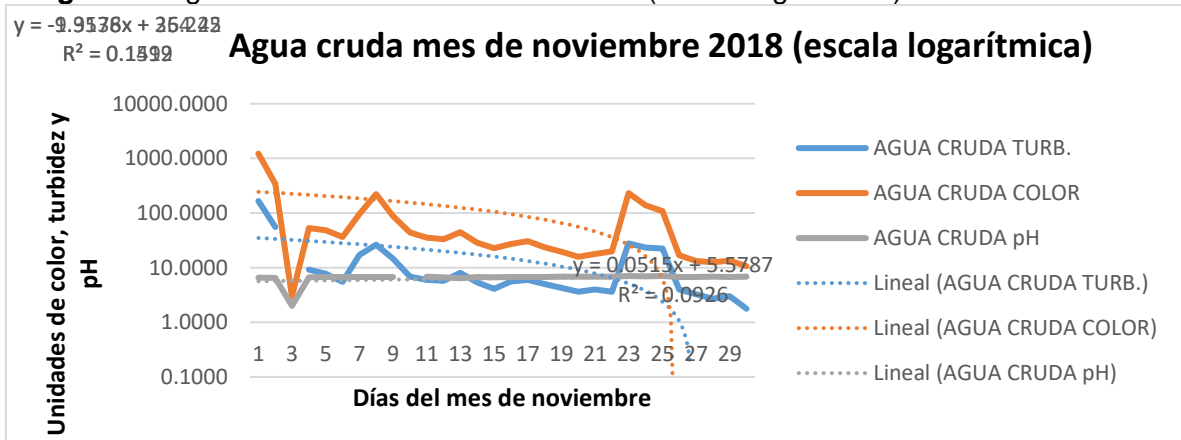
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 66. Agua cruda mes de noviembre 2018



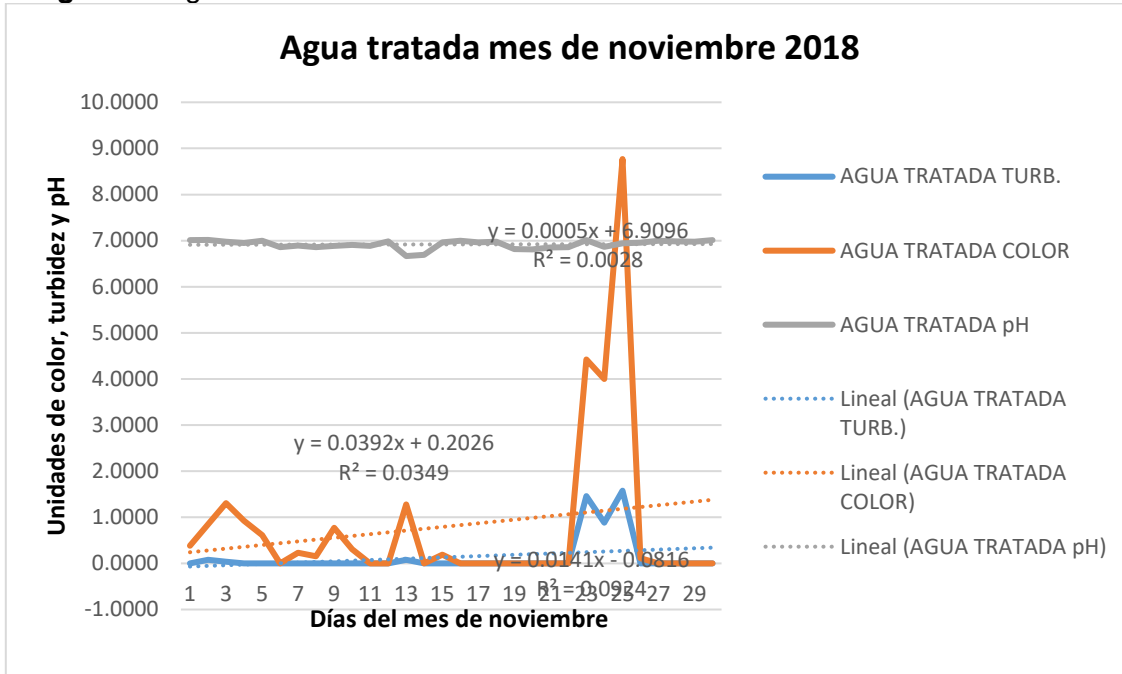
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 67. Agua cruda mes de noviembre 2018 (escala logarítmica)



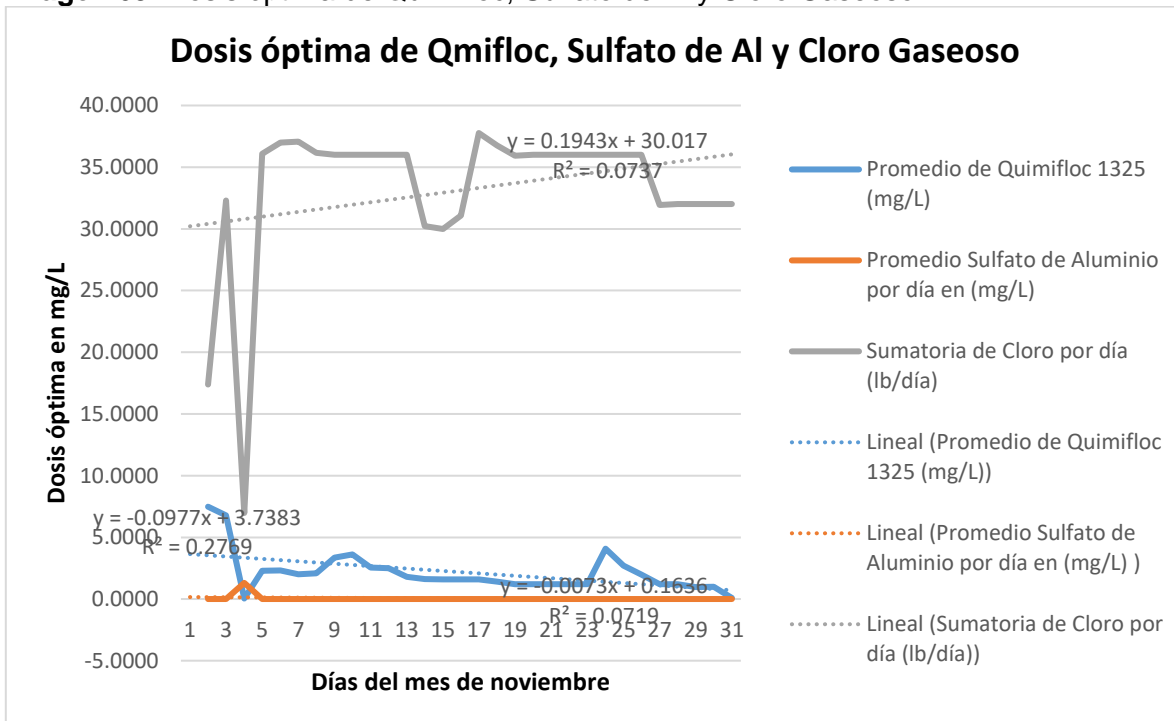
Fuente. Elaboración propia.

Imagen 68. Agua tratada mes de noviembre 2018



Fuente. Elaboración propia.

Imagen 69. Dosis óptima de Quimifloc, Sulfato de Al y Cloro Gaseoso



Fuente. Elaboración propia

Análisis y procesamiento de los datos para el mes de diciembre

Tabla 76. Mes de diciembre

Diciembre	Promedio de Caudal por día(L/s)	Promedio de Quimifloc 1325 (mg/L)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (mg/L)	Sumatoria de Cloro por día (lb/día)	AGUA CRUDA			AGUA TRATADA			Promedio de caudal por día (L/día)
					TURB.	COLOR	pH	TURB.	COLOR	pH	
1	123.1538	0.0000	0.0000	32.1538	2.0769	8.1923	6.8000	0.0000	0.0000	6.9885	2955.6923
2	122.1538	0.0000	0.0000	34.0000	2.1923	9.5385	6.8115	0.0000	0.0000	6.9462	2931.6923
3	121.9231	0.0000	0.0000	34.9231	1.6538	5.6923	7.0308	0.0000	0.0000	9.4115	2926.1538
4	122.2308	0.0000	0.0000	36.0000	1.6923	5.4615	7.1269	0.0000	0.0000	7.0269	2933.5385
5	121.5385	0.0000	0.0000	36.0000	1.6923	6.0385	7.1269	0.0000	0.0000	7.0577	2916.9231
6	121.5385	0.0000	0.0000	36.0000	1.1154	4.6923	7.3231	0.0000	0.0000	7.1308	2916.9231
7	121.8462	0.0000	0.0000	36.0000	1.0385	2.6923	6.9808	0.0000	0.0000	7.0654	2924.3077
8	121.2308	0.0000	0.0000	36.0000	1.0000	3.1538	6.9500	0.0000	0.0000	7.0769	2909.5385
9	122.0000	0.0000	0.0000	36.0000	1.2692	2.5000	11.6731	0.0000	0.0000	7.0308	2928.0000
10	120.7692	0.0000	0.0000	36.0000	1.8462	8.5000	6.8115	0.0000	0.0000	7.0000	2898.4615
11	121.8462	0.0000	0.0000	36.0000	1.6154	5.2692	6.8577	0.0000	0.0000	6.9923	2924.3077
12	119.7692	0.0000	0.0000	36.0000	1.6154	6.0000	6.8654	0.0000	0.0000	7.0077	2874.4615
13	121.9231	0.0000	0.0000	36.0000	1.6154	6.5769	6.9385	0.0000	0.0000	7.0038	2926.1538
14	121.7692	0.0000	0.0000	36.3846	1.7308	5.2692	6.9346	0.0000	0.0000	6.9769	2922.4615
15	122.1538	0.0000	0.0000	36.5385	1.4231	5.6154	6.9360	0.0000	0.0000	6.9885	2931.6923
16	120.2308	0.0000	0.0000	37.0000	1.5385	5.8462	6.9269	0.0000	0.0000	7.0077	2885.5385
17	111.7692	0.0000	0.0000	34.1538	0.7308	1.5385	6.4308	0.0000	0.0000	6.4846	2682.4615
18	122.6154	0.0000	0.0000	37.0000	1.0385	1.9615	6.9577	0.0000	0.0000	7.0231	2942.7692
19	122.6923	0.0000	0.0000	37.0000	0.6538	1.4615	5.3423	0.0000	0.0000	5.4000	2944.6154
20	122.5385	0.0000	0.0000	37.0000	0.6923	1.7692	6.9654	0.0000	0.0000	7.0038	2940.9231
21	122.4615	0.0000	0.0000	37.0000	0.8462	1.4615	6.9500	0.0000	0.0000	7.0077	2939.0769
22	121.7692	0.0000	0.0000	37.0000	1.0385	1.6154	6.9423	0.0000	0.0000	9.4538	2922.4615
23	121.4615	0.0000	0.0000	44.6923	0.8846	1.2308	6.9577	0.0000	0.0000	7.0120	2915.0769
24	121.8462	0.0000	0.0000	37.0000	0.4231	2.9615	6.9192	0.0000	0.0000	7.0000	2924.3077
25	121.2308	0.0000	0.0000	37.0000	0.6154	2.5385	6.8846	0.0000	0.0000	6.9962	2909.5385
26	122.2308	0.0000	0.0000	37.0000	0.5385	2.5769	6.8846	0.0000	0.0000	6.9885	2933.5385
27	122.7692	0.0000	0.0000	37.0000	0.3846	2.5000	6.8769	0.0000	0.0000	6.9923	2946.4615
28	117.3846	0.0000	0.0000	37.0000	0.6538	2.8846	6.8654	0.0000	0.0000	6.9846	2817.2308
29	119.0769	0.0000	0.0000	37.0000	0.7308	2.0385	6.8080	0.0000	0.0000	7.0000	2857.8462
30	120.8462	0.0000	0.0000	37.0000	0.6538	1.6538	6.8192	0.0000	0.0000	7.0192	2900.3077
31	122.0000	0.0000	0.0000	37.0000	1.1154	2.1923	6.8769	0.0000	0.0000	6.9750	2928.0000
	121.2506	0.0000	0.0000	36.4789	1.1650	3.9169	7.0185	0.0000	0.0000	7.0985	2910.0149
PROMEDIO Y DOSIS ÓPTIMA POR MES	Caudal en L/mes	Promedio de Quimifloc 1325 (kg/mes)	Promedio Sulfato de Aluminio por día en (kg/mes)	Sumatoria de Cloro por día (kg/mes)							
	324757661.5385	0.0000	0.0000	512.9518							

Fuente. Elaboración propia

Tabla 77. Calculo del caudal utilizado durante el lavado de filtros en un mes de diciembre

Días del mes de diciembre	Módulo 1	Módulo 2	Módulo 3	Lavado de filtros por día	Metros cúbicos gastados durante el lavado por día
DIA 1	0	1	1	2	30.492
DIA 2	1	1	1	3	45.738
DIA 3	0	0	0	0	0
DIA 4	0	0	0	0	0
DIA 5	0	0	3	3	45.738
DIA 6	1	0	0	1	15.246
DIA 7	1	2	0	3	45.738
DIA 8	3	2	0	5	76.23
DIA 9	0	0	0	0	0
DIA 10	2	2	2	6	91.476
DIA 11	1	0	0	1	15.246
DIA 12	0	0	2	2	30.492
DIA 13	2	0	0	2	30.492
DIA 14	0	0	2	2	30.492
DIA 15	0	0	0	0	0
DIA 16	0	4	0	4	60.984
DIA 17	0	0	4	4	60.984
DIA 18	0	0	0	0	0
DIA 19	0	0	0	0	0
DIA 20	0	0	0	0	0
DIA 21	0	0	0	0	0
DIA 22	0	0	0	0	0
DIA 23	0	0	0	0	0
DIA 24	0	0	0	0	0
DIA 25	3	5	3	11	167.706
DIA 26	0	0	1	1	15.246
DIA 27	0	0	0	0	0
DIA 28	0	0	0	0	0
DIA 29	0	0	0	0	0
DIA 30	0	0	0	0	0
DIA 31	2	2	0	4	60.984
Número de lavado de filtros al mes				54	
Totales de agua por lavado de filtros gastado en m3 al mes					823.284

Fuente. Elaboración propia

Tabla 78. Caudal de drenaje de sedimentadores mes de diciembre

Área total	Velocidad	Número de lavado al mes	caudal total en litros	caudal total en litros
207	0.00074547	4	0.61724916	617.24916

Fuente. Elaboración propia

Tabla 79. Calculo de las pérdidas de agua durante el tratamiento mes de diciembre

GASTOS DE LAVADO DE FILTRO EN m ³	GASTO DE LAVADO DE SEDIMENTADORES EN m ³ /mes	PERDIDAS DE AGUA EN LAS FUGAS DE LA PTAP EN m ³ (equivalentes a 7L/s) medidas en campo	SUMATORIA DE GASTOS DE FILTROS + SEDIMENTADORES+FUGAS PTAP EN m ³	Caudal total en m ³ /mes	Caudal total - gastos en m ³ /mes
0.8233	0.6172	18748.8000	18750.2405	324757.6615	306007.4210

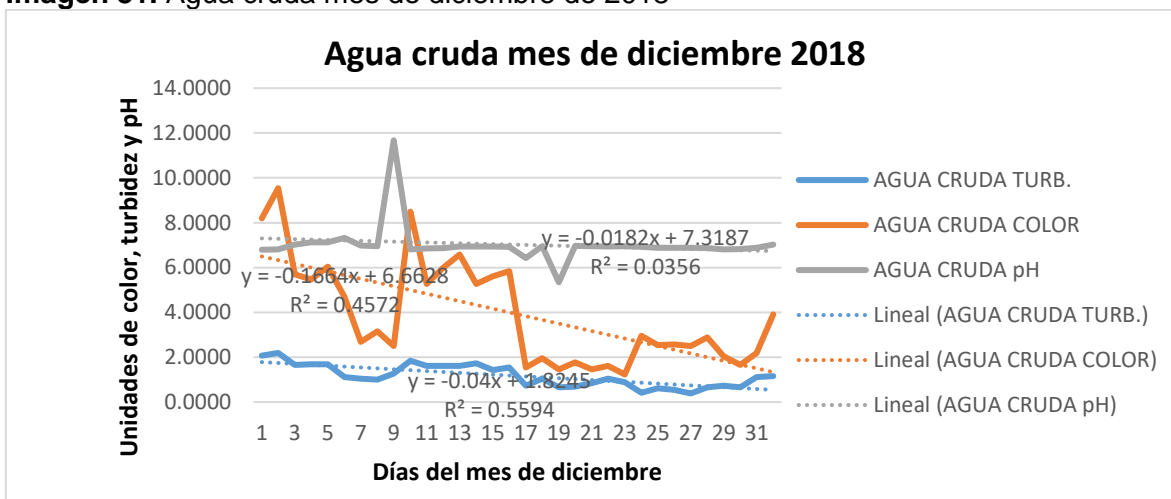
Fuente. Elaboración propia

Tabla 80. Porcentaje de pérdidas con relación al caudal total mes de diciembre

Porcentaje de agua gastada en lavado de filtros y sedimentadores		Porcentaje de Pérdidas de agua en fugas de la PTAP		Porcentaje de pérdidas al caudal total	
324757.6615	100	324757.6615	100	324757.6615	100
1.4405	0.0004436	18748.8000	5.773166	18750.2405	5.773609911

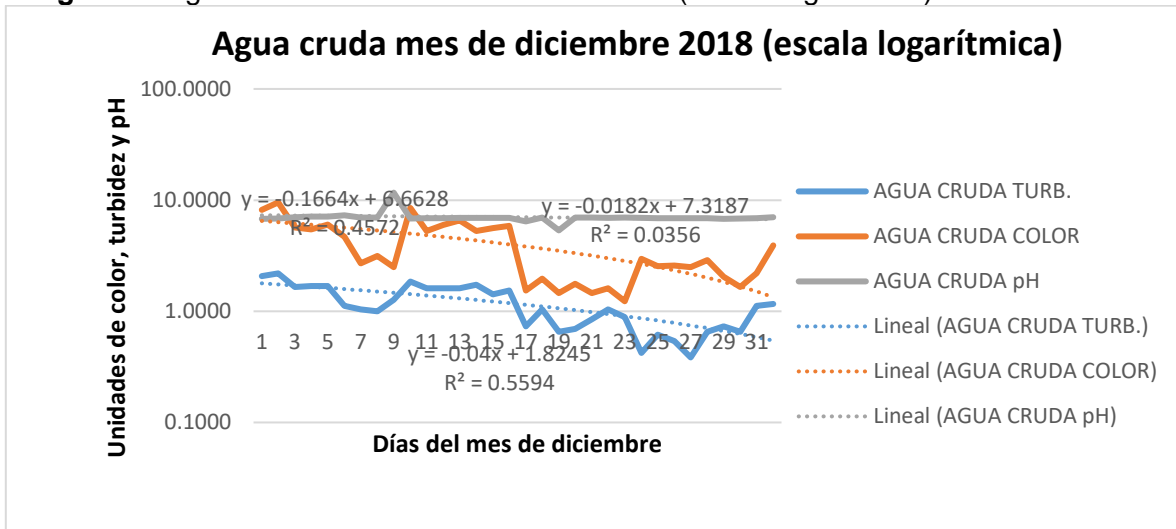
Fuente. Elaboración propia

Imagen 81. Agua cruda mes de diciembre de 2018



Fuente. Elaboración propia

Imagen 82. Agua cruda mes de diciembre de 2018 (escala logarítmica)



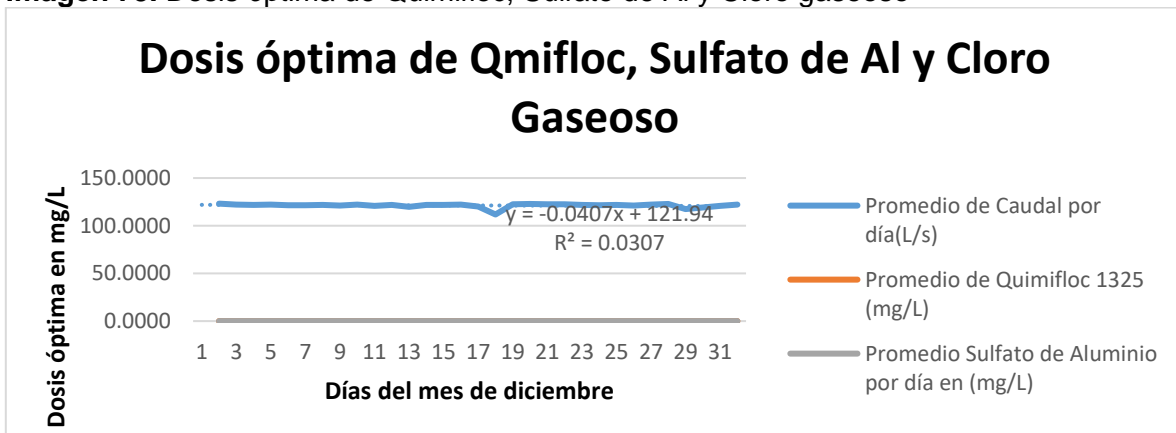
Fuente. Elaboración propia

Imagen 72. Agua tratada mes de noviembre de 2018



Fuente. Elaboración propia

Imagen 73. Dosis óptima de Quimifloc, Sulfato de Al y Cloro gaseoso



Fuente. Elaboración propia